

群杭基礎の大型振動台実験

構造物研究グループ	グループ長	福井 次郎 ¹⁾
構造物研究グループ(基礎)	上席研究員	中谷 昌一
	主任研究員	白戸 真大
	研究員	野々村佳哲
	交流研究員	喜多 直之 ²⁾

- 1) 前上席研究員：平成8年11月～平成17年3月
2) 交流研究員在職期間：平成13年4月～平成15年3月

要 旨

土木研究所基礎チームでは、大地震に対する基礎の耐震性能照査のための、設計実務で用いることができるような実用的な基礎の動的解析モデルの開発を進めてきた。そして、これまでに杭の水平方向の相互作用バネの履歴特性を明らかにした。本研究ではさらに群杭基礎の地震時における動的挙動を把握するため、乾燥砂地盤中の群杭基礎(杭長3 m, 3×3本)の大型振動台実験を行った。

本報告では、振動台実験結果及び開発した相互作用バネを用いた数値解析結果を報告する。

キーワード：基礎，振動台実験，群杭効果，動的解析

Copyright © (2006) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

目次

第1章	はじめに	1
第2章	群杭基礎の振動台実験概要	2
2.1	実験概要	2
2.1.1	加振ケース	3
2.1.2	入力波	5
2.2	実験装置	6
2.2.1	実験施設	6
2.2.2	杭基礎模型	6
2.2.3	計測項目	13
2.2.4	計測器の設置方法	14
2.3	実験地盤	18
2.3.1	地盤材料	18
2.3.2	実験地盤の作成手順	19
2.3.3	作成時の地盤密度	20
2.3.4	サウンディング試験	21
2.3.5	S波測定	22
2.3.6	小ひずみ域におけるせん断弾性係数 G_0 の比較	23
2.3.7	標点測定	25
第3章	データ処理方法	26
3.1	一般事項	26
3.1.1	初期値とサンプリング周波数	26
3.1.2	計測記録の符号	26
3.2	加速度	27
3.2.1	基礎および地盤の加速度の評価	27
3.2.2	地盤内の加速度計の深度	27
3.2.3	地表面沈下量と加振エネルギーの関係	28
3.3	変位	30
3.3.1	加速度から変位を算定する方法	30

3.3.2	神戸波加振時に得られた加速度データの前処理について	33
3.3.3	加速度から変位の算定フロー	34
3.3.4	相対変位の算定方法	34
3.3.5	画像解析結果との比較	35
3.4	曲げモーメント	37
3.5	地盤反力度	37
3.5.1	ロードセルによる計測値からの地盤反力度の算出方法	37
3.5.2	曲げひずみ分布からの地盤反力度の算出方法	38
3.5.3	地盤反力度の推定方法の違いによるデータの信頼性について	39
3.6	回転加速度，回転角	41
3.6.1	回転加速度，回転角の算定方法	41
3.6.2	画像解析結果との比較	41
第4章	実験結果	42
4.1	模型の浮き上がり	42
4.2	地盤変位分布	44
4.3	模型および地盤の固有振動数	47
4.4	地盤反力度の最大値分布	48
4.5	地盤反力度-相対変位関係 (p - y 関係)	50
4.6	杭が受ける水平地盤抵抗の群杭効果による低減率	53
第5章	BNWF モデルを用いた動的解析	60
5.1	実験のモデル化	60
5.1.1	概要	60
5.1.2	p - y 関係	61
5.2	解析結果	64
5.2.1	パラメター α_k の設定	64
5.2.2	上部構造物の応答	65
5.2.3	杭の変位分布	66
5.2.4	杭に生じる曲げモーメント	68
5.2.5	地盤反力度	69
第6章	まとめ	74
	参考文献	75
	資料 A グラフ一覧	77

資料 B	3次元 FEM 解析	126
資料 C	本資料で用いた p - y 履歴則	136
資料 D	巻末 DVD-ROM について	150

第1章 はじめに

近年の大地震の被害経験から，構造物の耐震設計は構造物の有するじん性を考慮して行われるようになった．多くの設計基準では，構造物の一次モードに相当する慣性力を漸増荷重で与える静的解析であるプッシュオーバー（荷重漸増）解析により非線形挙動を把握し，構造物を一質点の振動系として仮定してエネルギー一定則，変位一定則，非線形応答スペクトルなどを適用し，構造物の非線形応答を算出する方法が示されている．静的解析結果に基づくこの方法は，簡便であり，試行錯誤が必要な設計作業になじむ手法である．

一方，近年，地震時の構造物の動的な挙動をより積極的に考慮し，合理的な設計を行うことが要求される場合には，構造物の耐震性能の照査に動的解析を用いることが模索されている．構造物基礎の耐震性能の照査においても動的解析を活用することが期待されている．特に，膨大なストックを有する既設基礎の耐震補強については，新設基礎の設計以上に総合的かつ合理的な判断が必要とされ，動的解析の活用が期待される．

このような現状を受け，土木研究所基礎チームでは，深い基礎の非線形動的解析に用いるための水平地盤反力度 p ，基礎・地盤間相対水平変位 y の履歴特性について実験的，理論的な検討を進めてきた¹⁾．そして，明らかにされた履歴特性をモデル化した履歴則を提案し，単杭の挙動について検証をしてきた²⁾．さらに，粘性土中の単杭の動的挙動についても検証した³⁾．これらの研究に引き続き，本研究では，群杭基礎の大地震時における動的挙動を把握するため，乾燥砂地盤中の群杭基礎（杭長 3 m, 3 × 3 本）の大型振動台実験と数値解析を行った．本資料は，振動台実験の結果およびその数値解析結果についてまとめたものである．

本資料の構成は以下の通りである．まず，2章では，今回行った群杭基礎の振動台実験の実験条件について示す．次に，3章では，実験で計測された値を，考察や数値解析との比較に利用するため他の工学量に変換するためのデータ処理方法について示す．4章では，基礎が受ける地盤抵抗をモデル化する上で重要と考えられる項目についてデータを分析した結果を示す．5章では，実験に対して行った数値シミュレーションの手法とその結果について示す．最後に6章で，本実験および解析により得られた知見について示す．

第2章 群杭基礎の振動台実験概要

2.1 実験概要

実験は土木研究所で所有している三次元大型振動台とせん断土槽を用いた。今回行った実験の概略図を図-2.1 に示す。土槽内に杭基礎模型を設置した後、砂地盤を作成した。振動台は水平一方向に加振された。

杭基礎模型は 3×3 本の9本群杭である。図-2.1 に示すように、各杭には杭位置に応じた呼び名を与えた。北から南に向かってN列(North), M列(Middle), S列(South)と呼び、西から東に1列, 2列, 3列と呼ぶ。本資料中においては、北列の西側の杭を Pile N-1 と呼ぶものとする。

杭体は角に丸みを有する矩形断面の鋼管(JIS G 3466, 材質 STK400, 杭外径 $D = 125$ mm, 板厚 $t = 4.5$ mm, 杭長 $L = 3,250$ mm) である。円形断面の鋼管では内空面積や曲げ剛性の観点からセンサーを設置することが困難であったため矩形断面の鋼管を用いた。杭中心間隔は $2.5D$ である。杭頭とフーチングは剛結合されており、杭先端部はヒンジ条件である。今回の実験範囲では杭体の挙動は弾性挙動であるとみなしてよいものであった。

実験地盤は気乾状態の東北硅砂6号が用いられ、高さが3 m, 相対密度が60~70%となるように作成された。

本資料において模型や地盤中のある点の高さを表示するときには、常にせん断土槽底面から3 mの位置(目標初期地盤高さ)をGL ± 0 m として参照する。



写真-2.1 振動台実験施設

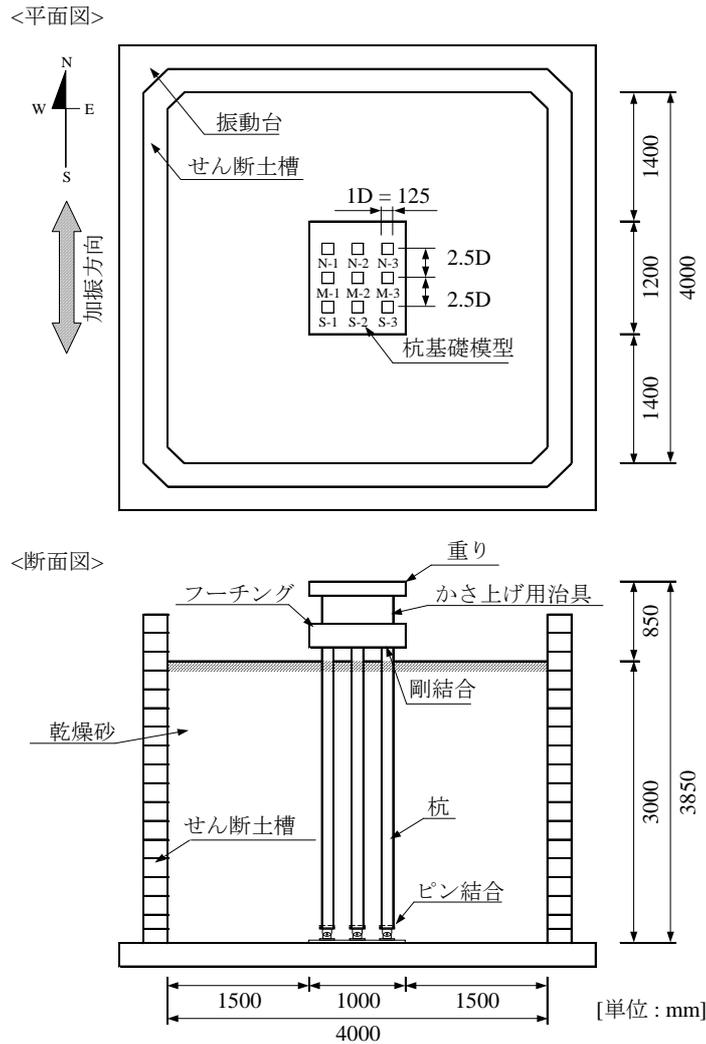


図-2.1 実験概要

2.1.1 加振ケース

表-2.1 にすべての加振ケースを示す．実験は2回に分けて行った．それぞれ Series 1, Series 2 と呼ぶ．Series 1 の終了後に地盤は撤去され，その後，Series 2 のために新たに作成しなおされた．そして，Series 1, Series 2 それぞれにおいて模型の上載荷重の質量 (Weight), 入力地震動 (Wave) 等を変えて複数回の加振を行った．本資料では Series i , Run j の加振のことを Run i - j と記述する．また，表-2.1 の Run の列における After とは，それぞれの Series の全加振 Run 終了後という意味である．表-2.1 には，各加振 Run の直前における地盤条件の計測値および各加振 Run の当該加振中における振動台上での最大加速度 (Recorded table Acc.) も併せて示している．

Series 1 は，群杭が受ける地盤抵抗を直接的に計測することに主眼が置かれた．水平地盤抵抗を直接計測するために，断面を一部欠損させ，ロードセルを埋め込んだ杭を用いた．入力波には主に一定振幅の正弦波を用いた．これは，群杭を定常的に振動させることにより群杭が受ける水平地盤抵抗のモデル化に必要な基礎データを得るためである．

表-2.1 加振条件の一覧

Series	Run	Ground condition				Input condition			Result
		Soil depth (m)	Soil density (g/cm ³)	D_r (%)	Measured v_s (m/sec)	Weight	Wave	Assumed table Acc.* (gal)	Recorded table Acc.* (gal)
1	1	2.991	1.582	63.6	209	N	Sinusoidal	300	-278
1	2	-	-	-	-	N	Sinusoidal	300	273
1	3	-	-	-	-	N	Sweep	50	59
1	4	2.959	1.599	68.7	214	L	Sweep	50	58
1	5	-	-	-	-	L	Sinusoidal	100	92
1	6	-	-	-	-	L	Sinusoidal	300	272
1	7	-	-	-	-	L	Sinusoidal	400	-397
1	8	2.907	1.628	77.0	-	M	Sweep	50	-59
1	9	-	-	-	-	M	Sinusoidal	100	93
1	10	-	-	-	-	M	Sinusoidal	300	-279
1	11	-	-	-	-	M	Sinusoidal	400	-393
1	12	2.892	1.636	79.4	220	M	Sinusoidal	500	-536
1	13	2.865	1.651	83.7	-	M	Sinusoidal	600	-633
1	14	2.841	1.666	87.6	-	L	Sinusoidal	600	-652
1	15	2.837	1.668	88.2	225	M	Kobe	818	882
1	After	2.833	1.670	88.9	228	-	-	-	-
2	1	2.993	1.594	67.1	207	M	Sweep	50	57
2	2	-	-	-	-	M	Sinusoidal	100	92
2	3	-	-	-	-	M	Sweep	50	57
2	4	2.995	1.592	66.7	210	M	Kobe	818	822
2	5	2.954	1.614	73.2	221	M	Sweep	50	55
2	6	-	-	-	-	M	Increasing	600	618
2	7	2.881	1.655	84.8	223	H	Sweep	50	-57
2	8	-	-	-	-	H	Kobe	-818	-819
2	9	2.869	1.662	86.8	225	H	Sweep	50	-57
2	10	-	-	-	-	H	Increasing	600	624
2	11	2.861	1.667	88.1	228	M	Sweep	50	55
2	12	-	-	-	-	M	Sinusoidal	500	-510
2	13	2.843	1.678	90.9	-	M	Sinusoidal	100	89
2	14	-	-	-	-	M	Sweep	50	-56
2	After	2.842	1.678	91.0	232	-	-	-	-

* Acc. = acceleration

After: 各 Series の全加振 Run 終了後

一方，Series 2 では，実験結果のシミュレーションにおいて杭の数値モデル化を行いやすいように，断面欠損がない杭を用いた．ランダム波である実際の地震動を受けるときの杭の挙動を観察すること，各種数値シミュレーションモデルの精度を調べるためのベンチマークデータを得ることを目的に，主に 1995 年兵庫県南部地震・神戸海洋気象台観測波 N-S 成分 (最大加速度 818 gal) を入力した．

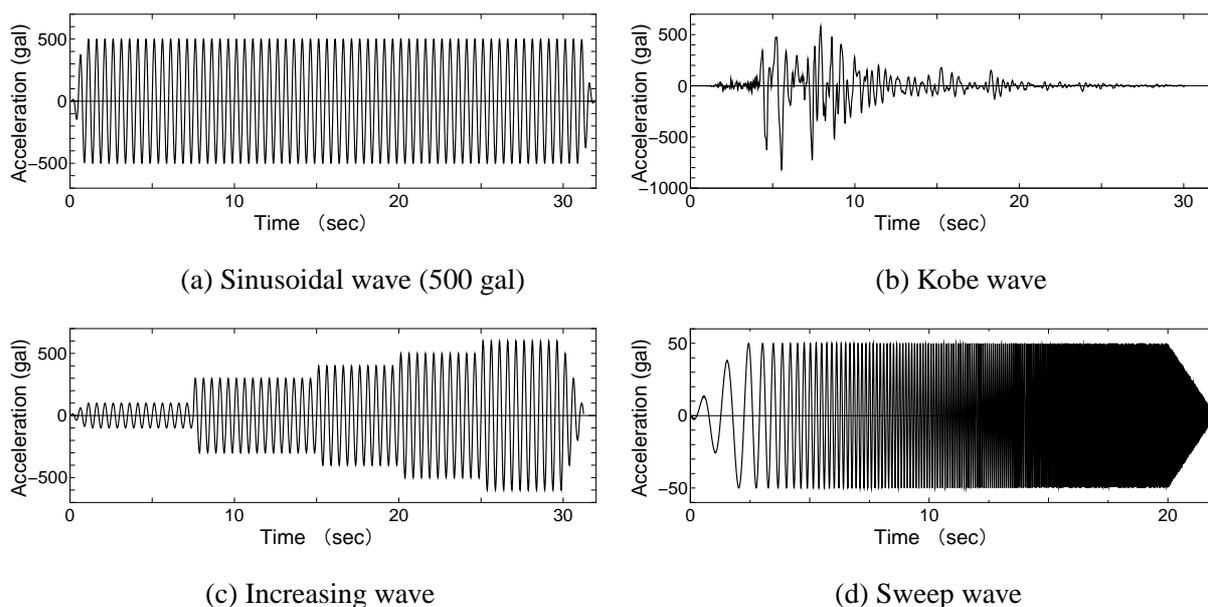


図-2.2 Time history of input acceleration

地盤が加振によるエネルギーにより締固められ、徐々に沈下することが予想されたため、Series 1 の Run 1~3 までは、地盤が実験中に極度に沈下することのないように、上載荷重を載せていない状態で、正弦波による加振を行った。Series 2 については、地盤の締固めのための加振は行っていない。これら締固めのための加振についてもデータ計測を行っており、巻末 DVD-ROM にはデータを収録しているが、本資料ではデータ整理の対象としない。

2.1.2 入力波

入力波の種類は正弦波 (Sinusoidal wave)、神戸波 (Kobe wave)、漸増波 (Increasing wave)、スウィープ波 (Sweep wave) の 4 種類である。それぞれの波の振動台への入力指令値の時刻歴波形図を図-2.2 に示す。本実験では、振動台の規模が大きく、かつ油圧制御であることなどが影響し、厳密に入力信号通りの最大加速度や波形に従って振動台が挙動しなかった。したがって、表-2.1 に示すように、振動台上の想定加速度 (Assumed table acceleration) と計測最大加速度 (Measured maximum acceleration) に差がある。

入力波のうち正弦波は、振動数 2 Hz、継続時間 30 sec の波で、最大加速度が表-2.1 の入力加速度になるように、時間領域で一定倍率を乗じて調整されている。

神戸波は兵庫県南部地震 (1995) における神戸海洋気象台観測波の N-S 成分である。

漸増波は振動数 2 Hz を保ちつつ、最大加振加速度が 100, 300, 400, 500, 600gal へと段階的に大きくなるように設定した正弦波である。漸増波は Series 2 でのみ用いられている。

スウィープ波は周波数を変化させながら発振する波である。今回は加速度振幅を 50 gal として、1 秒間に 1 Hz の割合で 1~20 Hz まで変化させた。スウィープ波加振は地盤や基礎の固有振動特性を確認するために実験の要所ごとに行われた。

2.2 実験装置

2.2.1 実験施設

実験に使用した振動台装置は土木研究所所有の三次元大型振動台である．その諸元を表-2.2 に示す．せん断土槽は図-2.3 に示すように内寸法 4 m × 4 m, 高さ 3.5 m で全 17 段のフレームからなる構造である．各フレームは，高さ 200 mm, 質量 1.2 t である．最下段の 17 段目のみ高さが 300 mm であり，せん断土槽の底板と一体化しており，質量は 25.8 t である．底板には排水口なども備え付けられている．また，各フレーム同士の最大相対水平変位量は約 40 mm である．構造上，せん断土槽のフレームを 1 層ずつ取りはずすことができない．そのため，何もしない限り，本実験では上部 2 層ないし 3 層のフレームが自由に運動することになる．そこで，フレームが地盤とは別個に自由挙動して実験に悪影響を及ぼすことを避ける目的で土槽天端から 5 層のフレームを連結固定した．

2.2.2 杭基礎模型

(1) 概要

実験に用いた群杭基礎模型を写真-2.2 に示す．3 × 3 正方配列の 9 本群杭で，杭中心間隔は道路橋の杭基礎の標準的な値である $2.5 D$ ($D =$ 杭径) である．図-2.4 に群杭部も含めた模型全体図を示す．

模型は鋼製であり，上載荷重部分 (Weight), 柱 (Supporting column), フーチング (Pile cap), 杭 (Pile) からなる．模型の固有周期を変化させることを目的に N, L, M, H と呼ぶ 4 種類の上載荷重を用いた．1,200 × 1,000 × 厚さ 32 mm および 1,200 × 900 × 厚さ 40 mm の鋼板を必要な枚数積み重ねることで上載荷重を調整した．模型の各部材の質量一覧を表-2.3 に示す．

杭体の諸元は 2.1 節に示した通りである．フーチング下面から杭先端までは 3,000 mm で，根入れ長は 2,750 mm である．図-2.7 にセンサー設置断面の詳細図を示す．杭内部に加速度計を設置するため，厚さ 4.5 mm, 幅 116 mm の鋼板を杭先端から 3,100 mm の長さで杭の内部中心線上に挿入し，さらに L 型アングルを挿入し，ボルト締めにより L 型アングルを介して鋼板と杭を固定し

表-2.2 三次元大型振動台の主要諸元

項目		仕様
振動台テーブルの大きさ		幅 8 m × 奥行き 8 m
搭載重量		定格 981 kN / 最大 2,942 kN
最大加振能力 (水平)	変位	±0.6 m
	速度	±2 m/s
	加速度	±2 m/s ²
最大加振能力 (鉛直)	変位	±0.3 m
	速度	±1 m/s
	加速度	±1 m/s ²

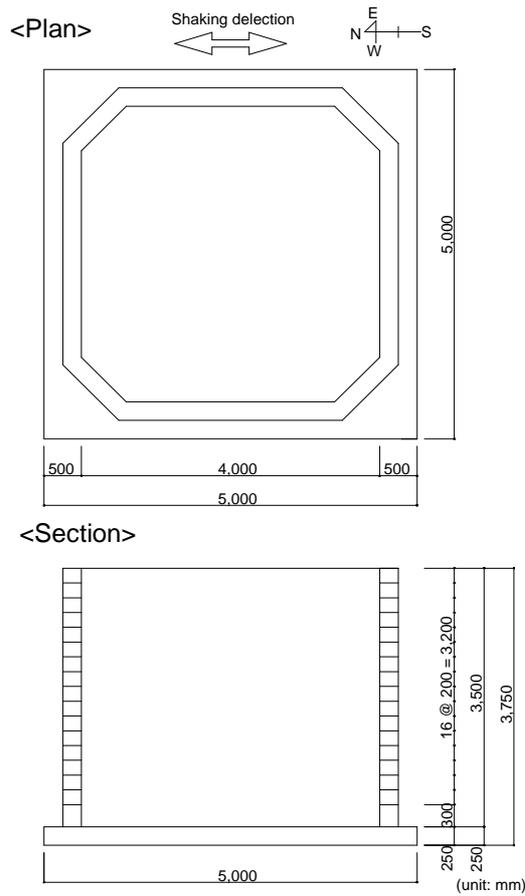


図-2.3 せん断土槽の概要図

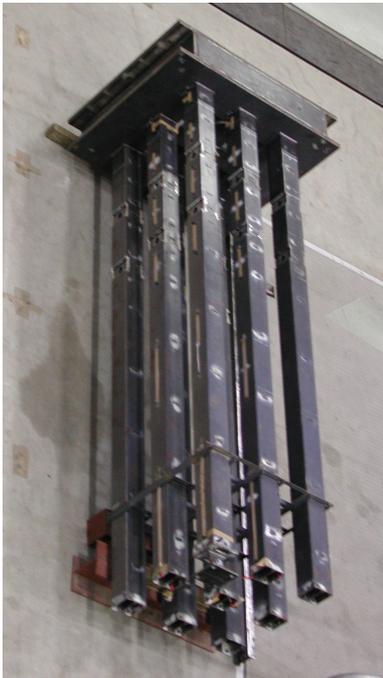


写真-2.2 杭基礎模型

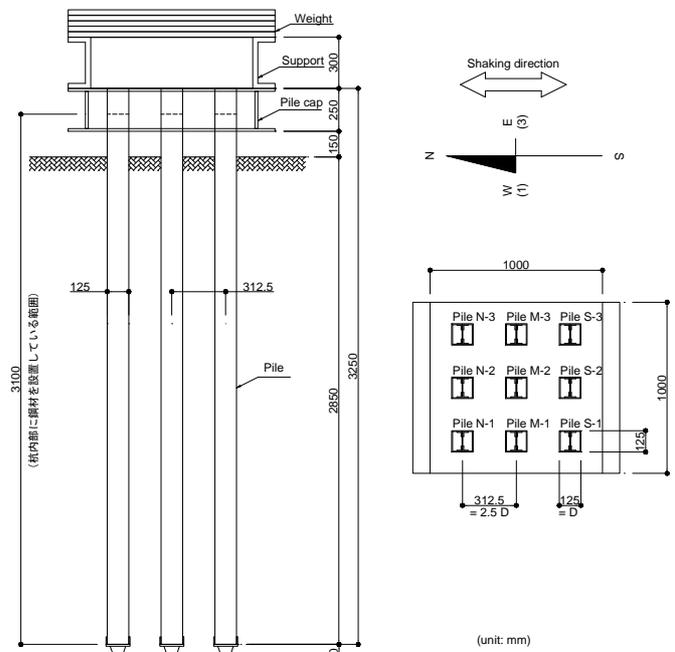


図-2.4 杭基礎模型 (Weight M)

表-2.3 使用鋼材の質量一覧

		質量 (kg)	備考
1. Piles	Steel pipe	517.29 kg	$l = 3,250$ mm: 9 本
	Plate	114.47 kg	$l = 3,100$ mm: 9 枚
	Angle steel	82.24 kg	$l = 3,100$ mm: 36 枚
2. Pile cap		764.90	
3. Supporting column		321.54	
4. Weight	None (N)	0	0 枚
	Low (L)	301.82	1,200×1,000×32: 1 枚
	Middle (M)	1,509.10	1,200×1,000×32: 5 枚
	High (H)	2,867.30	1,200×1,000×32: 5 枚 + 1,200×900×40: 4 枚

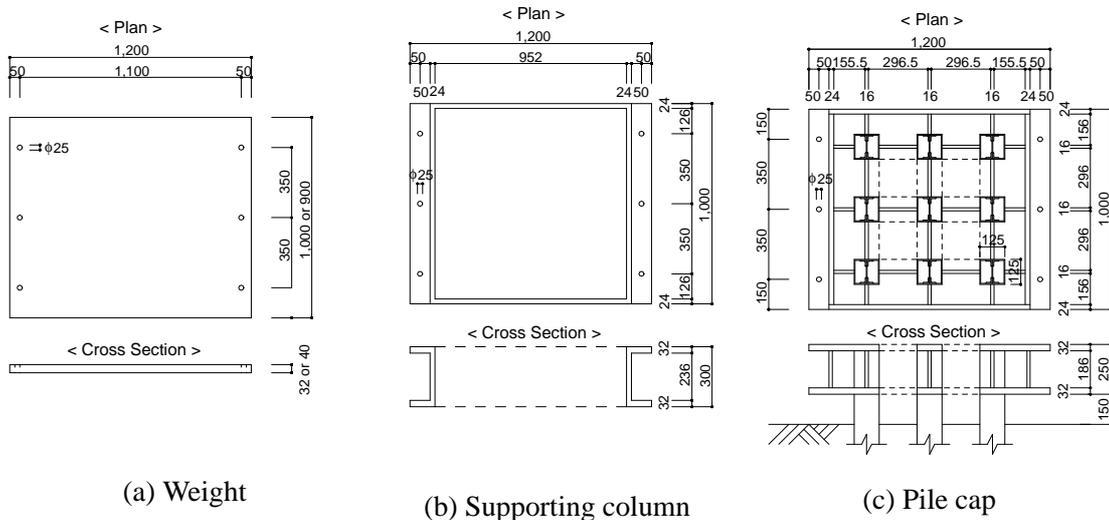


図-2.5 上部構造部 (単位 mm)

た．L型アンクルは 20×20 mm で厚さ $t = 3$ mm, 長さ $L = 3,100$ mm であり, 鋼板断面の端部を挟むように両端部に 2 本ずつ配置した．鋼板は杭中心線上に位置するので, 杭の加振方向の曲げ抵抗にほとんど寄与しない．ボルトによる固定位置の高さは杭体内加速度計の設置位置の高さとした．なお, 計測器を設置しない杭についても, 設置している杭との断面特性や質量をそろえるため, 杭体内部に鋼板を挿入し, 同じ高さ位置でボルト固定を行った．計測器固定用鋼板および L 型アンクルを含めた杭一本の単位長さあたりの質量は 22.5 kg/m である．

(2) 杭頭部

模型の上部構造(上載荷重, 柱, フーチング)の詳細を図-2.5 に示す．杭はフーチング内部に 250 mm の長さで埋め込まれ, フーチング内部に配置されたリブに溶接され, 固定されている．杭体内部の鋼板および L 型アンクルはフーチング下端からフーチング内部 100 mm の位置まで延ばされているが, フーチング内部においては, 杭体内部の鋼板および L 型アンクルの固定は行っていない．

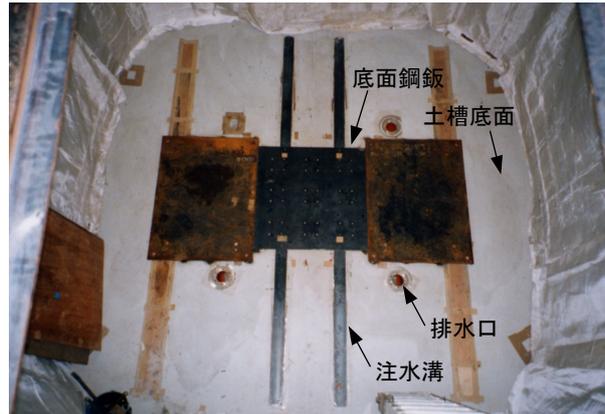


写真-2.3 杭先端部の底面鋼板の設置方法

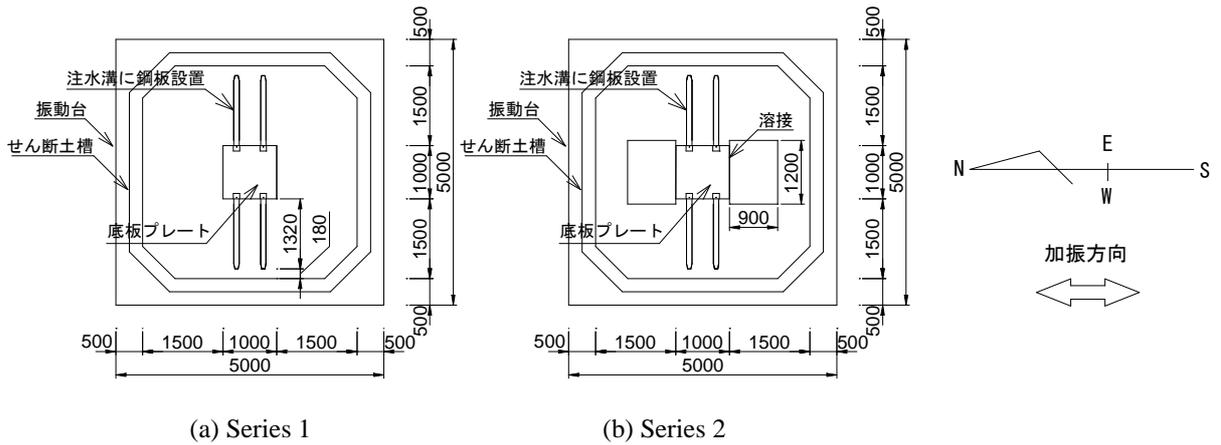
(3) 杭先端部

模型杭の先端部は図-2.6 に示すように、ヒンジ構造を用いたピン結合である。ヒンジと模型杭の先端はボルト止めによって固定された。各ヒンジは $L 1,000 \text{ mm} \times W 1,000 \text{ mm} \times H 25 \text{ mm}$ の底面鋼板に接続された。底面鋼板は加振中に水平移動しないよう、写真-2.3 に示すように、せん断土槽底板部の注水溝 (幅 $100 \text{ mm} \times$ 深さ 20 mm) に隙間なく固定された細長い鋼板 (幅 $100 \text{ mm} \times$ 長さ $1,450 \text{ mm} \times$ 厚さ 20 mm) とボルト結合した。ただし、鋼板とせん断土槽底面とは結合しておらず、底面鋼板に作用する地盤の上載圧による拘束により底面鋼板は固定されるものと想定した。しかし、Series 1 の実験終了後に地盤砂を撤去した際、底面鋼板の下に砂が入り込んでいるのが確認された。これは想定通りの挙動とはならず、大加振中に基礎模型の浮き上がりが生じたためと考えられる。Series 2 では基礎の浮き上がりを抑えるため、図-2.6 および写真-2.3 に示すように底面鋼板の加振方向両端それぞれに加振方向長さ 900 mm 、加振直角方向幅 $1,200 \text{ mm}$ 、厚さ 20 mm の鋼板を溶接により増設したが大加振時には浮き上がりが生じたようである。なお、実験後に地盤を撤去して模型先端部を観察した結果、Series 1, 2 とともに注水溝に設置した鋼板は注水溝からずれていなかったことから、杭先端の水平移動は生じなかったものと考えられる。

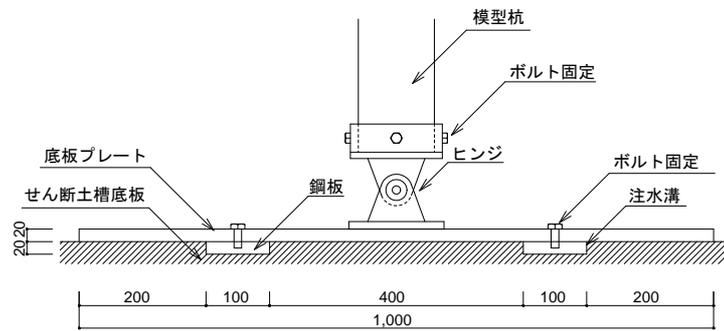
(4) 杭の力学特性

杭体を使用した鋼管より 1A 号試験片 (JIS Z 2201) を切り出して引張試験 (JIS Z 2241) を行った。結果を表-2.4 に示す。また、杭体の断面性状を表-2.5 に示す。なお、表-2.5 の値は、固定用鋼板、L 型アングルについては考慮されているが、ボルトやセンサーの設置による杭体断面増分や欠損については考慮されていない。表-2.4、表-2.5 に示される杭のヤング率と断面二次モーメントを用いた曲げ剛性 EI の計算値は $1,032 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ であり、さらに、杭体の曲げ剛性を確認するために行った以下の 2 通りの載荷試験結果も考慮し、 $EI = 1,000 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ ($E = 20.0 \text{ kN/mm}^2$, $I = 5.00 \times 10^6 \text{ mm}^4$) を曲げ剛性 EI の代表値とする。

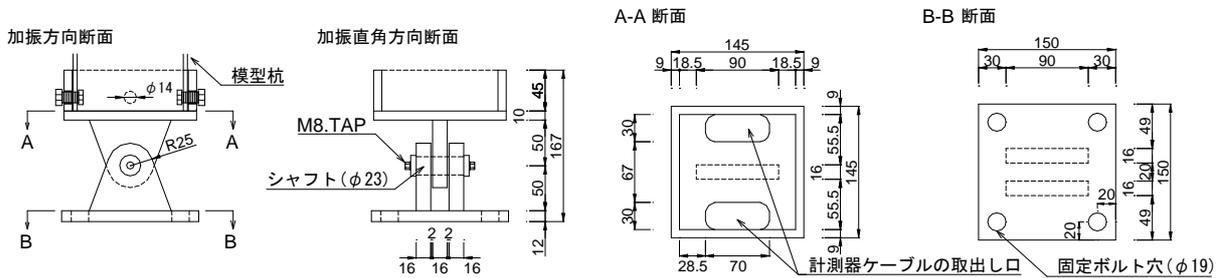
ひとつは、Series 2 で使用した杭と同じ諸元 (センサー設置用の鋼板、固定用 L 型アングル含む)



(1) 平面図 (振動台およびせん断土槽を上から見た図)



(2) 側面部詳細図



(3) ヒンジ詳細図

図-2.6 杭先端部

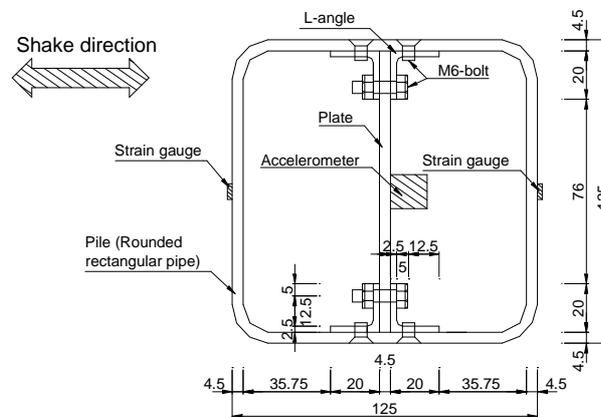


図-2.7 杭断面詳細図 (単位 mm)

表-2.4 杭体の機械的性質

規格	鋼材記号	引張試験 (1A 号試験片)			
		引張強さ kN/mm ²	降伏点 kN/mm ²	伸び %	ヤング率 kN/mm ²
JIS G 3466	STKR400	468	386	32	2.02×10 ⁵

実験整理および解析において，ヤング率 $E = 2.00 \times 10^5$ とした．

表-2.5 杭体の断面量

	杭径 D (mm)	厚さ t (mm)	断面積 A (mm ²)	断面一次モーメント Z (mm ³)	断面二次モーメント I (mm ⁴)
Pile	125	4.5	3085	81.72×10 ³	5.107

実験整理および解析において，断面二次モーメント $I = 5.000 \times 10^6$ とした．

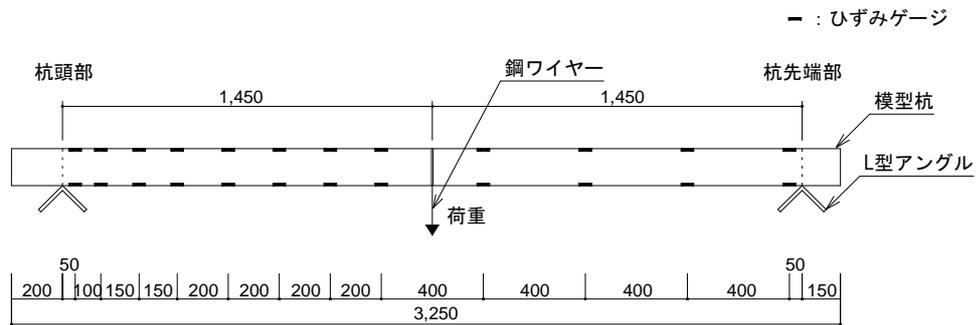


図-2.8 杭の単純曲げ試験

の杭供試体を図-2.8 に示すように単純梁形式で支持し，中央に横荷重を段階的に载荷する試験である．载荷は 1 kN から 3 kN まで 0.5 kN ずつ 5 段階で，引張り型のロードセルを介してワイヤーで下向きに行った．図-2.9 に曲げ剛性 EI を 1,000 kN·m² として式 (3.9) より算出した試験値を示す．また，実線は両端ヒンジとして計算した理論値である．両者はよく一致している．なお，実験値から両端部を除いた図-2.9 中の $x = 0.30 \sim 2.45$ m 区間の各断面で逆算された曲げ剛性 EI の平均を求めると 1,029.7 kN·m² であった．逆算は次式により行った．

$$EI = M \cdot y / \varepsilon \quad (2.1)$$

ここで， M は曲げモーメント， y は断面の図心位置から断面最外縁までの距離で 62.5 mm， ε は曲げひずみである．

さらに，振動台実験に使用した杭基礎模型を直接用いて曲げ試験を実施した．試験の概要図を図-2.10 に示す．土木研究所基礎特殊実験施設内にある反力壁に，模型のフーチング部分を固定した．そして，油圧ジャッキを用い，圧縮型のロードセルを介して杭の先端に加力した．载荷は 1 kN から 3 kN まで 0.5 kN ずつ 5 段階で行った．杭体に貼り付けているひずみゲージ位置は図-2.13 に示す通りである．試験結果より式 (2.1) を用いて曲げ剛性 EI を逆算した結果を表-2.6 に示す．このうち，Series 1 と Series 2 の模型それぞれの杭 N-1 の先端に 2.5 kN の荷重を载荷したときの試験結果を図-2.11 に示す．縦軸は地中にあるとしたときの地表面位置を 0 としたときの断面位置，横

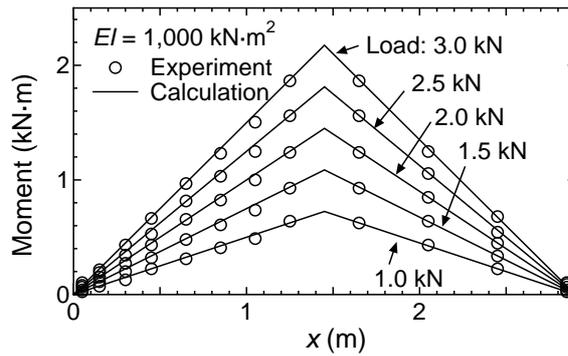


図-2.9 杭の単純曲げ試験結果

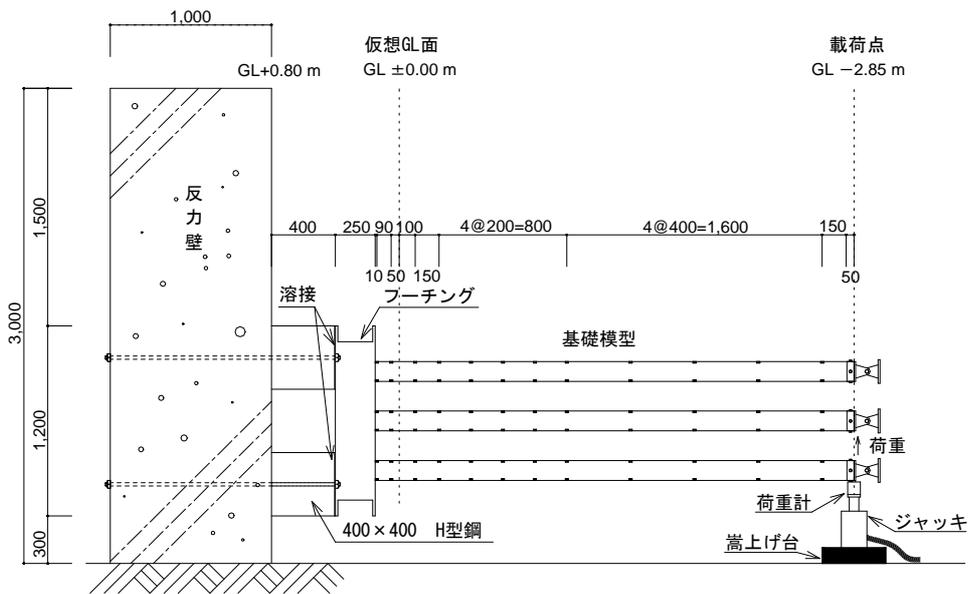


図-2.10 片持ち梁形式での杭の載荷試験

軸は逆算された曲げ剛性 EI である。試験結果によると、Series 2 の $GL -0.10 \sim -2.65$ m の断面では逆算 EI を $1,000 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ とすることで良い近似になっていた。しかし、Series 1 の模型杭におけるロードセル設置位置 ($GL -0.35, -0.75$ m) 前後の断面や、Series 1, 2 の両者の模型における杭頭結合部付近 ($GL +0.14, +0.05$ m) の断面、および杭先端 ($GL -2.80$ m) の断面では、逆算曲げ剛性が他の断面に比べて大きくなる結果が得られた。ロードセル位置の断面ではロードセルを設置するための欠損部を有していることや、断面変化部や杭頭結合部で剛性が急変することの影響から、必ずしも梁理論で想定している通りのひずみ分布とはならなかったようである。また、杭先端の断面 ($GL -2.80$ m) では載荷点に近い影響で、計測された曲げひずみの絶対値が小さくなり、算出された曲げ剛性 EI にバラつきが生じたと考えられる。Series 2 に関して $GL -0.1 \text{ m} \sim -2.65$ m の各断面について得られた逆算 EI 値の平均をとってみると $999.0 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ であった。

表-2.6 試験により得られた杭の曲げ剛性 EI

GL (m)	EI (kN·m ²)									
	Series 1				Series 2					
	N-1	N-2	M-1	M-2	N-1	N-2	M-1	M-2	S-1	S-2
0.14	1126.2	1159.4	1118.5	1090.3	1185.8	1100.9	1146.8	1059.5	1199.1	1153.6
0.05	988.0	988.0	1024.7	991.9	1029.4	1007.7	1030.5	1034.1	1052.3	1036.2
-0.1	963.0	954.9	992.5	978.1	995.8	978.4	997.4	988.0	1000.7	999.0
-0.25	3845.9	3804.4	3586.5	3384.0	984.0	974.2	1003.5	995.7	1003.1	999.4
-0.45	3880.4	3621.6	3409.7	3866.1	993.5	976.3	999.2	992.7	1008.8	1005.0
-0.65	3839.6	3712.5	3727.9	3424.1	988.1	975.0	995.7	994.7	1016.0	1003.6
-0.85	3586.6	3356.4	3733.2	3808.5	993.3	984.0	995.4	995.1	1014.6	1008.9
-1.05	962.5	970.4	993.1	978.8	993.9	983.8	1001.9	988.1	1012.7	1001.9
-1.45	977.4	979.4	994.2	983.1	995.4	983.9	992.6	990.6	1007.2	1001.4
-1.85	989.3	991.5	997.2	992.4	994.8	973.3	1007.5	989.6	-	-
-2.25	1012.6	1001.6	1002.3	1005.3	992.9	991.7	1012.9	1004.6	-	-
-2.65	1149.1	1148.4	1092.1	1006.2	1008.3	1025.0	1073.7	1058.7	-	-
-2.80	1310.2	1329.0	1213.1	1143.5	337.8	471.7	1641.2	866.2	1350.6	1268.5

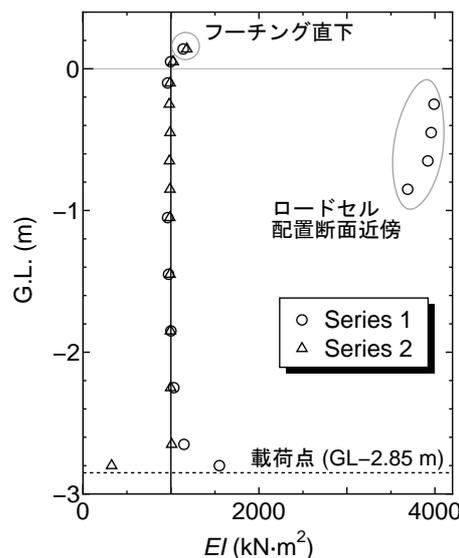


図-2.11 片持ち梁形式での曲げ載荷試験により得られた杭の曲げ剛性 EI (Pile N-1, 荷重 2.5 kN)

2.2.3 計測項目

図-2.12, 図-2.13 に計測器の配置図を示す。前述のように、同一諸元の杭基礎模型を用いて計測器の配置を変えた Series 1 と Series 2 の 2 シリーズの実験を行った。Series 1 では 9 本の杭全てに対してロードセルを 2 断面ずつ設置し、杭が受ける地盤反力を直接計測した。基礎の特性長さ $1/\beta^4$ を GL -0.6 m 程度と事前予測し、その深度の周辺である GL -0.35 m, -0.75 m の地点にロードセルを設置した。また、Pile N-1, N-2, M-1, M-2 の 4 本の杭に関してはひずみゲージを 13 断面ずつ取付けた。ロードセルとひずみゲージ設置断面では加振方向の加速度を測定するための加速度計を併せて設置した。杭の水平変位は加速度データを用いて評価した。一方、Series 2 ではロー

ドセルは設置せず，杭体に作用する地盤反力はひずみゲージデータを用いて評価した．杭の水平加速度・水平変位は加速度計データを用いて評価した．ひずみゲージと加速度計は，Pile N-1, N-2, M-1, M-2 の 4 本の杭に関しては Series 1 と同様に 13 断面ずつ設置した．さらに，Pile S-1, S-2 に関してはひずみゲージを 10 断面ずつ取付けた．Series 1, Series 2 のいずれにおいても，杭下部では上部に比べてセンサーを疎に配置した．

フーチングには，並進・回転挙動の評価ができるよう，加振方向断面に水平・鉛直の加速度計を 3ヶ所ずつ設置した．

地盤内には加振方向の加速度を測定するための加速度計を設置した．図-2.12 に白丸で示すように，模型からみて東・西・北部の計 3ヶ所に，模型のひずみゲージ設置断面と同じ高さである 10 深度に加速度計を設置した．ただし，Series 2 においては全体の計測可能チャンネル数との兼ね合いから，北部 GL -0.45 m, -0.85 m の 2 断面には加速度計を設置しなかった．

その他，振動台の動きを捕捉するための加速度計とレーザー変位計を 2 台ずつ配置している．

各加振直前に全てのセンサーはゼロクリアされた．本報告で示すデータも，加振直前には全ての値がゼロであったものとして処理されている．

2.2.4 計測器の設置方法

加速度計，ロードセル，ひずみゲージおよびレーザー変位計 (LDT: Laser Displacement Transducer) 設置方法の概略を図-2.14 に示す．

加速度計の設置方法を設置場所別に図-2.14(1) に示す．地盤中に埋設する加速度計は，図-2.14(1a) に示すように， π 型に加工したアクリル板 (約 40 mm \times 40 mm) に接着することで加振に伴う地盤中での加速度計の傾斜を抑制し，できるだけ地盤の挙動に追従できるものとした．図-2.14(1b) に示すように，振動台上，フーチング，柱および上載荷重への加速度計の取付けは，加速度計本体にアクリル板 (約 40 mm \times 40 mm) を接着した上で，アクリル板に両面テープを取付けて所定の位置に固定した．また，模型杭 (角パイプ) の内部ではアクリル板を使用せず，杭体内部に挿入・固定した鋼板に瞬間接着剤を用いて直接固定した．

図-2.14(2) に示すように，加振時に模型杭の加振方向の側面に作用する地盤反力を測定するため，模型杭の内部を二重構造にしてロードセルを固定し，アルミ製の受圧板を模型杭の表面と同じ高さに設置した．受圧板と杭の隙間には，シリコンを充填し，さらに厚さ 2 mm のメンブレンを貼ることにより，模型杭の内側への砂の混入を防止した．

模型杭のひずみゲージは，図-2.14(3) に示すように貼り付けられた後，ゴム系防湿剤で保護されている．ひずみゲージのリード線は，模型杭の同一面側に開けた直径 6 mm の穴を通して杭体内部へ引き入れられている．ひずみゲージは 1 ゲージ 3 線式のものである．

図-2.14(4) に示すように，振動台の外側の不動点にレーザー変位計の本体を設置し振動台側にレーザー変位計のターゲットを設置することで，振動台の絶対変位を測定した．

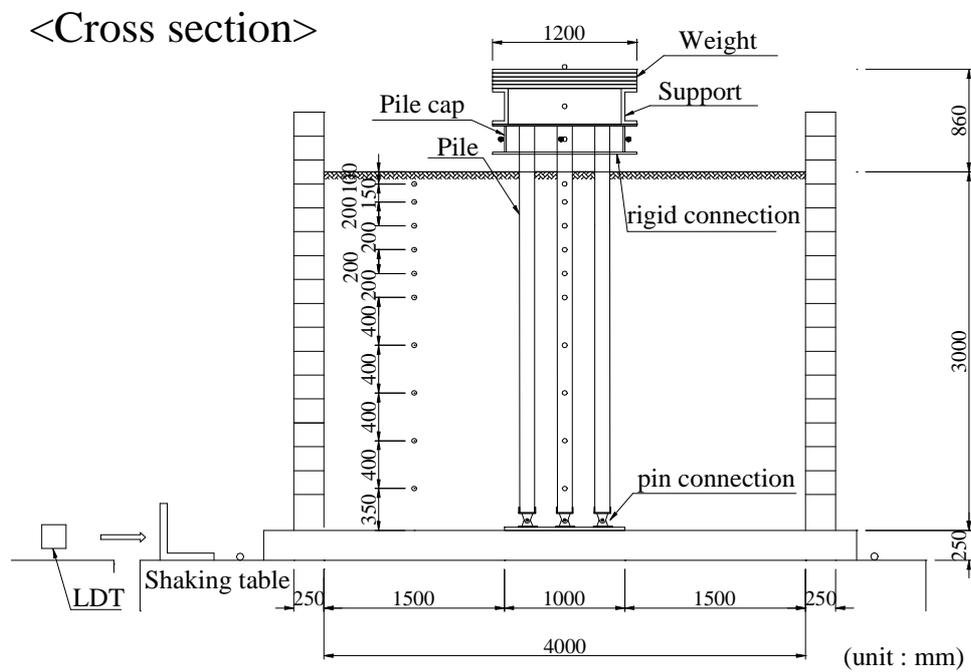
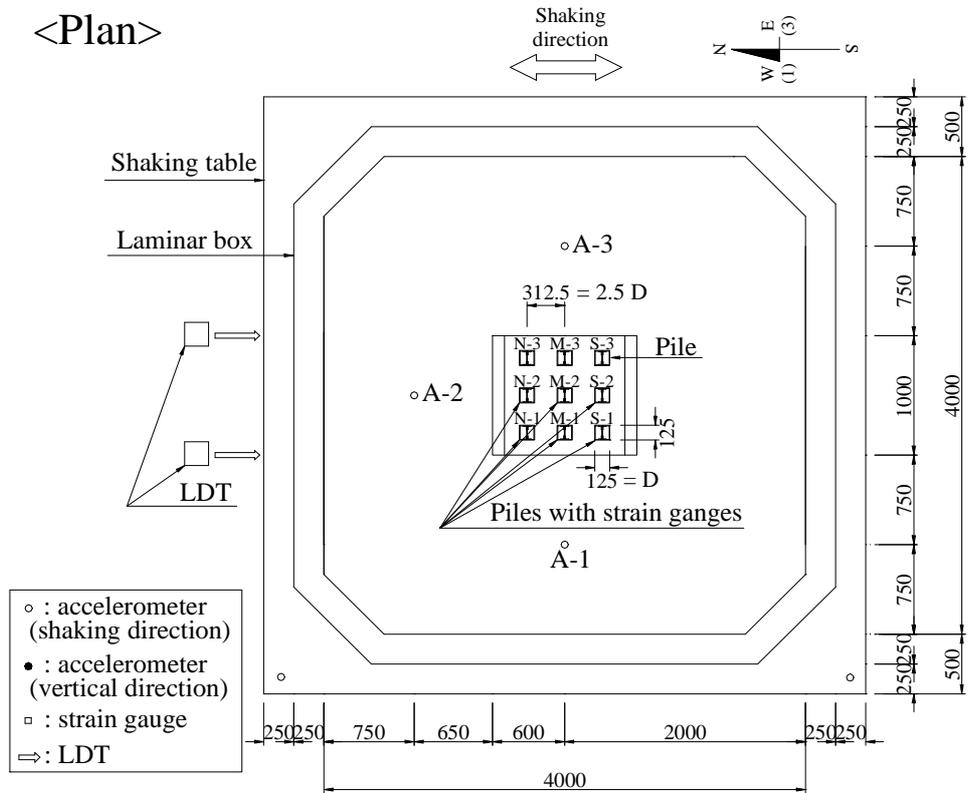


図-2.12 センサー配置 (全体)

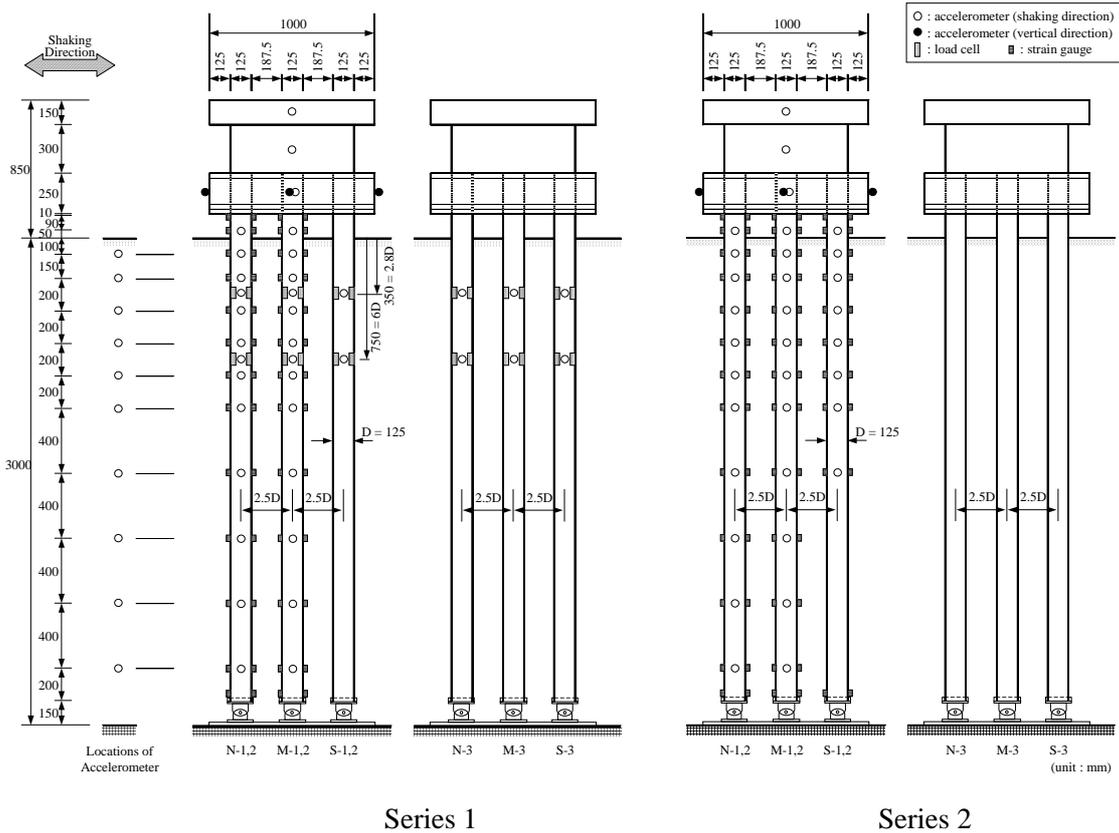
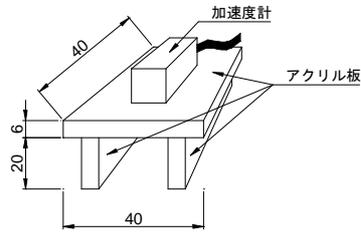
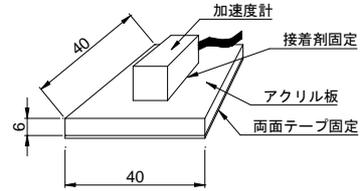


図-2.13 センサー配置 (杭基礎模型)

設置した計測器のうち、杭体内加速度計、ロードセル、およびひずみゲージについては、ケーブルを模型杭の内部を通して杭先端部から引出し、写真-2.3 に示されるせん断土槽底板の 8 か所の排水口のうち 2 か所から土槽外部へ取り出した。また、地盤中の加速度計については、設置位置から一番近い側のせん断土槽枠へケーブルを延ばし、土槽枠に沿って上部へと延ばし、せん断土槽の上部からケーブルを外部へと取り出した。

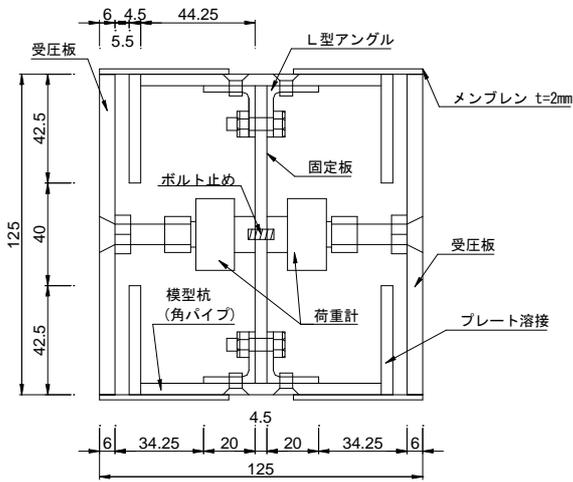


(a) 地盤内

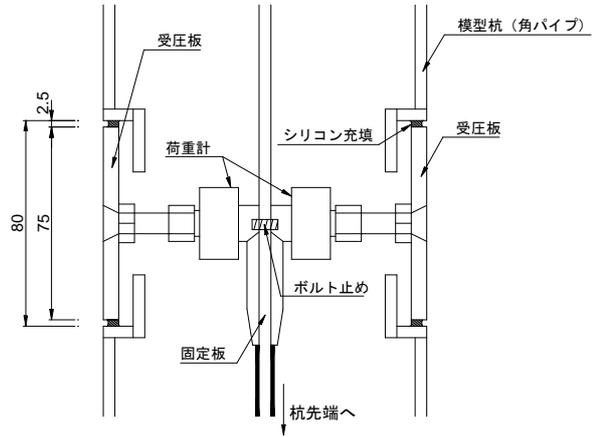


(b) その他

(1) 加速度計

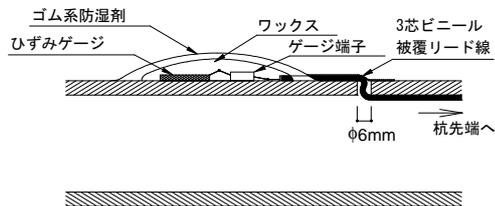


(a) 水平断面

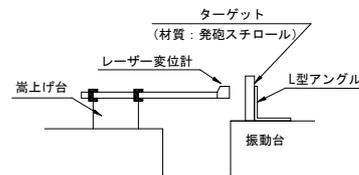


(b) 鉛直断面

(2) ロードセル



(3) ひずみゲージ



(4) レーザー変位計

図-2.14 センサーの設置方法

2.3 実験地盤

2.3.1 地盤材料

本実験の地盤材料は、気乾状態の東北硅砂 6号である。室内土質試験により得られた、東北硅砂 6号の物理特性および力学特性の試験結果の一覧を表-2.7 に示す。土質試験を、加振実験前と加振実験後の計 2 回行った。

土の粒度試験 (JIS A 1204) の結果を図-2.15 に示す。加振実験後の粒径分布は、加振実験前のそれに比べて細粒分側へシフトしている。試験試料が有するバラツキの他に、加振実験により砂粒子同士が擦れあい実際に細かくなっている可能性も考えられる。

圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験 (JIS T 524) の結果を図-2.16 に示す。供試体の相対密度 D_r は 65% である。試験結果より内部摩擦角 ϕ_d を算出する際には粘着力 c を $c = 0$ と仮定した。加振前後の両試験の平均値から $\phi_d = 40.9^\circ$ と推定された。

地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (JGS 0542) の結果を図-2.17, 図-2.18 に示す。供試体の相対密度 D_r は 65% である。図-2.17 は、繰返し三軸試験で得られた微小変形領域での変形係数 E_0 と圧密応力 σ'_c の関係をプロットしたものである。この試験のみ加振実験前に 1 回、加振実験後に 2 回の計 3 回行っている。これは加振実験前の試験と加振実験後の 1 度目の試験の E_0 - σ'_c 関係の結果に明らかな差があったため、再度試験を行ったためである。その結果、図-2.17 にて示されるように、加振実験後の 1 度目の試験結果が特異値であると考えられる。そこで、加振実験前の試験および加振実験後の 2 度目の試験における結果を用いて、東北硅砂 6号の相対密度 $D_r = 65\%$ での変形係数 E_0 の近似式を求めると次式のようなになる。

$$E_0 = 1.691 \times 10^4 \times (\sigma'_c)^{0.5364} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (2.2)$$

ここに σ'_c は圧密応力 (kN/m^2) である。また、指数部を 0.5 とおけば近似式は次式のようなになる。

$$E_0 = 1.923 \times 10^4 \times (\sigma'_c)^{0.5} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (2.3)$$

表-2.7 室内土質試験の結果一覧

試料名: 東北硅砂 6号			加振実験前	加振実験後	備考
土粒子の密度試験		ρ_s (g/cm^3)	2.653	-	
最大最小 密度試験	最大乾燥密度	$\rho_{d\max}$ (g/cm^3)	1.712	1.717	
	最小乾燥密度	$\rho_{d\min}$ (g/cm^3)	1.397	1.393	
粒 度 試 験	礫分	2 ~ 75 mm (%)	0	0	
	砂分	75 μm ~ 2 mm (%)	97.9	97.8	
	シルト分	5 ~ 75 μm (%)	2.1	2.2	
	粘土分	5 μm 未満 (%)	-	-	
	均等係数	U_c	1.96	1.81	
	曲率係数	U'_c	1.06	1.08	
50% 粒径		D_{50} (mm)	0.365	0.348	
CD 三軸圧縮試験		ϕ ($^\circ$)	40.0	41.7	$D_r=65\%, c=0$

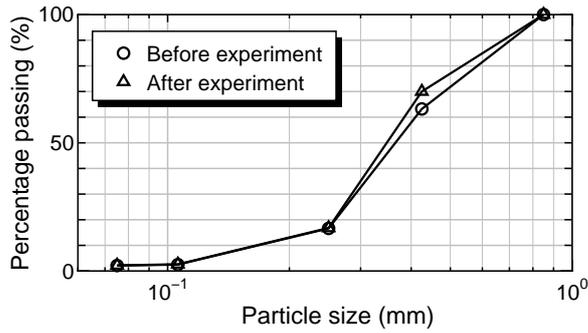


図-2.15 東北珪砂 6 号の粒径加積曲線

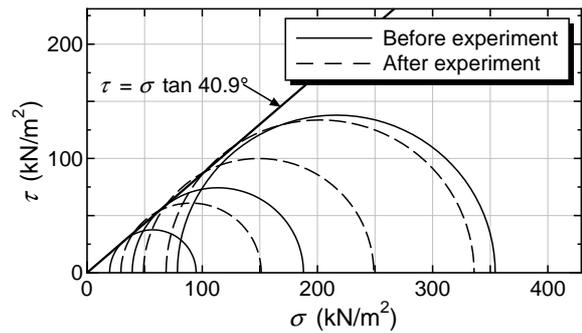


図-2.16 東北珪砂 6 号の強度特性

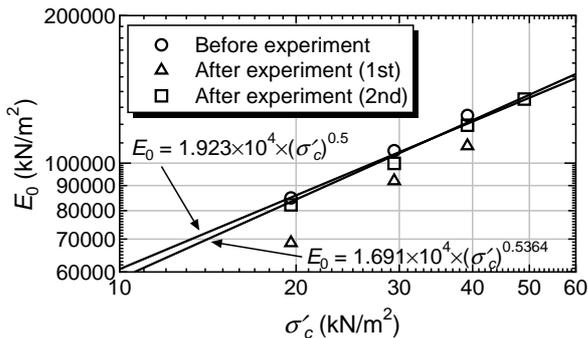


図-2.17 東北珪砂 6 号の剛性における圧密応力依存性

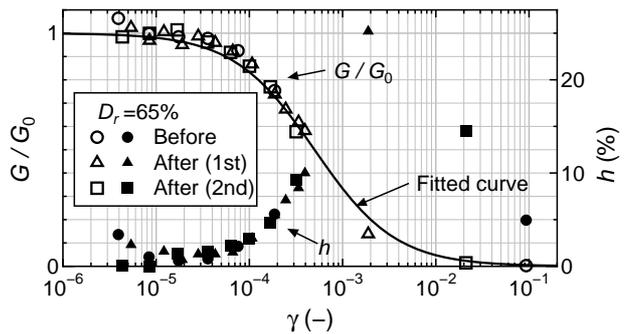


図-2.18 東北珪砂 6 号の G/G_0 - γ , h - γ 関係

図-2.18 には、無次元化したせん断弾性率 G/G_0 とせん断ひずみ γ との関係、および履歴減衰率 h とせん断ひずみ γ との関係について示している。今回行ったような飽和試料の非排水試験では体積ひずみ $\varepsilon_v = 0$ と見なせるので、軸ひずみ ε_a とせん断ひずみ γ との間、および変形係数 E とせん断弾性 G との間には、それぞれ次式のような関係がある。

$$\gamma = 1.5\varepsilon_a \quad (2.4)$$

$$G = E/3 \quad (2.5)$$

また、図-2.18 に示す Fitted curve は Hardin-Drnevich が用いた方法と同様なデータ整理方法⁵⁾によって得たものである。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (2.6)$$

ここで、 γ_r は基準ひずみで、文献⁶⁾の方法により求め、 $\gamma_r = 0.0005$ とした

2.3.2 実験地盤の作成手順

実験地盤は相対密度 D_r が 65% になるように、高さ 3 m まで、1 層あたり 300 mm、計 10 層に分けて作成された。地盤作成直後の杭の根入れ長は 2,850 mm である。杭がフーチング下面から 150 mm まで気中に突出させられているのは、フーチング直下で地盤作成を行うための空間を確保するためである。以下に示す手順で地盤作成を行った。



写真-2.4 地盤の締固め方法

1. 模型を設置する．
2. 模型の杭間の計4ヶ所に密度測定用モールドを設置する．
3. 珪砂を模型の周辺部に投入する．密度管理のため，投入時には砂の質量を測定する．珪砂を投入後は地表面を平らにならす．
4. 地盤を締固める．写真-2.4に示すように，木板(縦900×横750×厚30mm)の上から角材で打撃する締固め方式で行った．ただし，模型の杭内側の木板の入らない箇所についてはハンドバイブレータを用いて地盤を締固める．
5. 地盤の密度を測定し，地盤の相対密度が目標値であることを確認する．2.3.3節で後述する層厚管理のため，土槽上端からの地盤面高さを平面内28箇所測定し，平均する．また，2.3.3節で後述するモールド管理のため，杭間に設置した密度測定用モールドを掘り出し，埋設箇所を土槽作成時と同様の方法で再び埋め戻す．
6. 地盤内加速度計を設置する．
7. 地盤高さが3mになるまで2～6を繰り返す．
8. サウンディング試験(コーン貫入試験), S波速度測定を行う．
9. 地表面を整形してから，標点を設置する．
10. 加振実験へ．

2.3.3 作成時の地盤密度

密度管理は仕上がり層厚300mm毎に行った．投入した砂の質量と締固め後の層厚を測定して1層当たりの密度を算定する方法(層厚管理)と，密度検定用モールドを設置して密度を算定する方法(モールド管理)の2通りで地盤の相対密度が目標値であることを確認した．モールド管理は，地盤高さを測定することができない模型杭の内側における地盤密度を確認するために行ったもので，杭と杭の間に設置した密度検定用モールドで採取した試料を用いる．それぞれ得られた相対密度を層厚管理値，モールド管理値と呼ぶ．測定した結果を表-2.8に示す．この結果によると，層

表-2.8 作成地盤の初期密度

No.	深度 GL-(m)	Series 1				Series 2			
		層厚管理		モールド管理		層厚管理		モールド管理	
		ρ_d (g/cm ³)	D_r (%)						
10	0.0-0.3	1.576	62	1.577	62	1.592	67	1.596	68
9	0.3-0.6	1.584	64	1.577	62	1.591	66	1.593	67
8	0.6-0.9	1.576	62	1.586	65	1.584	64	1.590	66
7	0.9-1.2	1.572	61	1.581	63	1.590	66	1.598	68
6	1.2-1.5	1.581	63	1.589	66	1.596	68	1.599	69
5	1.5-1.8	1.585	65	1.583	64	1.606	71	1.579	63
4	1.8-2.1	1.590	66	1.577	62	1.587	65	1.573	61
3	2.1-2.4	1.585	64	1.582	64	1.575	62	1.569	60
2	2.4-2.7	1.587	65	1.593	67	1.598	68	1.606	71
1	2.7-3.0	1.572	61	1.582	63	1.602	70	1.591	66
平均	0.0-3.0	1.581	63	1.583	64	1.592	67	1.589	66

層厚管理値とモールド管理値にほとんど差は無く、深さ方向にも管理値の差は小さい。したがって、均質な地盤が作成されたものと考えられる。

2.3.4 サウンディング試験

実験地盤の強度と均質性を確認するため、実験地盤の作成後と加振実験終了後に、土槽の4隅でオランダ式二重管コーン貫入試験を実施した。試験の様子を写真-2.5に示す。コーンの貫入反力は、土槽上面に配置したH鋼を介して、せん断土槽の自重で受けた。また、貫入抵抗の測定は、貫入量10cm毎に行った。試験位置は、図-2.19に示すように、地盤中に埋設した加速度計の設置位置を避けた4箇所である。サウンディング試験終了後、実施箇所の地盤を丁寧に復旧した。

今回の実験地盤で実施したサウンディング試験の貫入抵抗 q_c の結果から、式(2.7)に示す室町・小林の提案式⁷⁾を用いて実験地盤のN値を推定した。

$$q_c/N = 5.48 + 1.36 \times \log_{10} D_{50} \quad (2.7)$$

ここで、 q_c = 貫入抵抗 (kgf/cm²), D_{50} = 50%粒径 (mm) で東北硅砂6号の場合は0.3651 mmである。

さらに、参考として、得られたN値から式(2.8)⁸⁾および式(2.9)を用いてS波速度 v_s とせん断弾性係数 G を算出した。

$$v_s = 97N^{0.314} \quad (2.8)$$

$$G = \rho v_s^2 \quad (2.9)$$

ここで、 v_s = S波速度 (m/sec), G = せん断弾性係数 (N/m²), N = N値, ρ = 単位体積質量 (kg/m³) である。



写真-2.5 サウンディング試験

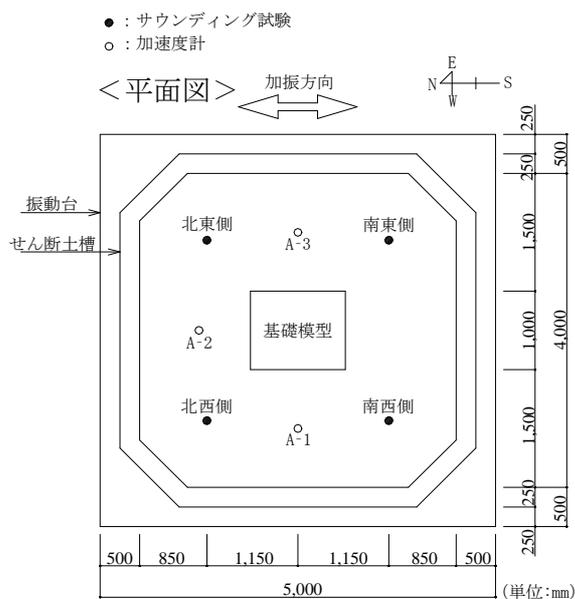


図-2.19 サウンディング試験の位置

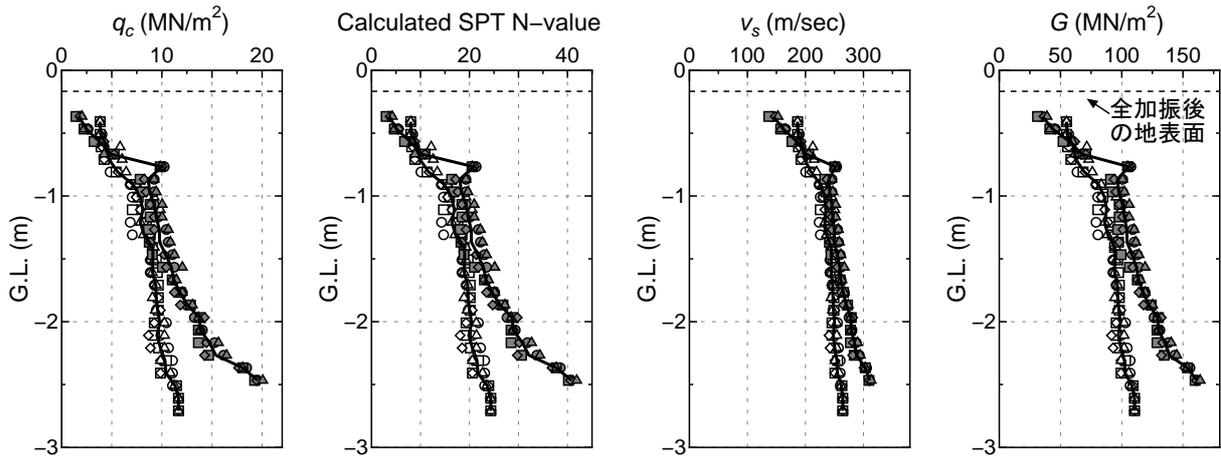
以上より得られる地盤定数の深度方向分布図を図-2.20 に示す。貫入抵抗 q_c の測定は貫入量 10 cm 毎に行われているが、地表面付近 (GL -0.0 m ~ GL -0.4 m) のデータ点はプロットされていない。これは試験開始時にコーンが試験機の自重で貫入し、貫入抵抗 q_c が測定できなかったこと、また試験終了後の GL -0.0 m ~ GL -0.16 m までは加振中の地盤の沈下により地盤が存在しなかったことによる。

2.3.5 S 波測定

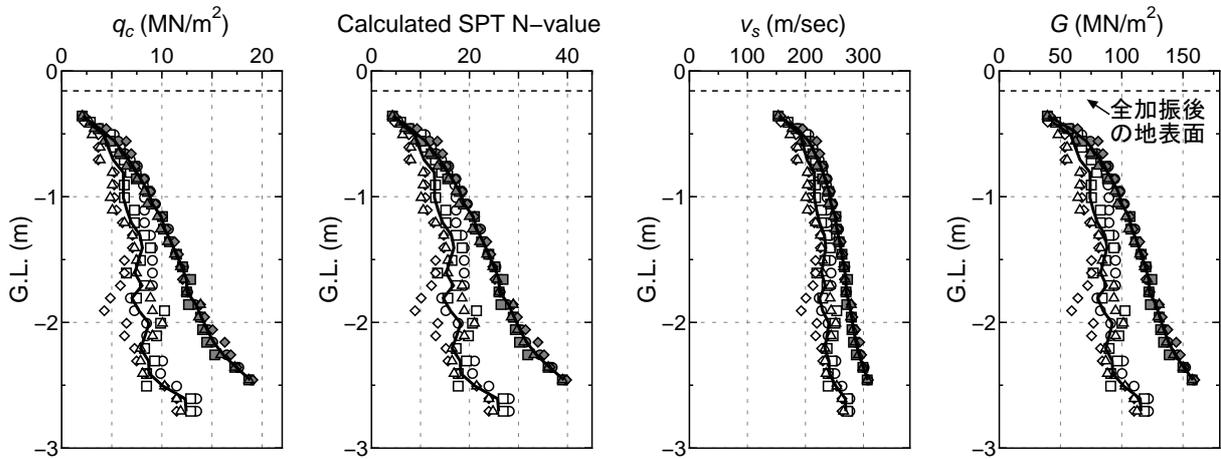
加振実験による地盤密度の変化を確認するために、実験の前後および加振 Run の合間に S 波速度の測定を実施した。S 波速度測定地点は、全ての地盤中加速度計埋設地点 (図-2.19 に示す A-1, A-2, A-3 の計 3ヶ所) である。

S 波の起振には、板たたき法を採用した。板叩き法とは、図-2.21 に示すように模型地盤の地表部に打撃板を設置し、ハンマーで打撃板を水平方向に打撃するものである。地表で発生した S 波は、模型地盤内を伝播し、地中に埋め込まれた各深度の加速度計で受信される。測定した各深度での加速度波形から S 波の初動時刻を読みとり、その伝播時間と加速度計間の距離を用いて模型地盤の S 波速度を求めた。このとき、サンプリング周波数は、2 kHz である。以上の方法により求めた S 波速度を表-2.9 に示す。同表には、サウンディング試験結果から推定した模型地盤の S 波推定結果を深さ方向に平均した値も併せて示す。なお、表-2.9 の Run において、例えば 3-4 とは、Run 3 と Run 4 の間、すなわち Run 3 の加振終了後で Run 4 の加振前に計測が行われたことを示している。概ね一致するが、サウンディング試験結果から得られた値の方が 10% 程度大きい。

なお、表-2.1 で示している v_s の値は板叩き法により得られた平均値である。



(a) Series 1



(b) Series 2

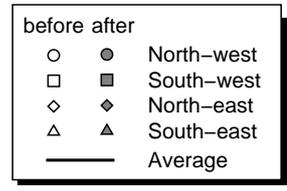


図-2.20 サウンディング試験の結果

2.3.6 小ひずみ域におけるせん断弾性係数 G_0 の比較

本資料において、これまでに以下の2通りのせん断弾性 G_0 の算出方法を示している。

- サウンディング試験より得られるS波速度 v_s との関係式 (式 (2.9))
- 繰返し三軸試験より得られた圧密応力 σ'_c との関係式 (式 (2.2), 式 (2.5))

この両者による実験地盤の G_0 の推定値を表-2.10 に示す。 G_0 の推定に用いる v_s は、サウンディング試験、板叩き法および地盤の固有振動数から求まる値の3種を用いた。サウンディング試験および板叩き法による v_s は各 Series の地盤作成直後の平均値である。地盤の固有振動数は4.3節で算出するものであり、表-4.2 に示される Run 2-1 の値から 8.1 Hz とした。 v_s を推定する際には次式を用いた。

$$v_s = 4H/T_g, \quad T_g = 1/f_g \quad (2.10)$$

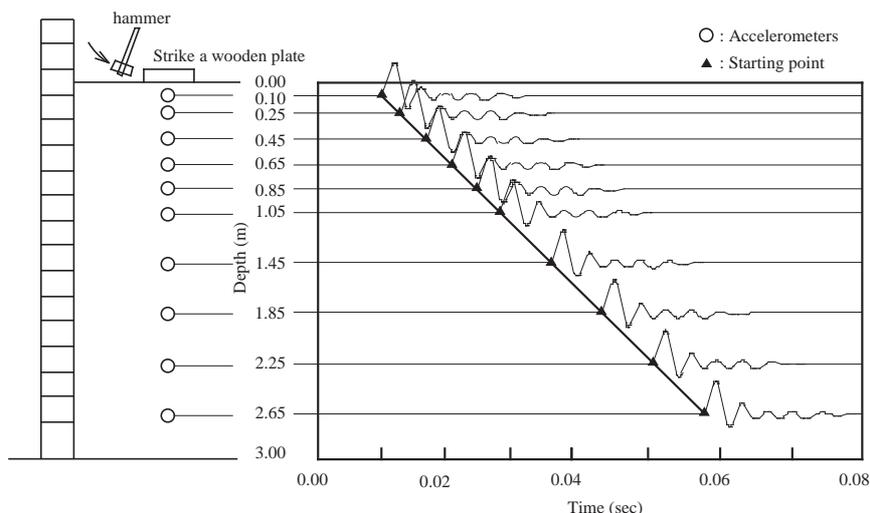


図-2.21 S波測定方法 (模式図)

表-2.9 S波測定結果

Series	Run	v_s (m/sec)				Sounding
		板叩き法				
		West	North	East	Average	
1	Before	209	199	218	209	236
	3-4	211	214	218	214	-
	11-12	214	223	222	220	-
	14-15	223	225	228	225	-
	After	228	225	230	228	249
2	Before	218	209	195	207	227
	3-4	220	212	198	210	-
	4-5	222	224	218	221	-
	6-7	222	228	220	223	-
	8-9	224	231	220	225	-
	10-11	224	235	224	228	-
	After	232	237	227	232	253

表-2.10 算出方法の違いによる G_0 の違い

算出方法		v_s (m/sec)	G_0 (MN/m ²)
繰返し三軸試験	東北硅砂 6号 ($D_r = 65\%$)	-	21.3
	硅砂 6号 ($D_r = 75\%$, 清田ら ⁹⁾)	-	34.2
v_s より換算	サウンディング試験	231	87.1
	板叩き法	208	70.6
	地盤の固有振動数	97	15.4

ここで、 H は地盤高さで、3 m を用いた。 T_g は地盤の固有周期、 f_g は地盤の固有振動数である。また、表-2.10 には参考として、清田ら⁹⁾が相対密度 $D_r = 75\%$ の硅砂 6号 に対して行った繰返し三軸試験による G_0 の推定値も併せて示す。なお、いずれの G_0 とも深度方向に単純平均した値である。

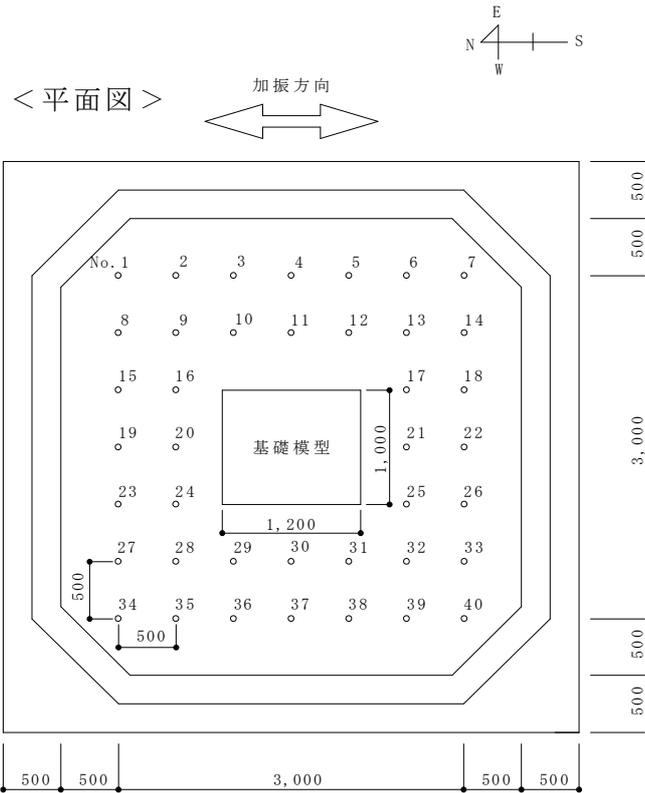


図-2.22 標点の位置

通常，図-2.18 に示した $G/G_0-\gamma$ 関係のように，せん断ひずみ γ が $10^{-6} \sim 10^{-4}$ のレベルで G_0 は一定値となることが多いが，表-2.10 を見ると G_0 の推定値は大きくばらついている．

2.3.7 標点測定

加振実験を行うたびに振動により地盤は締固められ，実験地盤の地表面は沈下していった．加振による実験地盤の沈下量を計測するため図-2.22 に示す計 40ヶ所の位置に標点を設置し，実験の前後および加振の合間に標点の沈下量を測定した．標点は， 5×5 cm 角の亚克力板である．加振の振動によって位置がずれないように約 7 cm の釘を裏側に接着し，地表面に突き刺して設置している．

標点測定の結果より得られた地盤の高さ，乾燥密度，相対密度は 4 頁の表-2.1 に示した通りである．このときの地盤高さは各標点で測定された地盤高さの平均値である．また，標点測定の結果より求まる地盤高さと土槽内に投入した砂の総質量から乾燥密度および相対密度を算出している．

第3章 データ処理方法

本資料の巻末 DVD-ROM には実験で得られたデータを収録している。収録データは計測器の生データの他に、利用しやすい形に変換したものも含んでいる。本章では、データ変換時の処理方法について述べる。

3.1 一般事項

3.1.1 初期値とサンプリング周波数

サンプリング周波数は正弦波、漸増波で 200 Hz、スイープ波、神戸波で 1,000 Hz である。前述のように、全てのセンサの値は常に加振直前にゼロクリアされた。したがって、本資料では各 Run 直前の状態を初期状態と見なしていることになる。一般に、地盤作成時に生じる初期応力や模型形状の初期不整などに起因して、必ずしも実際の値はゼロではない。また、土は極小さなひずみレベルから非線形挙動をすることなどから、一回の Run の終了後には必ずしも全ての計測項目について加振前後の値が一致するとは限らない。しかし、加振による模型の残留傾斜は最大でも 1° (0.018 rad) 程度であったことから、それらの影響は大きくないと判断して整理を行った。

また、地盤は実験の進行に伴い徐々に低下するが、2.1 節にて決めた通り本資料において模型や地盤中のある点の高さを表示するときには、常にせん断土槽底面から 3 m の位置 (目標初期地盤高さ) を GL ± 0 m として参照する。

3.1.2 計測記録の符号

各項目とその正負の向きについて以下にまとめて示す。

加速度: 水平方向は南向きがプラス、鉛直方向は上向きがプラス

変位: 水平方向は南向きがプラス、鉛直方向は上向きがプラス

回転角: 時計回りがプラス

ひずみ (鋼材): 鋼材については、圧縮ひずみがマイナス、引張りひずみがプラス

軸力: 圧縮がマイナス、引張りがプラス

曲げモーメント: 杭の北面が引張りになるときがプラス

地盤反力: 南から北向きに杭に作用する力がプラス

ロードセル: 圧縮がマイナス、引張りがプラス

応力・ひずみ (土質試験): 土質試験の軸応力・軸ひずみ・圧密応力・体積ひずみにおいては、圧縮・収縮側がプラス、引張り・膨張側がマイナス

3.2 加速度

3.2.1 基礎および地盤の加速度の評価

様々なデータから加速度を評価することが可能であるが、本資料では、基礎模型の加速度は、基礎模型に設置した加速度計で計測したものであるとする。ある時刻における基礎模型の加速度の深度方向分布は、加速度計で得られた加速度データを各加速度計間で直線補間することにより求めた。

ある時刻における地盤の加速度の深度方向分布は、各深度における加速度記録を深度間で直線補間することにより求めた。ある深度における加速度記録は基礎模型の東側 (A-3) および西側 (A-1) に設置した加速度計 (図-2.12 参照) で計測したものの平均値である。A-1, A-3 位置の同一深度で計測された加速度記録同士は一致度が高く、スパイク波形なども含まれていない一方、A-2 における加速度計記録は A-1, A-3 位置の同一深度で計測された加速度記録と異なる点が見られ、スパイクノイズも含まれていた。これは、A-2 位置は模型とせん断土槽の加振方向における中間に位置するため、基礎模型とせん断土槽の相対運動の影響を受けたためと考えられる。したがって、A-2 位置の記録を用いなかった。

地表面と同様に地盤中の加速度計は加振によって沈下し、加振の最中にもその設置深度が変化していたものと考えられる。本資料においては、簡便のため各加振中は加速度計の深度が一定であるものとする一方、後述するように、別途算定した加振直前の深度を加振中における加速度計の深度であるとしてデータ処理を行った。

使用した加速度計の校正値には基本的に加振後に行った検定値を用いている。しかし、Series 1 の地盤に設置した加速度計については事情により実験後に検定を行うことができなかったため、加速度計に付属していた性能証明書の校正値を用いている。そのため、Series 1 においては杭体変位と地盤変位との算出精度が Series 2 における精度とは同一でなかった可能性がある。

3.2.2 地盤内の加速度計の深度

加振とともに地盤加速度計は沈下しているので、たとえば、杭と地盤の相対変位をより良い精度で算出するためには、加振ごとの加速度計の高さが必要になる。表-2.1 に示される地表面で測定した全加振終了後の沈下量は初期地盤高さの 4% および 7% であった。さらに、地盤内の加速度計について、各 Series ごとの設置時および撤去時にその深度方向の位置が計測されている。表-3.1 に示すように、加振による加速度計の沈下率 $S_{a\text{end}}/H_{a0}$ は 3~7% 程度の値であった。ここに、 H_{a0} は土槽底面から加速度計までの初期設置高さ、 $S_{a\text{end}}$ は加速度計の最終沈下量である。このように、各加速度計の沈下率は地表面の沈下率とほぼ同程度である。よって、地表面と各加速度計の沈下率は加振中に常に同一であると仮定し、式 (3.1)、式 (3.2) を用いて各加振直前における加速度計の深度方向位置 H_a を推定した。

$$H_a = H_{a0} - S_a \quad (3.1)$$

表-3.1 加速度計の設置深度と沈下率

G.L. (m)	Series 1						Series 2					
	H_{a0} (m)		S_{aend} (m)		S_{aend}/H_{a0} (%)		H_{a0} (m)		S_{aend} (m)		S_{aend}/H_{a0} (%)	
	East	West	East	West	East	West	East	West	East	West	East	West
-0.10	2.855	2.864	0.144	0.118	5.0	4.1	2.900	2.898	0.139	0.123	4.8	4.2
-0.25	2.766	2.745	0.141	0.126	5.1	4.6	2.755	2.756	0.130	0.123	4.7	4.5
-0.45	2.543	2.532	0.158	0.144	6.2	5.7	2.562	2.552	0.147	0.127	5.7	5.0
-0.65	2.298	2.295	0.132	0.114	5.7	5.0	2.377	2.345	0.186	0.117	7.8	5.0
-0.85	2.153	2.157	0.131	0.131	6.1	6.1	2.165	2.169	0.118	0.105	5.5	4.8
-1.05	1.956	1.952	0.116	0.114	5.9	5.8	1.957	1.970	0.118	0.104	6.0	5.3
-1.45	1.555	1.550	0.098	0.092	6.3	5.9	1.548	1.558	0.088	0.078	5.7	5.0
-1.85	1.177	1.134	0.064	0.044	5.4	3.9	1.151	1.127	0.059	0.059	5.1	5.2
-2.25	0.780	0.750	0.027	0.032	3.5	4.3	0.761	0.740	0.041	0.038	5.4	5.1
-2.65	0.356	0.357	0.009	0.002	2.5	0.6	0.370	0.357	0.010	0.002	2.7	0.6

$$S_a = S_{aend} \times \frac{S_g}{S_{gend}} \quad (3.2)$$

ここで、 H_a = 土槽底面から加速度計までの高さ (m), S_a = 加振直前の加速度計の沈下量 (m), S_{aend} = 加速度計の最終沈下量 (m), S_g = 加振直前までの地表面の沈下量 (m), S_{gend} = 地表面の最終沈下量 (m) である。

3.2.3 地表面沈下量と加振エネルギーの関係

前節において地表面の沈下量より地盤加速度計の沈下量および設置高さを推定する方法を示した。しかし、地表面の沈下量の計測を全ての Run の前後について行っていないため、計測を行っていない Run における地表面沈下量を別途評価する必要がある。そこで、地表面の沈下量と加振で与えたエネルギーとの関係进行评估する。式 (3.3) で表される Arias Intensity¹⁰⁾を導入し、加振エネルギー进行评估する。

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a(t)^2 dt \quad (3.3)$$

ここで、 I_a = Arias Intensity (m/sec), g = 重力加速度 (= 9.8 m/sec²), $a(t)$ = 入力加速度時刻歴 (m/sec²) である。

Arias Intensity, I_a は速度 (m/sec) の単位を有している。表-3.2 に台上の加速度計による加速度時刻歴 $a(t)$ から数値的に台形積分を用いて算出した I_a を示す。また、図-3.1 には、横軸に各加振における Arias Intensity の累計値を、縦軸に相対密度 D_r をとったグラフを示す。地盤の沈下量は入力されたエネルギーだけではなく、位相や入力順序にも関係すると考えられるが、各計測データ間においては地盤の沈下量と Arias Intensity は 1 対 1 の関係を有するものと仮定した。

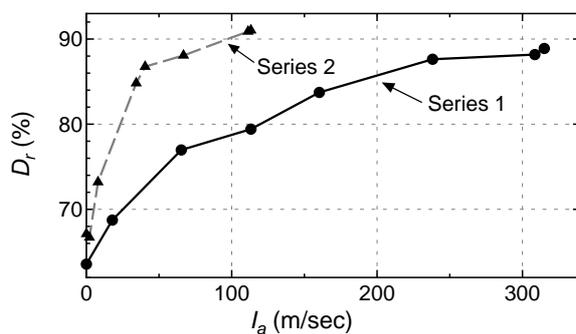


図-3.1 Arias Intensity と相対密度の関係

表-3.2 各加振における Arias Intensity

Series	Run	Input wave	Input Acc.* (gal)	I_a (m/sec)	S_g (cm)	D_r (%)	Series	Run	Input wave	Input Acc.* (gal)	I_a (m/sec)	S_g (cm)	D_r (%)
1	1	Sinusoidal	300	8.75	0.0	64	2	1	Sweep	50	0.23	0.0	67
1	2	Sinusoidal	300	8.93	-	-	2	2	Sinusoidal	100	1.66	-	-
1	3	Sweep	50	0.18	-	-	2	3	Sweep	50	0.21	-	-
1	4	Sweep	50	0.25	-	-	2	4	Kobe	818	5.89	-0.3	67
1	5	Sinusoidal	100	1.81	3.2	69	2	5	Sweep	50	0.22	3.8	73
1	6	Sinusoidal	300	15.97	-	-	2	6	Increasing	600	26.08	-	-
1	7	Sinusoidal	400	29.40	-	-	2	7	Sweep	50	0.23	11.1	85
1	8	Sweep	50	0.27	8.4	77	2	8	Kobe	-818	5.89	-	-
1	9	Sinusoidal	100	1.84	-	-	2	9	Sweep	50	0.24	12.3	87
1	10	Sinusoidal	300	16.08	-	-	2	10	Increasing	600	26.17	-	-
1	11	Sinusoidal	400	29.73	-	-	2	11	Sweep	50	0.24	13.2	88
1	12	Sinusoidal	500	47.06	9.9	79	2	12	Sinusoidal	500	44.16	-	-
1	13	Sinusoidal	600	77.92	12.6	84	2	13	Sinusoidal	100	1.71	14.9	91
1	14	Sinusoidal	600	70.33	15.0	88	2	14	Sweep	50	0.25	-	-
1	15	Kobe	818	6.53	15.3	88	after		(Total)	-	113.18	15.0	91
after		(Total)	-	315.03	15.8	89							

* Acc. = acceleration

3.3 変位

以下の3種類の方法で変位を評価したが、それぞれ一長一短がある。

- 加速度時刻歴記録の2階積分
- レーザー変位計による計測
- ビデオ画像解析

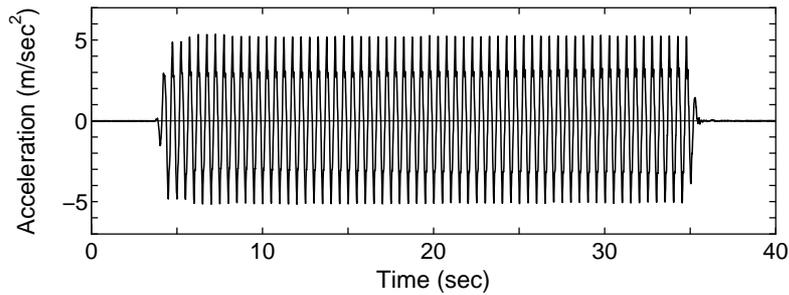
加速度計は任意の位置へ設置することが容易である一方、2階積分のときにノイズの影響を受けやすい。レーザー変位計はこの3つの中では最も精度が高いが、地中部の変位が計測できない。また、気中に出ている基礎上部を測定する場合であっても、大型実験では、レーザー変位計を固定する不動部を作り出すことは容易ではない。画像解析の精度はビデオの性能に依存する。今回は家庭用ビデオカメラによって撮影したため、画像の解像度が小さいことやサンプリング周波数(30 Hz)が他の計測器(正弦波、漸増波は200 Hz, 神戸波、スウィープ波は1,000 Hz)に比べて小さいことから変位の分解能が1~2オーダー小さい。また、ビデオ計測システムは他の計測システムと独立していたため、他の計測データとの同期をとるのは容易ではない。以上の考察のもと、各部にて計測されていることや、データ間同士の同期がとれていることから、以後加速度時刻歴記録の2階積分によって求めた変位時刻歴を主として用いる。

本節では、加速度時刻歴記録から変位時刻歴を算出するために今回用いた方法について説明する。そして、得られた変位とその他の方法により計測した結果を比較し、本報告における変位評価方法の妥当性を示す。

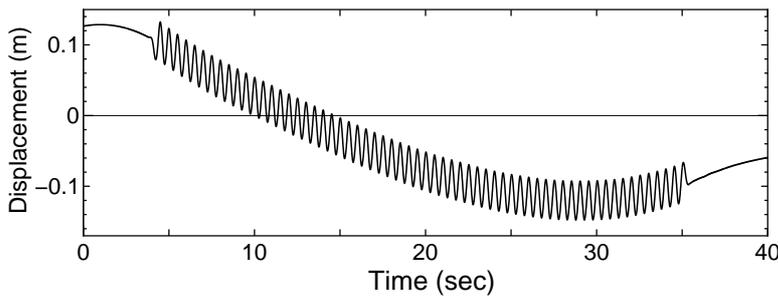
3.3.1 加速度から変位を算定する方法

図-3.2(a)は、Run 1-12により得られた振動台上の加速度時刻歴である。これをフィルタ処理無しでそのまま2階積分した場合、図-3.2(b)に示すように、算出した変位時刻歴は低周波ノイズの影響を受けて発散してしまう。そのため、加速度時刻歴を一度ハイパスフィルタに通すことで低周波ノイズによる悪影響を低減し、その後2階積分を行うことで図-3.2(c)に示す変位時刻歴を得た。一方、このようなハイパスフィルタに通した場合、本来の残留変位に関する情報も失われてしまう可能性もあるが、本資料では原則としてこの手順で算出した変位波形を実験結果として扱うことにする。さらに、神戸波加振時の入力データについては、前処理課程がある。これについては3.3.2節にて示す。

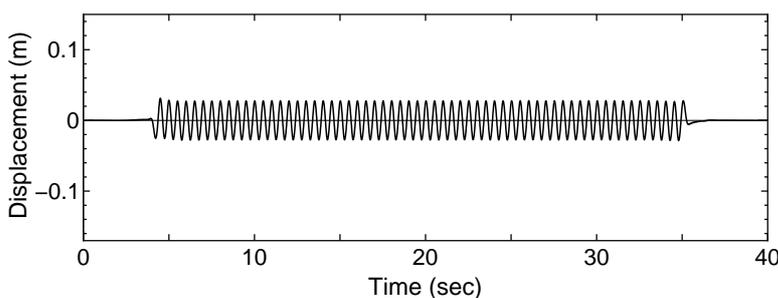
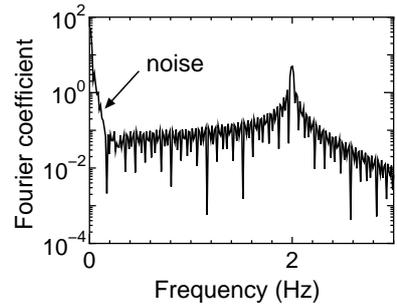
使用したフィルタの形状を図-3.3に示す。フィルタは、阻止域(Stop band; $0 < f \leq f_{\text{stop}}$)では増幅率を0として対応する周波数成分を全てカットし、通過域(Pass band; $f_{\text{pass}} \leq f$)では増幅率を1として全て通過させる。遷移域(Transition band; $f_{\text{stop}} < f < f_{\text{pass}}$)では増幅率を0から1へと余弦関数に従い変化させた。フィルタ係数 $f_{\text{stop}}, f_{\text{pass}}$ の値は、振動台の水平変位を振動台上の加速度計記録に基づき算出した結果とレーザー変位計により測定された結果とを比較し、図-3.4に示すように両者の変位波形が近づき、かつ、地震波の主要動が失われないように試行錯誤し、決定され



(a) 加速度時刻歴



(b) 変位 (2 階積分・フィルタ処理なし)



(c) 変位 (2 階積分・フィルタ処理あり)

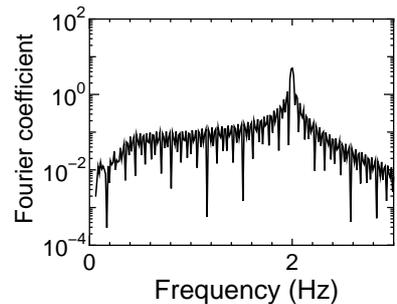


図-3.2 加速度時刻歴から変位時刻歴の計算

た．フィルタ係数については各 Series 各 Run ごとに検討を行った後，最終的に加振波が同じものについては加振加速度レベルに関係なく同じ係数を用いることにした．また，この振動台変位に関して調整されたフィルタ係数を用いて，杭変位や地盤変位も算出した．最終的に使用したフィルタ係数の値を表-3.3 に示す．

加速度計から算出した水平変位とレーザー変位計 (LDT) により測定された水平変位とを比較した場合，図-3.4 のように波形については比較的精度よく求めることができたが，振幅については常にレーザー変位計の方がやや大きくなった．今回のような大型実験ではセンサーから収録装置までのケーブルのケーブル長が非常に長くなるため，計測器の信号出力がケーブル内で減衰することが生じたことが考えられる．特に加速度計は振動台上に設置しているため，そのケーブルは加振中でもたわみを有するように余裕を持たせていることや，せん断土槽の高さ 3.5 m 分を上下させることから，振動台の外に固定したレーザー変位計に比べて，ケーブル長が 5~20 m 程度長くなっている．しかし，計測器の検定を実験時のケーブル長の状態では行っておらず，原因として

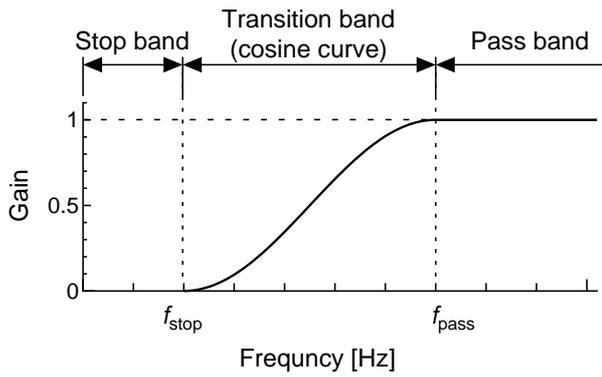


表-3.3 フィルタ係数値

	f_{stop}	f_{pass}
正弦波	0.05 Hz	0.55 Hz
神戸波	0.15 Hz	0.20 Hz
漸増波	0.50 Hz	1.00 Hz

図-3.3 ハイパスフィルタ

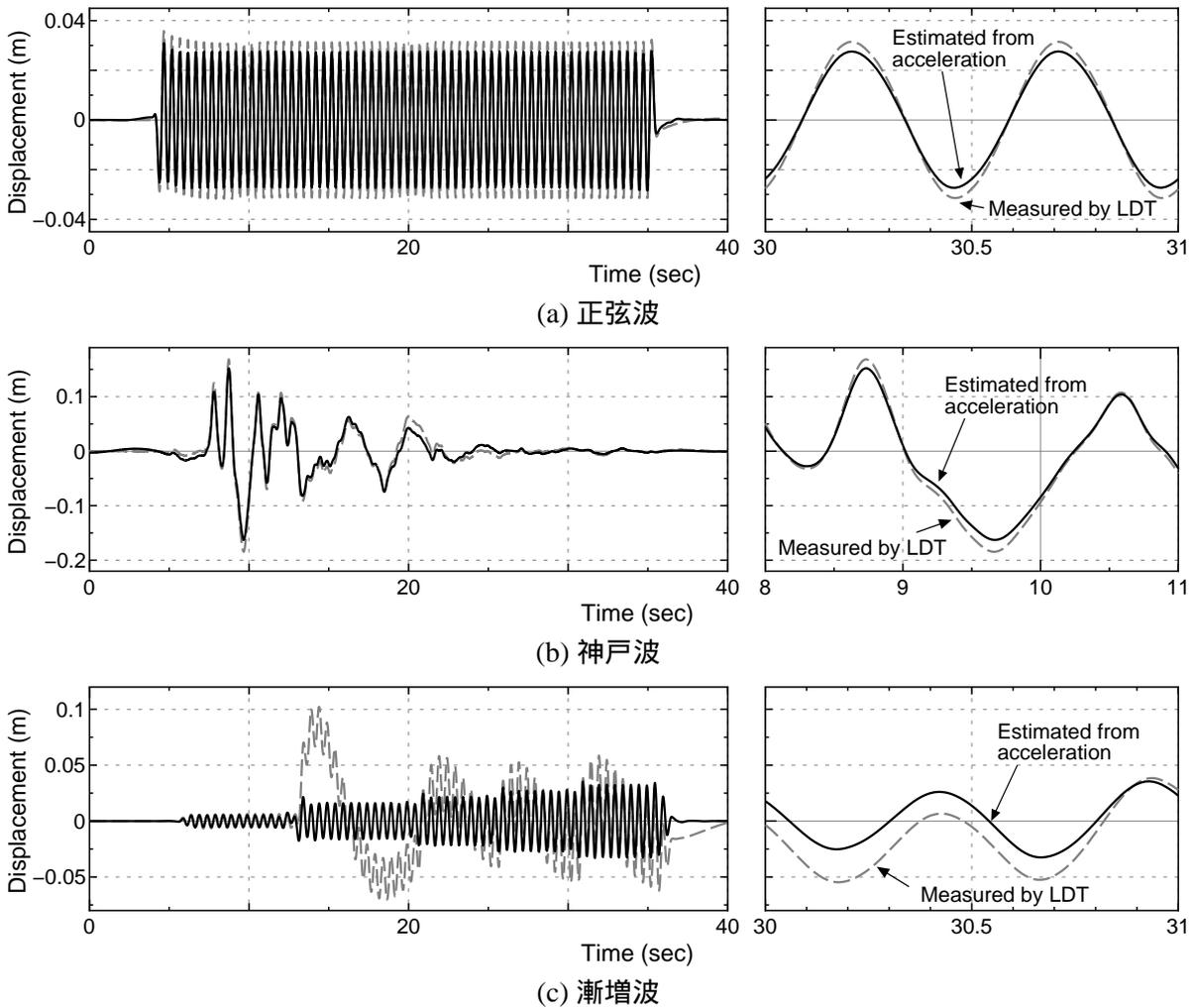


図-3.4 振動台上における計測変位と推定変位との比較

明確に特定できなかったため、これについては補正を行うことができなかった。

図-3.4のうち、漸増波ではレーザー変位計により測定した振動台の変位自体がうねっている。これは漸増波の入力波形を作成する際に目標とする加速度振幅を持つ正弦波を単純に繋ぎ合わせたため、加振終了時刻 $t = 40 \text{ sec}$ に至って加速度 $a = 0 \text{ m/sec}^2$ となっても速度 $v \neq 0$ となっており、

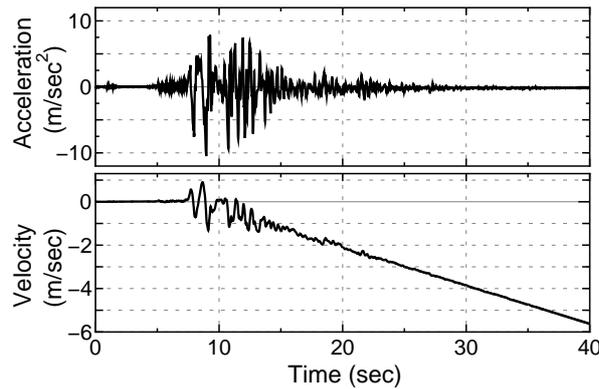


図-3.5 模型天端における計測加速度と単純に積分をして求まる速度 (Run 2-4)

変位が一方向に増大していく入力波形になっていたため、振動台の稼働可能範囲を超えないよう安全装置が作動し、実際にこのような動きになったものと考えられる。今回データ整理を行うにあたっては、データ整理の都合上、うねりが消えるように、やや強めのフィルタ係数を採用した。このとき、フィルタの f_{pass} 係数が 1.0 Hz であり、漸増波の主成分である 2 Hz に比べて小さいことから、波の主成分が消される可能性は無い。

3.3.2 神戸波加振時に得られた加速度データの前処理について

神戸波加振の場合、地盤および基礎の両者の加速度記録に残留加速度が見られた。これは加振中に加速度計が傾き、重力成分を計測したものと考えられる。この影響をフィルタの阻止域および遷移域の幅のみで調整しようとするすると、前述の f_{stop} , f_{pass} の値が大きくなりすぎ、神戸波の主要周波数成分まで低減してしまう。しかし、加速度データを単純に時刻歴積分して速度を算出すると、図-3.5のように加速度が最大となった付近で速度時刻歴が折れ曲がり、1次関数的に増大していく傾向が見られる。つまり加速度計の傾きは、この折れ曲がり点の時刻において生じた考えられる。

そこで、神戸波加振の場合には加速度計の残留加速度を取り除く目的で、計算前にデータの補正処理として、速度時刻歴の傾き分に対応する加速度値を \bar{a} として、折れ曲がり点を境に加速度時刻歴から差し引いた。加速度時刻歴から差し引く値 \bar{a} には、折れ曲がり点より前では計測開始 (0 sec) から 3 sec までの加速度の平均値を、折れ曲がり点以降では 37 sec から計測終了 (40 sec) までの加速度平均値を用いた。これは式 (3.4) の基線補正を折れ曲がり点の前後でそれぞれ行ったものである。折れ曲がり点はそれぞれの \bar{a} を加速度時刻歴から差し引いたものを時間方向に 1 階積分をしたときに、計測開始時 (0 sec) および計測終了時 (40 sec) において速度 $v = 0$ m/sec になるような点を探したものである。

なお、4.1 節でも後述するが、各加振終了後の加速度計の残留値より模型の残留傾斜を確認した結果によれば、加振による残留傾斜は神戸波加振のみで見られ、正弦波加振や漸増波加振ではほとんど見られなかった。

3.3.3 加速度から変位の算定フロー

変位の算定における具体的なフローを以下に示す．加速度時刻歴を $a(t)$ とすると，

1. $a(t)$ より $a(t)$ の平均値 \bar{a} を減じることにより，終端速度 v_{end} がゼロとなるように基線補正を行う．

$$a'(t) = a(t) - \bar{a} \quad (3.4)$$

2. データ数が 2^n となるようデータの後に 0 を付け足したのち， $a'(t)$ の高速フーリエ変換 (FFT) を行う．

$$A(\omega) \leftarrow \text{FFT}[a'(t)] \quad (3.5)$$

3. 周波数領域に変換した加速度記録 $A(\omega)$ にハイパスフィルタ $H(\omega)$ を乗じ，2 階積分を行う．なお， $(i\omega)^2$ で除することは時刻 t に対する 2 階積分と同義である．

$$D(\omega) = H(\omega)A(\omega) / (i\omega)^2 \quad (3.6)$$

4. 逆高速フーリエ変換 (IFFT) を行い，変位時刻歴 $d(t)$ を算出する．

$$d(t) \leftarrow \text{IFFT}[D(\omega)] \quad (3.7)$$

3.3.4 相対変位の算定方法

杭と地盤の相対変位 $y(z, t)$ は下式で算出した．

$$y(z, t) = d_p(z, t) - d_g(z, t) \quad (3.8)$$

ここで， $d_p(z, t)$ は着目する杭の変位， $d_g(z, t)$ は地盤の変位， z は深度， t は時刻である．

杭の変位 $d_p(z, t)$ を算出するための加速度時刻歴は，杭体内部に設置した加速度計で計測したものをを用いた．ある深度における杭の変位時刻歴は，当該杭に設置された各加速度計間の記録を直線補間することにより求めた．

地盤変位 $d_g(z, t)$ を算出するための地盤の加速度時刻歴は，基礎模型とせん断土槽の運動の影響が少ないと考えられる基礎模型の東側 (A-3) および西側 (A-1) に設置した加速度計で計測したものである．ある深度における地盤の変位時刻歴は，加速度計設置深度内 (GL $-0.10 \sim -2.85$ m) においては東西それぞれで得られる変位時刻歴を直線補間し，東西それぞれでの当該深度における記録を作成した後，東西 2ヶ所の平均を各時刻でとった．また，地表面 (GL ± 0.0 m) のように加速度計が加速度計設置深度 (GL $-0.10 \sim -2.85$ m) の外になる深度では最も近い加速度計設置深度での変位時刻歴を用いた．

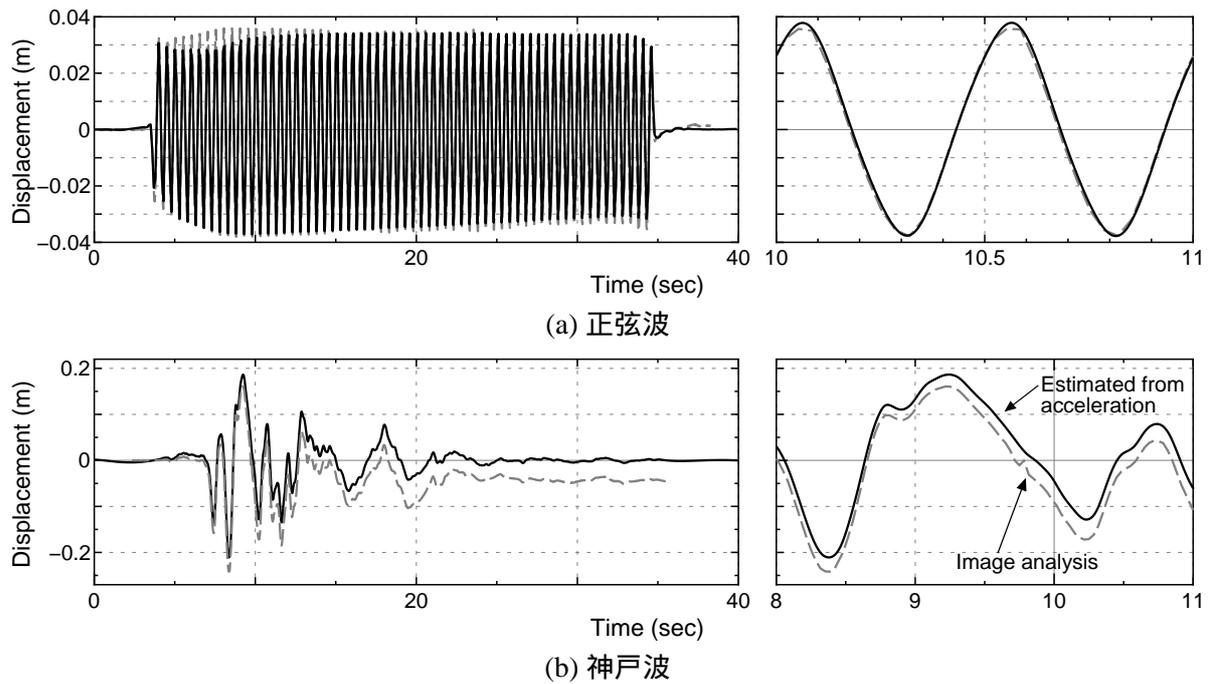


図-3.6 画像解析結果との比較 (基礎模型天端)

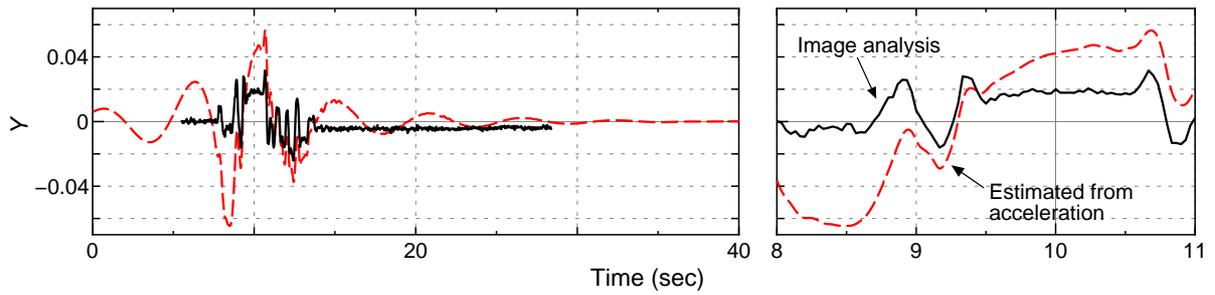
3.3.5 画像解析結果との比較

加速度を積分することにより得た地表面変位とビデオ記録画像から解析した地表面変位の比較を図-3.6に示す。ビデオは家庭用のものである。ビデオは計測システムとは独立しているため、その他のセンサのデータとの同期を完全に行うことはできない。それでもいくつかのピーク値が生じる時刻について視覚的に一致するようにビデオ記録画像による変位記録波形を時間軸に沿って平行移動させ、調整した。また、ビデオ画像のサンプリング周波数は30 Hzである。

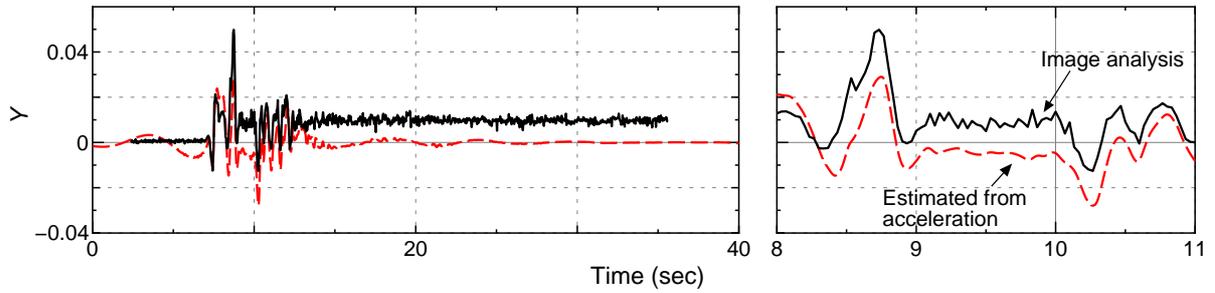
加速度記録から算出された変位波形であっても位相特性は十分に再現されるとともに、時刻歴波形に含まれる各波の最大値と最小値の差についても再現されている。一方、加速度記録から算出された変位は残留変位がゼロとなっているという相異点がある。これはハイパスフィルタによって低周波成分をカットする際、残留変位成分と低周波ノイズ成分とを明確に区別することができないので、残留変位成分も含めてカットされたためである。

図-3.7には地表面に対する基礎模型天端の相対変位 Y を比較したものを示す。絶対変位が非常によく一致していたのに対し、加速度記録から算出された相対変位の時刻歴には主要動以外の低周波成分が見られる。これは、変位算定の際に用いた設定したハイパスフィルタで取り除ききれなかった低周波ノイズが、絶対変位の場合には主要動成分の変化が大きくそれに比べて目立たなかったのに対し、相対変位の算出時には変位の絶対値が小さくなり強調されたためと考えられる。

図-3.8に上部構造(上載荷重天端位置)の水平加速度-水平変位関係を比較したものを示す。縦軸は天端の水平加速度で慣性力に対応する。なお、いずれも縦軸には加速度計による計測記録を用いている。横軸は天端と地表面の水平方向の相対変位 Y を杭径 D で無次元化したものである。図

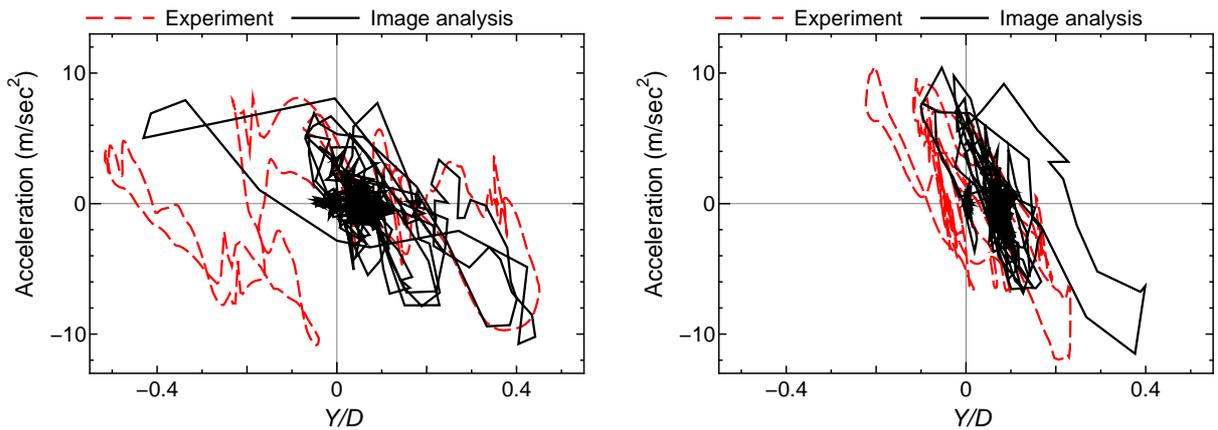


(a) Run 2-4



(b) Run 2-8

図-3.7 相対変位



(a) Run 2-4

(b) Run 2-8

図-3.8 模型天端の加速度-相対変位関係

-3.8を見ると両者のループの形状と傾きは近いものになっている。したがって、加速度時刻歴記録を2階積分することにより得られる変位を用いて実験結果の考察を行うことが可能であると考えられ、前述の通り、本資料で用いる変位時刻歴は主として加速度時刻歴記録を2階積分した算定結果とする。

3.4 曲げモーメント

杭に生じる曲げモーメントは杭体の加振方向両面に設置したひずみゲージデータより算出した。ひずみゲージを設置した断面における曲げモーメントは次式により算出できる。

$$M = \frac{EI}{y} \varepsilon \quad (3.9)$$

$$\varepsilon = (\varepsilon_n - \varepsilon_s)/2 \quad (3.10)$$

ここで、 M は曲げモーメント、 EI は曲げ剛性で $1,000 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 、 y は断面の図心位置から断面最外縁までの距離で 62.5 mm 、 ε は曲げひずみで、 ε_n は杭断面の北側における計測ひずみ、 ε_s は杭断面の南側における計測ひずみである。2.2.2(4) 節の試験結果から、Series 2 については、地中部の杭の曲げ挙動が精度よく再現可能であると考えられる。一方、series 1 については、本資料では考察の対象外とする。

3.5 地盤反力度

本実験において地盤反力度の算定は以下の2種類の方法で行った。

- ロードセルの測定値に基づいて算出 (Series 1)
- 曲げひずみ分布に基づいて算出 (Series 2)

前術のように、Series 1 では杭体断面に欠損があることから評価される曲げひずみの深度方向分布の信頼度は低い。そこで、Series 1 ではロードセルデータからの評価のみとした。

本節では、それぞれの地盤反力度の算出手順について述べる。また、両者の結果を比較し、その信頼性について検討する。

3.5.1 ロードセルによる計測値からの地盤反力度の算出方法

図-3.9 に示すように、静止状態から杭が変位したときに、両側面のロードセルは初期状態から土圧の増減を計測する。したがって、左右のロードセルの値を重ね合わせることで、加振直前の状態からの杭の変形、変位量に対応して杭が受けている土圧の向きと大きさを知ることができる。

ロードセルが正の値を示すときが引張りである。したがって、地盤が静止しており、かつ杭・地盤間の相対変位 y が正のときに杭が受ける地盤反力度 p を正とすると、結局、地盤反力度の正の向きは南から北になる。そして、最終的に杭に作用する地盤反力度 p を次式により計算することができる。

$$p = p_N - p_S \quad (3.11)$$

ここに、 p_N 、 p_S は、おのおの、ある杭のある深度の北側と南側のロードセルで計測された圧力である。

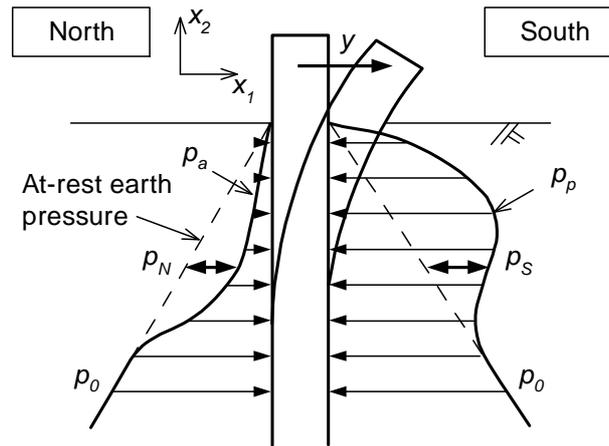


図-3.9 杭の受ける土圧，静止状態と杭が変位した状態

ある杭が加振直前に理想的な静止状態にあれば，左右の同じ深度に配置されたロードセルは同じ静止土圧を受ける．したがって，その状態から杭が変動した場合には，式 (3.11) の値は杭が受けている地盤抵抗そのものの値になる．実際には地盤作成時の初期応力の影響などから杭が受けている土圧は完全な静止土圧状態にはないかもしれないが，その影響はさほど大きくないと期待できる．

3.5.2 曲げひずみ分布からの地盤反力度の算出方法

本研究では，得られた曲げモーメント分布を次式のように差分法を用いて深度方向に2階微分することにより，地盤反力度 p を得る．

$$p_i = -\frac{\frac{M_{i+1} - M_i}{z_{i+1} - z_i} - \frac{M_i - M_{i-1}}{z_i - z_{i-1}}}{\frac{z_{i+1} + z_i}{2} + \frac{z_i + z_{i-1}}{2}} \cdot \frac{1}{D} \quad (3.12)$$

ここで， p は地盤反力度 (kN/m^2)， M は曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)， z は深度 (m)， D は杭径 (m)， i は計測位置で $(i+1)$ ， $(i-1)$ はその前後の計測位置である．

ひずみ分布を関数で近似し，その関数を深度方向に2階微分することにより地盤反力度分布を得る方法もある．しかし，以下の点を考慮し，本資料では式 (3.12) を用いる．

1. 簡便である．近似のためのパラメータを判断・選択する必要が無いので客観的である．
2. 近似関数は曲げモーメント分布の確からしい値を与えるが，それを数学的に直接2階微分した関数が確からしい地盤反力度分布を与えることは保証されていない．
3. データの精度は結局，元の計測点数に依存しているため，近似によって計測位置間の値を内挿しても精度が向上するわけではない．
4. 本実験では，ひずみゲージの計測間隔が比較的広いため，結果として平滑化のような効果が得られると考えたため．

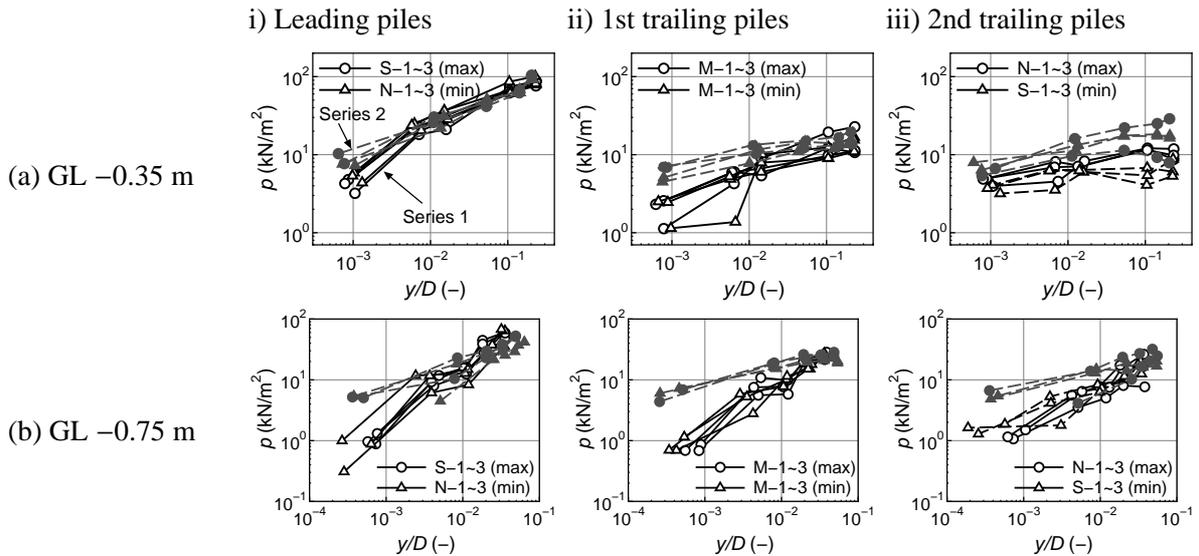


図-3.10 Series 1 と 2 の地盤反力度の比較

3.5.3 地盤反力度の推定方法の違いによるデータの信頼性について

Series 1 ではロードセルでの計測値を用いて、Series 2 では曲げひずみ計測値から算出している。ここでは、両者の方法により得られたデータの比較を行う。比較は Series 1 では Run 1-9~13 (2 Hz 正弦波 100~600 gal) を、Series 2 では Run 2-6 (2 Hz 漸増波 100~600 gal) を対象とした。

図-3.10 に杭列ごとにわけて描いた p - y の骨格曲線を示す。ここでいう骨格曲線とは以下の手順で作成したものである。

- 後述の 4.6 節と同様に、 p - y ループの最大値の組 (p_{\max} , y_{\max}) および最小値の組 (p_{\min} , y_{\min}) を取り出す。
- その絶対値を p - y 平面上にプロットする。
- 同じ杭の最大値の組同士、最小値の組同士を線で結ぶ。

図において、Leading piles は加振時に前列となる杭のことで、杭列 S が正の相対変位を受けるときの最大値の組、および杭列 N が負の相対変位を受けるときの最小値の組を -1 倍したものを併せて描いている。以下、同様に、1st trailing piles は中間に位置する杭として、2nd trailing piles は後列となる杭として図を描いた。

図-3.10 を見ると、同一変位レベルにおける地盤反力度 P は、相対変位 y/D の小さい領域 (特に 10^{-3} 未満) では Series 2 の曲げモーメント分布より評価した値の方が Series 1 のロードセルによる計測値よりも大きく、相対変位 y/D の大きい領域 (10^{-3} 以上) では同等の値となっている。

変位レベルの小さい領域で差が大きくなっているのは、ひずみの計測ノイズの影響であると考えられる。計測ノイズは、一般に変位レベルに依らず一定であるので、変位レベルが小さいケースでは出力値に占めるノイズの割合が大きくなる。その結果、曲げモーメントの深度方向分布のパラつきも大きくなる。Series 2 で曲げモーメント分布から地盤反力度を求める場合には深度方向に 2 回微分を行うため、上下の断面を加えた 3 断面の値の差が地盤反力度の値に影響を与える。曲

げモーメント分布の深度方向にバラつきを有する場合、2階微分を行うことでバラつきがさらに強調されることになる。以上の理由により、計測方法の違いによる計測値の違いが小変位領域で大きくなったと考えられる。

曲げひずみ分布に基づいて評価する方法では、微分操作によって深度方向の曲げモーメント分布のバラつきの影響が大きく表れることもあり得るという問題や計測点数の影響を受ける問題があるため、データとしての信頼性はロードセルによって計測した地盤反力度の方が高いと考えられる。ロードセルを設置する場合の短所として、杭の断面に欠損部を設ける必要があり、今回用いた模型杭のように設置箇所やその周辺で剛性が極端に変化してしまう点がある。また、ロードセルは1台の価格が高い。そのため、多断面に設置して分布を得るには不向きである。

従って、ある点でのデータとしての信頼性を重視するのであればロードセルによる測定方法が、地盤反力度の分布を得ることを重視するのであれば曲げひずみ分布に基づいて評価する方法が優位になると考えられる。そして、曲げひずみ分布に基づいて地盤反力度を算出する場合でも、ひずみゲージをできる限り密に配置して計測することによってデータの信頼性を高めることが可能であろう。

3.6 回転加速度，回転角

3.6.1 回転加速度，回転角の算定方法

杭基礎に支持されるフーチング，柱，上載荷重の回転加速度，回転角を，模型天端およびフーチング部に設置した水平加速度計での計測値を用い，次式により評価した．

$$\theta = \frac{d_{\text{top}} - d_{\text{pile-cap}}}{l} \quad (3.13)$$

$$a_{\theta} = \frac{a_{\text{top}} - a_{\text{pile-cap}}}{l} \quad (3.14)$$

ここで， θ は回転角 (rad)， a_{θ} は回転加速度 (rad/sec^2)， d_{top} ， $d_{\text{pile-cap}}$ はそれぞれ基礎天端，フーチング部での水平変位， a_{top} ， $a_{\text{pile-cap}}$ はそれぞれ基礎天端，フーチング部での水平加速度， l は基礎天端の加速度計とフーチング部の加速度計との鉛直距離である．

模型のフーチング部には鉛直加速度計もつけているが，得られる加速度の絶対値が小さく出力値に対するノイズ成分の割合が大きいため，回転角の評価には用いなかった．

加振時において加速度計は模型と一緒に回転しているため，実際には水平に設置した加速度計でも鉛直方向の重力加速度がその計測値に含まれる．生じた回転角は最大で 0.03 rad 程度であり，このとき重力加速度の水平加速度計方向成分は 30 gal であった．一方で，計測された水平加速度は模型天端で 1,085 gal であった．

3.6.2 画像解析結果との比較

式 (3.13) より得た回転角とビデオ記録画像から解析した地表面変位の比較を図-3.11 に示す．画像解析結果は，3.3.5 節で示した手法により得られた結果である．各波の最大値と最小値の差や位相特性については計測加速度を用いて評価した場合にも良く再現されている．

なお，式 (3.13) の計算に用いる水平変位には加速度計記録からの推定値を用いている．そのため，回転角の残留値を再現できていないのは水平変位の残留値を再現できていないのと同様である．

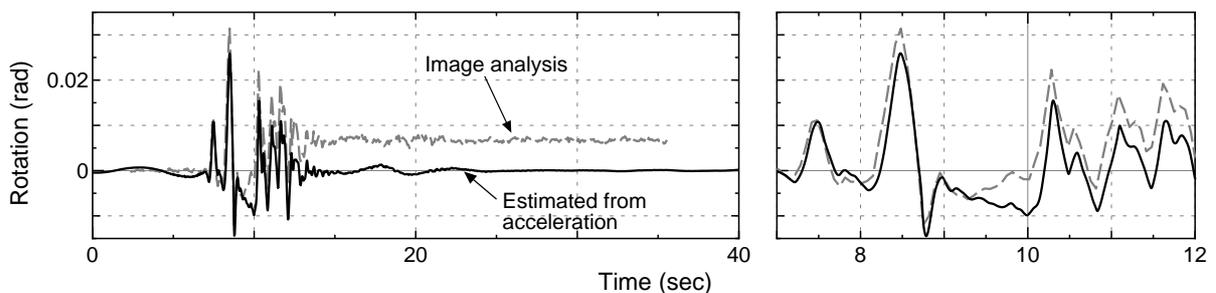


図-3.11 画像解析結果との比較 (Run 2-8)

第4章 実験結果

本章では、基礎が受ける地盤抵抗をモデル化する上で重要と考えられる項目についてデータを分析した結果を示す。なお、全加振ケースにおける模型および地盤の挙動は巻末の資料 A にまとめた。また、全加振ケースの実験データは巻末 DVD-ROM に収録されている。

4.1 模型の浮き上がり

2.2.2 節で述べたように、大加速度を有する加振波を入力したときには模型には浮き上がりが生じている様子が見られた。Run 2-4, 2-8 における杭の軸力 - 鉛直変位関係を図-4.1 に示す。縦軸はひずみゲージデータから推定した杭頭部 (GL +0.05 m) における軸力 $N (= EA(\varepsilon_n + \varepsilon_s)/2$, $E = 2.0 \times 10^5 \text{ kN/mm}^2$, $A = 3,085 \text{ mm}^2$) で、引張力が正、圧縮力が負である。横軸は鉛直変位である。鉛直変位は以下の手順により求めた。

1. 対象杭についてフーチング直下 (GL +0.15 m) における鉛直変位を画像解析により求める。
2. GL +0.05 m の軸ひずみを用いて杭の伸縮量 Δl を次式により求める。

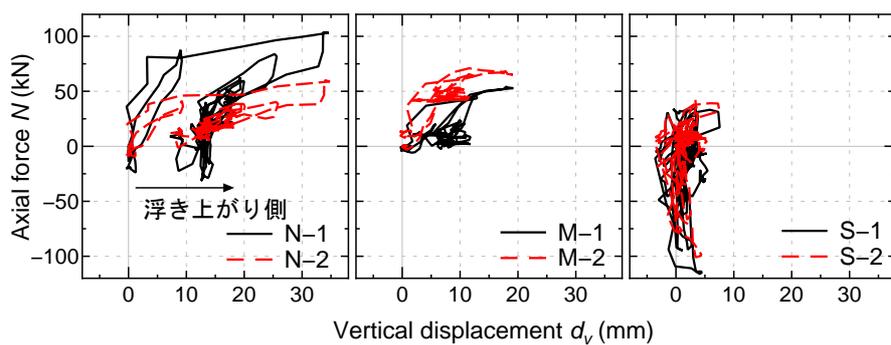
$$\Delta l = l(\varepsilon_n + \varepsilon_s)/2 \quad (4.1)$$

ここに、 l は杭長、 ε_n は杭断面の北側における計測ひずみ、 ε_s は杭断面の南側における計測ひずみである。また、地盤から杭への周面鉛直抵抗は無視した。

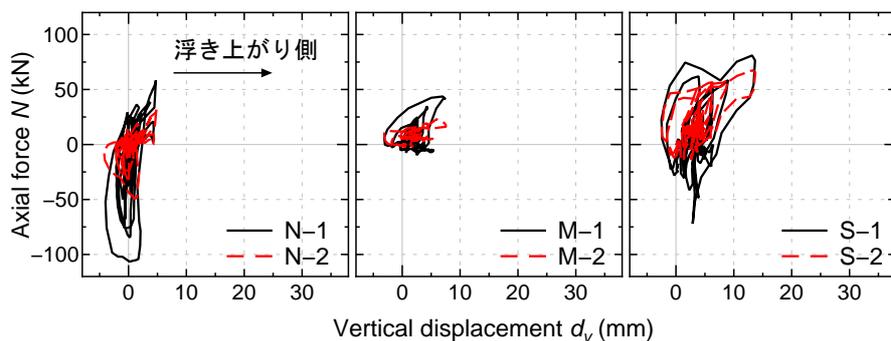
3. 1. から 2. を減じる。

なお、軸力による杭の伸縮量は各杭とも杭長 3 m に対し 1 mm 未満であった。Run 2-4, 2-8 では入力波の正負を逆転させているため、Run 2-4 では北側にて、Run 2-8 では南側にて模型は大きく浮き上がっている。図-4.1 に見られるよう端部の杭の軸力が 50~70 kN を超えると浮き上がりが生じるようである。

Run 2-4 は Series 1, 2 を通じて最大の応答回転角、残留回転角が生じた加振ケースであった。Run 2-4 において浮き上がり側である N 列の杭に着目すると 10 mm 程度の残留鉛直変位が生じているのがわかる。また、Run 2-4 の加振終了後、模型は南側へ傾いたままとなっていた。加振により模型に傾斜が生じると、模型に設置した加速度計の記録に重力加速度の影響による残留値が生じる。この加速度残留値の累積値と重力加速度の比を取ることにより、各加振 Run における残留傾斜角の累積値を逆算した。結果を表-4.1 に示す。Series 1 については正負の振幅が同等な正弦波加振が中心であったため残留傾斜はほとんど見られなかった。Series 2 については Run 2-4 の神戸波加振によって模型の傾斜が生じたが、Run 2-8 で正負を反転させた神戸波を入力することによって回復している。



(a) 神戸波, Run 2-4



(b) 神戸波, Run 2-8

図-4.1 杭先端における軸力 - 鉛直変位関係

表-4.1 加振後の残留傾斜角の累積値一覧

Run	Series 1			Series 2		
	Wave	Input Acc.	(radian)	Wave	Input Acc.	(radian)
1	Sinusoidal	300	0	Sweep	50	0
2	Sinusoidal	300	-0.001	Sinusoidal	100	0
3	Sweep	50	-0.001	Sweep	50	0
4	Sweep	50	-0.001	Kobe	818	0.019
5	Sinusoidal	100	-0.001	Sweep	50	0.019
6	Sinusoidal	300	0	Increasing	600	0.014
7	Sinusoidal	400	0	Sweep	50	0.014
8	Sweep	50	0	Kobe	-818	0.006
9	Sinusoidal	100	0	Sweep	50	0.006
10	Sinusoidal	300	0	Increasing	600	0.008
11	Sinusoidal	400	0.001	Sweep	50	0.007
12	Sinusoidal	500	0.001	Sinusoidal	500	0.007
13	Sinusoidal	600	0.005	Sinusoidal	100	0.007
14	Sinusoidal	600	0.006	Sweep	50	0.007
15	Kobe	818	0.009	-	-	-

実験後に地盤を撤去し、模型先端部を観察した結果、顕著な水平移動は見られなかった。画像解析の結果によれば、Run 2-4 終了後の模型天端 (GL +0.86 m) における残留傾斜角は 0.019 rad となり、表-4.1 に示す加速度残留値に基づき評価された残留傾斜角と同等であった。また、画像解析によって得られた、同位置における残留水平変位は 70 mm であった。これらの結果より杭下端のヒンジ構造部 (GL -2.90 m) での残留水平変位を計算すると $-1 \text{ mm} (= 70 - (860 + 2900) \times \sin 0.019)$ となり、模型の杭先端において上下動はしたものの水平変位はほとんど生じていないことが裏付けられる。結局、本実験の全加振を通して模型先端部は水平移動しなかったものと考えられる。

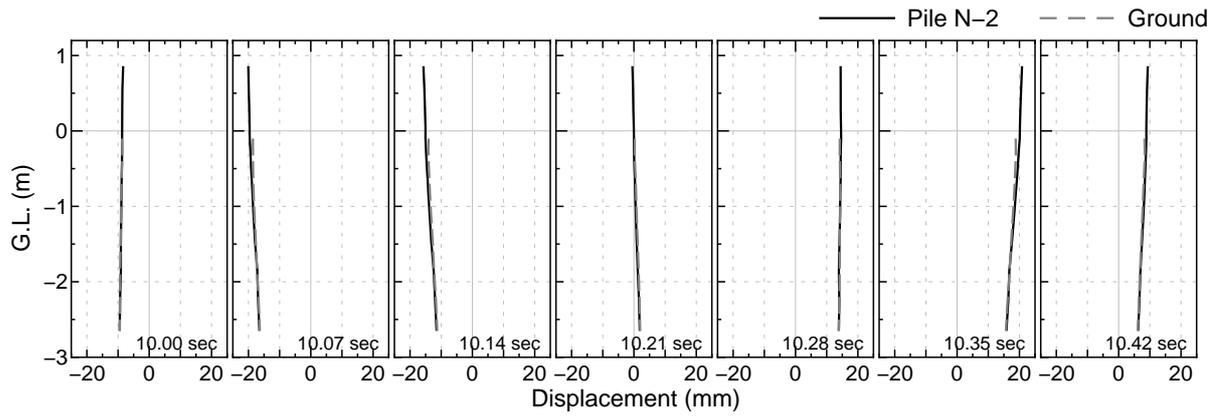
4.2 地盤変位分布

図-4.2 に Run 1-10~1-13 における Pile N-2 と地盤の変位分布のスナップショットを示す。2 Hz 正弦波の 1 波長に相当する時間間隔である 10.0~10.5 sec の間を 8 分割し、対応する時刻の変位分布をプロットしたものである。破線は地盤の変位、実線は杭 N-2 の変位である。変位はともに加振前の状態からの絶対変位である。500 gal 以上の入力最大加速度を有する加振ケースに着目すると GL -1.0 m 以深では地盤が杭に先行して動いているのに対して GL -1.0 m 以浅では杭が地盤に先行している傾向が顕著である。すなわち、浅い位置では、杭に対して地盤変位の位相遅れが生じている。入力加速度の大きい加振で位相遅れが顕著になるという傾向は、正弦波、漸増波のいずれの加振でも見られた。これは地盤挙動の非線形化が大きくなり、固有周期が増大したことが表れたためと考えられる。

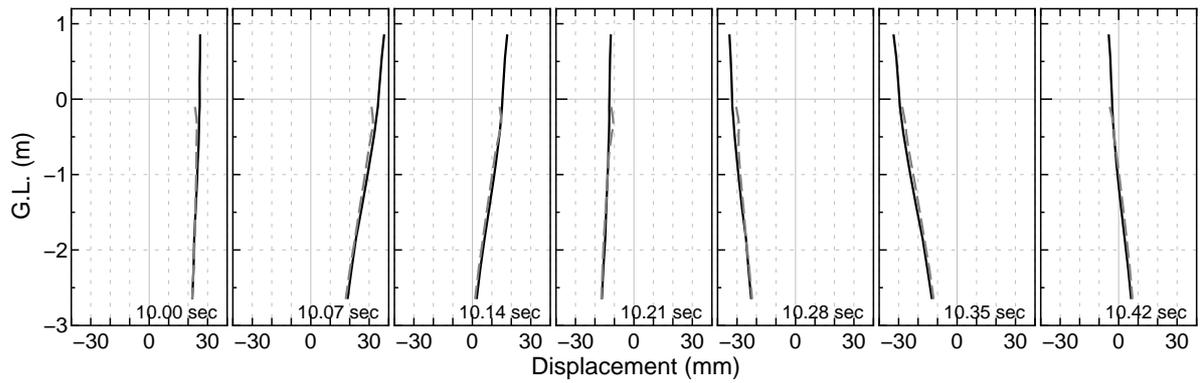
加えて、特に Run 1-13 (図-4.2(d)) にて見られるように、GL -0.50 m 以浅では、地盤変位が特に大きくなっている。図-2.1, 2.3 に示したように、せん断土槽のフレームは 1 層当り 0.2 m で、地表面からせん断土槽の天端までの距離は 0.5 m であった。2.2.1 節に示したように相互に連結されているフレームの範囲は土槽天端からの 1 m、土槽全体の高さが 3.5 m、初期の地盤高さが 3 m なので、結局、実験において位相遅れが生じていた GL -0.50 m という深度はせん断土槽を連結した高さと一致している。以上より、GL -0.50 m 以浅における大きな変位は、地盤の非線形化の進展による固有周期の増大と、せん断土槽の上層を連結した影響の複合作用であると考えられる。

図-4.3(a), (b) に振動台に対する地盤の相対変位の最大最小値分布および平均せん断ひずみの最大最小値分布を示す。ここに、平均せん断ひずみは、深度方向に隣り合う 2 つの地盤中加速度計位置での水平変位差を当該加速度計間の深度差で除したものである。最大加速度 600 gal の加振であっても深度 1 m 当りの最大水平変位の変化量は 17 mm 程度であった。一方、2.2.1 節にて述べたようにせん断土槽の各フレーム同士の最大水平変位量は約 40 mm であった。1 フレームの高さは 200 mm であるので、深度 1 m 当りの最大水平変位の変化量は 200 mm、許容される最大平均せん断ひずみは 0.2 である。よって、図-4.3 に示すように、せん断土槽の変形可能容量の範囲内で実験は行われていたと考えられる。

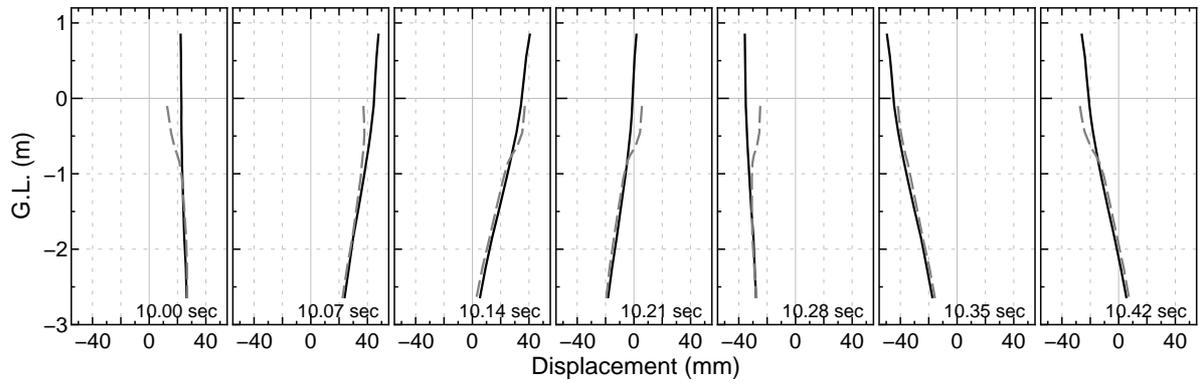
図-4.3(a) に示される、変位分布は加速度レベルによらず直線に近い。大町ら¹¹⁾によると、厚さ H の単一層の地盤においてせん断弾性係数 G_s が地表面からの深さ z の n 乗に比例するものとして



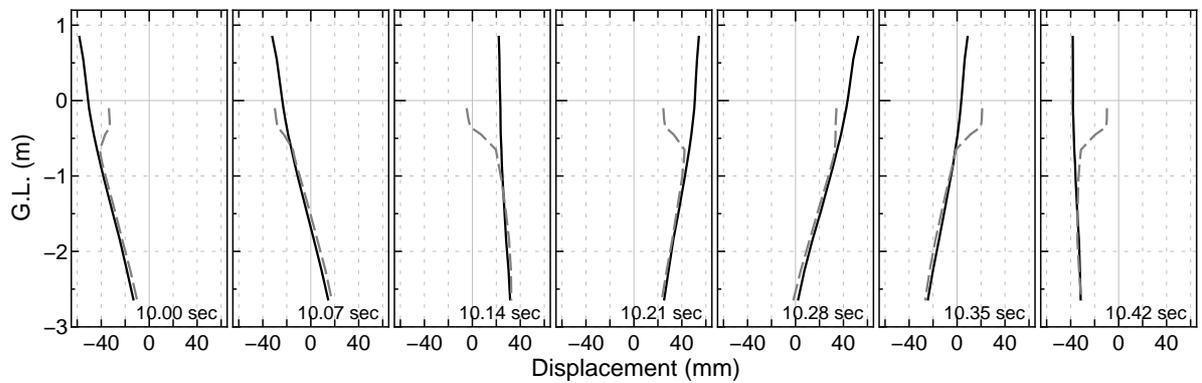
(a) Run 1-10, 正弦波 300 gal



(b) Run 1-11, 正弦波 400 gal

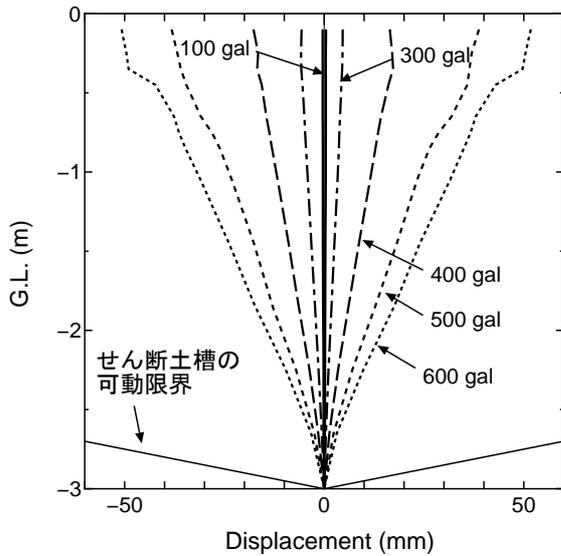


(c) Run 1-12, 正弦波 500 gal

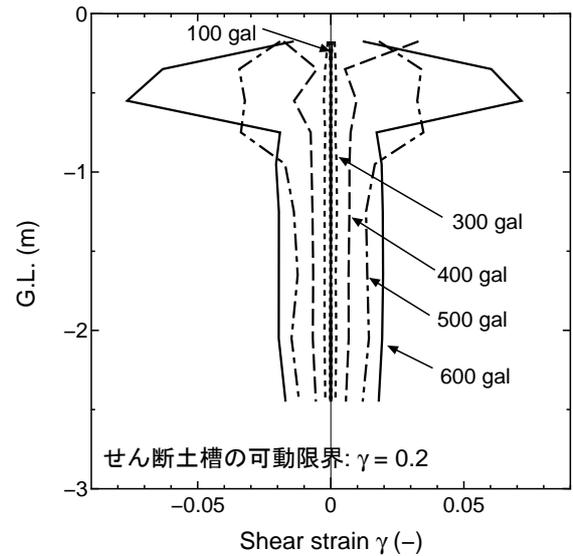


(d) Run 1-13, 正弦波 600 gal

図-4.2 杭と地盤の変位スナップショット



(a) 振動台に対する地盤の相対変位の最大最小分布



(b) 平均せん断ひずみの最大最小分布

図-4.3 正弦波加振における地盤の挙動 (Run 1-9~1-13)

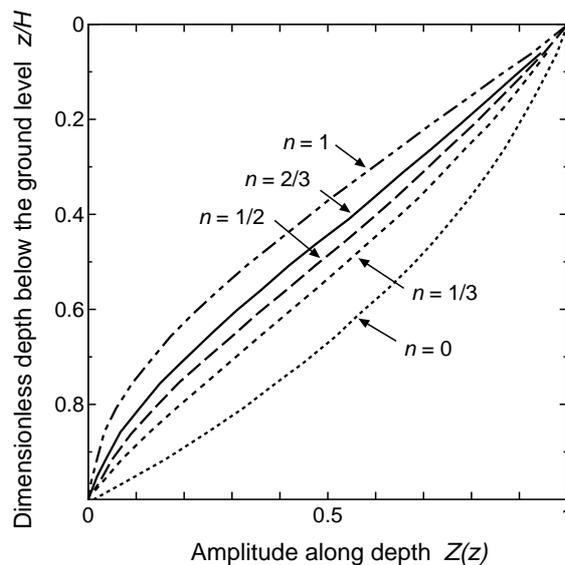


図-4.4 単一層地盤の地盤変位分布

表せるとき、その最大変位分布の解析解は図-4.4 のようになる。式(2.2) および図-2.20 で示されたように本実験において、実験地盤のせん断剛性 G_s の分布は深さ z の $1/2$ 乗に近いものであったため、地盤変位の実験値は余弦分布よりも直線分布に近い形状となったと考えられる。現在の設計実務においては、地表面位置で最大振幅、基盤面位置で振幅が0となる余弦関数で地盤変位分布を近似することがよく行われている¹²⁾が、今後、見直して行く必要があるかもしれない。

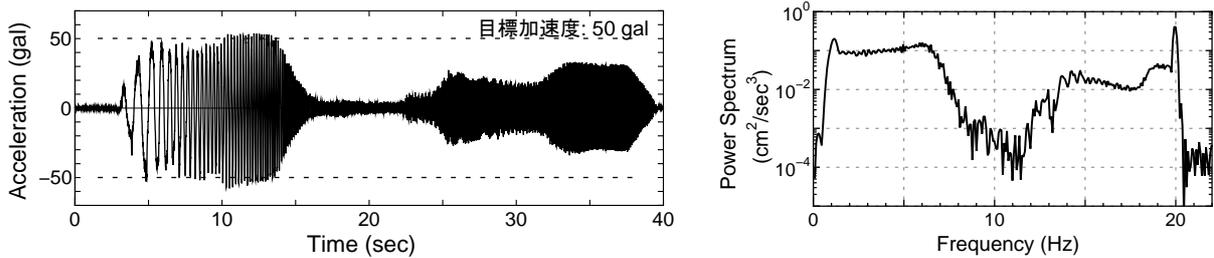


図-4.5 スウィープ波加振結果 (Run 1-4, 振動台上)

4.3 模型および地盤の固有振動数

Run 1-4 における振動台上での水平加速度の計測結果とそのパワースペクトルを図-4.5 に示す。模型と地盤の固有周期を知るために周波数を 1 Hz から 20 Hz まで変化させながら一定の加速度で加振するスウィープ波が入力されている。全てのスウィープ波の加振ケースで水平加速度振幅が 50 gal になるように設定したが、入力信号波と実際に振動台上で得られた波とは完全には一致しない。特に今回の実験ケースでは 8~12 Hz の振動数成分がその他の振動数成分に比べて小さめに表れたようである。そのため、実験により得られた各点の加速度計時刻歴からパワースペクトルを算出しても、そこには模型も含めた振動台システムの振動特性も含まれているために直接的に模型自身の固有周期の評価を行うことはできない。そこで今回は、上載荷重位置でのパワースペクトル (A) と振動台上のパワースペクトル (B) との比 A/B を求めることにより模型の卓越周波数を推定した。また、同様に、地表面 (GL -0.10 m) でのパワースペクトル (A) と振動台上でのパワースペクトル (B) との比 A/B を求めることにより地盤の固有周期を推定した。なお、Run 1-3 については上載荷重を載せておらず、上載荷重位置の加速度計も設置していない。そのため、柱部に設置した加速度計記録よりパワースペクトルを算出した。Run 2-1 における算出結果を図-4.6 に示す。それぞれ、ピークの位置を矢印で示した。同様にして得られた模型と地盤の固有振動数の一覧を表-4.2 に示す。また、図-4.7 に Run 2-1 における地盤の水平変位と平均せん断ひずみの最大値分布を示す。ここに、平均せん断ひずみは、深度方向に隣り合う 2 つの地盤中加速度計位置での水平変位差を当該加速度計間の深度差で除したものである。したがって、共振時の最大平均せん断ひずみ分布から、発生していたひずみレベルは 0.006~0.008 と想定される。模型の上載荷重が軽い Run 1-3, 1-4 では、模型に関しては 20 Hz までの範囲で明確なピークが見られない。これは、固有振動数が 20 Hz を超えているためと考えられている。

また、上載荷重天端の加速度記録より得られた水平加速度-水平変位関係を図-4.8 に示す。縦軸は天端で計測された水平加速度で慣性力に対応する。横軸は天端と地表面との水平方向の相対変位 Y を杭径で無次元化したものである。図は、Series 1 の正弦波、Series 2 の漸増波を対象として入力最大加速度別、上載荷重の種類別に結果を示している。Series 1 の正弦波では $t = 10 \sim 11$ sec の挙動を、Series 2 の漸増波では振動台を目標加速度レベルに変化させてから 5, 6 波目における挙動を示した。杭体は弾性挙動をしているにも関わらず、履歴ループが描かれている。地盤の非線

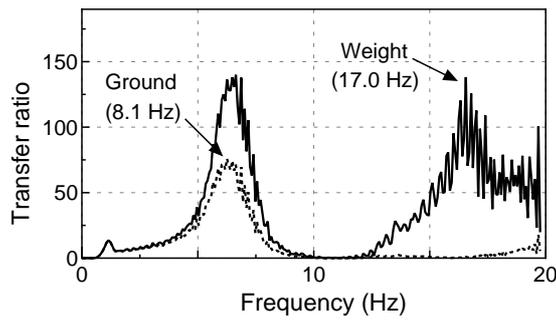
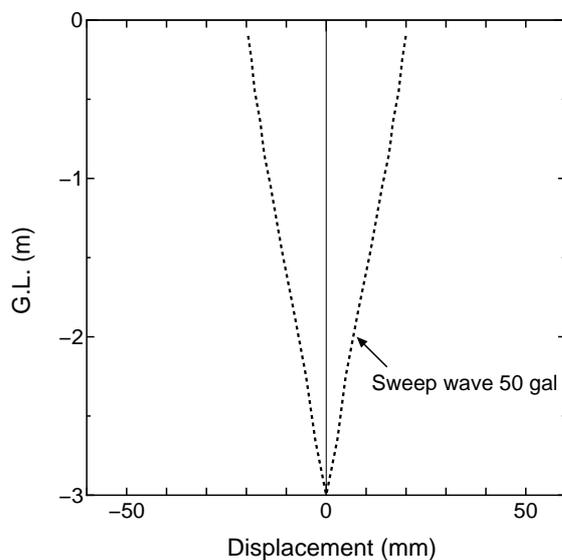


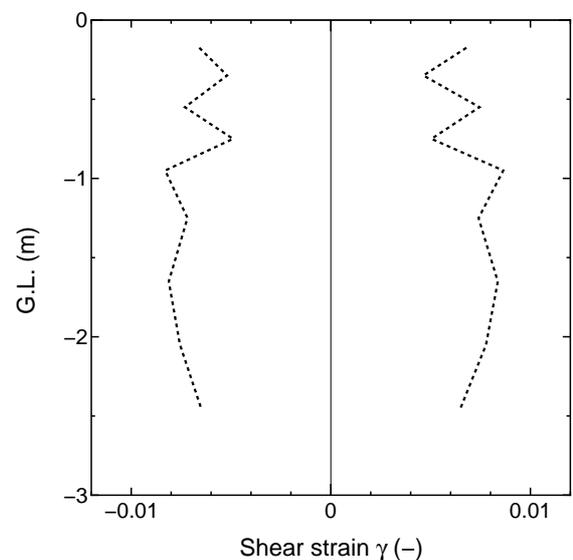
図-4.6 振動台に対するパワースペクトル比 (Run 2-1)

表-4.2 模型と地盤の固有振動数

Run	weight	structure	ground
1-3	Nothing	- Hz	8.4 Hz
1-4	Low (Light)	- Hz	8.1 Hz
1-8	Middle	15.9 Hz	8.1 Hz
2-1	Middle	17.0 Hz	8.1 Hz
2-3	Middle	16.2 Hz	7.9 Hz
2-5	Middle	15.2 Hz	7.9 Hz
2-7	High (Heavy)	13.8 Hz	7.8 Hz
2-9	High (Heavy)	13.5 Hz	7.7 Hz
2-11	Middle	15.4 Hz	8.1 Hz
2-14	Middle	16.0 Hz	8.3 Hz



(a) 振動台に対する地盤の相対変位の最大最小分布



(b) 平均せん断ひずみの最大最小分布

図-4.7 スウィープ波加振における地盤の挙動 (Run 2-1)

形化による位相遅れの影響により履歴ループが生じたと考えられる。

4.4 地盤反力度の最大値分布

以下に列挙する各加振時において杭 N-1, S-1 に作用した地盤反力度に関して、最大値の深度方向分布を図-4.9 に示す。ここに図-4.9 の z は深度であるが、GL ± 0 m を基準面にしておらず、加振による沈下を考慮した载荷直前の地盤面位置を基準面としている。実験結果の整理の対象加振時は、Series 1, 2 の両方で行っている Weight M の加振時に絞った。

- 正弦波 (Run 1-11, Run 1-12, Run 1-13)
- 神戸波 (Run 2-4)
- 漸増波 (Run 2-6) における最大加速度 400~600 gal の各加速度段階

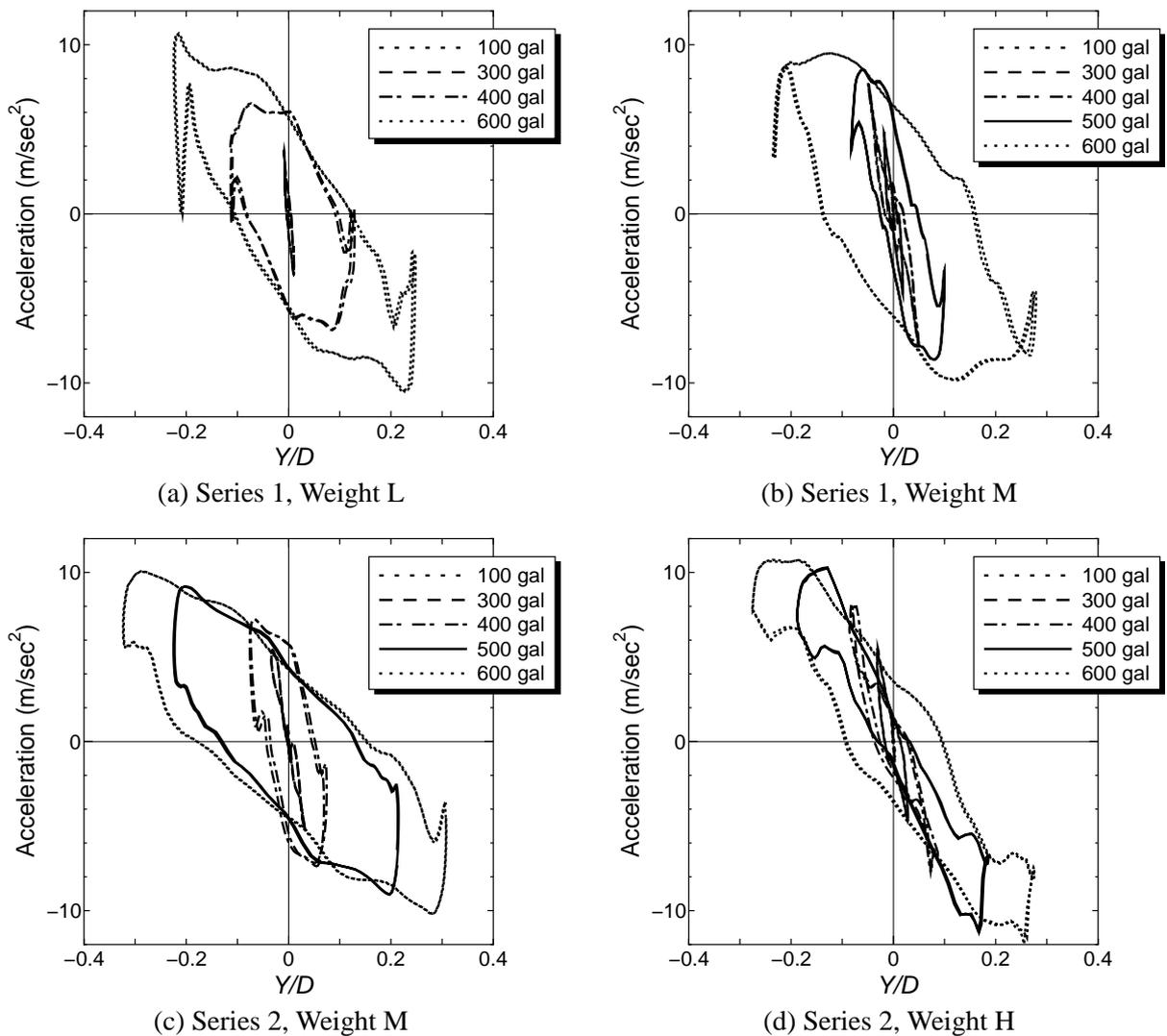


図-4.8 模型天端における荷重 - 変位関係

図-4.9 の破線は岸田・中井¹³⁾の示した理論解である．図-4.10 に示すように，岸田・中井は，基礎・地盤間相対変位に起因する地盤の塑性流動パターンについて2つのパターンを仮定している．上載圧が小さい浅い領域では斜め上方に地盤が押し上げられるパターンが(以下，パターン I と呼ぶ)，上載圧が大きい深い領域では地盤が水平に移動するパターンが(以下，パターン II と呼ぶ)生じると仮定している．そこで，それぞれを用いて理論値を計算した．また，計算では，CD 試験結果より内部摩擦角は $\phi' = 40.9^\circ$ であるとし，地盤高さ，地盤密度は各加振直前の値を用いた．最大地盤反力度分布が深さ方向に増加している $|z/D| < 2$ の浅い領域に着目すると，計測値はパターン I とパターン II のときの解析解の中間にある．

図-4.9 の結果は理論解を用いて地震中に杭が受ける地盤反力度の上限値を評価できる可能性を示している．しかし，理論解は杭が静的に水平載荷を受ける状態を想定して算出されているものである一方，本実験では地盤自身にも慣性力が生じており，また地盤反力度の計測値には減衰力も含まれている．さらに，後述する図-4.11, 4.13 の $p-y$ のループに見られるように，比較的大き

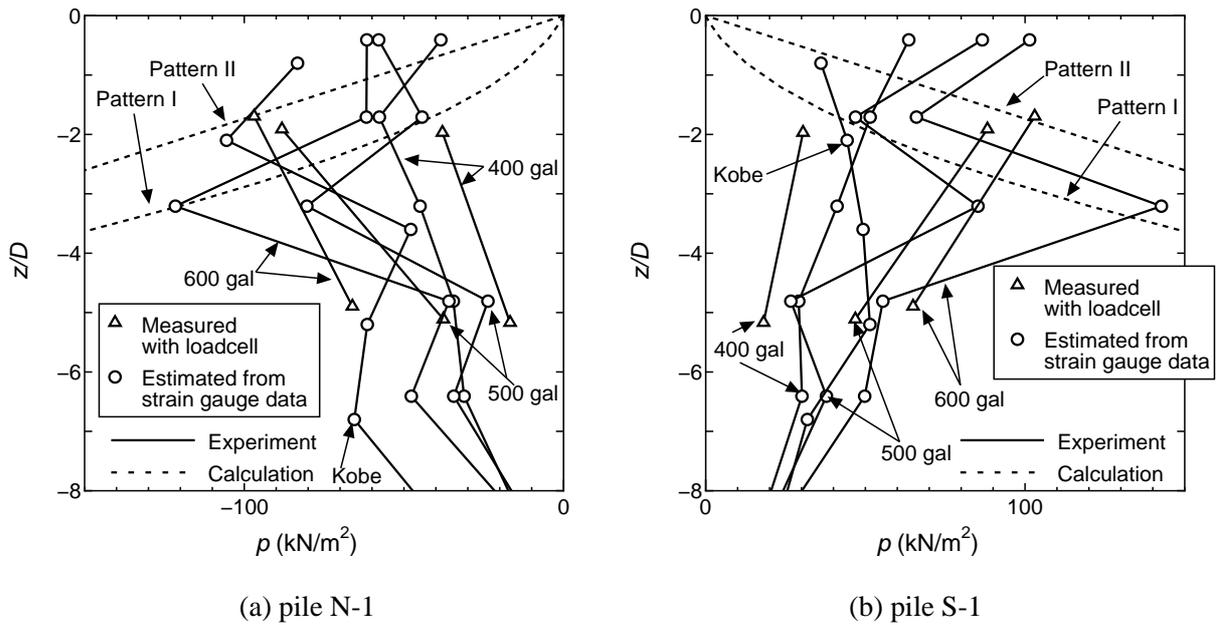


図-4.9 地盤反力度の最大値分布図 (Run 1-11~1-13, Run 2-4, Run 2-6)

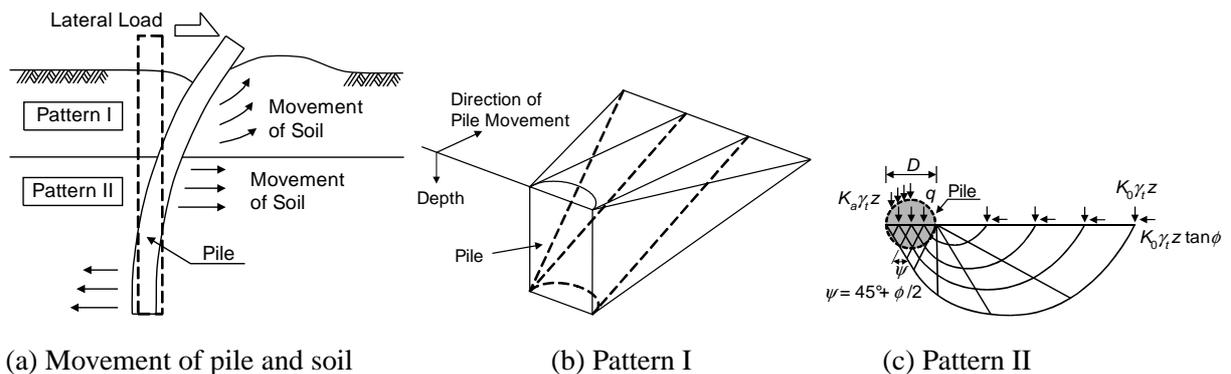
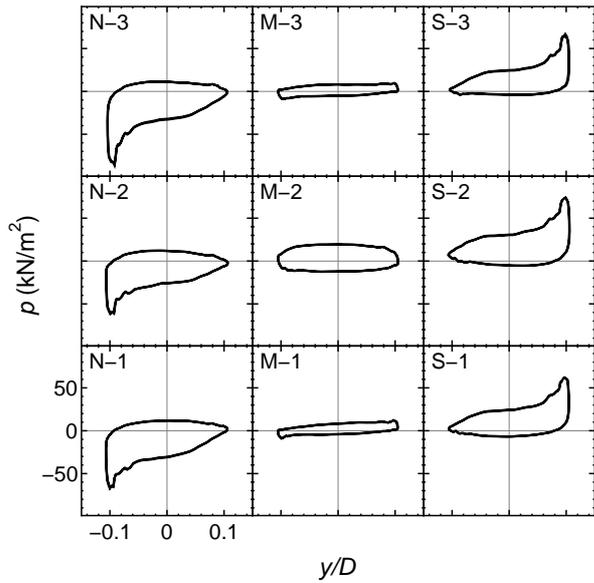


図-4.10 地盤の塑性流動パターン

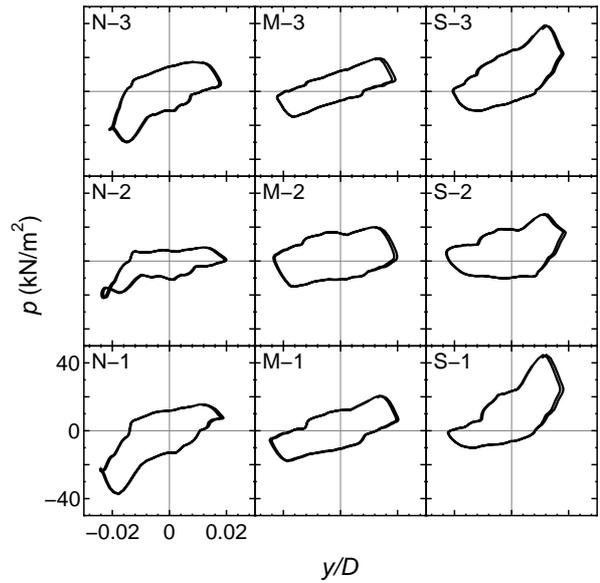
な変位レベルに達した場合であっても p - y ループには明確な上限値が現れていない。このような動的な要因が地盤反力度の上限値に与える影響について今後も研究が行われるべきであろう。

4.5 地盤反力度-相対変位関係 (p - y 関係)

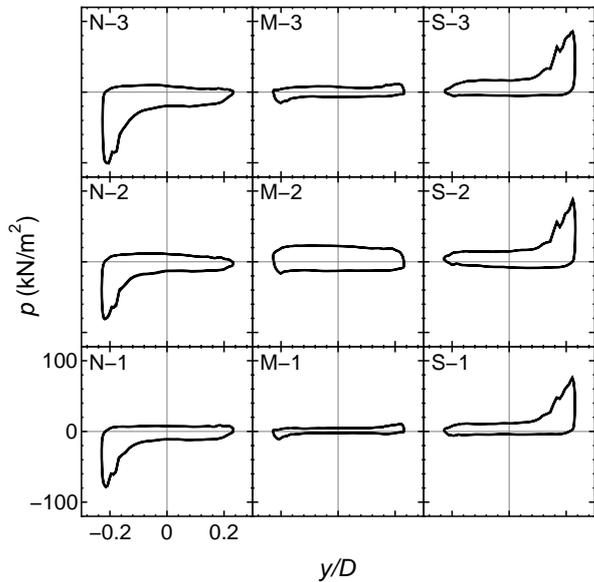
図-4.11 に Run 1-12 と Run1-13 (正弦波 500, 600 gal) の時刻 $t = 20 \sim 21$ sec において観察された GL -0.35 m, -0.75 m ($|z/D| = 2.8, 6.0$) での p - y ループを示す。実際の杭の配置と同様に 9 つの p - y ループを並べた。相対変位 y は杭径 D で無次元化して表した。図-4.11 から分かるように、杭が受ける地盤反力度 p は、加振方向の前列側になった杭列で大きくなり、そのとき中・後列になっている杭では小さくなっている。たとえば横軸 y/D がプラス側のとき、最前列である杭 S に比べて中・後列杭となる杭 M, N では地盤反力度が非常に小さくなっている。また杭列 M は、杭列 N または杭列 S のいずれが前列になる場合であっても常に後側の杭列となることから、 y/D の正負で



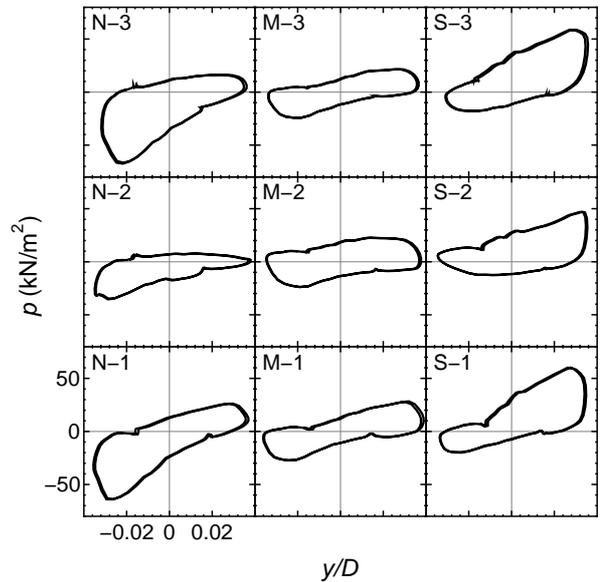
(a) Run 1-12 (GL -0.35 m, 20~21 sec)



(b) Run 1-12 (GL -0.75 m, 20~21 sec)



(c) Run 1-13 (GL -0.35 m, 20~21 sec)



(d) Run 1-13 (GL -0.75 m, 20~21 sec)

図-4.11 Run 1-12, 1-13 で観察された各杭の GL -0.35 m, -0.75 m における p - y ループ

地盤反力度の大きさにさほど差が見られない。

このように、群杭内の各杭間において p - y 関係が異なる要因は、地盤抵抗領域の重なりとして解釈されることが多い。例として、岸田・中井が想定したように、単杭に対する地盤の有効抵抗領域として図-4.12 のようなくさび型の抵抗領域を仮定する。抵抗領域の重なりとは、仮定される有効抵抗領域が重なり合うことによって各杭に対する有効な抵抗領域が減少することである。その結果、各杭で受ける地盤反力度に差異が生じるものと考えられる^{14, 15)}。また、後列杭が地盤を介して前列杭を押しこととなり、杭がその南北の面から受ける地盤反力の合力が減少している影響も考えられる¹⁶⁾。

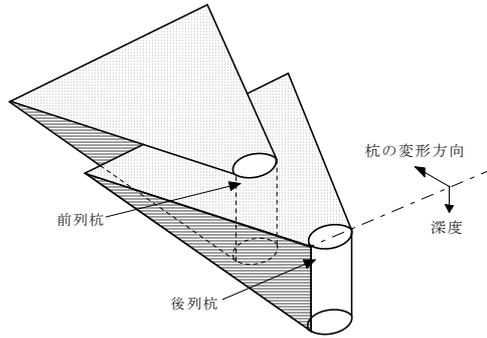


図-4.12 杭の地盤抵抗領域の重なり

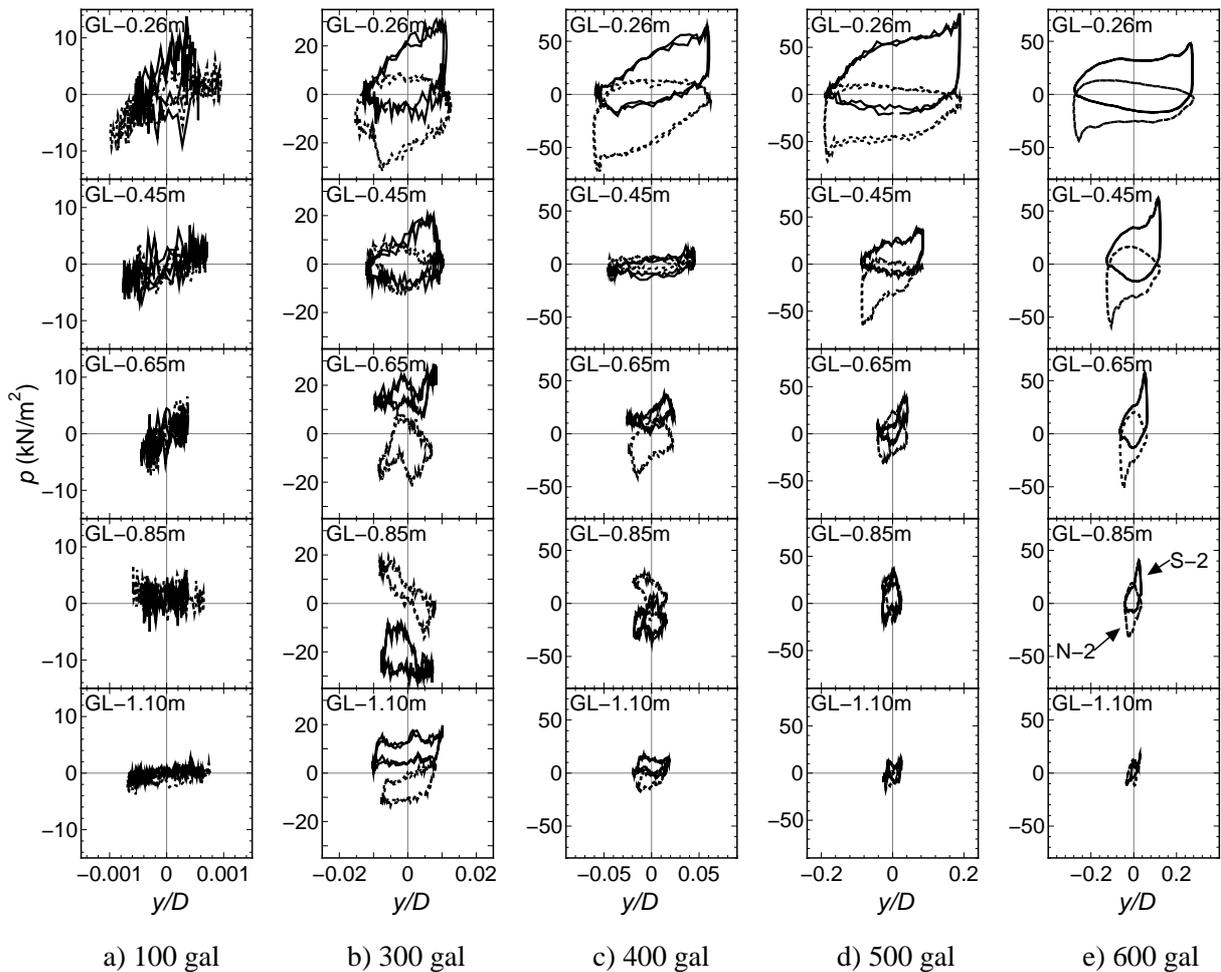


図-4.13 杭 N-2, S-2 の各深度における p - y ループ, Run 2-6, 漸増波 (実線: 杭 S-2, 点線: 杭 N-2)

図-4.13 には Run 2-6 (漸増波入力) で観察された杭 S-2, N-2 に関する p - y ループを各加速度段階別に深度別に示した。各加速度段階で目標加速度となってから 5, 6 波目の結果である。また、比較のために過去に行われた砂地盤中の単杭の挙動に関する実験において観察された p - y ループ²⁾を 図-4.14 に示す。杭は砂地盤中に埋め込まれており、杭頭部にて水平交番载荷を受けている。杭は曲げ変形により塑性化した後も载荷されているが、図-4.14 に示した p - y カーブは杭体が塑性化する前までのものである。振動台実験において、加振中交互に前列杭, 後列杭になる杭 S-2 と杭 N-2

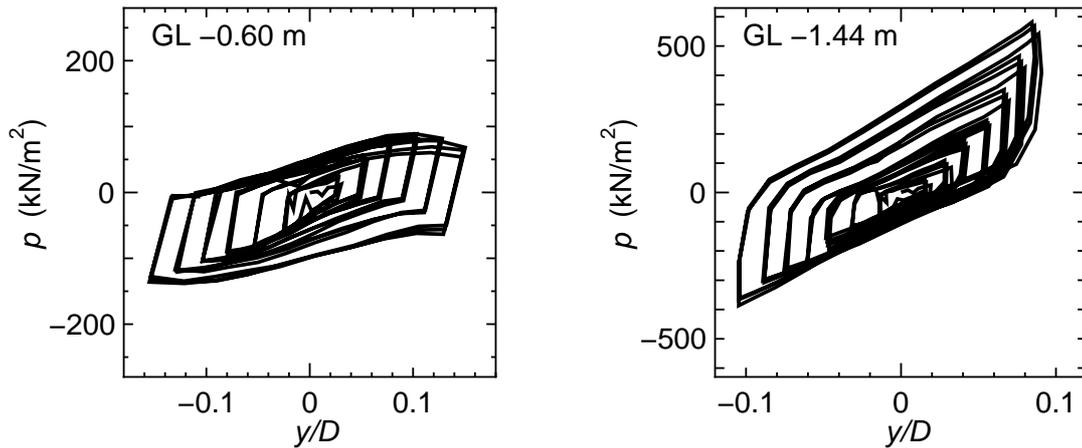


図-4.14 単杭の繰返し水平載荷実験にて観察された p - y ループ

の p - y ループを重ね合わせたループ (図-4.13) は、単杭水平交番載荷実験で観察された p - y ループ (図-4.14) に類似する。

また、図-4.15 には、Run 1-12 の $t = 20 \sim 21$ sec の間における杭 S-1, GL -0.35 m 位置の p - y ループを示す。加振加速度が大きくなってくると B 点にて y が減少から増加へ転じた後、 p - y の経路は B \rightarrow C 間ではほぼ y 軸に平行に進み、ある程度変位レベルが大きくなってから p が急増する (C \rightarrow D) 傾向が見られる。これは杭と地盤の間に隙間のようなものが生じている、もしくは地盤と杭とで変位方向が反転する際に若干の位相差が生じているためと考えられる。

4.6 杭が受ける水平地盤抵抗の群杭効果による低減率

各杭が受けた地盤反力度と杭位置の関係を詳細に検討する。検討対象は、Run 1-9 から Run 1-13 (正弦波 100~600 gal) の $t = 20 \sim 21$ sec における GL -0.35 m, -0.75 m 地点での実験結果、および、Run 2-6 (漸増波 100~600 gal) の各加速度ステップ 5, 6 波目における GL -0.26 m, -0.65 m, -1.10 m 地点での実験結果である。検討は各加振加速度における地盤反力度 p 、相対変位 y の最大値を以下の手順で抽出し、プロットすることで行った。たとえば、前述のように Run 1-12 の $t = 20 \sim 21$ sec の間における杭 S-1, GL -0.35 m 位置の p - y ループは図-4.15 のようになる。これより、 p , y の最大値の組 (p_{\max} , y_{\max}) および最小値の組 (p_{\min} , y_{\min}) を作り (点 P, Q にそれぞれ対応)、それを p - y 平面上にプロットする。たとえば p_{\max} と y_{\max} は同時に生じているのではないが、ここでは簡単のために一組として取り扱った。結果を図-4.16 に示す。ここに、 y が正のときには S 列が前列に、 y が負のときには N 列が前列になっていた。図-4.16 の (i) 列のグラフに示されるように、前列、中列、後列では同一変位レベルで発揮される地盤反力度は大きく異なり、前列の地盤反力度に比べると中列、後列の地盤反力度は小さい。中列と後列の地盤反力度では後列の地盤反力度の方が小さいが、その違いは前列と中列杭の地盤反力度の違いに比べると少ない。図-4.16 の (ii)~(iv) 列のグラフに示されるように、N, M, S 列の中の各杭では端部の杭 (例えば N-1, N-3) と内側の杭 (例えば N-2) に関する地盤反力度の差はほとんど見られない。

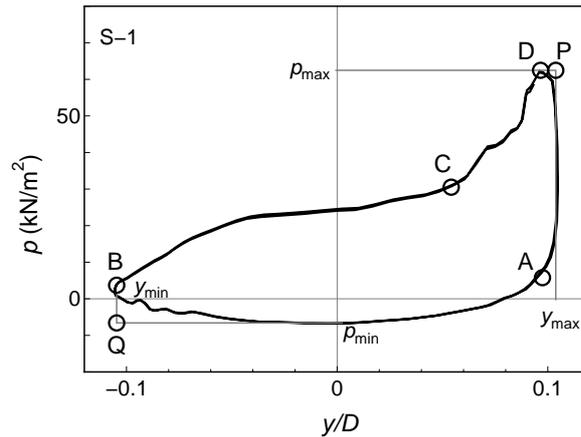


図-4.15 p - y ループの例 (Run 1-12, GL -0.35 m, Pile S-1)

次に (p, y) 座標系の第一象限における (p_{\max}, y_{\max}) について、前列杭である杭 S-1 を基準として各杭で観察された p_{\max} の比率 η を算出した。Series 1, 2 それぞれについて杭位置別に整理した結果を図-4.17 に示す。同様に第三象限における (p_{\min}, y_{\min}) について杭 N-1 を基準として整理した結果を図-4.18 に示す。また、図-4.17, 4.18 について横軸を常用対数表示にしたものをそれぞれ図-4.19, 4.20 に示す。対象とした加振 Run は図-4.16 のものと同じで、Run 1-9 から Run 1-13 (正弦波 100~600 gal) の $t = 20 \sim 21$ sec における GL -0.35 m, -0.75 m 地点での実験結果、および、Run 2-6 (漸増波 100~600 gal) の各加速度ステップ 5, 6 波目における GL -0.26 m, -0.45 m, -0.65 m, -0.85 m, -1.10 m 地点での実験結果である。ここに、横軸の変位レベル y として基準杭の変位と各杭の変位のいずれか、もしくはその平均を取るなどいくつかの整理方法が考えられる。すべての杭はほぼ等しく変位していることから、ここでは基準杭の変位 y で代表させた。変位レベルが大きくなるにつれてコーナーの杭の地盤反力度に対する後列杭、中列杭の地盤反力度の比率は小さくなっていき、杭径の 1% の変位レベル ($y/D = 0.01$) に達すると一定比率 $\eta = 0.2 \sim 0.5$ に近づく傾向が見られる。一方、深度に応じた η の値の差はほとんどなく、杭位置の違いによる η の値の違いに比べれば無視できそうである。

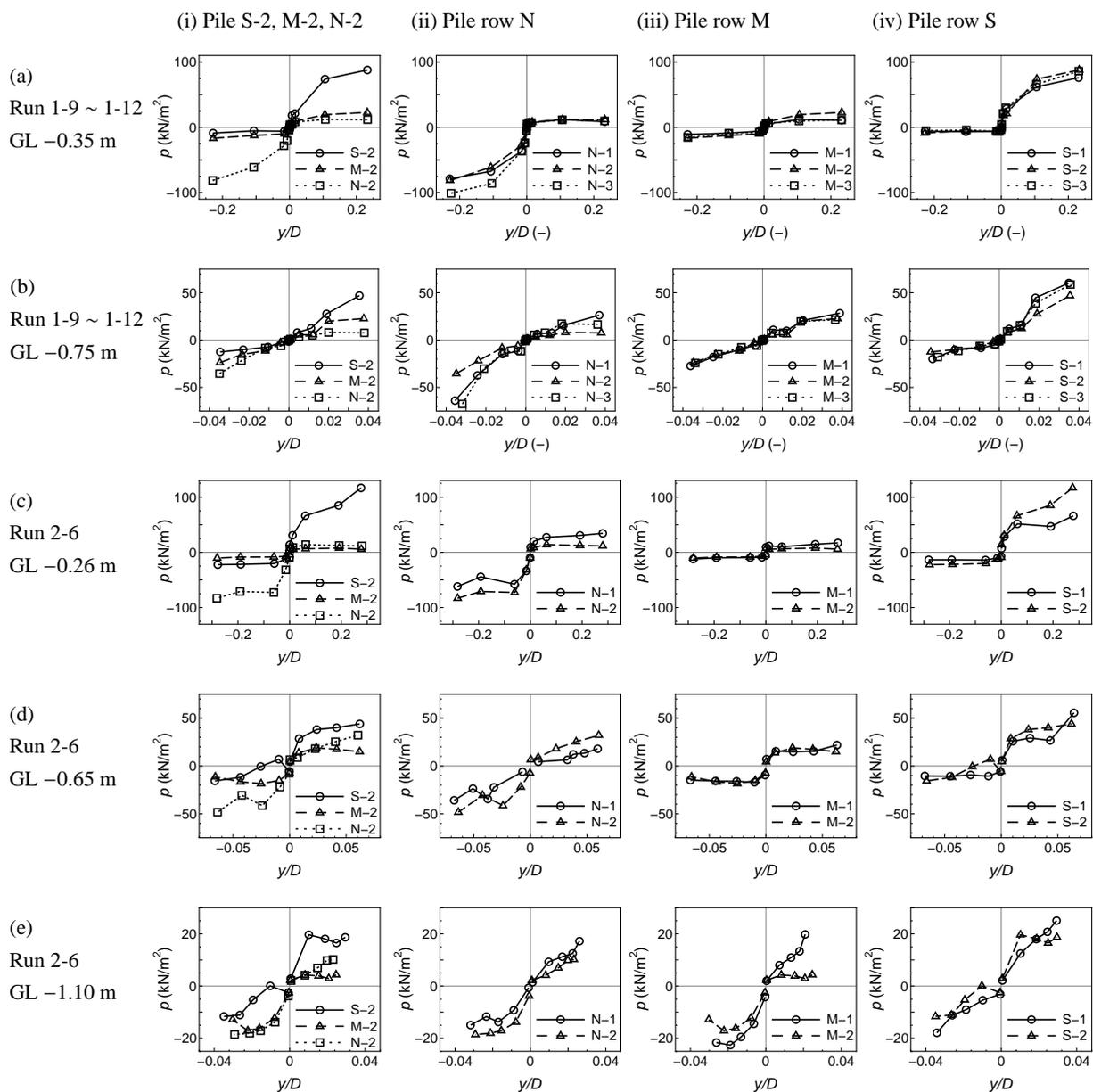
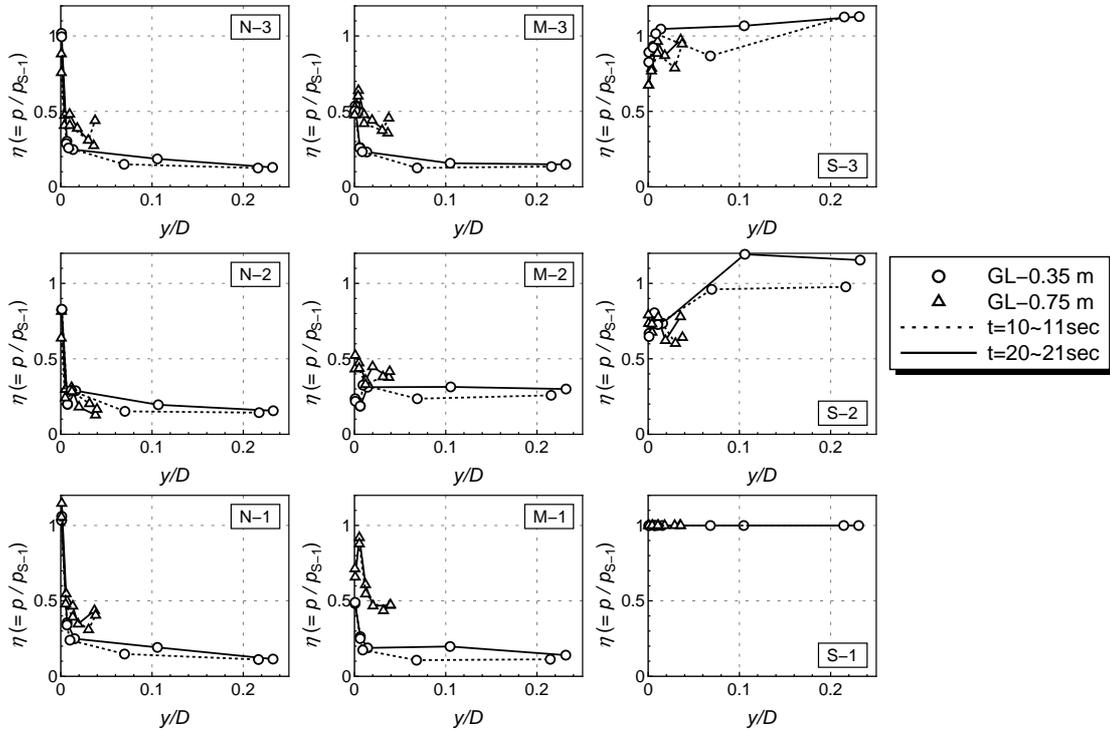
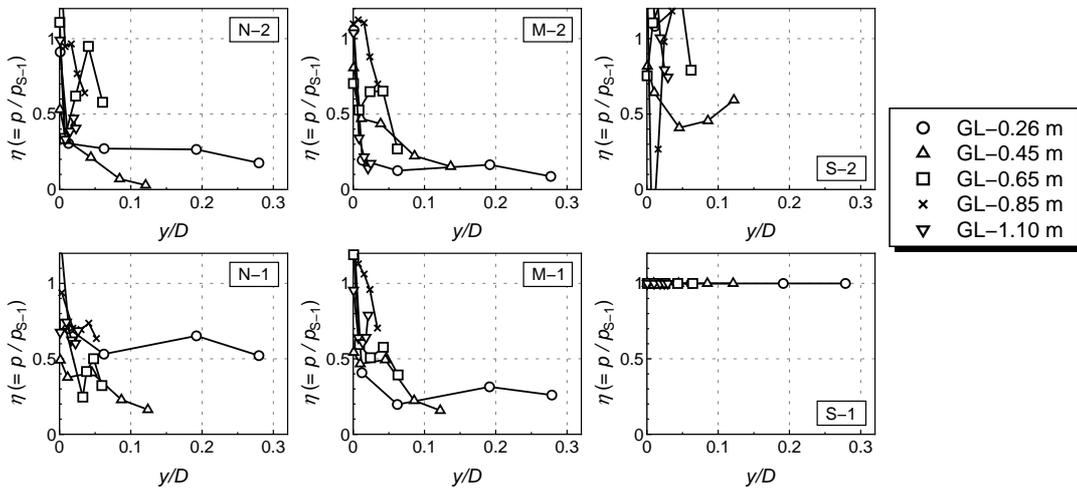


図-4.16 杭位置・変位レベルに応じて発揮される地盤反力度の違い

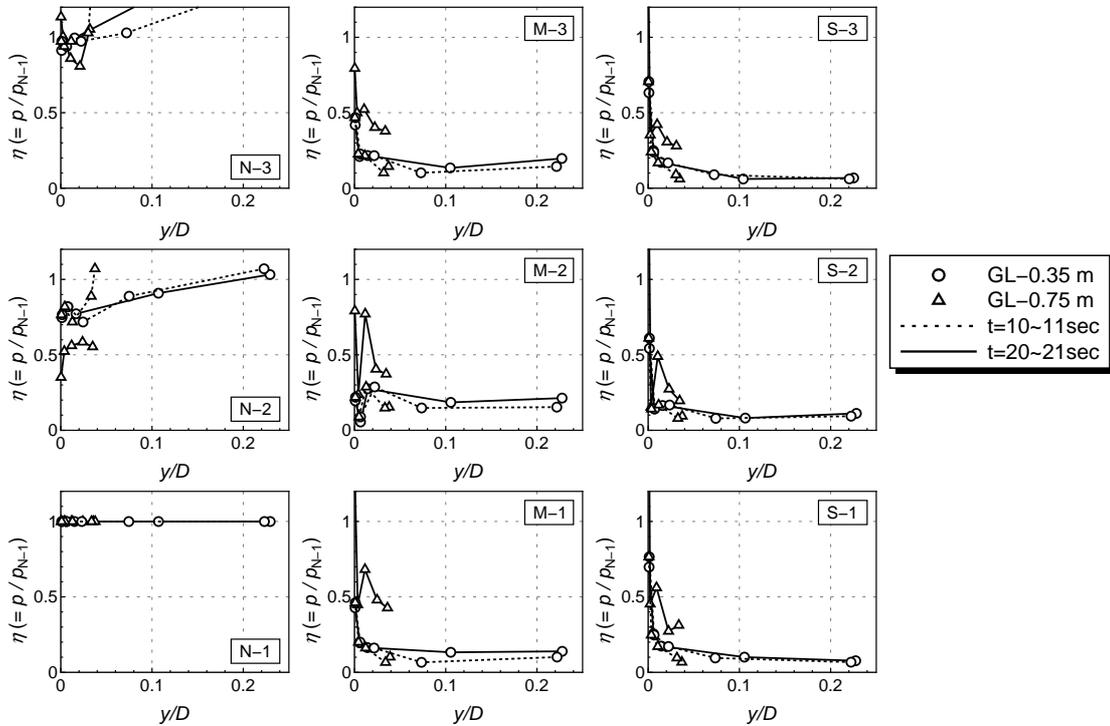


(a) 群杭効果による地盤反力度の低減率，Run 1-9 ~ 1-13

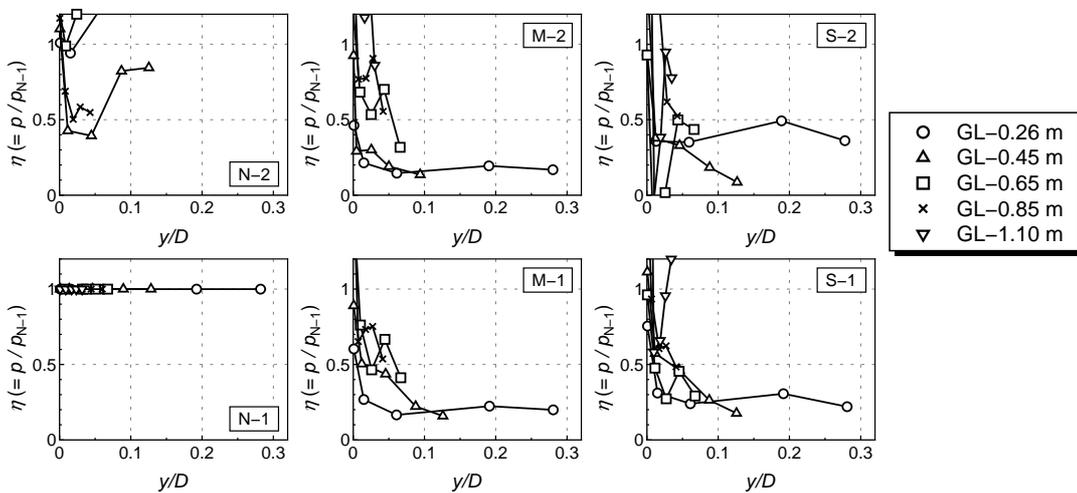


(b) 群杭効果による地盤反力度の低減率，Run 2-6

図-4.17 コーナー杭 S-1 に対する各杭の地盤水平抵抗効率

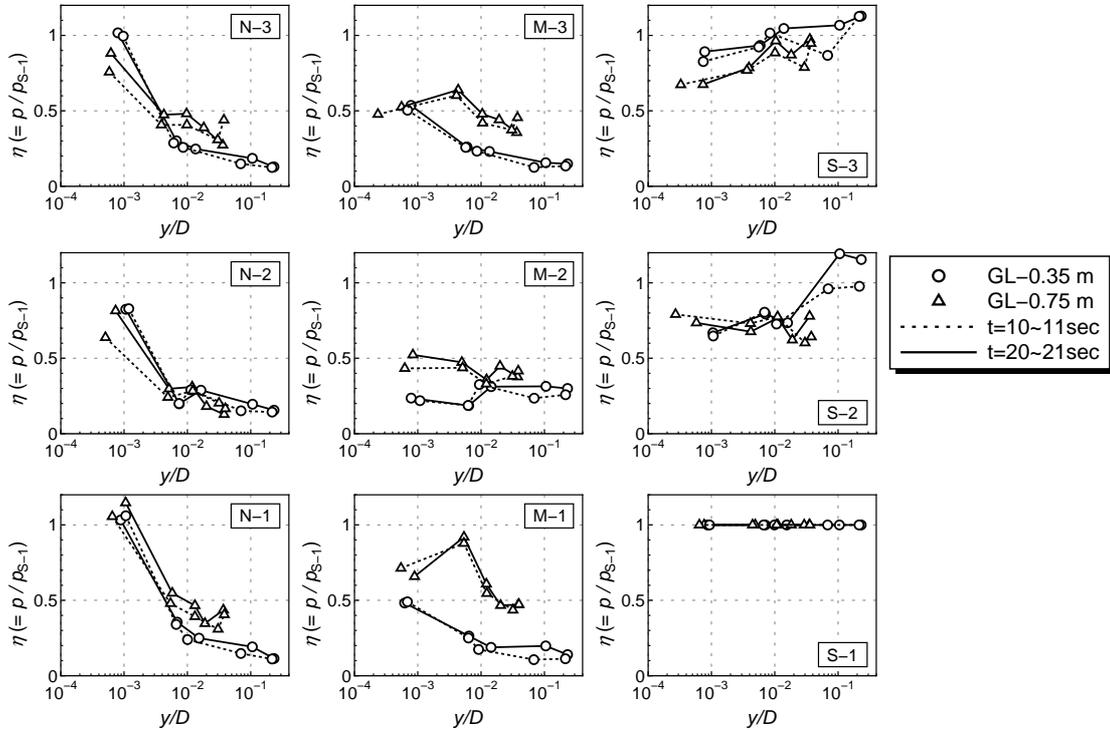


(a) 群杭効果による地盤反力度の低減率，Run 1-9 ~ 1-13

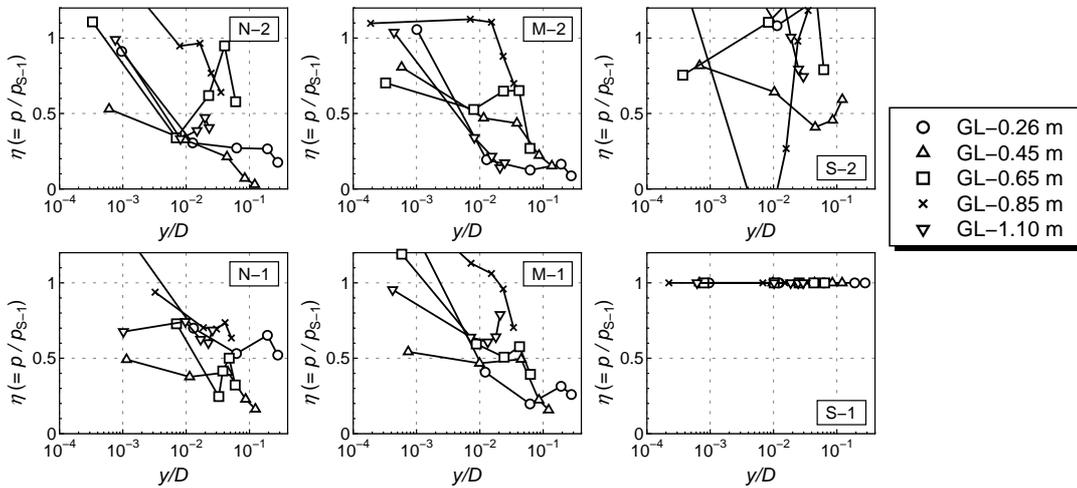


(b) 群杭効果による地盤反力度の低減率，Run 2-6

図-4.18 コーナー杭 N-1 に対する各杭の地盤水平抵抗効率

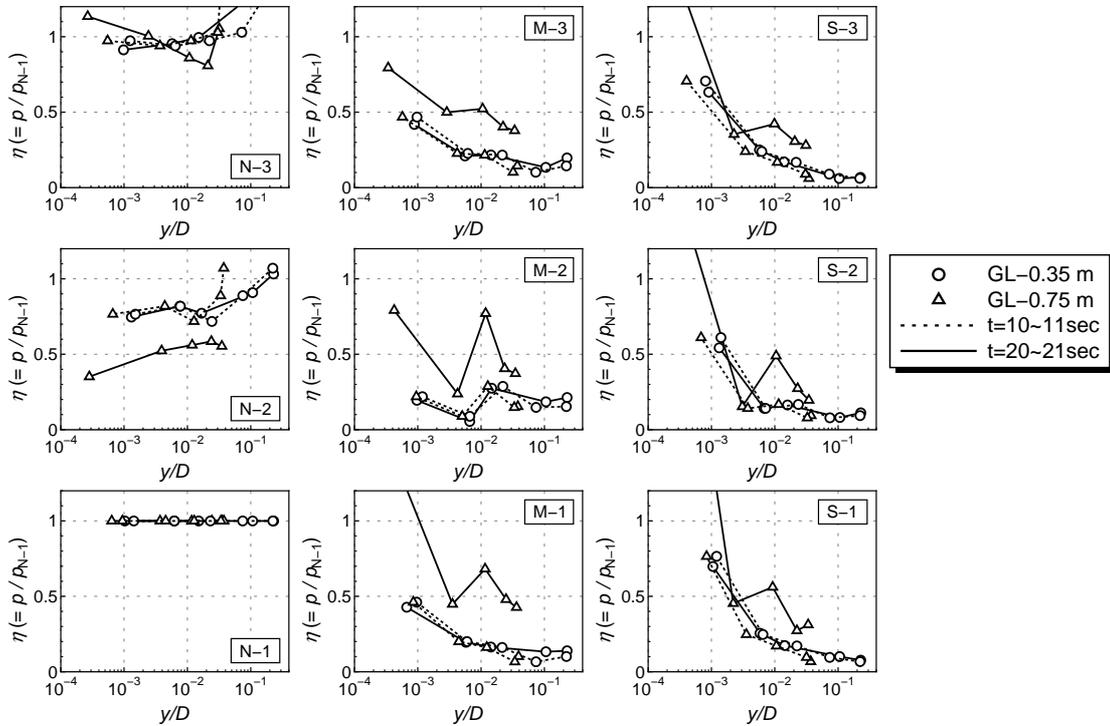


(a) 群杭効果による地盤反力度の低減率, Run 1-9 ~ 1-13

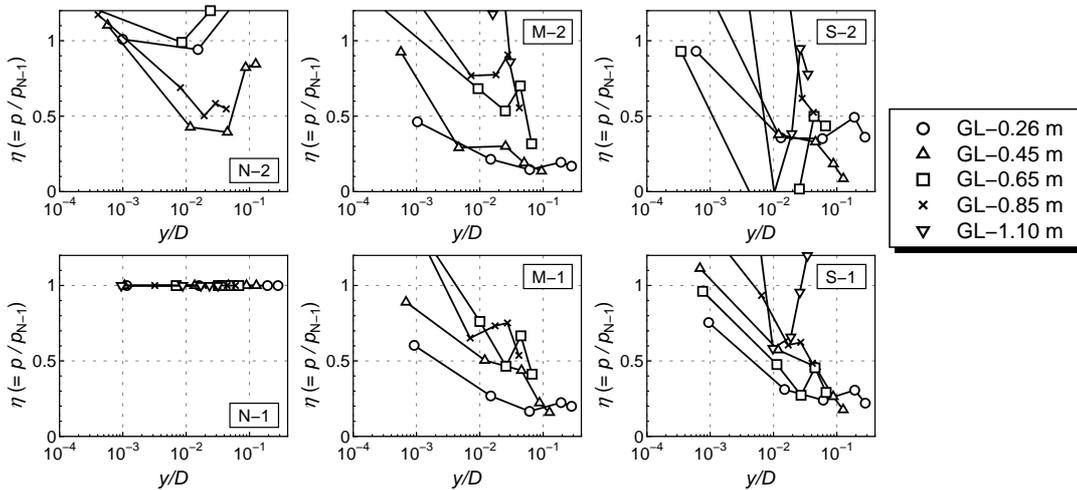


(b) 群杭効果による地盤反力度の低減率, Run 2-6

図-4.19 コーナー杭 S-1 に対する各杭の地盤水平抵抗効率 (片対数表示)



(a) 群杭効果による地盤反力度の低減率，Run 1-9 ~ 1-13



(b) 群杭効果による地盤反力度の低減率，Run 2-6

図-4.20 コーナー杭 N-1 に対する各杭の地盤水平抵抗効率 (片対数表示)

第5章 BNWF モデルを用いた動的解析

本章では，神戸波加振である Run 2-4, 2-8 を数値シミュレーションした結果について報告する．数値シミュレーションモデルとして，Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF) モデルを用いた．杭ラーメンモデル，弾性床上的の梁モデル， p - y curve モデルとも呼ばれる．以後，本資料では BNWF モデルと呼ぶ．また，3次元有限要素解析も行っており，その数値解析結果は巻末の資料 B に別途示している．

5.1 実験のモデル化

5.1.1 概要

解析モデルの概要を図-5.1 に示す．上載荷重，柱，フーチングはそれぞれの重心位置で集中質量と回転慣性を与えてモデル化する．それぞれの質量は表-2.3 に示される通り，回転慣性 J は図-5.1 に示される通りである．また，これらは剛であると仮定する．全長にわたって，杭は梁要素 ($E = 200 \text{ kN/mm}^2$, $I = 5.0 \times 10^6 \text{ mm}^4$, $A = 3,085 \text{ mm}^2$) と集中質量でモデル化する．杭とフーチングは剛結であると仮定する．

基礎地盤間の水平方向の荷重伝達を梁要素節点位置ごとに配置した分布地盤バネを用いてモデル化する．各節点位置のバネの荷重・変位関係は当該節点の下側の梁要素重心位置の地盤反力度 p と基礎地盤間相対変位 y 関係から評価され，荷重は，梁要素の投影面積を地盤反力度 p に乗じることで求める． p - y 関係を求めるときに必要な地盤パラメータの値については，地盤の密度を 1.63 g/cm^3 とし，地盤強度や変形係数を 2.3.1 節で示した $D_r = 65\%$ のときの各室内試験結果に基づき与える．各杭・各深度の p - y 関係の履歴則は後述する．杭軸方向の地盤抵抗および加振中に観察された基礎の浮き上がり挙動に対する抵抗特性は杭先端に非線形弾性バネを設置してモデル化する．

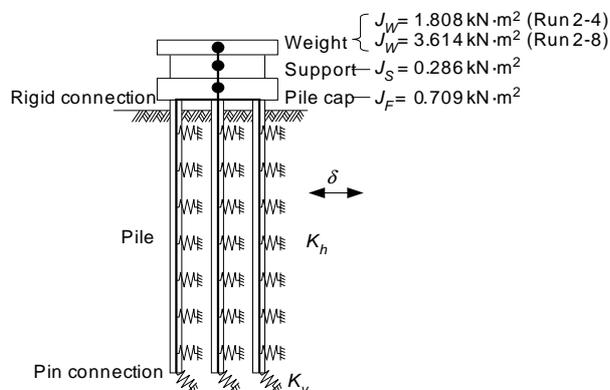


図-5.1 BNWF モデル

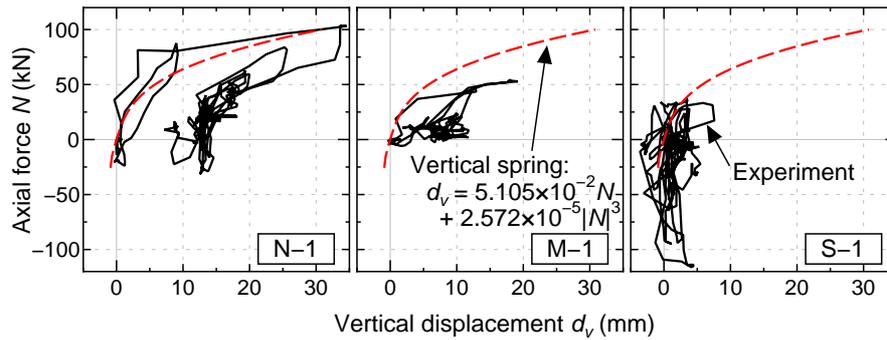


図-5.2 杭の鉛直抵抗特性

鉛直バネは杭先端のみに設定している．杭 N-1, M-1, S-1 の杭先端部の鉛直変位と杭頭部に作用した軸力の関係を図-5.2 に再掲する．破線で示すように鉛直バネの荷重変位関係を試行錯誤により仮定した．鉛直変位が大きい N 列に着目し，鉛直変位が最大の時の鉛直バネ反力が pile N-1, N-2, N-3 の平均軸力になるように，鉛直変位 d_v に関する三次関数を用いて荷重変位関係を与えた．

地震動の入力は，自由地盤の振動変位履歴を水平方向の地盤バネに入力することで行われる．本資料では，Winkler バネによる相互作用のモデル化の精度を確認することを目的に，実験で得られた変位履歴を入力する．加速度計が設置されていない深度では，以下のように振動変位履歴を仮定した．加速度計の設置深度の内側では両加速度計位置の水平変位を深度方向に線形補間することにより得られた地盤変位を与えた．加速度計の設置深度よりも外側では最も近い深度に配置されていた加速度計記録から得られた地盤変位を与えた．また，杭先端には GL -2.65 m の地盤水平変位を入力した．

前述のように加振中に地盤は沈下するとともに，地盤は徐々に密になり， p - y を設定するために必要な地盤パラメータの値や加速度計の深度も時々刻々変化していたものと考えられる．その効果が数値シミュレーション結果に与える影響の検討は今後の課題である．

また，1 次の固有周期に対して 2% となる初期剛性比例型の減衰を与えた．積分時間間隔は $\Delta t = 0.001$ sec とした．

5.1.2 p - y 関係

p - y 関係の履歴則は，土木研究所基礎チームにて開発されてきたモデル¹⁾を用いる．これは，繰返し圧縮・伸張荷重を受ける地盤の抵抗強度が荷重パターンに応じて変化するという現象²⁾が考慮された履歴則である．たとえば，地震動のようなランダムな荷重の両極と考えられる正負交番および一方向繰返し荷重を与えた過去の砂地盤中の単杭の水平荷重実験では一方向繰返し荷重を受ける場合の方が地盤抵抗は小さくなるという現象が観察されるが，そのような結果を再現できる¹⁾．また，粘性土中単杭の地震時挙動についても，過去に行われた遠心力振動台実験に対して同じ p - y 履歴則を用いたシミュレーションが行われ，その解析対象の範囲内では良好な結果が得られている³⁾．提案履歴則の概要を図-5.3 に示す．この履歴則を数値解析プログラムにする際の詳細は巻

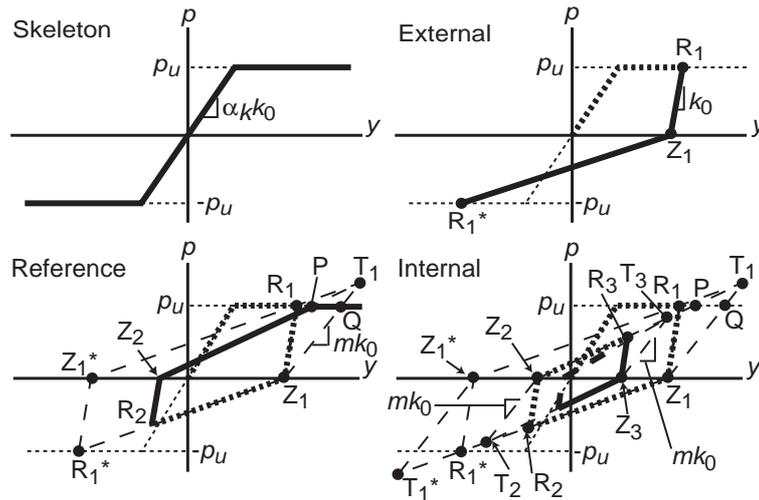


図-5.3 p - y 曲線の履歴モデル¹⁾

末資料 C を参照されたい。

(1) 骨格曲線

骨格曲線の選択は任意であるが、文献¹⁾にならい Bi-linear モデルを用いる。ここに、骨格曲線の初期剛性 k_H 、いわゆる地盤反力係数は除荷剛性 k_0 を α_k 倍する。

$$k_H = \alpha_k k_0 \quad (5.1)$$

実際の p - y 曲線の非線形挙動を Bi-linear カーブにて近似しているの、近似するための補正係数 α_k が導入されている ($\alpha_k \leq 1$)。 α_k の値は地盤の変形係数を求めたときのひずみレベルに依存するものである。除荷剛性 k_0 は次式で与えられる。

$$k_0 = \frac{E_0}{B_0} \times \left(\frac{B}{B_0} \right)^n \quad (5.2)$$

ここに、 E_0 は微小ひずみ域における土の変形係数、 B は杭径、 B_0 は基準載荷幅であり、 B/B_0 は無次元量である。 n は地盤反力係数の載荷幅依存性を考慮するための係数である。 B_0 や n の値は、Yoshida and Yoshinaka¹⁷⁾に従い、 $B_0 = 0.3 \text{ m}$, $n = -3/4$ とした。

極限地盤反力 p_u は、岸田・中井の解析解¹³⁾に基づいて設定した。図-4.10 に示したように岸田・中井の方法において地盤の塑性流動パターンは境界深さ z_r を境界に 2 パターンに分けられているが、深度にかかわらず深い領域における塑性流動パターンであるパターン II に統一して評価した。

(2) 履歴則

提案履歴則において基本となる履歴則は最大点指向型である。骨格曲線 (Skeleton line) 上の点 R_1 にて変位が反転した後、 $p = 0$ へと除荷勾配 k_0 で向かい、 $p = 0$ 上の点 Z_1 に達する。続いて

点 R_1^* に向かう．ここに， R_1^* は原点に関して点 R_1 の対称な点である．曲線 $R_1-Z_1-R_1^*$ を外部曲線 (External curve) と呼ぶ．

外部曲線 $R_1-Z_1-R_1^*$ 上の点 R_2 で変位が反転し，その後骨格曲線まで単調に向かう経路 R_2-Z_2-P を参照曲線 (Reference curve) と呼ぶ．参照曲線は常にターゲット点 T_1 を目指す．ここにターゲット点 T_1 は直線 $Z_1^*-R_1$ と Z_1-T_1 の交点である．点 Z_1^* は点 Z_1 の原点に関する対称点である．直線 Z_1-T_1 は基準再載荷勾配 k_{Hr} を用いて，

$$k_{Hr} = mk_0 \quad (5.3)$$

と定義される．ここに m は定数 (≤ 1) である． $m = 1$ とすると載荷パターンによらず最大点指向型になる． $m \neq 1$ のときは再載荷時に除荷点 R_1 と異なる点を目指すため，外部曲線 $R_1-Z_1-(R_1^*)$ 上からの荷重反転後の経路および地盤抵抗は荷重反転が生じた点に応じて異なる．例えば，点 $(-R_1^*)$ で荷重が反転するときには元の除荷点 R_1 へと戻るが，点 R_2 で荷重が反転するときには除荷点 R_1 と同じ変位レベルに達しても元の除荷点 R_1 よりも小さな地盤抵抗しか発揮されない．このようなルールは内部曲線 (Internal curve) にも適用する．内部曲線は，載荷方向に応じて，常に外部曲線上もしくはその延長上の点 T_2 ，あるいは参照曲線上もしくはその延長上の点 T_3 のいずれかを目指す．ここに点 Z_2, T_2, Z_3, T_3 は点 Z_1, T_1 を設定するのと同じ手順で設定する．

これまでの数値解析結果^{1,3)}では m について以下の傾向が見られた．

- m には骨格曲線の α_k と同じオーダーの値を与えることで，一方向の繰返し載荷を厳しく受ける杭の挙動を数値評価できる．この場合，このモデルは載荷パターンに応じてあたかも骨格曲線が y 軸に平行に移動するというモデルに等しい．
- 比較的正負交番載荷状態に近い応答をしている場合には，数値解析結果は m の値の違いに対してほとんど変化しない．

そこで，本資料では， p - y 履歴則における載荷パターン依存性に関するパラメータ $m = \alpha_k$ とした場合の結果のみ示す．

(3) 群杭効果の考慮

提案履歴則を群杭に適用するためには群杭効果に関しての補正を行う必要がある．そこで，Brown et al.¹⁴⁾の p -multiplier 法の考えを用い，さらに履歴ループへ適用できるように以下のように拡張する．

$$\begin{aligned} p_G(y)_{z=z} &= \eta \times p_S(y)_{z=z}, & \text{if } p > 0 \\ p_G(y)_{z=z} &= \eta' \times p_S(y)_{z=z}, & \text{if } p < 0 \end{aligned} \quad (5.4)$$

ここに， $p_S(y)_{z=z}$ は深さ z における単杭の p - y 関係， $p_G(y)_{z=z}$ はそれに対応する深さ z における群杭の p - y 関係である． η, η' は p に関する補正係数 (p -multiplier) で，群杭中の杭位置，杭中心間隔などから決定されると考えられる値である．図-5.4 に概念図を示す．基礎は正負両方向へ載荷される．たとえば群杭中の端部の杭を想定すると，杭と地盤の相対変位に応じて前列杭にも後列杭にもなり得る．そこで， p の正負に応じて2つの補正係数値 η, η' を用いられている．

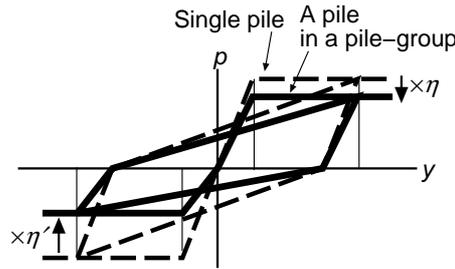


図-5.4 p - y 履歴における群杭効果のモデル化

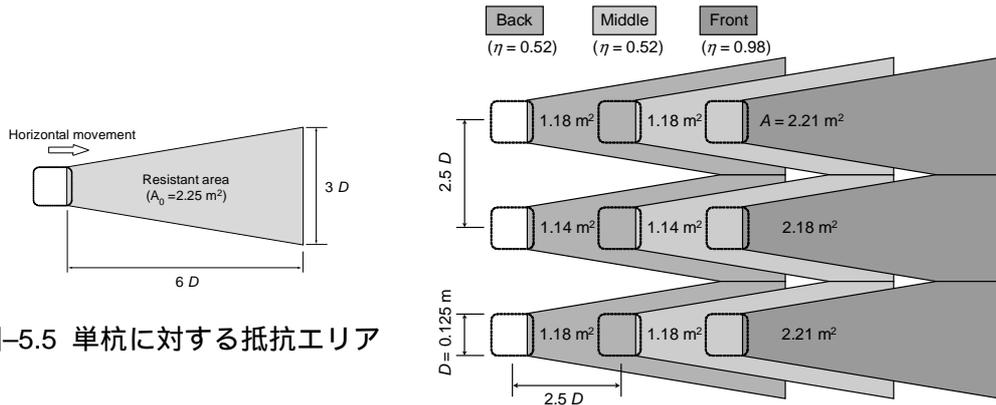


図-5.5 単杭に対する抵抗エリア

図-5.6 群杭効果に関する補正係数

群杭効率 η の値の評価法については、様々な研究が行われているが^{18, 19, 20)}、幸左ら²⁰⁾の方法を用いて求める。この方法は、水平面内における単杭に対する地盤抵抗領域 A_0 を図-5.5のように仮定し、群杭中の杭の有効抵抗領域 A を抵抗領域の重なり合いを考慮して求める。そして、 $\eta = A/A_0$ として求める。 η' についても同様に求める。図-5.6 に結果を示す。このとき、端部の杭と中央の杭とでは面積が異なるため、 η の値は同じ杭列であっても対象とする杭位置によって若干異なる。しかし、その差は数%と小さいので、本資料では、有限要素モデル構築の簡単のため、各杭列ごと平均化し、同一杭列の杭では同一の η 、 η' を用いた。その他、文献^{18, 19)}のデータを参考に η 、 η' の値を求めることも可能と考えられる。

5.2 解析結果

5.2.1 パラメター α_k の設定

p - y 曲線の初期勾配を設定するための α_k の値は、式 (5.2) における E_0 を評価したひずみレベルに依存すると考えられる。単杭の繰返し載荷実験を解析した結果¹⁾では α_k の値の違いに対して数値解析結果は大きく変化せず、 E_0 を繰返し三軸試験から求めたときの α_k のオーダーは $10^{-2} \sim 10^{-1}$ 程度であるという結果が得られた。そこで、 E_0 を式 (2.2) から求め、まずパラメター α_k を 0.01 および 0.1 として解析を行った。Run 2-4, 2-8 についてのシミュレーション結果より得られた上載荷重天端位置の水平加速度を用いて計算した加速度応答スペクトル(減衰定数 $h = 5\%$) を図-5.7 に示

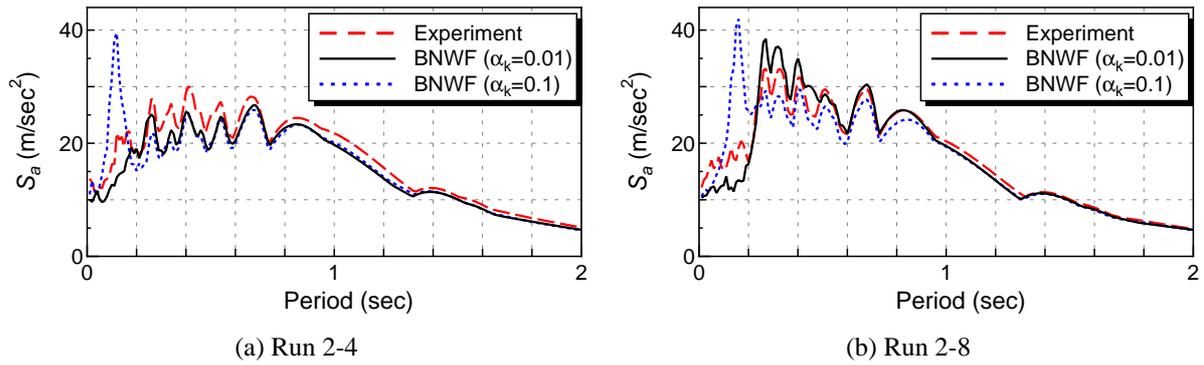


図-5.7 上載荷重位置の水平加速度時刻歴から計算された加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)

す． $\alpha_k = 0.01$ の場合には，短周期側の大きなピークが現れず実験値と良く一致した． $\alpha_k = 0.1$ とした場合には実験結果よりも短周期側で大きなピークが表れており，ピークが表れた周期帯は数値解析モデルの固有周期に対応する．

Run 2-4, 2-8 の加振直前に計測した地盤の平均せん断弾性波速度 v_s から推測される加振直前の k_0 を比較すると，Run 2-8 における k_0 は Run 2-4 に対し 18% 増加していた可能性がある．しかし，Run 2-8 についても $\alpha_k = 0.01$ とすることで卓越周期帯が実験値と良く一致した．そこで後述の解析手法ごとの比較においては，比較的よい一致が見られた $\alpha_k = 0.01$ の結果のみ記載する．また，以上の結果および杭の繰返し載荷試験のシミュレーションの結果から現時点での α_k の最良推定値は 10^{-2} のオーダーであると考えられる．

ところで，表-4.2 に示したように実験では Run 2-4, Run 2-8 の加振前の Run 2-3, Run 2-7 においてスイープ波が入力されており，モデルの固有振動数が調べられている．そこで，数値解析モデルの固有値解析を行い，固有振動数を比較してみる．スイープ波は入力加速度レベルが小さいため，基礎・地盤間の相対変位 y は最大でも 0.6 mm ($y/D=0.005$) 程度と微小である．図-4.17~図-4.20 の実験結果に示されるように，変位レベルが小さいときには杭間の相互干渉も小さいと考えられる．そこで，群杭効率 η, η' を 1 として固有値解析を行った．実験と固有値解析から得られた固有振動数を表-5.1 に比較した．実験結果に近いのは $\alpha_k = 1.0$ とした場合の解析結果であった．固有値解析においては変形が小さい領域用の α_k の値が必要であり， α_k は 1.0 程度になる一方，大地震時の挙動に着目すると変位が大きいレベルまで全体として p - y 曲線が一致するようにモデル化される必要があるため α_k は 10^{-2} のオーダーになる．固有振動数を求めるような微小変位領域から大地震時に想定される大きな変位領域まで考慮した骨格曲線としては，バイリニアよりも双曲線のように徐々に接線勾配が変化する曲線の方が好ましいかもしれない．

5.2.2 上部構造物の応答

図-5.8 に上部構造(上載荷重天端位置)の水平加速度-水平変位関係を示す．縦軸は天端で計測された水平加速度で慣性力に対応する．横軸は天端と地表面の水平方向の相対変位 Y を杭径 D で無次元化したものである．実験結果を良く再現できている．今回は，部材が塑性化しておらず，系

表-5.1 パラメター α_k と固有振動数, 固有周期

		Weight M (Run 2-4)		Weight H (Run 2-8)	
		固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
実験値	加振直前	16.2	0.062	13.8	0.072
	加振直後	15.2	0.066	13.5	0.074
解析結果	$\alpha_k=1.0$	12.528	0.080	9.285	0.108
	$\alpha_k=0.10$	8.599	0.116	6.57	0.152
	$\alpha_k=0.01$	4.899	0.204	3.884	0.257

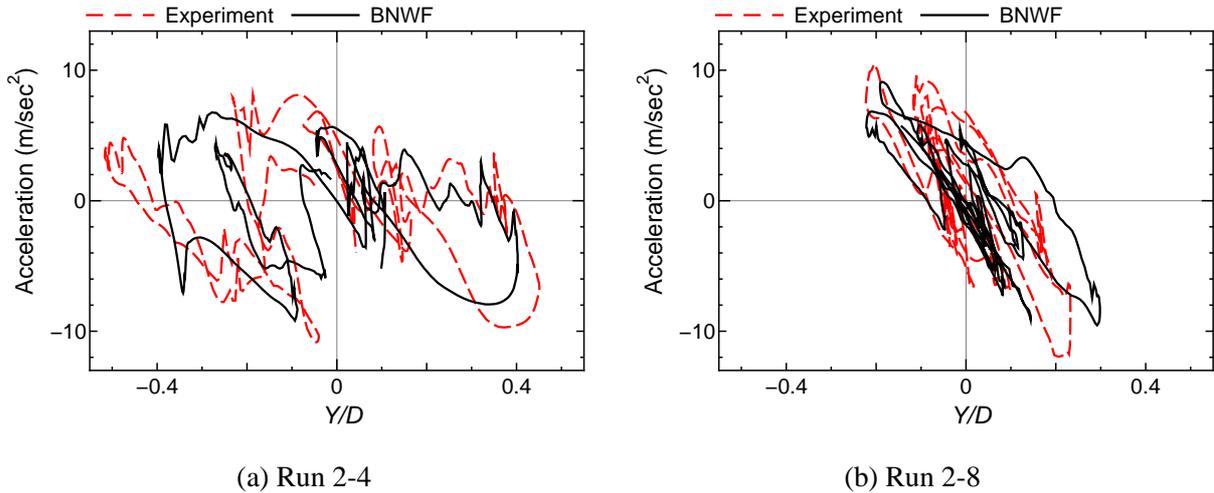


図-5.8 上部構造の水平加速度 - 水平変位関係

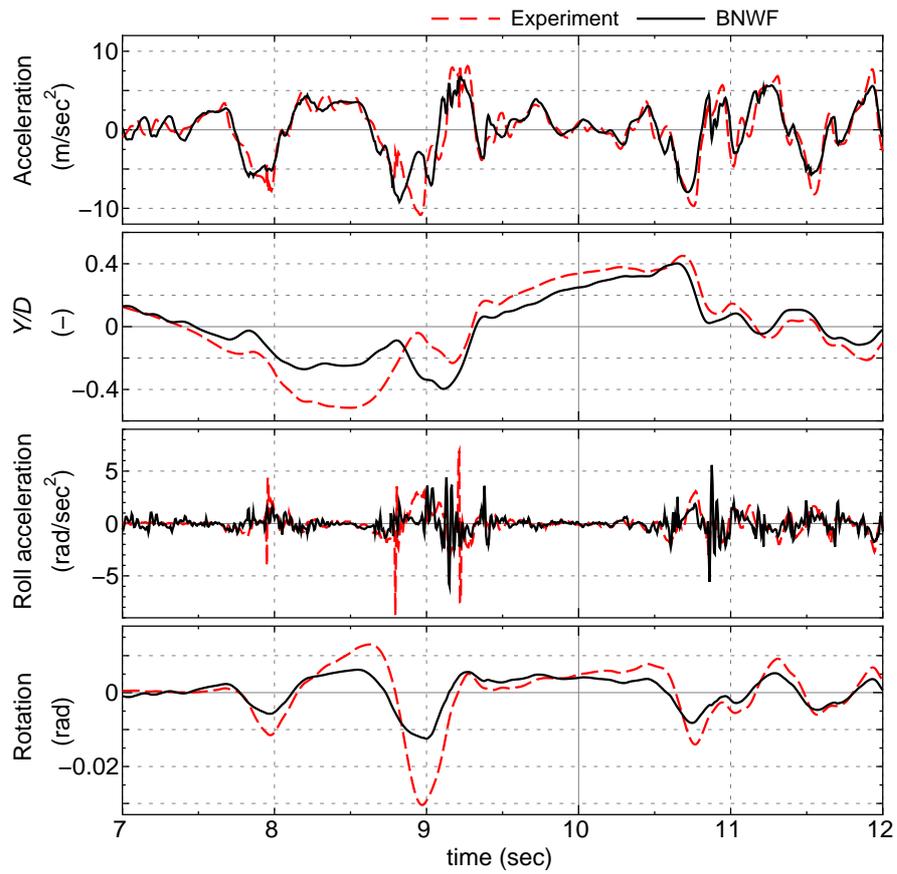
の非線形化はさほど大きくない．部材が塑性化するような実験を行うことも必要であるが，その分数値モデルの検証に関係する要因が増える．今後，実験ケースの選定戦略に関する議論が必要とされる．

数値解析の結果得られた上部構造およびフーチング (Pile cap) の応答の時刻歴を図-5.9 に示す．それぞれ，上から順に上部構造天端の加速度時刻歴，地表面に対する上部構造天端の相対変位時刻歴，フーチングの回転加速度時刻歴および回転角時刻歴で，加振波の主要動となる $t = 7 \sim 12$ sec の拡大図である．

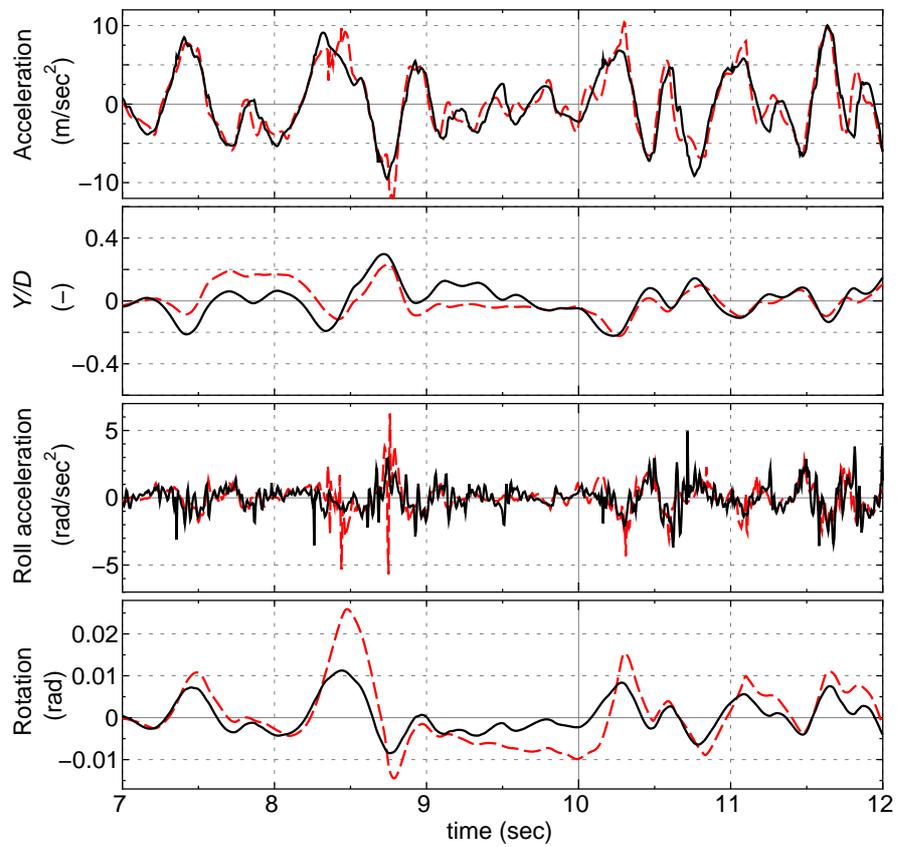
時刻歴に含まれる各波が横軸を横切る時刻やピークに達する時刻は実験と解析で概ね一致している．これは $p-y$ の履歴特性が妥当であることを示している．回転角は，位相についてはよく一致しているものの，最大値を比較すると，解析値は実験値の半分程度になっている．これは，杭の鉛直抵抗特性を表す杭先端鉛直バネがやや堅めであったためと考えられる．

5.2.3 杭の変位分布

杭の変位分布について，実験結果と計算結果を比較する．BNWF モデルによる数値解析の結果得られた杭の絶対変位のスナップショットを各杭位置ごとに図-5.10 に示す．対象とした時刻は，最大絶対変位が生じた時刻付近とその前後 0.2 sec である．図には参考として実験により得られた



(a) Run 2-4



(b) Run 2-8

図-5.9 上部構造の応答時刻歴

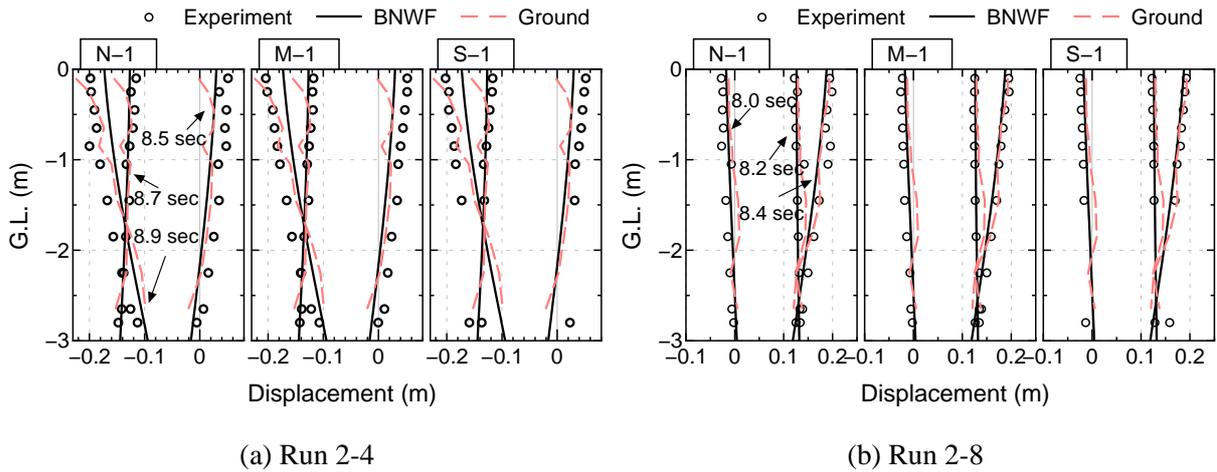


図-5.10 杭の絶対変位のスナップショット

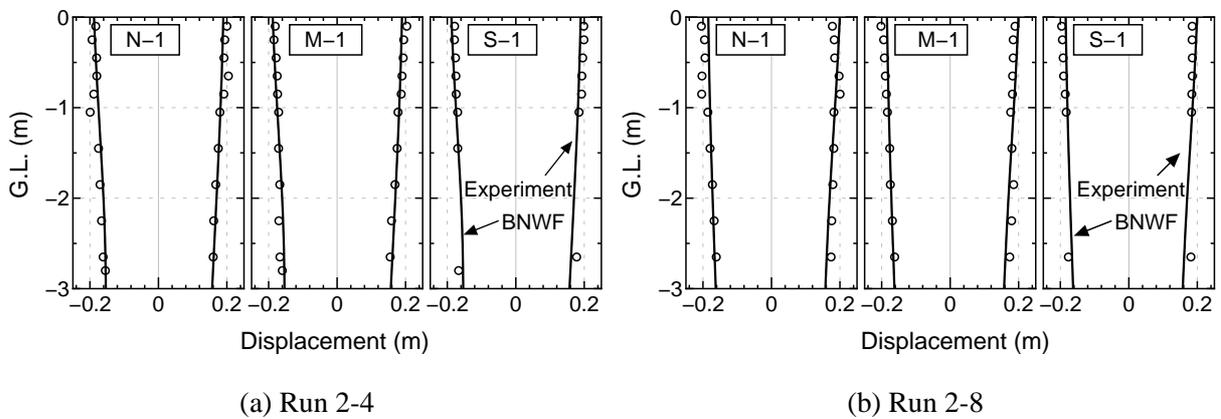


図-5.11 杭変位の最大・最小値分布

地盤の絶対変位分布も併せて示している。

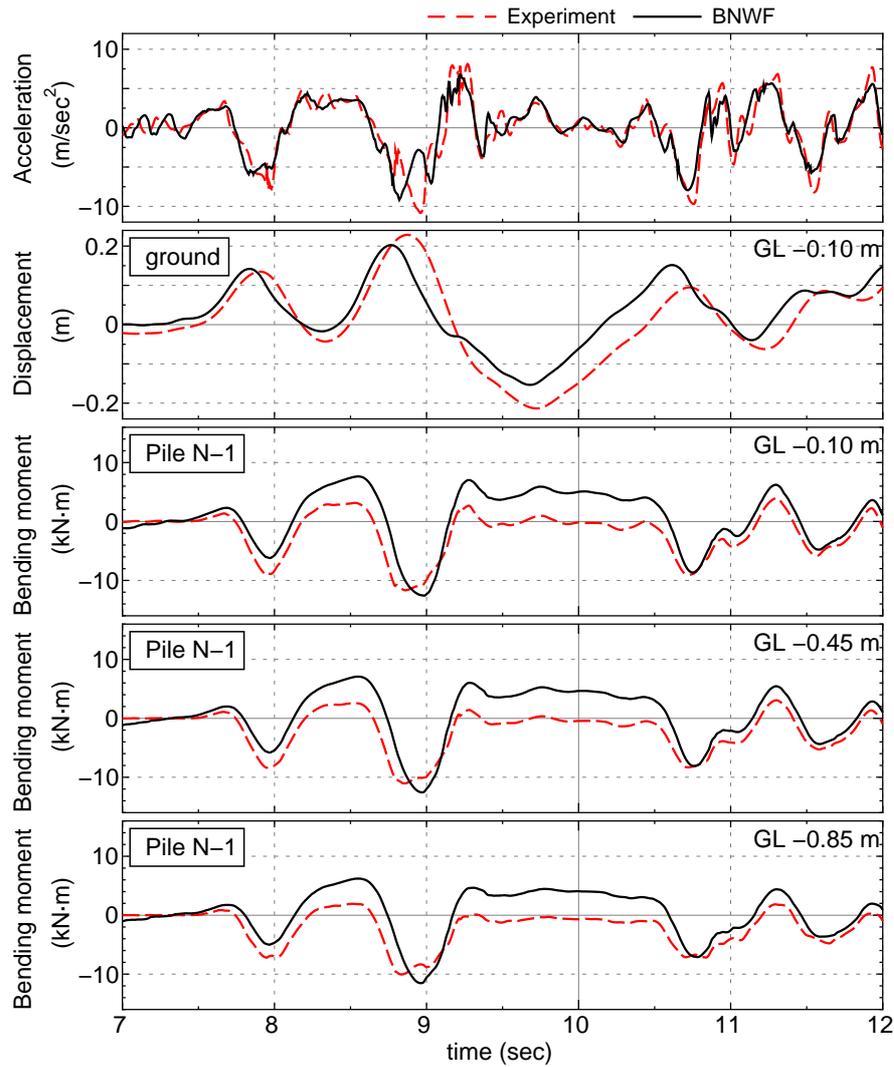
また、BNWFモデルによる数値解析の結果得られた、振動台に対する杭の相対変位の最大・最小値分布を各杭位置ごとに図-5.11に示す。いずれも、数値解析結果は実験結果に良く一致する。

5.2.4 杭に生じる曲げモーメント

曲げモーメントの時刻歴を、上載荷重天端位置の水平加速度(慣性力に相当)の時刻歴およびGL -0.10 mにおける地盤変位 d_g の時刻歴とともに図-5.12に示す。図は加振波の主要動となる $t = 7 \sim 12$ secの拡大図である。杭体曲げモーメントの実験値と計算値は深度にかかわらず良く一致している。計算結果および実験結果のいずれにおいても、 $t = 9.2$ secから10.5 sec付近の曲げモーメントの時刻歴から判断すると、深くなるほど曲げモーメントの値の変動は慣性力の変動の影響を受けにくくなっている。

図-5.13に杭体曲げモーメントの最大・最小値分布を示す。絶対値が大きい側に着目すると、実験結果と計算結果は非常によく一致している。

また、杭体曲げモーメントの深度方向分布の評価を以下の2時刻においても行った。



(a) Run 2-4

図-5.12(1/2) 曲げモーメントの深度別時刻歴

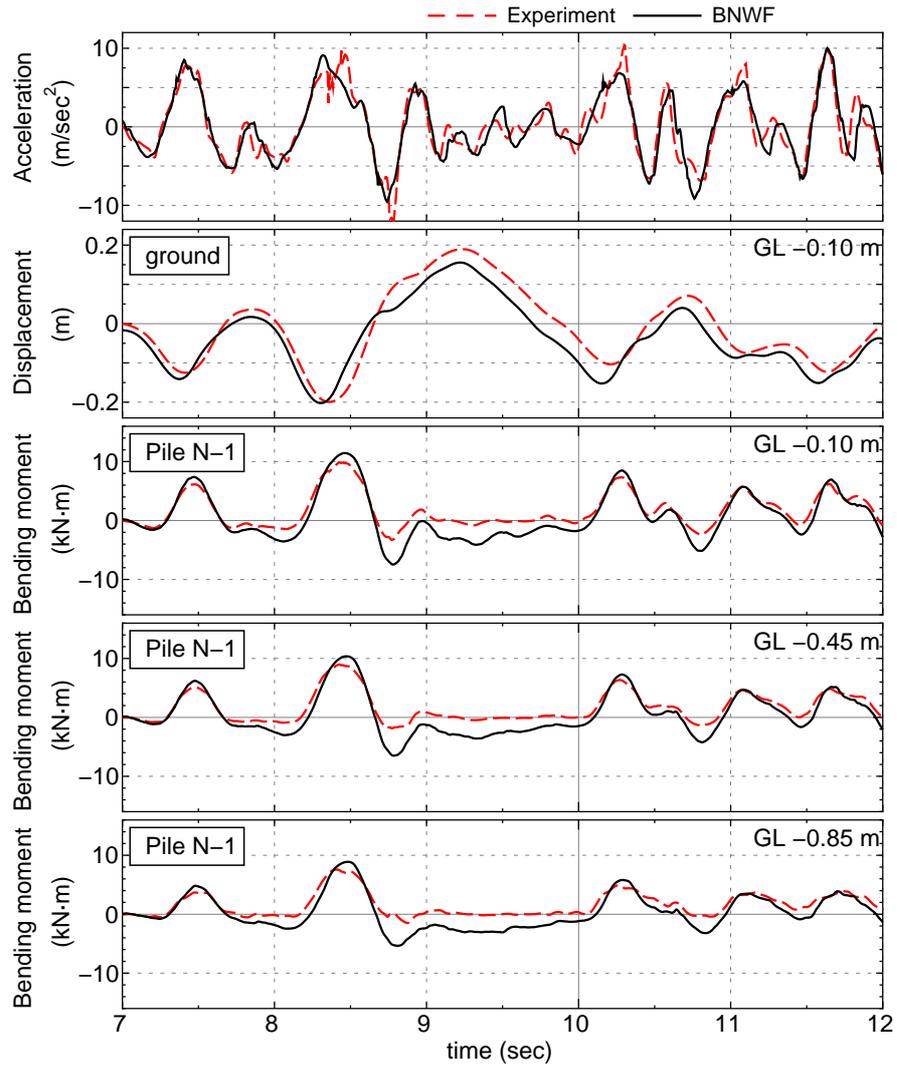
(a) 上載荷重位置の絶対加速度が最大となる時刻

(b) 地表面の絶対地盤加速度が最大となる時刻

ここで、(a) は上部構造の慣性力が最大となる時刻に相当する。また、(b) は、振動台に対する地表面位置の地盤変位の絶対値が最大となる時刻とほぼ同時刻であり、地盤変位が最大となる時刻に相当する。結果を図-5.14 に示す。両者とも、実験値と計算値が比較的近い結果となっている。杭に生じる変形や曲げモーメントにおける実験値と計算値の違いは、応答スペクトルや変位時刻歴において見られたほどの違いではなかった。

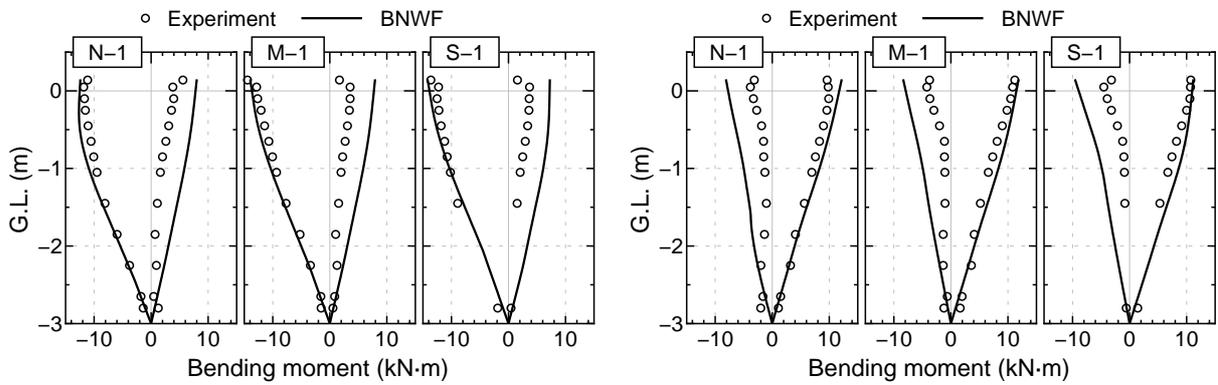
5.2.5 地盤反力度

図-5.15 には地盤反力度の最大・最小値分布を示す。計算結果と実験結果との傾向は良く一致する。



(b) Run 2-8

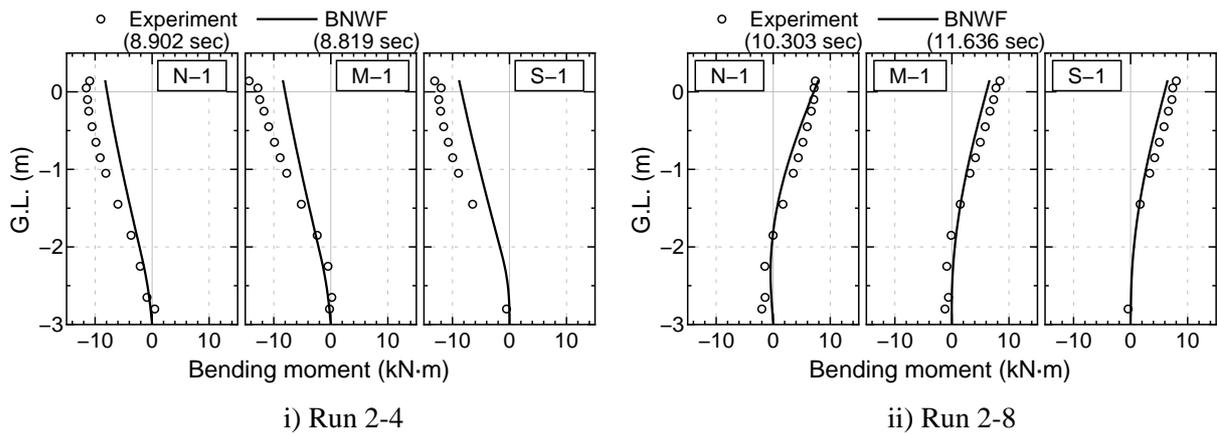
図-5.12(2/2) 曲げモーメントの深度別時刻歴



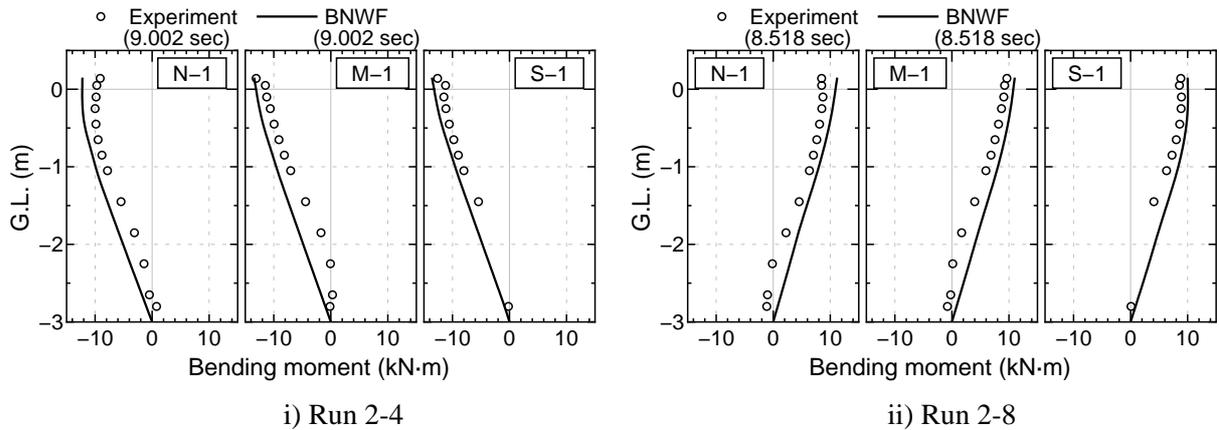
(a) Run 2-4

(b) Run 2-8

図-5.13 曲げモーメントの最大・最小値分布



(a) 上部構造加速度が最大であった時刻



(b) 地表面加速度が最大であった時刻

図-5.14 杭に生じる曲げモーメント分布

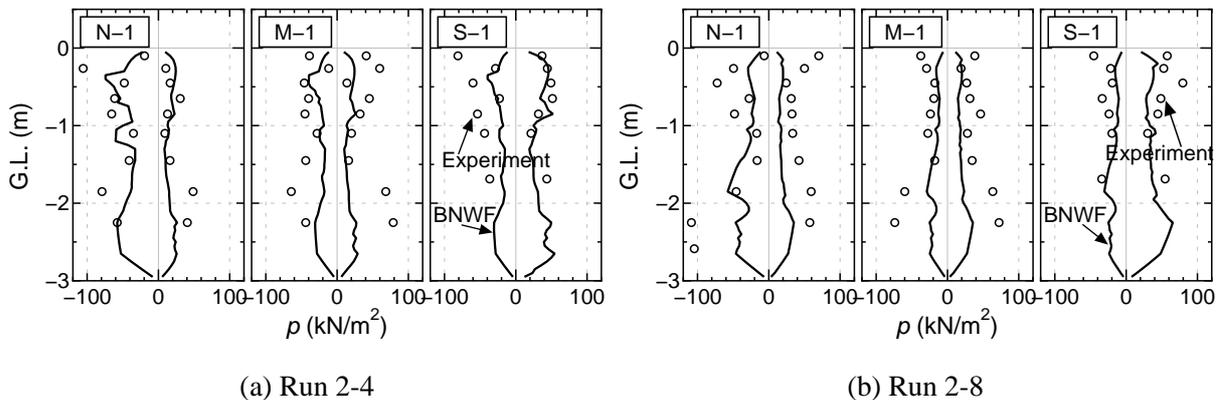
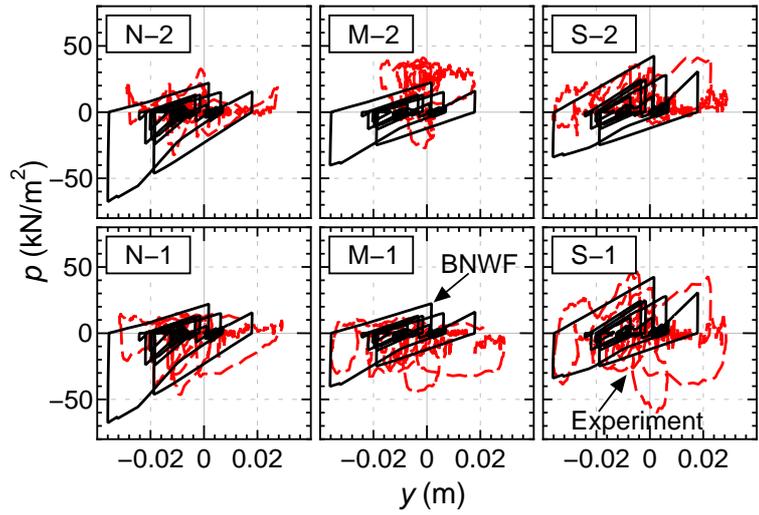
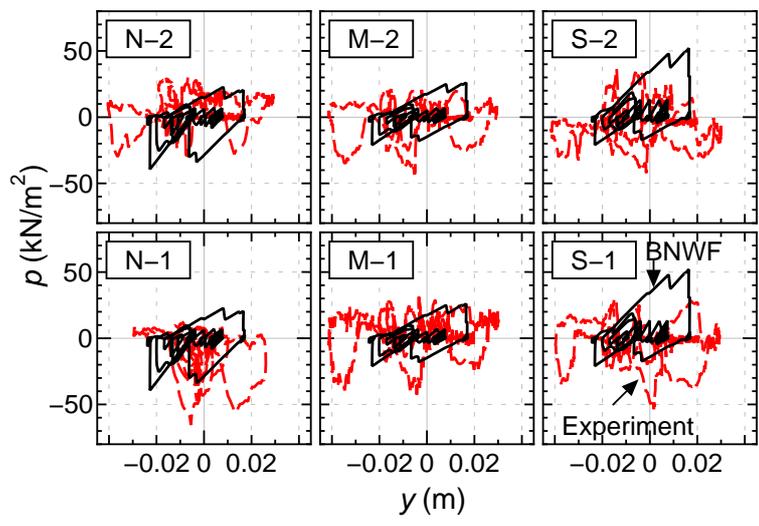


図-5.15 地盤反力度の最大・最小値分布

図-5.16, 5.17 には実験と計算で得られた GL -0.45 m, GL -0.85 m における p - y 履歴を示す。図では北側(N), 中間(M), 南側(S) と加振方向に並んだ杭に関する p - y 履歴を比較している。数値解析においても実験結果で見られるのと同様の群杭効果が再現されていることがわかる。

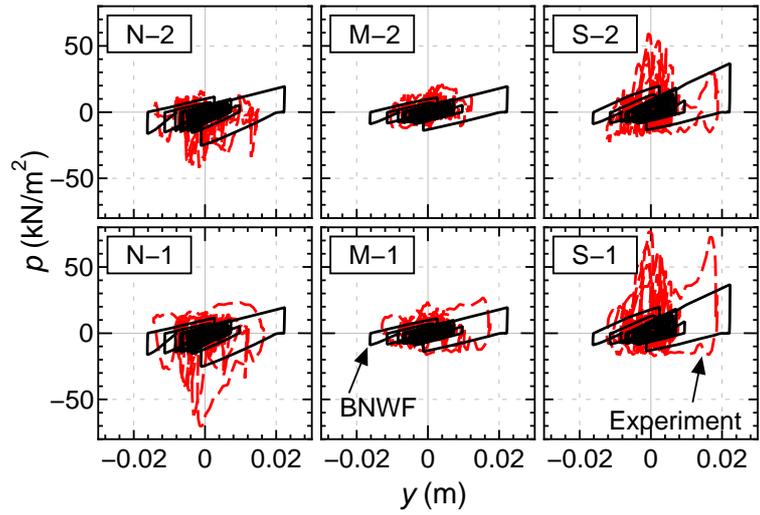


(a) GL -0.45 m

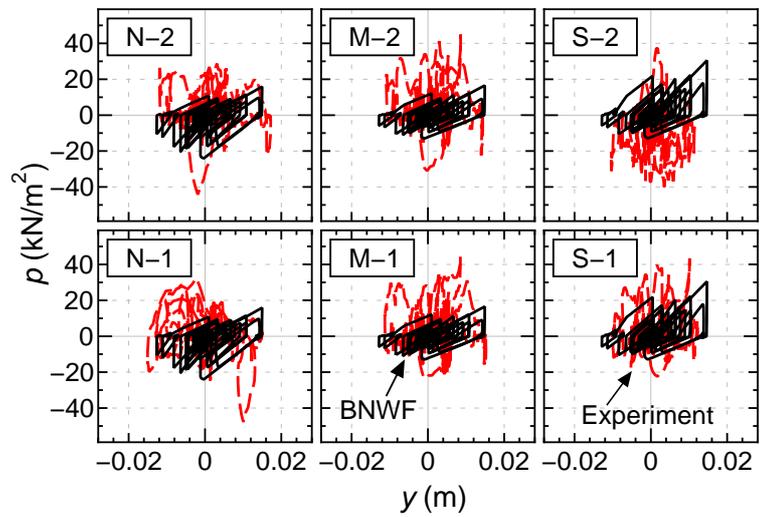


(b) GL -0.85 m

図-5.16 地盤反力度-変位関係 (Run 2-4)



(a) GL -0.45 m



(b) GL -0.85 m

図-5.17 地盤反力度-変位関係 (Run 2-8)

第6章 まとめ

乾燥砂地盤中の群杭基礎 (杭長 3 m, 3 × 3 本) の地震時挙動に関する大型振動台実験とその数値解析を行った結果, 以下に示す事項が確認できた.

- 単一層の地盤では自由地盤の変位分布は加速度レベルによらず直線分布に近い形状となる.
- 群杭の前列杭において, 地盤反力度の上限値を岸田・中井¹³⁾の示した理論解で評価できる可能性が確認された.
- 群杭の各杭における地盤反力度は, 前列杭 > 中間杭 ≈ 後列杭, となる. その比率は杭と地盤の相対変位が大きくなるにつれて一定値に収束する一方, 深度に応じた比率の変化は小さかった.
- 群杭の大型振動台実験を土木研究所基礎チームが提案する p - y 履歴モデルで解析した結果は良好な結果を示した.

今回検証されていない事項, たとえば, 地震動の位相特性や繰返し回数が異なる場合, 杭に作用する鉛直力が支持力に達することにより基礎に非線形挙動が生じる場合, 地盤に液状化, それに伴う流動化が生じる場合におけるモデルの検証は, 別途行われていく必要がある. また今後, Sway-Rocking モデルへのモデルの更なる単純化や自由地盤の変位の推定精度に関する研究についてもさらに進めたい.

また, 動的解析を設計実務にて広く用いるために, 今後, 何らかのコンセンサスを得ておく必要がある項目として以下の項目があげられる.

- 入力地震動の種類の設定の観点から見た解析ケース数を設定する必要がある.
- 浮力の考慮など, 他の荷重との組み合わせ方法, 必要な荷重組み合わせケース数を決定する必要がある.
- いくつかのケースに対して行った解析結果のうち, どのケースの結果を用いて照査を行うのかを決めておく必要がある.
- 地盤材料や構造材料のばらつきの影響をどのように解析ケース設定に反映させるのかについて決めておく必要がある.

謝辞

本資料の発行にあたり, 資料 B に示す 3 次元 FEM 解析においては, 京都大学国際融合創造センター木村亮教授および京都大学大学院工学研究科磯部公一氏, 玉谷宗一郎氏に多大なご協力をいただきました. ここに感謝の意を表します.

参考文献

- 1) Shirato, M., Koseki, J. and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic rule for Winkler type soil-pile interaction springs that considers loading pattern dependency, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 2, pp. 173–188, 2006.
- 2) Shirato, M., Koseki, J., Fukui, J. and Kimura, Y.: Effects of stress-dilatancy behavior of soil on load transfer hysteresis in soil-pile interaction, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 3, pp. 281–298, 2006.
- 3) 白戸真大, 吉田望, 福井次郎, 野々村佳哲: 軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への Winkler 型非線形相互作用バネの適用, *構造工学論文集*, Vol. 51A, pp. 739–750, 2005.
- 4) (社) 日本道路協会 (編): 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編. (社) 日本道路協会, 2002.
- 5) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 98, No. SM7, pp. 667–692, 1972.
- 6) 吉田望: 地震応答解析に用いる地盤物性をどう評価するか, *建築基礎の設計施工に関する研究資料 4, 液状化地盤における基礎設計の考え方*, 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会編, (社) 日本建築学会, pp. 29–45, 1998.
- 7) 室町忠彦, 小林精二: q_c/N 値の粒度による変化の実測例について, *サウンディングシンポジウム発表論文集*, 土質工学会, pp. 151–154, 1980.
- 8) Imai, T. and Tonouchi, K.: Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus, *Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing*, pp. 67–72, 1982.
- 9) 清田芳治, 萩原庸嘉, 田村英雄: 硅砂 6 号の動的変形特性に関する研究, *土質工学研究発表会*, Vol. 30, pp. 851–852, 1995.
- 10) Arias, A.: A measure of earthquake intensity, *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, pp. 438–483, 1970.
- 11) 大町達夫, 時松孝次: フィルダムの実用的 3 次元地震応答解析手法の定式化, *土木学会論文報告集*, Vol. 333, pp. 71–80, 1983.
- 12) (社) 日本道路協会 (編): 共同溝設計指針. (社) 日本道路協会, 1986.
- 13) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, *日本建築学会論文報告集*, Vol. 281, pp. 41–53, 1979.
- 14) Brown, D.A., Morrison, C. and Reese, L.C.: Lateral load behavior of pile group in sand, *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 114, No. 11, pp. 1261–1271, 1988.

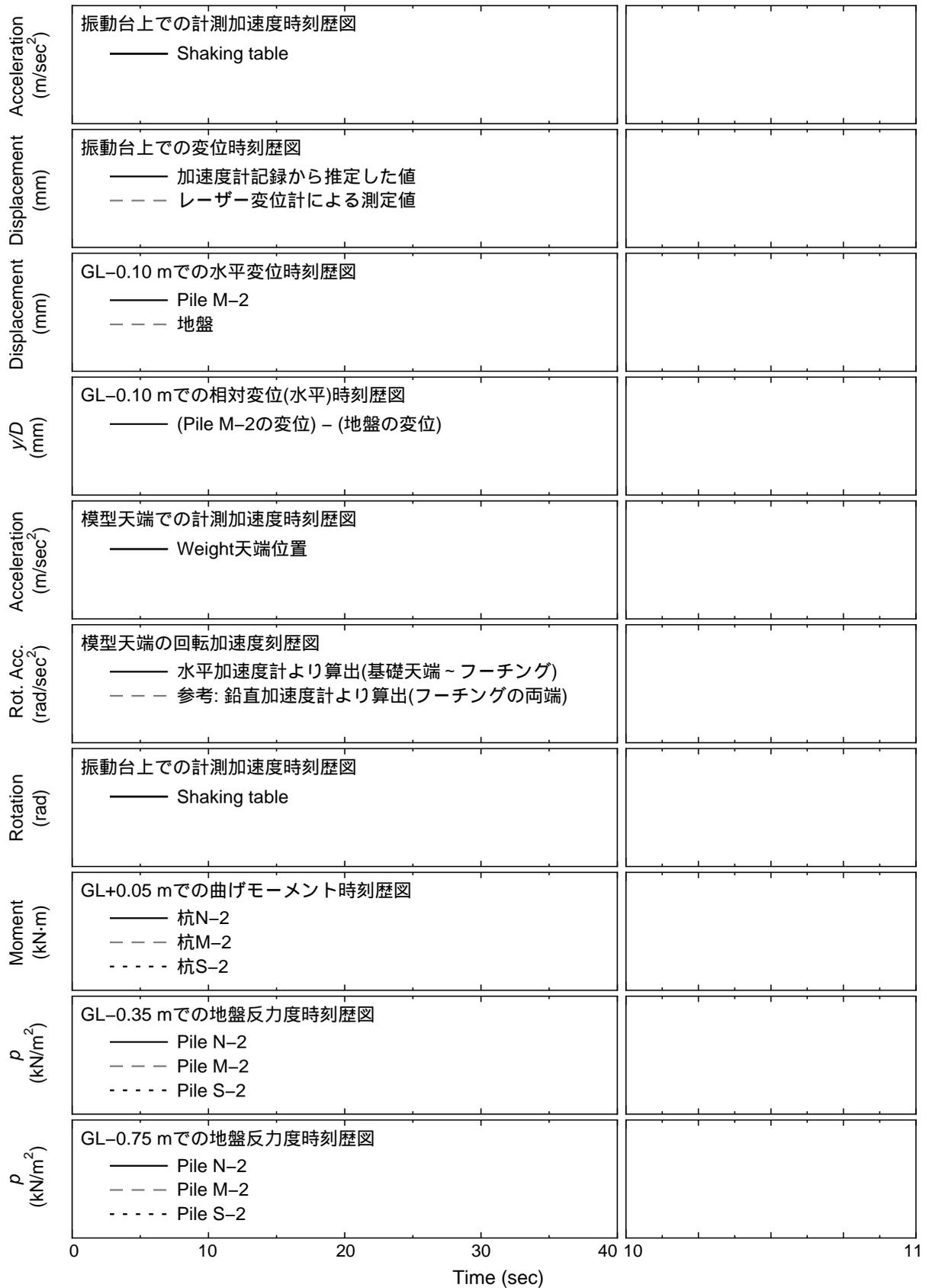
- 15) 富永晃司, 山肩邦男: 地盤およびくいの弾塑性特性を考慮した単ぐいの水平抵抗機構に関する理論的考察, 日本建築学会論文集, Vol. 290, pp. 13–22, 1980.
- 16) 植木博, 齊藤亮, 五瀬伸吾: 群杭の水平方向抵抗特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 541/III-35, pp. 35–46, 1996.
- 17) Yoshida, I. and Yoshinaka, R.: A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 3, pp. 1–17, 1979.
- 18) Mokwa, R.L. and Duncan, J.M.: Laterally loaded pile group effects and p-y multipliers, *ASCE Geotechnical Special Publication, Foundations and Ground Improvement*, No. 113, pp. 728–742, 2001.
- 19) 野々村佳哲, 白戸真大, 福井次郎: 動的解析に用いるための群杭効率 η の評価について, 地震時保有耐力法に基づく橋梁構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol. 7, pp. 301–306, 2004.
- 20) 幸左賢二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No. 596/III-43, pp. 249–260, 1998.
- 21) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T.: Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 5, pp. 1–17, 2000.
- 22) Kimura, M. and Zhang, F.: Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 5, pp. 113–132, 2000.
- 23) Nakai, T. and Matsuoka, H.: An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 119–137, 1989.
- 24) Zhang, F. and Kimura, M.: Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 3, pp. 77–92, 2002.

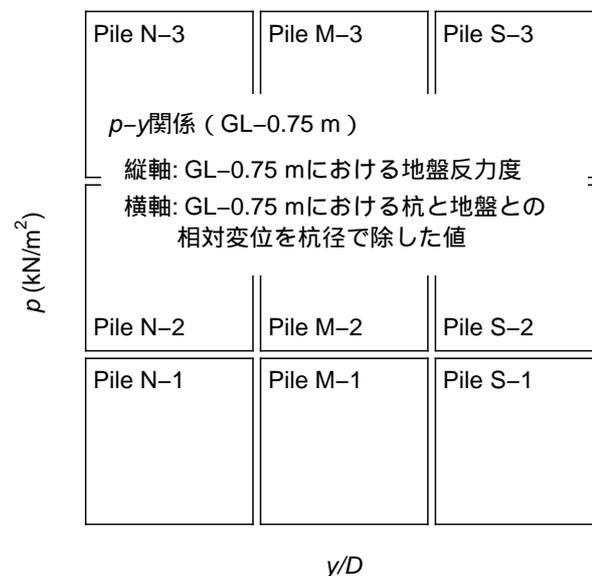
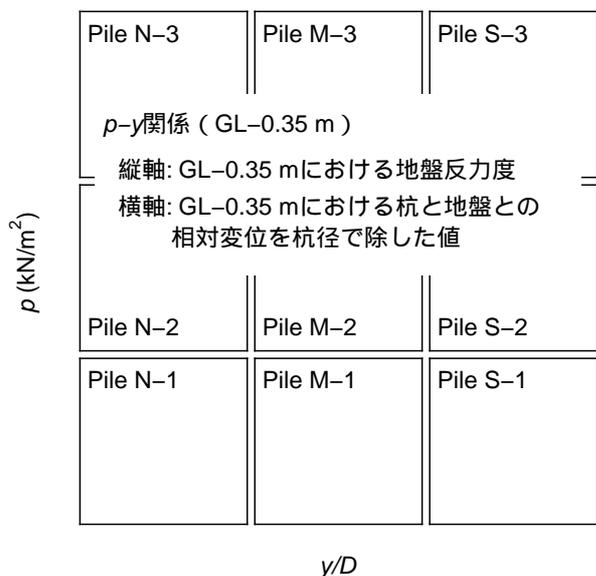
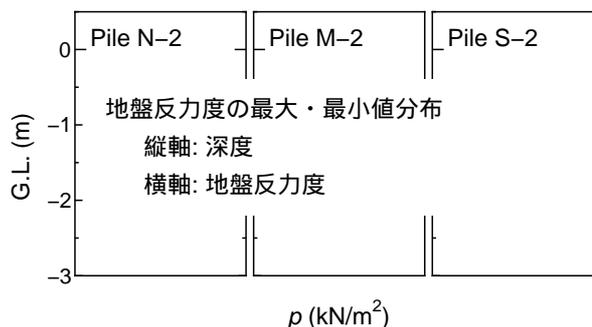
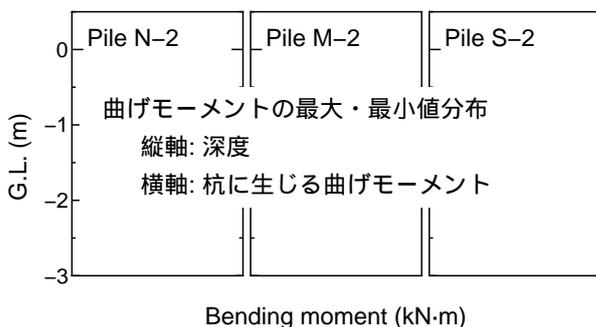
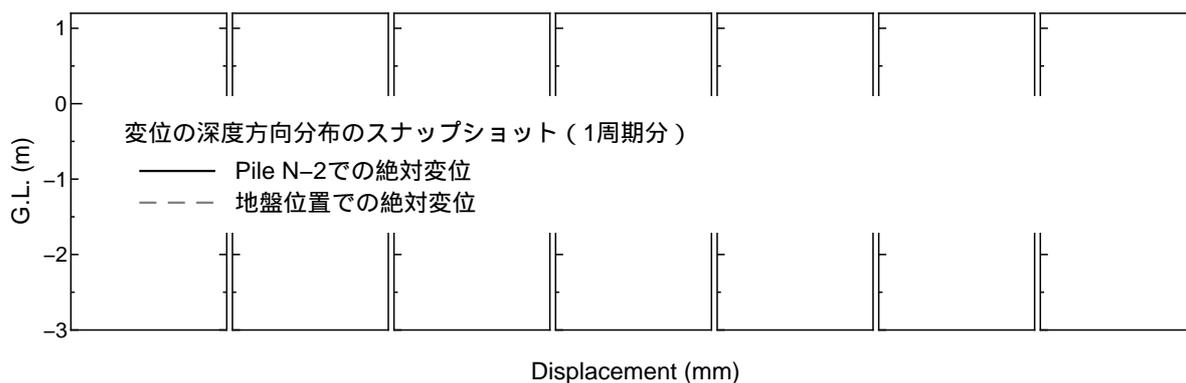
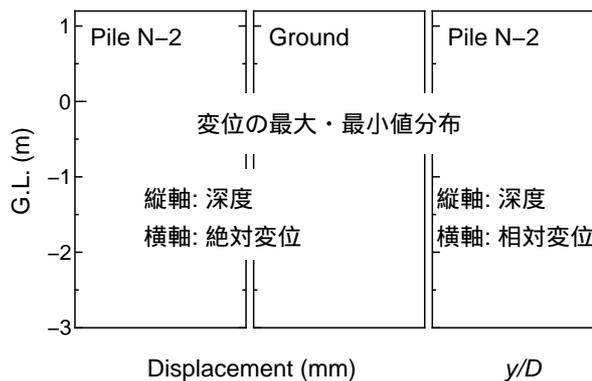
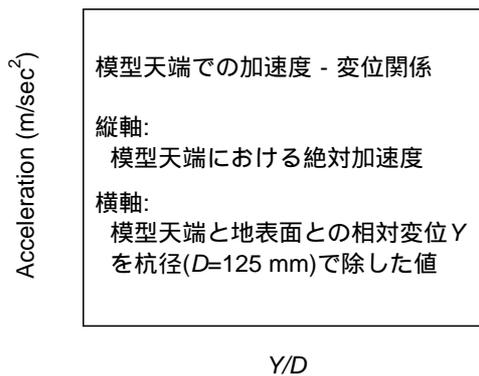
資料A グラフ一覧

得られた実験結果を、次のページの判例に示す項目に関して示す。結果は各加振ケースごとに以下のページに示す。

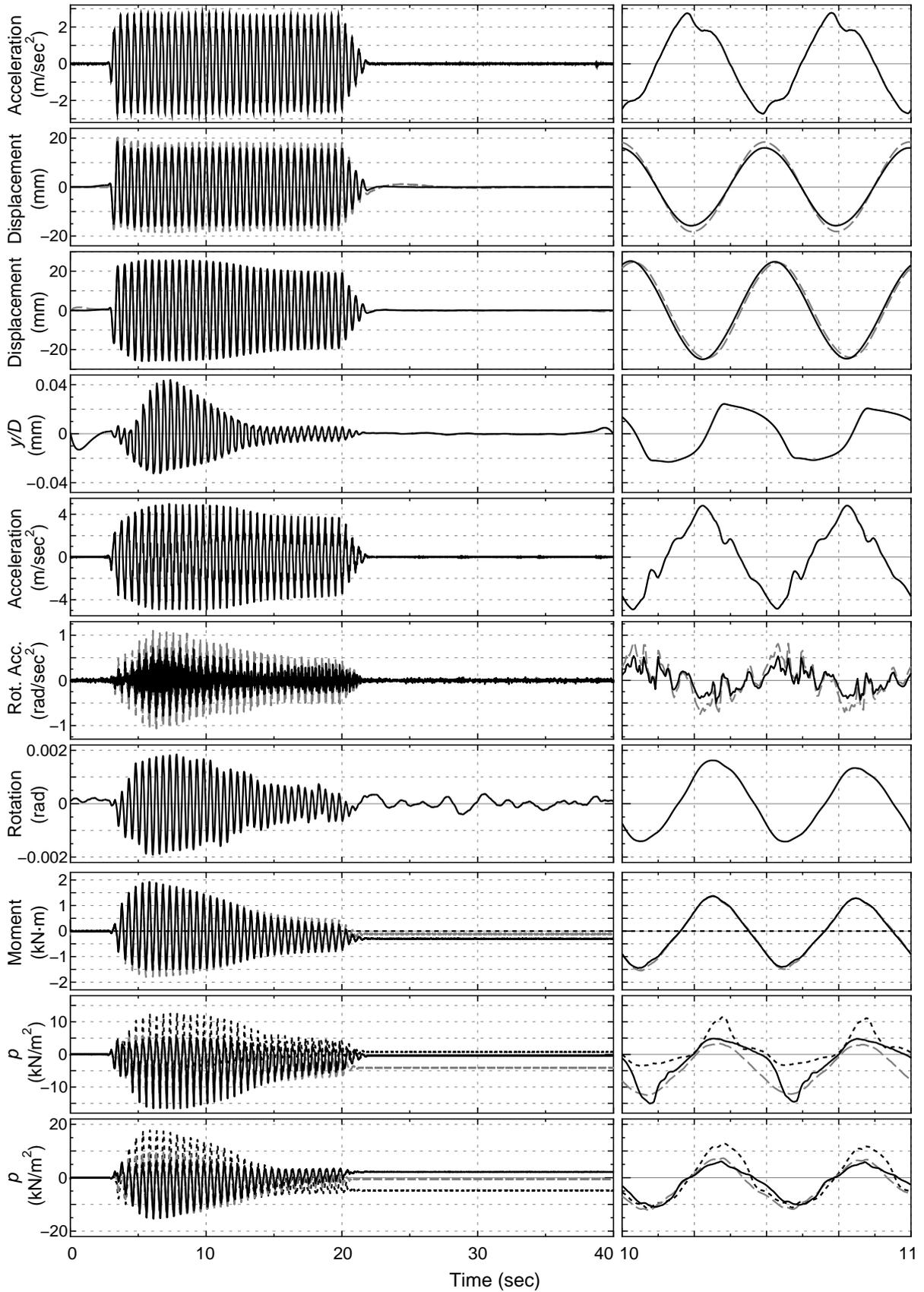
1. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight N, (Run 1-1)	80
2. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight N, (Run 1-2)	82
3. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight L, (Run 1-5)	84
4. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight L, (Run 1-6)	86
5. Sinusoidal wave, 400 gal, Weight L, (Run 1-7)	88
6. Sinusoidal wave, 600 gal, Weight L, (Run 1-14)	90
7. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight M, (Run 1-9)	92
8. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight M, (Run 1-10)	94
9. Sinusoidal wave, 400 gal, Weight M, (Run 1-11)	96
10. Sinusoidal wave, 500 gal, Weight M, (Run 1-12)	98
11. Sinusoidal wave, 600 gal, Weight M, (Run 1-13)	100
12. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight M, (Run 2-02)	102
13. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight M, (Run 2-13)	104
14. Sinusoidal wave, 500 gal, Weight M, (Run 2-12)	106
15. Increasing wave, 100~600 gal, Weight M, (Run 2-6)	108
15.1 Increasing wave, 100 gal, Weight M, (Run 2-6, 7~12 sec)	109
15.2 Increasing wave, 300 gal, Weight M, (Run 2-6, 15~20 sec)	110
15.3 Increasing wave, 400 gal, Weight M, (Run 2-6, 22~25 sec)	111
15.4 Increasing wave, 500 gal, Weight M, (Run 2-6, 27~30 sec)	112
15.5 Increasing wave, 600 gal, Weight M, (Run 2-6, 32~35 sec)	113
16. Increasing wave, 100~600 gal, Weight H, (Run 2-10)	114
16.1 Increasing wave, 100 gal, Weight H, (Run 2-10, 5~10 sec)	115
16.2 Increasing wave, 300 gal, Weight H, (Run 2-10, 12~17 sec)	116
16.3 Increasing wave, 400 gal, Weight H, (Run 2-10, 19~22 sec)	117
16.4 Increasing wave, 500 gal, Weight H, (Run 2-10, 24~27 sec)	118
16.5 Increasing wave, 600 gal, Weight H, (Run 2-10, 29~32 sec)	119
17. Kobe wave, 818 gal, Weight M, (Run 1-15)	120
18. Kobe wave, 818 gal, Weight M, (Run 2-4)	122
19. Kobe wave, 818 gal, Weight H, (Run 2-8)	124

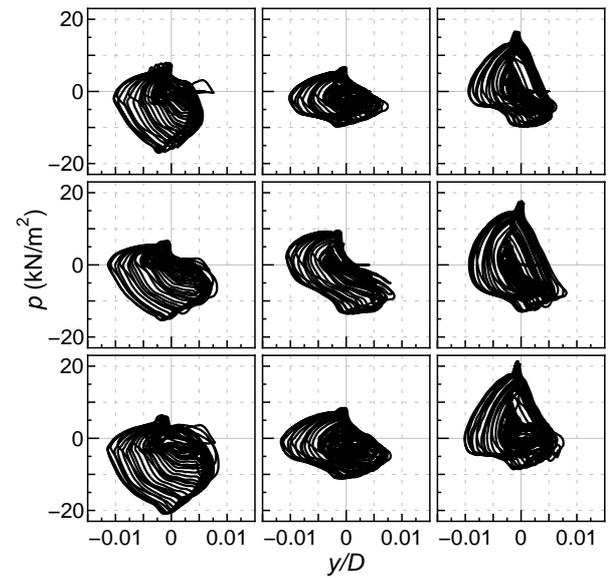
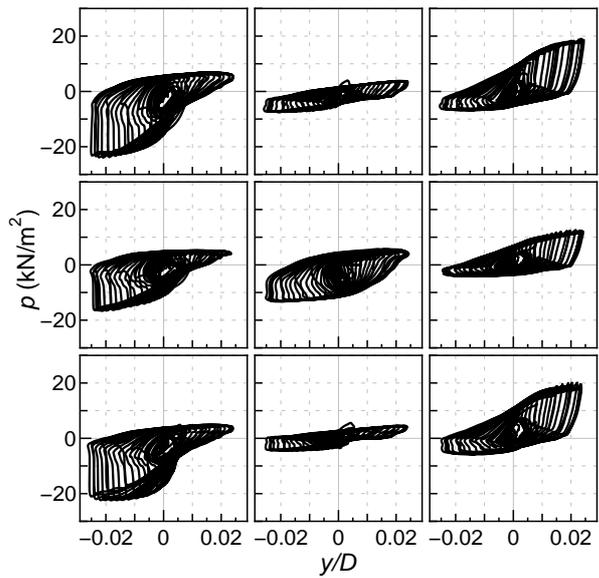
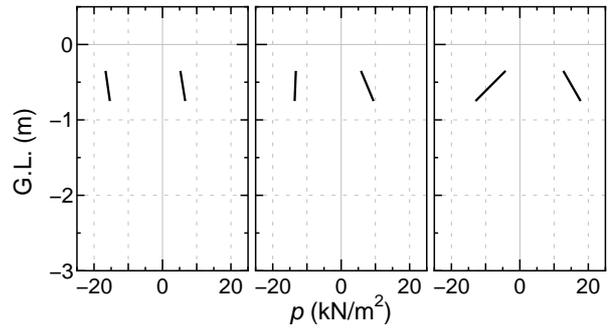
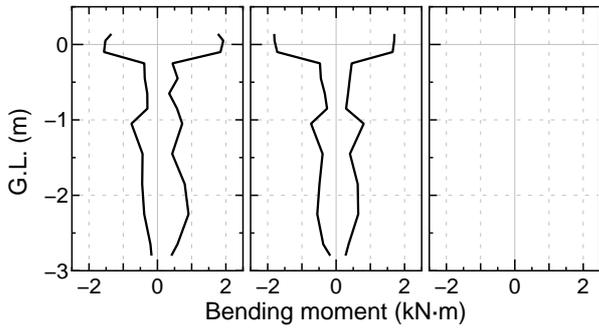
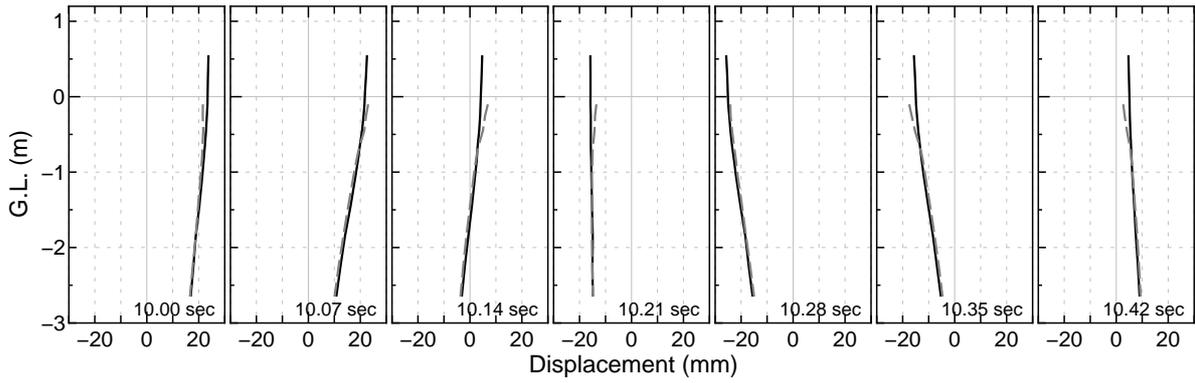
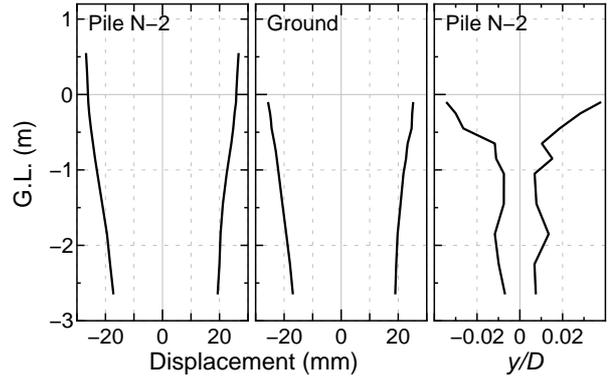
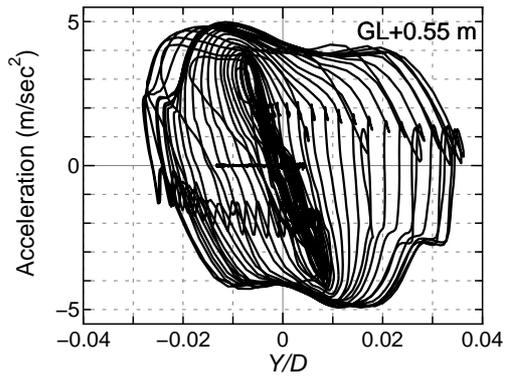
【凡例】 ケース名，加振波名，上載荷重の種別



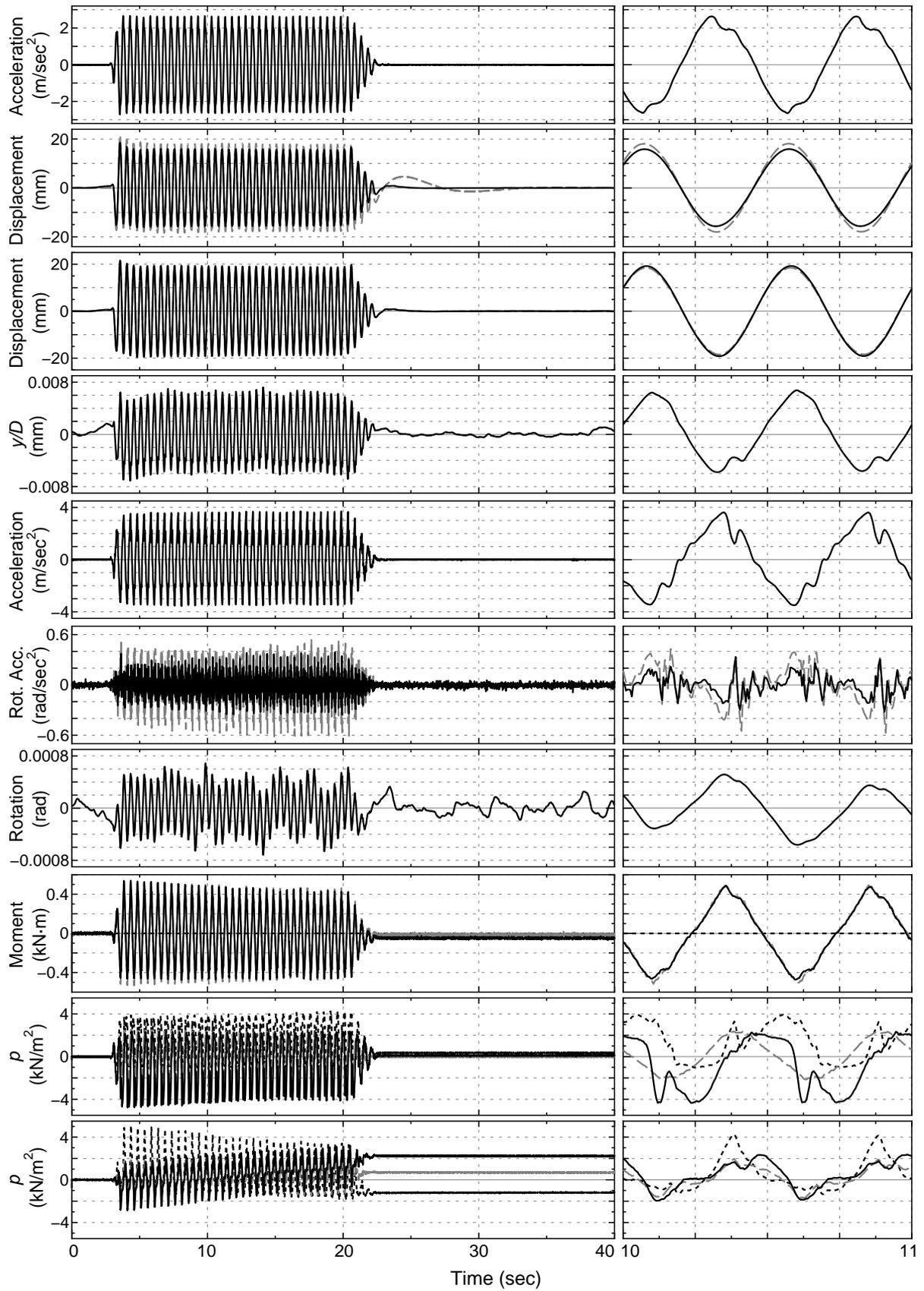


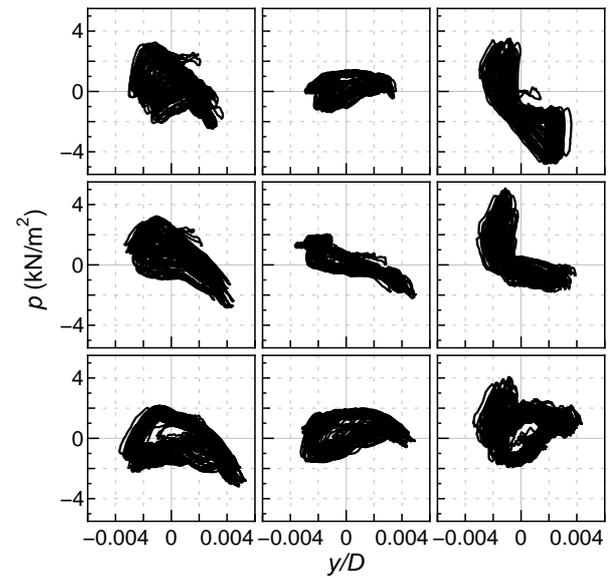
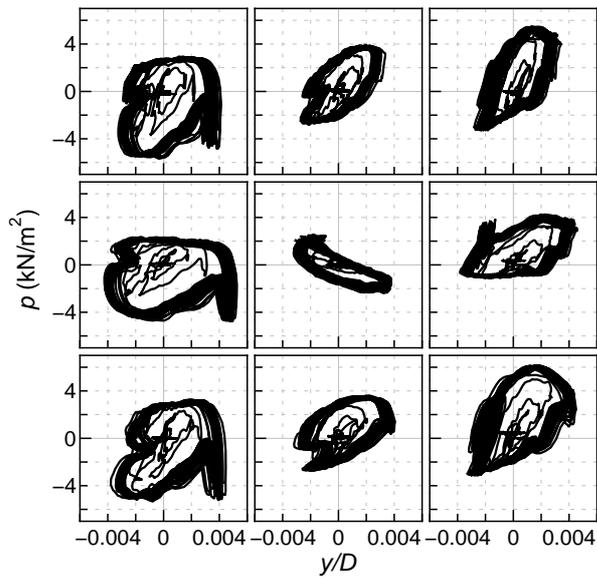
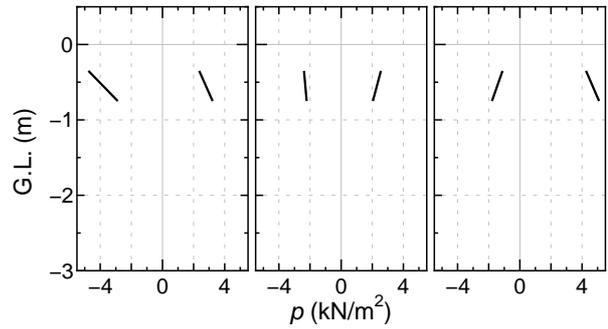
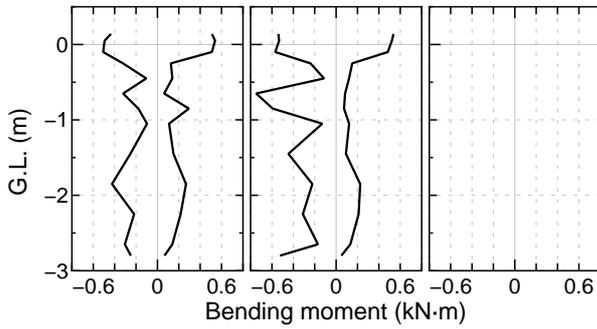
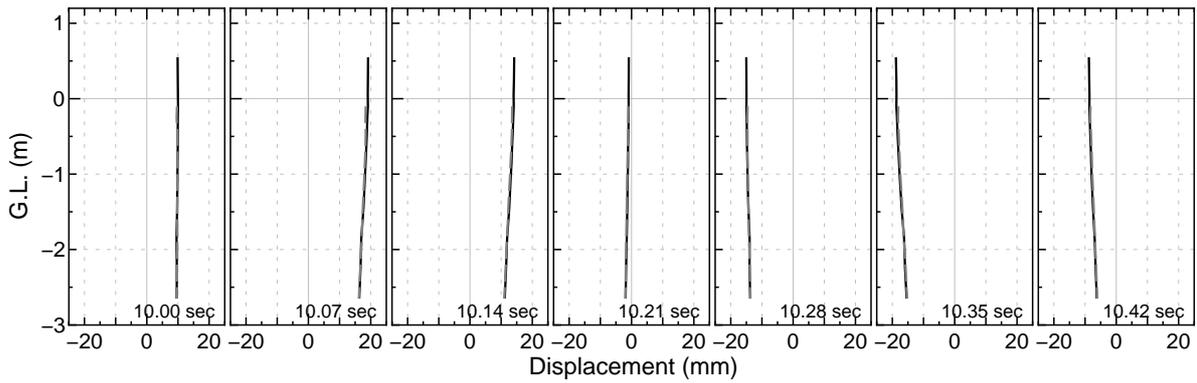
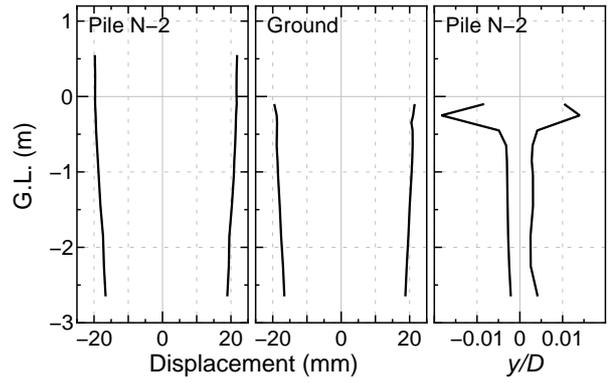
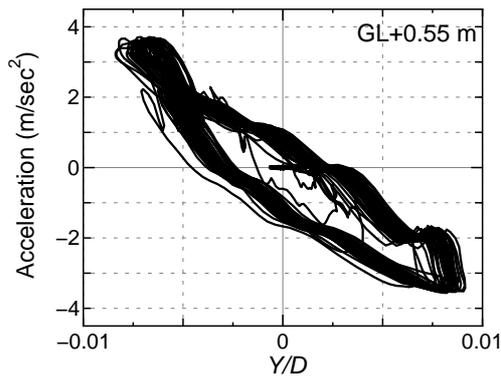
1. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight N, (Run 1-1)



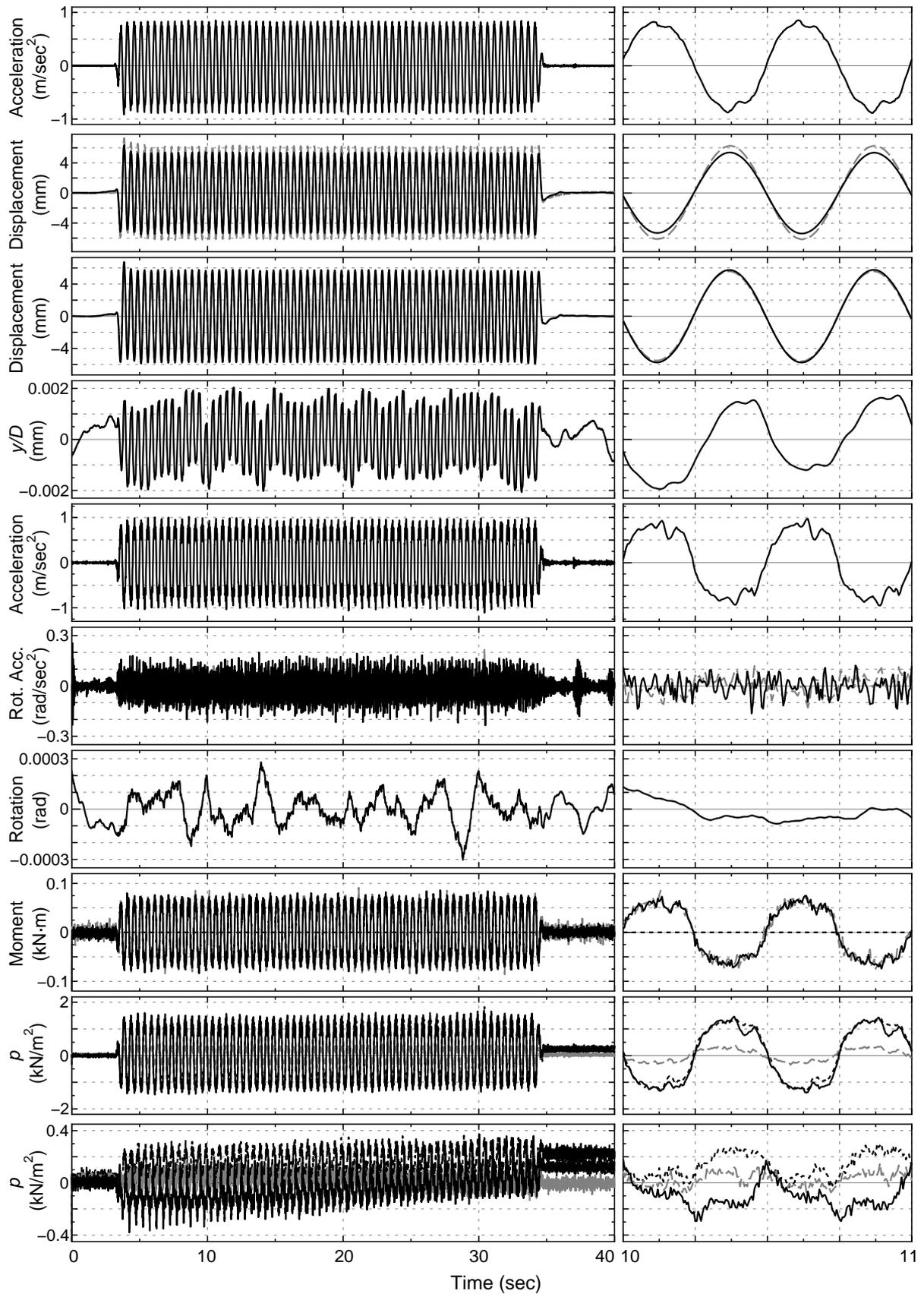


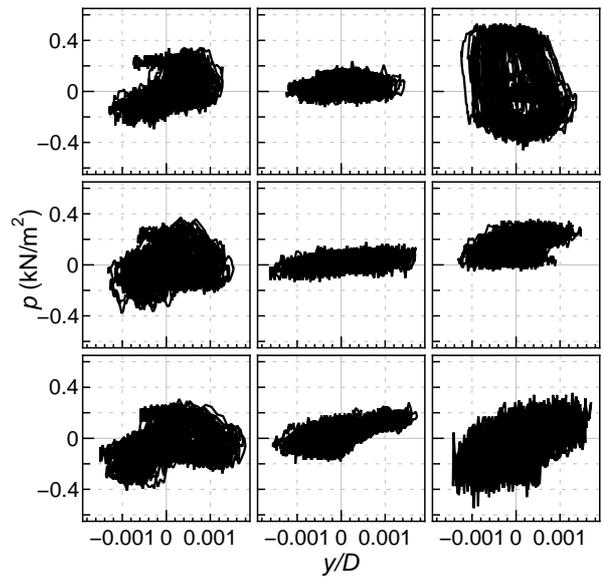
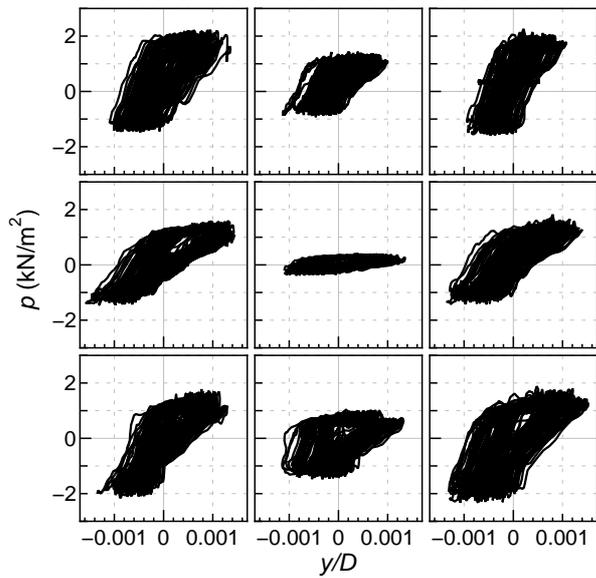
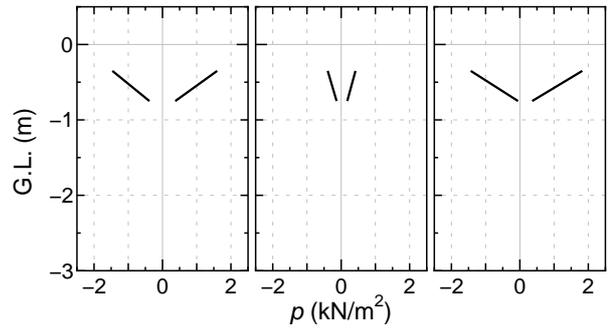
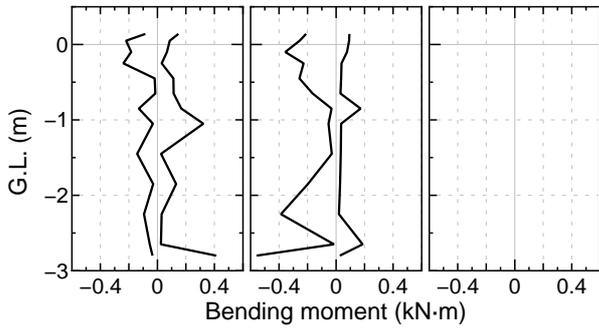
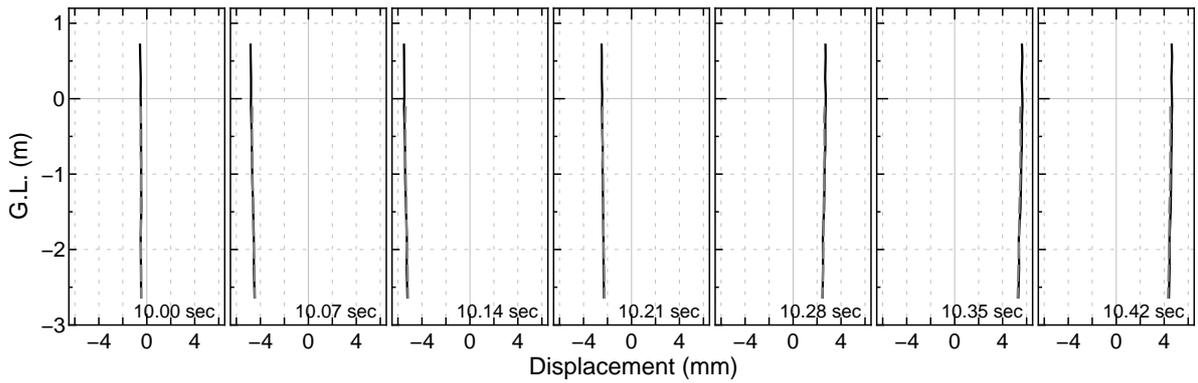
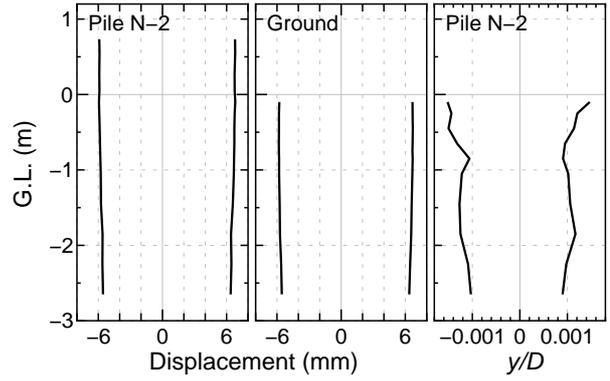
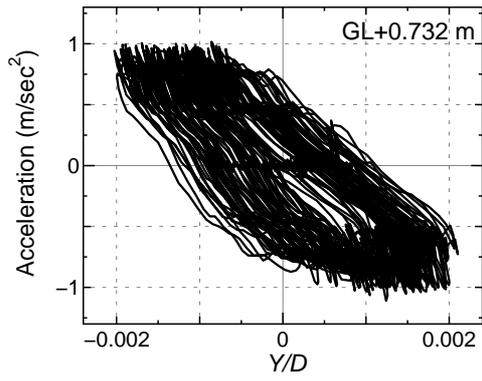
2. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight N, (Run 1-2)



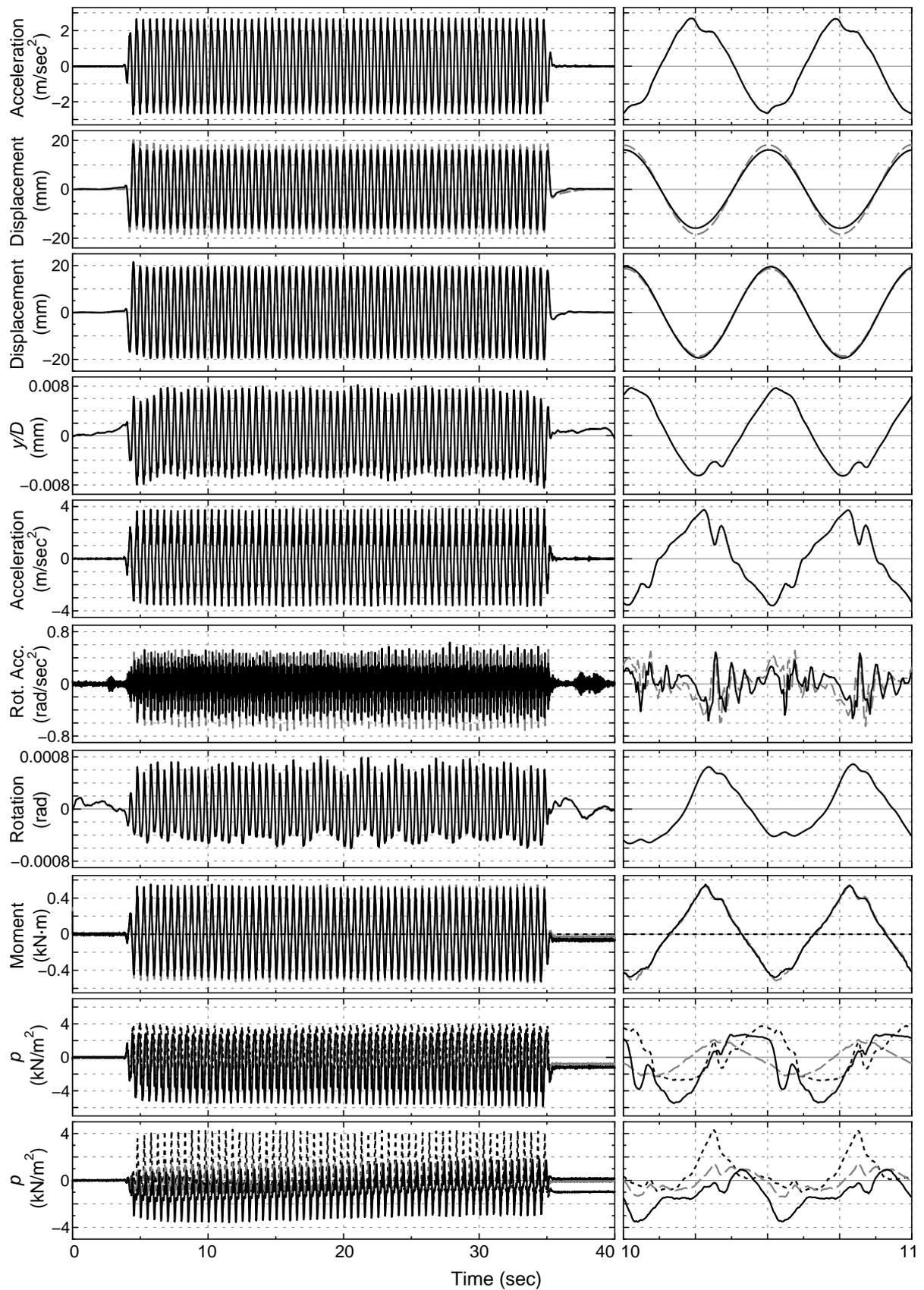


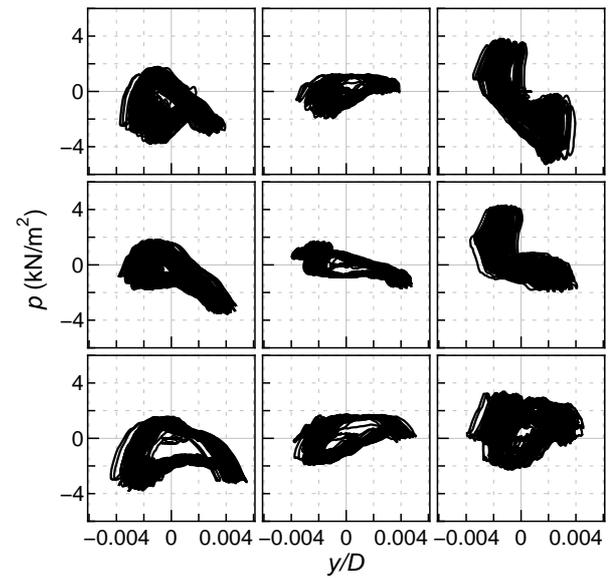
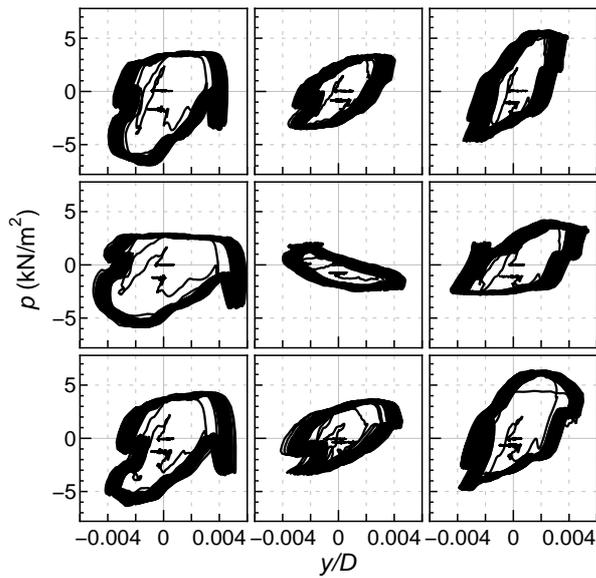
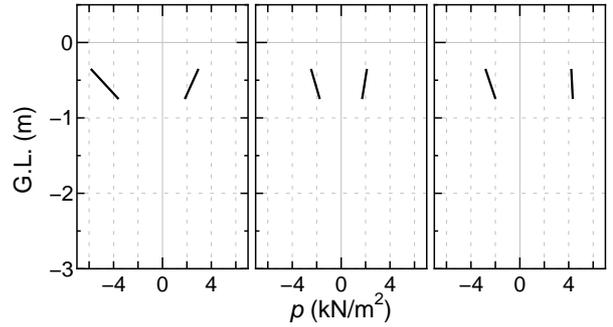
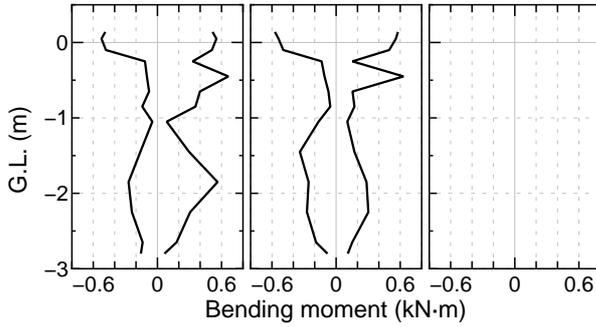
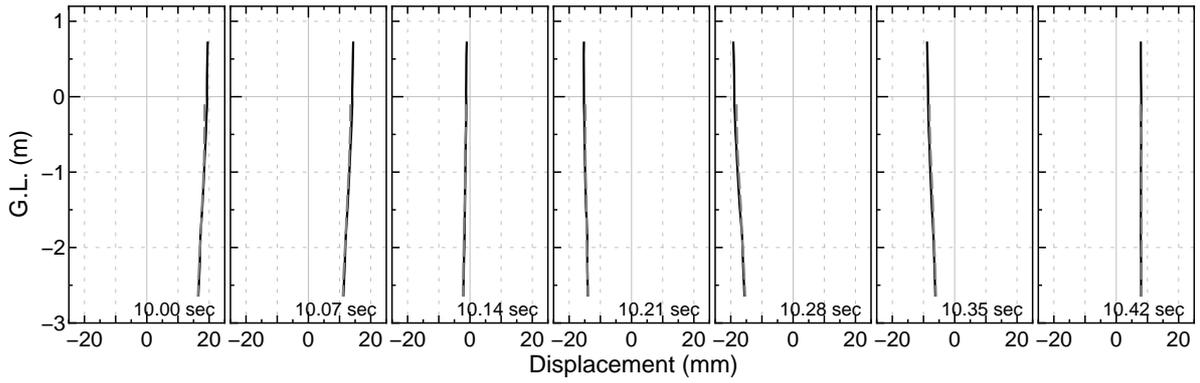
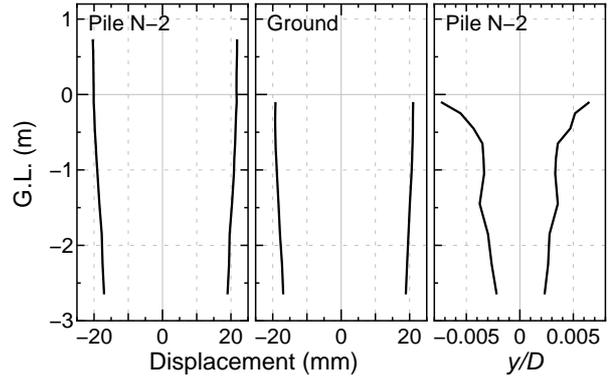
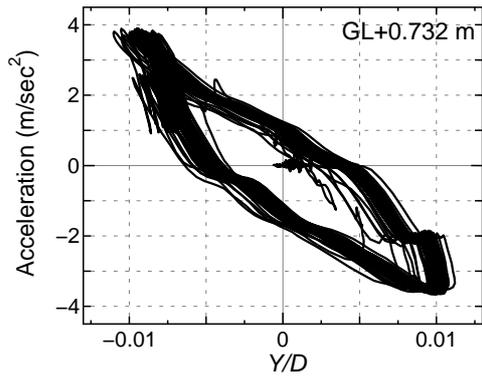
3. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight L, (Run 1-5)



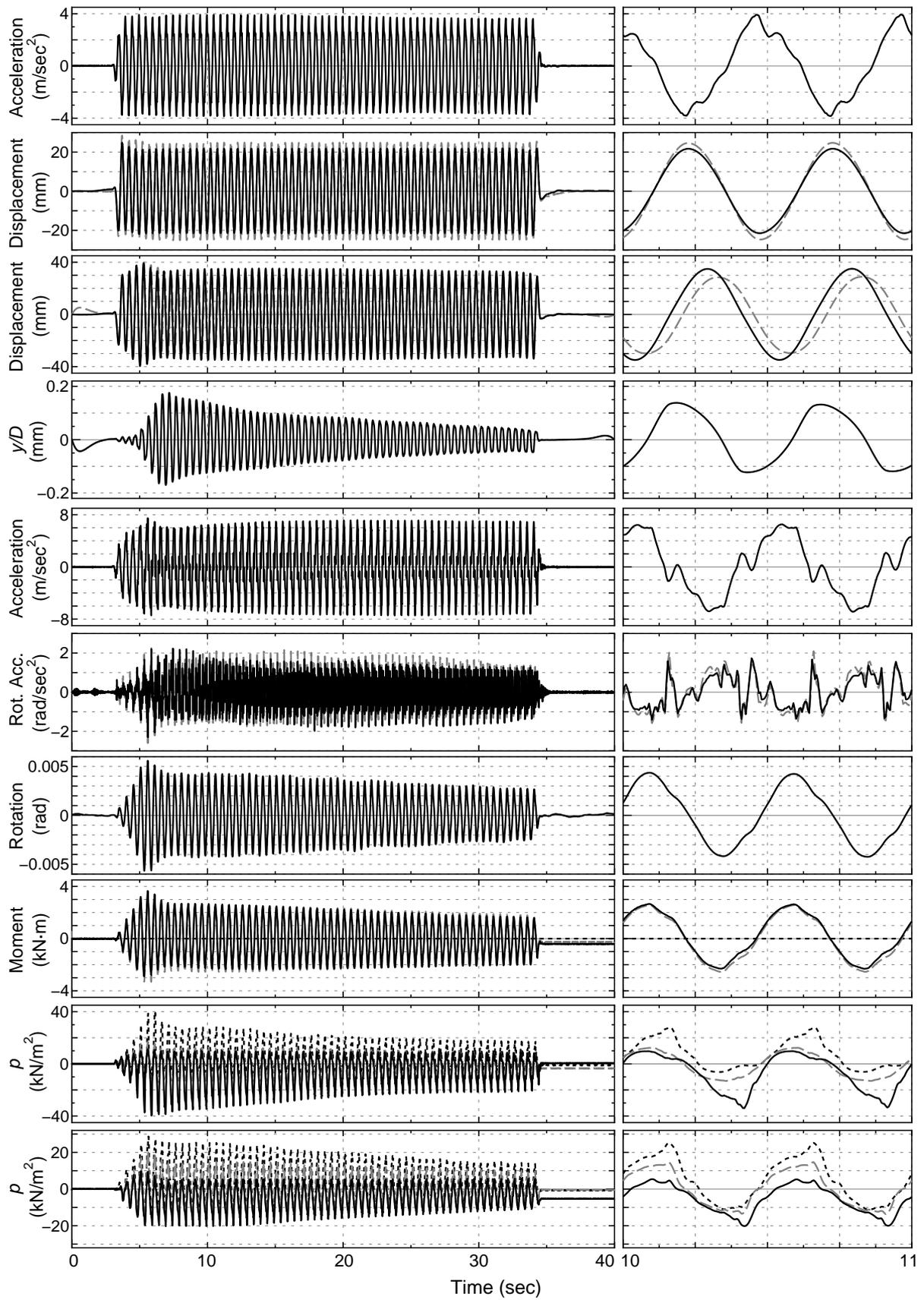


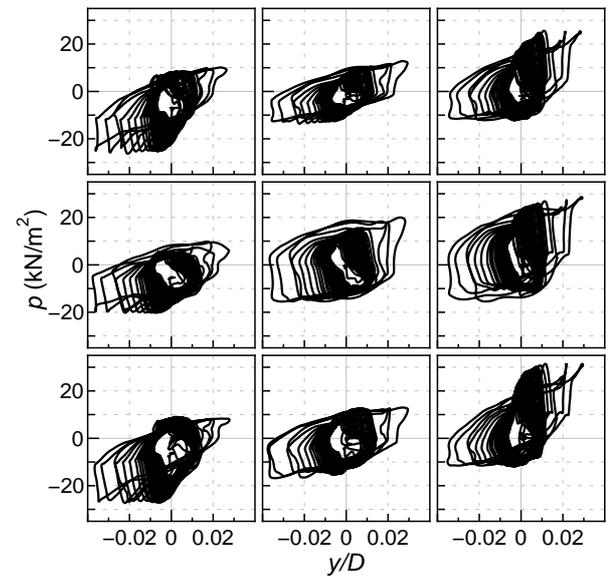
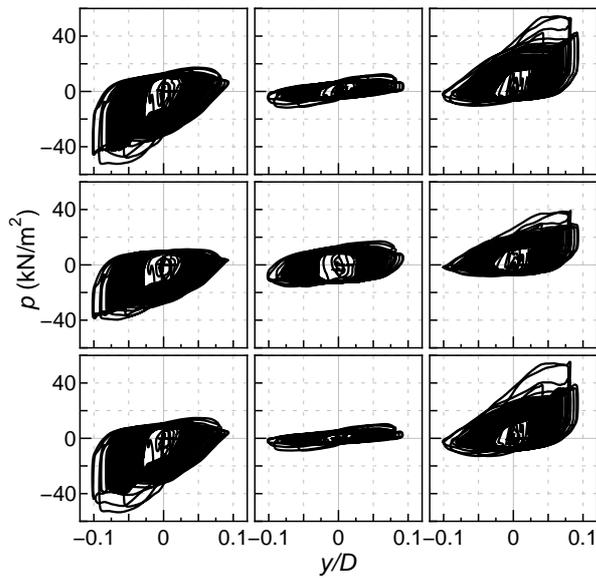
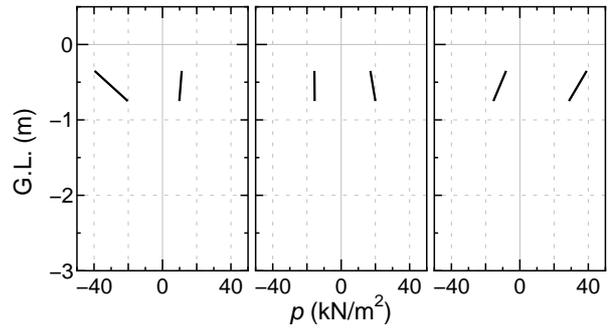
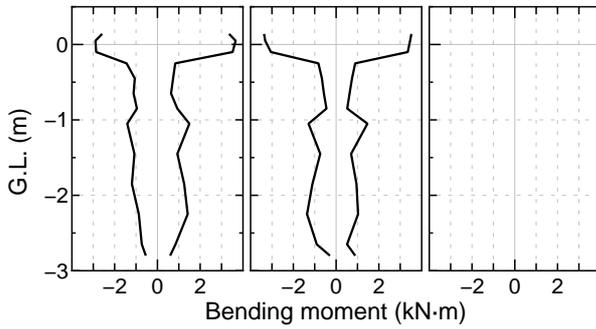
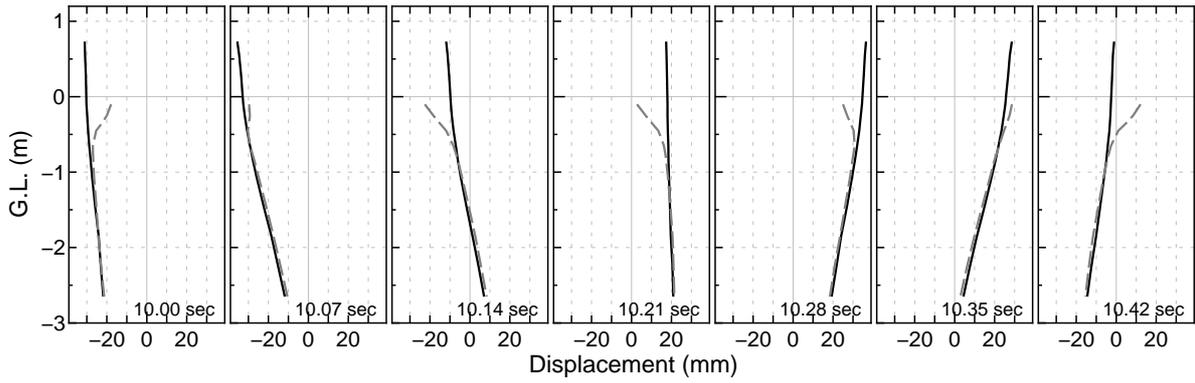
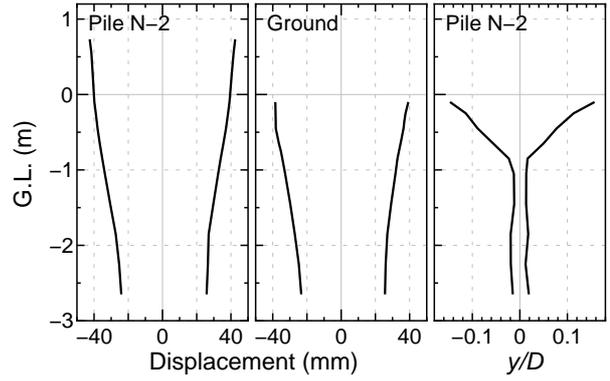
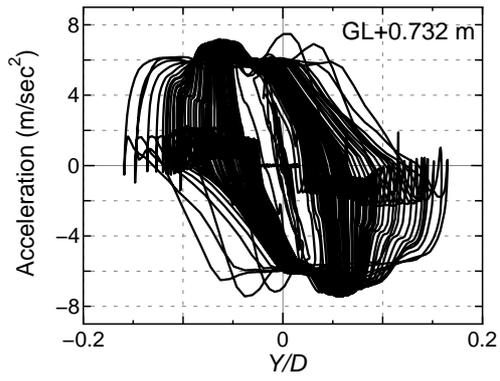
4. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight L, (Run 1-6)



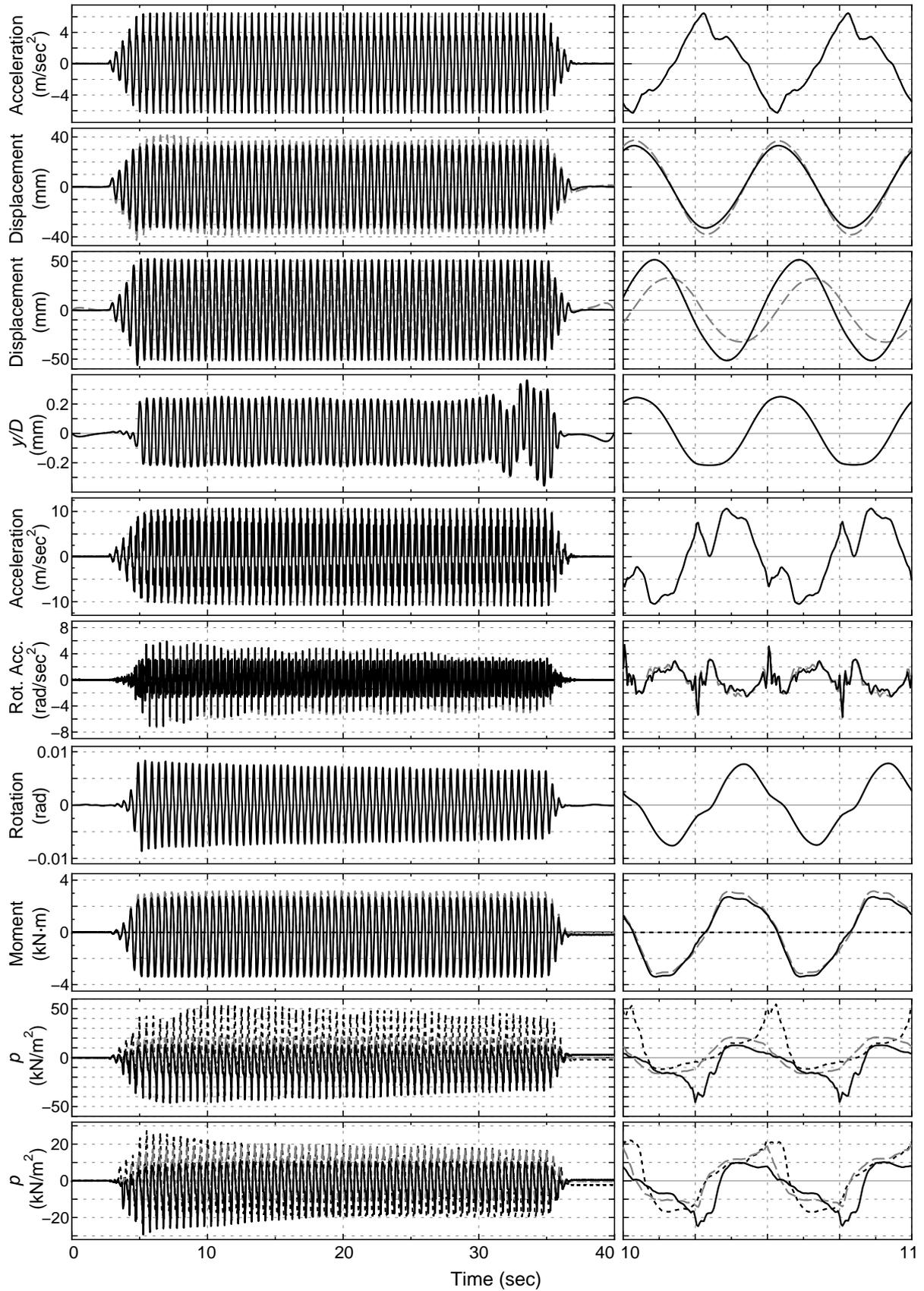


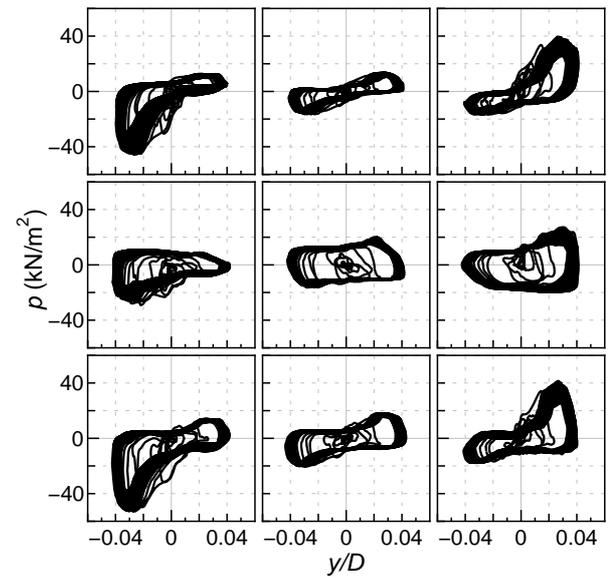
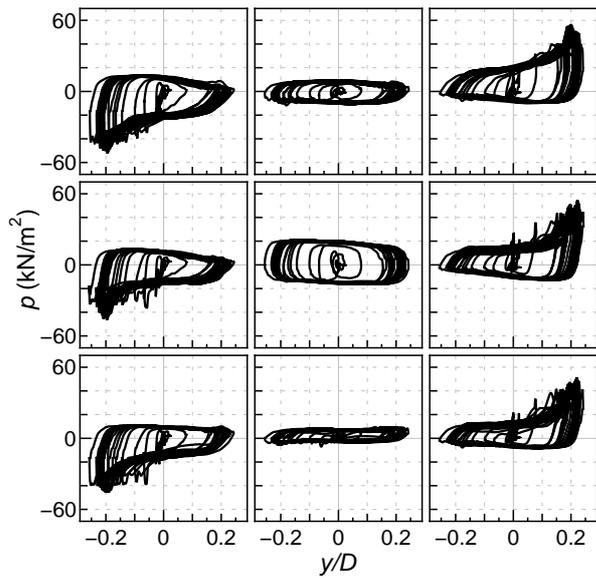
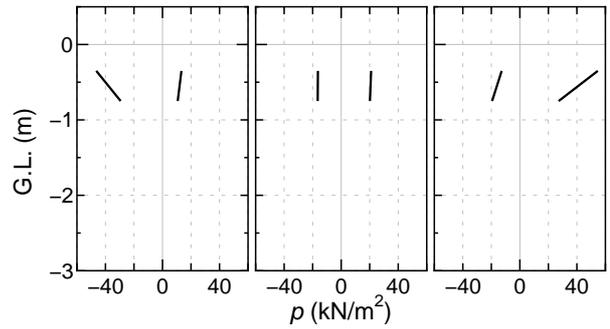
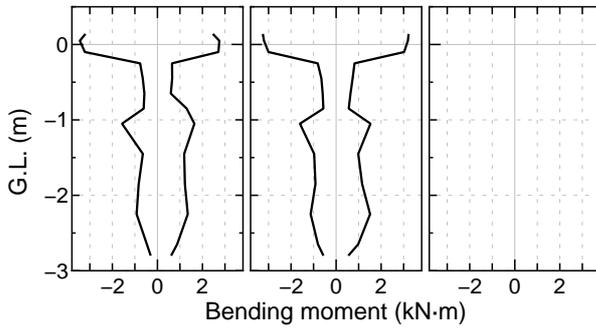
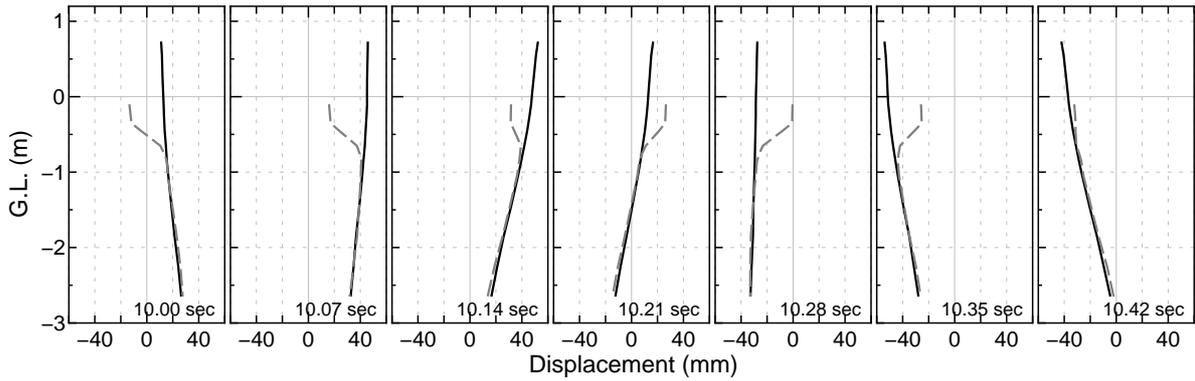
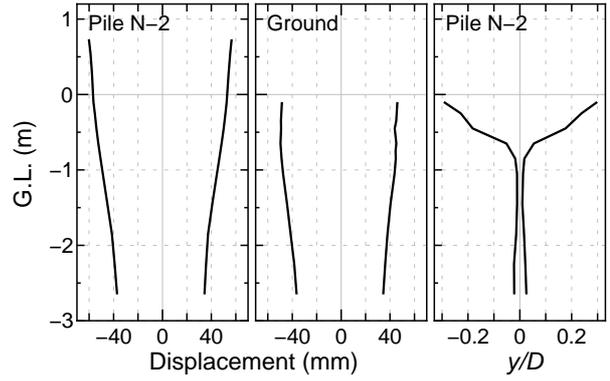
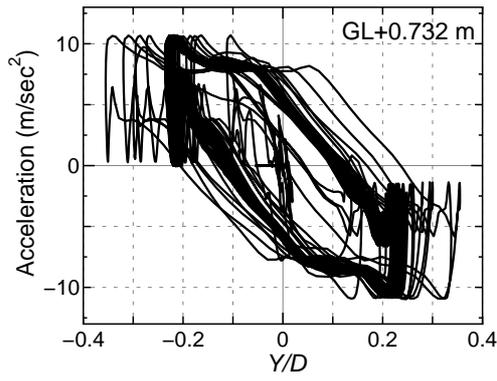
5. Sinusoidal wave, 400 gal, Weight L, (Run 1-7)



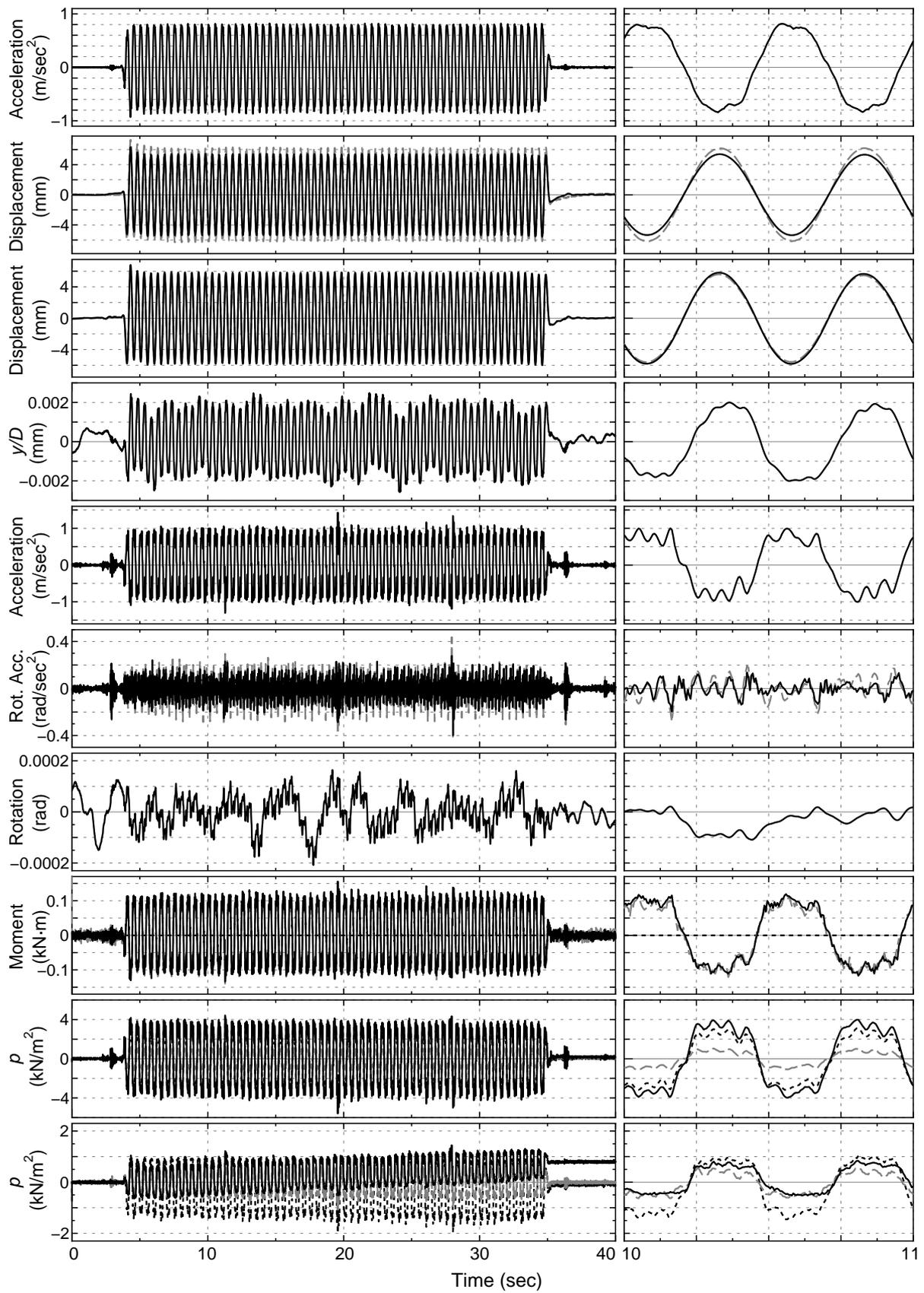


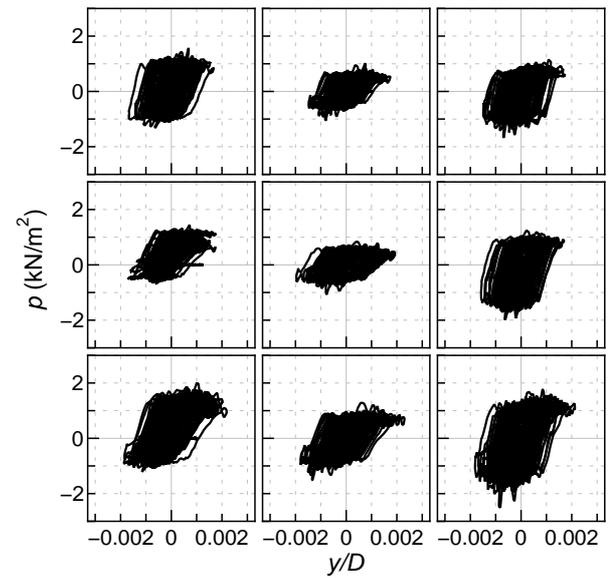
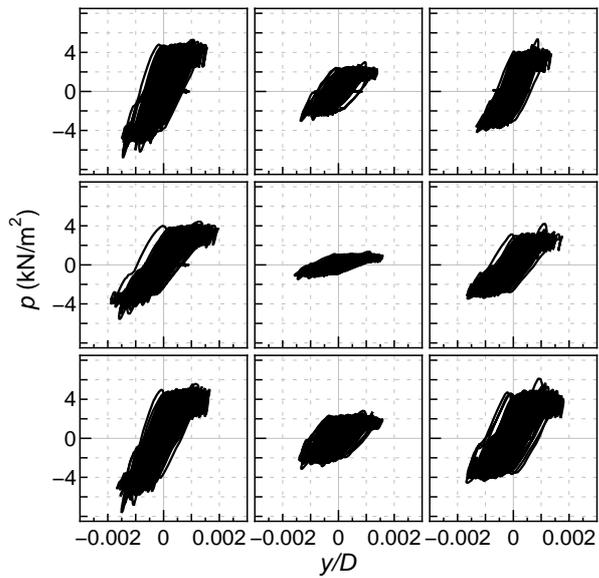
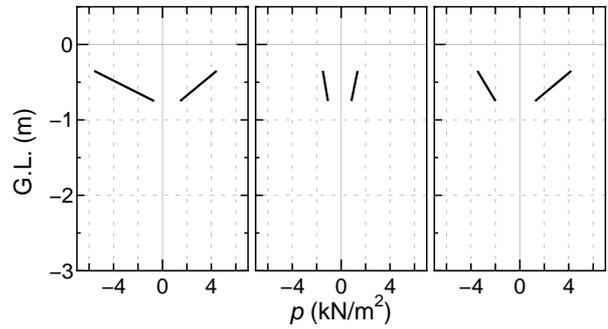
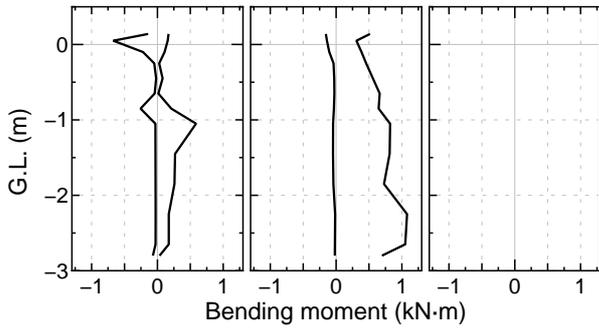
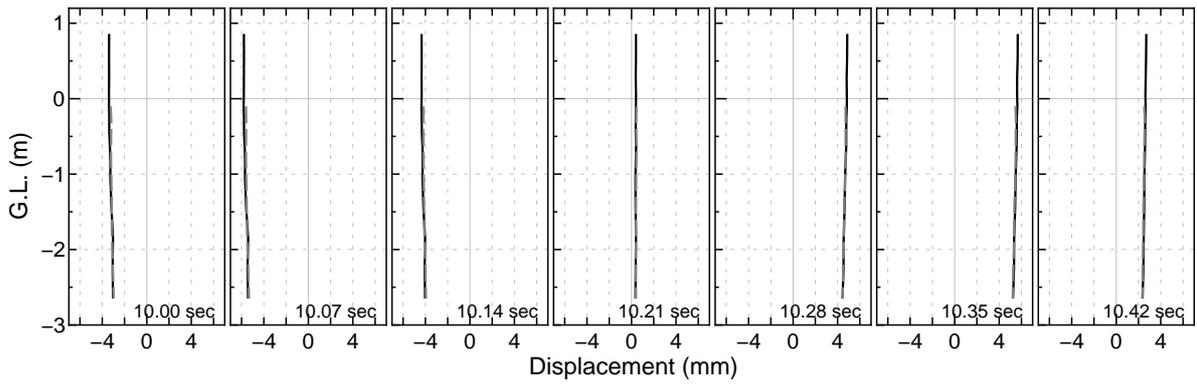
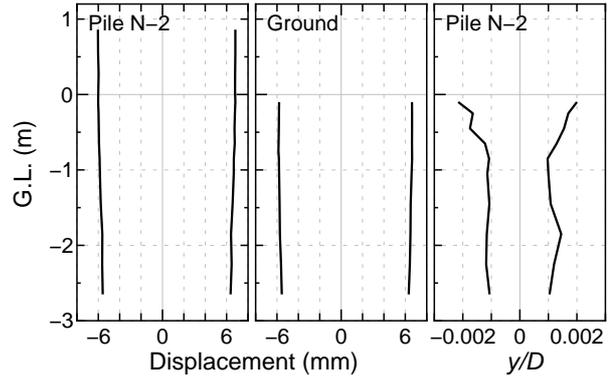
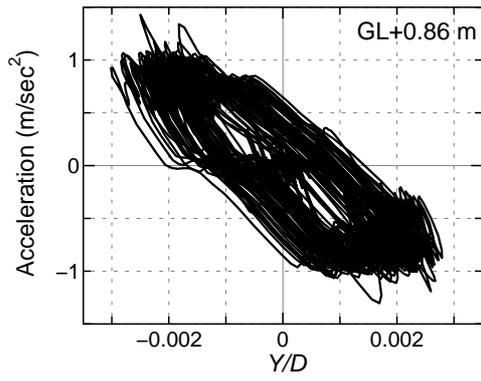
6. Sinusoidal wave, 600 gal, Weight L, (Run 1-14)



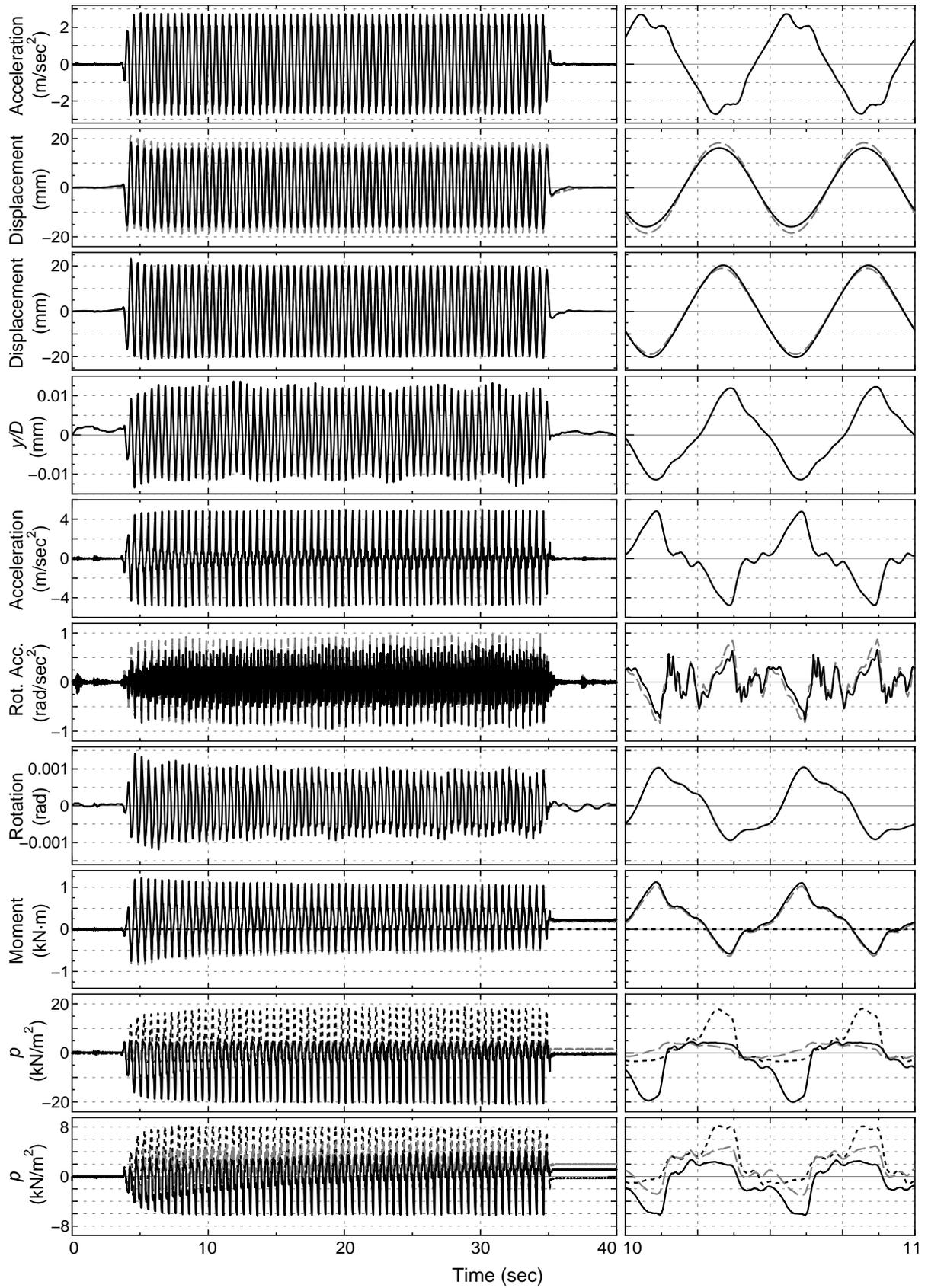


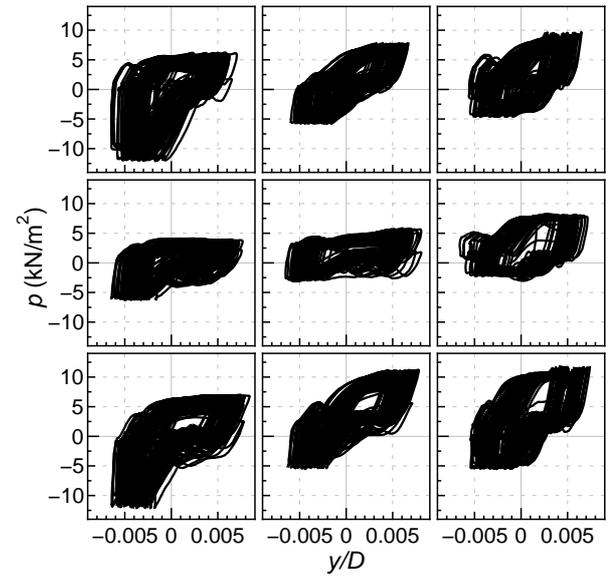
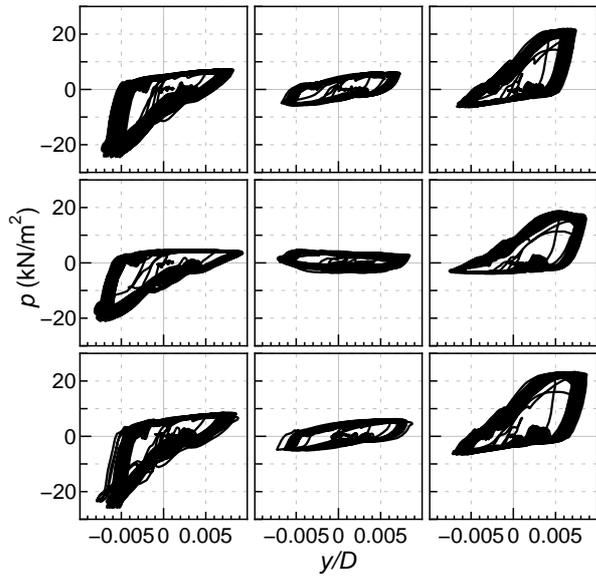
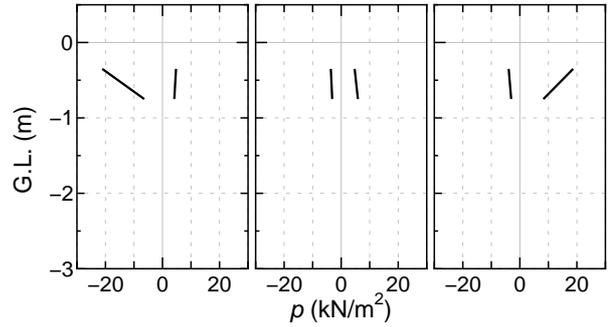
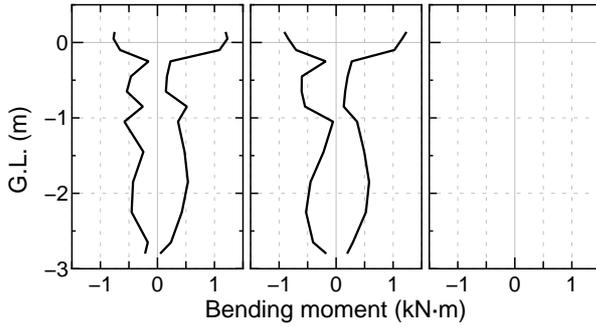
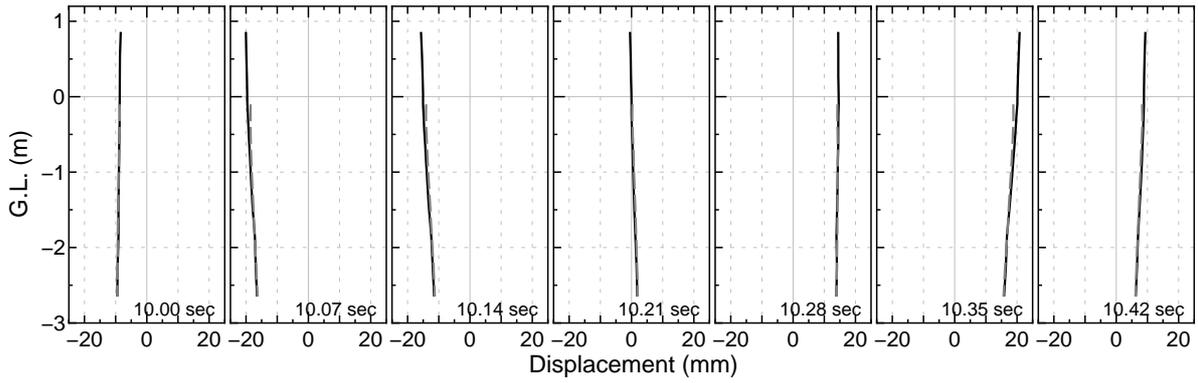
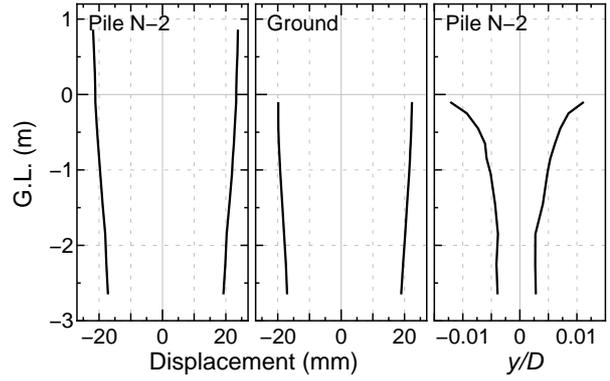
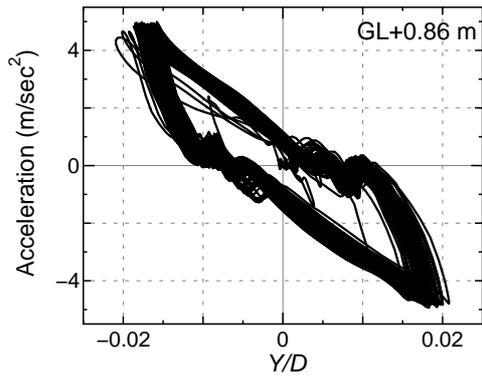
7. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight M, (Run 1-9)



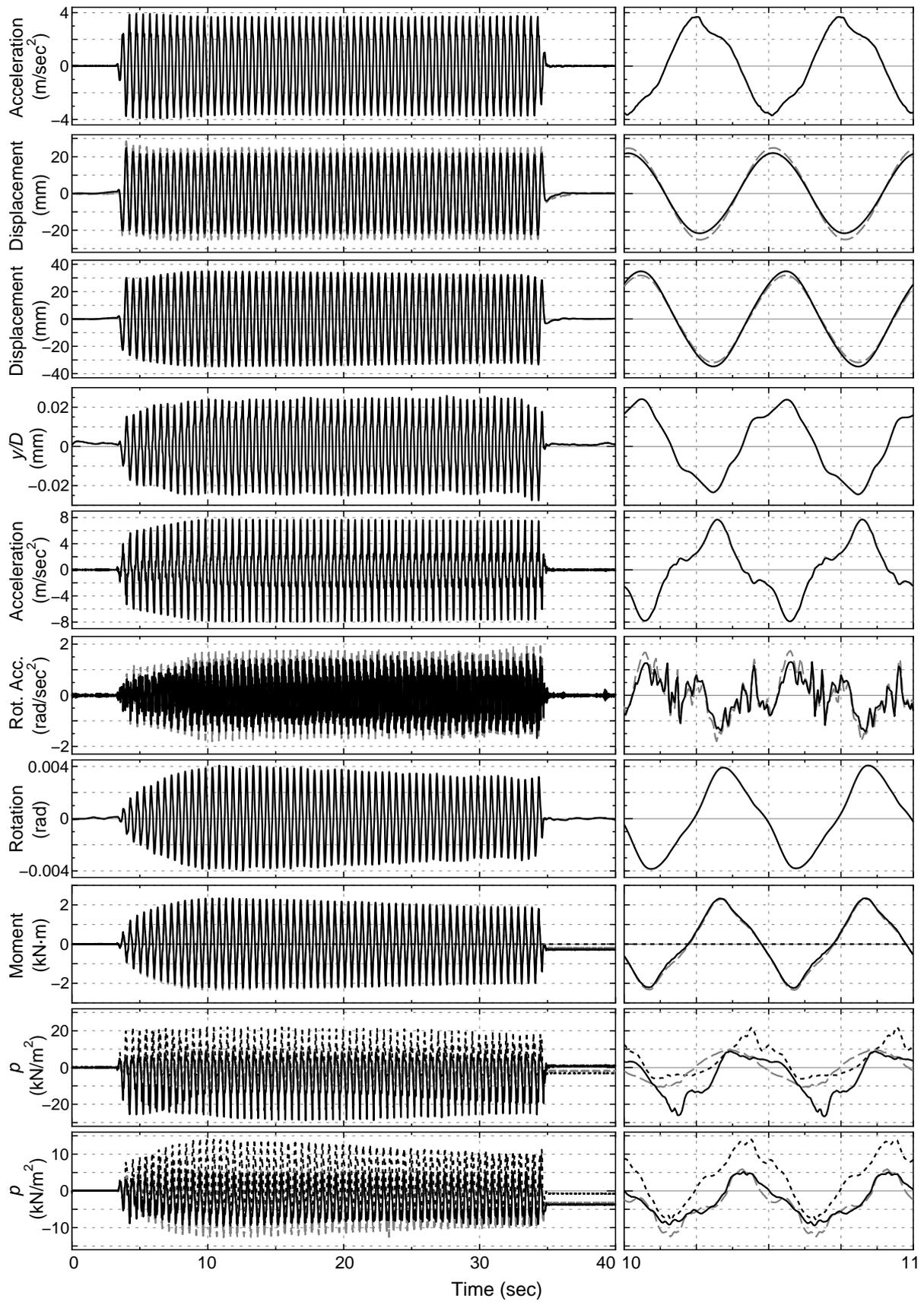


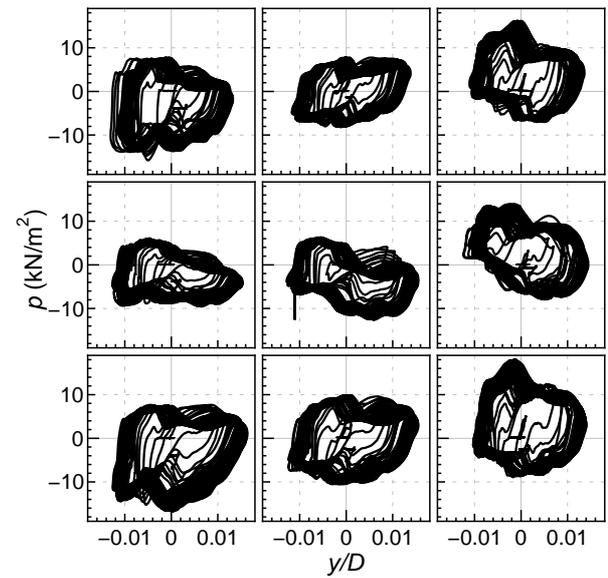
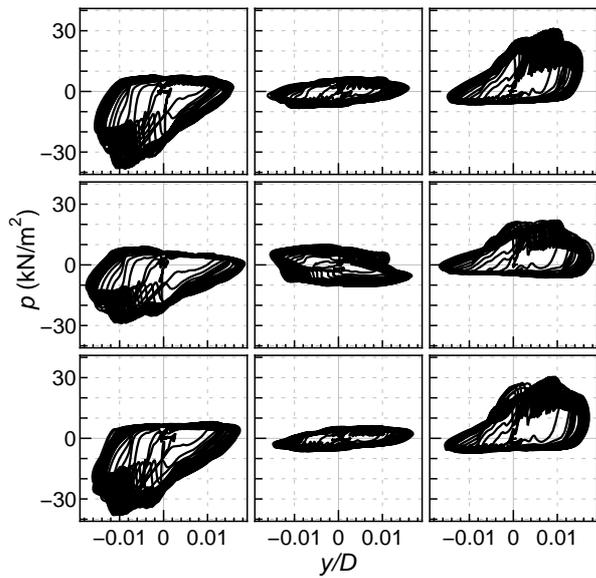
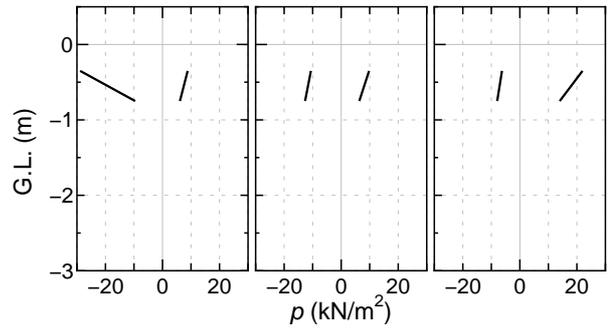
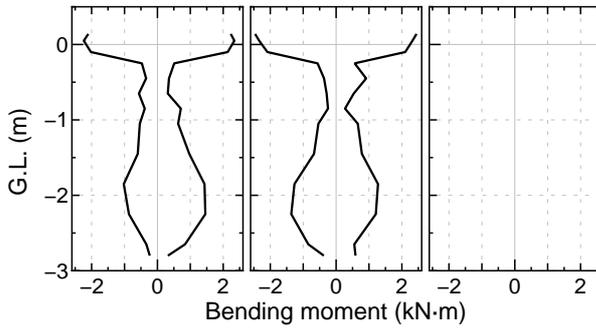
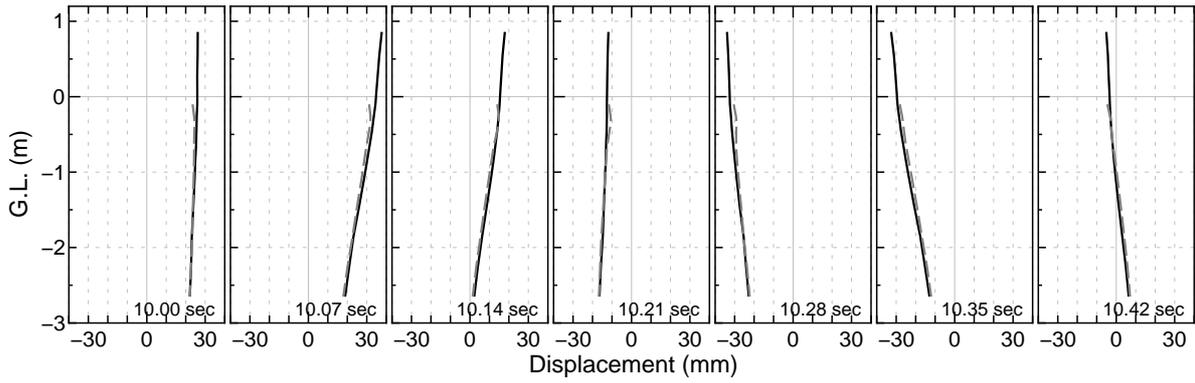
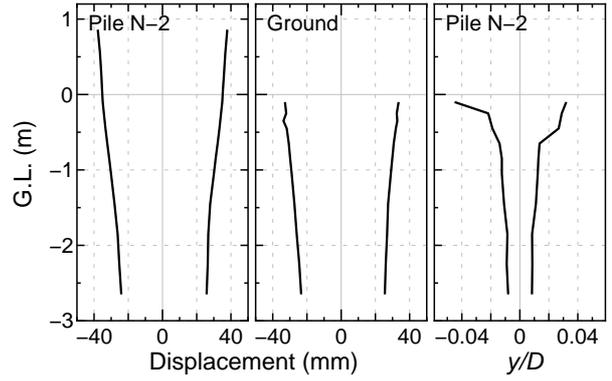
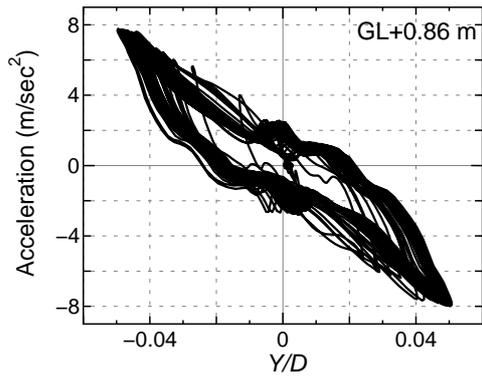
8. Sinusoidal wave, 300 gal, Weight M, (Run 1-10)



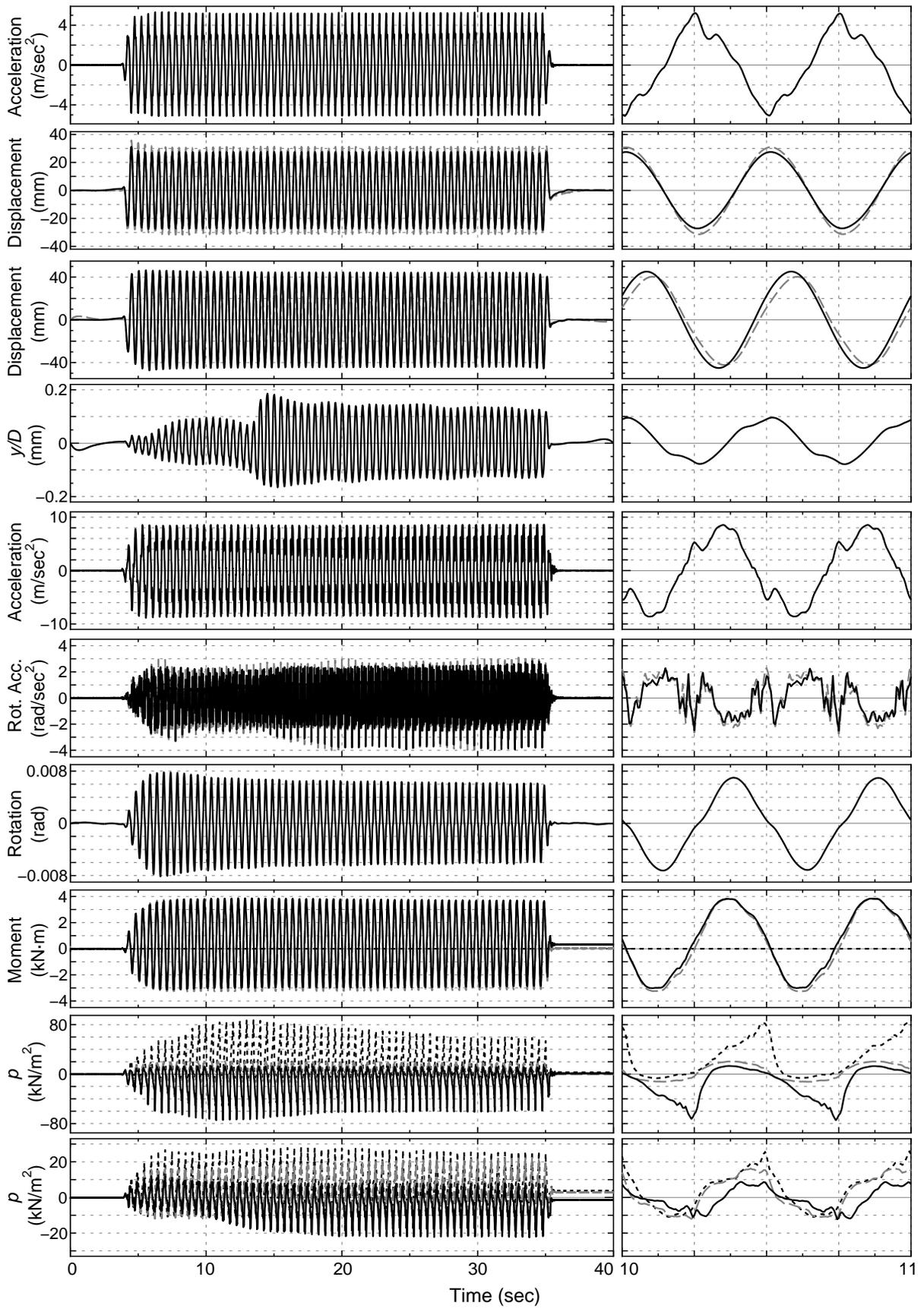


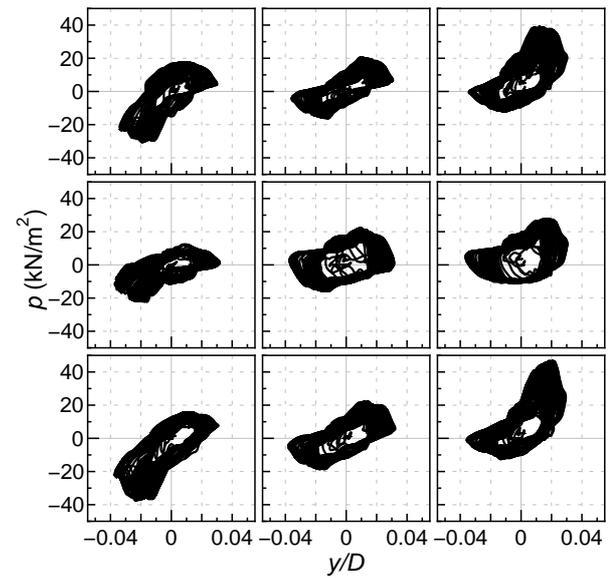
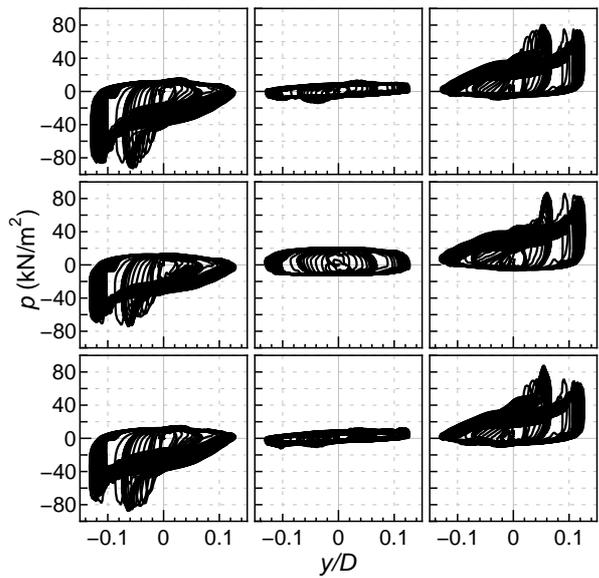
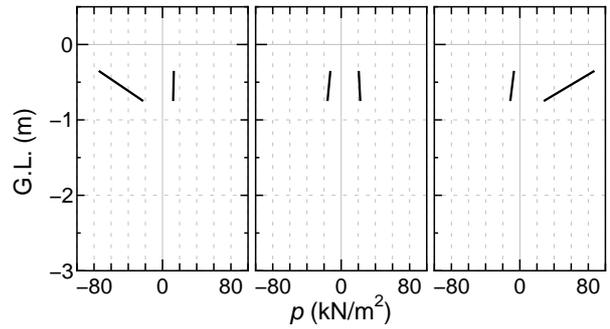
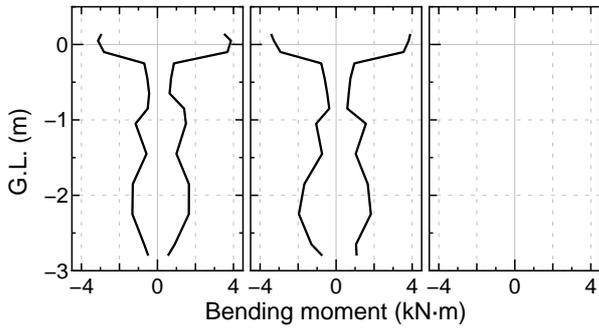
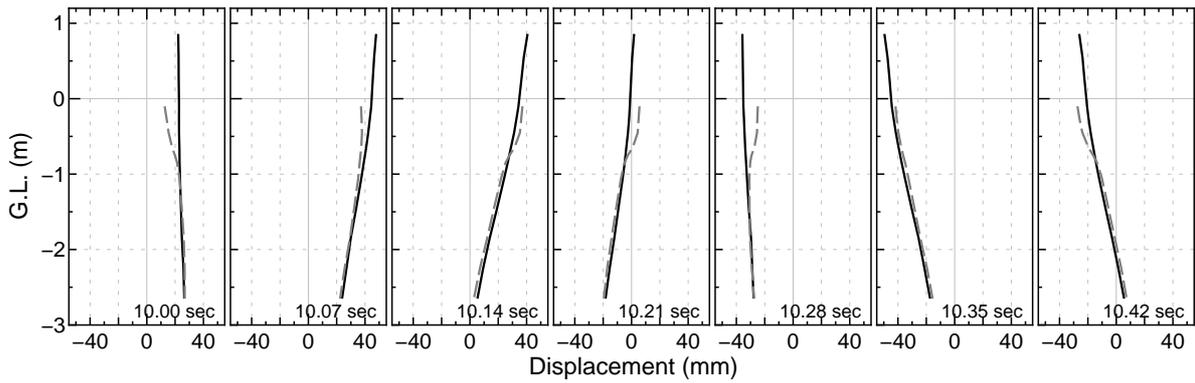
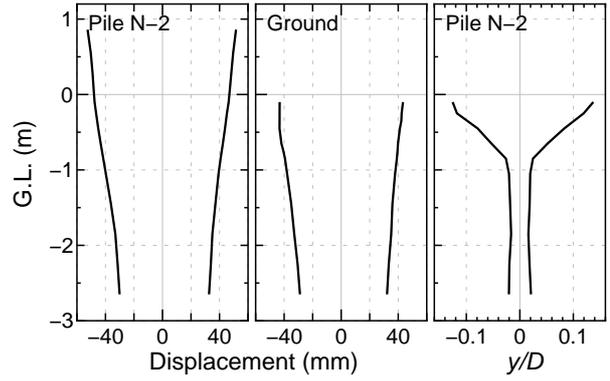
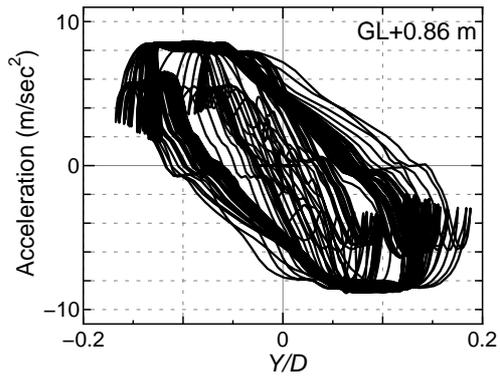
9. Sinusoidal wave, 400 gal, Weight M, (Run 1-11)



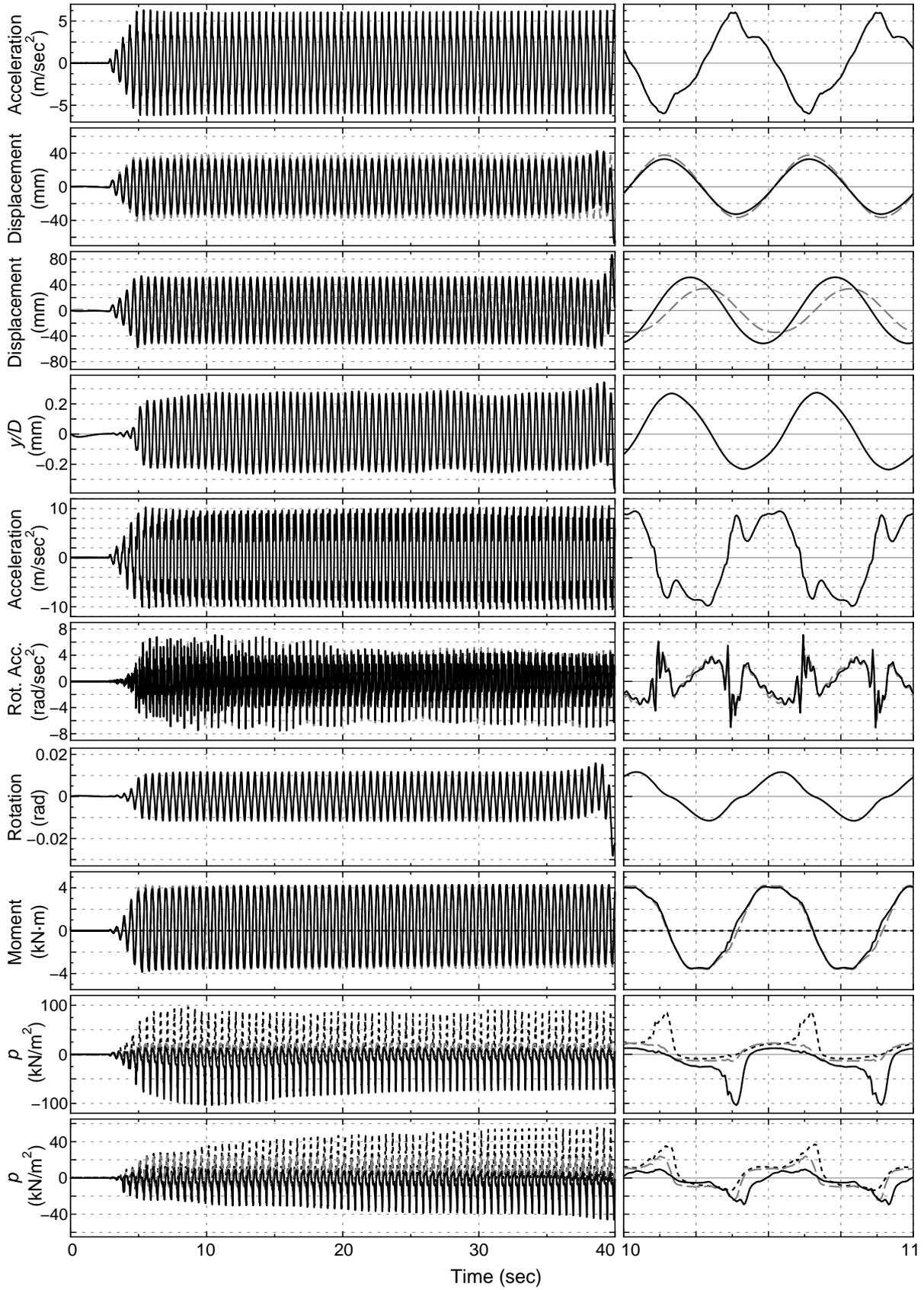


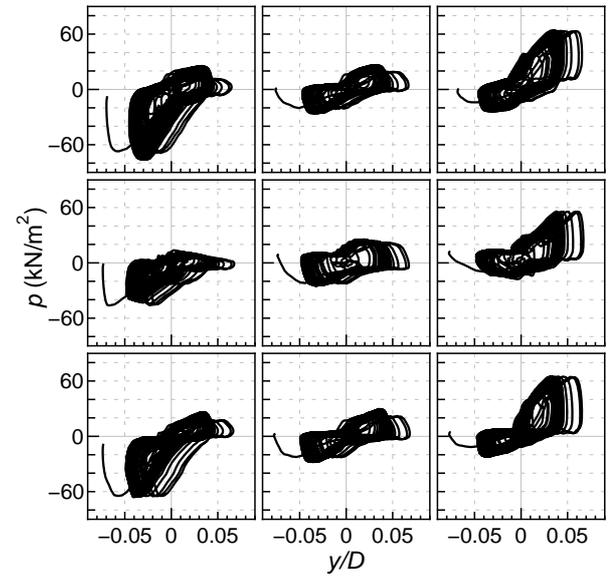
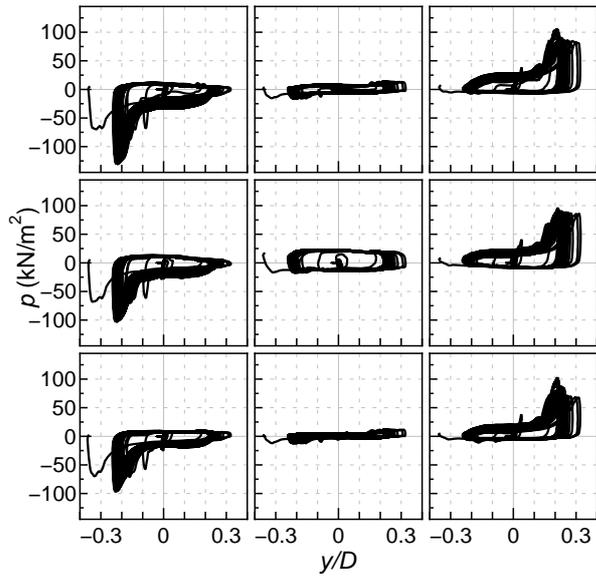
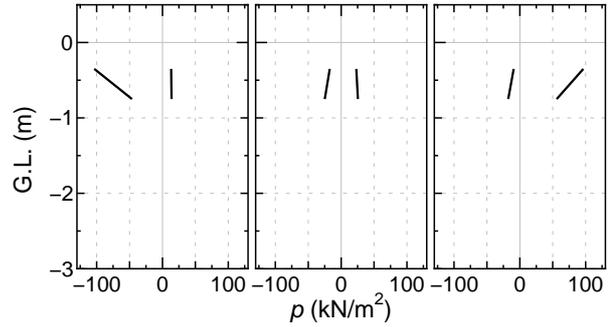
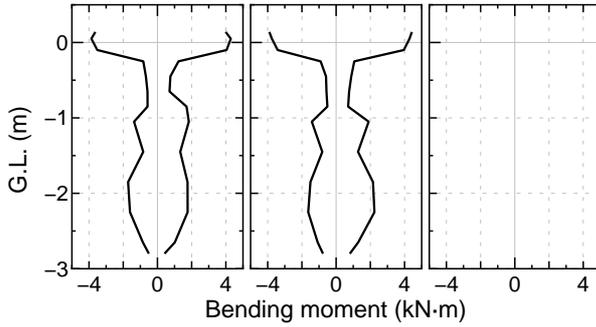
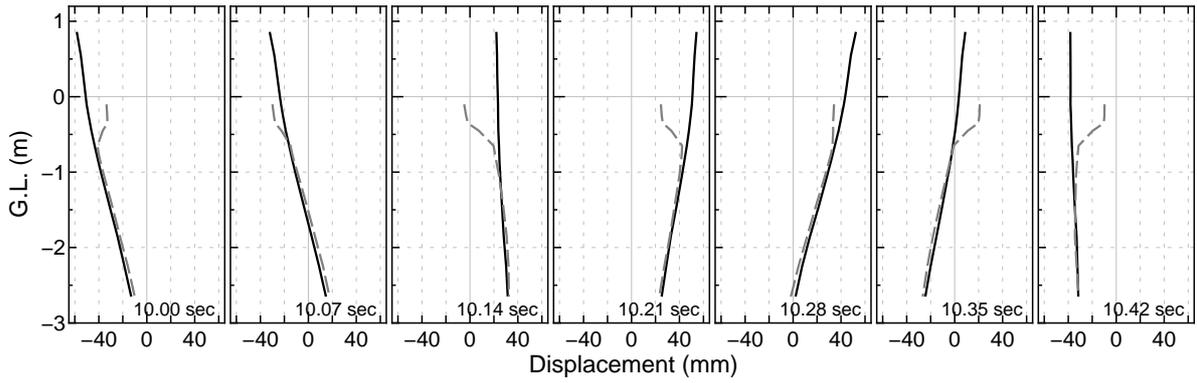
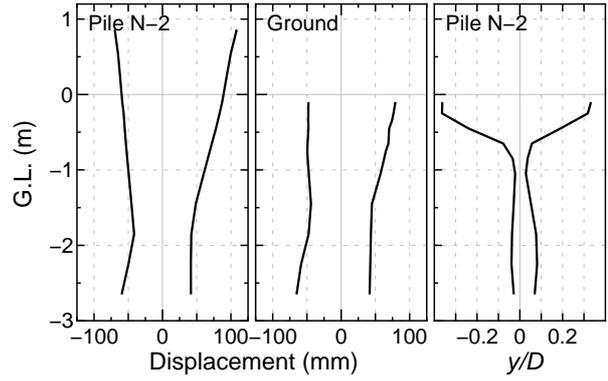
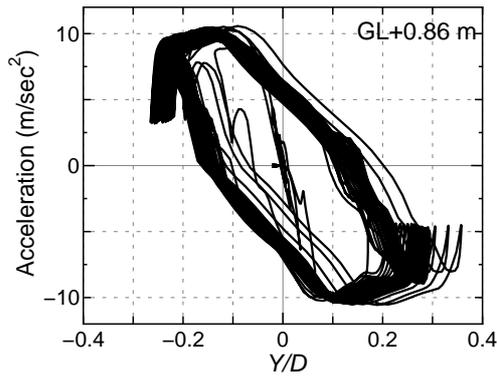
10. Sinusoidal wave, 500 gal, Weight M, (Run 1-12)



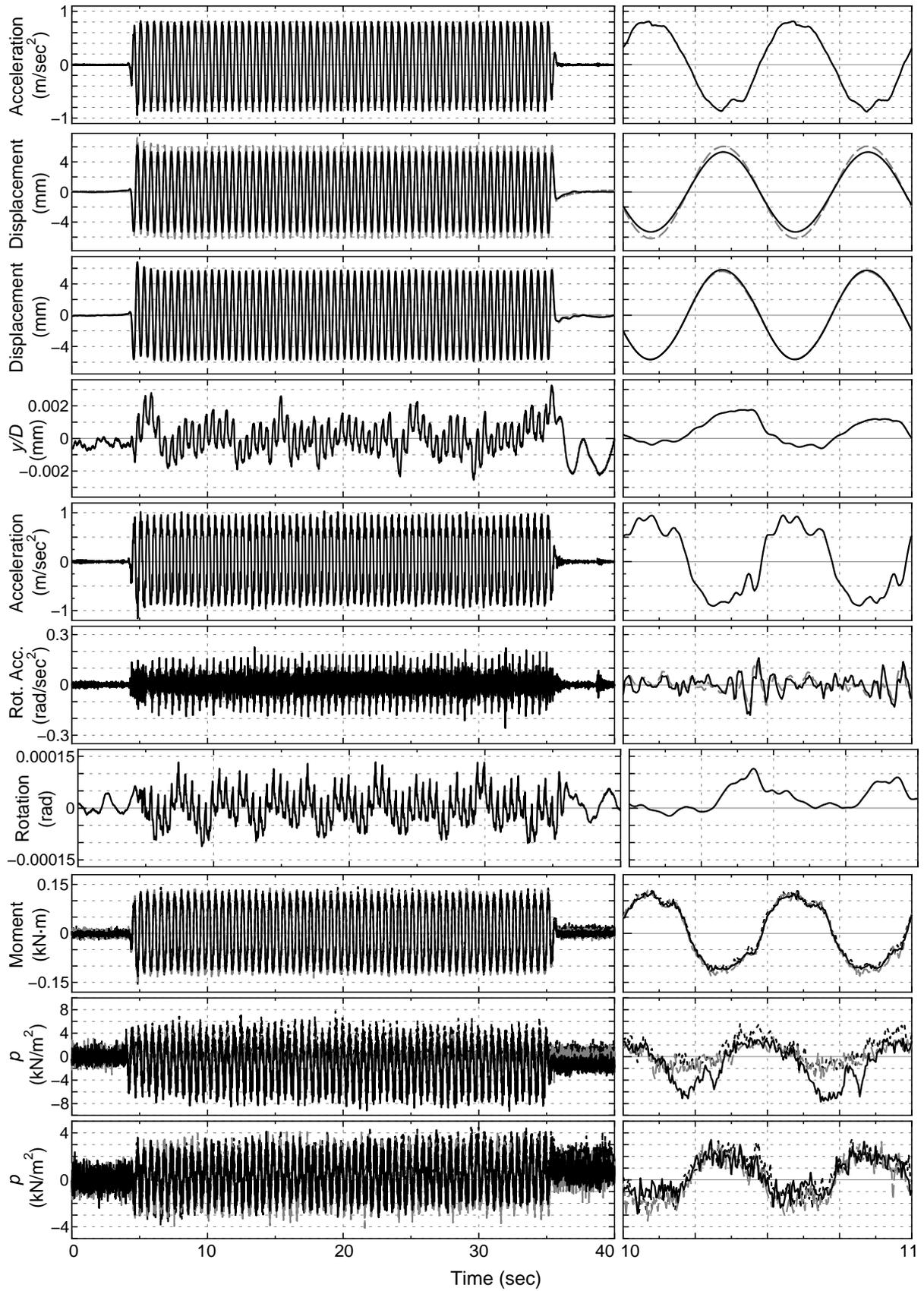


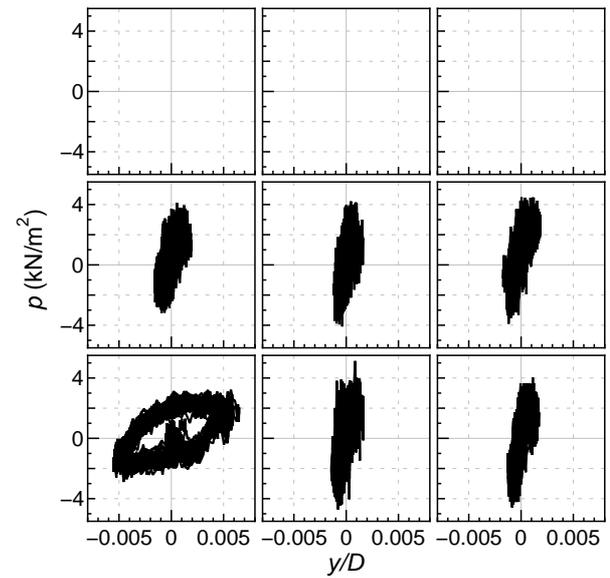
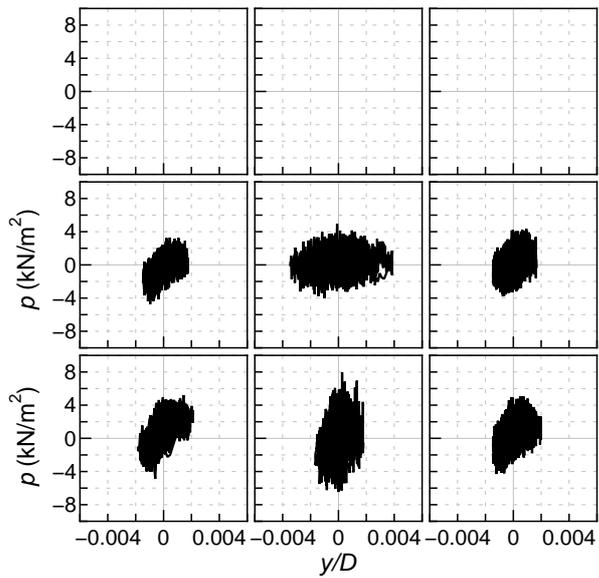
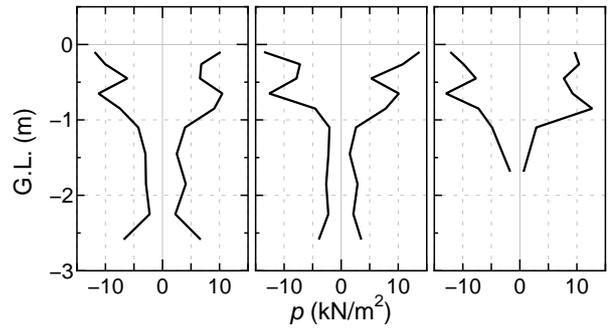
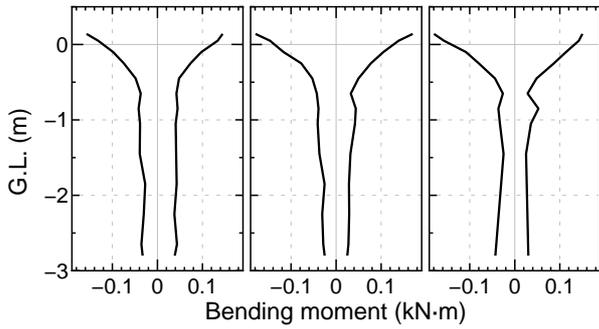
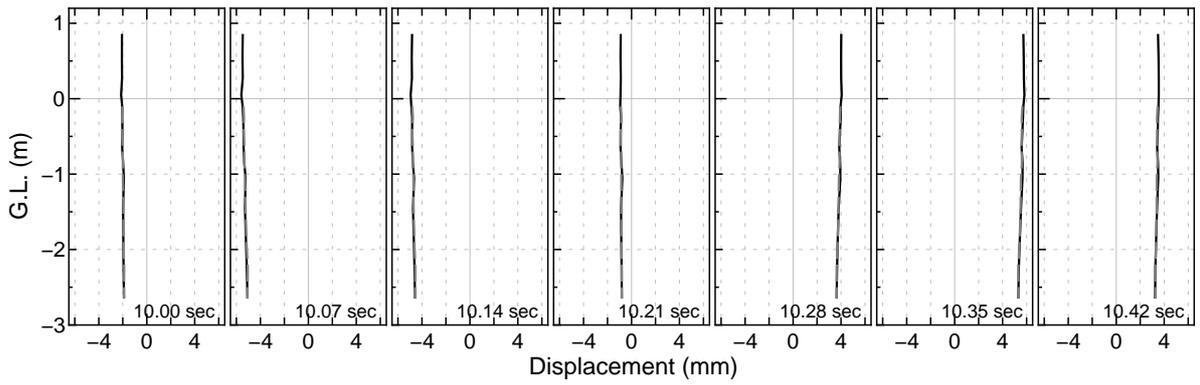
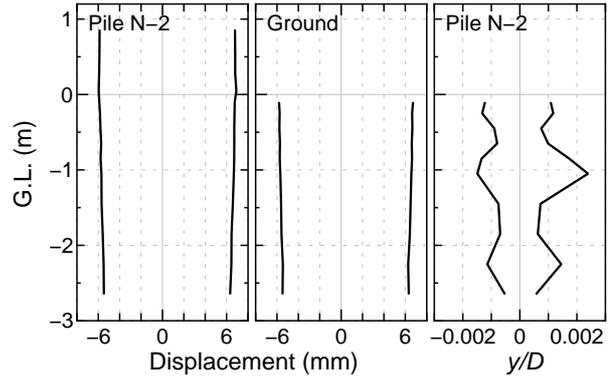
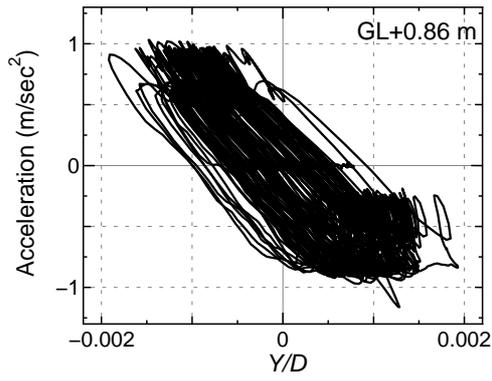
11. Sinusoidal wave, 600 gal, Weight M, (Run 1-13)



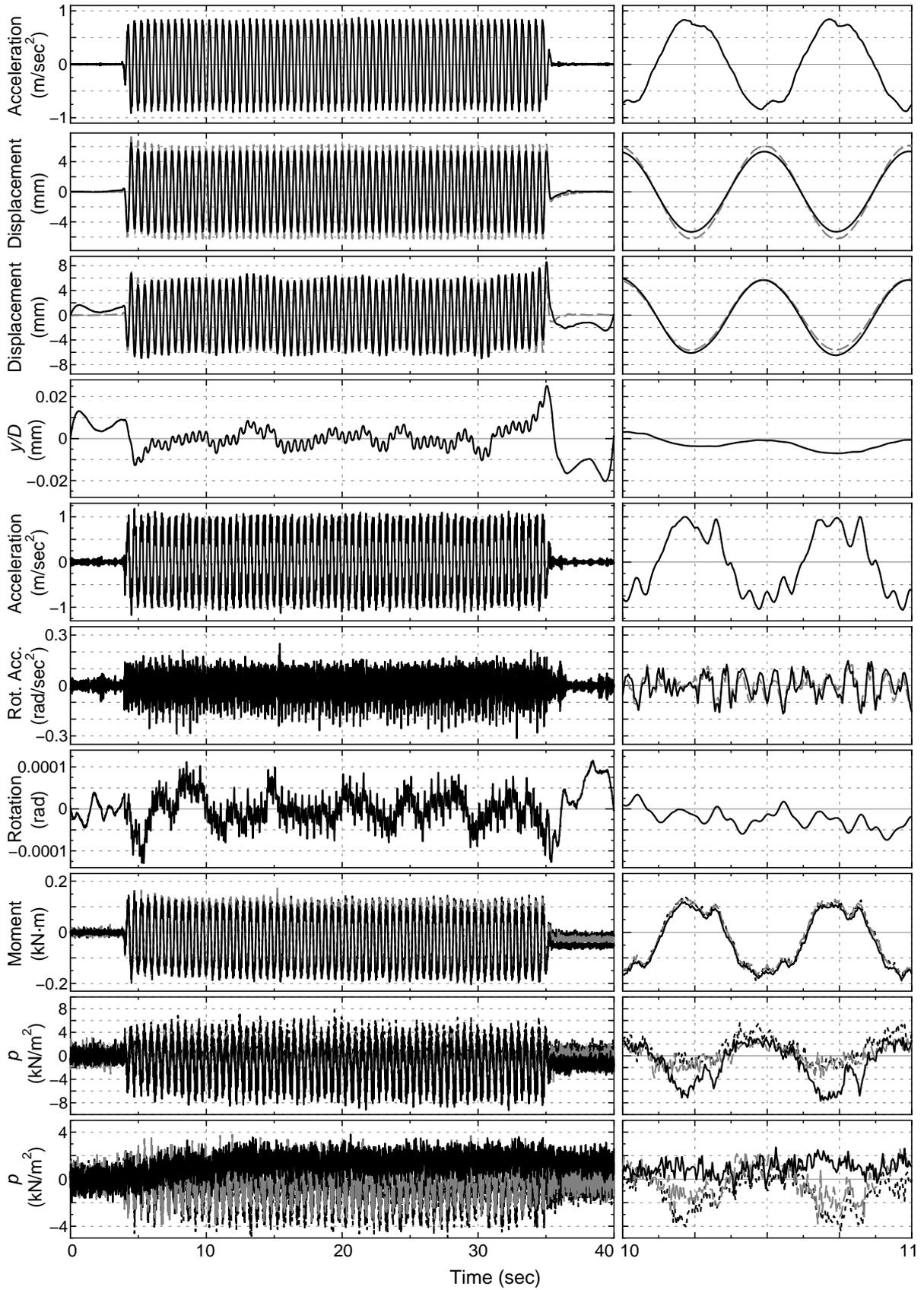


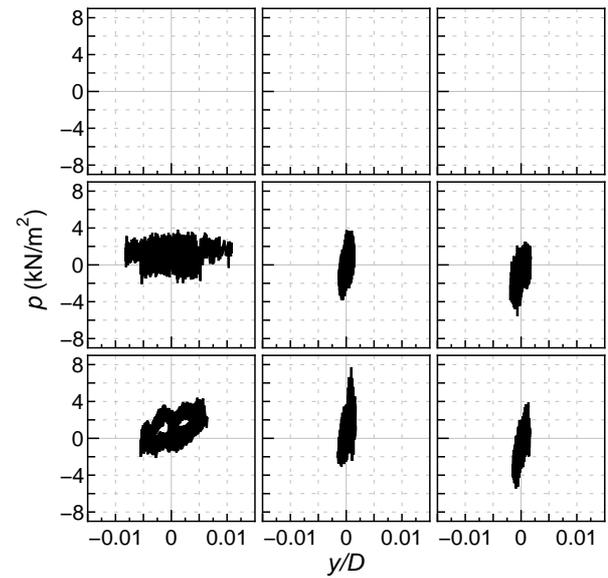
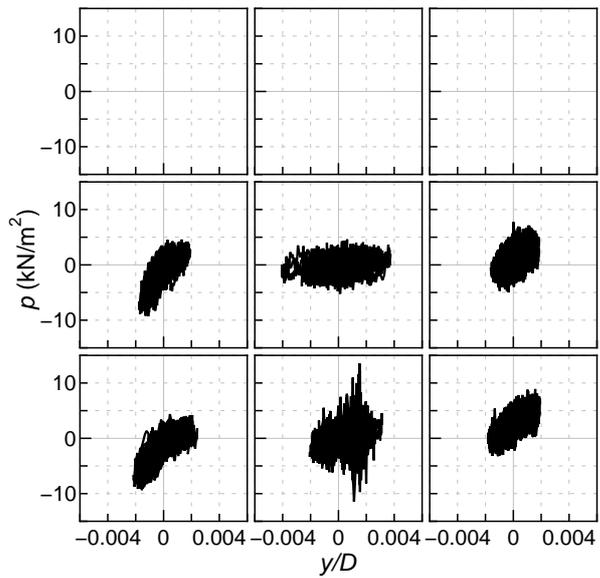
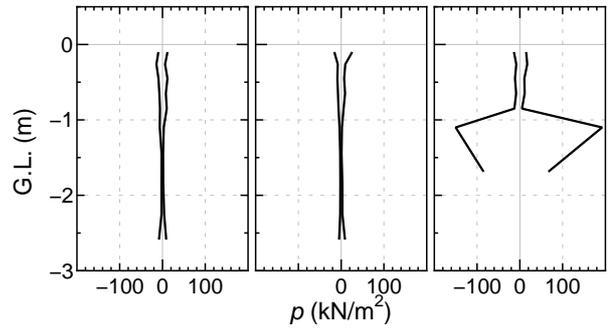
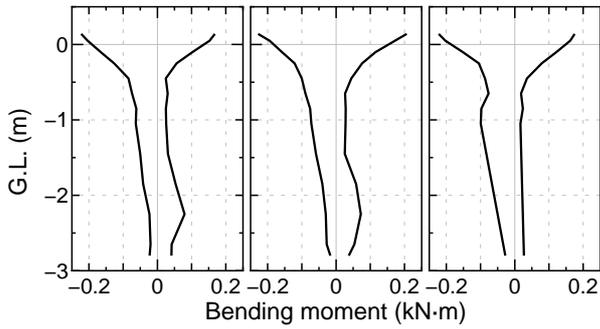
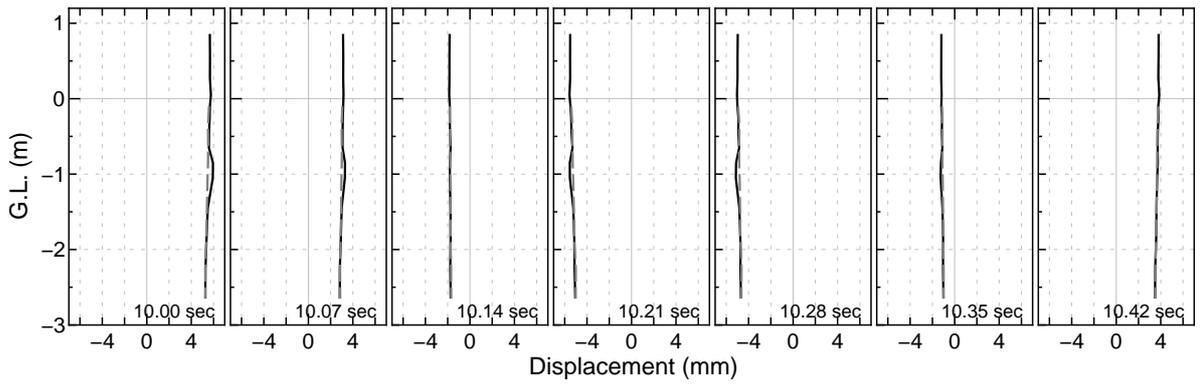
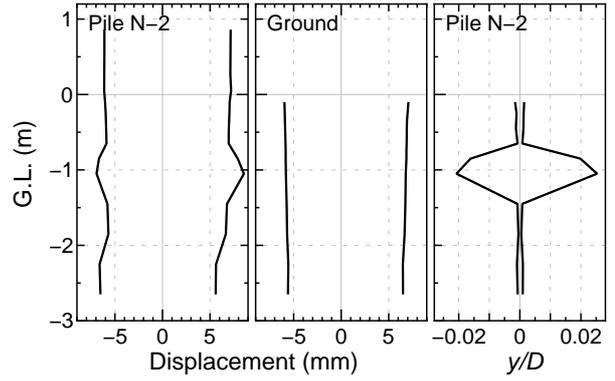
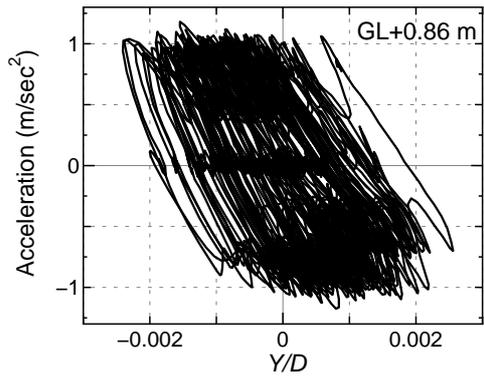
12. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight M, (Run 2-02)



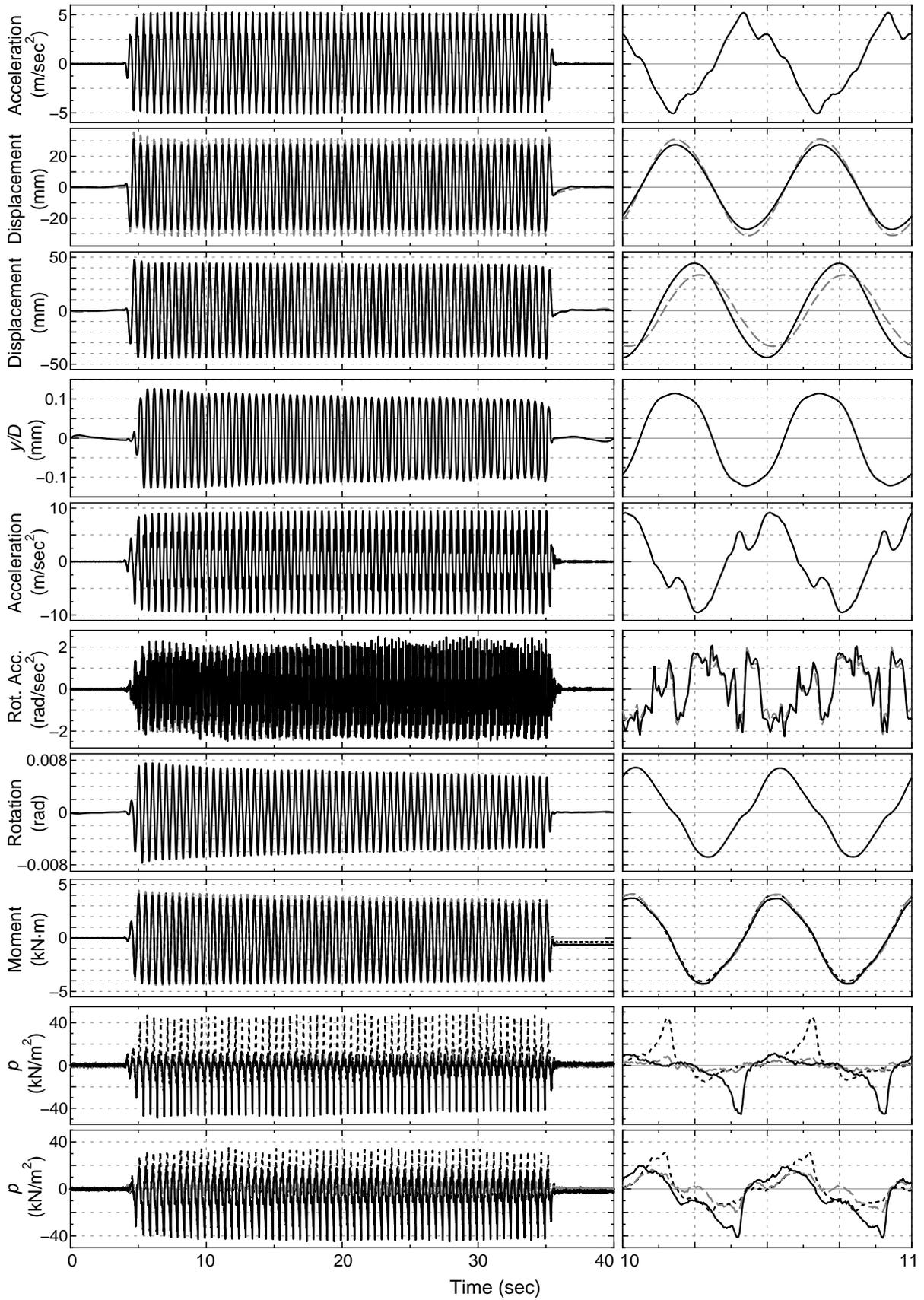


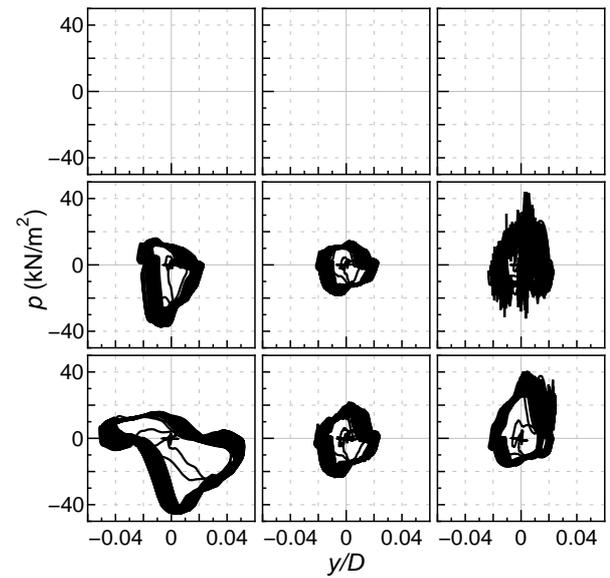
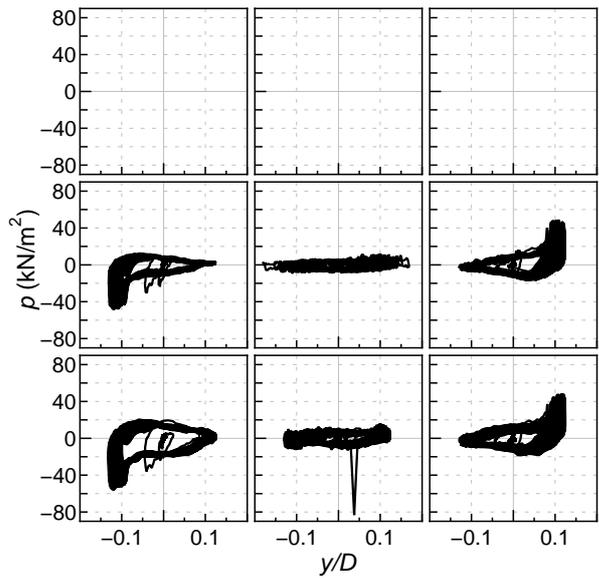
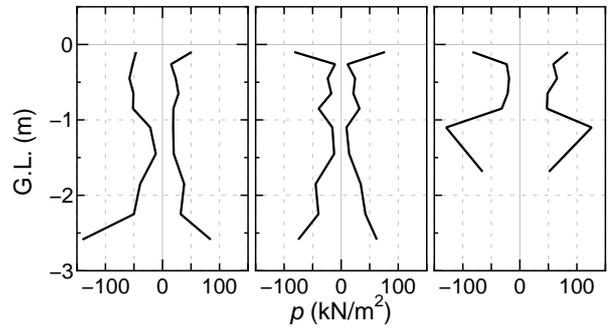
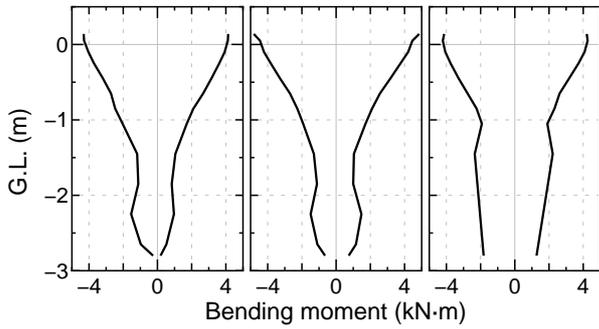
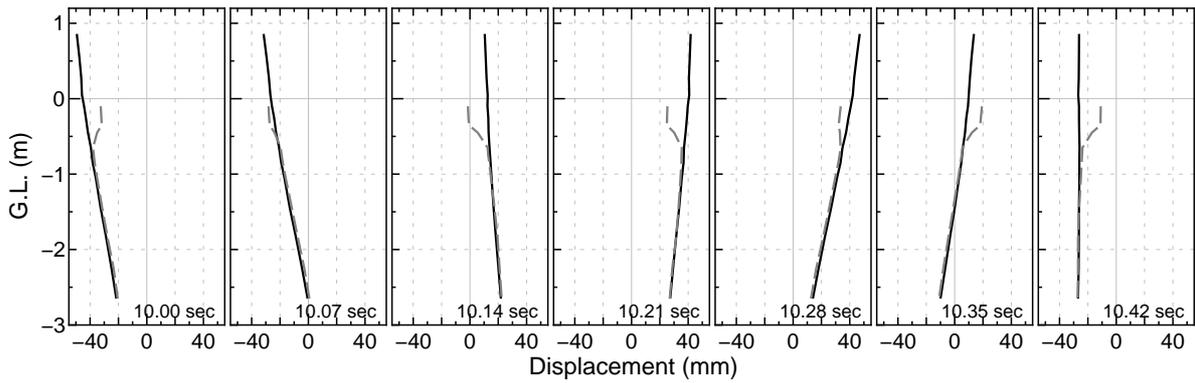
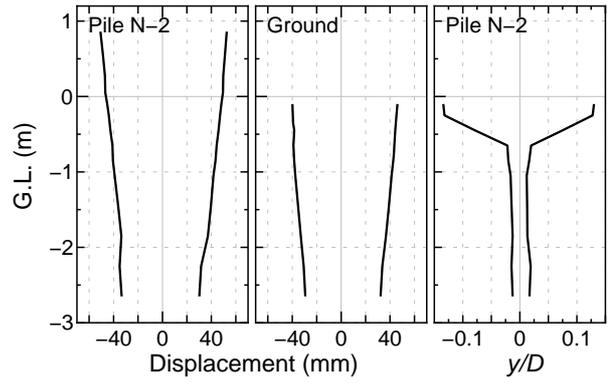
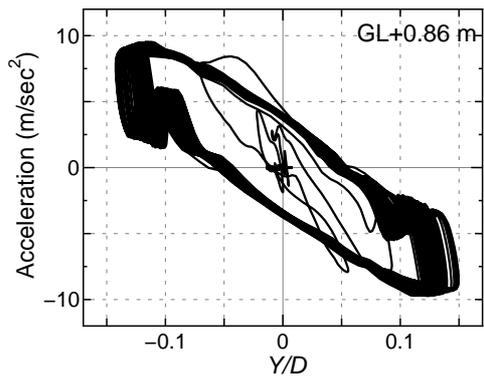
13. Sinusoidal wave, 100 gal, Weight M, (Run 2-13)



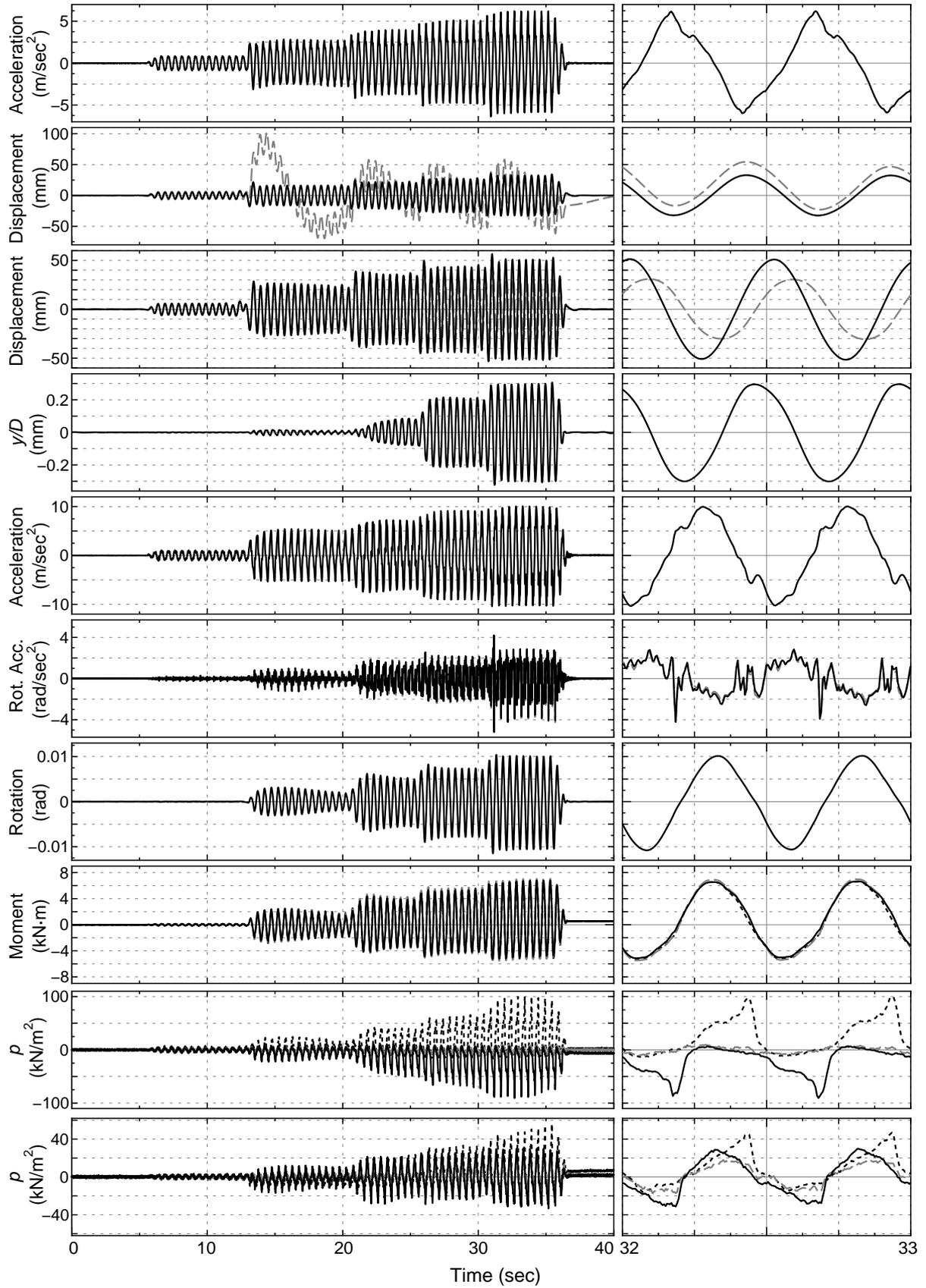


14. Sinusoidal wave, 500 gal, Weight M, (Run 2-12)

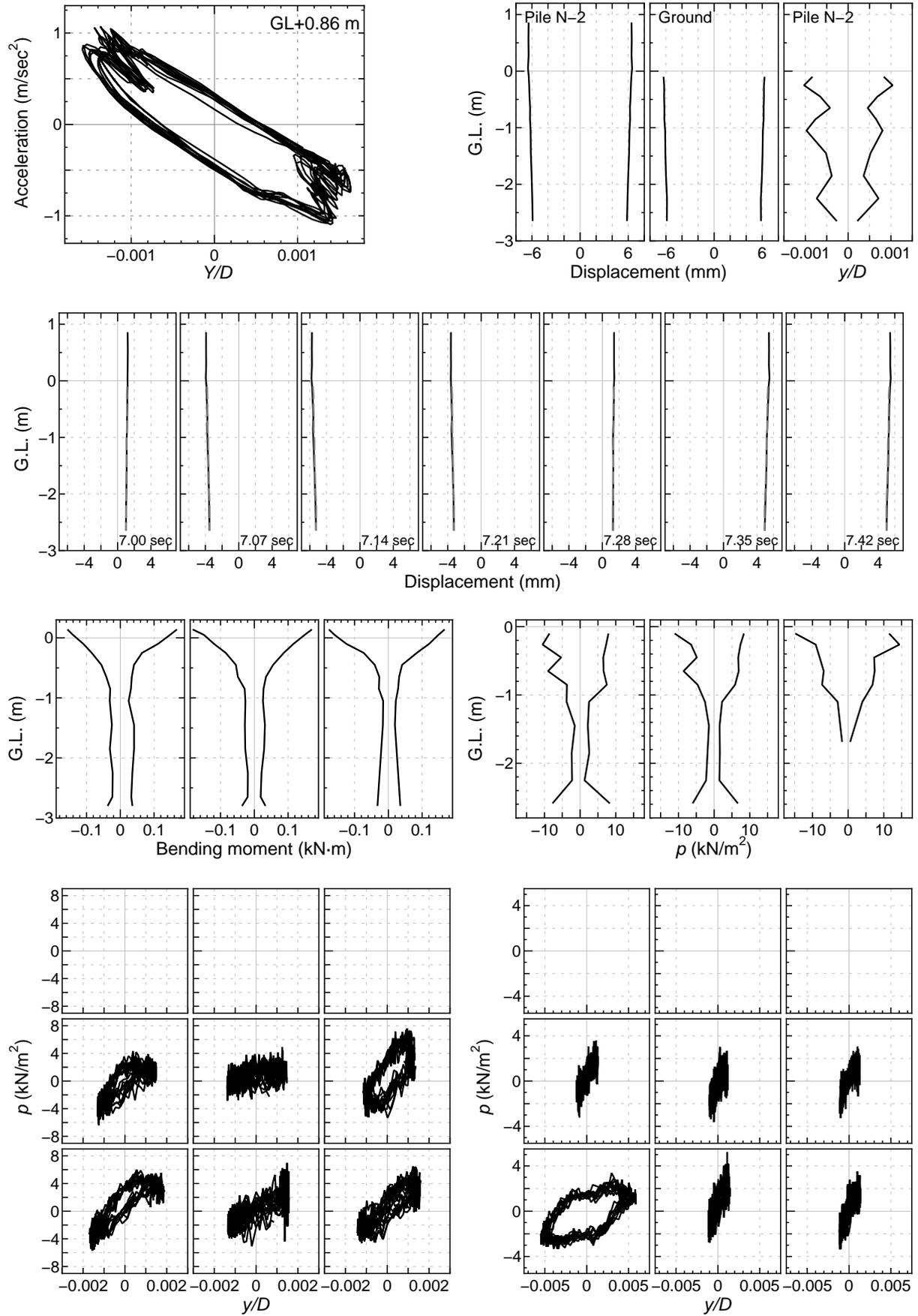




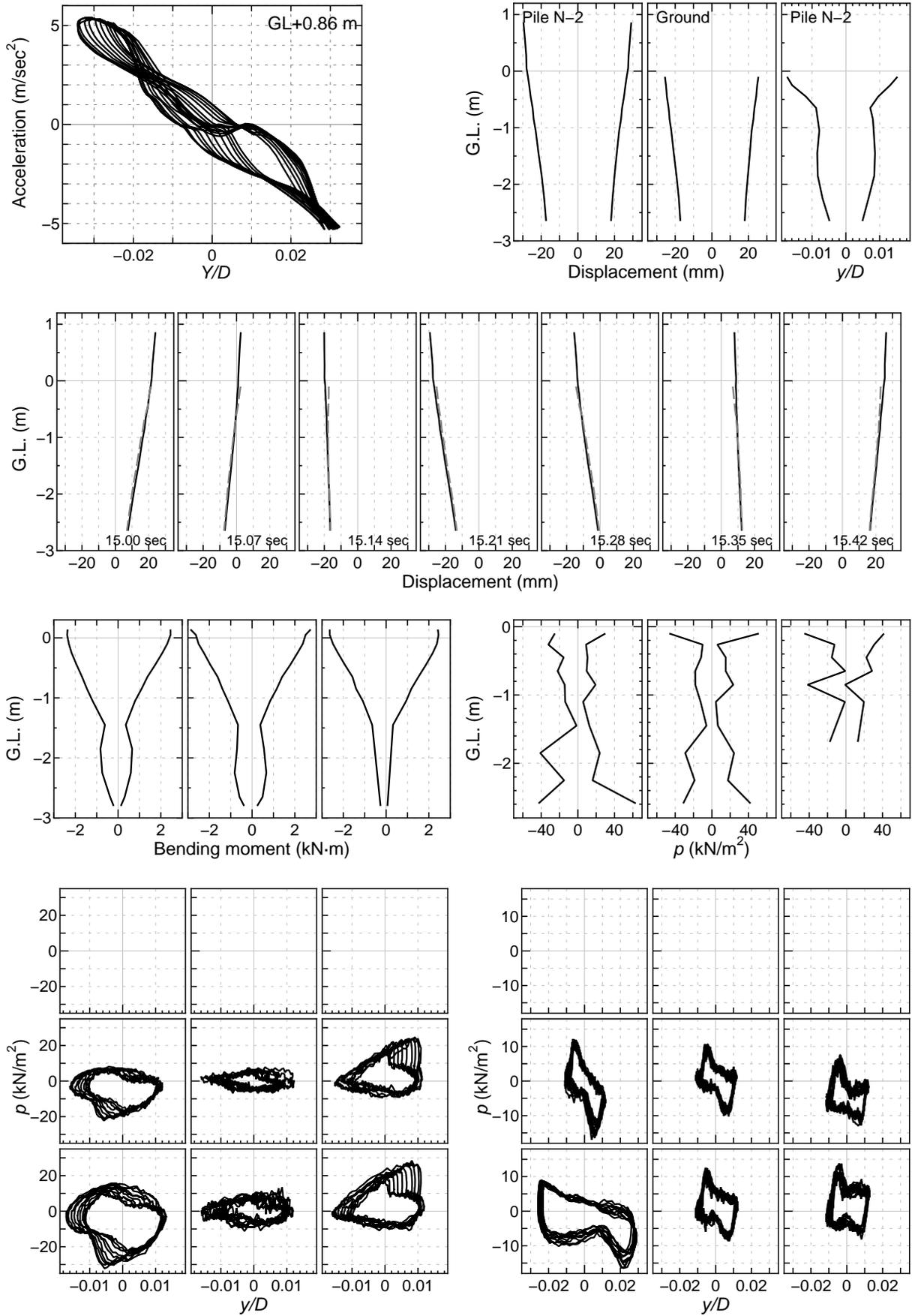
15. Increasing wave, 100~600 gal, Weight M, (Run 2-6)



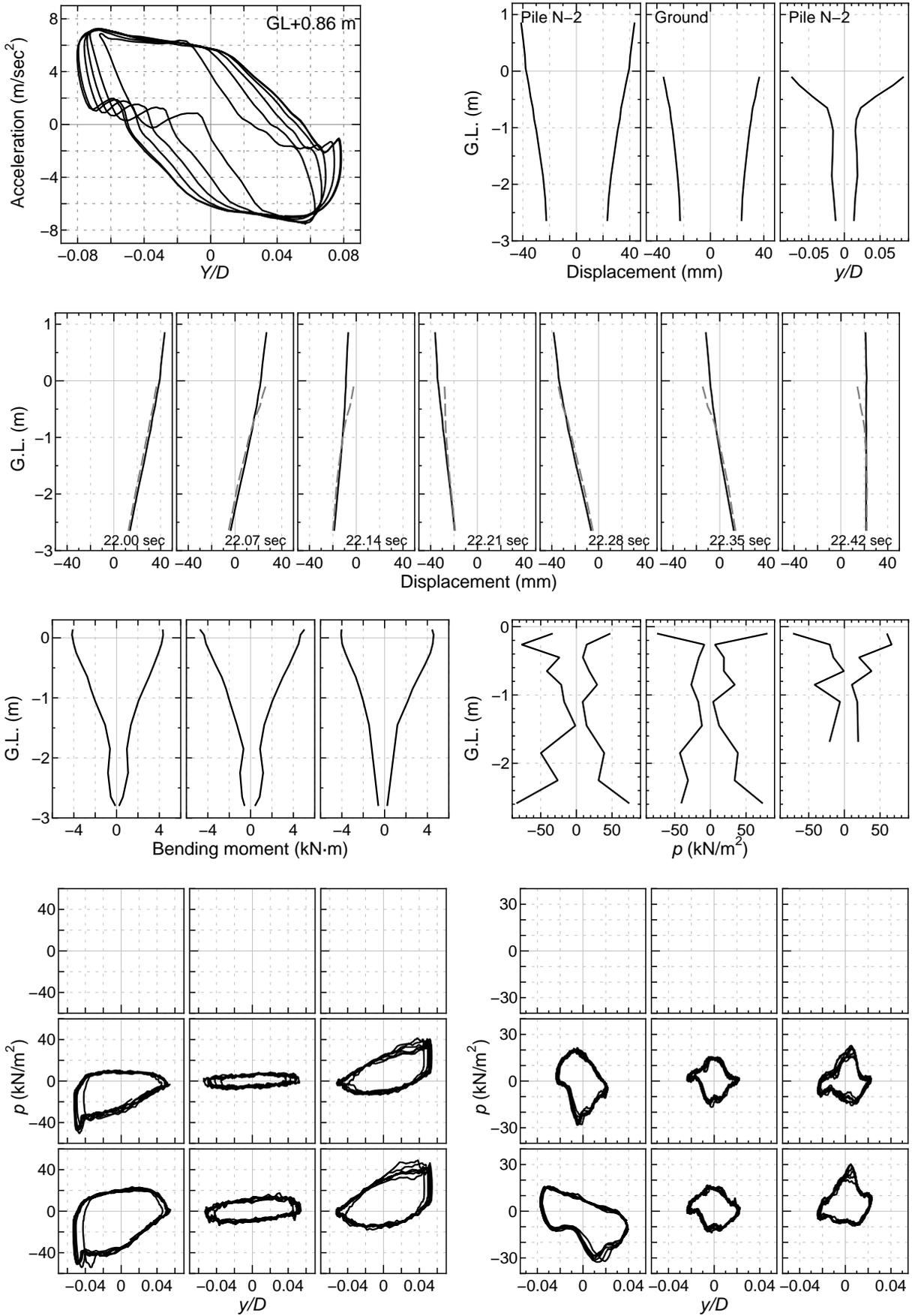
15.1 Increasing wave, 100 gal, Weight M, (Run 2-6, 7~12 sec)



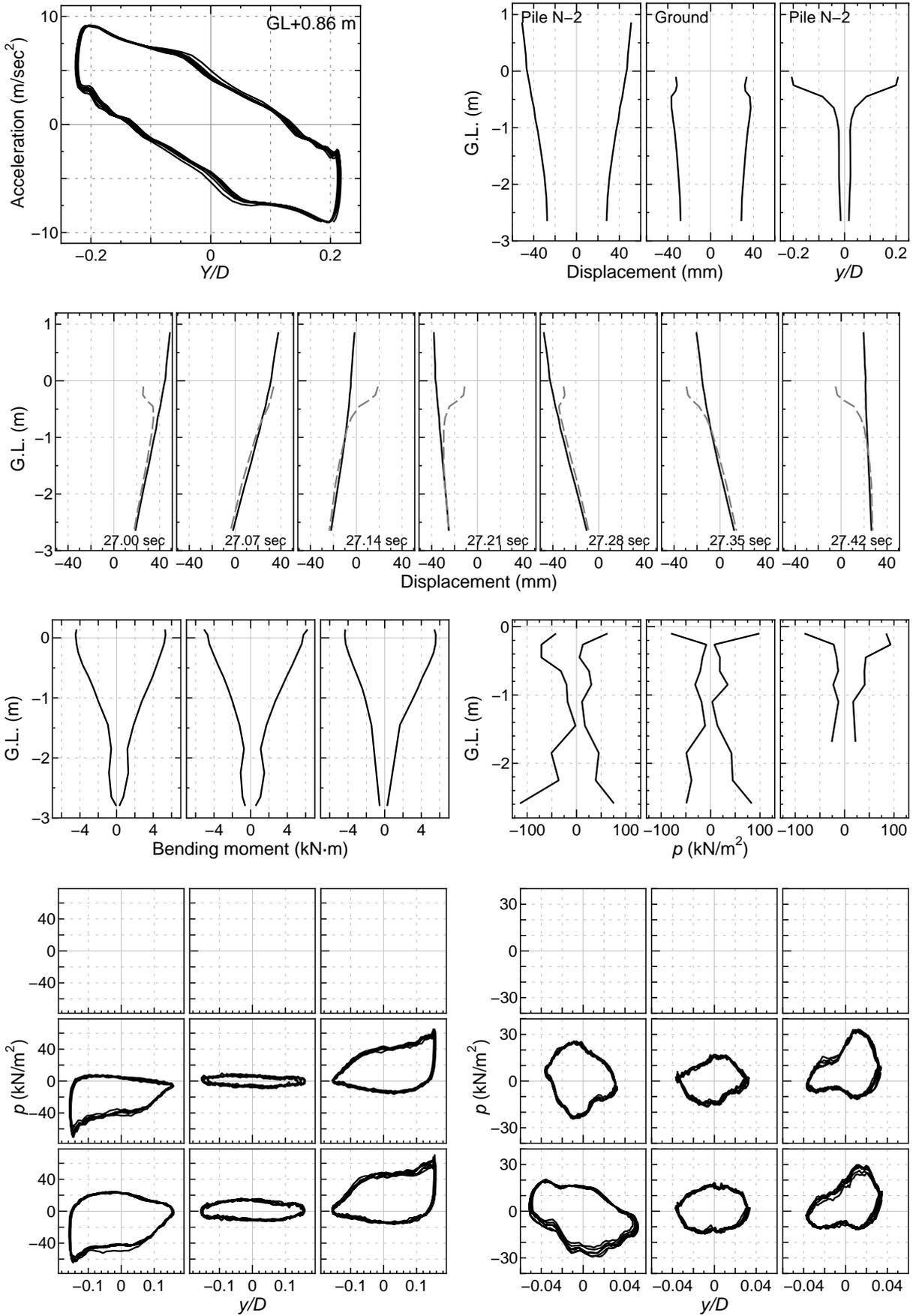
15.2 Increasing wave, 300 gal, Weight M, (Run 2-6, 15~20 sec)



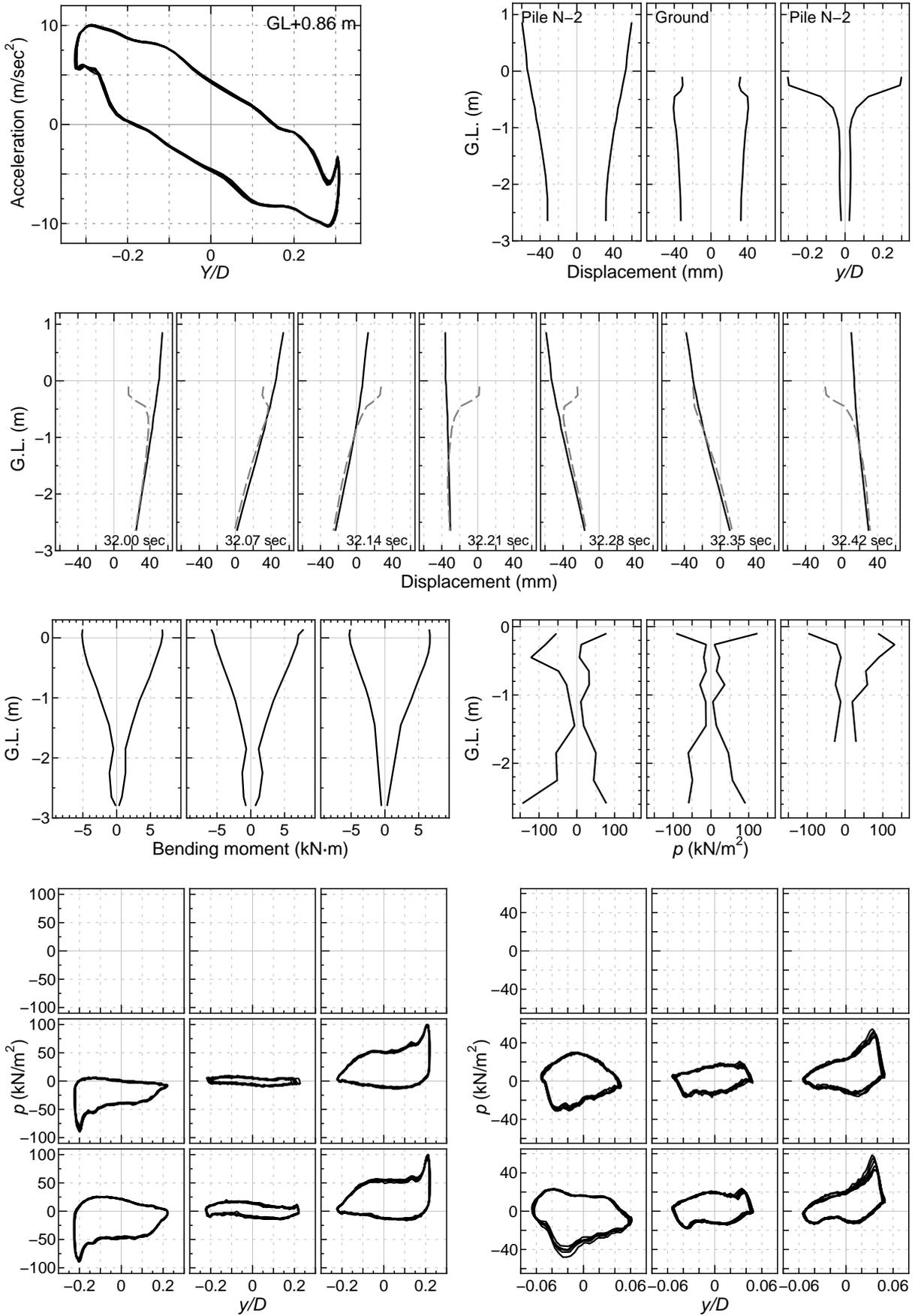
15.3 Increasing wave, 400 gal, Weight M, (Run 2-6, 22~25 sec)



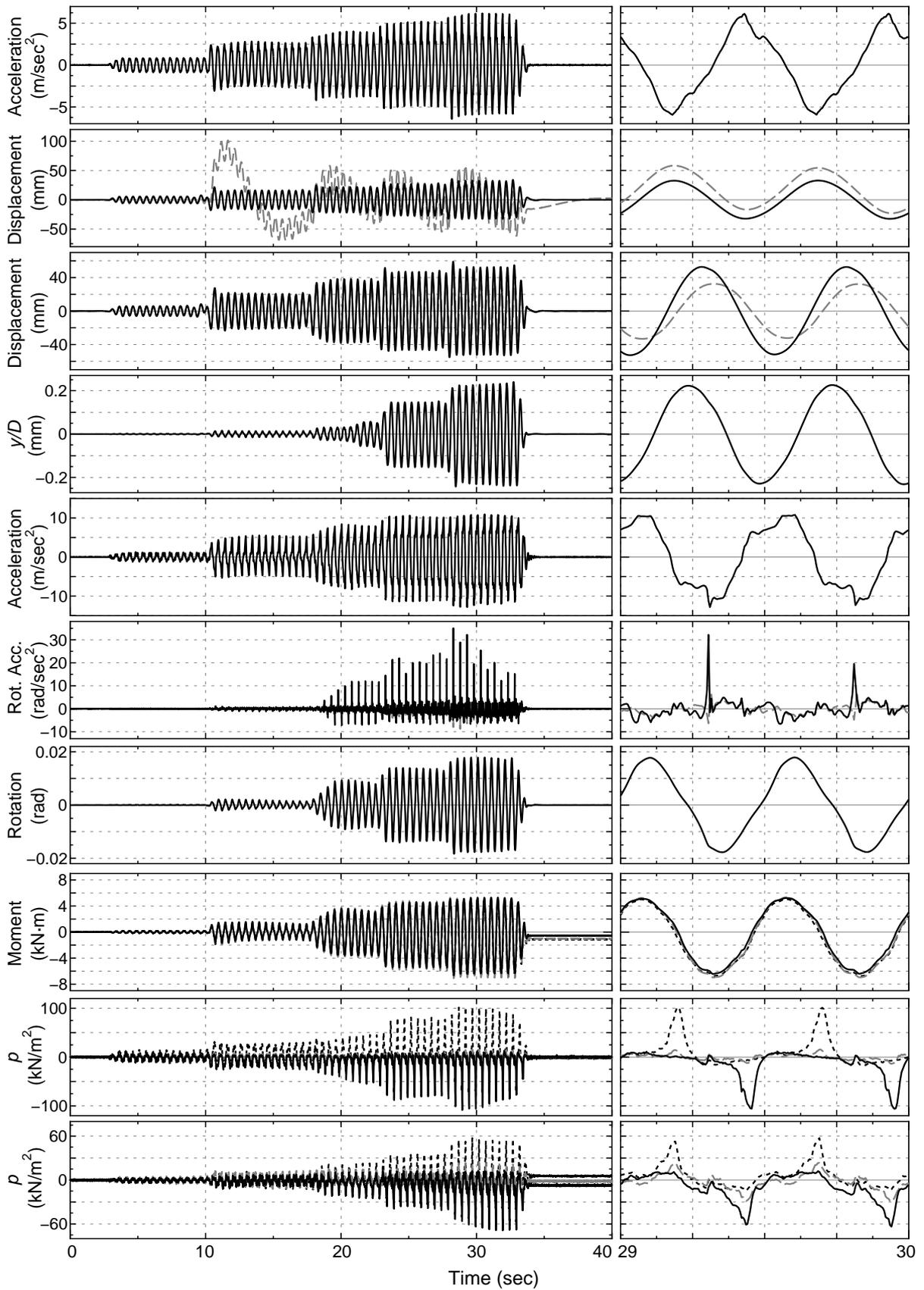
15.4 Increasing wave, 500 gal, Weight M, (Run 2-6, 27~30 sec)



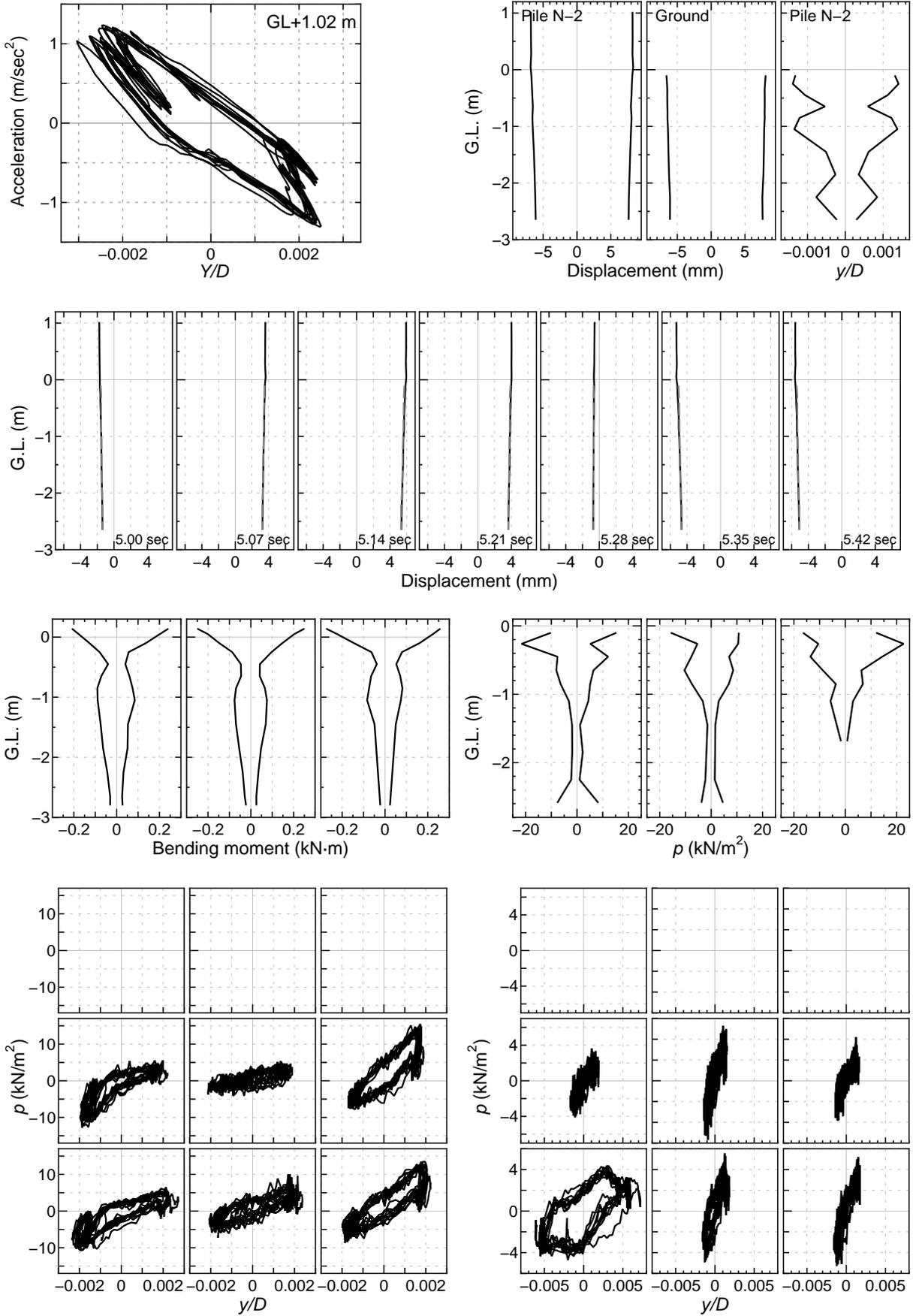
15.5 Increasing wave, 600 gal, Weight M, (Run 2-6, 32~35 sec)



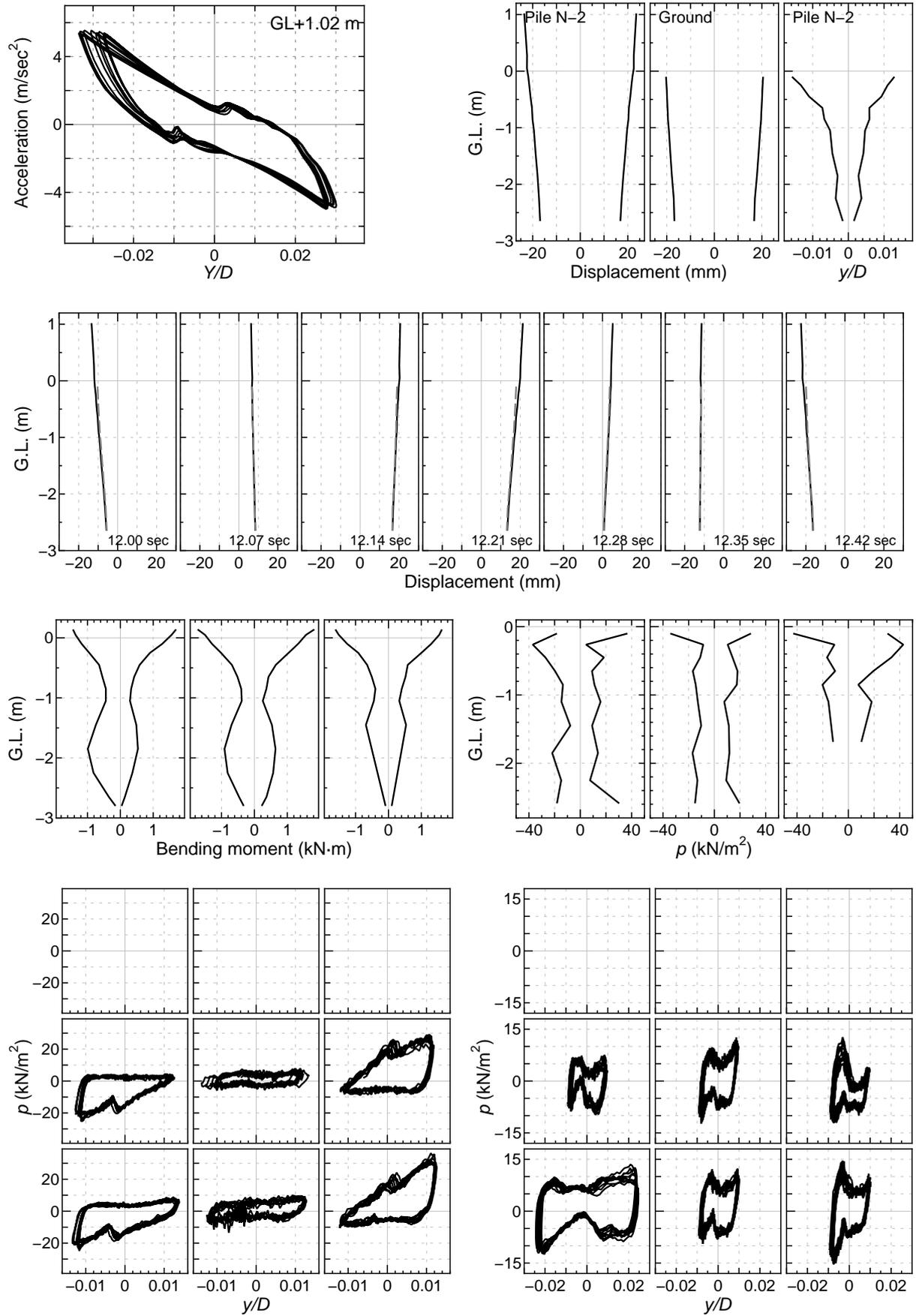
16. Increasing wave, 100~600 gal, Weight H, (Run 2-10)



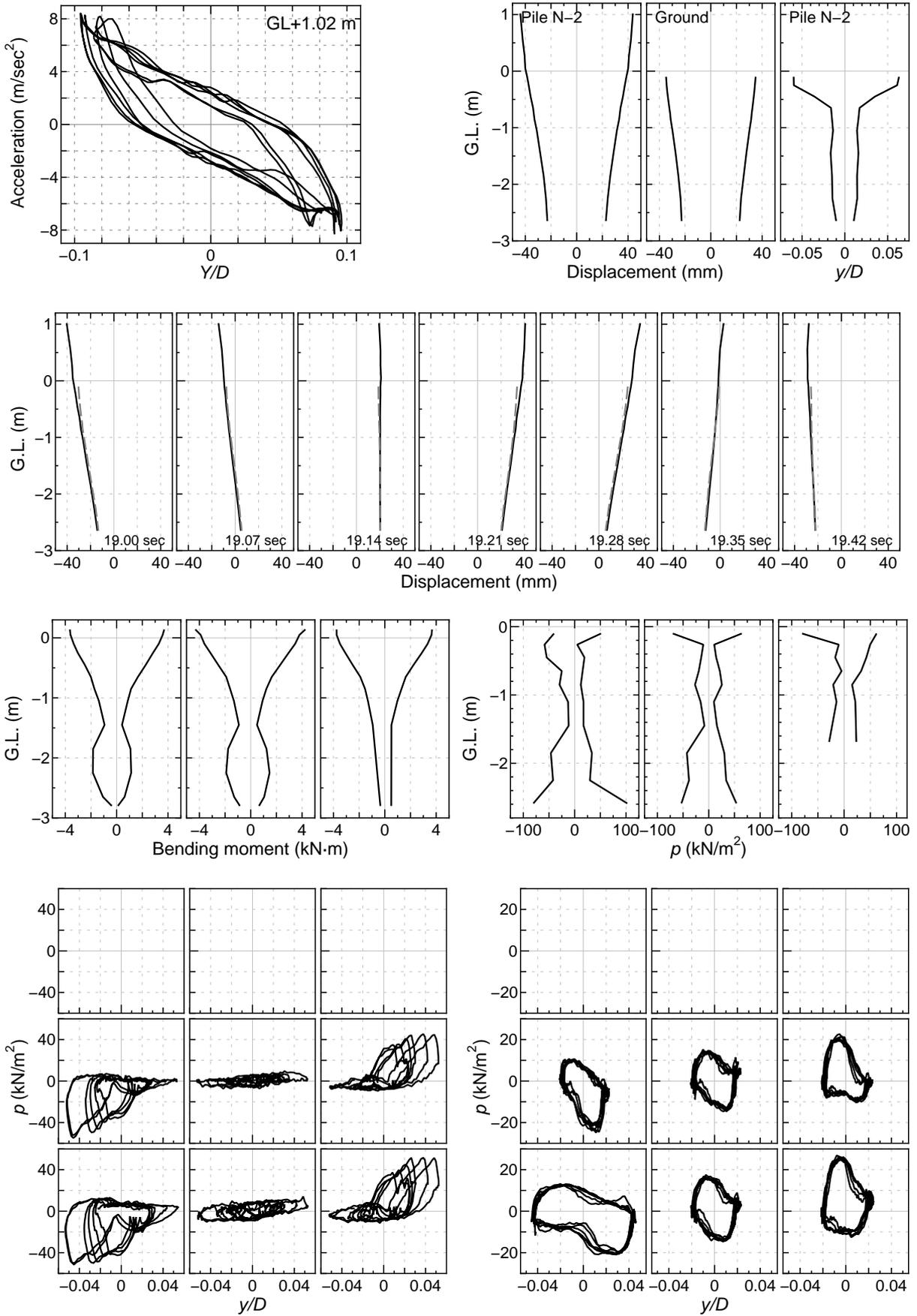
16.1 Increasing wave, 100 gal, Weight H, (Run 2-10, 5~10 sec)



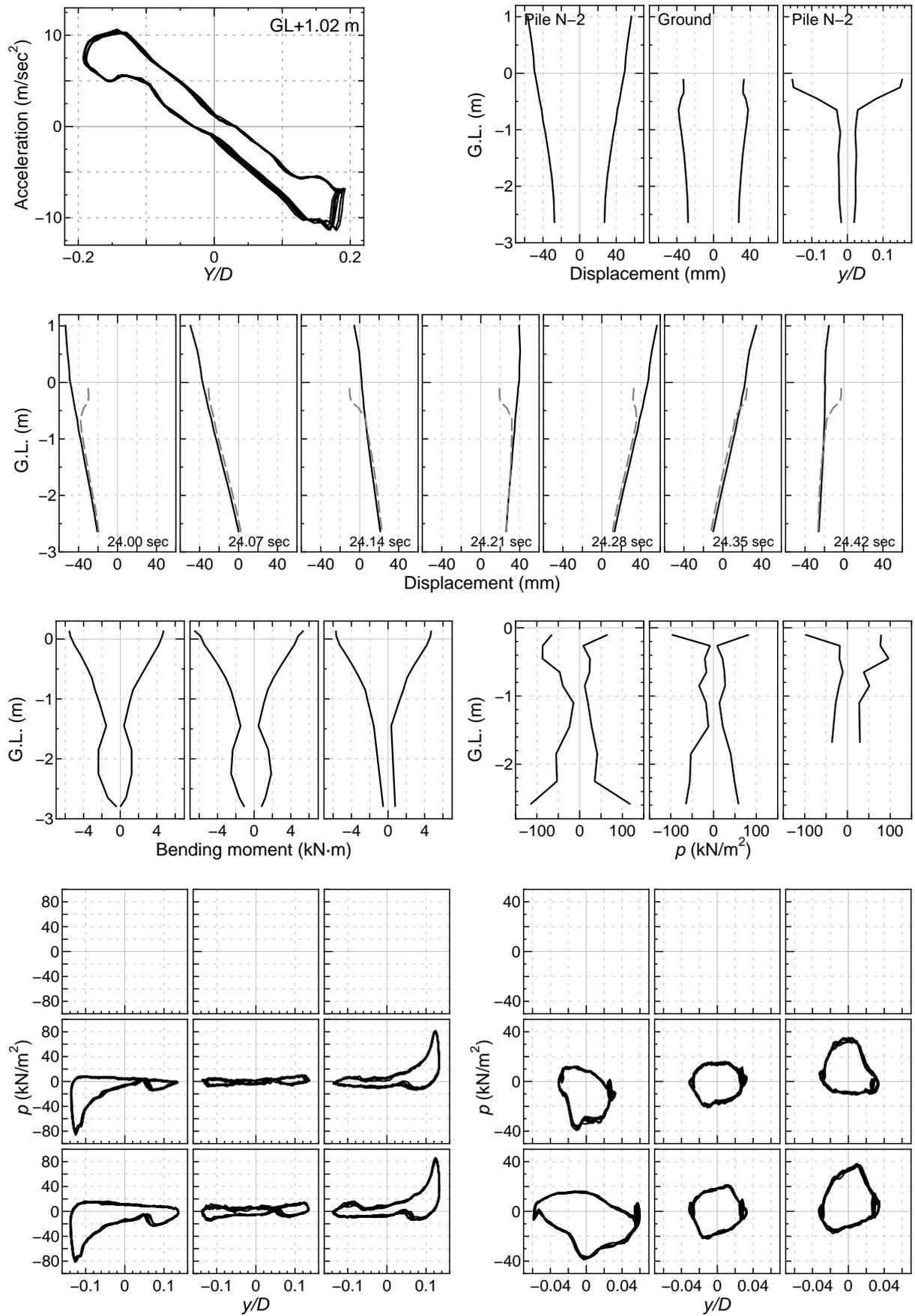
16.2 Increasing wave, 300 gal, Weight H, (Run 2-10, 12~17 sec)



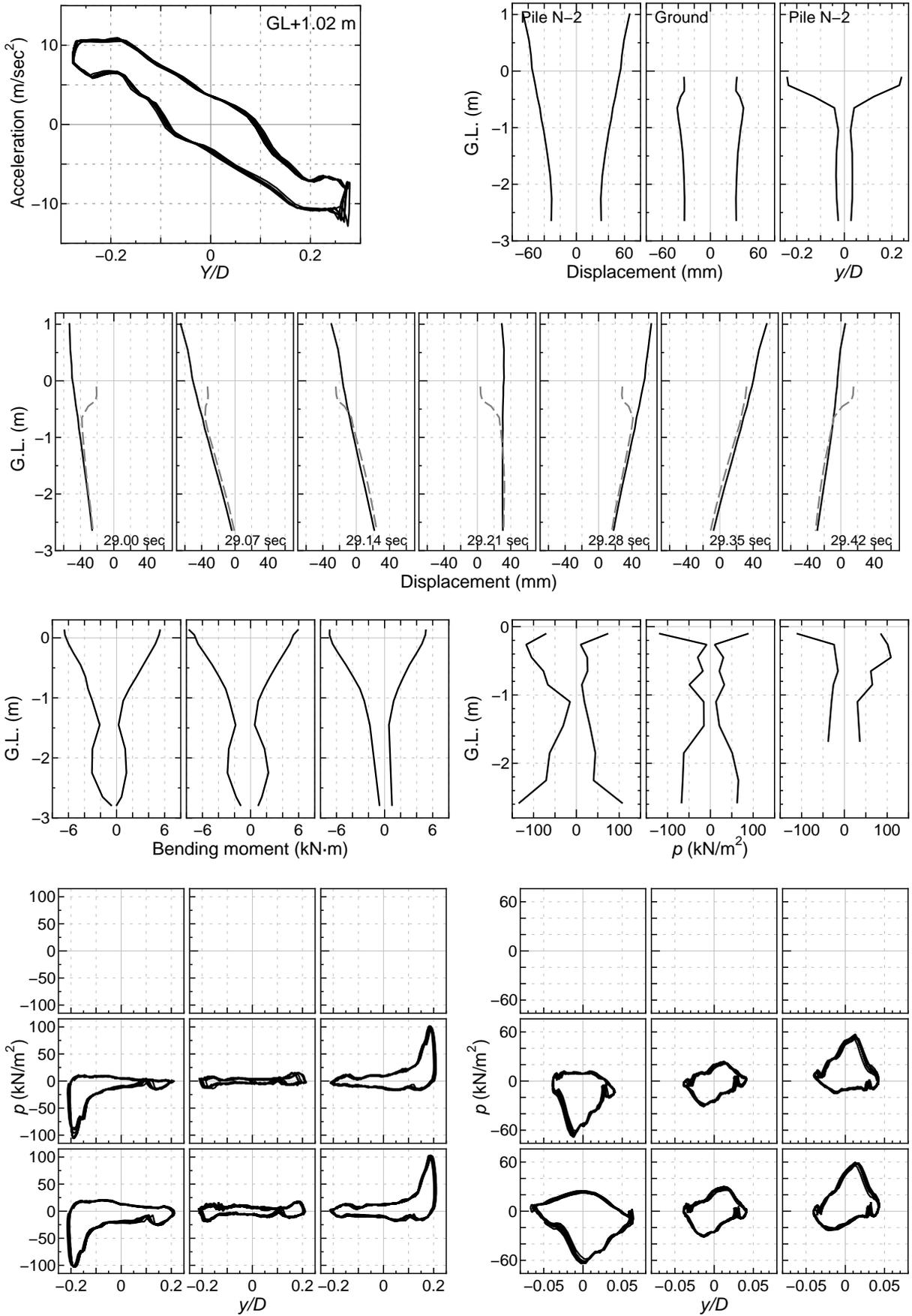
16.3 Increasing wave, 400 gal, Weight H, (Run 2-10, 19~22 sec)



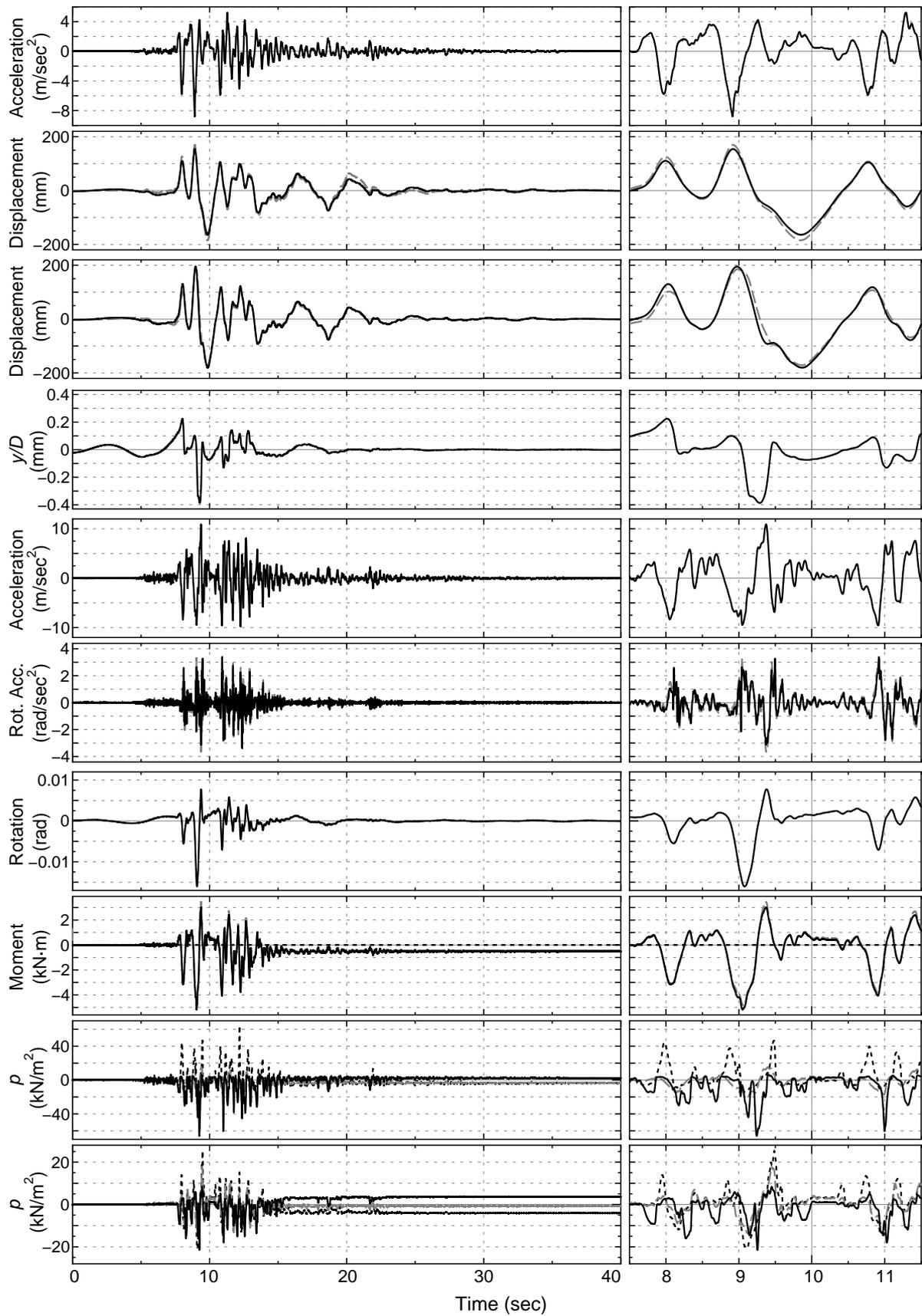
16.4 Increasing wave, 500 gal, Weight H, (Run 2-10, 24~27 sec)

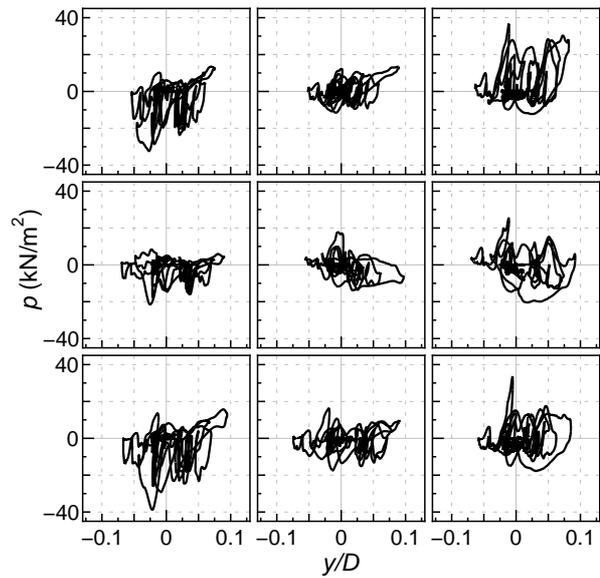
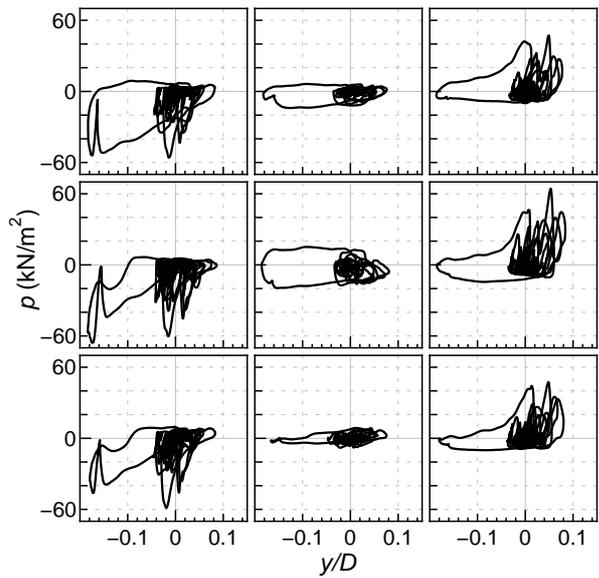
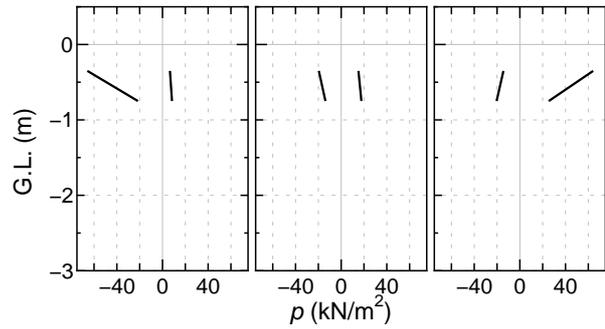
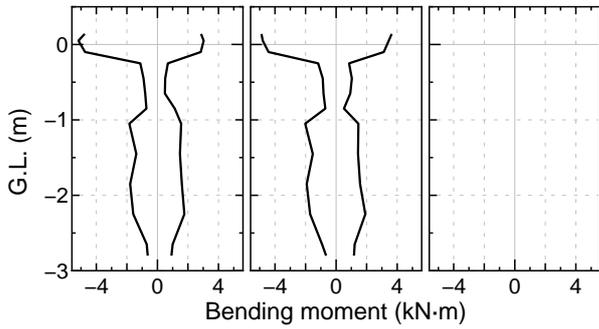
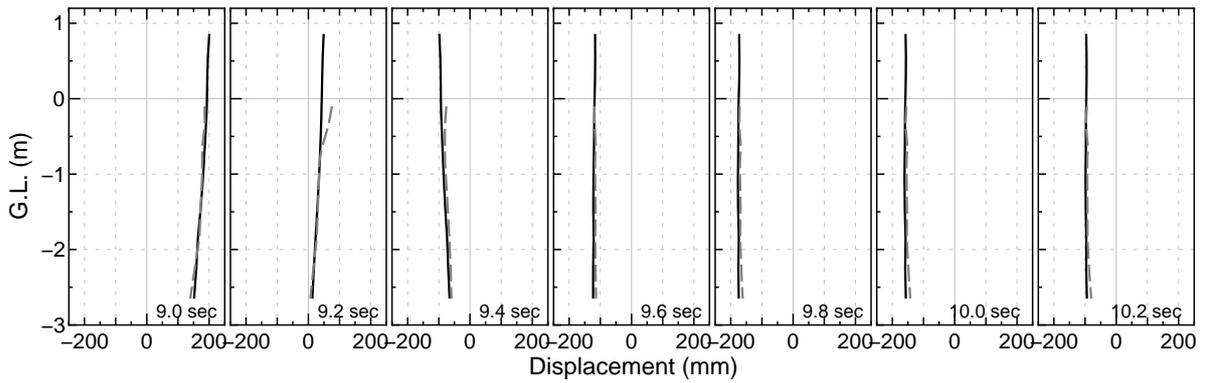
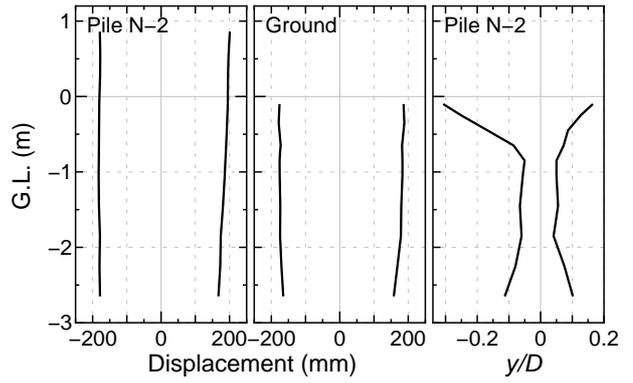
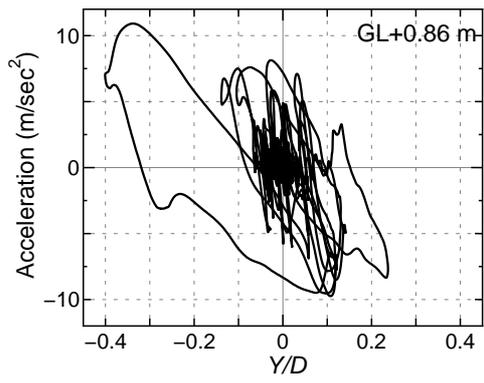


16.5 Increasing wave, 600 gal, Weight H, (Run 2-10, 29~32 sec)

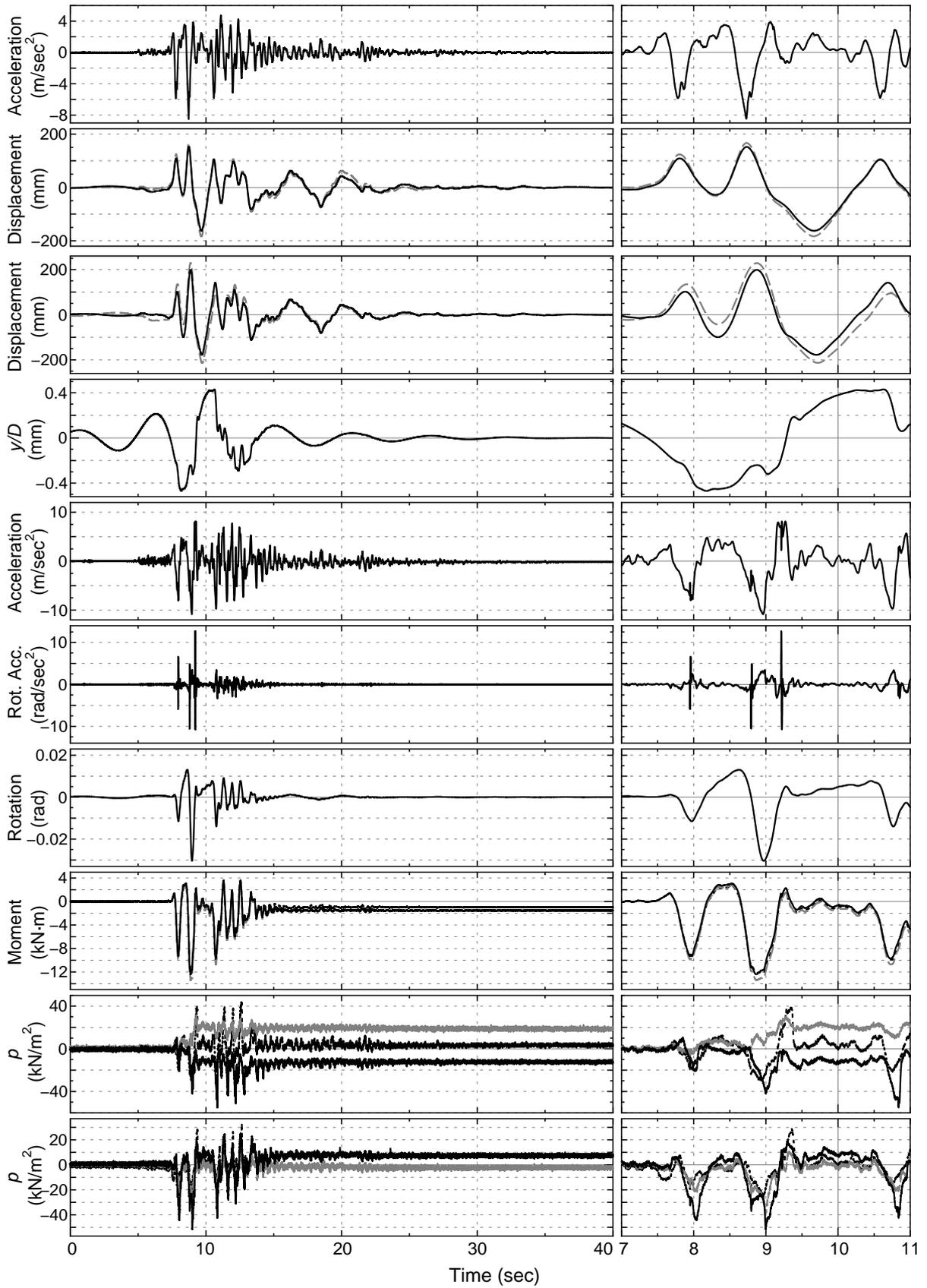


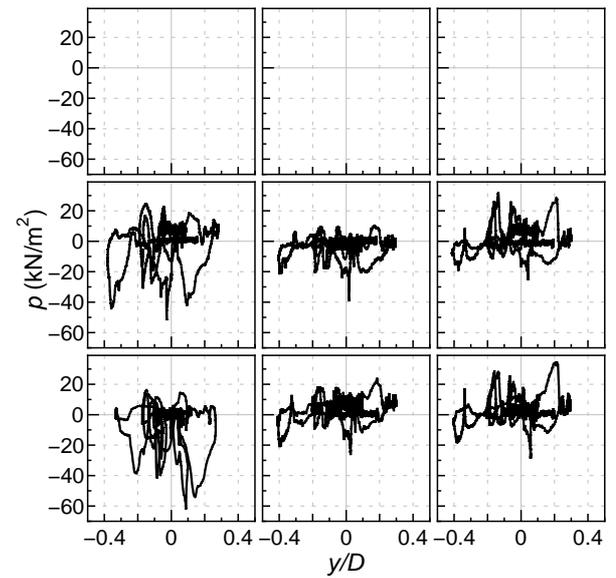
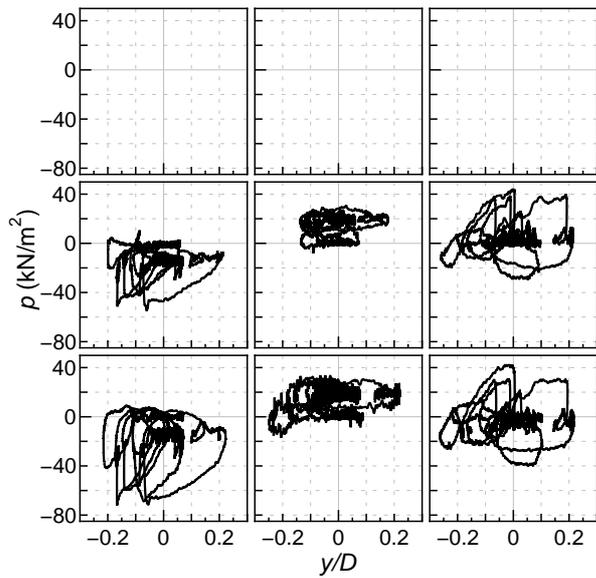
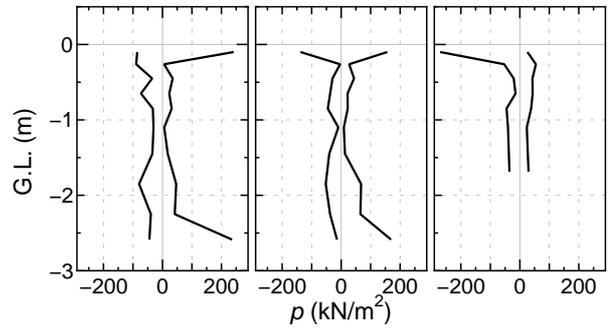
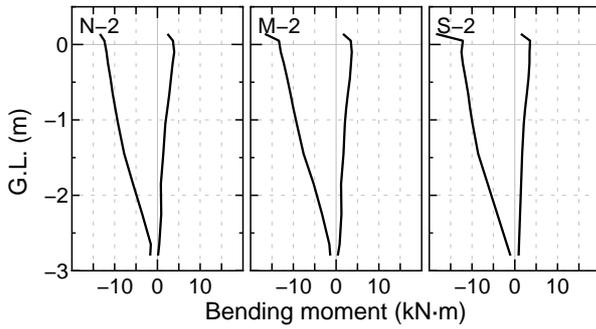
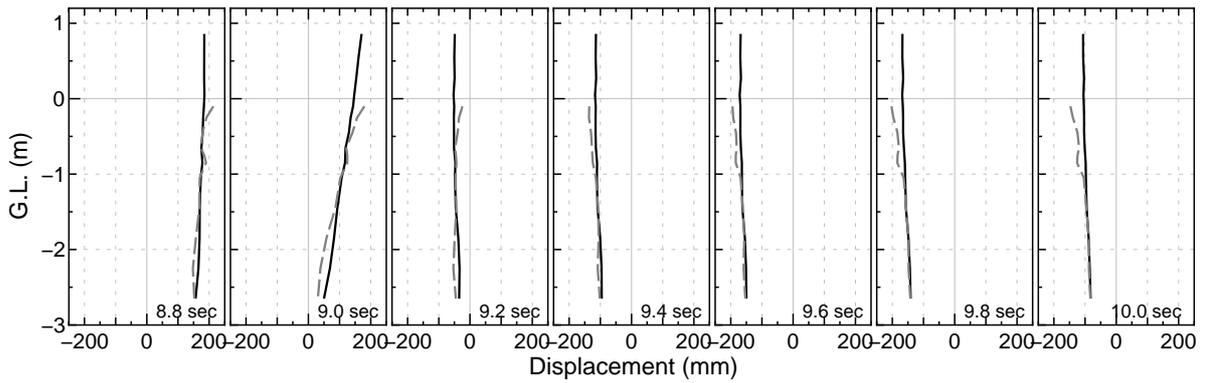
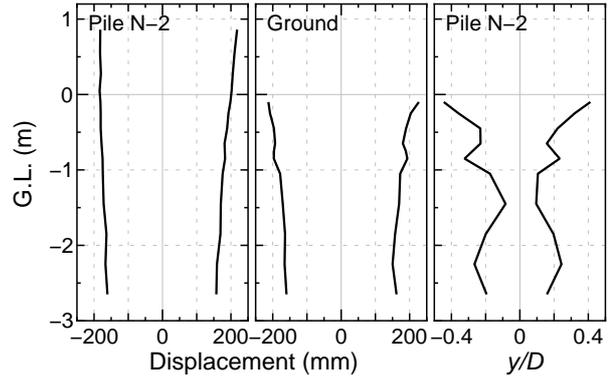
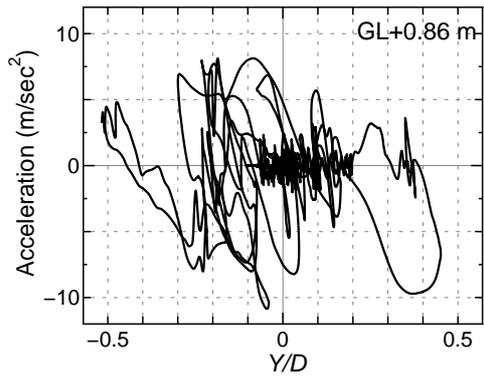
17. Kobe wave, 818 gal, Weight M, (Run 1-15)



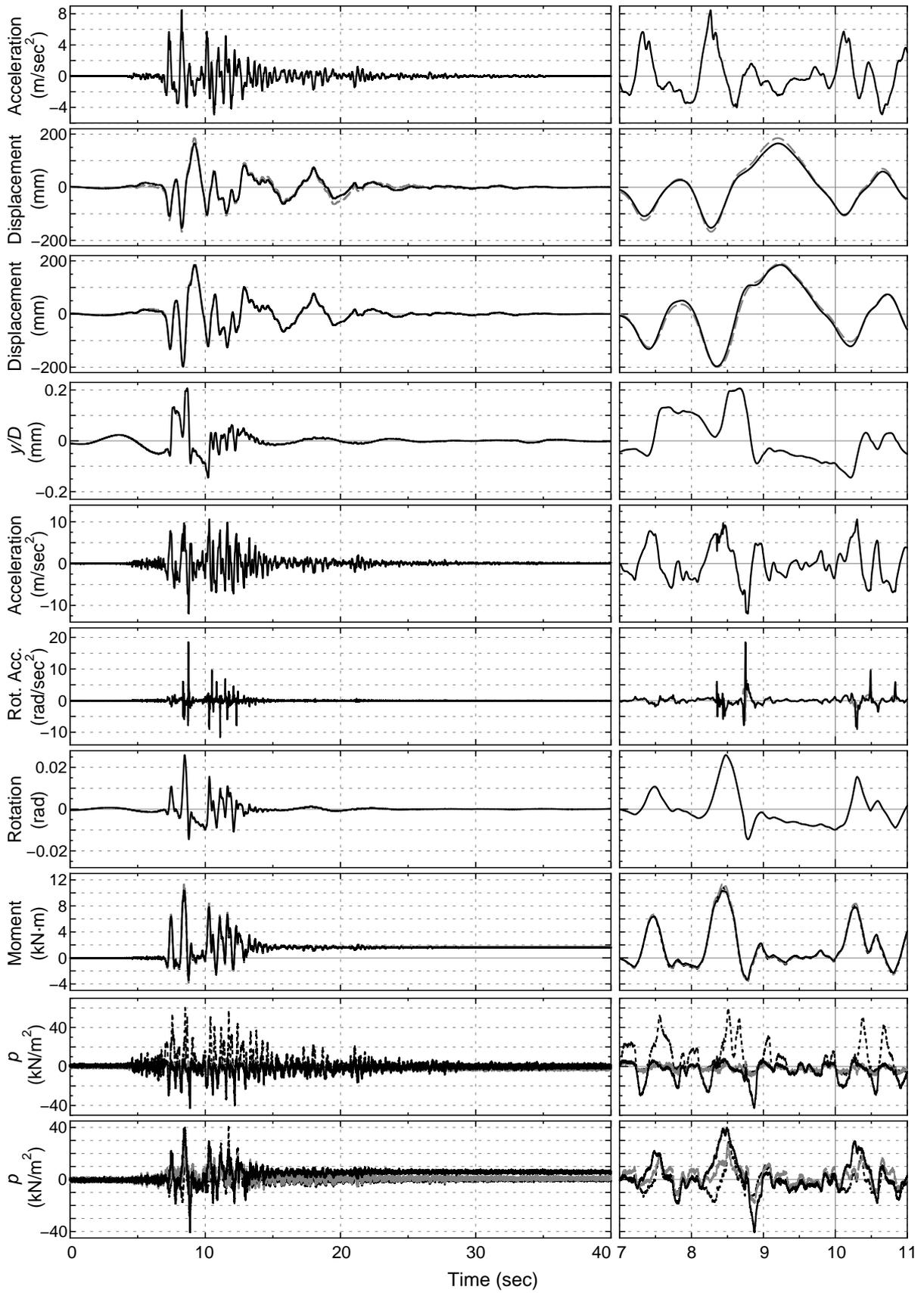


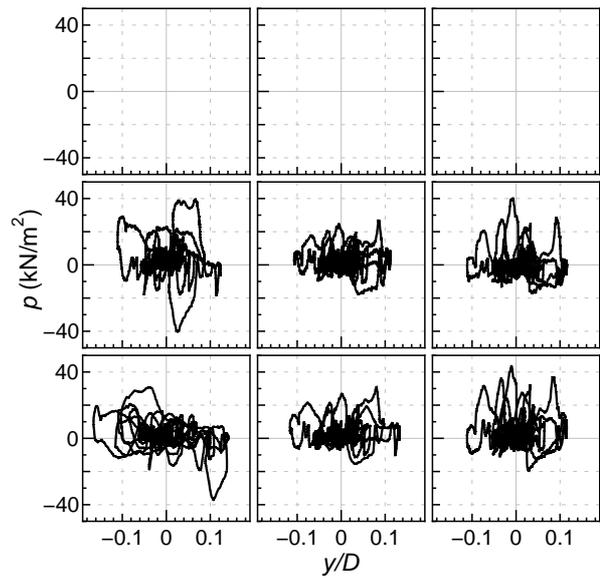
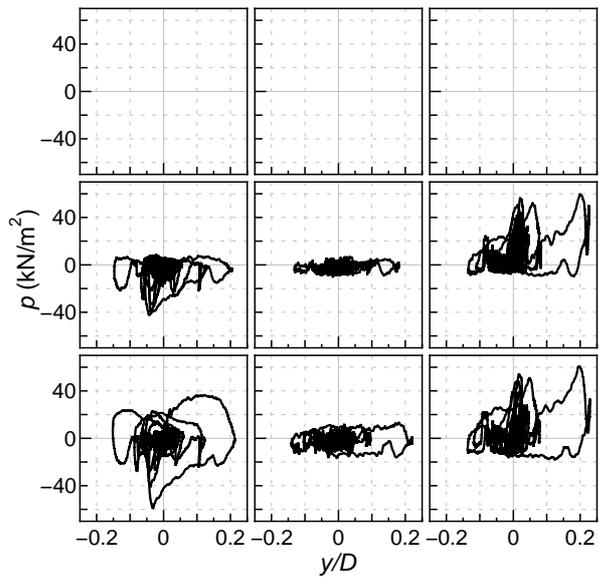
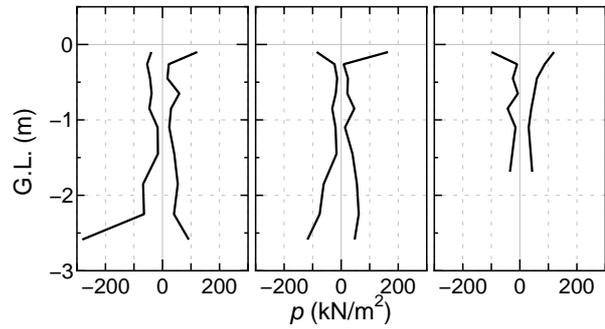
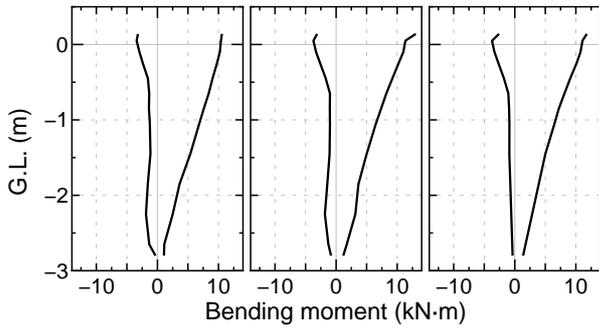
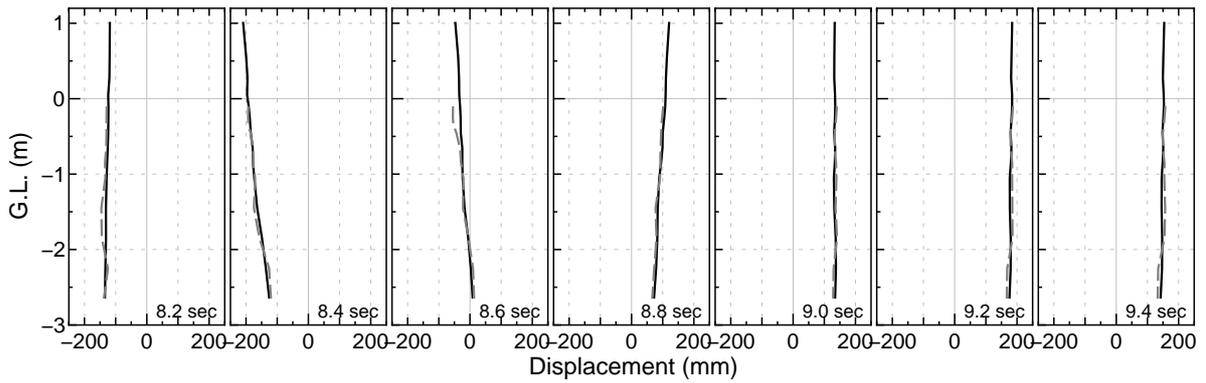
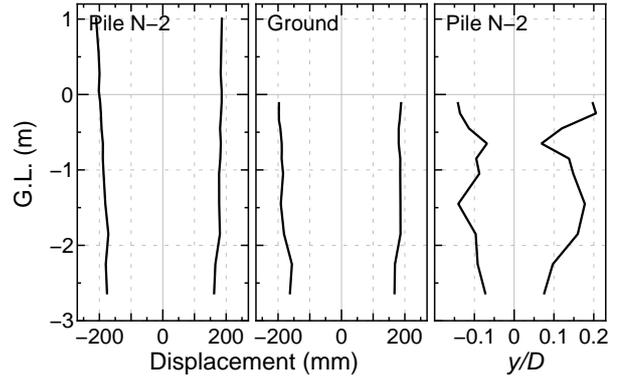
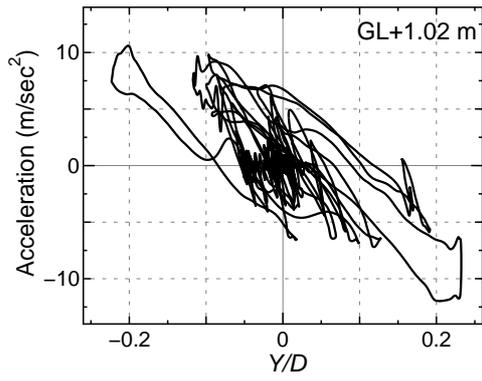
18. Kobe wave, 818 gal, Weight M, (Run 2-4)





19. Kobe wave, 818 gal, Weight H, (Run 2-8)





資料 B 3次元FEM解析

解析プログラムは木村らにより開発された DGPILE-3D^{21, 22)}である．以降の数値解析は微小ひずみ理論の枠内で行う．

砂の構成式は等方硬化型の t_{ij} -sand model²³⁾で与えた．本構成式の主な特徴は，砂の変形・強度特性に及ぼす中間主応力の影響や塑性流動方向の応力経路依存性など，三次元任意応力経路下にある砂の挙動を妥当に表現できる点にある．必要な材料パラメータは以下の通りである．

1. α : 応力比 X -塑性ひずみ増分比 Y 関係式の勾配 (図-B.1)
2. $R_f = (1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi)$: 破壊時の主応力比, D_f : 破壊時ダイレイタンスー勾配
3. C_t : 圧縮係数, C_e : 膨潤係数, m : 体積ひずみと平均主応力に関する解析パラメータ

α は，三軸試験より得られる図-B.1 の修正応力に基づく応力比 $X = t_s/t_n$ と塑性ひずみ増分比 $Y = d\varepsilon_{SMP}^{*P(AF)}/d\gamma_{SMP}^{*P(AF)}$ の関係における勾配である． R_f, D_f は，三軸試験結果より図-B.2 に示すように主応力比 σ_1/σ_3 -最大主ひずみ ε_1 -体積ひずみ ε_v の関係で整理して得られる破壊 (ピーク強度) 時の実測値から求めることができる． C_t, C_e, m は，等方圧縮載荷・除荷試験結果より，体積ひずみ ε_v -平均主応力 p 関係について図-B.3 に示すように整理することにより決定できる．ここでいう等方圧縮載荷・除荷試験とは，三軸試験に用いる円柱供試体に対して行う等方応力状態での予備圧密において，圧密応力の増減を数回繰り返して弾性応答を確認する土質試験である．なお，図-B.1~図-B.5 の各図において，軸ひずみ ε_1 および体積ひずみ ε_v は圧縮側を正として扱っている．

本模型地盤に対して実施した三軸圧縮試験により得られた圧密応力 19.6, 39.2, 78.4 kPa における軸ひずみ-軸差応力関係，軸ひずみ-体積ひずみ関係を図-B.4 に示す． $c = 0$ を仮定し，モールの応力円を描くことで，内部摩擦角 ϕ を 40° と評価した．三軸圧縮試験の結果より，本解析で使用する地盤パラメータを表-B.1 に示すように決定した．本解析に先立ち，表-B.1 に示した地盤パラ

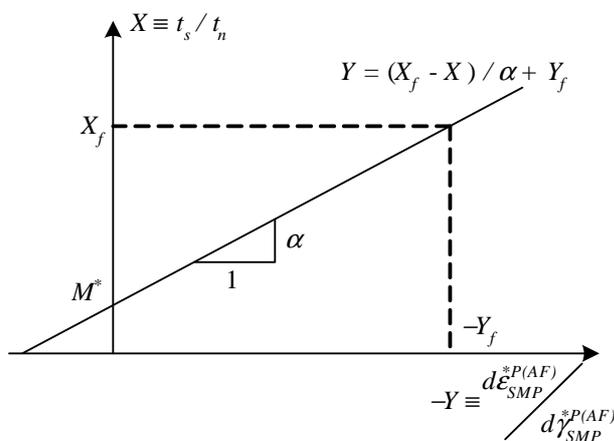


図-B.1 パラメータ α の算出²¹⁾

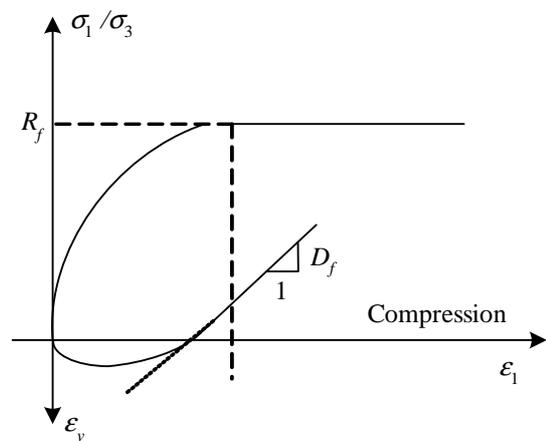


図-B.2 パラメータ D_f の算出²¹⁾

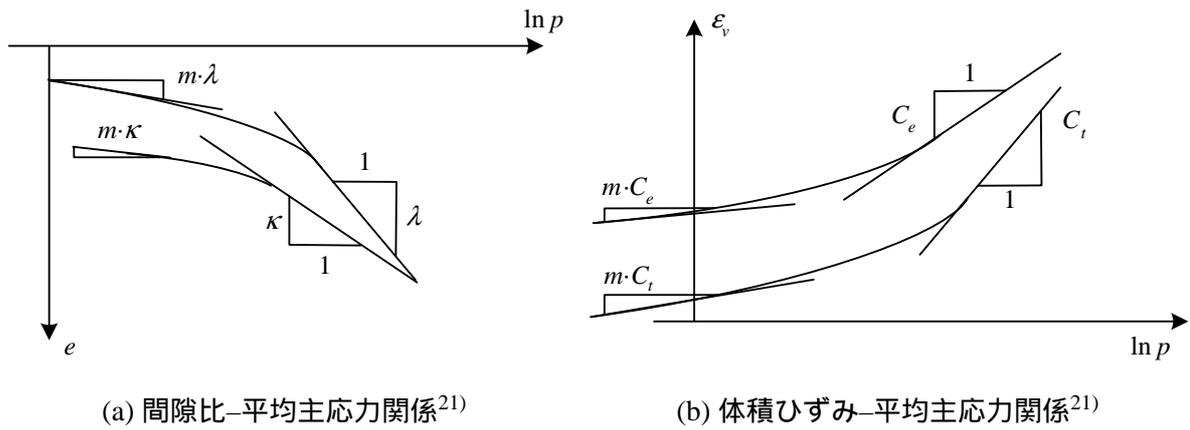


図-B.3 パラメータ C_t , C_e , m の算出

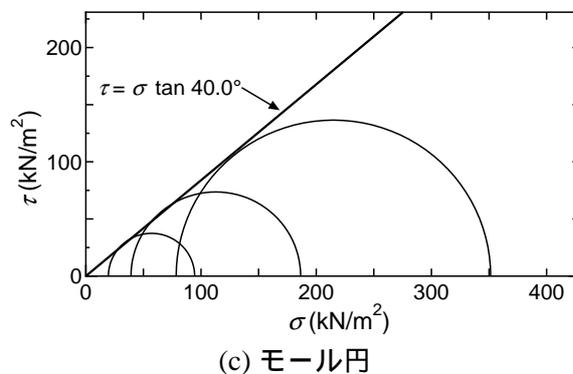
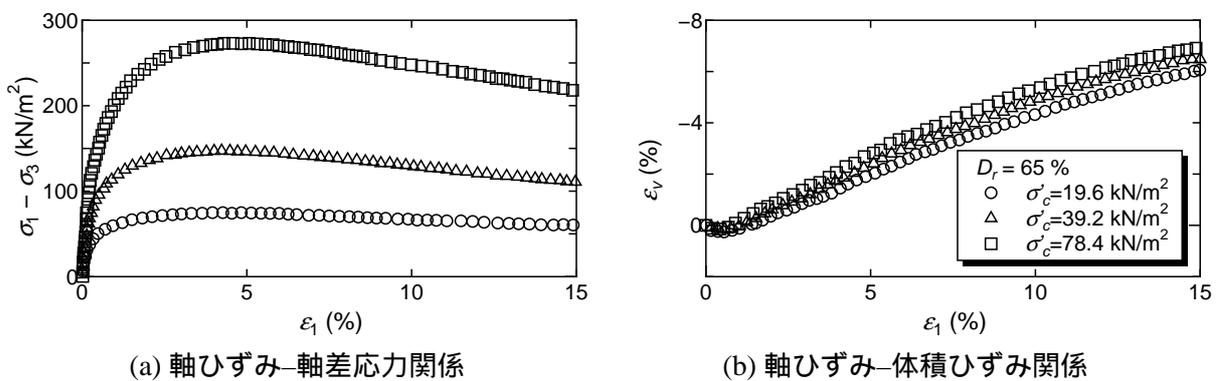
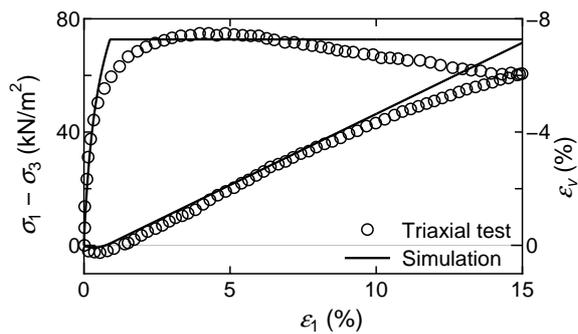


図-B.4 三軸圧縮試験結果

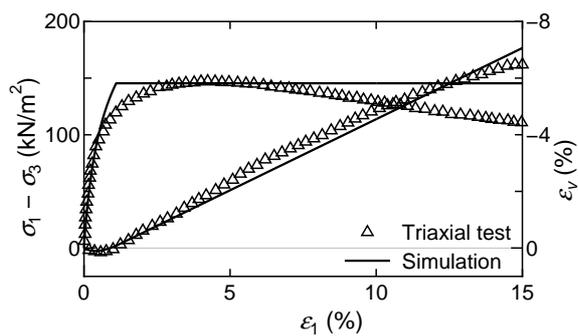
メーターを用い、図-B.4 に示した三軸圧縮試験のシミュレーションを実施した。その結果を図-B.5 に示す。この結果より、本解析で用いる地盤パラメータは精度良く模型地盤を表現できていることがわかる。

しかし、振動台実験中、地盤は徐々に締固まっていた。一方、数値解析は微小ひずみ理論の枠内で行われるため、加振中の間隙比の変化を逐次考慮することができない。そこで、簡単のため Run 2-4 と 2-8 の平均的な値をとり、密度を 1.63 g/cm^3 と仮定して計算を行っている。

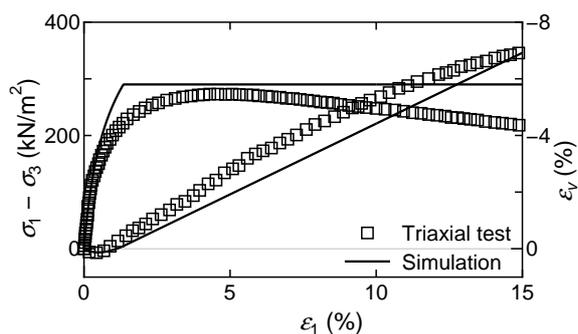
本解析で使用した模型杭の諸元を表-B.2 に示す。杭は、気中部と地中部で要素を区別してモデル化している。気中部では梁要素を用いている。地中部では、群杭基礎の杭基礎-地盤-杭基礎の相



(a) 19.6 kPa



(b) 39.2 kPa



(c) 78.4 kPa

図-B.5 三軸圧縮試験シミュレーション

表-B.1 地盤パラメーター

		東北珪砂 6号
層厚	H (m)	3
密度	ρ (g/cm ³)	1.63
ポアソン比	ν	0.33
圧縮係数	C_t	0.0041
膨潤係数	C_e	0.0029
破壊時主応力比	R_f	4.7
初期間隙比	e_0	0.66
t_{ij} -sand model で用いる土質 パラメーター	α	0.85
	D_f	-0.5
	m	0.3

表-B.2 模型杭の諸元

		Pile	Beam	Column
鋼管径	d (m)	0.125	-	0.125
板厚	t (m)	0.0045	-	-
鋼管長	L (m)	3.4	3.4	3.4
降伏強度	σ_y (MPa)	386	-	-
弾性係数	E (kN/m ²)	2.0×10^8	1.8×10^8	5.0×10^6
断面積	A (m ²)	3.085×10^{-3}	3.085×10^{-3}	1.563×10^{-2}
断面二次モーメント	I (m ⁴)	5.107×10^{-6}	5.107×10^{-6}	2.03×10^{-5}

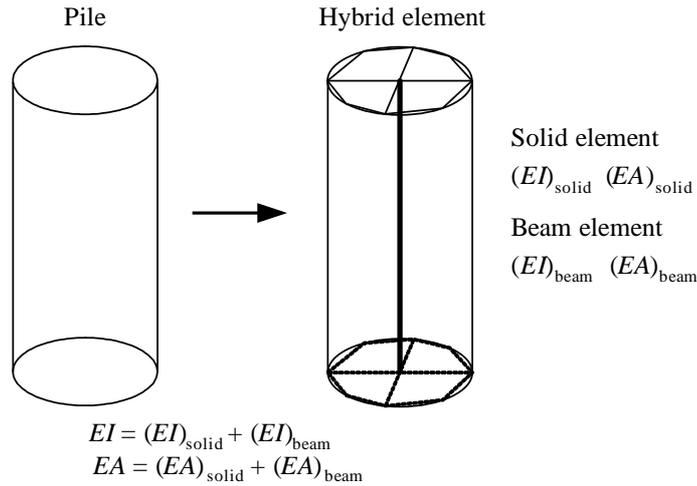


図-B.6 ハイブリッド要素の概念図

相互作用を適切に考慮するために，杭体を図-B.6 に示すハイブリッド要素^{21, 22, 24)} (梁要素とソリッド要素) でモデル化している．図-B.7 にハイブリッド要素の材料定数，弾性係数 E ，断面二次モーメント I の算出方法の一例を示す．解析対象となる杭体の曲げ剛性 $(EI)_{\text{pile}}$ のうち，9 割を梁要素に，残りの 1 割をソリッド要素に分配することで群杭基礎の群杭効果を適切に表現することを可能にしている．実験結果では杭体が弾性範囲内で挙動していたので，杭は弾性の梁によりモデル化している．杭先端はハイブリッド要素のうち梁要素部分をピン結合とした．なお，実験において杭先端のピン結合部分が大きな加速度の加振により浮き上がる現象が確認されているが，モデル化が困難なことから，その現象は考慮しない．

本解析では，上載構造物 (フーチング，柱，上載荷重) の材料の構成式には弾性の応力-ひずみ関係を用い，1.0 m × 1.0 m の正方形断面の弾性ソリッド要素でモデル化している．本解析では上載構造物の質量，並びに重心位置が最も重要となる．そのため，実際の実験状態を適切に表現できるように，解析では各上載構造物を密実なものと仮定したときの上載構造物の密度を仮定している．表-B.3 に計算結果を示す．

図-B.8 に本解析で使用した有限要素メッシュ図を示す．構造物と加振力の加振方向の対称性を考慮して，その半断面領域をモデル化したものである．解析領域は，幅 (加振方向) 4.0 m × 奥行き 2.0 m × 地表面までの高さ 3.0 m とした．地盤の高さは，加振による地表面の沈下を無視して初期

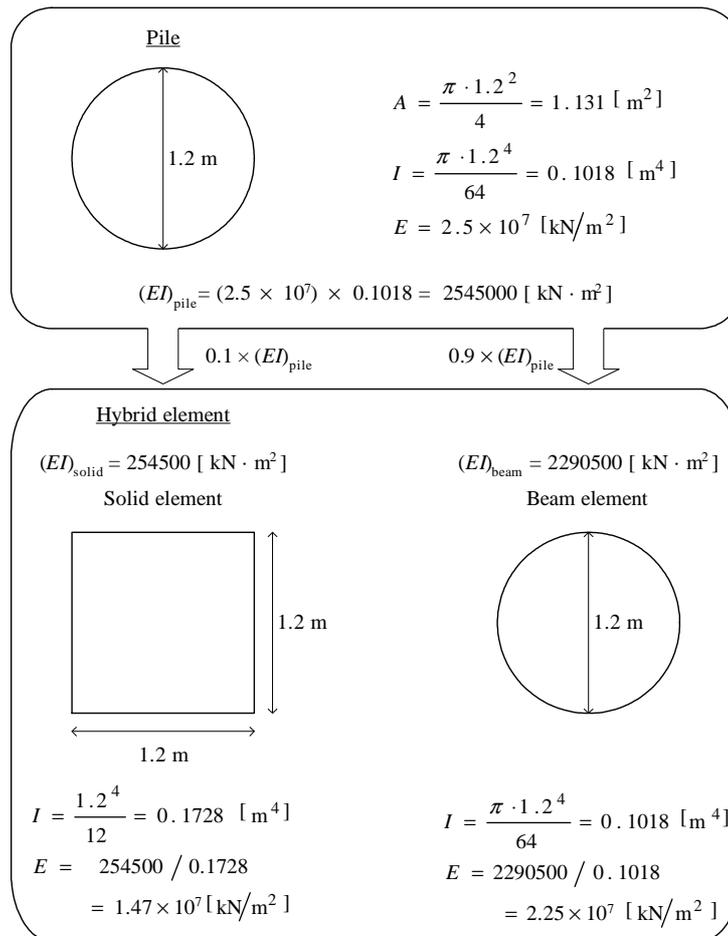


図-B.7 ハイブリッド要素の材料定数 (E, I) の算定方法

表-B.3 上載構造物の密度

		Pile cap	Supporting column	Weight M	Weight H
実験時	体積 (cm ³)	97,316	40,909	38,400	43,200
	質量 (g)	764,900	321,540	301,820	339,550
	密度 (g/cm ³)	7.86	7.86	7.86	7.86
解析時	体積 (cm ³)	250,000	300,000	32,000	40,000
	質量 (g)	764,900	321,540	301,820	339,550
	密度 (g/cm ³)	3.06	1.07	9.43	8.49

の高さでモデル化している。梁要素は杭先端の x_3 軸まわりの回転のみを自由とし、杭先端のヒンジ結合をモデル化する。なお、節点数は 6999、要素数は 5788 である。境界条件は、底面の節点を全方向固定、加振直角方向の側面を等変位境界、加振方向に沿った側面を加振直角方向の変位のみを固定としている。せん断土槽のフレーム質量は特に考慮していない。これは事前に行った正弦波を入力した解析において、せん断土槽のフレーム質量を考慮しなかった場合での結果が実験結果と対応が取れていると判断したためである。

底面を入力加速度時刻歴は振動台上 2 つの加速度計の計測結果を各時刻で平均したものである。解析では、計算時間短縮のため入力時刻歴データを単純に間引いて時刻刻みを 0.004 sec とし、5,000

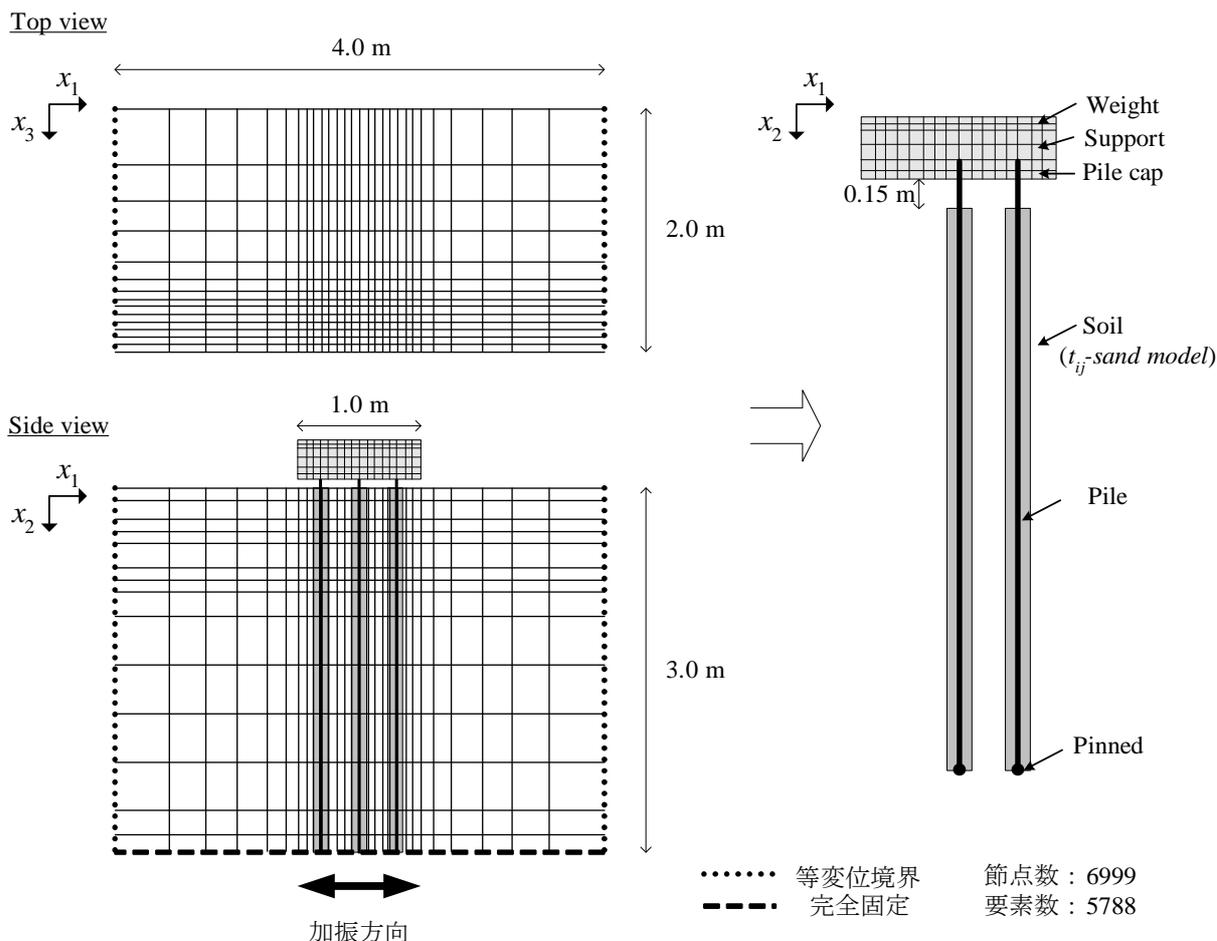


図-B.8 有限要素メッシュ図(神戸波1回目)

step の計 20 sec 間 (Run 2-04: 4.503~24.499 sec, Run 2-08: 4.003~23.999 sec) について解析を実施した。また、地盤材料、構造物材料の減衰はそれぞれ 5%、2%とした。

得られた解析結果を図-B.9~B.13 に示す。

図-B.9, B.10 は FEM 解析の応答時刻歴であり、上から順に上載荷重天端の加速度時刻歴、地表面に対する上載荷重天端の相対変位時刻歴、フーチングの回転加速度時刻歴、回転角時刻歴、および GL -0.10, -0.45 -0.85 m における Pile N-1 の曲げモーメント時刻歴である。図は加振波の主要動となる $t = 7 \sim 12$ sec の拡大図である。FEM 解析による変位は土槽底面に対する相対変位であるので、実験結果と比較するため、地表面の水平変位の計算値は次の 2 つの和とした。

1. FEM 解析により得られた地表面変位で、図-2.12 に示す地盤加速度計 A-1 を設置した位置と同じ x_1 - x_3 平面位置における地表面変位。
2. 実験中にレーザー変位計を用いて測定した振動台の実測変位。

実験結果を見ると、計算は全体的に位相特性は概ね再現しているが、計算結果の方が位相変化のタイミングがやや早い。一方、回転加速度、回転角に見られるように計算結果は全体的に堅いようである。これは FEM 解析において浮き上がり挙動を無視したためであると考えられる。

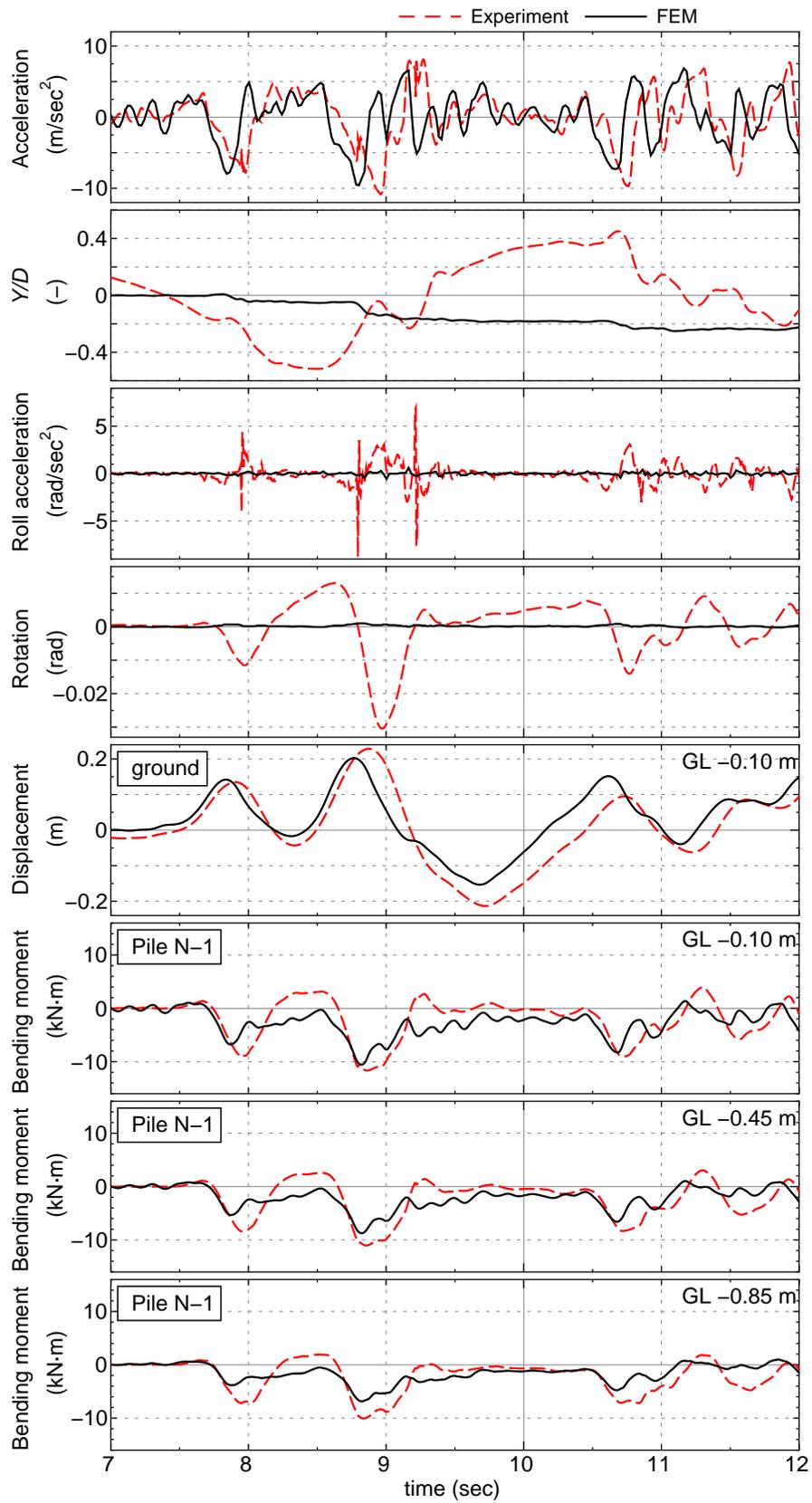


图-B.9 応答時刻歴 (Run 2-4)

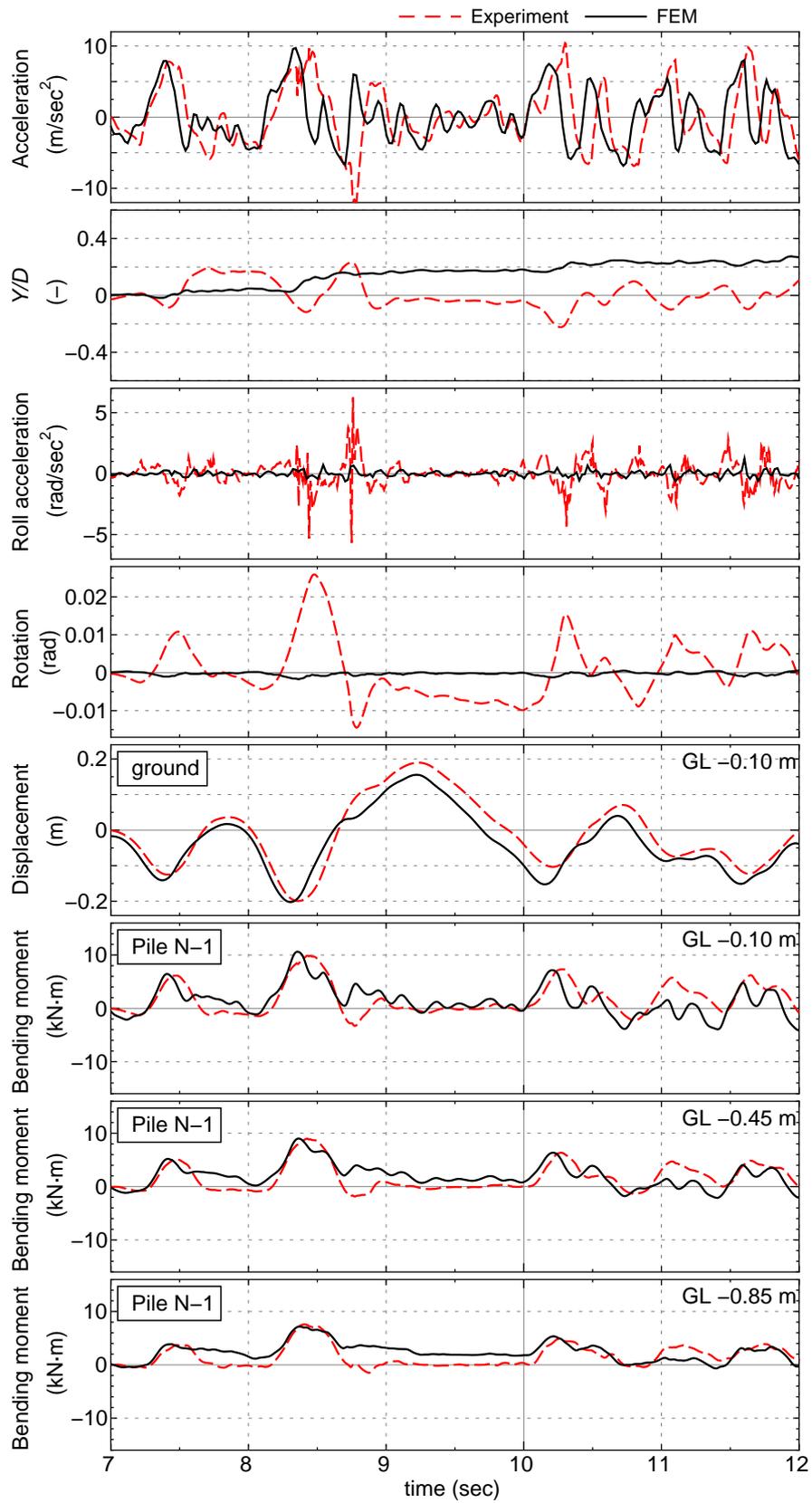
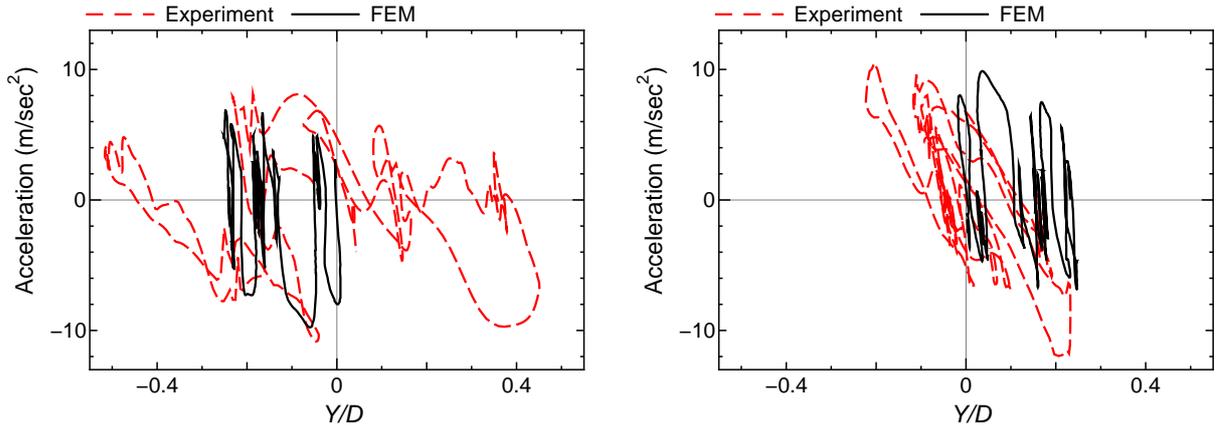


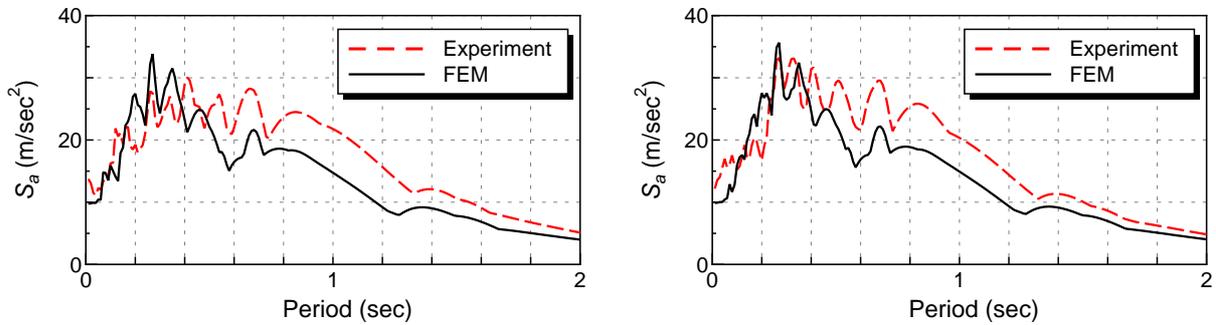
図-B.10 応答時刻歴 (Run 2-8)



(a) Run 2-4

(b) Run 2-8

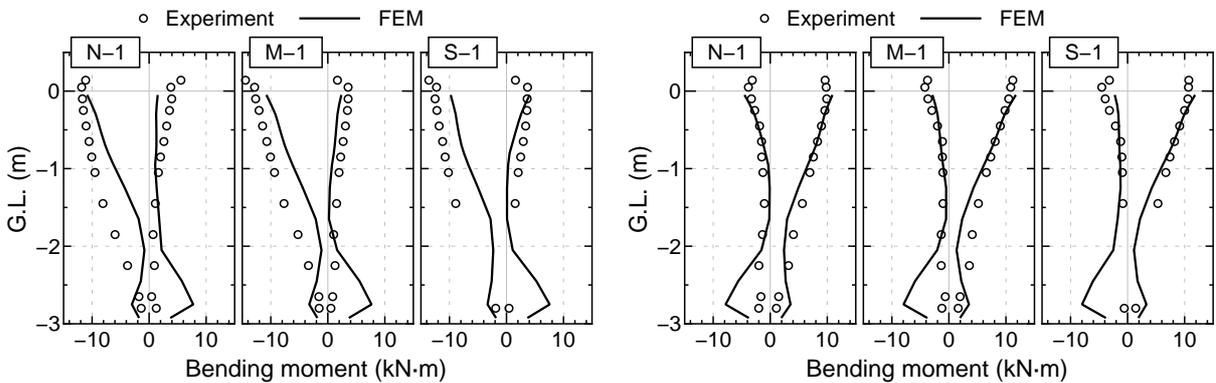
図-B.11 上載荷重位置の水平加速度 - 水平変位関係



(a) Run 2-4

(b) Run 2-8

図-B.12 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)



(a) Run 2-4

(b) Run 2-8

図-B.13 曲げモーメントの最大・最小値分布

図-B.11 に上載荷重天端位置の水平加速度-水平変位関係を示す．縦軸は天端で計測された水平加速度で慣性力に対応する．横軸は天端と地表面の水平方向の相対変位 Y を杭径 D で無次元化したものである．図-B.12 に上載荷重天端での加速度応答スペクトルを示す．図-B.11，図-B.12 からも同様に，浮き上がり挙動を考慮しなかった影響で堅めの解析結果となっていることがわかる．

表-B.4 本資料における BNWF モデルと FEM との解析条件の相違点

	地盤変位	浮き上がり
BNWF	実験値	考慮
FEM	シミュレーション	無視

図-B.13 は杭に生じる曲げモーメントの最大最小値分布図である。GL -2.0 m より上部では実験結果が良く再現されている。

表-B.4 に示すように解析条件が異なっているため単純には BNWF モデルと FEM モデルの比較を行えないが、基礎・地盤間の相互作用に関して言えば、本資料においては BNWF モデルを用いた場合であっても、さらに高度な 3 次元 FEM 解析を用いた場合の結果と同等の精度の結果が得られた。

資料 C 本資料で用いた p - y 履歴則

C.1 概要

本資料で用いた p - y 履歴則は土木研究所基礎チームにて開発されたモデル¹⁾である。地盤の dilatancy 挙動に起因する地盤抵抗の繰返し载荷パターン依存性²⁾が考慮されている。地震動による载荷はランダムな繰返し载荷であるので、従来の履歴則に比べて、より杭の地震応答解析に適した履歴則の1つであることが期待されるものである。概要を図-C.1~ 図-C.7 に示す。履歴則の構築を簡単にするために、全て直線の組み合わせでモデル化されている。たとえば、本来徐々に非線形化していく p - y の骨格曲線 (Skeleton curve) は、図-C.1 に示すように初期勾配 k_H 、地盤抵抗 p の上限値 p_U を用いて弾完全塑性バイリニアに置き換えられている。ただし、提案履歴則は骨格曲線を双曲線関数などで記述する場合にも適用可能なものとされている。

後述する低下則を考慮しない場合の履歴則は基本メカニズムと呼ばれる。基本メカニズムは図-C.2 に表されるように最大点指向型である。除荷勾配 k_0 は地盤の除荷剛性に依存すると考えられ、さらにそれは地盤の微小ひずみ時の剛性に近いと考えられる。したがって、除荷勾配 k_0 は地盤の微小ひずみ時の剛性に基づき設定する。よって、一般に $k_H \leq k_0$ となる。

基本メカニズムにおいて、履歴中の絶対変位の最大点とそれに対して原点に対称な点はコントロールポイントと呼ばれ、また、コントロールポイントを結ぶ2つの曲線は外部曲線 (External curve) と呼ばれる。たとえば、図-C.2 において、 p - y が原点を出発し、点 e に到達したときのコントロールポイントは e と g 、外部曲線は e - f - g と g - h - e である。外部曲線上のある点で除荷が生じた後の経路は内部曲線 (Internal curve) と呼ばれる。

p - y の载荷パターン依存性を再現するためのルールは低下則と呼ばれる。図-C.3 は p - y が原点から点 C_1 に達し、そこで変位が反転した後の経路の模式図である。点 C_2 は点 C_1 の原点について対称な点であり、もうひとつのコントロールポイントである。以後、文中、 i, j は1ないし2である。まず、コントロールポイント C_i から仮想的に除荷させたときの $p = 0$ 上の点を Z_i とする。次に、

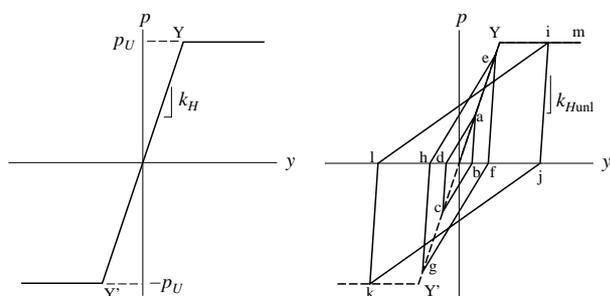


図-C.1 骨格曲線

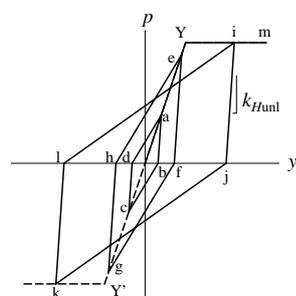


図-C.2 基本メカニズム

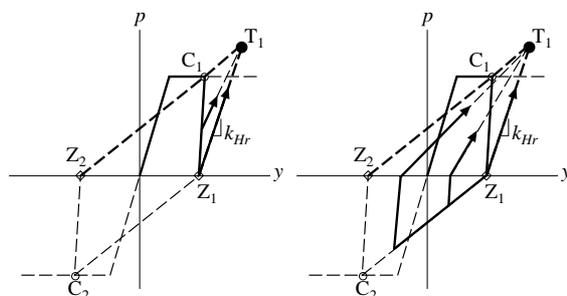


図-C.3 低下則

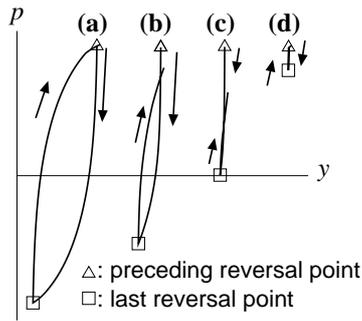
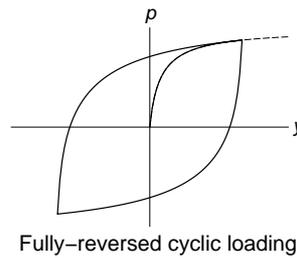
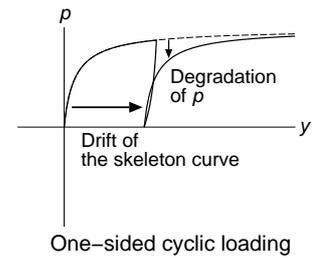


図-C.4 荷重パターンの違いによる荷重の低下 (その 1)



Fully-reversed cyclic loading



One-sided cyclic loading

図-C.5 荷重パターンの違いによる荷重の低下 (その 2)

$Z_j C_i$ を通る直線と、点 Z_i を通り勾配 k_{Hr} を有する直線の交点をターゲットポイント T_i と定義する．そして、外部曲線 $C_i C_j$ 上で変位が逆転した後の p - y の経路は常にターゲットポイント (Target point) T_i を目指すものとする．ここに、勾配 k_{Hr} は基準再荷重勾配と呼ばれ、

$$k_{Hr} = Mk_0 \quad (C.1)$$

とする． M は定数であり、 $M = 1$ とすると荷重履歴によらず基本メカニズムに一致する．なお、図-C.3 右において外部曲線上で反転後 T_1 に向かう経路は、 $p = 0$ に向かう除荷勾配 k_0 を有する直線と、 $p = 0$ から T_1 を目指す直線で構成される．

このターゲットポイント T を用いた低下則は図-C.4 に示されるような性質を満足する．ある p - y のループを考えたとき、

- 一回前の変位反転点 (Preceding reversal point) と最新の変位反転点 (Last reversal point) の p の絶対値が等しくなっていくにつれて、最新の変位反転点からの p - y 曲線は一回前の変位反転点に近づく (図-C.4(a), (d)) ．
- 一回前の変位反転点と最新の変位反転点の p の絶対値の比がゼロに近づくにつれて、最新の変位反転点からの p - y 曲線は一回前の変位反転点から離れて行く (図-C.4(b), (c)) ．

さらに、図-C.4 のような性質は図-C.5 のような現象としても捉えられる．杭が正負交番荷重を受ける場合、杭の両側面の地盤は共に圧縮・伸張の一サイクルの変形を受けるため、両側面の地盤には残留ひずみが同程度生じる．一方、杭が一方向繰返し荷重を受ける場合、杭の両側面の地盤においてはそれぞれ圧縮側、伸張側で繰返しの変形を受けるため dilatancy に起因する残留ひずみに大きな差が生じる．したがって、図-C.5 に示すように、荷重パターンに依存した地盤中の残留ひずみの差に応じてあたかも骨格曲線は平行移動し、再荷重時の p - y は移動後の骨格曲線を目指すような経路をたどるという現象として見ることもできる．

変位が反転したある瞬間の (p, y) に関して、仮想的にそこから除荷させたときの $p = 0$ 上の点を z とすると、点 z の y 座標の絶対値が点 Z_i のそれよりも大きいときに履歴則を定義するすべての点は更新される．図-C.6 に例を示す．ここに、プライムが付いている点が更新される前の点である．このとき、 C_i は Z_i を通り勾配 k_0 を有する直線と骨格曲線の交点とする．

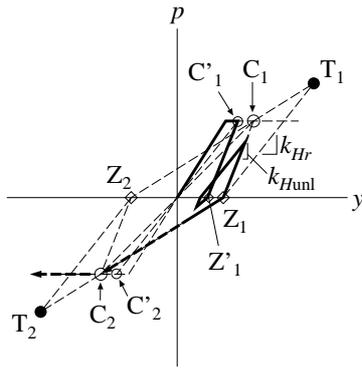


図-C.6 点 C_i, Z_i, T_i の更新

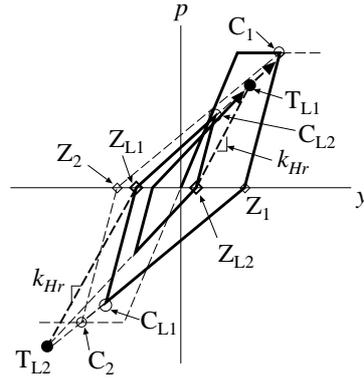


図-C.7 内部曲線の挙動

また，図-C.7 に示すように，簡単のため，すべての内部曲線は変位方向に応じて常にいずれかのローカルターゲットポイント (Local target point) T_{Lj} を目指すものとする．ここに，ローカルターゲットポイント T_{Lj} は，外部曲線上，および外部曲線から変位が反転した後のターゲットポイントへ向かう曲線上で変位の反転が生じたときに設定する．ここに，変位の反転が生じた点はローカルコントロールポイント C_{Lj} と，また，外部曲線から変位が反転し，ターゲットポイントに向かう間の曲線は参照内部曲線 (Reference internal curve) と呼ばれる．ローカルな点 Z_{Lj} を求め，それと k_{Hr} を用いて T_{Lj} を設定する．なお，ローカルなコントロールポイント C_{Lj} やターゲットポイント T_{Lj} の更新は，図-C.6 の例と同様の規準により行うものとする．

C.2 履歴則の詳細

履歴則の詳細を示す．履歴則を記述するために必要な各点に対応する各種記号は図-5.3 に準じて新たに振りなおしているので注意されたい．履歴曲線は骨格曲線，外部曲線，参照内部曲線，内部曲線に分類されるが，図-C.8 に示すように，それぞれの曲線をさらに2つに細分類する．最終的に履歴曲線は曲線番号 $I_s=1\sim 8$ の計8つの曲線のいずれかに分類される．ここに，図-C.8 および以後の図中において， I_s の番号はローマ数字で示される．そして，すべての I_s に関して，ある曲線上で変位が反転し，その後単調な強制変位を受けたときの $p-y$ の経路が記述できれば，ランダム载荷に対する $p-y$ の挙動は完全に記述できたということになる．

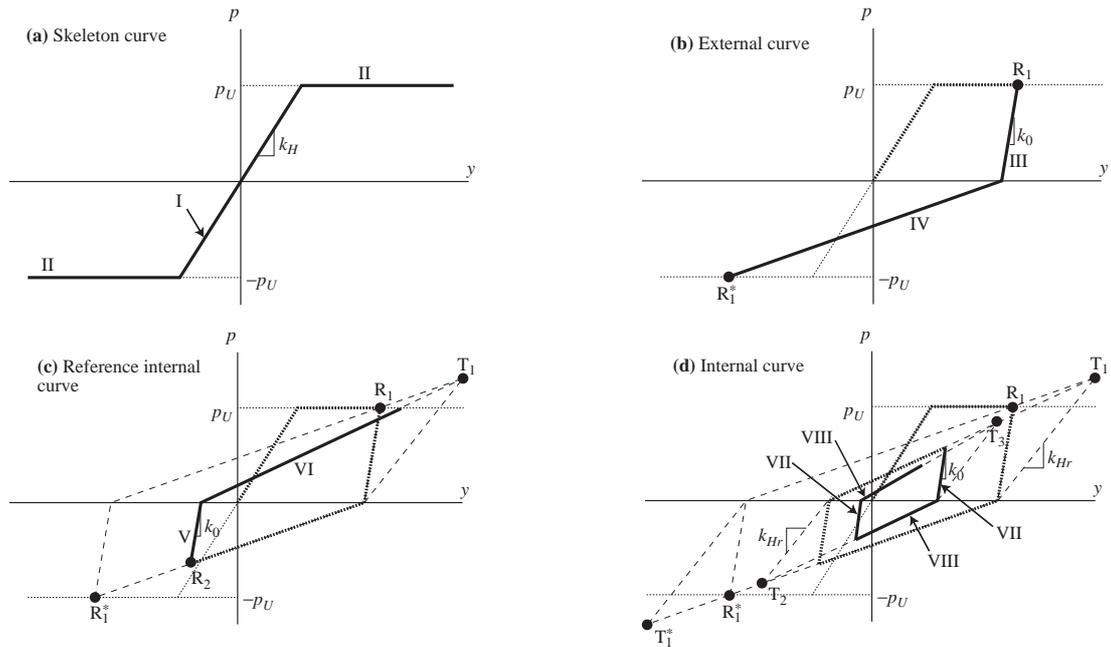
コンピュータコード化の観点から，前節の記号とは異なる4つの記号を導入する．

B: 着目している I_s に分類される曲線上の変位反転点．

P: 点 B での変位反転後の $p-y$ の単調挙動における折れ点． P_1, P_2, P_3 の3種類がある． $p-y$ 経路は，番号の若い順に通過していく．

R: 保存される変位反転点． R_1, R_2, R_3 の3種類がある． R_1 は骨格曲線上での変位反転点， R_2 は外部曲線上での変位反転点， R_3 は参照内部曲線上の変位反転点である．

T: $p-y$ が目指す目標点． T_1, T_2, T_3 の3種類がある．点 T_1 は前節で定義したターゲットポイントに相当する点であり，基本的には骨格曲線上で変位の反転が生じたときに決定される．点



I_s	大分類	経路説明	細分類
I	骨格曲線	原点からの処女载荷経路	
II		最大強度	
III	外部曲線	点 R_1 での変位反転後，逆側骨格曲線上の点 R_1^* へ向かう経路．	$p = 0$ へ向かう
IV			$p = 0$ から離れる
V	参照内部曲線	外部曲線上の変位反転点から点 T_1 へ向かう経路．	$p = 0$ へ向かう
VI			$p = 0$ から離れる
VII	内部曲線	目標点 T_2 から T_3 ，もしくは T_3 から T_2 へ向かう経路．	$p = 0$ へ向かう
VIII			$p = 0$ から離れる

図-C.8 p - y 中の各線分の細分類

T_2 は前節で定義したローカルターゲットポイントに相当する点であり，基本的には外部曲線上で変位の反転が生じたときに決定される．点 T_3 はもう一つのローカルターゲットポイントであり，基本的には参照内部曲線上で変位の反転が生じたときに定義される．

加えて，ある点 X_{Yz} の座標を (p_{XYz}, y_{XYz}) のように表すものとし，点 X^* は点 X の原点について対称な点であると定義する．

C.2.1 $I_s = 1$ の経路上からの変位反転後の単調応答

図-C.9 が模式図である．この場合，変位反転点 B は点 R_1 として保存される．

$$p_{R1} = p_B, \quad y_{R1} = y_B \quad (C.2)$$

p - y 経路は $B (=R_1) \rightarrow P_1 \rightarrow P_2$ と進み，その後は骨格曲線に沿って進む．点 P_1 は点 B から $p = 0$ まで除荷された点である．

$$p_{P1} = 0, \quad y_{P1} = y_B - p_B/k_0 \quad (C.3)$$

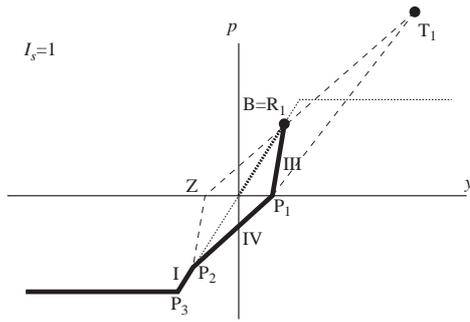


図-C.9 $I_s = 1$ の経路上からの変位反転後の単調応答

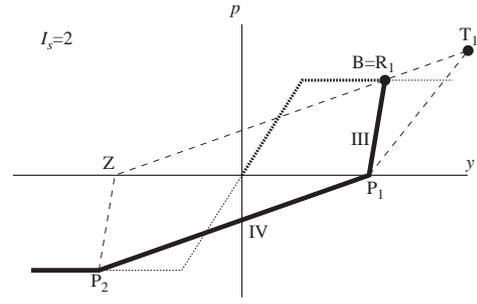


図-C.10 $I_s = 2$ の経路上からの変位反転後の単調応答

点 P_2 は点 R_1 の原点に対して対称な点であり、

$$p_{P2} = -p_{R1}, \quad y_{P2} = -y_{R1} \quad (C.4)$$

で与えられる。点 P_3 は次式で表される。

$$p_{P3} = \nu p_U, \quad y_{P3} = p_{P3}/k_H \quad (C.5)$$

ここに、 ν は次式で定義され、

$$\nu = \begin{cases} 1 \times (p_{R1}/|p_{R1}|) & \text{if } \Delta y_B \cdot y_{R1} > 0 \\ -1 \times (p_{R1}/|p_{R1}|) & \text{if } \Delta y_B \cdot y_{R1} < 0 \end{cases} \quad (C.6)$$

Δy_B は点 B で変位が反転した直後の y の増分である。

加えて、変位の反転に備えて目標点 T_1 を設定しておく必要がある。点 Z を点 P_2 から除荷された点とすると、直線 ZR_1 と P_1T_1 の交点が T_1 である。 $y_Z = -y_{P1}$ の条件を用いると点 T_1 は最終的に次式で表される。

$$p_{T1} = \frac{p_{R1}}{y_{R1} + y_{P1}}(y_{T1} + y_{P1}) = k_{Hr}(y_{T1} - y_{P1})$$

$$y_{T1} = \frac{-p_{R1} - k_{Hr}(y_{R1} + y_{P1})}{p_{R1} - k_{Hr}(y_{R1} + y_{P1})} y_{P1} \quad (C.7)$$

C.2.2 $I_s = 2$ の経路上からの変位反転後の単調応答

図-C.10 が模式図である。ここでも、 $I_s = 1$ の場合と同様、点 B は点 R_1 として保存され、点 P_1 は点 B から $p = 0$ まで除荷された点、点 P_2 は点 R_1 の原点に対して対称な点として与えられる。

変位の反転に備えて目標点 T_1 を設定する。点 Z を点 P_2 から除荷された点とすると、 $I_s = 1$ の場合と同様に直線 ZR_1 と P_1T_1 の交点が点 T_1 である。

$$p_{T1} = \frac{p_{R1}}{y_{R1} + y_{P1}}(y_{T1} + y_{P1}) = k_{Hr}(y_{T1} - y_{P1})$$

$$y_{T1} = \frac{-p_{R1} - k_{Hr}(y_{R1} + y_{P1})}{p_{R1} - k_{Hr}(y_{R1} + y_{P1})} y_{P1} \quad (C.8)$$

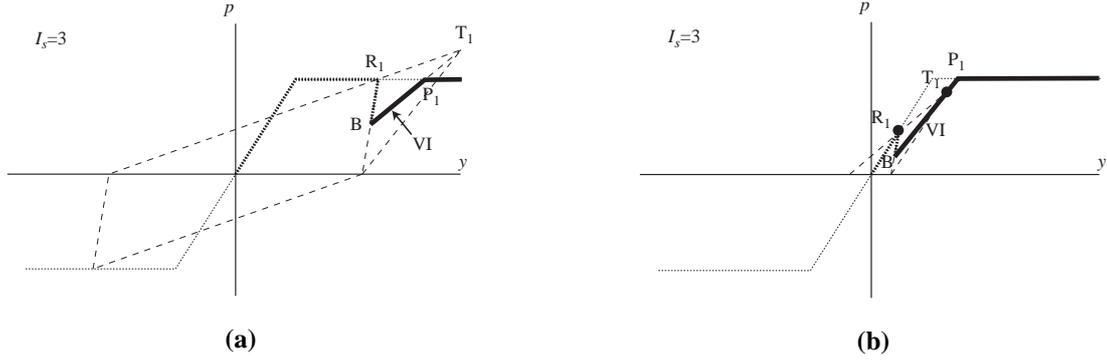


図-C.11 $I_s = 3$ の経路上からの変位反転後の単調応答

C.2.3 $I_s = 3$ の経路上からの変位反転後の単調応答

図-C.11(a) が模式図である．直線 BT_1 と $p = \nu p_U$ の交点が点 P_1 である．

$$p_{P1} = \nu p_U, \quad y_{P1} = \frac{\nu p_U - p_B}{k} + y_B \quad (C.9)$$

ここに，

$$k \equiv \frac{p_{T1} - p_B}{y_{T1} - y_B} \quad (C.10)$$

図-C.11(b) のように $|p_{T1}| < p_U$ であるときには， p - y の単調応答経路は直線 BT_1 と同じ勾配を保ったまま骨格曲線まで進み続けるものとする．

C.2.4 $I_s = 4$ の経路上からの変位反転後の単調応答

図-C.12 が模式図である．点 B は点 R_2 として保存される．

$$p_{R2} = p_B, \quad y_{R2} = y_B \quad (C.11)$$

点 P_1 は点 B から $p = 0$ まで除荷された点である．そして，直線 P_1T_1 と $p = \nu p_U$ の交点が点 P_2 である．

$$p_{P2} = \nu p_U, \quad y_{P2} = \frac{\nu p_U - p_{P1}}{k} + y_{P1} \quad (C.12)$$

ここに，

$$k \equiv \frac{p_{P1} - p_{T1}}{y_{P1} - y_{T1}} \quad (C.13)$$

変位の反転に備え，ローカルターゲットポイント T_2 を定義しておかねばならない．点 T_2 は直線 BT_2 と P_1T_2 の交点として与えられる．なお，点 B で変位が反転する直前の経路の式が直線 BT_2 を表す式であるので，直線 BT_2 の式は既知である．今，仮にその式を

$$BT_2: p = ay + b \quad (C.14)$$

とおく．ここに， a, b は定数である．直線 P_1T_2 は次式で与えられる．

$$P_1T_2: p = k_{Hr}(y - y_{P1}) \quad (C.15)$$

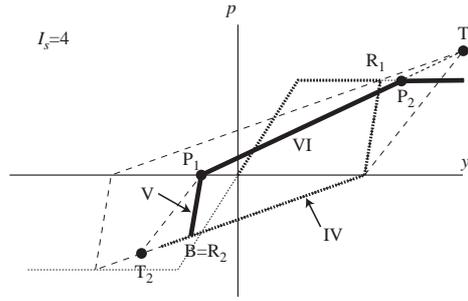
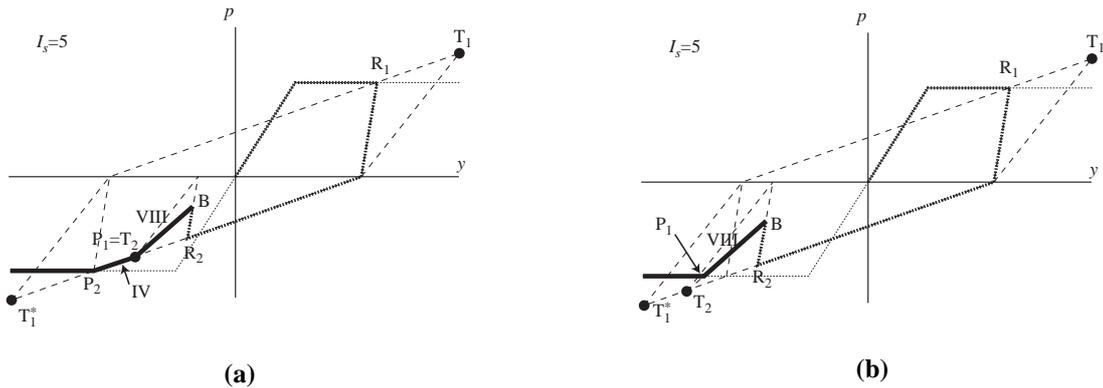


図-C.12 $I_s = 4$ の経路上からの変位反転後の単調応答



(a) (b)
図-C.13 $I_s = 5$ の経路上からの変位反転後の単調応答

点 T_2 は式 (C.14) と式 (C.15) の交点であり，その y 座標は次式のように求まる．

$$y_{T2} = \frac{k_{Hr} y_{P1} + b}{k_{Hr} - a} \quad (C.16)$$

式 (C.16) を式 (C.15) に代入すると p_{T2} の値が求まる．

C.2.5 $I_s = 5$ の経路上からの変位反転後の単調応答

図-C.13 が模式図である． p - y 経路は，点 B で変位が反転した後，点 T_2 ，そして T_1^* を目指す． $|p_{T2}| \leq p_U$ の場合 (図-C.13(a)) に必要とされる点 P_1, P_2 は， T_2, R_1^* にそれぞれ一致する．一方， $|p_{T2}| > p_U$ のとき (図-C.13(b)) には点 P_1 のみ決定すればよい． $p = \nu p_U$ と直線 BT_2 の交点を求めることにより，点 P_1 が求まる．

$$p_{P1} = \nu p_U, \quad y_{P1} = \frac{\nu p_U - p_B}{k} + y_B \quad (C.17)$$

$$k \equiv \frac{p_{T2} - p_B}{y_{T2} - y_B} \quad (C.18)$$

例外規定 図-C.14 のような状況を考える． $I_s = 5$ に属する経路上で変位が反転した後の応答であるが， $I_s = 1$ に属する経路上に点 R_1 がある．この場合，図-C.14 に示されるように，点 $P_1 (=T_2)$ が外部曲線 $R_1 R_1^*$ 上には位置せず， $R_2 R_1^*$ の延長線上に位置する場合がある．このとき， p - y 経路は

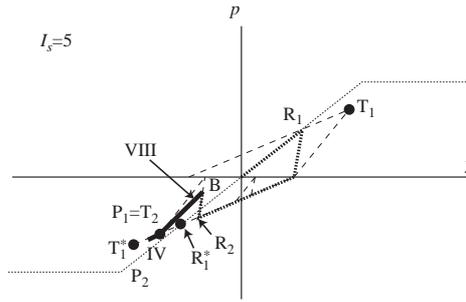
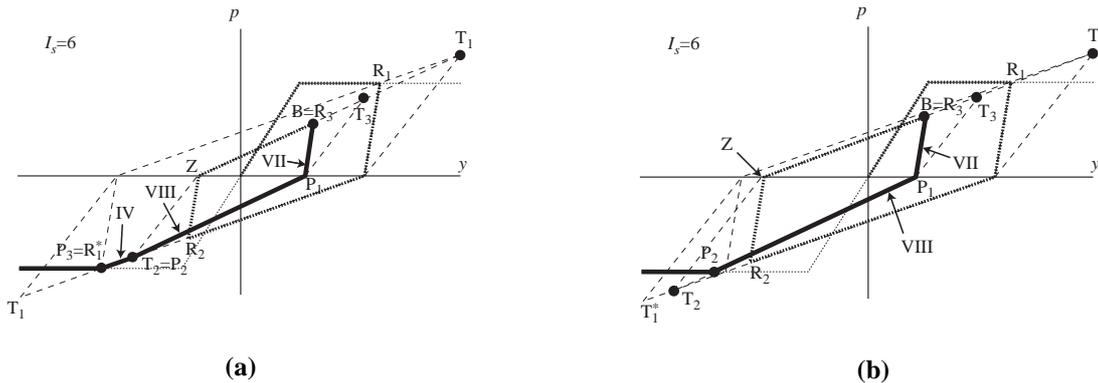


図-C.14 $I_s = 5$ の経路上からの変位反転後の単調応答記述のための例外規定に関する模式図



(a) (b)
図-C.15 $I_s = 6$ の経路上からの変位反転後の単調応答

点 T_2 に達した後は点 T_1^* へ向かうが、経路 $T_2T_1^*$ は図-C.8 に示されるいずれの I_s にも属さない経路である。そこで、図-C.14 の経路 $T_2T_1^*$ は、例外的に $I_s = 4$ の経路として分類することにする。

C.2.6 $I_s = 6$ の経路上からの変位反転後の単調応答

(1) 基本挙動

図-C.15 が模式図である。点 B は点 R_3 として保存される。点 P_1 は点 B から $p = 0$ まで除荷されたときの点である。 $|p_{T2}| \leq p_U$ の場合 (図-C.15(a)), 点 P_2 は点 T_2 に一致し、点 P_3 は点 R_1 の原点に対称な点 R_1^* であり、点 P_3 に達した後の $p-y$ は骨格曲線上を進む。逆に、 $|p_{T2}| > p_U$ の場合 (図-C.15(b)), 点 P_2 は直線 P_1T_2 と $p = \nu p_U$ の交点であり、点 P_2 に達した後の $p-y$ は骨格曲線上を進む。

さらに、いずれの場合においても、変位の反転に備えて目標点 T_3 を設定しておく。直線 ZB と P_1T_3 の交点が T_3 になる。なお、点 Z から T_1 へ向かう経路上の点 B にて変位の反転が生じたことから、直線 ZB の式は既知である。

(2) 点 T_1 の更新を伴う場合

図-C.16 に示すように $p-y$ 経路が外部曲線を構成する線分 $R_{10}Z$ を横切ったあと点 B にて変位方

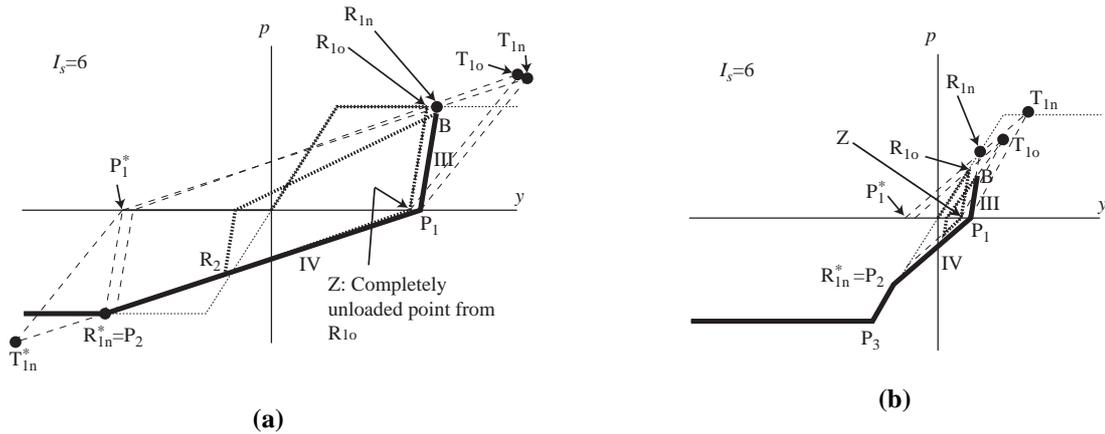


図-C.16 $I_s = 6$ の経路上からの変位反転後の単調応答 (点 T_1 の更新を伴う場合)

向を変えたときは、ターゲットポイントを更新しなければならない。ここに、図-C.16において、点 R_{10} は点 B で変位が反転する直前まで点 R_1 であった点である。

変位反転が生じたときにターゲットポイントを更新する必要があるか否かの判定は、点 R_{10} から完全に除荷された点 (以後、完全除荷点と呼ぶ) Z と点 P_1 の y の値を比較することで行うことができる。ここで、 y_Z と y_{P1} を比べるときには、点 B からの除荷経路が向かう方向を考慮に入れなければならない。結局、次式が成り立つときにターゲットポイントを更新するものとする。

$$\Delta y_B \cdot (y_{P1} - y_Z) < 0 \quad (C.19)$$

さらに、点 T_1 を更新するときには、点 R_1 も更新する必要がある。今、新しい R_1 を R_{1n} と呼ぶ。点 R_{1n} は骨格曲線と直線 BP_1 の交点である。点 R_{1n} が $p = p_U$ もしくは $-p_U$ 上に位置すると仮定されるとき、更新された点 R_{1n} は、

$$\begin{aligned} p_{R1n} &= -\nu p_U \\ y_{R1n} &= y_B + (p_{R1n} - p_B)/k_0 \end{aligned} \quad (C.20)$$

である。そして、最終的に、直線 $P_1^*R_{1n}$ と P_1T_{1n} の交点が点 T_{1n} になる。その y 座標は

$$y_{T1n} = \frac{k_{Hr} + k}{k_{Hr} - k} y_{P1}, \quad k \equiv \frac{-\nu p_U}{y_{R1n} + y_{P1}} \quad (C.21)$$

である。 p 座標は、 y_{T1n} を直線 $P_1^*R_{1n}$ もしくは P_1T_{1n} の式に代入すると求まり、たとえば次式で与えられる。

$$p_{T1n} = k_{Hr}(y_{T1n} - y_{P1}) \quad (C.22)$$

そして、点 T_1 と R_1 が更新されたとき、点 B で変位が反転した直後の除荷経路は $I_s = 3$ に分類される。

なお、図-C.16(b) のように $|y_{R1n}|$ が p_U/k_H よりも小さい場合、 R_{1n} は骨格曲線の初期载荷経路上に再定義され、 T_{1n} とともに座標が再計算される。

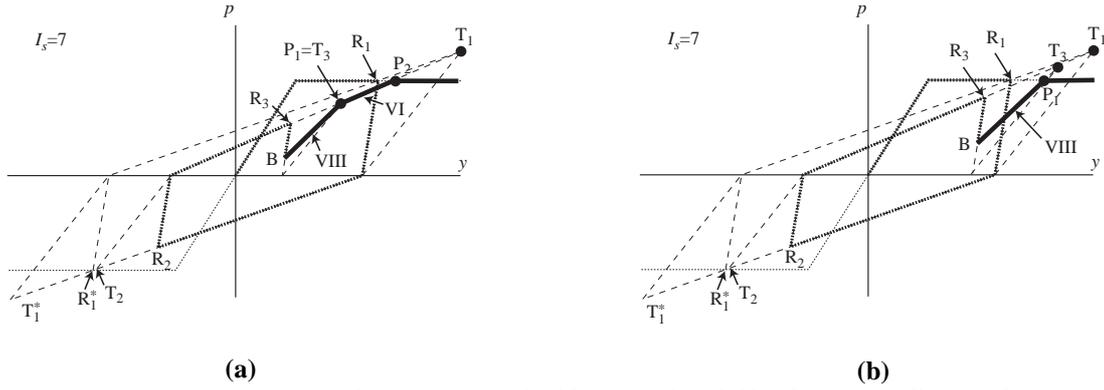


図-C.17 $I_s = 7$ の経路上からの変位反転後の単調応答 (点 T_3 を目指す場合)

C.2.7 $I_s = 7$ の経路上からの変位反転後の単調応答

(1) 目標点の決定

まず, 点 B で変位が反転した後に向かう目標点を決定する. $\Delta y_B \cdot (y_{T2} - y_B) < 0$ ならば点 T_3 へ (図-C.17), $\Delta y_B \cdot (y_{T2} - y_B) > 0$ ならば点 T_2 へと向かう (図-C.18).

(2) 点 T_3 を目指す場合の挙動

$|p_{T3}| \leq p_U$ の場合 (図-C.17(a)), 点 P_1 は点 T_3 に一致する. 点 P_2 は直線 T_3T_1 と $p = \nu p_U$ の交点である.

$$p_{P2} = \nu p_U, \quad y_{P2} = y_{P1} + \frac{(\nu p_U - p_{P1})(y_{P1} - y_{T1})}{p_{P1} - p_{T1}} \quad (C.23)$$

点 P_1 に達した後, 骨格曲線上を進む.

一方, $|p_{T3}| > p_U$ の場合 (図-C.17(b)), 点 P_1 は直線 BT_3 と $p = \nu p_U$ の交点である.

$$p_{P1} = \nu p_U, \quad y_{P1} = y_B + \frac{(\nu p_U - p_B)(y_B - y_{T3})}{p_B - p_{T3}} \quad (C.24)$$

点 P_1 に達した後, 骨格曲線上を進む.

(3) 点 T_2 を目指す場合の挙動

$|p_{T2}| \leq p_U$ の場合 (図-C.18(a)), 点 P_1 は点 T_2 に一致し, 点 P_2 は点 R_1^* に一致する. $p-y$ は点 P_2 に達した後, 骨格曲線上を進む. 一方, $|p_{T2}| > p_U$ の場合 (図-C.18(b)), 直線 BT_2 は骨格曲線を横切ることから, 点 P_1 は骨格曲線上に位置する. そこで, 直線 BT_2 の式を求め, それに $p_{P1} = \nu p_U$ を代入すると点 P_1 の座標が求まる.

$$p_{P1} = \nu p_U, \quad y_{P1} = y_B + \frac{(\nu p_U - p_B)(y_{T2} - y_B)}{p_{T2} - p_B} \quad (C.25)$$

点 P_1 に達した後, 骨格曲線を進む.

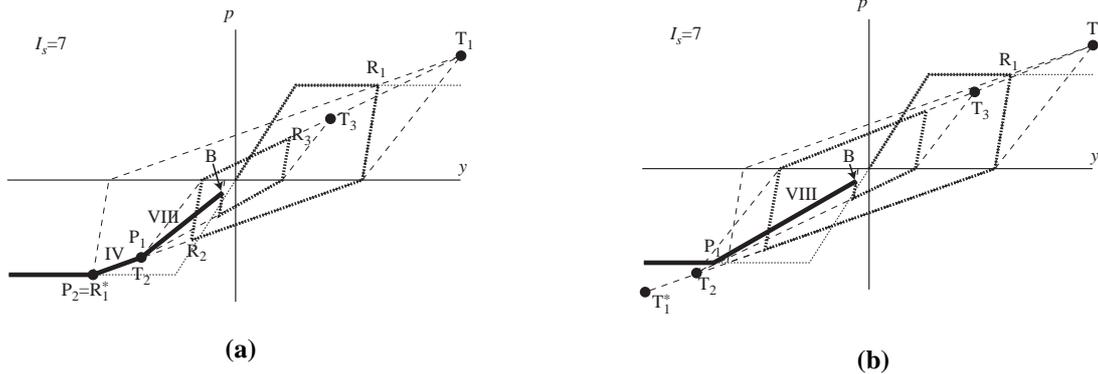


図-C.18 $I_s = 7$ の経路上からの変位反転後の単調応答 (点 T_2 を目指す場合)

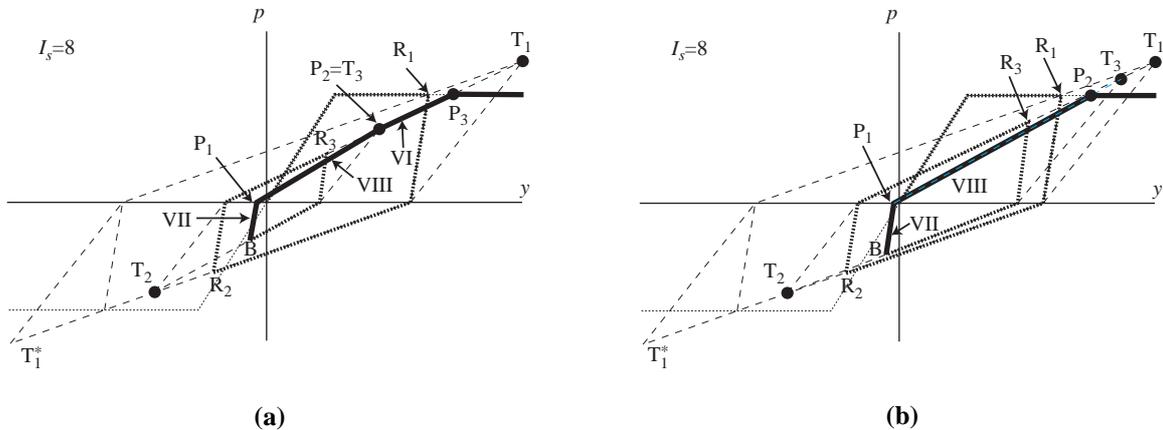


図-C.19 $I_s = 8$ の経路上からの変位反転後の単調応答 (点 T_3 を目指す場合)

C.2.8 $I_s = 8$ の経路上からの変位反転後の単調応答

(1) 目標点の決定

図-C.19, C.20, C.21 が模式図である．点 P_1 は点 B から $p = 0$ まで除荷された点である．

$$p_{P1} = 0, \quad y_{P1} = y_B - p_B/k_0 \quad (C.26)$$

その後， p - y は $\Delta y_B \cdot (y_{T2} - y_B) < 0$ ならば点 T_3 へ (図-C.19), $\Delta y_B \cdot (y_{T2} - y_B) > 0$ ならば点 T_2 へと向かう (図-C.20)．また，図-C.21 に示すように， $I_s = 8$ に分類される経路が参照内部曲線を横切った後，その進行方向を変えた場合は点 T_1 へと向かう．最終的に，

$$T_3 \text{ へ向かう場合: } \Delta y_B (y_{T2} - y_{P1}) < 0 \text{ かつ } \Delta y_B (y_Z - y_{P1}) \leq 0$$

$$T_2 \text{ へ向かう場合: } \Delta y_B (y_{T2} - y_{P1}) > 0$$

$$T_1 \text{ へ向かう場合: } \Delta y_B (y_{T2} - y_{P1}) < 0 \text{ かつ } \Delta y_B (y_Z - y_{P1}) > 0$$

と場合分けされる．

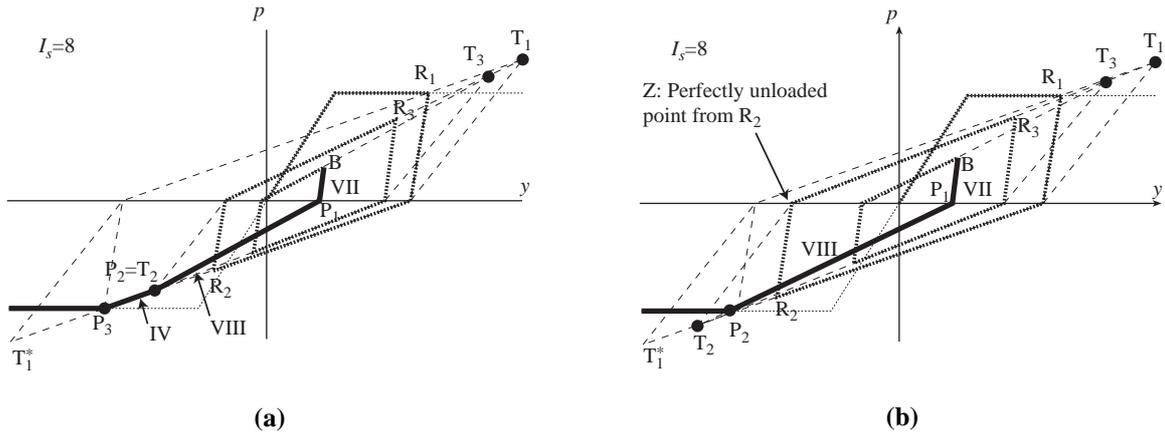


図-C.20 $I_s = 8$ の経路上からの変位反転後の単調応答 (T_2 を目指す場合)

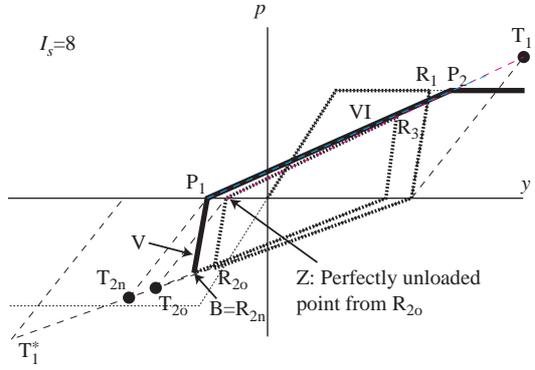


図-C.21 $I_s = 8$ の経路上からの変位反転後の単調応答 (点 T_1 を目指す場合)

(2) 点 T_3 , もしくは T_2 を目指す場合の挙動

点 T_3 を目指す場合 $|p_{T3}| \leq p_U$ の場合 (図-C.19(a)), 点 P_2 は点 T_3 に一致する . また , 点 P_3 は直線 P_2T_1 と $p = \nu p_U$ の交点である .

$$p_{P3} = \nu p_U, \quad y_{P3} = y_{P2} + \frac{(\nu p_U - p_{P2})(y_{P2} - y_{T1})}{p_{P2} - p_{T1}} \quad (C.27)$$

そして , $p-y$ は , 点 P_3 に到達した後は骨格曲線上を進む . 一方 , $|p_{T3}| > p_U$ の場合 (図-C.19(b)), 点 P_2 は直線 P_1T_3 と $p = \nu p_U$ の交点である .

$$p_{P2} = \nu p_U, \quad y_{P2} = y_{P1} + \frac{(\nu p_U - p_{P1})(y_{P1} - y_{T3})}{p_{P1} - p_{T3}} \quad (C.28)$$

この場合 $p-y$ は , 点 P_2 に到達後 , 骨格曲線上を進む .

点 T_2 を目指す場合 : $|p_{T2}| \leq p_U$ の場合 (図-C.20), 点 P_2 は点 T_2 に一致する . また , 点 P_3 は直線 $P_2T_1^*$ と $p = \nu p_U$ の交点である .

$$p_{P3} = \nu p_U, \quad y_{P3} = y_{P2} + \frac{(\nu p_U - p_{P2})(y_{P2} - y_{T1}^*)}{p_{P2} - p_{T1}^*} \quad (C.29)$$

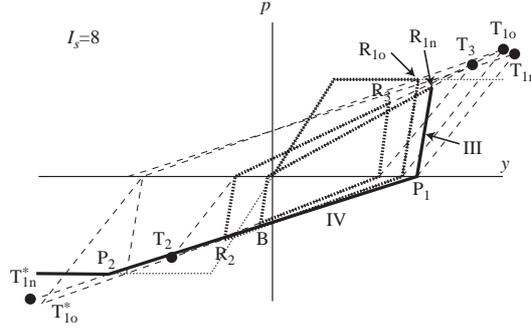


図-C.22 $I_s = 8$ の経路上からの変位反転後の単調応答 (点 T_1 の更新を伴う場合)

そして、 p - y は、点 P_3 に到達した後は骨格曲線上を進む。一方、 $|p_{T2}| > p_U$ の場合、点 P_2 は直線 P_1T_2 と $p = vp_U$ の交点である。

$$pp_2 = vp_U, \quad yp_2 = yp_1 + \frac{(vp_U - pp_1)(yp_1 - yt_2)}{pp_1 - pt_2} \quad (C.30)$$

この場合 p - y は、点 P_2 に到達後、骨格曲線上を進む。

点 T_1 の更新を伴う場合： 図-C.22 に示すように、点 T_2 もしくは T_3 が $p = \pm p_U$ の外側に位置する場合、外部曲線を構成する点 R_{10} からの除荷経路を横切ってから変位の反転が生じる可能性がある。そのような場合には、関連する点 T と R の更新を (2) の場合と同様に行う。

点 T_3 の更新を伴う場合： 図-C.23 に示すのは、最も外側の内部曲線よりもさらに外側で変位反転が生じる例である。このような場合に点 T_3 は更新される。ここに、点 R_{30} は点 B で変位が反転する直前まで点 R_3 である点である。点 T_3 の更新の判定は、点 R_{30} からの完全除荷点 Z と点 P_1 の y 座標を比較することにより行われ、式 (C.19) が満足されるとき、点 T_3 は点 T_{30} から点 T_{3n} へと更新される。そして、点 T_{3n} は直線 P_1T_{3n} と T_1R_{30} の交点である。

$$y_{T3n} = \frac{ky_{T1} - p_{T1} - k_{Hr}yp_1}{k - k_{Hr}}, \quad k \equiv \frac{p_{T1} - p_{R30}}{y_{T1} - y_{R30}} \quad (C.31)$$

得られた y_{T3n} を直線 P_1T_{3n} もしくは T_1R_{30} の式に代入すると p 座標も求まる。たとえば、

$$p_{T3n} = k_{Hr}(y_{T3n} - y_{P1}) \quad (C.32)$$

また、点 T_3 が更新されるとき、点 R_3 もまた点 R_{30} から R_{3n} へと更新される。直線 T_1R_{30} と BP_1 の交点が点 R_{3n} である。その y 座標は、

$$y_{R3n} = \frac{k_0y_B - p_B - ky_{T1} + p_{T1}}{k_0 - k}, \quad k \equiv \frac{p_{T1} - p_{R30}}{y_{T1} - y_{R30}} \quad (C.33)$$

で与えられる。得られた y_{R3n} を直線 T_1R_{30} もしくは BP_1 の式に代入すれば p_{R3n} が求まる。たとえば、次式のように求まる。

$$p_{R3n} = k_0(y_{R3n} - y_B) + p_B \quad (C.34)$$

資料 D 巻末 DVD-ROM について

D.1 データの利用上の注意

土研究所資料第 4015 号の巻末 DVD-ROM に収録された計測データは制限なく使用することができます。ただし、データの利用されている実績を蓄積することによってデータ提供の必要性・有益性を把握するため、次の 2 点についてご協力をお願い致します。

- 計測データを利用したときは、利用したことを参考文献等に明示して下さい。
- 計測データを用いて作成された学術論文・報告書等で、印刷物等が出版・公開された場合は、コピーを下記に送って下さい。これには、大学等における卒業論文、学会講演の予稿集・商用利用時の報告書等も含まれます。お送りいただくのは、年度末にまとめてお送りいただいても、随時お送りいただいても構いません。

〒 305-8516 茨城県つくば市南原 1 番地 6
独立行政法人 土木研究所
構造物研究グループ 基礎チーム

D.2 DVD-ROM のファイル構成

巻末 DVD のフォルダ構成は以下の通りである。

DVD-ROM	
original data	: 計測データ (加速度, ロードセル, 変位, ひずみ)
Accelerometer (gal)	
Load cell (N)	
Laser displacement transducer (mm)	
Strain gauge (micro)	
channel.xls	: チャンネル一覧表
converted data	: 変換データ (3 章に示す手法により変換したデータ)
Bending moment (kNm)	
Displacement (mm)	
Displacement - ground (mm)	
Soil resistance (kN over m2)	
Rotation angle (rad)	
4015.pdf	: 土木研究所資料 4015 号 本文
soil.pdf	: 室内土質試験のデータシート

各計測器で計測されたデータは、“original data” フォルダ内に実験ケースごとにまとめてあり、例えば Series 1, Run 5 の実験ケースのファイル名は“run1-05”としている。また、3 章に示す手法により“original data”を変換したデータは、“converted data”フォルダ内に杭位置ごとにまとめて

あり，例えば Series 1, Run 5 における Pile N-1 のデータのファイル名は“run1-05-n1.csv”としている．データファイルの形式は csv (Comma Separated Values) である．また，フォルダ名の末尾には括弧内に計測データの単位を示している．

D.3 データ様式

“original data”，“converted data” フォルダ内のファイル書式は全て同じである．以下に，“/original data/Strain gauge/run1-01.csv” を例として書式を示す．

```
12345678901234567890123456789012345678901234567890 ...
1 行目: # Line number          40000
2 行目: # Column number        105
3 行目: # Sampling Freq(Hz)    200
4 行目: # Channel ,            137,          138,          139, ...      240
5 行目: # Location,   Pile-N1-S,   Pile-N1-S,   Pile-N1-S, ...   Pile-M2-N
6 行目: # GL (m) ,      0.14,          0.05,          -0.10, ...      -2.80
7 行目:      0.000, -2.31144E-01, -2.37480E-02, -2.14445E-01, ... 8.40993E-02
8 行目:      0.005, -7.10955E-01, -2.63625E-01, -8.09124E-01, ... 3.19672E-01
9 行目:      0.010, -5.91005E-01, -2.37480E-02, -4.52316E-01, ... 5.55248E-01
```

ここで，

- 1 行目: 1～6 行目のヘッダを含めた行数
- 2 行目: 4 行目以降の各行の列数
- 3 行目: サンプリング周波数
- 4 行目: チャンネル番号で次節チャンネル一覧表による．
- 5 行目: センサー位置で次節チャンネル一覧表の“Location”列に示す．
- 6 行目: GL 面からの距離で次節チャンネル一覧表に示す．
- 7 行目以降: 時刻とデータで，1 列目は時刻，2 列目以降は有効数字 6 桁の指数表示のデータ．

D.4 計測チャンネル一覧

D.4.1 Series 1 の計測チャンネル表

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
1	加速度	gal	振動台南側	Table	-3.00
2	加速度	gal	振動台北側	Table	-3.00
3	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.10
4	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.25
5	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.45
6	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.65
7	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.85
8	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-1.05
9	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-1.45
10	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-1.85
11	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-2.25
12	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-2.65
13	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.10
14	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.25
15	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.45
16	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.65
17	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.85
18	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-1.05
19	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-1.45
20	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-1.85
21	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-2.25
22	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-2.65
23	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.10
24	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.25
25	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.45
26	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.65
27	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.85
28	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-1.05
29	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-1.45
30	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-1.85
31	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-2.25
32	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-2.65
33	加速度	gal	杭 N-1 - 荷重計部	Pile-N1	-0.35
34	加速度	gal	杭 N-1 - 荷重計部	Pile-N1	-0.75
35	加速度	gal	杭 M-1 - 荷重計部	Pile-M1	-0.35
36	加速度	gal	杭 M-1 - 荷重計部	Pile-M1	-0.75
37	加速度	gal	杭 S-1 - 荷重計部	Pile-S1	-0.35
38	加速度	gal	杭 S-1 - 荷重計部	Pile-S1	-0.75
39	加速度	gal	杭 N-2 - 荷重計部	Pile-N2	-0.35
40	加速度	gal	杭 N-2 - 荷重計部	Pile-N2	-0.75
41	加速度	gal	杭 M-2 - 荷重計部	Pile-M2	-0.35
42	加速度	gal	杭 M-2 - 荷重計部	Pile-M2	-0.75
43	加速度	gal	杭 S-2 - 荷重計部	Pile-S2	-0.35
44	加速度	gal	杭 S-2 - 荷重計部	Pile-S2	-0.75
45	加速度	gal	杭 N-3 - 荷重計部	Pile-N3	-0.35
46	加速度	gal	杭 N-3 - 荷重計部	Pile-N3	-0.75
47	加速度	gal	杭 M-3 - 荷重計部	Pile-M3	-0.35
48	加速度	gal	杭 M-3 - 荷重計部	Pile-M3	-0.75
49	加速度	gal	杭 S-3 - 荷重計部	Pile-S3	-0.35
50	加速度	gal	杭 S-3 - 荷重計部	Pile-S3	-0.75

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
51	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	0.05
52	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-0.10
53	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-0.25
54	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-0.45
55	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-0.65
56	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-0.85
57	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-1.05
58	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-1.45
59	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-1.85
60	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-2.25
61	加速度	gal	杭 N-1 - ひずみ部	Pile-N1	-2.65
62	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	0.05
63	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-0.10
64	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-0.25
65	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-0.45
66	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-0.65
67	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-0.85
68	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-1.05
69	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-1.45
70	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-1.85
71	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-2.25
72	加速度	gal	杭 M-1 - ひずみ部	Pile-M1	-2.65
73	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	0.05
74	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-0.10
75	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-0.25
76	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-0.45
77	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-0.65
78	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-0.85
79	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-1.05
80	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-1.45
81	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-1.85
82	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-2.25
83	加速度	gal	杭 N-2 - ひずみ部	Pile-N2	-2.65
84	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	0.05
85	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-0.10
86	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-0.25
87	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-0.45
88	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-0.65
89	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-0.85
90	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-1.05
91	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-1.45
92	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-1.85
93	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-2.25
94	加速度	gal	杭 M-2 - ひずみ部	Pile-M2	-2.65
95	加速度	gal	上載荷重	Weight	--
96	加速度	gal	柱	Support	0.55
97	加速度	gal	フーチング	PileCap-H	0.275
98	鉛直加速度	gal	フーチング - 中央	PileCap-VM	0.275
99	鉛直加速度	gal	フーチング - 南側	PileCap-VS	0.275
100	鉛直加速度	gal	フーチング - 北側	PileCap-VN	0.275
101	荷重	N	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.35
102	荷重	N	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.75
103	荷重	N	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-0.35
104	荷重	N	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-0.75

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
105	荷重	N	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-0.35
106	荷重	N	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-0.75
107	荷重	N	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-0.35
108	荷重	N	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-0.75
109	荷重	N	杭 S-1 - 南側	Pile-S1-S	-0.35
110	荷重	N	杭 S-1 - 南側	Pile-S1-S	-0.75
111	荷重	N	杭 S-1 - 北側	Pile-S1-N	-0.35
112	荷重	N	杭 S-1 - 北側	Pile-S1-N	-0.75
113	荷重	N	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-0.35
114	荷重	N	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-0.75
115	荷重	N	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-0.35
116	荷重	N	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-0.75
117	荷重	N	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.35
118	荷重	N	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.75
119	荷重	N	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.35
120	荷重	N	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.75
121	荷重	N	杭 S-2 - 南側	Pile-S2-S	-0.35
122	荷重	N	杭 S-2 - 南側	Pile-S2-S	-0.75
123	荷重	N	杭 S-2 - 北側	Pile-S2-N	-0.35
124	荷重	N	杭 S-2 - 北側	Pile-S2-N	-0.75
125	荷重	N	杭 N-3 - 南側	Pile-N3-S	-0.35
126	荷重	N	杭 N-3 - 南側	Pile-N3-S	-0.75
127	荷重	N	杭 N-3 - 北側	Pile-N3-N	-0.35
128	荷重	N	杭 N-3 - 北側	Pile-N3-N	-0.75
129	荷重	N	杭 M-3 - 南側	Pile-M3-S	-0.35
130	荷重	N	杭 M-3 - 南側	Pile-M3-S	-0.75
131	荷重	N	杭 M-3 - 北側	Pile-M3-N	-0.35
132	荷重	N	杭 M-3 - 北側	Pile-M3-N	-0.75
133	荷重	N	杭 S-3 - 南側	Pile-S3-S	-0.35
134	荷重	N	杭 S-3 - 南側	Pile-S3-S	-0.75
135	荷重	N	杭 S-3 - 北側	Pile-S3-N	-0.35
136	荷重	N	杭 S-3 - 北側	Pile-S3-N	-0.75
137	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	0.14
138	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	0.05
139	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.10
140	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.25
141	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.45
142	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.65
143	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.85
144	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-1.05
145	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-1.45
146	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-1.85
147	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-2.25
148	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-2.65
149	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-2.80
150	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	0.14
151	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	0.05
152	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-0.10
153	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-0.25
154	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-0.45
155	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-0.65
156	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-0.85
157	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-1.05
158	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-1.45

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
159	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-1.85
160	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-2.25
161	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-2.65
162	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N1-N	-2.80
163	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	0.14
164	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	0.05
165	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-0.10
166	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-0.25
167	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-0.45
168	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-0.65
169	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-0.85
170	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-1.05
171	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-1.45
172	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-1.85
173	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-2.25
174	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-2.65
175	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M1-S	-2.80
176	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	0.14
177	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	0.05
178	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-0.10
179	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-0.25
180	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-0.45
181	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-0.65
182	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-0.85
183	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-1.05
184	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-1.45
185	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-1.85
186	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-2.25
187	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-2.65
188	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-M1-N	-2.80
189	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	0.14
190	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	0.05
191	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-0.10
192	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-0.25
193	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-0.45
194	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-0.65
195	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-0.85
196	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-1.05
197	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-1.45
198	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-1.85
199	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-2.25
200	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-2.65
201	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N2-S	-2.80
202	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	0.14
203	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	0.05
204	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-0.10
205	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-0.25
206	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-0.45
207	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-0.65
208	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-0.85
209	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-1.05
210	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-1.45
211	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-1.85
212	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-2.25

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
213	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-2.65
214	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N2-N	-2.80
215	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	0.14
216	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	0.05
217	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.10
218	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.25
219	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.45
220	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.65
221	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.85
222	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-1.05
223	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-1.45
224	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-1.85
225	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-2.25
226	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-2.65
227	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M2-S	-2.80
228	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	0.14
229	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	0.05
230	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.10
231	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.25
232	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.45
233	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.65
234	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.85
235	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-1.05
236	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-1.45
237	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-1.85
238	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-2.25
239	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-2.65
240	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M2-N	-2.80
241	変位	mm	振動台 - 北側	Table	-3.00
242	変位	mm	振動台 - 北側	Table	-3.00

D.4.2 Series 2 の計測チャンネル表

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
1	加速度	gal	振動台南側	Table	-3.00
2	加速度	gal	振動台北側	Table	-3.00
3	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.10
4	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.25
5	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.45
6	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.65
7	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-0.85
8	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-1.05
9	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-1.45
10	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-1.85
11	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-2.25
12	加速度	gal	地盤内 - 西側	Ground-W	-2.65
13	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.10
14	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.25
15	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-0.65
16	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-1.05
17	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-1.45
18	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-1.85
19	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-2.25
20	加速度	gal	地盤内 - 北側	Ground-N	-2.65

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
21	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-N	-0.10
22	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-N	-0.25
23	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.45
24	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.65
25	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-0.85
26	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-1.05
27	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-1.45
28	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-1.85
29	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-2.25
30	加速度	gal	地盤内 - 東側	Ground-E	-2.65
31	加速度	gal	杭 N-1	Ground-E	0.05
32	加速度	gal	杭 N-1	Ground-E	-0.10
33	加速度	gal	杭 N-1	Pile-N1	-0.25
34	加速度	gal	杭 N-1	Pile-N1	-0.45
35	加速度	gal	杭 N-1	Pile-M1	-0.65
36	加速度	gal	杭 N-1	Pile-M1	-0.85
37	加速度	gal	杭 N-1	Pile-S1	-1.05
38	加速度	gal	杭 N-1	Pile-S1	-1.45
39	加速度	gal	杭 N-1	Pile-N2	-1.85
40	加速度	gal	杭 N-1	Pile-N2	-2.25
41	加速度	gal	杭 N-1	Pile-M2	-2.65
42	加速度	gal	杭 M-1	Pile-M2	0.05
43	加速度	gal	杭 M-1	Pile-S2	-0.10
44	加速度	gal	杭 M-1	Pile-S2	-0.25
45	加速度	gal	杭 M-1	Pile-N3	-0.45
46	加速度	gal	杭 M-1	Pile-N3	-0.65
47	加速度	gal	杭 M-1	Pile-M3	-0.85
48	加速度	gal	杭 M-1	Pile-M3	-1.05
49	加速度	gal	杭 M-1	Pile-S3	-1.45
50	加速度	gal	杭 M-1	Pile-S3	-1.85
51	加速度	gal	杭 M-1	Pile-N1	-2.25
52	加速度	gal	杭 M-1	Pile-N1	-2.65
53	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	0.05
54	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-0.10
55	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-0.25
56	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-0.45
57	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-0.65
58	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-0.85
59	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-1.05
60	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-1.45
61	加速度	gal	杭 N-2	Pile-N1	-1.85
62	加速度	gal	杭 N-2	Pile-M1	-2.25
63	加速度	gal	杭 N-2	Pile-M1	-2.65
64	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	0.05
65	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-0.10
66	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-0.25
67	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-0.45
68	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-0.65
69	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-0.85
70	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-1.05
71	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-1.45
72	加速度	gal	杭 M-2	Pile-M1	-1.85
73	加速度	gal	杭 M-2	Pile-N2	-2.25
74	加速度	gal	杭 M-2	Pile-N2	-2.65

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
75	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	0.05
76	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	-0.10
77	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	-0.25
78	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	-0.45
79	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	-0.65
80	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	-0.85
81	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	-1.05
82	加速度	gal	杭 S-1	Pile-N2	-1.45
83	加速度	gal	杭 S-2	Pile-N2	0.05
84	加速度	gal	杭 S-2	Pile-M2	-0.10
85	加速度	gal	杭 S-2	Pile-M2	-0.25
86	加速度	gal	杭 S-2	Pile-M2	-0.45
87	加速度	gal	杭 S-2	Pile-M2	-0.65
88	加速度	gal	杭 S-2	Pile-M2	-0.85
89	加速度	gal	杭 S-2	Pile-M2	-1.05
90	加速度	gal	杭 S-2	Pile-M2	-1.45
91	加速度	gal	上載荷重	Weight	--
92	加速度	gal	柱	Support	0.55
93	加速度	gal	フーチング	PileCap-H	0.275
94	鉛直加速度	gal	フーチング - 中央	PileCap-VM	0.275
95	鉛直加速度	gal	フーチング - 南側	PileCap-VS	0.275
96	鉛直加速度	gal	フーチング - 北側	PileCap-VN	0.275
97	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	PileCap-H	0.14
98	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	PileCap-VM	0.05
99	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	PileCap-VS	-0.10
100	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	PileCap-VN	-0.25
101	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.45
102	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-S	-0.65
103	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-N	-0.85
104	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-N1-N	-1.05
105	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-M1-S	-1.45
106	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-M1-S	-1.85
107	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-M1-N	-2.25
108	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-M1-N	-2.65
109	ひずみ	μ	杭 N-1 - 南側	Pile-S1-S	-2.80
110	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-S1-S	0.14
111	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-S1-N	0.05
112	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-S1-N	-0.10
113	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N2-S	-0.25
114	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N2-S	-0.45
115	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N2-N	-0.65
116	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-N2-N	-0.85
117	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-M2-S	-1.05
118	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-M2-S	-1.45
119	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-M2-N	-1.85
120	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-M2-N	-2.25
121	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-S2-S	-2.65
122	ひずみ	μ	杭 N-1 - 北側	Pile-S2-S	-2.80
123	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-S2-N	0.14
124	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-S2-N	0.05
125	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-N3-S	-0.10
126	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-N3-S	-0.25
127	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-N3-N	-0.45
128	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-N3-N	-0.65

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
129	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M3-S	-0.85
130	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M3-S	-1.05
131	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M3-N	-1.45
132	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-M3-N	-1.85
133	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-S3-S	-2.25
134	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-S3-S	-2.65
135	ひずみ	μ	杭 M-1 - 南側	Pile-S3-N	-2.80
136	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-S3-N	0.14
137	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	0.05
138	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-0.10
139	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-0.25
140	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-0.45
141	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-0.65
142	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-0.85
143	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-1.05
144	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-1.45
145	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-1.85
146	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-2.25
147	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-2.65
148	ひずみ	μ	杭 M-1 - 北側	Pile-N1-S	-2.80
149	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-S	0.14
150	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	0.05
151	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-0.10
152	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-0.25
153	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-0.45
154	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-0.65
155	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-0.85
156	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-1.05
157	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-1.45
158	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-1.85
159	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-2.25
160	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-2.65
161	ひずみ	μ	杭 N-2 - 南側	Pile-N1-N	-2.80
162	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-N1-N	0.14
163	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	0.05
164	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-0.10
165	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-0.25
166	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-0.45
167	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-0.65
168	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-0.85
169	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-1.05
170	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-1.45
171	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-1.85
172	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-2.25
173	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-2.65
174	ひずみ	μ	杭 N-2 - 北側	Pile-M1-S	-2.80
175	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-S	0.14
176	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	0.05
177	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-0.10
178	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-0.25
179	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-0.45
180	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-0.65
181	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-0.85
182	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-1.05

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
183	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-1.45
184	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-1.85
185	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-2.25
186	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-2.65
187	ひずみ	μ	杭 M-2 - 南側	Pile-M1-N	-2.80
188	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-M1-N	0.14
189	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	0.05
190	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-0.10
191	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-0.25
192	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-0.45
193	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-0.65
194	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-0.85
195	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-1.05
196	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-1.45
197	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-1.85
198	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-2.25
199	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-2.65
200	ひずみ	μ	杭 M-2 - 北側	Pile-N2-S	-2.80
201	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-S	0.14
202	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	0.05
203	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-0.10
204	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-0.25
205	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-0.45
206	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-0.65
207	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-0.85
208	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-1.05
209	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-1.45
210	ひずみ	μ	杭 S-1 - 南側	Pile-N2-N	-2.80
211	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-N2-N	0.14
212	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-N2-N	0.05
213	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-N2-N	-0.10
214	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-N2-N	-0.25
215	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-M2-S	-0.45
216	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-M2-S	-0.65
217	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-M2-S	-0.85
218	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-M2-S	-1.05
219	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-M2-S	-1.45
220	ひずみ	μ	杭 S-1 - 北側	Pile-M2-S	-2.80
221	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-S	0.14
222	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-S	0.05
223	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.10
224	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.25
225	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.45
226	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.65
227	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-S	-0.85
228	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-N	-1.05
229	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-N	-1.45
230	ひずみ	μ	杭 S-2 - 南側	Pile-M2-N	-2.80
231	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	0.14
232	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	0.05
233	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.10
234	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.25
235	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.45
236	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.65

ch	測定項目	単位	測定位置	Location	GL (m)
237	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-0.85
238	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-1.05
239	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-1.45
240	ひずみ	μ	杭 S-2 - 北側	Pile-M2-N	-2.80
241	変位	mm	振動台 - 北側	Table	-3.00
242	変位	mm	振動台 - 北側	Table	-3.00