

## 戦-34 構造物基礎の新耐震設計体系の開発

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 20～平 23

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，塚淳一，谷本俊輔，  
岡田太賀雄，河野哲也

### 【要旨】

本研究は、橋の地震時の実際の挙動を適切に考慮して上部構造・下部構造を合理的に耐震設計するための体系化を目指すものである。これには、動的照査法の活用が有効であると考えられるため、動的照査法をベースとした設計体系の構築のための検討を行うこととした。平成 21 年度は、過去に土木研究所で実施された基礎部材に対する載荷実験や基礎・地盤系の静的載荷実験・加振実験、自由地盤に対する加振実験のデータベース化を行った。また、基礎・地盤系の加振実験に対して地盤物性値のばらつきを考慮した動的解析を行い、地盤物性値がばらついていた場合に、構造物の応答特性や杭に生じる断面力がどの程度変化するかを検討した。さらに、ラーメン構造に対するファイバー要素解析を行い、終局限界の指標として鉄筋の終局ひずみを用いることにより、部材の終局限界の評価精度が向上することを示した。

キーワード：橋，杭基礎，耐震設計，動的解析，ファイバー解析

### 1. はじめに

現在の基礎の耐震設計法は、いわゆる震度法の枠組みの中で発展してきたものであり、複雑な実現象のうちの未解明な点が、設計上の割り切りとして慣性力と照査値に集約されて単純化された状態となっている。このため、新しい基礎形式を採用しづらい、既設基礎の耐震性能評価が困難である等の課題が生じている。こうした課題を解決するために、上部構造・下部構造躯体・基礎・地盤の橋全体系として耐震性能を照査する体系に基づく基礎の耐震設計法を確立することが求められている。

このためには、動的照査法の活用が有効であると考えられる。ただし、動的解析による道路橋基礎の耐震設計法を提案するためには、どのような解析モデルを用いたときにどのような照査値をどの程度の許容値に抑えておけば良いのかを検討する必要がある。こうした背景から、本研究では、最終的に動的照査法をベースとした設計体系を構築することを目的に、基礎および地盤の地震時挙動の評価、基礎の限界状態の設定、地震動・地盤変位の外的作用の評価を行うこととした。昨年度は、入力地震動の設定方法について検討した。具体的には、過去に実施された自由地盤の動的解析を実施することにより、地盤の動的挙動の評価における留意点を整理した。また、現行設計法で提案されている限界状態が、動的解析で得られる予測値を用いてどのように評価することができるかを検討するため、動的解析により得られる予測値と現

行の震度法により評価される照査値との関係を比較した。さらに、多層地盤中に存在する杭基礎の動的挙動を確認するため、層構成をパラメータとして群杭基礎の加振実験を実施した。

今年度は、昨年度の実験結果や解析結果を踏まえ、以下を実施した。

- 1) 既往の研究成果の整理
- 2) 自由地盤の動的解析および基礎・地盤系の動的解析
- 3) ラーメン構造に対するファイバー要素解析

1) は、過去に土木研究所が実施してきた載荷実験、加振実験のデータを整理し、ベンチマークデータとして供用できるように HP 上に公開するものである。2) は、1) で整理した加振実験のうちのいくつかについて、自由地盤および地盤中の基礎構造物を対象とした動的解析を実施するものである。地盤はその物性値が非常にばらつく特徴がある。本研究では、原位置における地盤調査結果に基づいて一般的な地盤物性値のばらつきを評価し、地盤物性のばらつきが基礎の応答や発生断面力に与える影響を評価するものである。3) は、杭基礎の部材としての限界状態を評価する手法を確立するために、杭基礎模型に対する載荷実験を対象にファイバー要素解析によるシミュレーション解析を行い、解析パラメータの設定の影響や設計限界値を定めるための評価指標に関する検討を行うものである。

以下に、それぞれの結果について報告する。

表-2.1 整理対象データ一覧

(a) 基礎部材の抵抗特性に関する実験

No.	実施機関	実施時期 <sup>*)</sup>	基礎構造	地盤条件	载荷実験
<u>1</u>	土木研究所	1998年	単杭・鋼管杭	飽和砂	気中での杭単体の曲げ試験 土中での杭の正負交番水平载荷試験 土中での杭の一方向水平载荷試験
<u>2</u>	土木研究所	1998年	群杭・場所打ち杭 群杭・PHC杭 (JIS杭)	—	気中での正負交番水平载荷試験
<u>3</u>	土木研究所 鋼管杭協会	1997年	群杭・鋼管杭	—	気中での正負交番水平载荷試験
<u>4</u>	土木研究所 鋼管杭協会	1997年	群杭・鋼管杭		
<u>5</u>	土木研究所	2008年	斜杭・群杭・鋼管杭	—	気中での正負交番水平载荷試験

(b) 基礎—地盤系の静的挙動に関する実験

No.	実施機関	実施時期 <sup>*)</sup>	基礎構造	地盤条件	载荷実験
<u>1</u>	土木研究所	1998年	単杭・鋼管杭	飽和砂	気中での杭単体の曲げ試験 土中での杭の正負交番水平载荷 土中での杭の一方向水平载荷
<u>2</u>	土木研究所	1992年	単杭・鋼管杭 並列杭・鋼管杭 直列杭・鋼管杭 群杭・鋼管杭	湿潤砂	土中での杭の一方向水平载荷
<u>3</u>	土木研究所	2007年	直接基礎・鋼殻	乾燥砂	鉛直载荷；単調水平载荷；一方向繰返し载荷 水平交番载荷；単調载荷後一方向繰返し载荷
<u>4</u>	土木研究所	2007年	直接基礎・鋼製	乾燥砂	水平交番载荷

(c) 自由地盤の動的挙動に関する実験

No.	実施機関	実施時期 <sup>*)</sup>	基礎構造	地盤条件	入力地震動	実験・解析
<u>1</u>	土木研究所	2006年	群杭・鋼製	乾燥砂	神戸海洋気象台観測波 NS 成分	振動台実験
<u>2</u>	土木研究所	2007年	群杭・アルミニウム	乾燥砂・飽和砂・正規圧密粘土・飽和砂	神戸海洋気象台記録から作成した基盤波 (露頭基盤波)	動的遠心模型実験
<u>3</u>	土木研究所	2005年	群杭・アルミニウム	乾燥砂&飽和砂	神戸海洋気象台記録から作成した基盤波 (露頭基盤波)	動的遠心模型実験
<u>4</u>	土木研究所	2000年 2001年	柱状体基礎・鋼製	乾燥砂	板島橋周辺地盤上観測波 神戸海洋気象台観測波 NS 成分	振動台実験
<u>5</u>	土木研究所	2009年	群杭・アルミニウム	湿潤粘土・湿潤砂&湿潤粘土	神戸海洋気象台観測波 NS 成分	動的遠心模型実験
<u>6</u>	土木研究所	2007年	直接基礎・鋼製	乾燥砂	七峰橋周辺地盤上観測波 神戸海洋気象台観測波 NS 成分	振動台実験
<u>7</u>	土木研究所	1996年	—	東神戸大橋周辺地盤 (鉛直アレーによる地震観測地点)	1995年兵庫県南部地震 東神戸周辺地盤 G.L.-33m	解析

(d) 基礎—地盤系の動的挙動に関する実験

No.	実施機関	実施時期 <sup>*)</sup>	基礎構造	地盤条件	入力地震動	実験種別
<u>1</u>	土木研究所	2006年	群杭・鋼製	乾燥砂	神戸海洋気象台観測波 NS 成分	振動台実験
<u>2</u>	土木研究所	2007年	群杭・アルミニウム	乾燥砂・飽和砂・正規圧密粘土・飽和砂	神戸海洋気象台記録から作成した基盤波 (露頭基盤波)	動的遠心模型実験
<u>3</u>	土木研究所	2005年	群杭・アルミニウム	乾燥砂&飽和砂	神戸海洋気象台記録から作成した基盤波 (露頭基盤波)	動的遠心模型実験
<u>4</u>	土木研究所	2000年 2001年	柱状体基礎・鋼製	乾燥砂	板島橋周辺地盤上観測波 神戸海洋気象台観測波 NS 成分	振動台実験
<u>5</u>	土木研究所	2009年	群杭・アルミニウム	湿潤粘土・湿潤砂&湿潤粘土	神戸海洋気象台観測波 NS 成分	動的遠心模型実験
<u>6</u>	土木研究所	2007年	直接基礎・鋼製	乾燥砂	七峰橋周辺地盤上観測波 神戸海洋気象台観測波 NS 成分	振動台実験

\*) 実施時期は、実際に実験を行った時期もしくはその実験に関する報告書もしくは論文が刊行された時を指している。

No.	実施機関	実施年度	基礎諸元	地盤条件	入力地震動波形	実験種別
1	土木研究所 基礎T	2002	群杭, 鋼製	乾燥砂	神戸海洋気象台 観測波	振動台
2	土木研究所 振動T	2005	群杭, 中空アルミ	液化化地盤 (粘性土層を含む)	L2typeII 基礎波形	動的遠心実験
3	UC-Davis校	1999	単杭(パイロシヤフト)	粘性土層, 砂質土層	...	動的遠心実験
4	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...

レベル2へリンク

(a) レベル1

実施機関	土木研究所 基礎T	No.	1
実施年度	2002		
基礎諸元	群杭, 3×3配列, 鋼製, □125mm, L=3.0m, 杭間隔...		
図面	<a href="#">上部構造</a> <a href="#">フーチング</a> <a href="#">杭</a> <a href="#">地盤</a> <a href="#">センサー配置</a>		
模型地盤	1層目 乾燥砂 3m Dr=65% 2層目 乾燥砂 Xm Dr=0% ...		
地盤データ	<a href="#">物理特性</a> <a href="#">作製時の管理記録</a> <a href="#">CD試験</a> <a href="#">動的変形特性試験</a> <a href="#">S波速度分布(板たたき法)</a>		
入力波形	神戸海洋気象台観測波		
実験種別	振動台		
実験結果	<a href="#">計測データ</a> <a href="#">写真</a>		
参考文献	<a href="#">徳元次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 野々村佳哲, 喜多直之: 群杭基礎の大型振動台実験, 土木研究所資料 No.4015, 2006.8</a> ...		

レベル3へリンク

(b) レベル2

ケース名 →	Case name: Case 1 Step 1
加振波名 →	Wave name: Sweep
サンプリングタイム →	Sampling time: 0.001(sec)
データ行数 →	number of data lines: 50000
データ列数 →	number of data columns: 69
計測器名 →	Time Ch-001 Ch-002 ..... Ch-244 Ch-245
データ単位 →	sec gal gal ..... mm mm
データ →	0.000 0.483 -3.795 ..... 0.296 0.315
	0.002 -0.058 -0.058 ..... -0.132 -0.204
	.....
	.....

(c) レベル3

図-2.1 データ整理概要

**2. 既往の研究成果の整理**

**2.1 はじめに**

現行の道路橋示方書 IV 下部構造編<sup>1)</sup>, V 耐震設計編<sup>2)</sup>で示されている基礎の耐震設計法や現在研究されている動的解析手法は, 様々な実験や解析結果に基づいて提案されている。これらの研究成果は, 土木研究所資料や共同研究報告書, 論文として公表されている。土木研究所で実施された実験の中には大規模なものも多く, これら

の実験の計測データは, 解析モデルの妥当性を検証する際のベンチマークデータとして利用価値の高いものである。そこで, 過去の実験成果を整理し, 実験モデルの諸元, 地盤構成, 計測項目, 入力地震動等の実験条件と, 計測結果の数値データを HP 上に公表することとした。

## 2.2 整理対象とした実験成果

整理対象とした研究成果は、過去に土木研究所で実施された、道路橋基礎を対象とした実験結果である。大きく分けて以下の4種に分類される。

- (a) 基礎部材の抵抗特性に関するデータ
- (b) 基礎—地盤系の静的挙動に関するデータ
- (c) 自由地盤の動的挙動に関するデータ
- (d) 基礎—地盤系の動的挙動に関するデータ

整理対象としたデータの一覧を、(a)～(d)の種類ごとに、表-2.1に示す。

(a), (b)は、現行の設計法である地震時保有水平耐力法の提案根拠となった研究成果である。(a)は気中で実施された静的載荷実験の結果であり、例えば、現行のレベル2地震時の許容塑性率の根拠となった載荷試験等が含まれる。(b)は地盤も含めてモデル化し、地盤中に設置した基礎模型に対して行われた静的載荷実験の結果である。(c)は、地盤の動的挙動を計測した実験結果である。(d)は、地盤中に設置された基礎を対象とした加振実験結果である。

## 2.3 整理の内容

上記のデータの整理は、図-2.1に示す三段階で行った。まず、レベル1の表に示すように、整理したデータの一覧とキーワード(基礎諸元、地盤条件、実験種別等)を列挙した。各データにはレベル2へのリンクが設けられており、レベル2の表には、それぞれのデータのより詳細な情報を記載した。レベル2の各項目には、レベル3へのリンクを設けており、レベル3では、実験の状況写真や実験に用いた土槽や模型の諸元、地盤材料の試験結果、計測結果の数値データを整理した。

上記の整理結果は、独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター(CAESAR)のHPにて閲覧およびダウンロード可能である。

## 3. 自由地盤および地盤中の基礎の動的挙動の再現解析および地盤物性のばらつきが解析結果に与える影響の評価

### 3.1 はじめに

地盤や構造物の挙動を予測するためには、何らかの方法で地盤の物性値を評価する必要がある。ただし、地盤はその物性値が大きくばらつく材料である。したがって、地盤調査結果に基づく地盤物性値を用いて得られた構造物の挙動や発生断面力の解析結果は、ある程度の誤差を有している。中谷らは、実橋に対して地盤物性値や部材

の抵抗値をばらつかせて動的解析を実施することで、基礎や構造物の応答がどの程度変化するかを検討し、地盤抵抗を小さめに評価することが、必ずしも基礎の設計として安全側になるとは限らないことを示している<sup>3)</sup>。本研究では、中谷らと同様の検討を、応答値が明確になっている実験結果に対して行うこととした。ただし、地盤物性値のばらつきが基礎の挙動に与える影響に比べて、部材抵抗のばらつきが基礎の挙動に与える影響は小さいことから<sup>3)</sup>、本解析では地盤物性値のばらつきのみを検討対象とした。

解析の対象は、自由地盤、地盤中に存在する杭基礎の2つとした。ばらつきを考慮した地盤物性値は、砂質土の内部摩擦角 $\phi$ 、粘性土の粘着力 $c$ 、地盤の変形係数 $E$ 、地盤の最大せん断応力 $\tau$ である。地盤物性値のばらつきは、実験地盤に対して実施した地盤調査結果に基づいて評価した。そして、そのばらつきの範囲内で値を変化させた地盤物性値を用いて動的解析を行い、地盤物性値のばらつきによって、地盤や構造物の挙動、杭に生じる断面力にどの程度の影響が生じるかを確認した。

## 3.2 解析対象とした実験の概要

解析対象としたのは、次に示す3つの実験であり、いずれも2で整理したものである。いずれも群杭基礎を対象とした加振実験である。

実験 a: 軟弱粘性土と砂質土から構成される二層地盤中の群杭基礎の動的遠心実験 (3 ケース)

実験 b: 砂地盤中の群杭基礎に対する重力場における加振実験 (2 ケース)

実験 c: 砂地盤中の群杭基礎に対する動的遠心実験 (1 ケース)

表-3.1に、実験ケースの一覧を示す。本節では、各実験の概要を説明する。なお、以降に示す物理量は全て実物スケールに換算した値である。また、各実験の詳細は、それぞれの参考文献を参照されたい。

### 3.2.1 軟弱粘性土と砂質土から構成される二層地盤中の群杭基礎の動的遠心実験<sup>4)</sup>

実験 a は土木研究所大型遠心実験施設において、50Gの遠心場で実施されたものである。図-3.1に実験概要を、表-3.2に本解析で対象とする実験ケースを示す。実験パラメータは、基礎模型の有無および地盤の層構成である。

実験に使用された杭基礎模型は、実寸 600mm の鋼管杭を想定した 3×3 本の群杭である。実験 a では地盤の変形により杭基礎に生じる変位や加速度、および杭体に

表-3.1 実験ケース一覧 (遠心実験の場合の数値は実物スケールに換算されたもの)

実験	Case	地盤構成	重力場・遠心力場の違い	入力地震動	上部構造の有無	杭径(mm) / 杭本数
a	a-1	支持層+軟弱粘性土	遠心力場 (50G)	神戸波	無し	600/3×3
	a-2	支持層+中間砂層+軟弱粘性土 (1/β)				
	a-3	支持層+中間砂層+軟弱粘性土 (1/β+2D)				
b	b-1	砂質土層 (先端ヒンジ固定)	重力場	神戸波	無し (ただし、上部構造重量分のおもりを積載)	125/3×3
	b-2				14.80 kN 28.12 kN	
c	c	支持層+中間砂層+ゆるい砂層 (乾燥砂地盤)	遠心力場 (70G)	レベル 2 タイプ II 相当の基盤波	有り 7634 kN	1120/3×3

表-3.2 実験 a の地盤の層構成

Case	地盤の層構成
a-1	粘性土 + $D_r=90\%$ の支持層
a-2	地表面から $1/\beta$ まで粘性土, 以深は砂質土 ( $D_r=80\%$ の中間砂層 + $D_r=90\%$ の支持層)
a-3	地表面から $1/\beta+2D$ まで粘性土, 以深は砂質土 ( $D_r=80\%$ の中間砂層 + $D_r=90\%$ の支持層)

生じる断面力を計測することを目的としたため、上部構造の慣性力が基礎の応答加速度や応答変位、杭体に生じる断面力に与える影響を極力除外することとし、橋脚躯体および上部構造はモデル化されず、計9本の杭とそれを結合するフーチングのみがモデル化されている。フーチングについてもその慣性力の影響を極力小さくする一方で、加振中に変形などが生じないよう考慮し、アルミにより作製されている。

杭間隔は  $2.5D$ 、最も外側の杭とフーチング最外縁の距離は  $1D$  である。ここに、 $D$  は杭径である。杭体はアルミ管を用いてモデル化されている。なお、杭の曲げ剛性  $EI$  をあわせることにより、遠心場と重力場の相似則を満足させている。なお、加振時にフーチング底面が地盤から受ける抵抗力のモデル化の方法については確立されておらず、この影響を分離することが現状の技術では困難であるため、実験 a では、フーチング底面と地盤面間に空間を設け、フーチングが抵抗要素とならないようにモデル化されている。

いずれのケースも層厚は 20 m であり、そのうち最下層に、東北珪砂 7 号を用いて支持層相当の相対密度  $D_r=90\%$  の砂質土層 2.5 m が作製されている。Case a-2, a-3 は、表層にカオリン ASP-100 を用いて作製された軟弱な粘性土層、その下に中密な砂質土層、最下層に支持層を有するケースであり、中密砂層の層厚をパラメータとしている。福井らの試算によれば、地盤の変位が杭の挙動

に及ぼす影響は、 $1/\beta \sim 1.5/\beta$  付近に層境界がある場合に最大となる<sup>5)</sup>。ここに、 $1/\beta$  は杭の特性値  $\beta$  の逆数である。実験 a では剛性の異なる地盤の変位の違いによる杭の挙動の違いを把握することを目的としているため、福井らの試算に基づき、地盤変位の影響が大きくなる位置に層境界を設定している。一般的な杭基礎の場合は、 $1/\beta$  はおよそ杭径の4~6倍程度であるため、Case a-2, a-3 は、それぞれ基礎模型の杭の  $1/\beta, 1/\beta + 2D$  を層境界としている。いずれのケースも、層境界より上が粘性土、層境界より下が中密の砂質土 (相対密度  $D_r=80\%$  相当) である。Case a-1 は支持層以外をすべて粘性土層としたケースである。

地盤には、加振時の地盤の加速度を計測するための加速度計、圧密時の水圧を計測するための水圧計が設置されている。計測位置は、図-3.1 に示したとおりである。加速度計、水圧計は、①加振時に基礎模型の挙動の影響が小さいと考えられる、基礎から比較的距離のある位置

(図-3.1 の加速度計・水圧計のうち、一番左側の列: P1-1~P1-5, A1-1~A1-5)、②杭間 (図-3.1 の加速度計・水圧計のうち、真ん中の列: P2-1~P2-5, A2-1~A2-5)、③杭の比較的近傍 (図-3.1 の加速度計・水圧計のうち、一番右側の列: P3-1~P3-5, A3-1~A3-5) の3列に分けて配置された。また、地震中の杭の地震時挙動を調べるために、9本の杭のうち2本の杭に深度方向に貼り付けた7点のひずみゲージにより、軸方向ひずみが計測された。また、フーチングの水平変位・鉛直変位も計測された。

模型地盤完成後、70G の遠心場にて加振を行っている。加振に用いた入力地震動は、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台 NS 成分の観測波である。図-3.2 に入力地震動の時刻歴を示す。入力地震動は想定していたものよりも大きなものとなった。

加振実験における杭体の挙動は弾性範囲内であった。

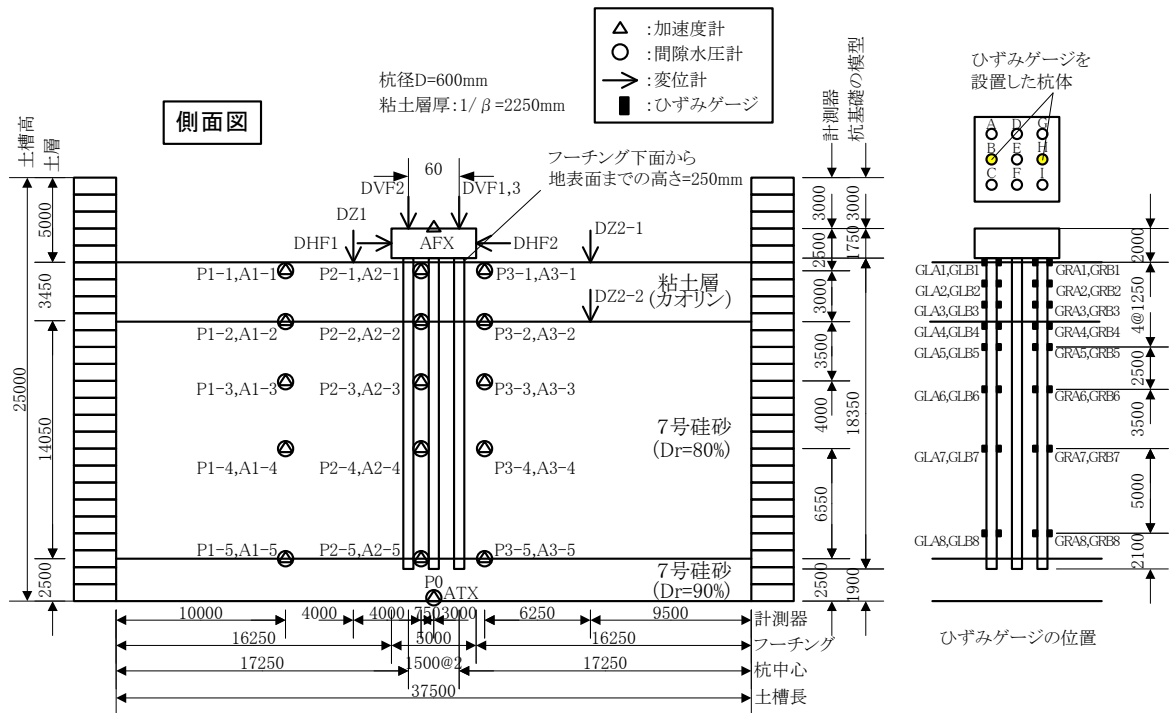


図-3.1 実験概要図 (a-1 の例)

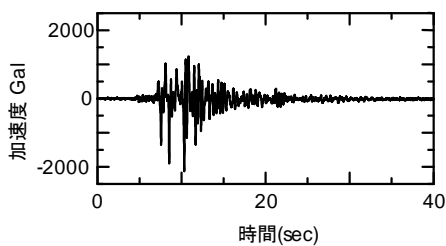


図-3.2 入力地震動の加速度時刻歴

### 3.2.2 砂地盤中の群杭基礎に対する重力場における加振実験<sup>6)</sup>

実験 b は土木研究所で所有している三次元大型振動台上にせん断土槽(縦4m×横4m×高さ3.5m)を固定し、その土槽内に基礎模型を設置、砂地盤を作成後、加振実験を行ったものである。実験の概略図を図-3.3に示す。

本解析では、文献6)におけるRun2-4、Rn2-8の実験を対象とした。この2ケースは、上部構造を模擬したおもりの重量が異なり、Run2-4は14.80kN、Run2-8は28.12kN

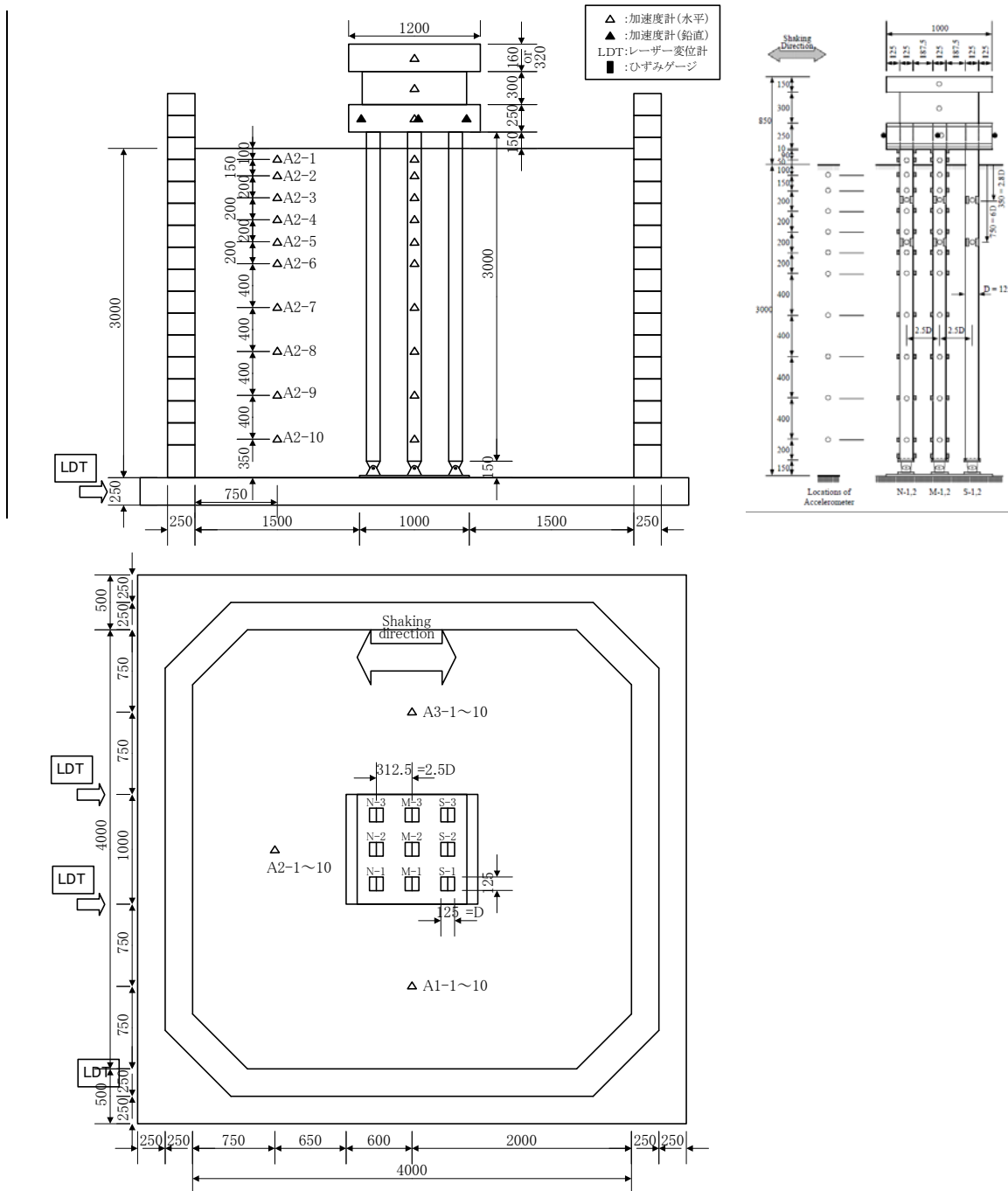


図-3.3 群杭基礎の振動台実験

である。本文では、Run2-4 を Case b-1、Run2-8 を Case b-2 とよぶ。

杭基礎模型は 3×3 本の 9 本群杭である。杭体には矩形断面の鋼管（材質 STK400、杭径  $D=125$  mm、板厚  $t=4.5$  mm、杭長  $L=3000$  mm）が用いられている。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。各計測器の設置位置は図-3.3 に示したとおりである。9 本の杭のうち、4

本の杭において、深さ方向に 13 断面にひずみゲージが貼り付けられている。荷重計の設置位置とひずみゲージ設置断面には、加振方向の加速度を測定するため加速度計が併せて設置されている。また、基礎模型のフーチング部分では、回転挙動の評価ができるよう、加振方向および鉛直方向それぞれ 3 断面ずつ加速度計が設置されている。

実験地盤は気乾状態の東北珪砂 6 号を用い、相対密度

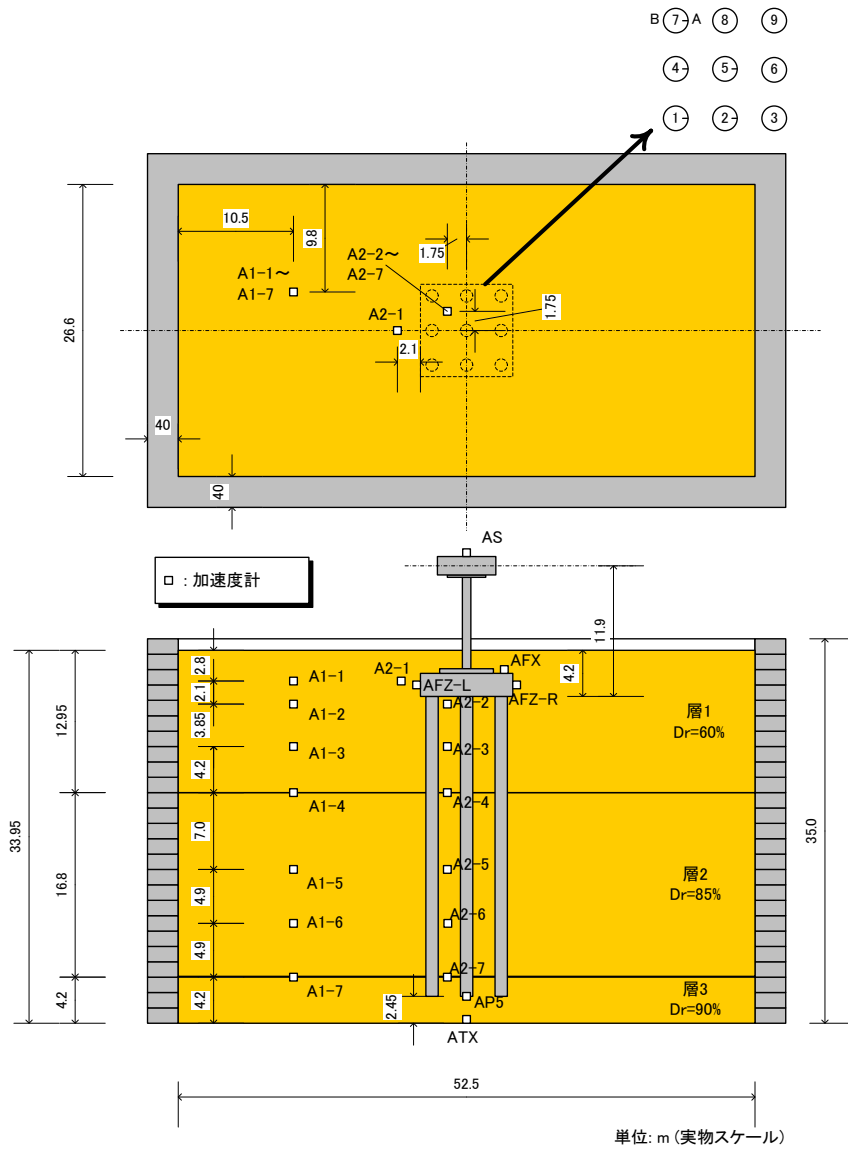


図-3.4 実験cの模型の概要

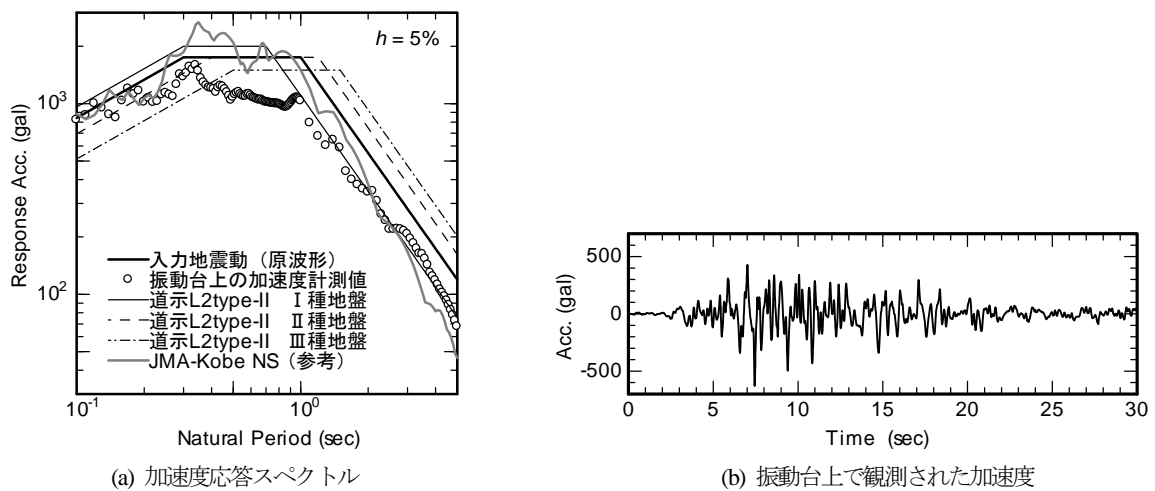


図-3.5 入力地震動



60～70%を目標に作製された。地盤内には加振方向の地盤加速度を測定するため加速度計が設置されている。図-3.3中に示すように、地盤加速度計は基礎模型からみて東・西・北部の計3ヶ所に基礎模型のひずみゲージ設置断面と同じ深度となるよう設置された。

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が配置されている。また全てのセンサは各加振直前にゼロクリアされている。入力波は、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台 NS 成分の観測波を振幅調整せずに入力している。なお、Run2-4 に対しては、正方向に入力されたが、Run2-8 に対しては正負を入れ替えた入力となっていた。

加振実験における杭体の挙動は弾性範囲内であった。

### 3.2.3 砂地盤中の群杭基礎に対する動的遠心実験

実験 c は、土木研究所の遠心力载荷実験施設にて行われた。実験模型の概要を図-3.4に示す。

模型の諸元の設定にあたって想定された橋梁は、全幅員 12.0m の鋼 I 桁橋であり、死荷重反力は 6203 kN である。橋脚は T 形の RC 橋脚であり、橋脚高さは 12.1 m である。基礎は 3×3 配列の場所打ち杭であり、杭径 1.2 m、杭長 27.3 m、杭間隔 3.15 m である。模型地盤は密度の異なる乾燥砂による 3 層構成であり、上方より順に層厚は 12.95 m、16.8 m、4.2 m、相対密度  $D_r$  はそれぞれ 60%、85%、90% である。

模型杭には、想定する場所打ち杭の杭径および曲げ剛性  $EI$  を概ね一致させたアルミパイプを用いた。杭径は 1.12 m、肉厚は 105 mm、杭長は 27.3 m、杭間隔は 3.15 m (模型スケールでは杭径 16 mm、肉厚 1.5 mm、杭長 390 mm、杭間隔 45 mm) である。杭とフーチングは  $D_r=60\%$  の砂質土層に根入れされ、杭先端は、 $D_r=90\%$  の砂質土層に根入れされている。

入力地震動を図-3.5に示す。これは、兵庫県南部地震における強震記録の逆解析等に基づいて設定されたレベル 2 地震動タイプ II 相当の解放基盤面 (いわゆる 2E) での基盤地震動波形<sup>7)</sup>から設定されたものである。実験時には、振幅が原波形の 0.7 倍に調整されているが、これは、土槽底面から地震動を直接与える振動台実験では入力地震動が実体波 (いわゆる E+F) となることや、振動台の加振能力が勘案されたことによるものである。0.4～1.0 秒程度の周期帯はやや小さめとなっているが、その他の周期帯では概ね再現できている。

模型には加速度計とひずみゲージが配置されている。加速度計は、上部構造、フーチング (水平 1 点、鉛直 2

点)、地盤 (構造物の遠方および近傍) および土槽底面に設置されている。ひずみゲージは、杭を模したアルミパイプの内面に設置されており、杭 No.1, 2, 4, 5 で 4 深度、杭 No.7 で 4 深度について計測されている。

加振実験における模型杭の挙動は弾性範囲内であった。

## 3.3 自由地盤の動的解析

### 3.3.1 解析手法

いずれの実験についても、基礎に対して遠方の地盤に一連の加速度計が鉛直方向に配置されている。この地盤の挙動を一次元水平成層地盤と見なし、全応力に基づく非線形時刻歴解析により地震応答解析を行った。

せん断応力  $\tau$  - せん断ひずみ  $\gamma$  関係のモデル化にあたっては、双曲線モデルを用いた。双曲線モデルの骨格曲線は次式で与えられる。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 - \gamma/\gamma_f} \quad (3.1)$$

ここに、 $G_0$  は初期せん断剛性、 $\gamma_f$  は規準ひずみ ( $=\tau_f/G_0$ )、 $\tau_f$  は最大せん断応力である。これらの材料パラメータは、繰返し変形特性試験結果のフィッティングから決定される。ここでは、①繰返し変形特性試験結果に基づいて設定したケース、②遠心実験データから計算された  $\tau$ - $\gamma$  関係のフィッティングから設定したケースについて、解析を行った。

同一土層内においても土のせん断剛性やせん断強度は拘束圧に応じて変化することから、双曲線モデルのパラメータ  $G_0$ 、 $\tau_f$  の設定にあたっては、吉田ら<sup>8)</sup>の提案する次式を参考に、深度に応じて与えることとした。

$$G_0 = A \sigma'_m{}^m \quad (3.2)$$

$$\tau_f = B \sigma'_m{}^n \quad (3.3)$$

ここに、 $\sigma'_m$  は有効拘束圧、 $A$ 、 $B$ 、 $m$ 、 $n$  は土質試験結果から逆算されるパラメータである。遠心実験における有効拘束圧は、静止土圧係数  $K_0=0.5$  とし、 $\sigma'_m = \sigma'_v (1+2K_0)/3$  として求めた。パラメータ  $m$  は土質によらず 0.5 とし、その上でパラメータ  $A$  を微小加振結果あるいは繰返し変形特性試験結果より求めて設定した。パラメータ  $n$  は、砂質土に対しては 1.0 とし、粘性土 (実験 a) に対しては遠心実験におけるせん断強度  $\tau_f$  の読み取りに基づき、0.87 とした。その上で、パラメータ  $B$  を、①繰返し変形特性試験から得られる  $\tau$ - $\gamma$  関係を近似す

表-3.3 パラメータ A の設定

実験	土質	A	設定根拠
実験 a	飽和粘土 (正規圧密)	2600	繰返し変形特性
	飽和砂 ( $D_r=80\%$ )	8300	繰返し変形特性
	飽和砂 ( $D_r=90\%$ )	13700	インパルス加振
実験 b	乾燥砂 ( $D_r=65\%$ )	6400	繰返し変形特性
実験 c	乾燥砂 ( $D_r=60\%$ )	6250	インパルス加振, 繰返し変形特性
	乾燥砂 ( $D_r=85\%$ )	9250	インパルス加振, 繰返し変形特性
	乾燥砂 ( $D_r=90\%$ )	9380	インパルス加振, 繰返し変形特性

表-3.4 パラメータ B の設定

実験	土質	B (土質 試験)	B (遠心 実験)	土質試験 の方法
実験 a	飽和粘土 (正規圧密)	0.64	0.87	非排水, 三軸
	飽和砂 ( $D_r=80\%$ )	0.58	0.97	非排水, 三軸
	飽和砂 ( $D_r=90\%$ )	—	0.89	—
実験 b	乾燥砂 ( $D_r=65\%$ , Case b-1)	0.58	0.92	非排水, 三軸
	乾燥砂 ( $D_r=65\%$ , Case b-2)	0.58	1.10	非排水, 三軸
実験 c	乾燥砂 ( $D_r=60\%$ )	1.00	0.57	排水, ねじり
	乾燥砂 ( $D_r=85\%$ )	1.07	0.63	排水, ねじり
	乾燥砂 ( $D_r=90\%$ )	1.37	0.68	排水, ねじり

るように、あるいは②遠心実験データから計算された $\tau$ - $\gamma$  関係を近似するように設定した。

各実験に対して設定された A, B の値をそれぞれ表-3.3, 表-3.4 に示す。パラメータ B については、土質試験 (繰返し変形特性試験) による値と遠心実験データからの逆算値に大きな差が見られ、土質試験による値は実験 a, b では小さく、実験 c では大きい。これは、同表に示した土質試験法の違いに起因するものと考えられる。すなわち、1 試験体に対して段階的に応力レベル (ひずみレベル) を増加させることで行われる繰返し変形特性試験では、せん断強度に達するような大きなひずみレベルではすでに多くの繰返し応力履歴を受けている。この

ため、非排水条件下での試験においては供試体に過剰間隙水圧が発生してせん断強度が低下していること、排水条件下での試験においては供試体の密実化あるいは骨格構造の安定化によってせん断強度が増加していることが考えられる。その他、実験 a, b では三軸試験、実験 c では中空ねじりせん断試験が行われており、これによって試験結果に差異が生じたことも考えられる。土の繰返し変形特性試験の方法については、この他にも問題点が指摘<sup>9)</sup>されているところであるが、大地震時における地盤の地震応答解析においては、特にせん断強度の設定が重要であり、後述のように、土質試験の誤差が解析結果にも影響を与えている。

履歴曲線は Masing 則に従うものとした。ただし、Masing 則に従う双曲線モデルは減衰定数を調整するパラメータがなく、大ひずみ域では減衰定数が最大で  $2/\pi$  ( $\approx 63.7\%$ ) にまで達する<sup>10)</sup> ため、ひずみレベルが大きくなると履歴減衰を過大評価する可能性がある。また、履歴ループが大きくなることで、残留変位が過大評価されている可能性がある<sup>11)</sup>。

地盤の動的解析においては、土の履歴減衰を $\tau$ - $\gamma$  関係の履歴則の中で考慮し、解析領域底面における逸散減衰の効果も考慮した。このように、物理的に有意な減衰特性は解析モデルの中で表現されているが、数値計算の安定上の理由から Rayleigh 減衰が導入される場合が多い。このときの Rayleigh 減衰は物理的意味をもたないが、剛性比例型として 1 次モード減衰  $h_1=1\%$  程度が与えられる場合が多い。昨年度に行われた解析の結果<sup>12)</sup> も踏まえ、今回の解析でもこの方法を踏襲することとした。

### 3.3.2 解析結果

全ケースについて、解析により得られた地表面における応答加速度、応答変位の時刻歴を図-3.6 に示す。前項に述べたように、せん断強度 $\tau$  を有効拘束圧で正規化したパラメータ B については、室内土質試験 (繰返し変形特性試験) に基づいて設定したもの、遠心実験データから計算された応力-ひずみ関係のフィッティングから設定したものの 2 とおりについて解析を行っており、同図ではこれらの結果と実験における計測値をあわせて示している。また、実験における応答変位の計算値は、いずれも加速度計測値に対してハイパスフィルタを用いて周波数領域で 2 回積分することで算出されたものであるため、計算値の精度が高くないこと、ハイパスフィルタによって変位が一方向に残留していく成分が除去されている点に注意を要する。

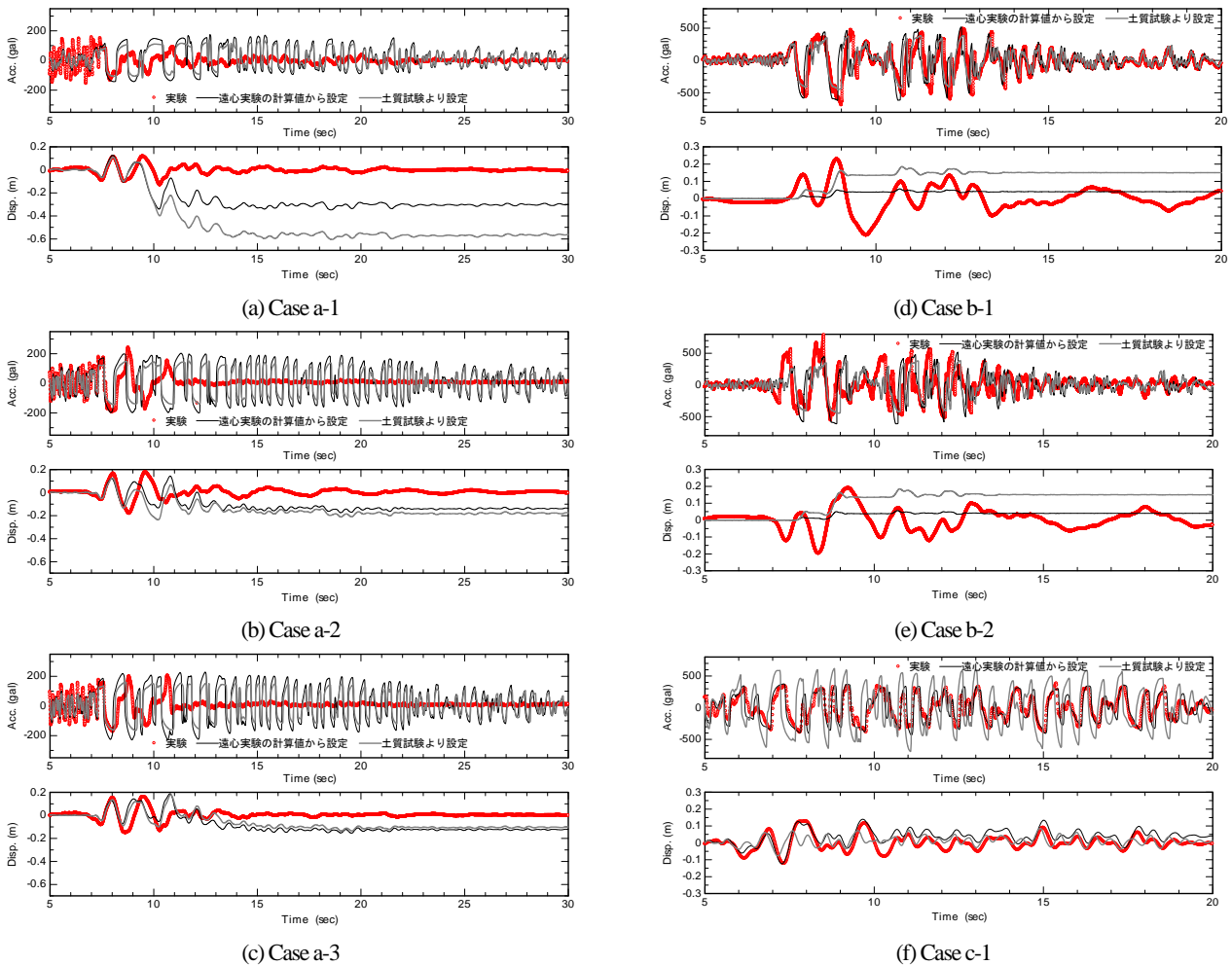


図-3.6 地表面における応答加速度および応答変位

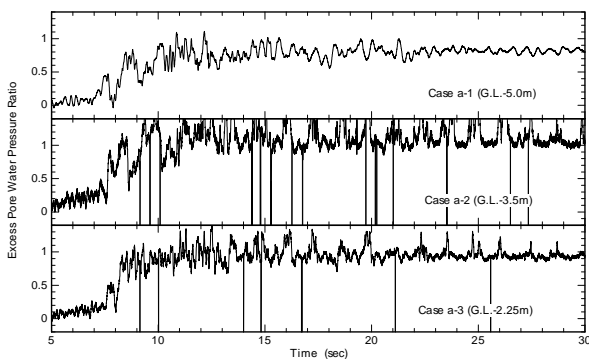


図-3.7 実験 a における粘性土層の過剰間隙水圧比

実験 a については、いずれの解析ケースについても、実験結果を再現することができていない。Case a-1～a-3 のいずれも 7.5 秒付近で急激に長周期化するとともに、11 秒付近から応答加速度がほとんど生じていないこと、図-3.7 に示すように粘性土層において過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 に達していることから、粘性土が繰返しせん

断によってせん断強度を喪失していることが分かる。粘性土が液状化のような挙動を示した理由は不明であるが、有効応力の変化に起因する土の強度変化は、ここで用いたような全応力法では、有効応力の変化に起因する土の強度変化を考慮することができないため、解析結果に著しい差が生じたものと考えられる。また、2 ケースの解析結果を比べると、せん断強度を土質試験により設定したケースの方が応答加速度が小さく、応答変位が大きい。これは、表-3.4 に示したように、せん断強度は土質試験結果に基づいて設定した値の方が小さいため、基盤から入射された波動を上方に伝達することができなかったことによる。

実験 b では、応答加速度に着目すると、当然のことではあるが、遠心実験の計測値から  $\tau$  を設定したケースが遠心実験結果をよく一致している。一方、土質試験に基づいて  $\tau$  を設定したケースは、応答加速度がやや小さめに算出されている。ただし、応答変位については、いずれのケースも実験結果と傾向が大きく異なる。残留変位

が異なることは前述の理由によりやむを得ないが、振幅自体が大きく異なり、この原因についてはさらなる吟味が必要である。

実験cについても、当然ながら、遠心実験の計測値から $\tau_f$ を設定したケースが応答加速度、応答変位ともに遠心実験の結果の予測精度は高い。一方、土質試験に基づいて $\tau_f$ を設定しケースは、応答加速度が大きめに、応答変位が小さめに算出されている。

### 3.3.3 まとめ

ここで行った自由地盤に対する地震応答解析の結果をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 自由地盤の地震応答解析においては、せん断強度 $\tau_f$ の設定が応答加速度、応答変位に及ぼす影響が大きい。
- 2) 実験aに対しては、繰返しせん断により粘性土に著しい強度低下が生じた結果、本検討に用いた解析手法ではその応答を予測することができなかった。
- 3) 実験bに対しては、遠心実験による計測値に基づいて $\tau_f$ を設定した場合、応答加速度の予測精度は高かった一方で、得られた応答変位は大きく異なるものがあった。この原因については、今後さらなる吟味が必要である。
- 4) 実験cに対しては、遠心実験による計測値に基づいて $\tau_f$ を設定した場合、応答加速度、応答変位ともに解析結果は実験結果により一致を示した。

## 3.4 地盤中の基礎構造物の動的解析

### 3.4.1 解析モデル

本解析において設定した動的解析モデルの概略を図-3.8に示す。各ケースで入力した地震動は、実験で計測されたものである。

#### (1) 水平方向の抵抗特性

現行の道路橋示方書の杭基礎の設計では、杭—地盤間の水平抵抗として、完全弾塑性バイリニア型のバネを設定した。本解析モデルでは、杭基礎—地盤間の水平抵抗特性については、白戸が提案するWinkler型 $p$ - $y$ 曲線の履歴則を与えたバネ<sup>13),14)</sup>を用いることとし、水平地盤反力の上限值は道路橋示方書IV下部構造編<sup>1)</sup>を参考にし算出した。地盤反力係数 $k_H$ は次式により算出した。

$$k_H = \alpha k_0 \quad (3.4)$$

$$k_0 = \frac{E}{0.3} \times \left( \frac{B}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (3.5)$$

ここで、 $B$ は杭径である。 $E$ は地盤の動的変形係数であり、本文では次式で求めた。

$$E = 2(1 + \nu_D)G_D \quad (3.6)$$

ここに、 $\nu_D$ は地下水以浅では0.45、以深では0.5とした。 $G_D$ は、地盤の動的変形特性で、室内試験から求めた。 $\alpha$ は本来曲線である $p$ - $y$ 曲線を直線で近似するための補正係数であり、白戸の提案に基づいて初期勾配では0.1、除荷勾配では1.0とした。さらに、上式は単杭に関する式である一方、今回の解析の対象とした基礎は全て群杭であるため、文献15)を参考に群杭効果を考慮した補正を行っている。また、地盤反力度の上限值は、道路橋示方書に示されている値を用いた。

通常、フーチング前面の地盤は埋め戻し土が用いられ、十分な抵抗が期待されない可能性があることから、現行の道路橋示方書では、埋め戻し土を十分に締固める場合にのみ、フーチング前面の地盤抵抗を考慮してよいとされている。このため、実設計では、安全側の配慮として前面抵抗を考慮しないことが多いが、本解析で対象とした3つの実験のうち、実験cでは、フーチングが根入れされ、かつ、十分に締固められていることから、フーチング前面および側面の地盤抵抗についてもモデル化することとした。前面の地盤反力は、杭・地盤間と同様に設定し、式(3.5)における $B$ をフーチングの換算載荷幅とした。フーチング前面の地盤反力上限値は、次式でモデル化した。

$$p_u = \alpha_p p_{EP} \quad (3.7)$$

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \quad (3.8)$$

$$p_{EP} = K_{EP} \eta + 2c \sqrt{K_{EP}} \quad (3.9)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin \phi}{\cos \delta_E}} \right)^2} \quad (3.10)$$

側面の地盤反力係数は、道路橋示方書IV編のケーソン基礎の設計における周面摩擦の考え方に準じて、式(3.4)の $\alpha$ を0.6とした。フーチング側面の地盤反力度の上限值は次式でモデル化した。

$$f = c + p_0 \tan \phi \quad (3.11)$$

ここに、

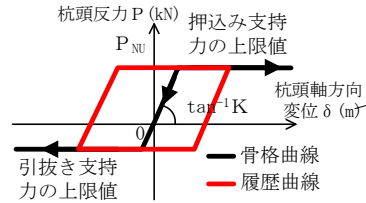
$f$ : 最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

上部構造、橋脚、フーチングのモデル化

モデル化する範囲は、下記のように実験により異なる。なお、断面の大きい上部構造とフーチングおよび実験2の橋脚は、質点重量以外に回転慣性も考慮する。  
 実験1：フーチングのみ  
 実験2：上部構造、橋脚、フーチング  
 実験3：上部構造、橋脚、フーチング

フーチング前面、側面の地盤抵抗のモデル化

フーチング底面位置よりも地表面が深くなっている実験1、2は、フーチング前面と側面の地盤抵抗はモデル化しない。フーチング周囲を埋め戻した実験3では、フーチング前面と側面の地盤抵抗を考慮する。



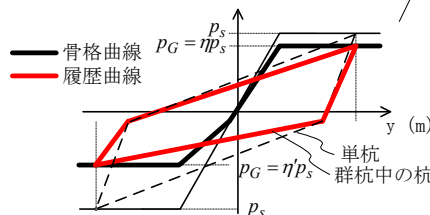
杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性のモデル化

実験1、3の杭の軸方向の抵抗特性は、道路橋示方書IV下部構造編に準じて算出する。実験2は、杭の先端が鋼板にピン結合されていたが、実験では浮き上がりが生じているため、浮き上がり考慮した非線形弾性バネを杭先端部に設置する。

杭体のモデル化

杭体は、中空アルミ(実験1・3)、鋼管(実験2)であり、いずれも線形域の応答であるため、線形はり部材でモデル化する。



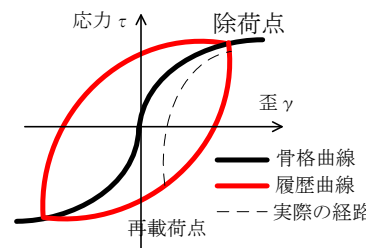
杭の軸直角方向の抵抗特性 (Winkler型p-y曲線)

根入れのモデル化

支持地盤に根入れされている実験1と3では、根入れ部の抵抗特性を支持地盤の上面位置における水平バネと回転バネでモデル化(線形)する。実験2は、杭先端が支持地盤に根入れされていないので、根入れ部のバネはモデル化しない。

杭の軸直角方向の抵抗特性のモデル化

杭の軸直角方向の抵抗特性の非線形性は、白戸らが提案するWinkler型p-y曲線の履歴則に従い、地盤反力度の上限値 $p_{lim}$ は、道路橋示方書IV下部構造編に従う。地盤反力度の上限値に群杭効果の影響を考慮する係数 $\eta_p$ は、地盤の抵抗面積の重ね合わせの効果を考慮して算出する。



地盤 (双曲線モデル)

自由地盤のモデル化

観測加速度から推定した最大せん断応力度 $\tau_f$ と室内試験結果から推定した最大せん断応力度 $\tau_r$ から求めた双曲線モデルを用いて自由地盤の動的解析を行った。その結果、より実験値と一致していた観測加速度から推定した最大せん断応力度 $\tau_f$ を用いた双曲線モデルを、自由地盤の非線形性とする。

図-3.8 動的解析モデル概要

$p_0$ : 壁面に作用する静止土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$ : 内部摩擦角 (°)

(2) 杭の軸方向抵抗特性

道路橋示方書IV編<sup>1)</sup>では、杭の軸方向の抵抗特性は杭頭部に集約した軸方向バネを設置することとされている。本動的解析モデルでも、実験a、bには、このモデルを用いることとする。ただし、根入れ部分については、大きな拘束を受けると考えられるため、別途、水平バネと回転バネを設けた。杭先端が土槽に固定されている実験cについては、別途結合条件を考慮したモデルを用いた。

まず、実験a、bの杭頭に配置したバネは、道路橋示方書IV下部構造編に準じて、次式で求めた。

$$K_V = a \frac{A_p E_p}{L} \quad (3.12)$$

ここに、 $A_p$ は杭の断面積、 $E_p$ は杭のヤング係数、 $L$ は杭長である。 $a$ は杭種ごとに定められる係数である。本解析では中掘り杭の値を用いた。

支持層に根入れされた杭先端に設ける水平バネ・回転バネは、次式から求めた。

$$k_h = nk_H BH \quad (3.13)$$

$$k_\theta = nk_H BH^3 / 3 \quad (3.14)$$

ここで、上式中の $k_H$ は、式(3.4)で求められる地盤反力係数であり、 $n$ は杭本数、 $H$ は根入れ長である。

また、押し込み・引き抜きの上限値は、道路橋示方書に示されている方法に準じて、杭体から決まる支持力と地盤から決まる支持力の小さい方を押し込み・引き抜きの支持力の上限値とした。なお、上限値算出に必要なパラメータのいくつかは杭工法により異なるが、本解析では中掘り杭・打撃工法の値を用いた。

表-3.5 各部材に設定した減衰定数

部材	減衰定数
周辺地盤	1.0%
基礎・地盤間バネ	1.0%
杭体	2.0%
橋脚(実験cのみ)	2.0%
フーチング, 上部構造等の剛体	0%

表-3.6 各ケースのせん断応力度の統計量

地盤パラメータ	変動係数	変化する項目
$E$	0.35	基礎・地盤間のバネ剛性
$c$	0.35	・地盤反力度の上限値
$\phi$	0.10	・押し込み支持力, 引抜き支持力
$\tau$	0.50	周面地盤の基準ひずみ

表-3.7 三軸圧縮試験から評価される地盤物性値の変動係数

地盤パラメータ	三軸試験種別	データ数	変動係数
$E$ (粘性土)	CDB	6	0.249
$E$ (砂質土)	CD	4	0.316
$c$	CDB	2	0.315
$\phi$	CD	7	0.075

表-3.8 最大せん断応力 $\tau$ の比率

ケース	層	$\tau_i / \tau_M$
a-1~a-3	粘性土	0.74
	砂質土(中間層)	0.60
	砂質土(支持層)	0.65
b-1	砂質土	0.63
b-2	砂質土	0.53
C	砂質土( $D_r=60\%$ )	1.75
	砂質土( $D_r=85\%$ )	1.70
	砂質土( $D_r=90\%$ )	2.01
平均値		1.08
変動係数		0.54

表-3.9 ばらつきを考慮する地盤物性値の組み合わせ

パターン	粘着力 $c$ 内部摩擦角 $\phi$	変形係数 $E$	最大せん断 応力度 $\tau$
(i)	基本値	基本値	基本値
(ii)	小さめ	基本値	基本値
(iii)	大きめ	基本値	基本値
(iv)	基本値	小さめ	基本値
(v)	基本値	大きめ	基本値
(vi)	基本値	基本値	小さめ
(vii)	基本値	基本値	大きめ

次に、実験bでは、杭先端が土槽底面にヒンジ結合されており、実験中に基礎の浮上りが観測された。そこで、本解析では、浮上りをモデル化するための非線形弾性バネを杭頭集約バネとして設けた。ただし、上限値は設けていない。これは、支持層に相当する杭先端位置が土槽

底面であるため、支持力破壊することがないと考えたものである。また、底面と杭先端は結合されているため、引抜きも上限値に達することはないと考えた。

### (3) 周辺地盤のモデル化

現行道路橋示方書では、設計上の簡略化のため、周辺地盤はモデル化されていないが、本解析では、動的挙動をシミュレートするため、周辺地盤をモデル化することとした。

周辺地盤のモデル化については、3.3で述べたとおりであるが、基礎・地盤系の解析を行う場合は、基礎の挙動に影響を与える地盤の領域がどの程度かを評価する必要がある。これは、基礎の挙動に影響を与える地盤の領域と地盤以外の要素(基礎・上部構造等)の重量の関係により、解析結果が変わる可能性があるためである。本解析では、地盤の領域を無限大と考えた場合と、実験土槽程度と考えた場合の2通りについて地盤の固有周期解析を実施した。その結果、両者について大きな差がなかったため、本文では、実験条件を極力解析モデルに反映させることも踏まえ、実験地盤相当の領域を想定した。

### (4) 粘性減衰のモデル化

本解析では、粘性減衰は要素別減衰により、構造物(橋脚・杭体)と周辺地盤にそれぞれの特性を踏まえた減衰を設定することとした。なお、本解析で対象としたのは土槽という閉じられた系の中で行われた実験であるため、逸散減衰は考慮しなかった。基礎と地盤間のバネについては、上述のモデル化により履歴減衰が考慮されることとなる。

固有振動モードごとの減衰定数は、ひずみエネルギー比例減衰法により求めた。ここで、各要素の減衰定数としては、道路橋示方書V編<sup>2)</sup>を参考にして定めた表-3.5の値を用いた。構造物(橋脚・杭体)における粘性減衰は、地盤の1次モードと構造物のロッキングモードから決まるRayleigh減衰とした。周辺地盤における粘性減衰は、地盤の1次モードに対する剛性比例型の減衰とした。

#### 3.4.2 ばらつきを考慮する地盤物性値とばらつきの評価

ばらつきを考慮する地盤物性値は、変形係数 $E$ 、最大せん断応力度 $\tau$ 、砂質土の内部摩擦角 $\phi$ 、粘性土の粘着力 $c$ とした。表-3.6に各物性値のばらつきと、各物性値を変化させることにより変化する解析モデル中の項目を示す。

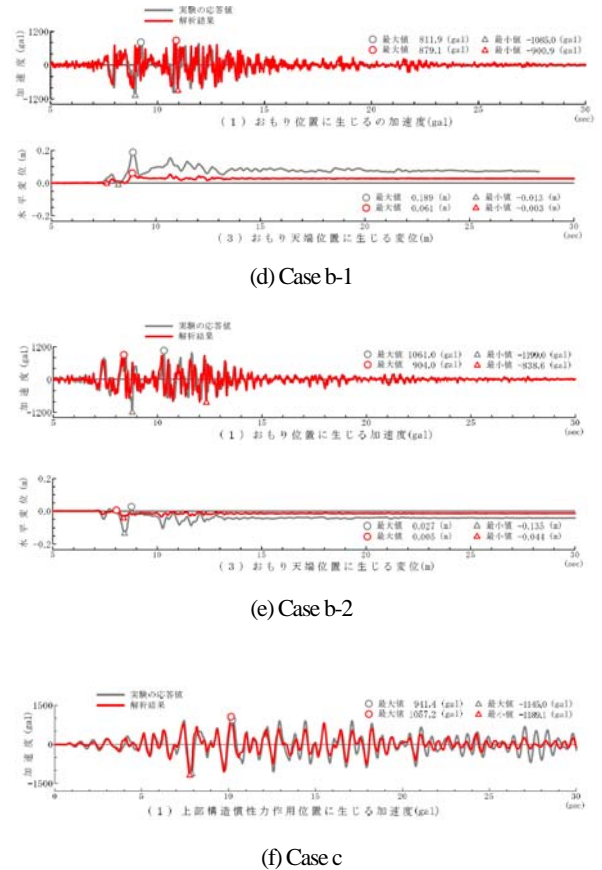
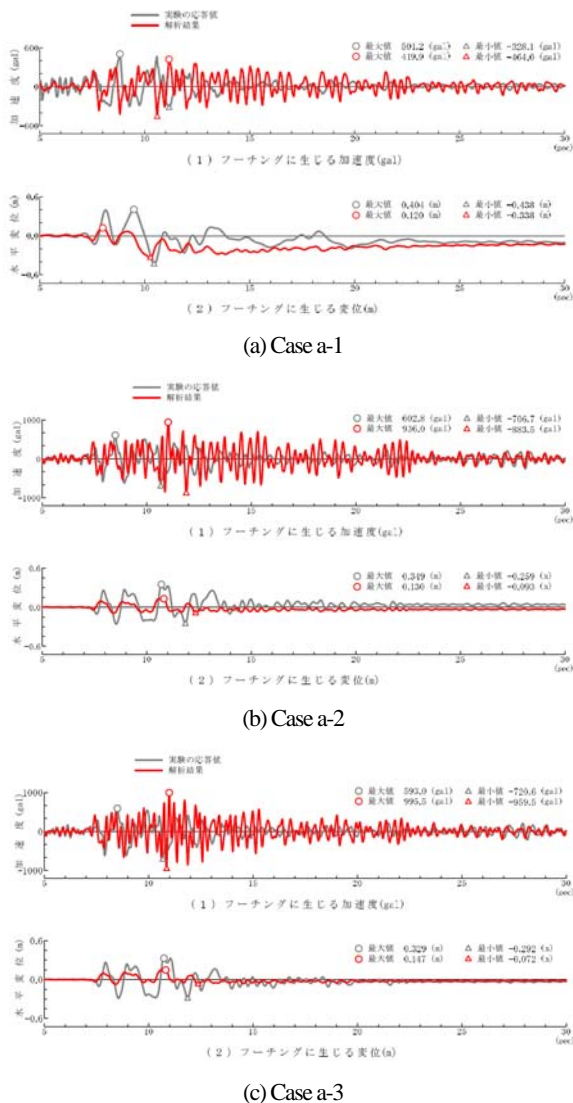


図-3.9 フーチング天端または上部構造慣性力作用位置の応答加速度，応答変位の時刻歴

砂質土の内部摩擦角 $\phi$ 、粘性土の粘着力 $c$ を変化させることで、地盤反力度の上限値が変化する。例えば $\phi$ 、 $c$ を大きく評価すると地盤反力度の上限値が大きくなり、このため、応答が同程度の場合には地盤の塑性化領域が小さくなる。塑性化した地盤では地盤の加速度が減少するため、地盤の塑性化領域が大きいほど地盤の応答加速度は小さくなる。すなわち、 $\phi$ 、 $c$ を変化させる影響は、地盤反力度が上限値に達している領域において現れる。また、これらの値は支持力にも影響するが、本解析で対象とした実験は支持力に十分な余裕があったため、影響しなかった。

変形係数 $E$ を変化させると、基礎地盤間のバネ剛性が変化する。 $E$ を変化させることによる影響は、バネを完全弾塑性型としたため、応答が初期剛性の範囲の場合に現れる。

最大せん断応力度 $\tau$ は、地盤の負担できるせん断応力に影響する。例えば、 $\tau$ を大きめに評価すると地盤の負担できるせん断応力が大きくなるために、基礎にとって外力となる地盤変位は小さくなる。

以下に、各物性値のばらつきの評価方法を述べる。

変形係数 $E$ 、内部摩擦角 $\phi$ 、粘着力 $c$ のばらつきは、同一地盤に対して行われた複数の三軸圧縮試験結果から評価する。評価結果を表-3.7に示す。この結果より、地盤の変形係数 $E$ 、粘着力 $c$ の変動係数を0.35とした。また、内部摩擦角の変動係数を0.10とした。

最大せん断応力 $\tau$ のばらつきは、次のように評価した。まず、全6ケースの自由地盤の加振実験において、3.3.1で述べた観測加速度から推定した最大せん断応力度 $\tau_M$ と室内試験から推定した最大せん断応力度 $\tau_f$ の比率を求める。ここで、観測加速度から推定した $\tau_M$ を実測値とし、

実測値に対する室内試験から推定した $\tau_c$ のばらつきを最大せん断応力のばらつきとした。各ケースの $\tau_c/\tau_M$ の計算結果を表-3.8に示す。この結果より、最大せん断応力の変動係数を0.50とした。

これらの変動係数を考慮し、各ケースについて、地盤調査結果で得られた物性値の他、表-3.9のように設定した物性値を用いて解析する。表中の基本値とは、実験地盤に対して行われた地盤調査で得られた値である。小さめとは基本値に対し、 $1\sigma$ (標準偏差)分だけ小さめに評価するものであり、大きめとは同じく $1\sigma$ 分だけ大きめに評価するものである。

### 3.4.3 解析結果

図-3.9に、Case a と b はフーチングまたはおもりの天端中心位置、Case c は上部構造の慣性力作用位置における応答加速度及び変位の時刻歴を示す。実験値のうち、応答加速度は当該位置に取り付けた加速度計により計測された値である。また、応答変位は、Case a については変位計により計測された値であり、Case b については画像解析により評価された値である。Case c は、上部構造の変位を計測していないため示していない。

Case a については、実験結果と解析結果は大きく異なっている。全層を粘性土とした Case a-1 では、3.3 で述べた自由地盤の解析結果と同様に、実験で最大加速度が生じる付近から周期がずれている。これは、先述したように、粘性土層に過剰間隙水圧が生じており、地盤抵抗が著しく低下し、長周期化した。本解析モデルではこのような地盤の挙動を予測できるモデル化としていないため、解析結果と実験結果で差異が生じたものと考えられる。粘性土と砂質土層の二層からなる Case a-3 についても、加振後 10 秒が経過したあたりから実験結果は応答加速度が低下する一方で解析結果は増加し続ける。これも、地盤の過剰間隙水圧の影響である。実験 a では、いずれのケースにおいても水圧の影響により地盤抵抗が減少したため、いずれのケースも解析精度が低い。基礎・地盤系の動的解析において、実験 a のような過剰間隙水圧の影響により地盤抵抗が低下する状況を予測するモデルはいくつか提案されているものの、パラメータの設定の難しさや解析モデルの煩雑性等の理由により、設計に使用できる状況にあるとは言い難い。液状化地盤等も含めて、地盤抵抗が低下するような状況において実務レベルで使用できる解析モデルを提案することが必要である。

自由地盤の挙動が比較的精度良く予測できた Case b-1, b-2, c については、解析結果は実験結果を良く予測でき

ている。以上より、以降では、Case b-1, b-2, c に対して行った解析結果について示す。

図-3.10 に、各地盤物性パラメータとして大きめ・小さめの値を用いた場合に得られる図-3.9 と同じ位置の応答加速度の時刻歴と実験結果を示す。また、図-3.11 に、同じ位置の最大・最小応答加速度を示す。

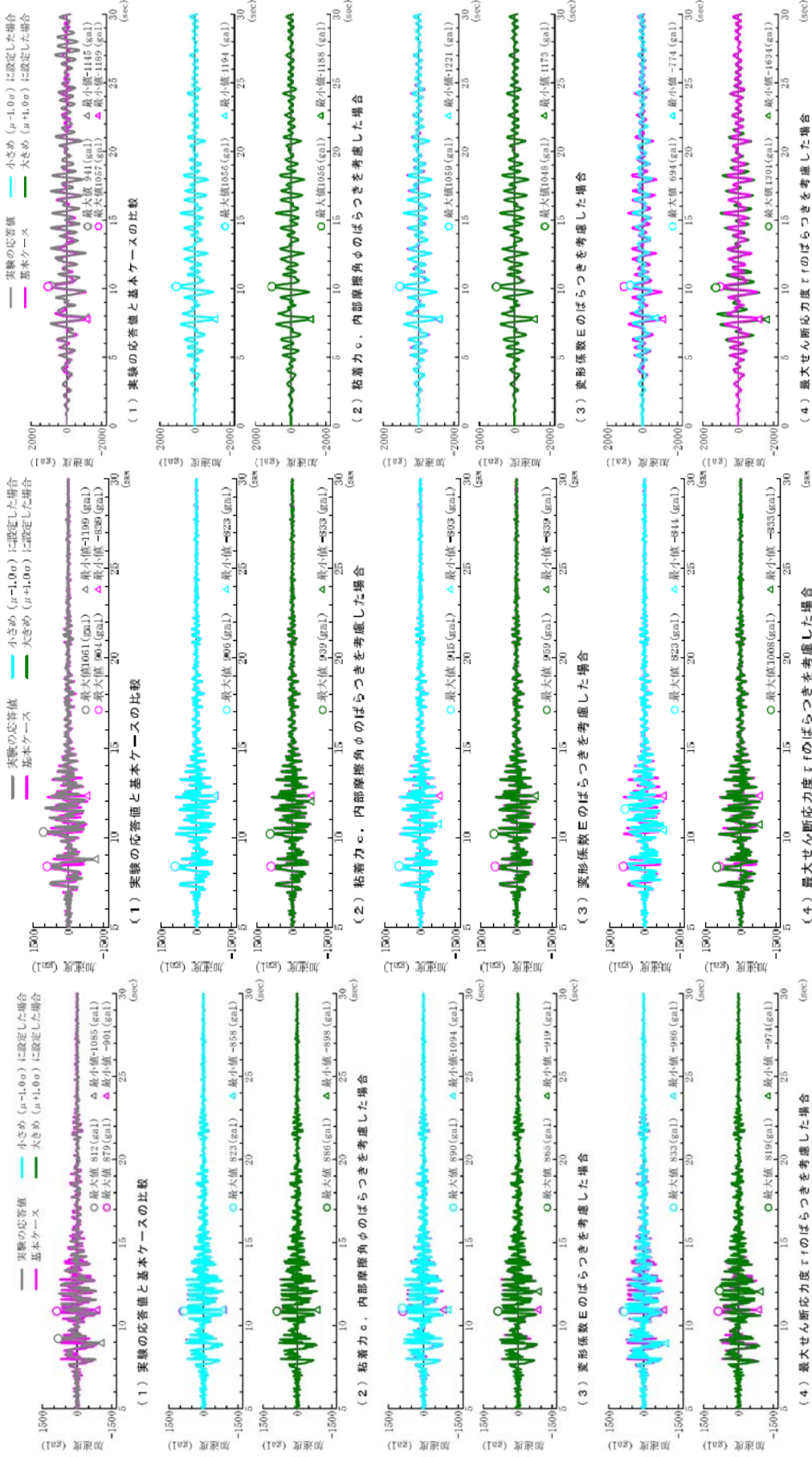
いずれのケースにおいても、 $c$ 、 $\phi$  を変化させたことによる応答加速度の変化量は非常に小さい。これは、図-3.12 の地盤反力度の深度方向分布に示すように、本研究で解析対象としたいずれのケースにおいても、地盤反力度の上限値に達している領域は杭頭部の極浅い部分であるためである。さらに、 $c$ 、 $\phi$  を変化させたことによる地盤反力度の上限値の変化が微小であったために、地盤の塑性化領域があまり変化しなかったことも要因である。なお、地盤反力度の上限値の変化は微小であったため、図-3.12 の地盤反力度の上限値は、基本ケースのみ示している。

地盤の変形係数  $E$  を変化させた場合の応答加速度の変動を見てみると、応答加速度の変化量は  $c$ 、 $\phi$  を変化させた場合と同様に、わずかである。地盤の変形係数  $E$  は地盤反力度の初期勾配に影響するが、本解析においては、地盤反力は地震動入力後にすぐに上限値に達したため、初期勾配の影響が構造物の応答に与える影響が小さかったものと思われる。

最大せん断応力度  $\tau$  を変化させた場合は、いずれのケースにおいても、 $\tau$  を小さめに評価した場合には応答加速度が小さくなり、 $\tau$  を大きめに評価した場合には応答加速度が大きくなる。これは、 $\tau$  を大きく評価することで地盤が大きなせん断応力を負担するためである。フーチングや上部構造の応答加速度は、地表面付近の地盤加速度に強く依存するため、上記のような変化が現れた。 $\tau$  を変化させたことによる応答加速度の変化量についてみてみると、Case c については、他の地盤物性を変化させた場合の変化量に比べて、 $\tau$  を変化させた場合の応答加速度の変化量は、比較的大きい。一方で、Case b-1, b-2 については、 $\tau$  を変化させても応答加速度の変化量は微小であった。

図-3.13 に、図-3.9 と同じ位置の応答変位の時刻歴を示す。また、図-3.14 に図-3.13 に示した応答変位の最大値と最小値を示す。Case c は実験値を良く予測できている。Case b の解析結果は、応答加速度に対しては良く予測できていたにも関わらず、応答変位に対する予測精度は悪い。これは、3.3 で述べた自由地盤の解析と同様の傾向であり、地盤変位を過小評価したために構造物の応答も小さくなったと考えられる。これより、基礎の挙動





(a) Case b-1

(b) Case b-2

(c) Case c

図-3.10 地盤物性値のばらつきが応答加速度に与える影響

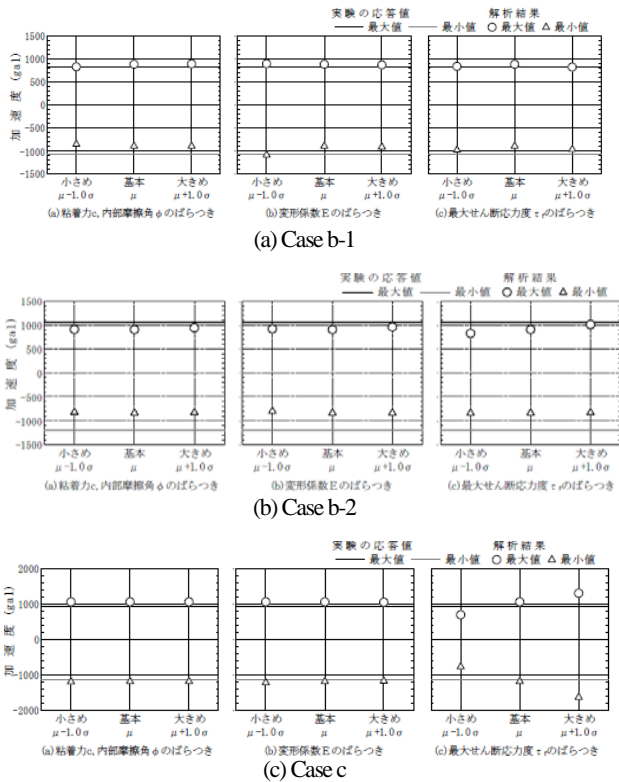


図-3.11 上部構造天端位置、フーチング天端位置の水平加速度の最大値・最小値

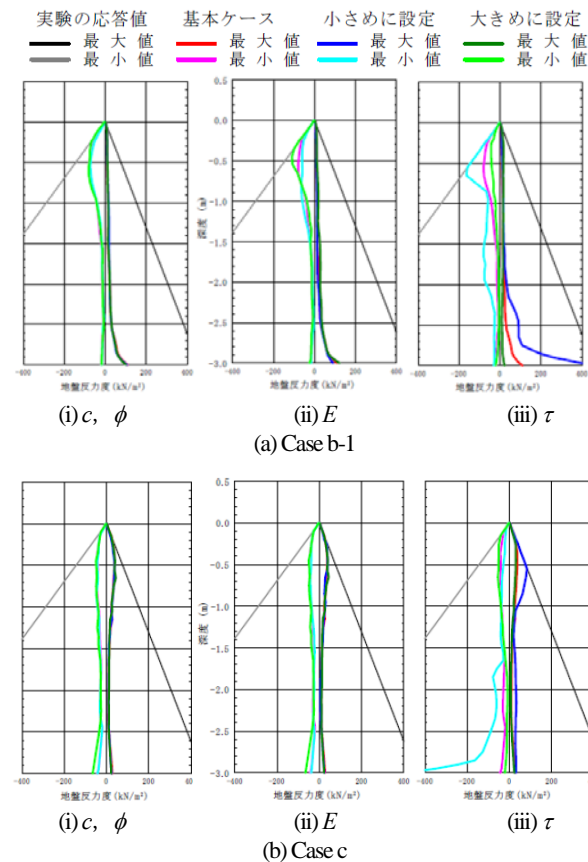


図-3.12 地盤反力度分布

の予測のためには、自由地盤の挙動の評価が大きく影響することがわかる。地盤物性値のばらつきが変位に与える影響を見てみると、応答加速度と同様に、他の地盤物性値に比べて最大せん断応力 $\tau$ を変化させた場合が、応答変位の変化が最も大きい。最大せん断応力を大きめに評価すると応答変位は小さく、最大せん断応力を小さめに評価すると応答変位は大きくなる傾向がある。これは、最大せん断応力を小さめに評価すると周辺地盤の変位が大きくなり、それに伴って杭体の変形も大きくなり、その結果、フーチングや上部構造位置の変位も大きくなるためである。

図-3.15 に、杭体に発生するモーメントの深度方向分布を示す。地盤物性値として基本値を用いた場合の解析結果について見てみると、Case b については、解析結果における最大モーメントの値は実験結果に比べてやや小さいが、モーメントの深度方向分布は、実験結果と解析結果で良く一致している。Case c については、最大モーメントの値や深度方向分布は、実験結果と解析結果で良く一致している。

地盤物性値のばらつきがモーメントの値や深度方向分布に与える影響について見てみる。前述の通り、地盤反力度が上限値に達している領域は、杭頭部分のごくわずかな領域に限られるため、 $c$ 、 $\phi$ のばらつきがモーメントに与える影響もこの領域に限られる。加えて、浅い領域であるため、地盤反力度の上限値が小さく、その結果、 $c$ 、 $\phi$ の変化に伴うモーメントの変動量もごくわずかであった。

本解析モデルでは、 $c$ 、 $\phi$ の変化に伴うモーメントの変動が杭頭の限られた領域であったのに対し、地盤の変形係数 $E$ を変化させたときには、モーメントが変動する領域は、杭頭から杭先端付近までと比較的広い。これは、本解析モデルでは深度方向に水平バネを配置しているため、地盤の変形係数 $E$ を変化させた場合には、深さ方向に配した全てのバネが変化し、その結果、モーメント分布も全体的に変動するためである。ただし、各深度におけるモーメントの変動量は、地盤の変形係数 $E$ を変化させても大きくは変わらない。

最大せん断応力 $\tau$ を変化させた場合は、モーメントは大きく変動する。最大モーメントのばらつきを変動係数として求めると、0.45 となる。

モーメントが変化する理由は、最大せん断応力 $\tau$ を小さめに評価した場合と大きめに評価した場合で異なる。最大せん断応力を小さめに評価した場合は、地盤のせん断耐力は小さくなるため、周辺地盤は深い位置まで変形す

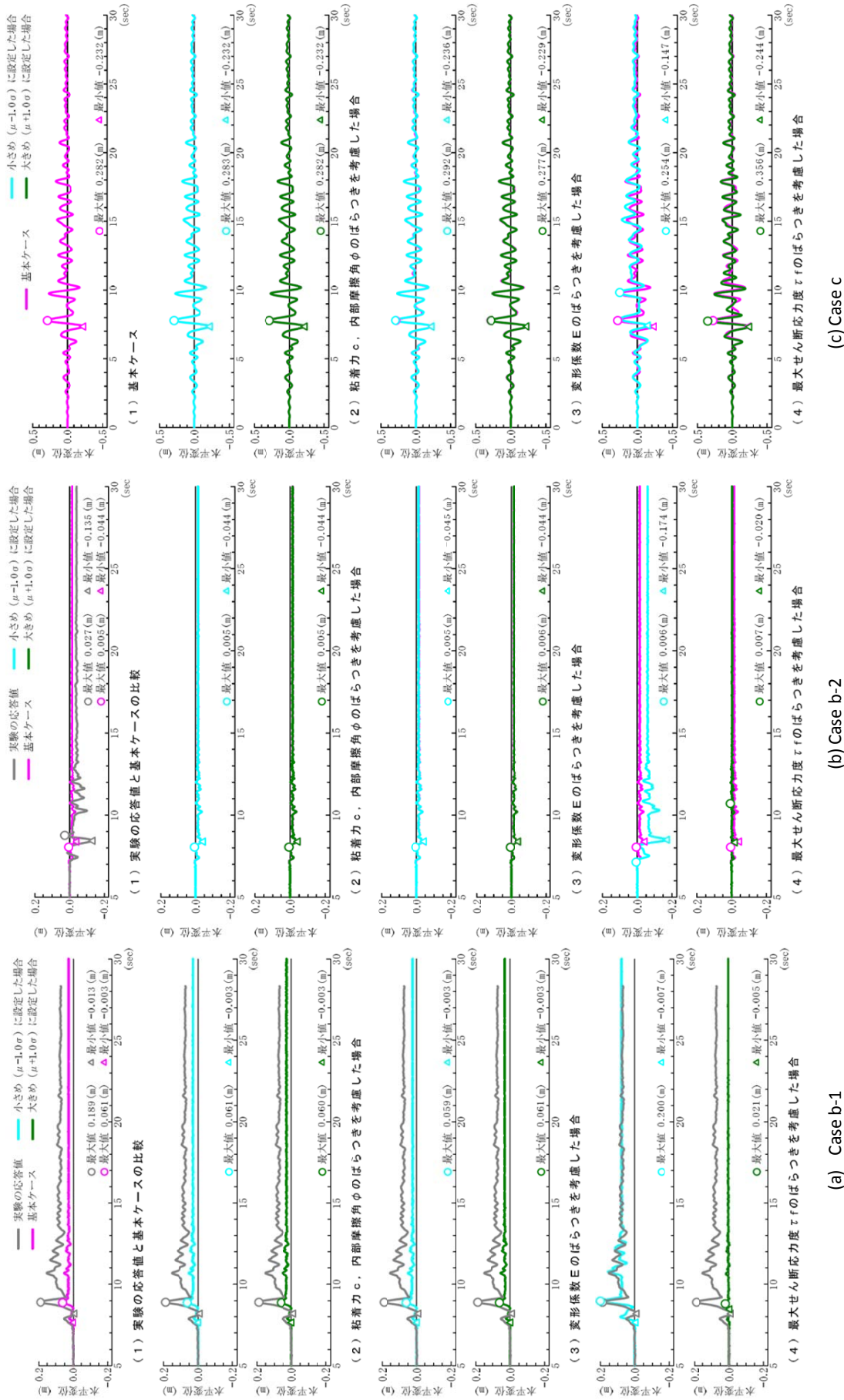


図-3.13 地盤物性値のばらつきが応答変位に与える影響

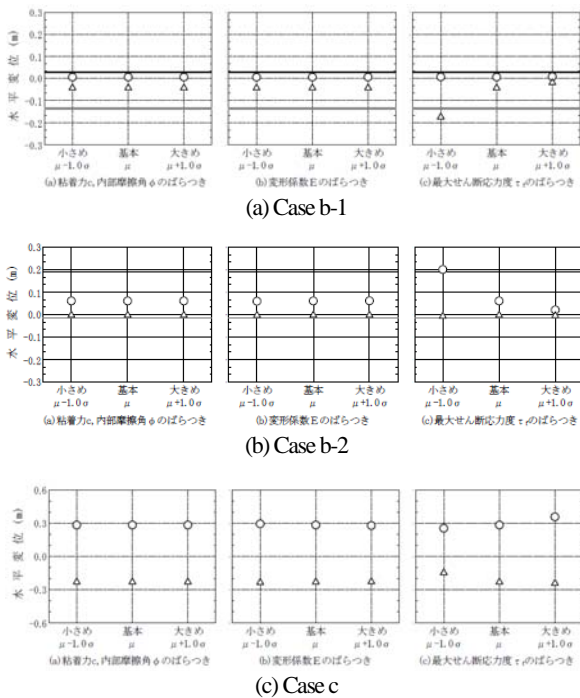


図-3.14 上部構造位置またはフーチング位置の水平変位の最大値・最小値

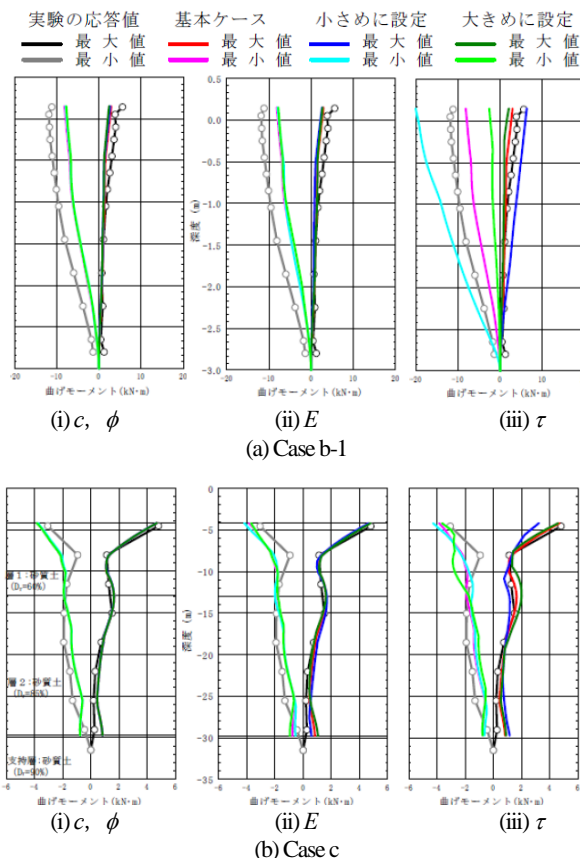


図-3.15 曲げモーメント分布

るようになる。その結果、地中部の最大モーメントの発生深度も深くなり、深度方向分布も異なる。一方、最大せん断応力度を大きめに評価した場合は、地盤の応答変位は減少する。ただし、3.4.2 に述べたように、最大せん断応力度を大きめに評価するということは地盤の応答加速度を大きめに評価することであり、その結果、フーチングに生じる応答加速度は大きくなる。したがって、慣性力が大きくなり、それに伴って杭に生じるモーメントも大きくなる。このように、杭に生じるモーメントは、最大せん断応力度を小さめに評価した場合には地盤変位、最大せん断応力度を大きめに評価した場合には上部構造・フーチングの慣性力に大きな影響を受ける。どちらの影響が大きいかは、地盤条件や構造諸元により異なるが、本解析ケースでは、Case c のように上部構造の重量が大きく、慣性力作用位置が高い場合には慣性力の影響が、Case b のように大きな地盤変位が生じ、上部構造の重量が小さい、又は重心位置が低いために慣性力の影響が小さい場合には、地盤変位による影響が大きくなる。

### 3.3.4 まとめ

過去に実施したいくつかの実験を対象とし、基礎・地盤系の動的解析を実施した。動的解析に用いる地盤物性値は、実験地盤に対して行われた土質試験結果で得られた値(基本値)を用いるほか、各物性値の一般的なばらつきを考慮した値を用いた場合も行った。主な結果を以下にまとめる。

- 1) Case a については、実験で過剰間隙水圧が発生した一方、解析ではこれをモデル化していなかったため、基本値を用いた場合にも予測精度が悪かった。液状化等、水圧の影響により地盤抵抗が低下するような場合には、地盤抵抗特性の低下を考慮できる実務レベルの解析モデルの開発等を行っていく必要がある。
- 2) 地盤物性値のばらつきにより、上部構造の加速度や変位等の応答や杭に生じる断面力の分布は異なるが、加速度や変位、断面力の変化量は、変化させる地盤物性値によって異なる。
- 3)  $c$ 、 $\phi$  を変化させた場合は地盤反力度の上限値が変化するが、今回の検討の範囲では、地盤反力度が上限値に達している領域が杭頭付近のごく一部であることから、上部構造物の応答や杭に生じる断面力にほとんど変化がなかった。
- 4) 地盤の変形係数  $E$  を変化させた場合にも、上部構造物の応答や杭に生じる断面力にほとんど変化がなかった。これは、地盤がすぐに塑性化したため、初期剛性

の影響がほとんど現れなかったためである。ただし、 $c$ 、 $\phi$ の場合と異なり、変化が現れる領域は広い。

- 5) 最大せん断応力 $\tau$ を変化させた場合には、上部構造やフーチングの応答、杭の断面力の変化が大きかった。最大せん断応力を大きめに評価すると、地盤の加速度が大きくなり、変位が小さくなるため、構造物の応答加速度は大きくなり、応答変位は小さくなる。
- 6) 杭に生じる断面力については、 $\tau$ を小さめに評価すると地盤の変位が大きくなるため、地盤変位によるモーメントが卓越する。 $\tau$ を大きめに評価すると地盤の加速度が大きくなり、それに伴って上部構造の加速度が大きくなるため、慣性力によるモーメントが卓越する。
- 7) 上部構造の応答加速度・応答変位は地表面の加速度に依存する傾向が強いため、上部構造の応答加速度や変位を精度よく予測するためには自由地盤の挙動をいかに精度良く予測できるかが重要である。

#### 4. 杭基礎模型の载荷実験に対するファイバー解析の適用性

##### 4.1 はじめに

杭基礎やラーメン橋脚などの多柱構造では地震時慣性力などによる水平力が作用した場合に時刻歴に柱の軸力が変化し、それに伴い耐力や変形能も変化する。近年では軸力変動を有する構造の解析において、計算ソフトの汎用性の向上などにより軸力変動を考慮できるファイバー要素を用いた解析が一般的になりつつある。しかし、非線形モデルや鉄筋の座屈を生じる部材の解析においては、その適用性やモデル化手法について研究途上であり、ファイバー要素を用いた解析における杭基礎の限界状態の設定法や鉄筋、コンクリートのモデル化の検討が必要である。

こうした背景から、本研究では、杭基礎の限界状態の評価指標を定めることを目的に、ファイバー要素解析を用いて、鉄筋の座屈の影響や鉄筋、コンクリートの材料特性など、主要なパラメータを変化させ、そのパラメータが解析結果に与える影響を確認するものとした。

##### 4.2 解析対象とする実験

###### 4.2.1 模型の概要

本研究で解析対象とした供試体は、土木研究所で行った場所打ち杭の正負交番载荷実験供試体<sup>17)</sup>である。図-4.1に示す通り、杭径は300 mmであり750 mmの中心間隔で3列×2列の計6本がそれぞれ配置されている。

表-4.1 実験供試体の材料諸元

コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	31.7
弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	$2.97 \times 10^4$
軸方向鉄筋径	D10
降伏応力度(N/mm <sup>2</sup> )	368.4
引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	512.8
軸方向鉄筋比(%)	1.61
帯鉄筋径	D4
降伏応力度(N/mm <sup>2</sup> )	346.1
引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	490.9
帯鉄筋間隔(mm)	40
帯鉄筋体積比(%)	0.6285
鉄筋の弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	$2.0 \times 10^5$

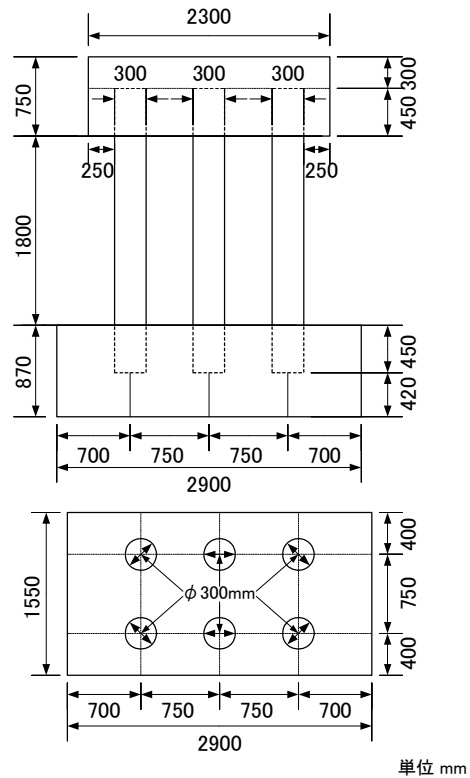


図-4.1 杭基礎模型

ここでは、左側の杭、中央の杭、右側の杭をそれぞれ杭1、杭2、杭3とよぶ。杭の長さは2700 mmであり、杭上端および下端を450 mmずつ梁部に埋め込んでいる。杭の配筋図を図-4.2に示す。杭の軸方向鉄筋はD10を16本配置し軸方向鉄筋比は1.61%、帯鉄筋はD4を40 mm間隔で配置し、帯鉄筋体積比は0.63%である。対象供試体の材料諸元を表-1に示す。鉄筋の降伏応力度およびコンクリートの圧縮応力度はそれぞれ引張強度試験および圧縮強度試験結果を用いるものとし、D10が368 N/mm<sup>2</sup>、D10が346 N/mm<sup>2</sup>であり、コンクリートの圧縮応力は31.7 N/mm<sup>2</sup>であった。

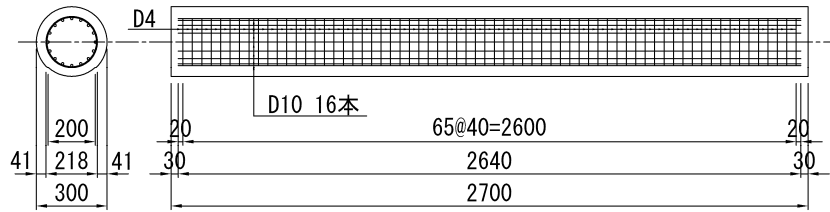


図-4.2 杭体の配筋

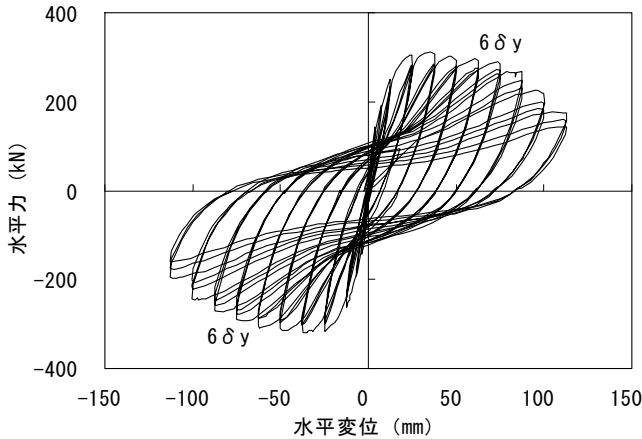


図-4.3 実験で得られた水平力-水平変位関係

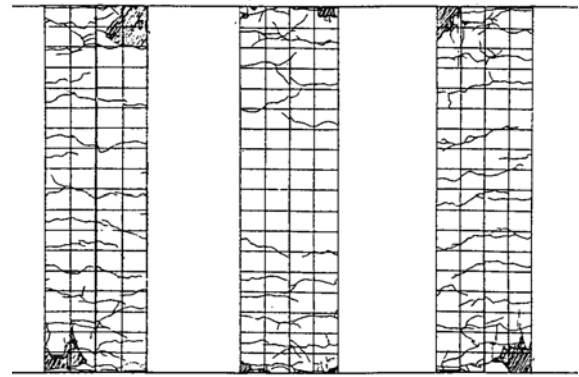


図-4.4 6δy時の杭体の損傷

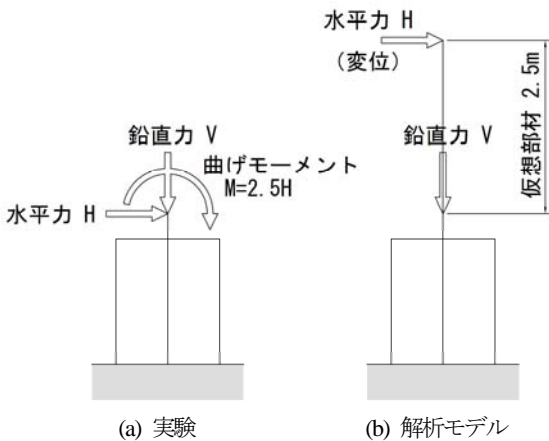


図-4.5 荷重方法

#### 4.2.2 損傷状況

図-4.3に実験の水平力-水平変位関係、図-4.4に6δy時の損傷図を示す。実験では5δy時までは安定した挙動を示し、水平力の低下も見られない。この時には、かぶりコンクリートの剥落は見られるものの鉄筋露出には至っていない状態である。6δy時において杭1,3のかぶりコンクリートの剥落がさらに進行し鉄筋が露出すると同時に杭1の上下部、杭3の下部の軸方向鉄筋に座屈が見られた。水平力-水平変位の履歴曲線を見ても2サイクル目以降の荷重時において水平力の低下が見られる。軸方向鉄筋座屈後の水平力の低下は、一般的な単柱RC橋

脚と同様であるといえる。7δy時には杭3の上部においても軸方向鉄筋の座屈が見られ、さらに杭1の下部において軸方向鉄筋が破断し、各荷重サイクルごとの水平力の顕著な低下が見られ、以降さらに軸方向鉄筋の破断が生じ耐力が低下していく。軸方向鉄筋の破断が7δyにおいて生じているため、軸方向鉄筋の座屈に相当する終局限界としては6δy時であると考えられる。したがって、6δy時に着目し検討を行うものとした。

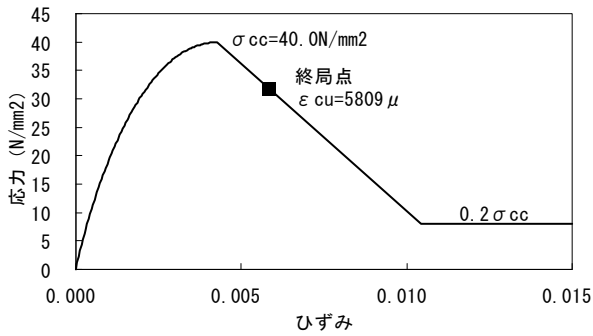
### 4.3 ファイバー解析におけるモデル化

#### 4.3.1 解析モデル

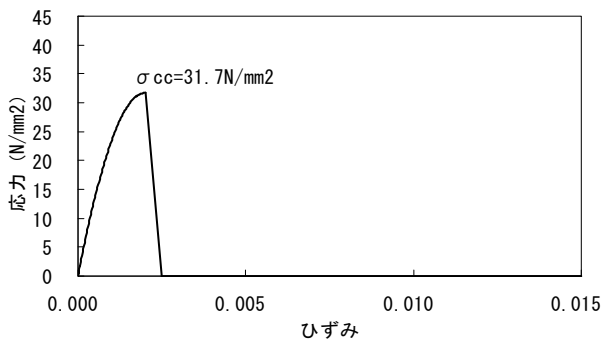
解析モデルは、杭体をファイバー要素、梁部を剛体としてモデル化した。杭の上・下部における梁部との接合部の要素長は、塑性ヒンジとして道路橋示方書V編<sup>2)</sup>における塑性ヒンジ長とした。また実験は、橋脚から伝達される荷重が作用したときの杭体の損傷状況を把握することを目的とし、荷重の荷重として水平力と同時に曲げモーメントも作用させる必要があり、梁部の水平ジャッキおよび供試体左右の2基の鉛直ジャッキを同時に制御し鉛直力を一定に保ちつつ、水平力と曲げモーメントの比率を一定(M/H=2.5)に保ち水平力の荷重を行っている。したがって、解析においては図-4.5に示すとおり水平力と曲げモーメントの比が2.5となるように2.5mの仮想剛体部材を設け、仮想剛体部材上端に変位を与えることに

表-4.2 解析ケースと検討項目

ケース	座屈の考慮	鉄筋の二次剛性比	軸方向鉄筋の伸び出しのモデル化	検討項目
caseA1	考慮する	2%	考慮しない	基本ケース
caseA2	考慮しない	2%	考慮しない	座屈の影響
caseA3	考慮する	0%	考慮しない	鉄筋の二次剛性比の影響
caseA4	考慮する	2%	考慮する	伸び出しの影響



(a) コアコンクリート



(b) かぶりコンクリート

図-4.6 コンクリートの応力-ひずみ関係

した。

解析ケースは表-4.2 に示す通り基本ケースを CaseA1 とし、鉄筋のファイバー要素のモデルとして座屈の影響を考慮できるように白戸モデル<sup>18)</sup>を用い、さらにピンチングを考慮したモデルとした。ここで、鉄筋の二次剛性比は一次剛性の2%を基本とした。コンクリートの応力-ひずみ関係は図-4.6 に示すように、かぶりコンクリート、コアコンクリートともに星隈らが提案している道路橋示方書 V 編<sup>2)</sup> のモデルを用いた。ただし、かぶりコンクリートについては横拘束筋による拘束力がなくコンクリート最大圧縮応力後の下降勾配が算出できないため、ここではかぶりコンクリートの応力がコアコンクリートの応力を越えないように配慮し下降勾配は、横拘束筋体積比を0.05%と見込み算出した。さらに基本ケースである Case A1 は、軸方向鉄筋の伸び出しは考慮しないものとし、杭と梁部は剛結とした。

#### 4.3.2 解析パラメータ

##### (1) 軸方向鉄筋の座屈

道路橋示方書 V 編<sup>2)</sup> に準拠し求めた単柱 RC 橋脚の終局変位は、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷が生じている状態を概ね評価しており、水平耐力が低下し始める時の変位に相当している。多柱 RC 構造の場合には、1本の柱の軸方向鉄筋が座屈し終局を迎えても他の柱が水平力に対し抵抗するため、1本の柱の終局が多柱構造としての終局限界とならない。したがって、座屈後の柱の挙動をモデル化することが重要となる。このため、基本ケースは軸方向鉄筋の座屈の影響を考慮できるモデル<sup>18)</sup>とした。それに対し Case A2 は、軸方向鉄筋の座屈の影響を確認するため、鉄筋の構成則として座屈の影響を考慮しない修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>19)</sup>を用いた。

##### (2) 軸方向鉄筋の降伏後の剛性

軸方向鉄筋の降伏後の剛性は、道路橋示方書 V 耐震設計編では0と仮定している。前述した通り多柱構造の場合は、多数の柱で抵抗する構造のため、大きな塑性率が生じ、単柱 RC 橋脚に比べ降伏耐力後の鉄筋の二次剛性比による鉄筋応力の増加の影響が大きいと考えられる。その影響を確認するため、基本ケースである Case A1 では鉄筋の二次剛性比を2%とするのに対し、Case A3 では鉄筋の二次剛性比を0%の完全弾塑性型とし、降伏後の鉄筋応力の増加を見込まないものとした。

##### (3) 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響

RC 橋脚では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響は大きく、適切に推定することが終局変位の精度を高める上での課題となっている。本研究で対象とした供試体やラーメン橋脚の場合、柱下部の結合部の他、柱上部にも結合部があり単柱 RC 橋脚と比べてさらに軸方向鉄筋の伸び出しの影響が大きいと考えられる。したがって Case A4 では、柱下部および上部の結合部に軸方向鉄筋の伸び出しを評価したバネを配し、軸方向鉄筋の伸び出しの影響を確認するものとした。

軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しは、線形の回転バネとした。実際には、橋脚が塑性化した後にも伸び出し量は増加するが、ここでは簡単のため、このようにモデル化したものである。

線形回転バネの剛性は次式で評価した。

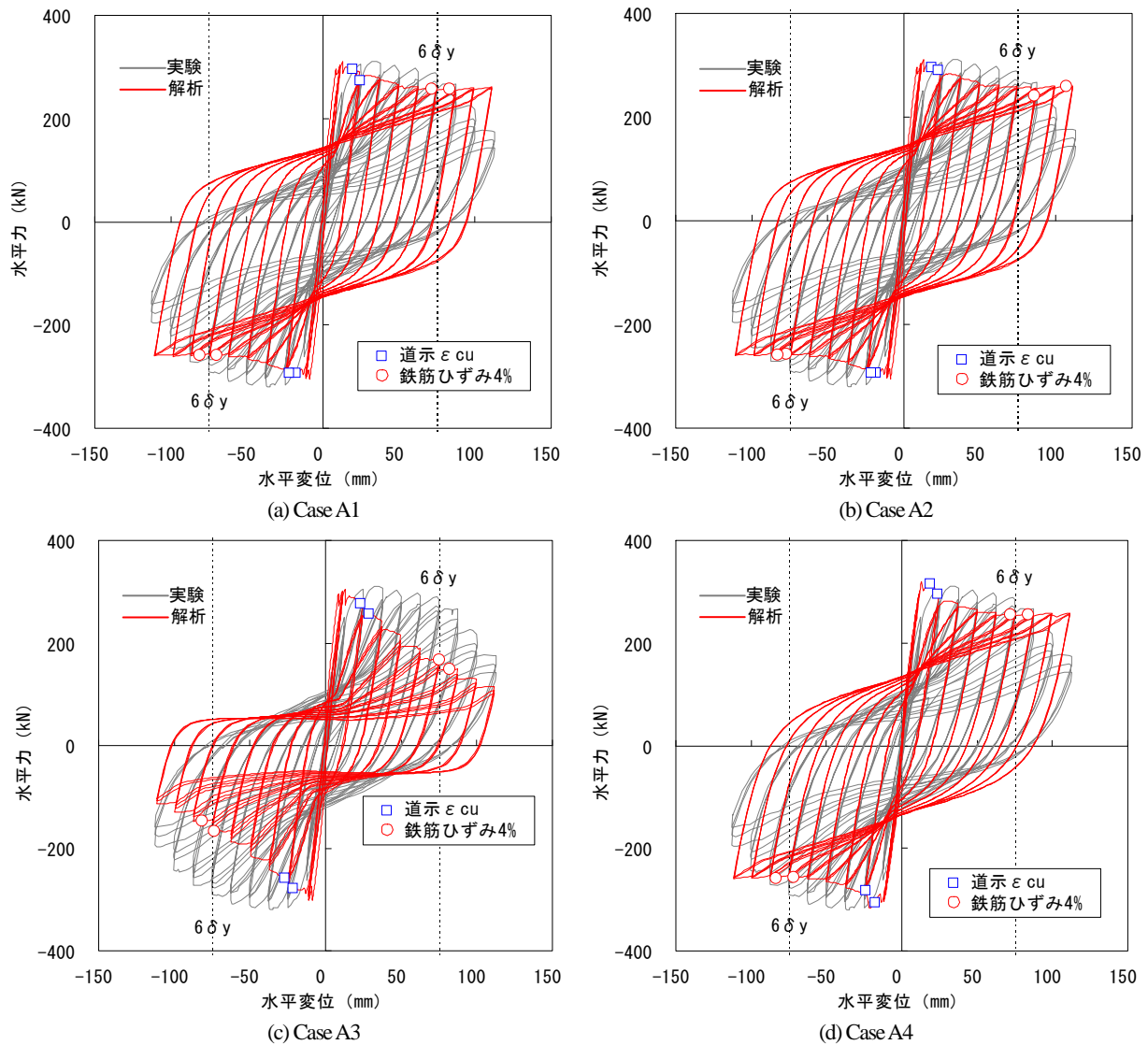


図-4.7 水平力-水平変位の履歴の予測精度

$$k_{\theta} = \frac{M}{\theta} = \frac{\varepsilon EI / x}{S / x} = \frac{\varepsilon EI}{S} \quad (4.1)$$

ここに、 $k_{\theta}$ は伸び出し回転バネ定数、 $M$ は作用曲げモーメント、 $\theta$ は作用曲げモーメントが作用した時の回転角、 $\varepsilon$ は結合部の軸方向鉄筋ひずみ、 $EI$ は軸方向鉄筋の曲げ剛性、 $x$ は中立軸、 $S$ は伸び出し長である。軸方向鉄筋のひずみおよび伸び出し長は、フーチング内に定着された鉄筋のひずみ分布を指数分布と考えた近藤・運上の式<sup>20)</sup>として次式により算出した。

$$S = \varepsilon \int_0^l e^{ax} dx \quad (4.2)$$

$$a = 1.44 \times 10^{-4} \phi - 0.73 \times 10^{-2} \quad (4.3)$$

ここに、 $l$ は鉄筋の定着長でここでは杭の埋め込み長450mmとし、 $a$ は鉄筋径による補正係数で実験データの回帰による値、 $\phi$ は鉄筋径である。

#### 4.4 ファイバー解析の精度

##### 4.4.1 水平力～水平変位の履歴

図-4.7は、各ケースにおける実験および解析の水平力-水平変位の履歴を比較したものである。道路橋示方書V編に示される終局変位時のコンクリート圧縮ひずみ $\varepsilon_{cu}$ に達する点と軸方向鉄筋引張ひずみが4%に達する点も同図に示した。ここで、鉄筋引張ひずみ4%は、一般的なRC単柱橋脚模型の実験結果の分析から、終局限界状態の目安として与えたものである。

実験結果と解析結果を比較すると最大耐力は良く再現



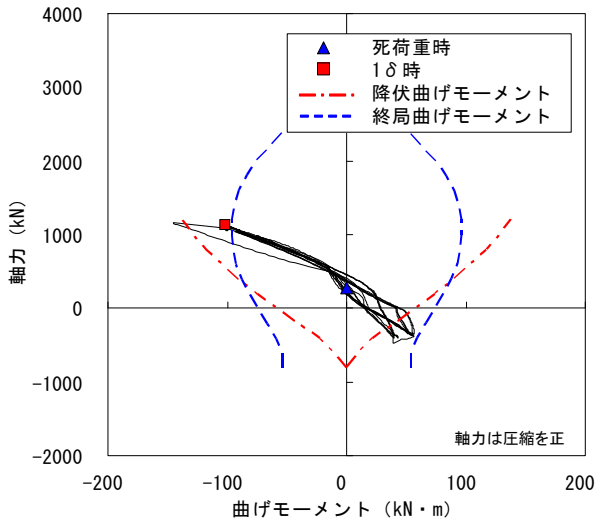
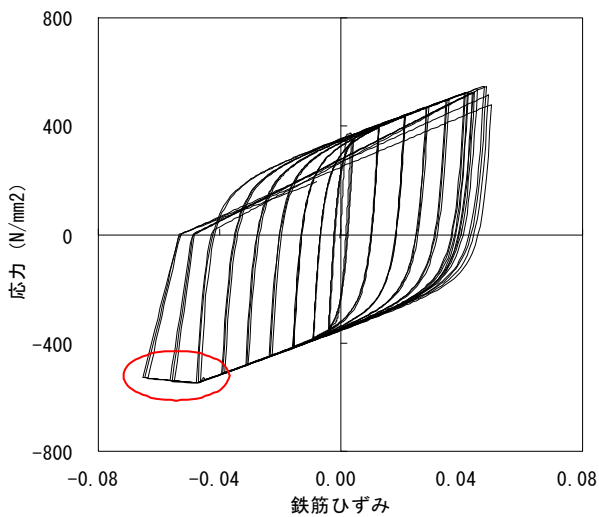
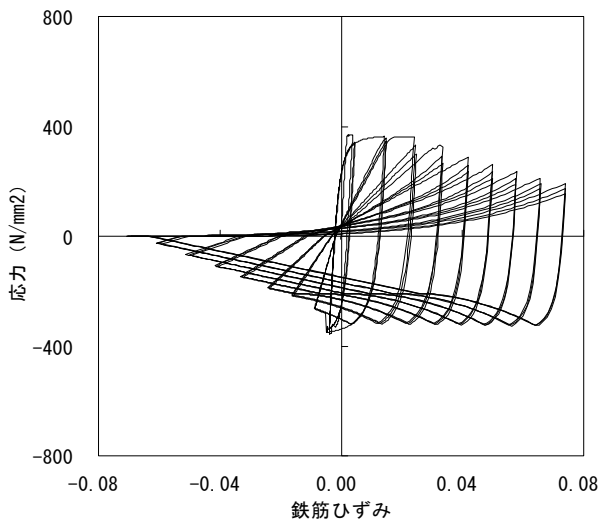


図-4.8 曲げモーメント-軸力 (Case A1)



(a) Case A1



(b) Case A3

図-4.9 軸方向鉄筋の応力-ひずみの履歴

しているものの実験では、 $8\delta_j$ 以降の鉄筋破断に伴う水平力の低下が顕著であり、解析結果と差が大きくなっている。また、道路橋示方書 V 編におけるコンクリートの終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ 点は  $1\sim 2\delta_j$ 間に生じ初期の荷重段階に位置する。これは多柱構造の場合、軸力変動を受け高軸力になることが原因であり、図-4.8 に示す通り本供試体では初期の死荷重状態の軸力が 280kN であるのに対し、Case A1 の  $1\delta_j$ 時には最大 1100kN と軸力が約 4 倍増加している。Case A1 において、終局限界と考えられる  $6\delta_j$ 時の軸方向鉄筋ひずみは 4%程度である。実験では、 $4\delta_j$ までしか計測できていないため比較はできないが、一般的な単柱 RC 橋脚模型における終局限界状態時の軸方向鉄筋ひずみ相当であったと考えられる。

#### 4.4.2 軸方向鉄筋の座屈の影響

図-4.7(b)に示した軸方向鉄筋の構成則を修正 Menegotto-Pinto モデルとした Case A2 の水平力-水平変位の結果を軸方向鉄筋の座屈の影響を考慮した Case A1 と比較すると、水平力-水平変位の履歴曲線に違いは見られない。道路橋示方書 V 編におけるコンクリートの終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ 点の変位も同様である。ただし、鉄筋ひずみが 4%の変位を比較すると Case A1 では  $6\delta_j$ に該当するのに対し、Case A2 では  $9\delta_j$ に鉄筋ひずみが 4%に達する。図-4.9(a)に Case A1 の杭 1 下部の鉄筋の応力-ひずみの履歴を示すが、鉄筋の座屈の影響は  $8, 9\delta_j$ 時に見られるため、 $7\delta_j$ 時までは Case A1 と Case A2 は同様の条件であり、解析による結果の差が生じていない。座屈の影響が生じた  $8\delta_j$ 以降では Case A1 の鉄筋ひずみの方が大きくなり、これにより Case A1 では Case A2 よりも鉄筋ひずみが 4%に達する変位を小さめに評価したと考えられる。

#### 4.4.3 鉄筋の二次剛性比の影響

図-4.7(c)に示した鉄筋の二次剛性比を 0%にした Case A3 の水平力-水平変位の履歴は、他のケースに比べ水平力が小さい。図-4.9(b)に Case A3 の杭 1 下部における鉄筋の応力-ひずみの履歴を示す。Case A1 と異なり座屈の影響が  $2\delta_j$ と早期に見られ、荷重ステップごとの最大応力も荷重が進むにつれ低下している。これは、鉄筋の二次剛性比が小さいと、鉄筋の座屈耐力が小さくなり、座屈しやすくなるためである。ただし、道路橋示方書 V 編におけるコンクリートの終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ 点および鉄筋ひずみ 4%の点ともに Case A1 と変わらないことから、鉄筋の二次剛性比の値は水平力に与える影響は大きいですが、終局限界変位の評価精度には大きく影響しないことが分

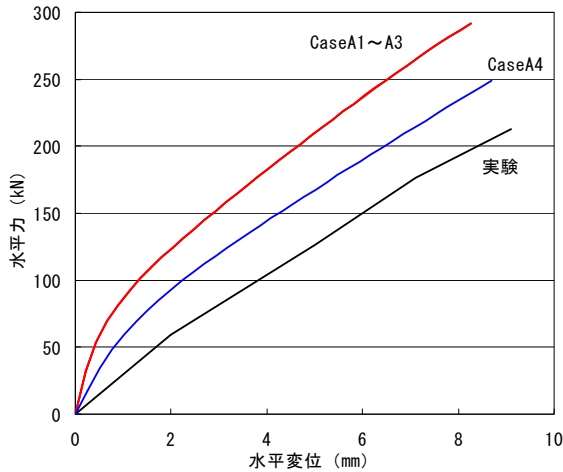


図-4.10 水平力-水平変位の初期勾配

かる。

#### 4.4.4 軸方向鉄筋の伸び出しの影響

図-4.10 に全てのケースの  $1 \delta_y$  時における水平力-水平変位を示す。これによれば、軸方向鉄筋の伸び出しを考慮することにより、初期勾配の評価精度が向上することが分かる。一方、図-4.7 に示した水平力-水平変位の履歴曲線において、Case A1 と Case A4 を比較しても、これらに大きな違いは見られず、また道路橋示方書 V 編におけるコンクリートの終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  点および鉄筋ひずみ 4% の点もほとんど変わらない。これは、伸び出しの影響を線形回転バネによりモデル化したためであり、終局限界変位の推定精度に及ぼす影響を評価するためには、橋脚の塑性化後の伸び出し挙動を正確に表すモデルを用いる必要がある。

#### 4.5 まとめ

ここでは、鉄筋コンクリート製の杭基礎の限界状態の評価手法を構築するため、ファイバー解析により、軸方向鉄筋の座屈の考慮の有無や鉄筋のひずみ硬化による二次剛性比の値、軸方向鉄筋の伸び出しを評価したバネの有無が解析結果に与える影響を検討した。主な成果は以下の通りである。

- 1) 軸方向鉄筋の座屈を考慮した鉄筋モデルを用いた場合、今回対象とした供試体では、大変位の段階まで座屈の影響が出なかったため水平力-水平変位の履歴曲線に及ぼす影響は小さかった。ただし、終局変位は、座屈の影響を考慮するケースの方が推定精度がよかった。

- 2) 鉄筋の一次剛性に対する二次剛性比の値を 0% とした場合には 2% とした場合に比べ水平力が大きく減少した。ただし、終局変位の推定精度にはあまり影響がなかった。
- 3) 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる影響を線形バネとして評価した場合には、初期剛性の推定精度は向上した。

#### 5. おわりに

本研究では、動的照査法をベースとした設計体系を構築することを目的に、基礎の地震時挙動の評価、基礎の限界状態の設定、地震動・地盤変位の外的作用の評価を行うこととした。今年度は、既往の実験的研究成果の整理、自由地盤の動的解析および基礎・地盤系の動的解析、ラーメン構造に対するファイバー解析を実施した。これらから得られた知見は各章のまとめに示したとおりである。

今後は、以下の課題に対する検討を行う予定である。

- ・動的解析に用いる地盤物性値を評価するための地盤調査法
- ・動的解析における基礎の限界状態、構造物全体の限界状態の提案
- ・杭基礎やラーメン橋脚などの多柱構造の設計の体系化

#### 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会; 道路橋示方書 IV 下部構造編, 2002.
- 2) (社) 日本道路協会; 道路橋示方書 V 耐震設計編, 2002.
- 3) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之; 杭基礎に関する動的照査法の適用について, 土木研究所資料第 4083 号, 2007.
- 4) 河野哲也, 塚淳一, 岡田太賀雄, 谷本俊輔, 運上茂樹, 星隈順一; 地盤の層構成の違いが群杭基礎の地震時挙動に与える影響に着目した加振実験, 第 13 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2010.
- 5) 福井次郎, 白戸真大; 地震時の地盤の振動変位が道路橋基礎に与える影響度と地盤条件の関係, 土木研究所資料第 3919 号, 2004.
- 6) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 野々村佳哲, 喜多直之; 群杭基礎の大型振動台実験, 土木研究所資料第 4015 号, 2006.

- 7) 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター振動研究室：大規模地震を考慮した地中構造物の耐震設計法に関する試験調査，平成 12 年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書，第 22 号，pp.19-20，2001.
- 8) 吉田望，辻野修一，石原研而：地盤の 1 次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，2820，pp.1639-1640，1990.
- 9) 吉田望，三上武子：時代の要請に応える土の繰返しせん断変形特性試験の確立を，地盤工学会誌，Vol.58，No.2，pp.1-5，2010.
- 10) 国生剛治，桜井彰雄：Modified Hardin-Drnevich モデルについて，第 33 回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp.116-117，1978.
- 11) 吉田望，澤田純男，竹島康人，三上武子，澤田俊一：履歴減衰特性が地盤の地震応答に与える影響，土木学会地震工学論文集，Vol.27，pp.1-8，2003.
- 12) 谷本俊輔，堺淳一，岡田太賀雄，河野哲也，運上茂樹，星隈順一：大地震時の地盤の動的挙動に関する動的遠心模型実験とその動的解析，第 13 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.275-282，2010.
- 13) 白戸真大，野々村佳哲，中谷昌一，福井次郎：Winkler バネを用いた深い基礎の非線形動的解析モデル，9 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.89-96，2006.
- 14) 白戸真大，吉田望，福井次郎，野々村佳哲：軟弱粘性土上の効果構造物・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，日本地震工学会論文集第 6 巻第 4 号，2006.
- 15) 白戸真大，野々村佳哲，福井次郎：動的解析における群杭のモデル化に関する検討，地震工学論文集 Vol.28，2005.
- 16) 岡原三知夫，高木章次，中谷昌一，木村嘉富：杭体の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，土木研究所資料第 2919 号，1991.
- 17) 建設省土木研究所：杭基礎の変形性能に関する載荷実験，土木研究所資料第 3553 号，1998.
- 18) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎：鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.153-172，2001.
- 19) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No. 738/I-64，pp. 159-169，2003.
- 20) 近藤益央，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.825-828，1999.

## **Study on Development of Seismic Design Method Based on Dynamic Response Analysis Considering Soil-Structure Interaction**

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2008-2011

**Research Team** : Bridge and Structural Technology Research  
Group

**Author** : HOSHIKUMA Junichi, SAKAI Jun-ichi, TANIMOTO  
Shunsuke, OKADA Takao, KOHNO Tetsuya

**Abstract** : In the current seismic design code for highway bridge foundations, complex dynamic behavior of foundations is simplified to static behavior, and only inertia force of superstructures is considered as an external force. Because the performance based design method has widely used, however, it is urgent to introduce the performance based design concept in design method of bridge foundations, and thus the actual dynamic behavior should be considered in design. Therefore, it is necessary to develop a seismic design method based on dynamic response analysis considering soil-structure interaction. In FY 2009, development of database of experimental results for foundations, analytical investigations on dynamic behavior of pile foundation and on hysteretic behavior of piles, were conducted.

**Key words** : bridge, pile foundation, seismic design, dynamic analysis, and fiber analysis