

軟弱粘性土地盤—摩擦杭基礎の地震時挙動に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDIES ON DYNAMIC BEHAVIOR OF SOFT CLAY GROUND
-STRUCTURE SUPPORTED BY FRICTION PILE FOUNDATION

近藤 司* 森 信夫**

By Tsukasa KONDO and Nobuo MORI

Recently, structures are often sited in a soft ground. So, a friction pile and a floating foundations are considered a possible and promising one. The object of this paper is to study the dynamic behavior of soft clay ground-structure supported by friction pile foundation on the basis of the shaking table test. Major results are as follows:

- 1) The residual settlement of structure due to decreasing the bearing capacity of the ground, which is caused by the accumulation of the excess pore pressure, is larger than that of the ground without structures.
- 2) The initial shear stress is a main contributor of the generation of the excess pore pressure in the ground between piles.

1. はじめに

ウォーターフロント開発における埋立地の多くは軟弱な沖積地盤上に造成され、埋立てにより従来支持層としていた地層は深くなる。このような地盤に支持杭基礎を用いる場合は長尺杭の使用が一般的であるが、支持層以浅の正規圧密または未圧密状態の沖積地盤は圧密沈下し、その結果ネガティブフリクションによる杭の破損および建物の不同沈下を生じることになる。支持杭のこのような問題点に対する反省から、支持層の深い軟弱地盤ではフローティング基礎や摩擦杭などの支持杭に頼らない基礎工法が見直され始めている。

杭基礎が使われはじめた頃には摩擦杭が広く用いられたが、支持力算定法が未解明であったこと、杭先端地層の圧密が考慮されていなかったことにより、ほとんどの建物は完成後に傾斜・不同沈下などを生じたと言われり、構造物の重量化および長尺な支持杭の施工が可能になったことにともない摩擦杭は使用されなくなった。しかしながら、最近では支持杭として設計された場所打ちコンクリート杭の多くの載荷試験より荷重のほとんどは周面摩擦力が負担し、初期沈下量もほとんど摩擦支持力の性状に依存していること²⁾が明らかとなり摩擦杭が再び見直されている。

森重は³⁾東海道新幹線の実例から摩擦杭と完全支持杭を調査し、地盤沈下を生じている場所では摩擦杭の方が支持杭よりは不同沈下が少ないと述べている。この理由として支持杭では、摩擦杭よりも杭本数が少なく、杭間隔が広く、圧密層によるネガティブフリクションの増大など杭の不同沈下の要因となるものが多いことを挙げている。

* 工修 清水建設(株)大崎研究室 研究員 (〒100 東京都千代田区内幸町2-2-2富国生命ビル)

** 工修 清水建設(株)技術研究所 主任研究員 (〒135 東京都江東区越中島3-4-17)

建築物の場合、低層建物においては短尺な摩擦杭が用いられることも少なくないが、杭長10m以下では地盤が不均一で安定しない状態であることから長尺な摩擦杭が使用される例がでてきている。阪口⁴⁾は、長尺摩擦杭の使用例を調査し、全層が正規圧密層の場合は支持力とともに杭先端地層の圧密沈下について検討が必要であるが、下部の地層が地下水の汲み上げにより過圧密となっている場合には圧密沈下量をほとんど考える必要がないこと、さらに下部が洪積粘土層である場合には洪積層自体を良質な支持地盤と考えてよく圧密沈下に関する検討が不要な場合が多いと述べている。

また、阪口⁵⁾はN値が小さいことから杭基礎の支持地盤として多くの場合無視されている過圧密の沖積粘土地盤および新期洪積粘土地盤が中低層建物の支持地盤となりうること、およびかなりの摩擦力を期待できることを特に指摘している。宇都宮⁶⁾も過圧密地盤に根入れされた長尺摩擦杭であれば沈下量の増加はほとんどないことおよび完全支持杭と同程度以上の短期の安全性を有していると述べている。

以上述べたように長期における摩擦杭の支持力・沈下特性は解明されつつあるが、地震時ならびに地震終了後の摩擦杭基礎の挙動については十分に解明されているとは言えない。正規圧密および過圧密比の低い粘性土では、室内要素試験結果から過剰間隙水圧による軟化現象が確認⁷⁾されており、摩擦杭基礎の地震時ならびに地震後の挙動評価は重要であると考えられる。

本論文は、軟弱粘性土地盤中に摩擦杭基礎を有する建物の地震時挙動の検討を目的として、長い杭で単杭基礎を有する基礎・建物の模型振動実験を実施し、その結果を考察したものである。

2. 模型実験

2.1 実験装置

実験に用いたせん断土槽と建物・杭基礎模型および計器配置を図-1に示す。計器は加速度計16個、間隙水圧計11個、変位計5個の合計32個を配置した。せん断土槽の内寸法は、幅1.2m(加振方向)・奥行き0.8m・高さ1.0mである。建物基礎と床は鉄製で寸法は幅150mm・奥行き750mm・厚さ19mmである。建物壁はリン青銅製で厚さ2.0mm・奥行き750mm・高さ150mmである。杭は外径20.15mm・内径16.60mmの中空アクリル製であり、Bromsの式から長い杭とするため長さ400mmとした。杭配列は2列(加振方向)×5列(奥行き方向)で、杭間隔を130mmとした。

粘土地盤の試料としてはカオリン粘土を用いた。地盤の作成は煮沸飽和したスラリー状のカオリンを圧密する方法によった。圧密は層厚10cm~25cmずつ6層に分けて行い、厚さ965mmの粘土地盤を作成した。圧密荷重はいずれの層においても0.13kgf/cm²である。地盤の物理特性は湿潤密度 ρ_s が1.80g/cm³、含水比 w が38.9%、間隙比 e が1.15、飽和度 S_r が94.0%である。

杭の設置は地盤作成後、地盤中にベーンにより穴開けし、スラリーおよび杭を挿入し、再圧密する方法によった。

なお、模型実験の相似則に関する国生らの方法⁸⁾により概略の実物の大きさを想定するとつぎようになる。国生らによれば、地盤の応力~ひずみ関係がHardin-Drnevichモデルに従うとし、模型と実物の長さの縮尺比(l_p/l_m)を λ とすると、振動数の相似則(ω_m/ω_p)は $\lambda^{3/4}$ になる。そこで、実物の地盤の深さを30mと

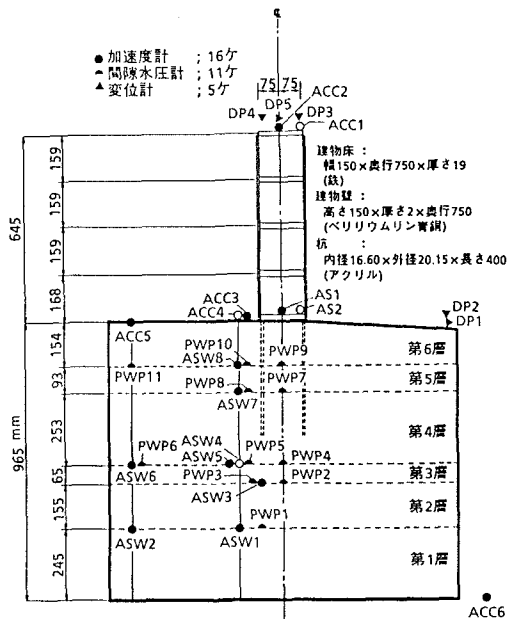


図-1 模型実験モデル

仮定すると、模型地盤の1次固有振動数は後述の検討結果より17Hzにあることから、実地盤の1次固有振動数は1.3Hz、杭は長さは12m・径60cm、建物は高さ20m程度を想定していることとなる。

2.2 実験方法および実験ケース

使用した振動台は、幅4m・長さ5mの電気油圧制御方式の一次元振動台である。模型は同一条件で2個作成し、入力最大の加速度を段階的に増加する方法により各々の模型に対しCase1-1~1-5の5回およびCase2-1~2-2の2回の振動実験を行った。入力波形は十勝沖地震(1968) 八戸E-W成分、継続時間は90.0秒である。各Caseの入力最大の加速度を表-1に示す。なお、Case1-4および2-2は加振後1日~2日間放置し、間隙水圧の計測を行った。

表-1 入力最大加速度

Case	最大加速度 gal
1-1	63.5
1-2	102.5
1-3	222.5
1-4	271.6
1-5	364.0
2-1	243.0
2-2	318.9

3. 模型地盤の繰返し載荷試験

前述のせん断土槽内からブロックサンプリングによって不攪乱試料を採取し、振動三軸試験による繰返し載荷を行った。試験は応力制御とし、波形は正弦波、振動数は0.05Hzである。過剰間隙水圧は下部ベダスタル直下で測定した。表-2に試験内容を示す。表中の $\sigma_d/2$ は繰返しせん断応力であり、 σ_c は試験時拘束圧である。各ケースともに応力比を変化させて3回実施した。なお、本試験結果は載荷速度が0.23kgf/cm²/sec程度であり、他の研究^{9),10)}にくらべ載荷速度が速い状態の結果である。

図-2に正規圧密状態であるケース1の中から、応力比($\sigma_d/2\sigma_c$)が0.256の場合の軸ひずみ波形、過剰間隙水圧波形、応力~ひずみ関係、および有効応力経路を示す。

まず、軸ひずみと過剰間隙水圧波形より、せん断応力の繰返しとともに軸ひずみ、過剰間隙水圧ともに増加していることがわかる。

つぎに、応力~ひずみ関係と有効応力経路の図より、振動三軸試験でよくみられるように圧縮側は引張側よりも抵抗力を有していること、平均主応力の移動の原因である過剰間隙水圧の蓄積は圧縮側の載荷・除荷で顕著にみられることなどがわかる。なお、除荷時での水圧上昇は載荷荷重に対する水圧発生が遅れによるものと考えられる。

液状化強度の定義は、通常軸ひずみの両振幅5%で行われるが、ここでは過剰間隙水圧が試験時拘束圧に等しくなった時の繰返し回数をN_lと定義し、過剰間隙水圧uの中立点を蓄積過剰間隙水圧 u_g として、図-3に蓄積過剰間隙水圧の上昇度(u_g/σ_c)と繰返し回数比N/N_lの関係を示す。なお、過圧密比が4の場合には過剰間隙水圧がほとんど上昇せず、N_lは求まらなかった。この図より、蓄積過剰間隙水圧 u_g は正規圧密、過圧密状態にかかわらずN/N_lの増加にともない増加することおよび

表-2 繰返し載荷試験内容 ()内は過圧密比

ケース	拘束圧(kgf/cm ²)		応力比 ($\sigma_d/2\sigma_c$)
	圧密時 σ_0	試験時 σ_c	
1	2.0	2.0 (1.0)	0.291, 0.287, 0.256
2	2.0	1.5 (1.3)	0.255, 0.228, 0.289
3	2.0	1.0 (2.0)	0.248, 0.276, 0.252
4	2.0	0.5 (4.0)	0.424, 0.477, 0.445

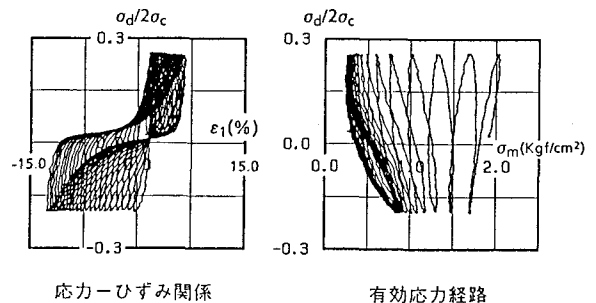
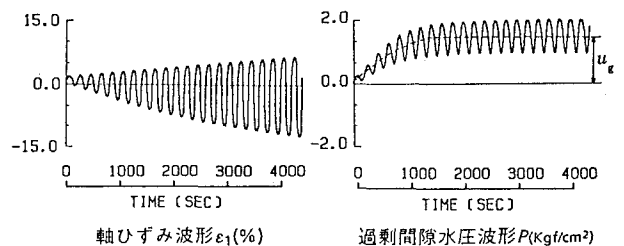


図-2 要素試験結果

$N/N_1=1$ では蓄積過剰間隙水圧 u_g は試験時拘束圧 σ_c のほぼ80%であることがわかる。

さらに、図-4に応力比と繰り返し回数の関係を、図-5に過圧密比と繰り返し回数の関係を示す。これらの図より、応力比の減少により繰り返し回数は増加するがその傾向は過圧密比が高いほど顕著であること、また、過圧密比の増大とともに繰り返し回数も増加することがわかる。このことから過圧密比が高いほど地震時安定性が高いと判断される。

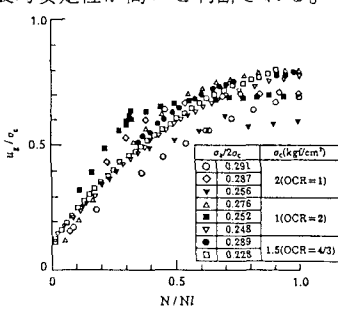


図-3 応力と繰り返し回数の関係

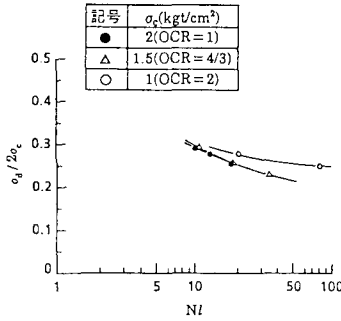


図-4 過圧密比と繰り返し回数の関係

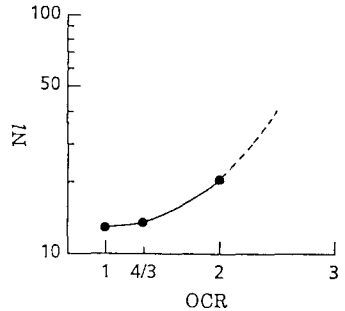


図-5 蓄積過剰間隙水圧の上昇度と繰り返し回数の関係

4. 実験結果および考察

4.1 模型地盤の初期応力解析

模型地盤の過圧密状態を把握するため、静的解析により地盤の初期平均主応力 σ_{m0} を算定する。

解析は建物-摩擦杭が設置された状態を想定して、摩擦杭をビーム要素で、建物はその重量を上載荷重として評価し有限要素法解析により行う。地盤要素の非線形特性はDuncan-Chang¹¹⁾が提案した関係式で近似する。表-3に解析に用いた定数を示す。地盤定数は物理試験および静的三軸圧縮試験結果により設定した。また、境界条件として、側方は自由、下方は固定境界とした。

図-6に変位分布と主応力分布を示し、模型実験の間隙水圧計測点に対応した要素の初期平均主応力 σ_{m0} および過圧密比OCRを表-4に示す。過圧密比は、圧密応力を0.13kgf/cm²として算定した。これらの図表より、地盤応力に及ぼす建物の影響は杭深さ程度までであることおよび過圧密比は表層部分で3.0以上と高い値であるが下層部分では1.0とほぼ正規圧密状態であることがわかる。

表-3 地盤定数および杭定数

単位体積重量 γ_t (grf/cm ³)	1.80
粘着力C(kgf/cm ²)	0.27
内部摩擦角 ϕ (deg)	26.6
実験定数Rf,n,K	0.63,0.30,70.0
実験定数G,F,D	0.39,0.03,2.56
単位体積重量 γ_t (grf/cm ³)	1.15
ヤング係数E(kgf/cm ²)	2.5×10^4
厚さt(cm)	0.057

表-4 初期主応力 σ_{m0} (grf/cm²)と過圧密比OCR

計測点	σ_{m0}	OCR	計測点	σ_{m0}	OCR
PWP1	108	1.1	PWP7	56	2.5
PWP2	97	1.5	PWP8	54	2.9
PWP3	97	1.5	PWP9	47	3.0
PWP4	88	1.6	PWP10	43	4.3
PWP5	88	1.6	PWP11	29	6.8
PWP6	85	1.6			

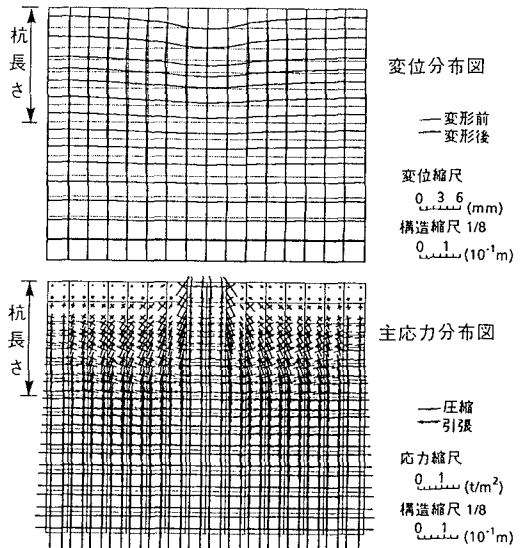


図-6 初期応力解析結果

4.2 過剰間隙水圧の検討

表-5にすべてのCaseの加振時の蓄積過剰間隙水圧比 u_g/σ_{m0} の一覧を示す。この蓄積過剰間隙水圧 u_g は、計測原波形に0.2Hzのローパスフィルターをかけ振動成分を除去して読み取ったものである。この表より、つぎのことがわかる。

- (1) 入力最大加速度が100gal程度までのCase1-1と1-2では水圧の蓄積は見られず、過剰間隙水圧に起因する非線形性はないと判断される。
- (2) PWP1の水圧比は他の計測点に比べ高い。これは過圧密比が1.1と正規圧密状態に近いことによるものと考えられる。入力最大加速度が300gal以上のCase1-5,2-2では水圧比が80%程度となっており、要素試験からみるとほぼ限界の水圧が蓄積しているものと考えられる。また、この時、他の計測点の水圧比は40%程度以下であり、このことから過圧密層は正規圧密層にくらべ地震時安定性が高いことがわかる。
- (3) 杭間の計測点PWP7,9と他の計測点の水圧比をみると、杭間の水圧比が他の計測点より大きいことがわかる。杭間の地盤には建物荷重や杭と地盤の摩擦力による初期せん断力が作用しており、その結果水圧が発生しやすい状況にあると考えられる。

表-5 蓄積過剰間隙水圧比(u_g/σ_{m0})

Case 計測点	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	2-1	2-2
PWP1	0.00	0.00	0.09	0.36	0.86	0.09	0.81
PWP2	0.00	0.00	0.05	0.16	0.37	0.05	0.38
PWP3	0.00	0.00	0.06	0.17	0.47	0.05	0.38
PWP4	0.00	0.00	0.10	0.22	0.21	0.06	0.14
PWP5	0.00	0.00	0.08	0.20	0.29	0.05	0.40
PWP6	0.00	0.02	0.09	0.15	0.30	0.04	0.41
PWP7	0.01	0.11	0.22	0.25	0.29	0.11	0.47
PWP8	0.00	0.03	0.05	-	-	0.02	0.10
PWP9	0.04	0.11	0.35	0.38	-	0.22	0.35
PWP10	0.04	0.14	0.09	0.11	-	0.09	0.28
PWP11	0.04	0.05	0.02	0.11	-	0.14	0.30

つぎに、Case1-4の最深部のPWP1と地層中のPWP5および地表部のPWP11の加振時の水圧波形を図-7に示す。波形は0.2Hzのローパスフィルターをかけ振動成分を除去したものである。

この図より、PWP1は主要動に対応して水圧の上昇がみられ、その後は加振終了まで蓄積された水圧がほぼ一定の状態にある。それに対しPWP5とPWP11は主要動に対応した水圧上昇は顕著ではないことがわかる。これらの差は前述した地盤の過圧密比に対応したものと考えられる。

また、PWP11は加振中はほぼ一定の勾配で水圧上昇がみられ、PWP1と異なった傾向を示している。このことに関連して、図-8にCase2-2のPWP1とPWP11の加振開始から水圧の消散までの経時変化を示す。縦軸是水圧比であり、加振時(100secまで)の波形は計測原波形である。

この図より、加振後の水圧の増加量は地表面に近いPWP11で大きく、最深部のPWP1では水圧の定常時間が長く水圧が消散しにくいことがわかる。したがって、水圧の消散は地表面近くにおいてははじまり、地層内の水圧は地表面に向かって上昇しているものと判断される。

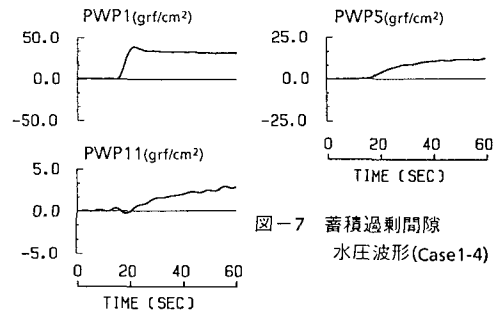


図-7 蓄積過剰間隙水圧波形(Case1-4)

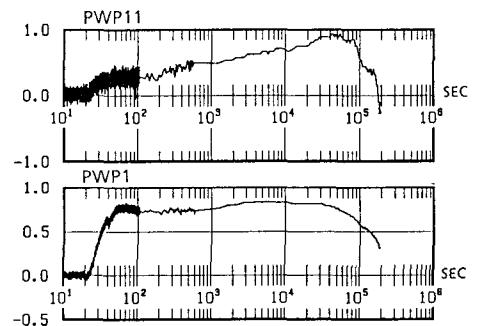


図-8 過剰間隙水圧比の経時変化(Case2-2)

4.3 加速度応答の検討

図-9にはほぼ線形状態にあるCase1-1と非線形性の高いCase2-2の地表面ACC5と建物上端のACC2の加速度波形とフーリエスペクトルを示す。波形より入力加速度が大きくなるほど高振動数成分が減少していくこと、スペクトルより全体的傾向としてCase1-1では地盤と建物の卓越振動に強い相関はみられないがCase2-2では地盤と建物の卓越振動はほぼ対応していることがわかる。

これらは地盤の非線形性の影響によるものと考えられるが、このことを詳細に検討するためにCase1-1とCase2-2の入力点ACC6に対する伝達関数を図-10に示す。この図より、つぎのことがわかる。

- (1) Case1-1では、地表面ACC5において17Hzと38Hzに卓越したピークがみられる。これらは地盤の1次、2次の固有振動数である。建物については、建物基礎は地盤と同様な周期特性にあるが上端は建物独自の成分が卓越し、地盤の影響は小さいことがわかる。
- (2) Case2-2では、ACC5の卓越振動数は10Hz前後にみられCase1-1にくらべ低振動側へ移行していることがわかる。建物基礎は地盤と同じ周期特性にある。この傾向はCase1-1と同様であり、このような基礎構造の入力動は地盤に支配されていると判断される。建物上端はCase1-1と同様に22Hz前後にピークがみられるがその倍率は小さく、地盤の影響がCase1-1より相対的に大きい。

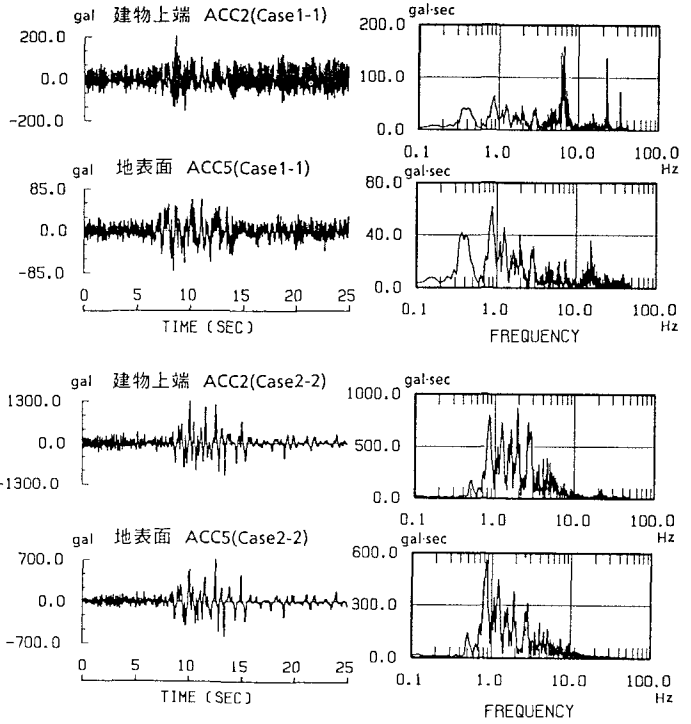


図-9 加速度波形とフーリエスペクトル

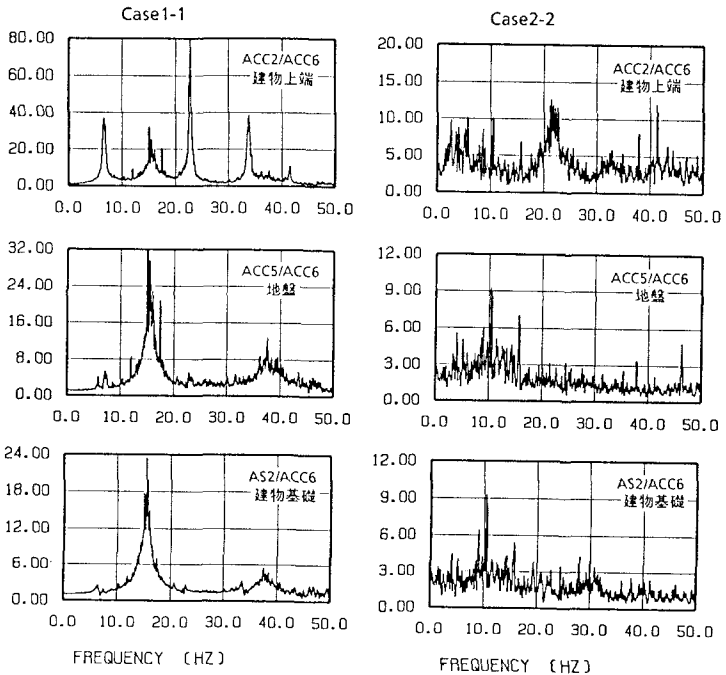


図-10 伝達関数

4.4 変位応答の検討

図-11にCase2-1の建物の水平と上下変位波形を示す。この図より、建物の水平・上下方向ともに地震の主要動で残留変形が発生すること、上下方向は建物の沈下する方向に残留沈下を生じながらロッキング振動をしていることがわかる。つぎに、表-6にCase1-3,1-4,2-1の地盤と建物上端の塑性沈下量を示す。地盤の沈下量にくらべ建物の沈下量はかなり大きいことがわかる。

表-6 残留変形量(cm)

Case 計測点	1-3	1-4	2-1
DP2(地盤)	0.04	0.11	0.16
DP3(建物)	0.24	0.46	0.33
DP4(建物)	0.10	0.39	0.21

これは、前述した杭間の水圧蓄積が大きいことおよび建物荷重の影響によるものと考えられる。

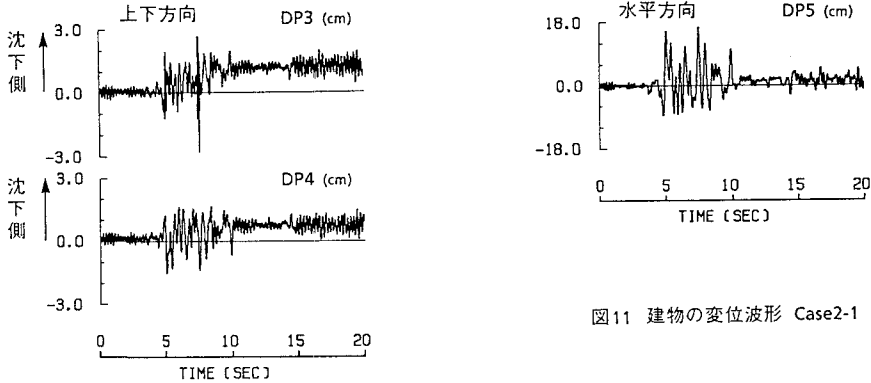


図11 建物の変位波形 Case2-1

5. 結論

軟弱地盤中に立地する摩擦杭基礎を有する建物の振動実験より、つぎの知見が得られた。

- (1) カオリン粘性土の繰返し載荷試験より、過剰間隙水圧は正規圧密、過圧密状態にかかわらず応力の繰返し増加にともない増加するが、蓄積過剰間隙水圧は拘束圧のほぼ80%である。
- (2) 繰返し載荷試験および模型実験より過圧密層の地震時安定性は高いと判断される。さらに、地盤の圧密状態により水圧蓄積の状況は異なり、正規圧密では主要動に対応して水圧の上昇がみられるのに対し、過圧密層では主要動に対応した水圧上昇は顕著ではない。
- (3) 杭間の地盤は、建物荷重や杭と地盤の摩擦による初期せん断力が作用し、過剰間隙水圧が発生しやすい状況にある。
- (4) 過剰間隙水圧の蓄積にともなう地盤剛性の低下により、地盤応答では高振動数成分が減少し卓越振動数は低振動側へ移行する。建物応答では線形時と同じ振動数に卓越成分が認められるが、線形応答にくらべその倍率は小さく、地盤の影響が大きくなることがわかる。また、このような基礎構造の建物への入力動は地盤に支配されている。
- (5) 建物の水平・上下方向ともに地震の主要動で残留変形が発生する。また、地盤の残留沈下量にくらべ建物の沈下量はかなり大きい。

参考文献

- 1) 大崎順彦：“摩擦ぐいについての一考察” 日本建築学会大会学術講演会(中国), (1967), pp.605-606
- 2) 小粥康夫, 坂本稔：“場所打ちモルタル杭の摩擦杭としての特性” 土と基礎, Vol.30, No.2, (1982), pp.25-30
- 3) 森重龍馬：“支持杭に頼らない鉄道橋の基礎” 基礎工, Vol.11, No.6, (1983), pp.12-22
- 4) 阪口理：“粘性土地盤中に打設した摩擦杭に関する一考察” 土と基礎, Vol.30, No.2, (1982), pp.19-24
- 5) 阪口理：“粘性土の強さの推定法について” 日本建築学会大会学術講演会(北海道), (1978), pp.599-600
- 6) 宇都宮一馬, 岡原美智夫, 池田憲二, 前野良刀, 松井謙二：“摩擦杭の支持力特性と信頼性” 第32回土質工学シンポジウム(支持杭に頼らない基礎工法), (1987), pp.17-22
- 7) N.Mori, Y.Ishikawa, A.Hirayama, K.Tamaoki, H.Kobasshi：“Softening of the Clayey Seabed Foundation due to Earthquakes” O.M.A.E.Div.ASME, Vol.110, (1988), pp.17-23
- 8) 国生剛治, 岩楯敏広：“軟弱地盤の非線形特性についての模型震動実験と解析” 土木学会論文報告集, 第285号, (1979), pp.57-67
- 9) 岡本敏郎, 国生剛治, 松井家孝, 田中栄治：“繰り返し載荷試験時における正規圧密粘土の応力経路と強度について” 第40回土木学会年次学術講演会概要集, III-17, (1985), pp.33-34
- 10) 岡二三生, 佐橋猛, 大野康年, 大野勝幸, 長屋淳一：“飽和粘土の繰り返し弾粘塑性構成式” 第22回土質工学研究発表会講演集, D-6, 151, (1987), pp.399-402
- 11) J.M.Duncan & C.Y.Chang：“Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils” Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.96, No.SM5, (1970), pp.1629-1653

(1989年10月2日受付)