

改良地盤と一体となった複合基礎の耐震性に関する研究

研究予算：戦略研究

研究期間：平20～平23

担当チーム：構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一，七澤利明，谷本俊輔，河野哲也

【要旨】

深層混合処理工法をはじめとする固化工法は、軟弱粘性土地盤の沈下対策や構造物の施工のための補助工法などとして広く用いられている。最近では道路橋においても、固化工法を補助工法としてではなく、本設構造物の一部、すなわち構造物が反力を得るための抵抗材として使用し、本設構造物の設計の合理化を図ろうという技術提案がなされるようになってきている。実橋への適用を考えるのであれば、載荷実験を重ねて支持機構、破壊形態を明らかにし、破壊に対してどのように安全余裕を担保するかという検討から始めることが必要である。本研究では、固化改良地盤に支持される道路橋の直接基礎および杭基礎を対象とした数多くの載荷実験を行い、支持機構、反力特性、破壊形態を明らかにするとともに、固化改良地盤に支持される基礎の大地震時における限界状態を提案した。また、固化改良地盤に支持される杭基礎の水平載荷実験を対象とした解析を行い、支持機構を適切に反映させることで、反力特性を再現できることを明らかにした。これらの結果に基づき、改良地盤に道路橋基礎を支持させる場合の検証方法を提案した。

キーワード：固化改良地盤，道路橋基礎，耐震設計，水平載荷

1. はじめに

深層混合処理工法をはじめとする固化工法は、軟弱粘性土地盤の沈下対策や構造物の施工のための補助工法などとして広く用いられている。補助工法の場合、構造物に悪影響を及ぼさないことを検討するのはもちろんである一方で、補助目的以外の効果を構造物の設計において見込むことはない。しかし、最近では道路橋においても、固化工法を補助工法としてでなく、本設構造物の一部、すなわち構造物が反力を得るための抵抗材として設計し、本設構造物の設計に反映させることで設計の合理化を図ろうという技術提案がなされるようになってきている。実橋への適用を考えるのであれば、載荷実験を重ねて支持機構、破壊形態を明らかにし、破壊に対してどのように安全余裕を担保するかという検討から始めることが必要である。このため、本研究は、産学からの道路橋基礎への技術提案の増加を想定し、固化工法の本設利用に関する技術提案が現在の基準における要求性能や確からしさを満たしているものかどうかを検証するための方法を整備するものである。

地盤改良として旧来多く用いられてきた砂杭等においては、原地盤と改良材の変形特性、具体的には最大強度を発現するときのひずみレベルに大差がなく、破壊形態も通常の地盤と類似しているため、盛土などの安定計算においては両者の力学パラメータを平面積比率に応じて

平均することで安定計算がなされてきた。この方法は複合地盤的設計法と呼ばれている。これに対して固化工法の場合、原地盤と改良材の変形特性が著しく異なり、改良材は曲げ破壊等を示すことが知られている。したがって、通常の地盤の安定計算法の延長として複合地盤的設計法を適用することは、必ずしも適切ではない。

一口に固化改良地盤といっても、固化杭の平面配置やオーバーラップ長といった施工仕様を任意に選ぶことができるため、図-1.1 に示すような様々な改良形式が存在し、改良形式によって支持される基礎の挙動が異なることも報告されている¹⁾。したがって、固化改良地盤が構造物からの荷重を受ける場合、支持機構や反力特性が異

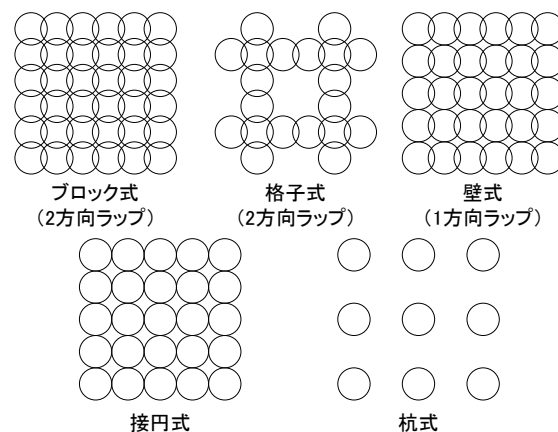


図-1.1 固化杭の配置と改良形式

なる可能性がある。

適用する構造物が盛土等のように、修復が比較的容易であり、かつ、設計計算による挙動予測のみを重視せず、施工時の動態観測に基づき、生じた変状に対して補修により対応していくことが可能な構造物であれば、杭式固化改良に対して複合地盤的設計法が用いられてきたことは実質的に大きな問題ではないかもしれない。一方、道路橋は残留変形や剛性低下が一度生じると修復が容易でないという特性から、予期される変状に対して設計段階から対処しておくことが必要とされる構造物である。したがって、道路橋への適用を考える場合、構造物の特性を踏まえ、破壊過程と破壊形態に照らして設計を行うための検証方法を明らかにする必要がある。

固化工法の本設利用に関する技術提案が現在の基準における要求性能や確からしさを満たしているものかどうかを検証するための方法を整備するにあたり、想定される挙動を事前に把握し、最低限の検証条件に取り込む必要がある。そこで、本研究では、地盤改良に支持される直接基礎や杭基礎の破壊過程や破壊形態、及び基礎構造、固化改良体、地盤の荷重分担を調べるための実験および解析を行った。

2. 改良地盤に支持される直接基礎の水平載荷実験

2.1. はじめに

研究対象とした基礎形式のうち、直接基礎を対象として行った載荷実験について述べる。本研究では、改良地盤に支持される直接基礎について、改良形式、改良幅、改良強度、周辺地盤の影響、載荷履歴の影響など、数多くの着目点に基づいたケースの実験を行ったが、ここでは、代表的な実験ケースのみについて示すこととする。詳細については、文献^{3)~6)}を参照されたい。

2.2. 実験条件および実験方法

実験は、独立行政法人土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置を用いて行われた。遠心加速度は70Gである。実験概要を図-2.1に示す。以後の物理量は特記しない限り、すべて実物スケールに換算した値で示す。

橋脚モデルは、上部構造・橋脚・フーチングから構成され、基礎の諸元の決定は、砂地盤上の直接基礎の設計⁷⁾を参考に行った。上部構造重量は6,971 kN、橋脚の重量は3,061 kN、フーチング重量は4,600 kNとし、橋脚高さを11.06 mである。実験では基礎での変形のみに着目するため、橋脚にはたわみが生じないように、剛性の高いH形鋼を用いている。

実験には、図6に示すような、模型スケールで幅300

mm、奥行き1,500 mm、高さ500 mmの剛土槽を用いた。地盤試料には東北硅砂7号を使用した。固化体を着底させる支持層(相対密度 $Dr=90\%$)を気乾状態で突き固めることで作製し、その上面に固化体を設置した。上層($Dr=60\%$)は気乾状態で空中落下させることにより作製した。その他、上層を軟弱粘性土層としたケースも実施しており、これについては、スラリー状のカオリン粘土を重力場および遠心力場にて正規圧密させることで作製した。

改良形式は、ブロック式、接円式、壁式とした。モデル化にあたってのイメージを図-2.2に示す。ブロック式とは、限定された範囲が均質に改良された理想的な状態を代表したもので、幅9.8 m、奥行き8.4 m、高さ10.5 mの直方体状の固化体を基本ケースとしている。接円式とは、直径1.4 m、長さ10.5 mの円柱状の固化体を載荷方向7列×奥行き方向6列の接円配置としたものである。壁式とは、幅9.8 m、高さ10.5 m、奥行き1.19 mの壁状の固化体を載荷方向に配置し、載荷直角方向に間を0.21 mあけて6列並べて配置したものである。接円式および壁式の場合、実施工においては接円状に隣接する固化杭が互いに付着し、結果として一体化することも考えられるが、各々の固化杭あるいは固化壁を一体化させることを意図してあらかじめ施工・出来形管理するものでなければ、構造物の設計においてこの効果を見込むことができない。このため、安全側に、個々に独立した固化杭および固化壁を作製し、支持層上に立て込んだ上で表層の地盤を作製した。接円式改良地盤の固化杭間、あるいは壁式改良地盤の固化壁間の未改良部についても、物性が周辺の原地盤と同様になるように作製した。

改良強度は、常時、レベル1地震時における基礎底面反力が固化体の許容圧縮応力度³⁾以下に概ねおさまるように設定した。

上部構造・橋脚・フーチングに所定の重量を与えているため、遠心加速度が70Gに達した時点で、固化体上面には死荷重相当の鉛直力が導入される。これを初期状態とし、変位制御(載荷速度10.5 mm/s)により載荷実験を行った。荷重および変位の符号は、図-2.1に示すO側に向かう方向を正としている。

本研究にて行った一連の実験ケース一覧は表-2.1に示すとおりであるが、ここでは、代表的なケースとして、Case B1-H1, B4-H1, B1-H2, C1-H1, C1-H2, W1-H1, W1-H2の結果について述べることとする。

繰返し載荷の載荷パターンは、図-2.3に示すとおりであり、文献⁸⁾を参考に設定した。すなわち、基準変位 1δ を単調水平載荷試験における最大耐力発揮時の水平変位

表-2.1 実験ケース

Case	改良形式	改良幅	改良強度	周辺地盤	載荷方法		
B1-V	ブロック式	基本 $B=9.8\text{m}$	基本 $q_{ur}=1,000\text{kN/m}^2$	砂質土	鉛直載荷		
B1-H1		広幅 $B=15.4\text{m}$					
B2-H1		強度大 $q_{ur}=2,000\text{kN/m}^2$	粘性土		単調 水平載荷		
B3-H1	基本 $B=9.8\text{m}$	砂質土		交番 繰返し載荷			
B4-H1	接円式		基本 $q_{ur}=1,000\text{kN/m}^2$		砂質土	一方 繰返し載荷	
B1-H2		強度大 $q_{ur}=2,000\text{kN/m}^2$					
B1-H3		基本 $B=9.8\text{m}$	粘性土	単調 水平載荷			
C1-V	ブロック式	基本 $B=9.8\text{m}$			基本 $q_{ur}=1,000\text{kN/m}^2$	砂質土	鉛直載荷
C1-H1		広幅 $B=15.4\text{m}$					
C2-H1		強度大 $q_{ur}=2,000\text{kN/m}^2$	粘性土	交番 繰返し載荷			
C3-H1	基本 $B=9.8\text{m}$	砂質土			一方 繰返し載荷		
C4-H1	接円式		基本 $q_{ur}=1,000\text{kN/m}^2$	砂質土		単調 水平載荷	
C1-H2		強度大 $q_{ur}=2,000\text{kN/m}^2$					
C1-H3		基本 $B=9.8\text{m}$	粘性土		単調 水平載荷		
W1-H1	壁式	基本 $B=9.8\text{m}$		砂質土		交番 繰返し載荷	
W1-H2		基本 $q_{ur}=1,000\text{kN/m}^2$	砂質土		交番 繰返し載荷		

本報に結果を示す実験ケース

交番繰返し載荷 TYPE I

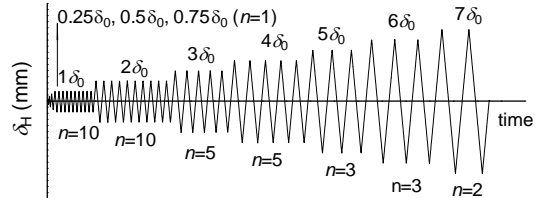


図-2.3 載荷パターン

了時である。以後の荷重・変位関係における(a)~(d)は全てこれに共通する。最大耐力は、ブロック式に比べて接円式の方が15%程度、壁式の方が13%程度小さい。

図-2.5に、水平載荷実験終了後に掘り出して観察した固化体のスケッチを示す。ブロック式の場合、固化体の上面端部付近で局部的なすべり破壊の様相を呈している。接円式では、O側に位置する固化杭に曲げ破壊が生じるとともに、水平移動が生じている。固化体上面から斜め方向のすべり破壊が確認される点はブロック式の場合と同様であるが、個々の壁の破壊程度は異なる。これは、個々の壁の荷重分担が異なっていたことを示唆している。このような改良地盤に対する基礎の荷重伝達特性の違いが反映されたものであり、これが最大耐力の違いに影響を及ぼした原因であると考えられる。

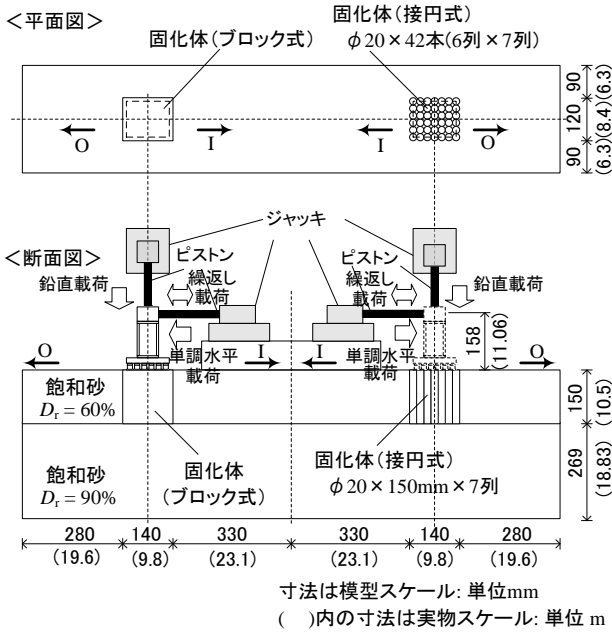
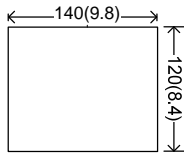


図-2.1 実験概要

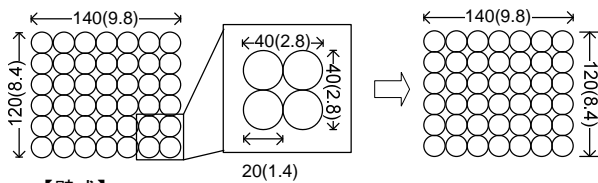
【ブロック式】

()は実物換算スケール 単位:m

均質に改良された理想的な状態を模擬



【接円式】



【壁式】

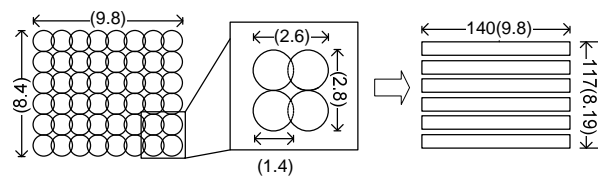


図-2.2 各改良形式のモデル化

とし、これの整数倍の変位量を各載荷ステップで n 回与えた。実験では、中小地震時の挙動を調べることを意図し、 $1\delta_0$ より小さい $0.25\delta_0$ 、 $0.5\delta_0$ 、 $0.75\delta_0$ の変位レベルでも載荷を行っている。繰返し回数の増加に伴って固化体の強度が低下する特性³⁾を踏まえ、繰返し回数の多いType I地震動に対応した載荷パターンを用いている。

2.3. 単調水平載荷に対する挙動

単調水平載荷実験で得られた載荷点における水平荷重 P_H ・水平変位 δ_H 関係を図-2.4に示す。図中の記号は、(a)載荷開始時、(b)浮上り開始時、(c)最大荷重時、(d)載荷終

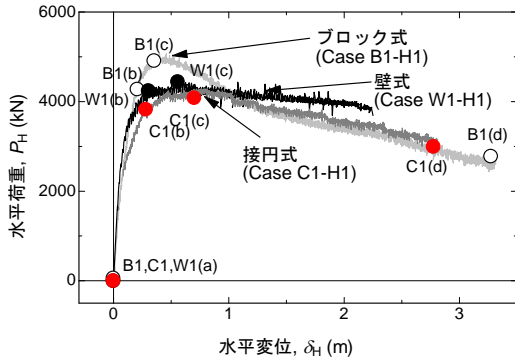


図-2.4 載荷点における荷重・変位曲線 (単調載荷, 改良形式の影響)

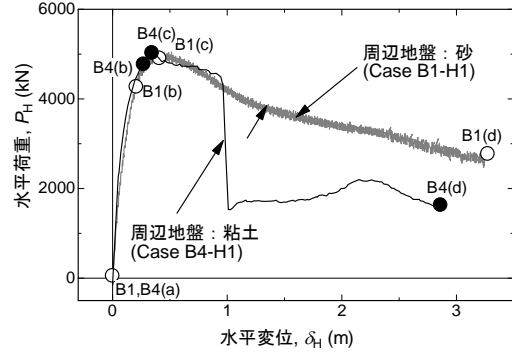
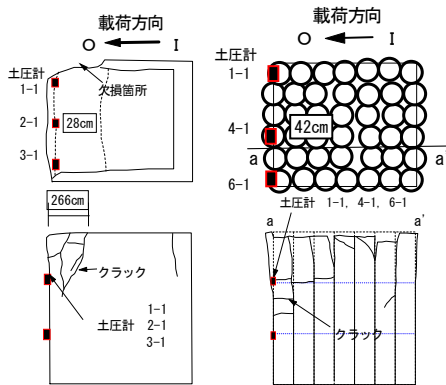
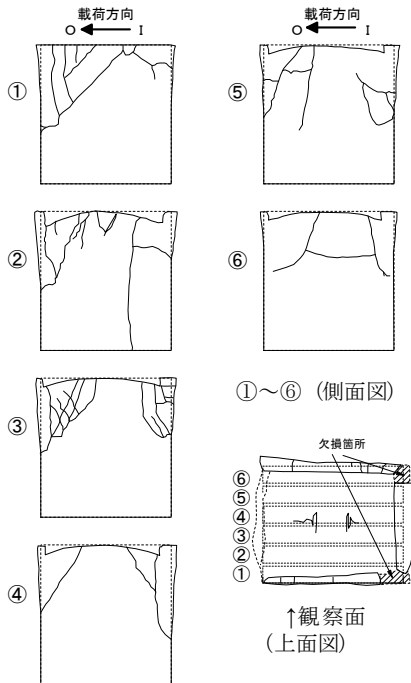


図-2.6 載荷点における荷重・変位関係 (ブロック式, 周辺地盤の影響)



(Case B1-H1)

(Case C1-H1)



①～⑥ (側面図)

↑観察面 (上面図)

(Case W1-H1)

図-2.5 固化体の損傷状況

(上: 平面図, 下: 側面・断面図)

ブロック式固化改良地盤については、後述のように繰

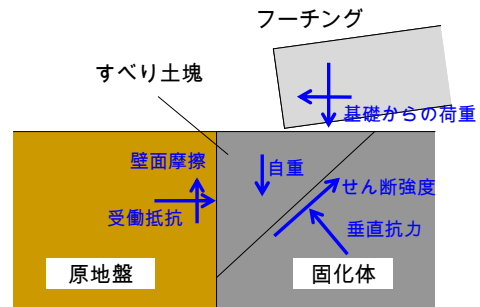


図-2.7 ブロック式改良地盤におけるすべり土塊の力のつり合い

返し水平載荷に対しても安定した挙動を示したが、周辺地盤を軟弱粘性土とした場合は不安定な挙動を示した。ブロック式改良地盤を対象に、周辺地盤を変化させた場合の単調水平載荷実験により得られた荷重・変位関係を図-2.6に示す。最大耐力点(c)を超えるまでは両ケースの荷重・変位関係がほぼ同様であるが、周辺地盤を粘性土としたCase B4-H1では、急激な耐力低下を示した。図-2.7に示すように、実験で観察された破壊性状に基づけば、ブロック式改良地盤の水平抵抗は固化体内部のせん断抵抗と、固化体が周辺地盤から受ける受働抵抗に依存するものと考えられるが、最大耐力はすべり面上のせん断強度、ポストピーク過程における耐力は周辺地盤の受働抵抗に依存しているものと考えられる。

2.4. 繰返し水平変位に対する挙動

繰返し載荷試験にあたっては、基準変位 δ_0 は単調水平載荷実験における最大耐力が生じたとき(c点)の変位とし、ブロック式改良地盤では42 cm、接円式改良地盤では70 cm、壁式改良地盤では56 cmとした。載荷は可能な限り大きな変位レベルまで行うこととしたが、Case C1-H2では、後述のように $1\delta_0$ の載荷終了時点で極めて大きな沈下が生じており、 $2\delta_0$ の段階で載荷ジャッキが治具と接触するなどによって計測データに明らかな異常が生じたため、 $1\delta_0$ までの計測値を示す。

載荷点における荷重・変位関係を図-2.8に示す. いずれのケースについても, ループ形状は概ね原点指向型であり, 繰返しに伴う耐力低下は特に見られない. 特に, ブロック式の場合において, ループ形状の原点指向性が強く, 残留変位が生じにくい傾向が強い.

載荷点における水平変位と基礎の鉛直変位の関係を図-2.9に示す. 本実験では, 鉛直方向には一定の死荷重のみを与えているため, 発生する沈下は基礎底面からの繰返し偏心・傾斜荷重の影響によるものである. ブロック式改良地盤は, 繰返し偏心・傾斜荷重に対して浮上り・着地を繰返し, 発生した沈下量は極めて小さい. 一方, 接円式改良地盤については, $1\delta_0$ に達する前までは残留沈下がほとんど発生しないものの, $1\delta_0$ の載荷開始から沈下が大きく蓄積し始めている. 壁式の場合は, 接円式の場合に比べて小さいものの, 繰返しに伴って著しい累積沈下が生じた.

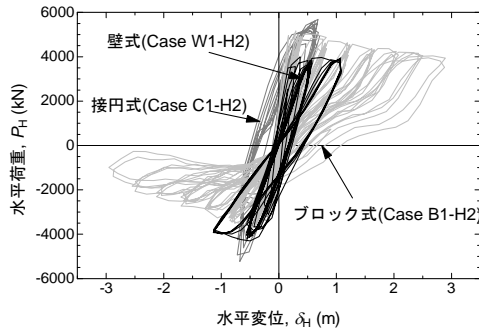


図-2.8 載荷点における荷重・変位関係

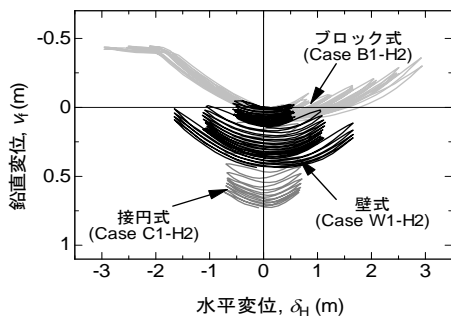


図-2.9 載荷点における水平変位と基礎の鉛直変位の関係

載荷後の固化体の損傷状況を図-2.10に示す. ブロック式については, 単調載荷の場合と比べて大きな破壊形態の違いは見られない. 接円式の場合, 基礎設置位置の固化杭上部が押し潰された状態(黒塗部)が観察され, これが大きな残留沈下をもたらしたと考えられる. 壁式の場合, 単調載荷の場合と比べて, クラックの発生位置は異なり明確な斜め方向のすべり破壊は確認されなかったが, 破壊の程度は個々の壁で異なる点は類似していた.

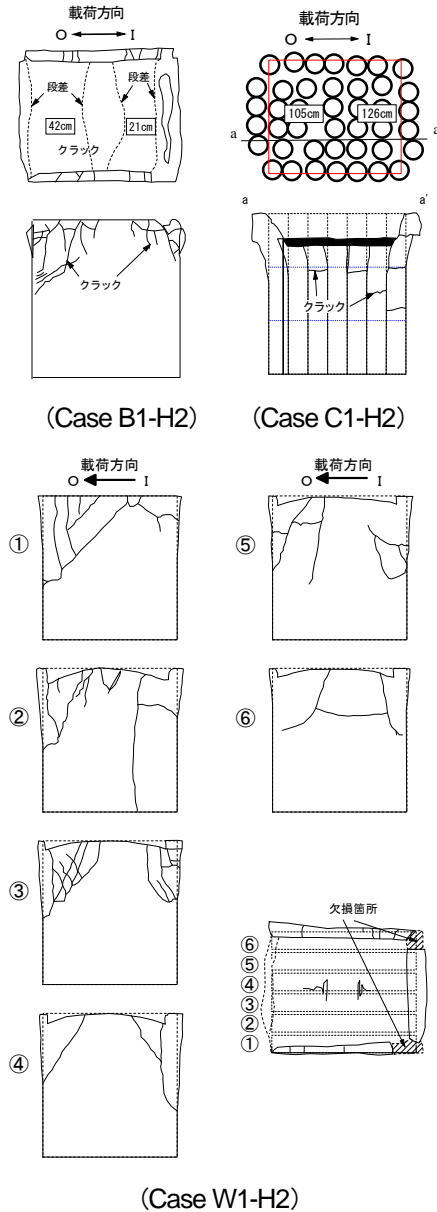


図-2.10 固化体の損傷状況
(上: 平面図, 下: 側面・断面図)

2.5. 改良地盤に支持される直接基礎の限界状態

一連の載荷実験により得られた知見から, 改良地盤に支持される道路橋の直接基礎に関する大地震時の限界状態について考察する.

まず, 一般的な橋の直接基礎は, 良質な支持層を選定するとともに, 常時・中小地震時の荷重に対して地盤反力度や浮き上がりに厳しい制限を与えることで, 大地震時の大きな繰返し偏心・傾斜荷重に対してもせいぜい的な挙動を示すことはなく, 地震後の沈下・傾斜も軽微なものにとどまることが分かっている³⁾. このため, 道路橋の直接基礎は, レベル2地震動に対する照査が省略される.

しかし、改良地盤に支持される橋の直接基礎は、ぜい性的な挙動を示したり、繰返し偏心・傾斜荷重によって大きな沈下を生ずることがあり、その挙動はブロック式、接円式、壁式といった改良形式ごとに大きく異なることが分かった。このため、改良形式ごとに大地震時の限界状態について考察する。

ブロック式改良地盤に支持される直接基礎は、周辺地盤の受働抵抗が大きい場合は、繰返し荷重に対して耐力が低下することはなく、顕著な累積沈下も生じない。しかし、周辺地盤の受働抵抗が小さい場合 (Case B4-H1) は、最大耐力を超過した後に急激な耐力低下を示すことが確認された。ブロック式固化体の最大耐力は固化体内部のすべり抵抗に依存し、この耐力低下は、固化体内部に2回以上の内部破壊が生じた段階で生じたものと考えられるが、そこまでの挙動を数値計算によって予測することは容易でないと考えられる。そして、一般に、固化体に基礎を支持させるのは、地盤がある程度軟弱な場合である。以上のことから、ブロック式改良については、大地震時においても1回目の内部破壊が生じる状態、すなわち、最大耐力点が限界状態の目安となるだろう。

接円式改良地盤に支持される直接基礎は、 $1\delta_0$ 、すなわち最大耐力発揮時の水平変位を繰返し与えた時点で、著しい累積沈下を生じた。このため、接円式改良地盤については、大地震時においても最大耐力点あるいはさらに

余裕を持った状態を限界状態とする必要がある。壁式改良地盤についても、沈下量は接円式改良地盤の場合ほど大きくなかったが、同じく $1\delta_0$ の変位レベルで沈下が累積し始めたことから、接円式改良地盤と同様に大地震時の最大耐力点あるいはさらに余裕をもった状態を限界状態とするのがよいと考えられる。

3. 接円式改良地盤に支持される群杭基礎の水平載荷実験

3.1. はじめに

次に、固化改良地盤に支持される杭基礎の水平挙動について、実験により検討を行った。本研究では、特に支持機構が複雑であると考えられる条件として、接円式改良地盤に支持される杭基礎を対象とした繰返し水平載荷実験を行い、改良範囲に応じて、杭基礎の反力特性がどのように変化するか、杭基礎からの水平力を受ける接円式改良地盤の破壊形態がどのように変化するかについて調べた。

3.2. 実験条件および実験方法

本実験についても、大型動的遠心力載荷試験装置を用いて70Gの遠心力場で行われた。以降に示す数値は全て実物スケールに換算されている。実験ケースを表-3.1、実験概要を図-3.1に示す。実験は、接円式で改良された軟弱粘性土地盤に支持される道路橋杭基礎に対し、上部構造位置に繰返し水平変位を与えるものである。実験パラメータは改良範囲 (改良深度, 改良幅) とした。

橋の条件としては、全幅員12m、支間長40m程度の鋼多主鈹桁橋を想定し、おおよその構造諸元は上部構造の死荷重6,500kN、橋脚高さ10m、フーチング平面寸法7m×7m、杭径1.4m、杭長20m、2×2列の場所打ち杭とし

表-3.1 実験ケース

実験ケース	改良幅 (m) 荷重方向×直交方向	改良深度(m)	最大変位
CaseC1-H1	25.2×11.2	21.00	6 δ_0
CaseC2-H1	11.2×11.2	21.00	5 δ_0
CaseC3-H1	11.2×11.2	6.30	5 δ_0
CaseC4-H1	11.2×11.2	3.15	5 δ_0

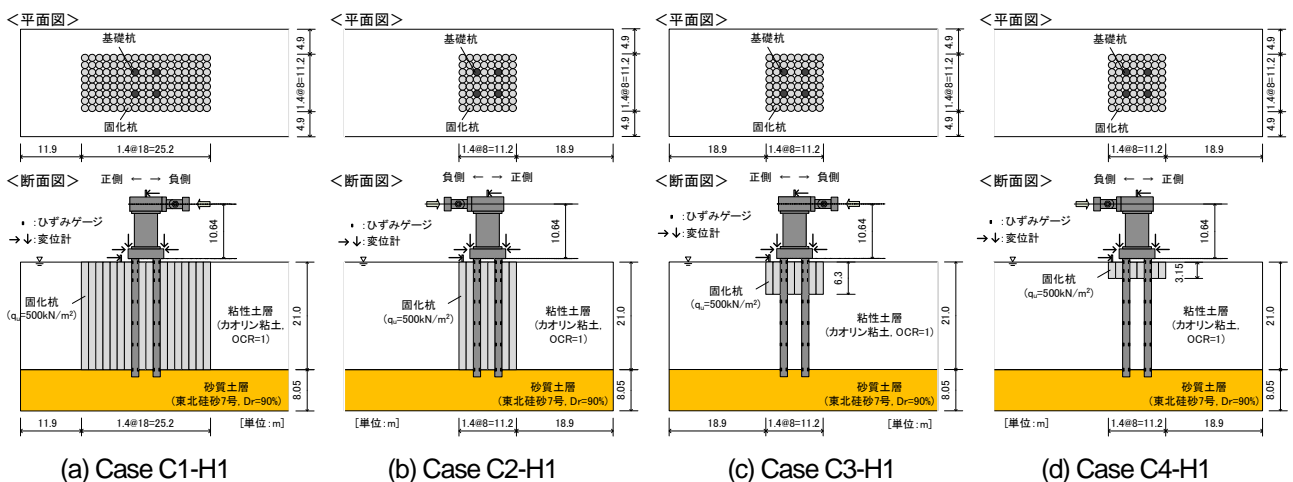


図-3.1 改良地盤に支持される杭基礎に関する実験概要

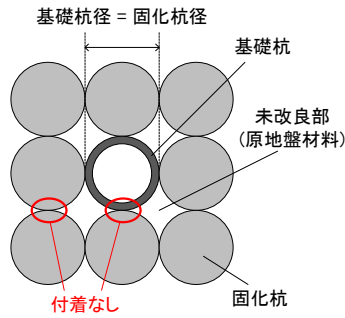


図-3.2 本実験における固化杭と基礎杭の平面配置

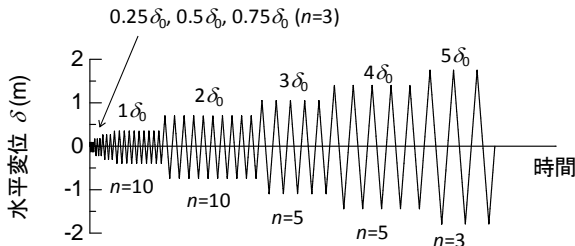


図-3.3 载荷パターン⁸⁾

た。原地盤は、軟弱粘性土層、支持層から構成され、それぞれ層厚は 21m, 8m 程度とした。ただし、実験では場所打ち杭の代わりに曲げ剛性をあわせたアルミパイプを用いている。たわみが無視できるように、橋脚には剛性の高い H 型鋼を用いた。

以降、杭基礎の構成部材である杭を基礎杭、固化工法によって造成されるソイルセメントコラムを固化杭と呼び分ける。固化杭と基礎杭の寸法比や位置関係には様々な組合せが考えられるが、本実験では図-3.2 に示すように、固化杭と基礎杭の径を同一とし、かつ、基礎杭と固化杭が重ならないように配置した。本実験における接円式改良地盤も、前章の実験と同様に、1 本 1 本の独立した固化杭を作製し、接円状に配置することで作製した。このため、本実験でも基礎杭・固化杭間、固化杭・固化杭間は付着や結合をさせていない。

支持層は、気乾状態の東北砂 7 号を用いて相対密度 90% となるように締固めて作製された。支持層作製後、4 本の基礎杭を設置する。軟弱粘性土層にはカオリン ASP-100 を用い、スラリー状の状態に土槽に投入した後、70G 場で正規圧密させることで作製した。改良深度で深の粘性土層を作製した後、その上に固化杭を設置し、周辺地盤部および改良範囲内の未改良部の粘性土層を作製した。固化杭は原地盤材料であるカオリン粘土、セメントおよび水を混合して作製し、直径は 1.4m、目標一軸圧縮強度は 500 kN/m² とした。

実験パラメータの改良深度として固化杭の長さ、改良幅として载荷方向の固化杭の本数を変化させた。接円式改良地盤の剛性と基礎杭の曲げ剛性から得られる杭の特

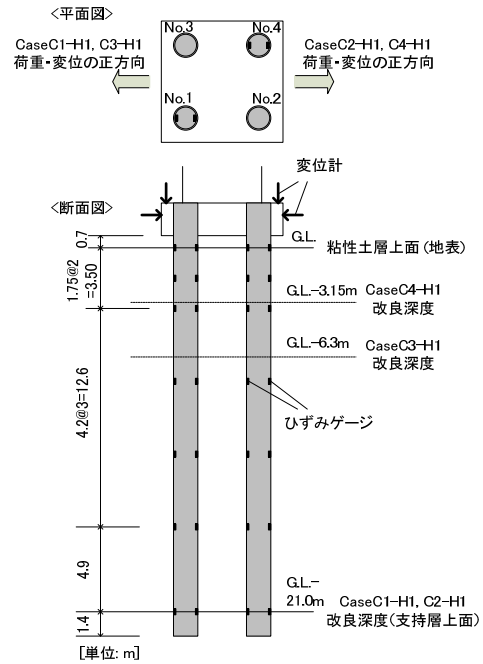


図-3.4 ひずみゲージと変位計の配置

性長さ(いわゆる $1/\beta$) に対応する深度を改良深度とし、そこから 45 度の受働抵抗領域を改良幅として設定したのが Case C4-H1 である。改良幅を受働抵抗領域としたのは、設計上、杭基礎にとって無限遠まで改良されたものとみなすことを想定したためである。杭の特性値 β の算出にあたり、接円式改良地盤の k_H は次式により求めた。

$$k_H = \frac{1}{0.3} E_c \left(\frac{\sqrt{D/\beta}}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \text{----- (3.1)}$$

E_c は接円式改良地盤の変形係数である。固化杭の変形係数 E_p および原地盤の変形係数 E_0 を面積平均 (いわゆる複合地盤的設計法) する式として、

$$E_c = a_p E_p + (1 - a_p) E_0 \quad \text{----- (3.2)}$$

がある。 a_p は改良率であり、式(3.3) に示すように、改良部・未改良部の平面積比率を表すものである。

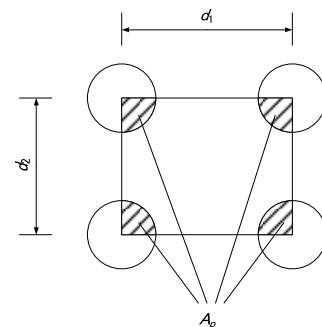


図-3.5 改良体の配置と改良率

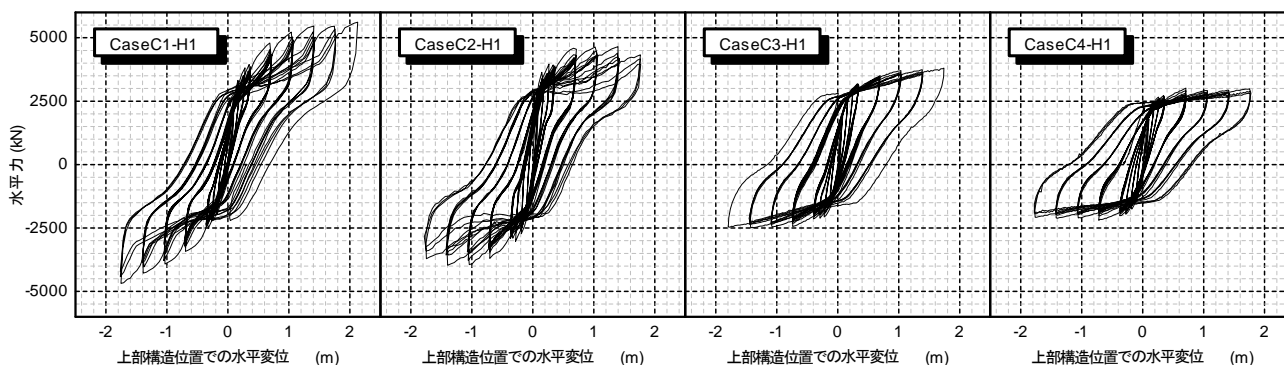


図-3.6 荷重点位置における荷重・変位関係

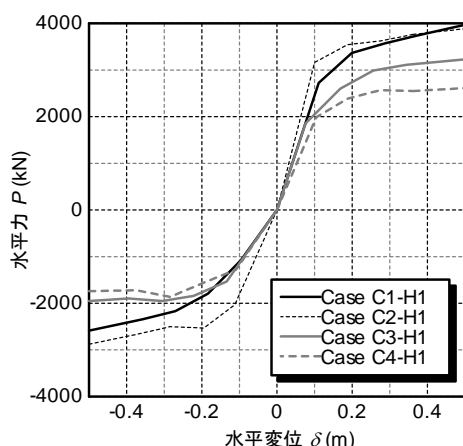


図-3.7 上部構造位置での荷重・変位関係の包絡線

$$a_p = A_p / (d_1 \cdot d_2) \text{-----} (3.3)$$

ここに、 A_p は1本の固化杭の断面積(m^2)、 d_1 、 d_2 は図-3.5に示す固化杭の配置間隔である。ここで解析対象とする接円式改良地盤の場合、 $a_p=78.5\%$ である。

なお、式(3.2)は、剛性の異なる弾性体が並列した状態で荷重を受けるとき、隣り合う弾性体に発生するひずみが同一であるときの平均剛性を表す。このため、接円式改良地盤が基礎杭から水平力を受けるときのひずみの発生状態とは無関係であり、理論的には適合性が全くないが、盛土等において用いられる方法を準用し、この式を用いた諸元の設定法が今後提案されることが見込まれる。そこで、式(3.2)を使って接円式改良地盤の E_c を求め、 $1/\beta$ を算出すると3.15 mとなるので、この長さを基本に実験供試体の諸元を決めた。荷重方向に8列の固化杭を配置した。Case C4-H1に対し、固化杭の曲げ剛性と原地盤の剛性から得られる固化杭の特性長さ $1/\beta'$ の3倍に相当する長さを改良深度に加えることで、基礎杭から受ける水平力に対して固化杭に十分な根入れ深さを与えることを意図したのがCase C3-H1である。固化杭の特性値 β' は、固化杭の曲げ剛性と原地盤の地盤反力係数から求め、その結果、 $1/\beta + 3/\beta'$ は6.3 mとなった。改良幅は上記2ケースと同じで固化杭を良質な砂質土層に着底させた

Case C2-H1、さらに固化体を支持層に着底させた上に改良幅も広げたCase C1-H1を設定した。

荷重は変位制御にて行われた。荷重点は上部構造位置であり、フーチング下面から10.64 mの高さである。荷重変位の履歴を図-3.3に示す。荷重変位の履歴は、 $1\delta_0$ を基準とし、その整数倍の大きさの水平変位をn回ずつ繰り返し与えた。繰り返し回数は、繰り返し回数の多いタイプI地震動を想定して設定した。基準変位 δ_0 については、本来は基礎杭および地盤の損傷状態に基づいて設定すべきものであるが、現時点ではその方法論が確立されていない。そこで、ここでは仮に、概ねレベル1地震時に生じる程度の水平変位として $\delta_0=0.35m$ とした。各ケースの最大荷重変位レベルは、表-3.1に示すとおりである。

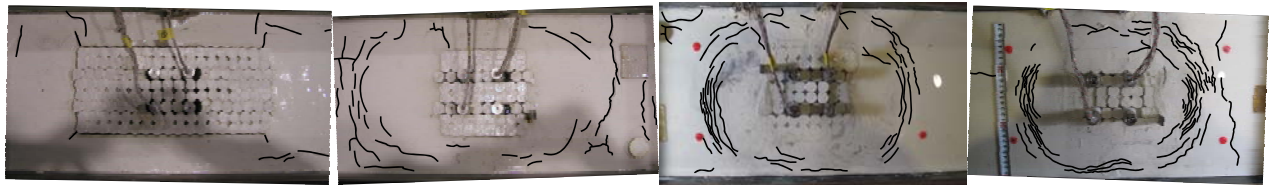
3.3. 計測方法およびデータ整理方法

基礎杭の軸力および曲げモーメントを計測するため、図-3.4のように、基礎杭のうちNo.1およびNo.4について、アルミパイプの内側にひずみゲージを設置している。また、フーチング (=杭頭) 位置での水平変位および回転角を計測するため、フーチングの鉛直・水平変位を図-3.4のように計測している。

計測された曲げモーメントを3次スプライン関数によって深さ方向に補間し、これを2回微分および2回積分することで、地中における基礎杭の地盤反力度 p および水平変位 y を計算した。ただし、この計算は基礎杭が弾性範囲内にあるときのみ成り立つ。Case C1-H1~C3-H1においては、ひずみ計測値によれば降伏点を越えていたこと、 $2\delta_0$ 以降では $p \cdot y$ 曲線が乱れているものがあったことから、ここでは荷重開始~ $1\delta_0$ 終了時までの計算結果を示している。

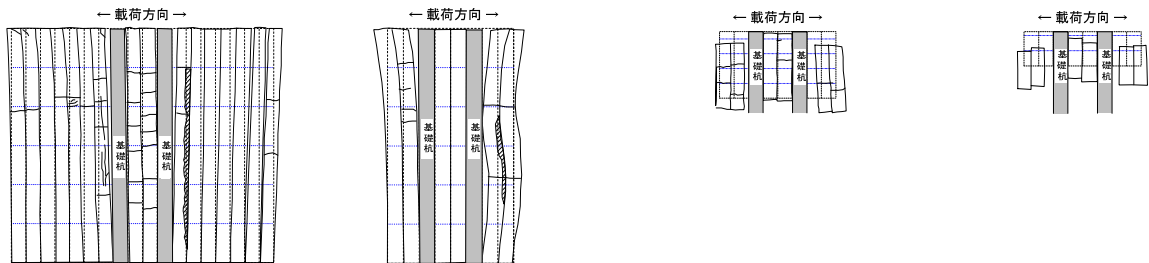
3.4. 基礎全体系の荷重・変位関係

各ケースについて、荷重点における荷重・変位曲線を図-3.6に示す。まず、いずれのケースについても、2,000~2,500kN付近に明瞭な勾配変化点が見られる。この原



(a) CaseC1-H1 (b) CaseC2-H1 (c) CaseC3-H1 (d) CaseC4-H1

写真-3.1 実験終了後の地表付近の状況 (地表に生じた亀裂を強調して示している)



(a) CaseC1-H1 (b) CaseC2-H1 (c) CaseC3-H1 (d) CaseC4-H1

図-3.8 実験終了後の固化体および基礎の状況

因については、3.6節にて後述する。この勾配変化点以降では、改良幅あるいは改良深度を広げるほど、基礎全体系として発揮される耐力が増加する傾向が認められる。また、荷重点位置で見れば、水平変位の繰返し作用による著しい耐力低下は見られない。

また、比較的小さな変位レベルにおける荷重・変位関係の包絡線を図-3.7に示す。これは、各荷重段階での最終サイクルにおける最大変位時の点を結ぶことで得られたものである。これによると、改良深度の深いCase C1-H1、C2-H1において、基礎の初期剛性が大きいことが分かる。

このように、改良範囲の違いにより、基礎の系としての初期剛性や降伏後の耐力に差が生じた。

3.5. 固化体の損傷状況

実験終了後の地表の状況を写真-3.1に示す。一般に、深い基礎が大きな水平変位を受けると周辺地盤は受働破壊を生じるが、固化杭群の内部に受働破壊を示す斜め方向のすべり線は認められなかった。したがって、接円式改良地盤の破壊挙動は通常的地盤とは明らかに異なる。

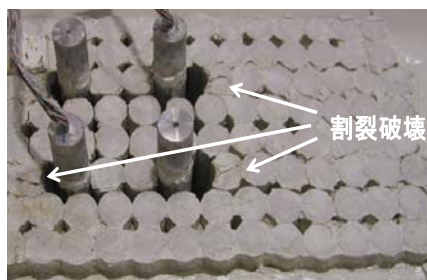
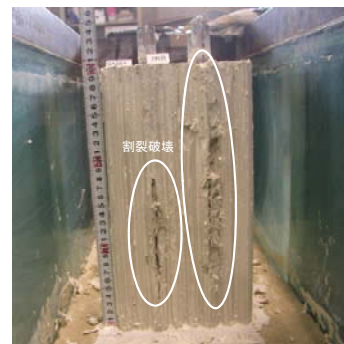


写真-3.2 固化杭頭部に生じた割裂破壊 (Case C1-H1)

むしろ、改良幅が狭いCase C2-H1～C4-H1においては、改良範囲外の地表に明瞭な受働破壊の痕跡が認められ、その平面範囲は改良深度が深いほど広い。この観察結果によれば、基礎の水平力は固化杭群のみが負担するのではなく、固化杭が基礎の水平力を周辺地盤に分散させるための媒体として機能しているようである。Case C2-H1～C4-H1では受働抵抗領域を想定して改良幅を設定した



(a) Case C1-H1



(b) Case C2-H1

写真-3.3 固化杭の地中部に生じた割裂破壊 (荷重方向は紙面奥行き方向)

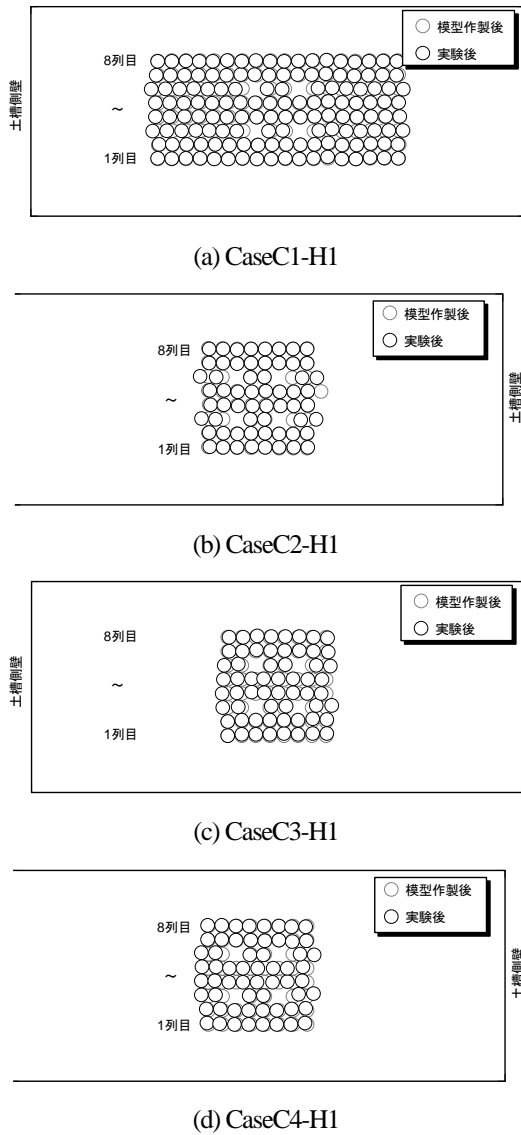


図-3.9 実験終了後の固化体頭部の残留水平変位

が、これは基礎にとって無限遠とみなせるものではない。なお、改良幅を拡大した Case C1-H1 では、周辺地盤に受働破壊の痕跡は認められなかった。

実験終了後の固化杭の損傷状況を示した図-3.8 について見てみると、まず、固化杭を支持層に着底していない Case C3-H1, C4-H1 では、固化杭が鉛直・水平方向に剛体移動している。また、固化杭にある程度の根入れ深さを与えた Case C1-H1~C3-H1 では、固化杭に曲げ破壊が生じた。ただし、固化体が支持層に着底している Case C1-H1, C2-H2 と着底していない C3-H1 の固化体自体の損傷程度は、着底していないケースの方が明らかに軽微である。

また、写真-3.2 および写真-3.3 に示すように、Case C1-H1 では固化杭頭部と地中部、Case C2-H1 では地中部に縦方向の著しい亀裂が生じている。ここで、写真-3.3 は基礎杭に隣接する一列の固化杭を载荷方向から見たものである。これは、基礎杭から受けた水平力によって固化杭に割裂破壊が生じたことを示している。

実験終了後の固化杭頭部の残留水平変位の計測結果を図-3.9 に示す。いずれのケースも、基礎杭に対して载荷方向の延長線上にある 3 列目・6 列目の固化杭のみが著しく抜け出すように、固化杭頭部に残留水平変位が生じている。今回は、接円式改良地盤を構成する固化杭の一部を基礎杭に置き換えたような平面配置としているが、例えば 4 本の固化杭の中心を打ち抜くように基礎杭を配するなど、基礎杭と固化杭の平面配置を変えれば、両者が平面的によくかみ合い、基礎杭の水平抵抗が大きくなった可能性も考えられる。

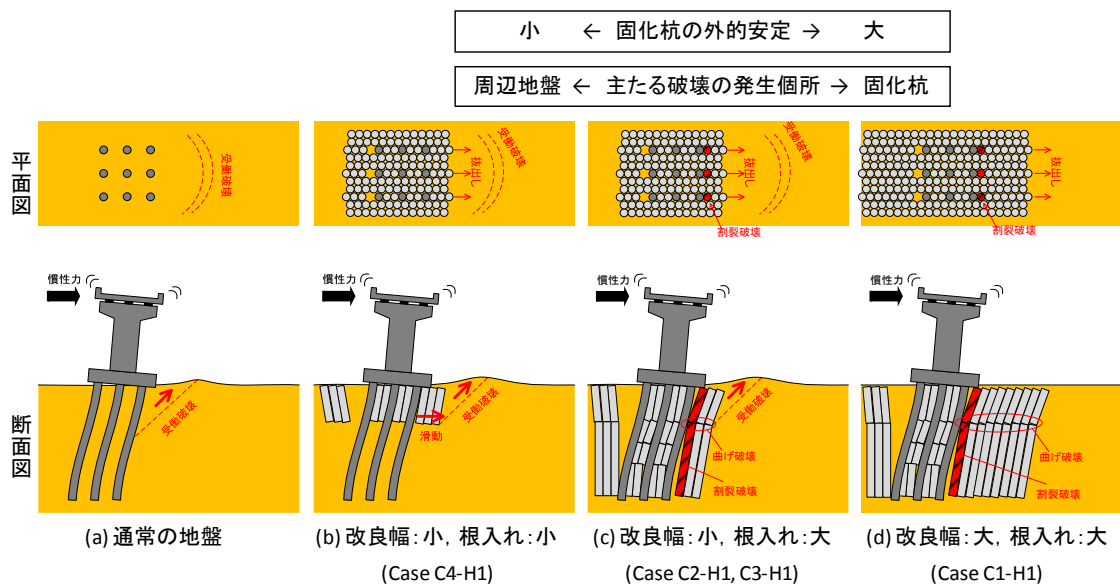


図-3.10 杭基礎を支持する接円式改良地盤の破壊モード

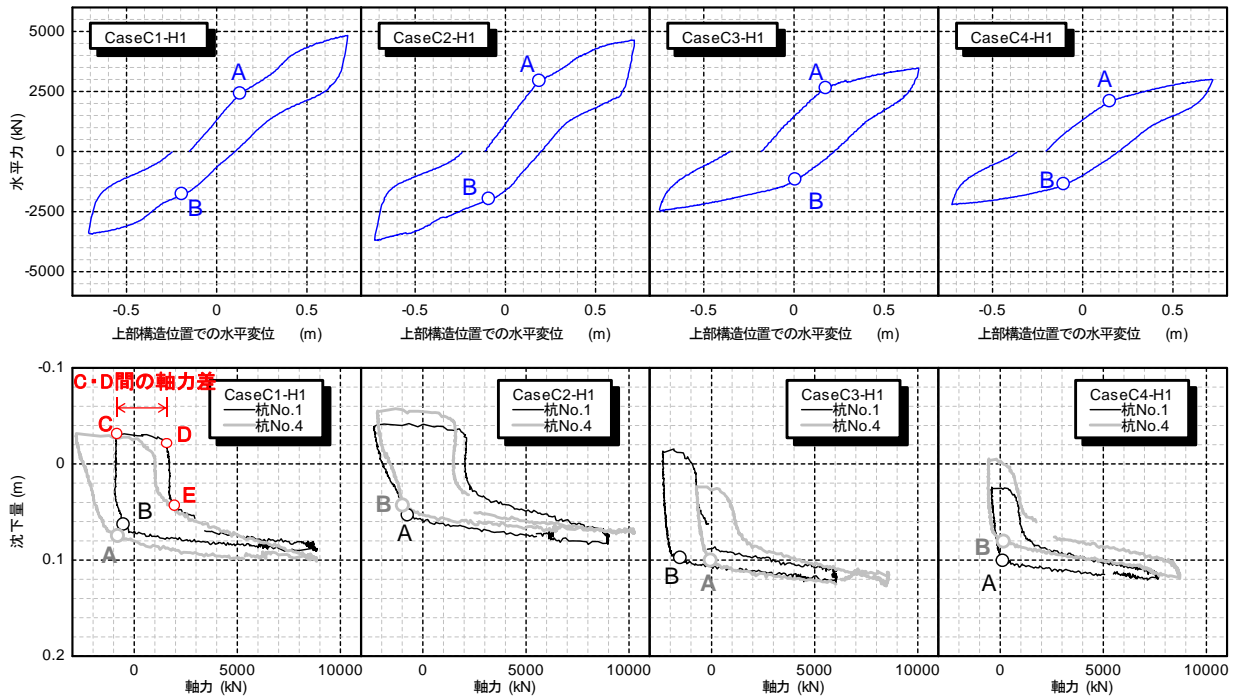


図-3.11 上部構造位置での荷重 P ・変位 δ 関係と基礎杭頭部での軸力 N ・沈下量 v_p 関係

杭基礎を支持する接円式改良地盤の破壊形態について、今回の実験で得られた傾向を図-3.10 に模式的にまとめる。通常地盤では、基礎に大きな変位が生じることで地盤に受働破壊が生じる。接円式改良地盤の場合、改良幅、根入れが小さい場合ほど、固化杭は剛体移動しやすく、固化杭には内部破壊が生じにくいため、主として周辺地盤の破壊が卓越した。一方、改良幅、根入れが大きい場合ほど、改良範囲の内部で曲げ破壊、割裂破壊といった局所破壊が卓越した。このように、固化杭の外的安定と内的安定はトレードオフの関係にあることが分かる。

3.6. 基礎杭の鉛直抵抗特性

基礎杭頭部における軸力 N ・沈下量 v_p の関係を図-3.11 に示す。同図は、上部構造位置での荷重 P ・変位 δ 曲線の折れ曲がり点が顕著となり始めた $2\delta_0$ の 1 サイクル目を抜き出したものであり、軸力は押し込み側、沈下量は沈下側を正としている。

いずれのケースについても、杭頭における引抜き力が極限に達していることが分かる。基礎杭の抜け出しが急増し始めるタイミング (図中の A, B 点) は、上部構造位置での P ・ δ 関係の $+2,500\text{kN}$ および $2,000\text{kN}$ 付近に見られる勾配変化点と概ね一致している。今回の実験における杭基礎の配列は 2×2 列であったため、1 列の基礎杭が極限引抜き力に達することで基礎の回転が容易に急増したものと考えられる。

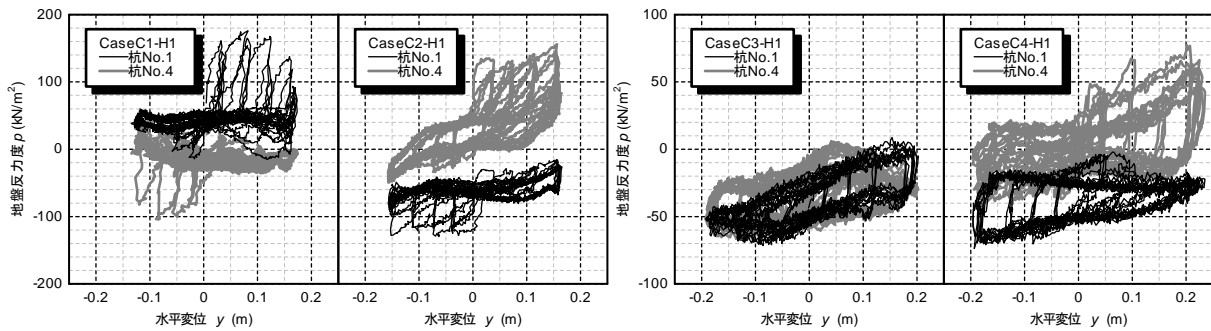
また、同図の CaseC1-H1 の杭 No.1 の履歴上に例示す

る C 点では、基礎杭に顕著な抜け出しを生じた直後であるため、下向きの周面摩擦力がほぼ極限に達していると考えられる。その後、軸力の反転に伴って周面摩擦力の方向も反転し、D 点以降は上向きの周面摩擦力がほぼ極限に至り、沈下が急増しているものと考えられる。また、E 点付近から軸力が急増しているのは、この付近から杭先端の鉛直反力が発揮され始めたためであると考えられる。したがって、C・D 点間の軸力の差は、最大周面摩擦力度と関連するものと解釈される。これを各ケースで比べると、改良深度の深いケースほど、大きな周面摩擦力が発揮されていることが分かる。

3.7. 基礎杭の水平抵抗特性

GL-1.75m における基礎杭の地盤反力度 p ・水平変位 y の関係を図-3.12 に示す。いずれのケースも、この深度は改良深度より浅いため、接円式改良地盤の地盤反力特性を表すものである。固化杭を支持層に着底させた Case C1-H1, C2-H1 では、着底させていない Case C3-H1, C4-H1 に比べて大きな地盤反力が発揮されている。

ここで、固化杭を支持層に着底させた Case C1-H1, C2-H1 の p ・ y 曲線のループ形状をよく見ると、通常地盤の場合に見られるような紡錘型というよりは、スリップ型に近い。すなわち、過去に受けた最大変位付近に達するまでは、地盤反力が発揮されにくく、可逆性がないようである。これは、これらのケースにおいて、固化杭の内部破壊が卓越したことと関連している可能性が考

図-3.12 地盤反力度 p ・水平変位 y 関係 (G.L.-1.75m)

られる。

全ケースについて、 $p \cdot y$ 履歴曲線の形状より、地盤反力度 p は概ね極限に達しているものと考えられる。そこで、地盤反力度の上限値を複合地盤的設計法に基づいて算出し、比較を行った。ここでの複合地盤的設計法としては、接円式改良地盤においても通常の地盤 (図-3.10(a) 参照) と同様の受働破壊が生じるものと想定し、次式により得られる粘着力 c_p を用いて算出される受働土圧を地盤反力度の上限値とみなすこととした。

$$c_p = a_p c_p + (1 - a_p) c_0 \quad (3.4)$$

ここに、 c_p は固化体の粘着力 ($= q_u/2$)、 c_0 は原地盤の粘着力である。式(3)により算出される粘着力は 250 kN/m^2 程度であり、G.L.-1.75mにおける受働土圧は 530 kN/m^2 程度となるが、これを図-3.12 と比べると、どのケースについても明らかに過大である。破壊形態の観察結果からも、改良範囲内には受働破壊の痕跡は見られなかったため当然ではあるが、接円式改良地盤における地盤反力度の上限値は、複合地盤的設計法により得られる受働土圧によって説明することはできないものと考えられる。

3.8. 考察

接円式改良地盤に支持される杭基礎は、改良幅・改良範囲を拡大することで、基礎全体系としての初期剛性および最大荷重、あるいは単杭レベルでの鉛直抵抗、水平抵抗が増加する傾向が認められた。

一方、大きな水平変位を受ける接円式改良地盤は、滑動、曲げ破壊、割裂破壊といった特徴的な破壊形態を示した。そして、改良幅・改良深度が大きく、固化杭が外的に安定する場合ほど内部破壊が顕著となり、外的に安定しない場合は内部破壊が軽微であった。すなわち、固化杭の外的安定と内的安定はトレードオフの関係にある。また、単杭レベルで見たときの地盤反力度 p ・水平変位 y 関係の繰返し挙動に着目すると、固化体が外的に安定し、内部破壊が卓越するケースほど、大きな水平抵抗が得られるものの、繰返し载荷に対するループ形状がスリップ

型となり、可逆的な反力が得られにくい傾向が認められる。大地震時の設計思想を組み立てるためには、改良地盤をどのような形態で破壊させることが望ましいか、すなわち、固化杭の外的安定と内的安定のいずれを高めることが基礎にとって望ましいかについて、上記の実験事実を踏まえて検討する必要がある。

なお、改良範囲内には、受働破壊を示す斜め方向のすべりせん断破壊は見られない。また、複合地盤的設計法により評価される受働土圧は、実験に比べてかなり大きな値を示すことが明らかとなった。このように、原地盤と固化杭の力学パラメータを平均化して一様地盤とみなすという考え方ありきでは、基礎の安全性を担保するために必要な情報を得るのは難しいと考えられる。

3.9. まとめ

接円式改良地盤に支持される群杭基礎の载荷実験により得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 改良幅・改良範囲を拡大することで、基礎全体系としての初期剛性および最大荷重、あるいは単杭レベルでの鉛直抵抗、水平抵抗が増加する。
- (2) 改良範囲内には、受働破壊を示す斜め方向のすべりせん断破壊は見られないなど、接円式改良地盤の挙動は通常の地盤とは明らかに異なる。
- (3) 改良幅・改良深度が大きく、固化杭が外的に安定する場合ほど内部破壊が顕著となり、外的に安定しない場合は内部破壊が軽微であった。すなわち、固化杭の外的安定と内的安定はトレードオフの関係にある。
- (4) 単杭レベルで見たときの地盤反力度 p ・水平変位 y 関係の繰返し挙動に着目すると、固化体が外的に安定し、内部破壊が卓越するケースほど、大きな水平抵抗が得られるものの、繰返し载荷に対するループ形状がスリップ型となり、可逆的な反力が得られにくい傾向が認められた。

その他、改良地盤に支持される基礎の挙動を実験によって把握するにあたっては、実験条件の設定において以

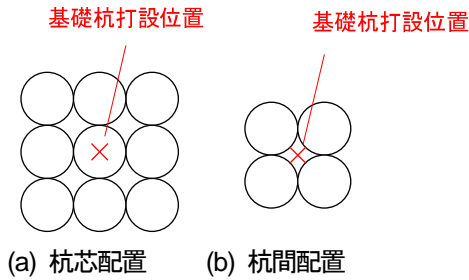


図-3.13 接円式改良地盤に対する基礎杭の打設位置の例

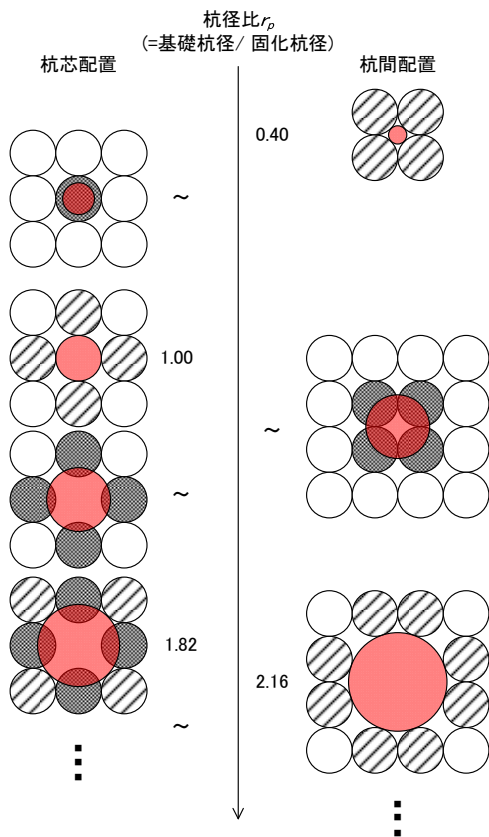
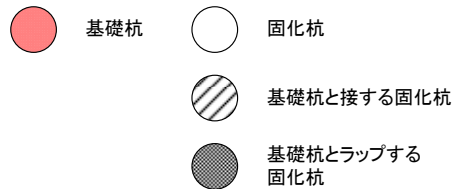


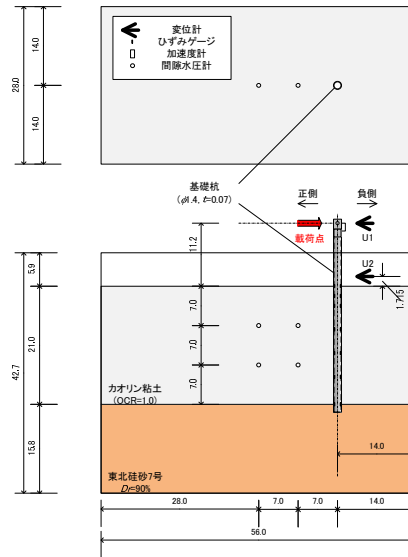
図-3.14 基礎杭の打設位置、固化杭との寸法比の組合せの例

下の点を留意することが必要である。

- (5) 固化改良地盤には様々な改良形式が存在するが、改良地盤の破壊形態を再現するためには、実施工における固化杭の配置、すなわち固化杭・固化杭間や固化杭・基礎杭間の付着状態を忠実にモデル化する必要がある。
- (6) 基礎から改良地盤に伝達する荷重の組合せを適切

表-4.1 実験ケース

実験ケース	基礎杭径 (m)	基礎杭の打設位置	杭径比 r_p	改良幅 B
Case1	1.40	-	-	-
Case2	1.40	杭芯	1.00	4.9
Case3	1.40	杭間	1.00	4.2
Case4	1.40	杭間	1.00	5.6
Case5	2.45	杭芯	1.75	6.3



(a) Case1

図-4.1 模型概要図 (1)

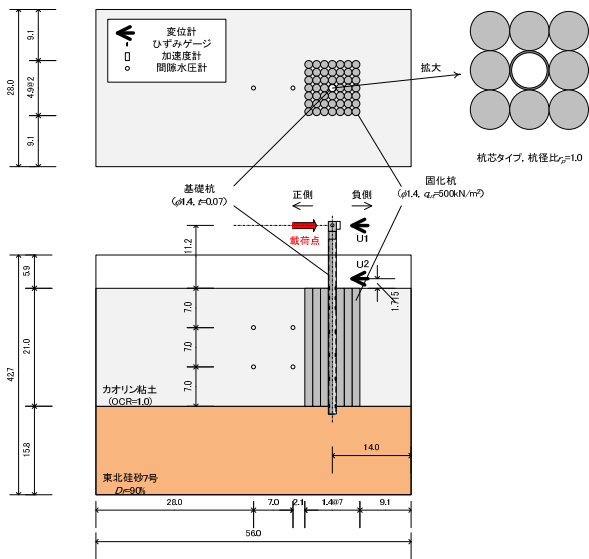
に再現するためには、改良地盤に支持させる構造物の諸元、例えば基礎の寸法や載荷点高さについても、適切にモデル化する必要がある。

4. 接円式改良地盤に支持される単杭基礎の水平載荷実験

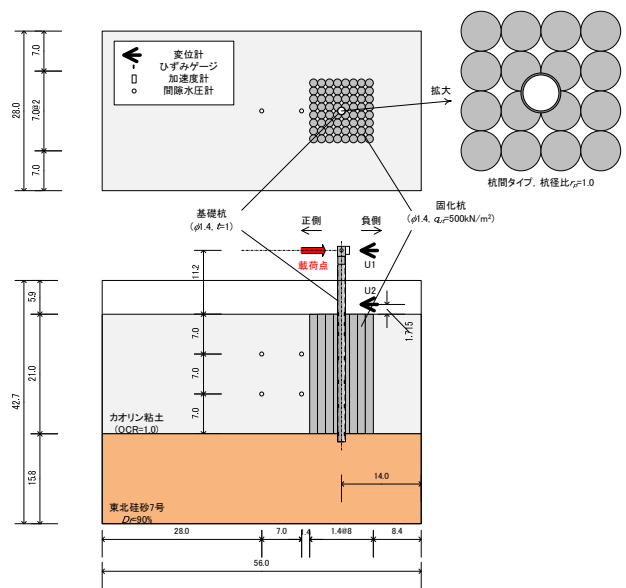
4.1. はじめに

前章では、接円式固化改良地盤に支持される群杭基礎について、改良範囲の影響に着目した実験の結果を示した。この他にも、実際には基礎杭の挙動を左右することが想定される要因が考えられる。

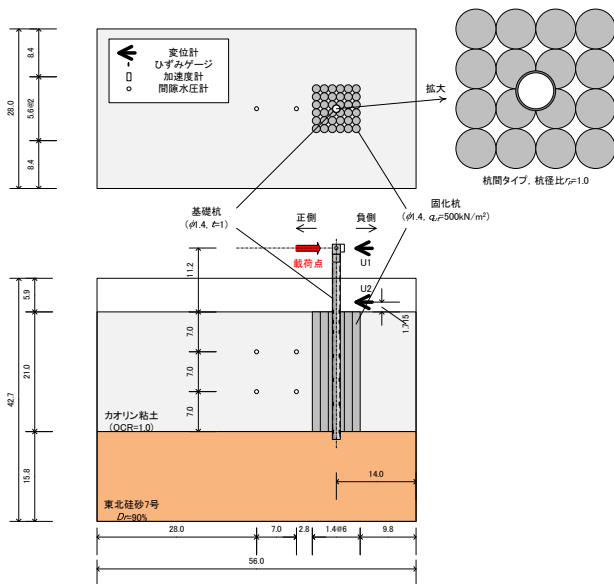
その例として、基礎杭・固化杭の平面配置の影響を挙げることができる。接円式固化改良地盤に基礎杭を打設する場合、基礎杭・固化杭の相対的な位置関係としては、例えば図-3.13のようなパターンが考えられる。本研究ではこの2パターンに着目することとする。また、基礎杭の打設位置に加えて固化杭との杭径比 r_p (= 基礎杭径 / 固化杭径) をパラメータとして基礎杭・固化杭の平面配置の組合せを考えると、図-3.14に示すような多様なパターンが存在することが分かる。当然のことながら、基礎杭からの水平力は周辺地盤に比して剛性の高い固化杭を



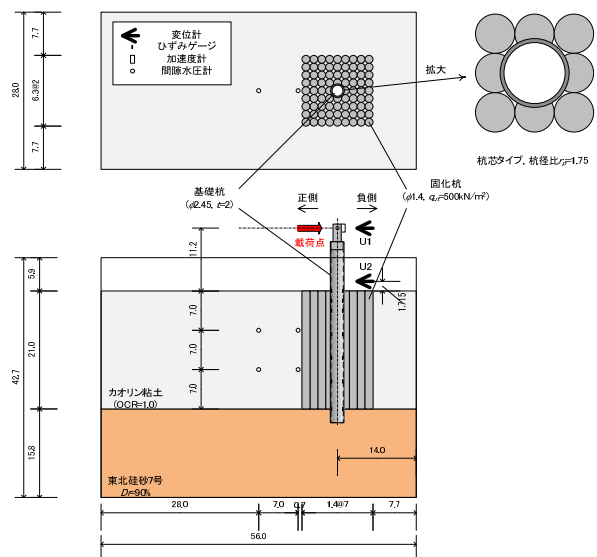
(b) Case2



(d) Case4



(c) Case3



(e) Case5

図-4.1 模型概要図 (2)

図-4.1 模型概要図 (3)

主として伝達するものと考えられる。したがって、平面配置が変わることで、基礎杭とラップあるいは接する固化杭の位置・本数が変化するため、水平力の受圧面積や荷重の伝達経路が変化し、結果として得られる反力の大きさ、破壊形態にも差異が生じる可能性が考えられる。しかし、これらの影響を定量的に評価することができていない。

また、前章の実験は主として大地震時における極限状態に着目して行ったものであるため、変位レベルが小〜大へと徐々に推移していく中で挙動がどのように変化していくか、どの状態を限界状態と捉えるべきであるのかが明確になっていない。さらには、固化改良を施さない通常の地盤との反力特性の違いを明らかにすることがで

きていない。

本章では、これらの要因を解明するために行った実験の結果を報告する。

4.2. 実験条件および実験方法

実験は、中型遠心力載荷実験装置を用いて 70G の遠心力場で行われた。以降に示す数値は全て実物スケールに換算されている。実験ケースを表-4.1、模型概要図を図-4.1 に示す。実験は、接円式で改良された軟弱粘性土地盤に支持される単杭に対して繰り返し水平変位を与えるものである。実験ケースは、改良有無および基礎杭の打設位置、固化杭との寸法比の影響に着目して設定した。

基礎杭は、杭径 $\phi 1.4\text{m}$ および 2.45m の2パターンとし、

アルミニウムパイプにより模した、 $\phi 1.4\text{m}$ の基礎杭は、場所打ち杭を想定して曲げ剛性 EI を求め、 EI がそれと概ね等しくなるように板厚 $t=70\text{mm}$ を設定した。 $\phi 2.45\text{m}$ の基礎杭は、固化杭との寸法比 r_p を概ね 1.82 に近づけるように設定したものである。載荷装置の取付の都合上、基礎杭は地表から 11.2m 突出している。基礎杭先端は、支持層に杭径と同じ深さで根入れさせることとした。

模型地盤は軟弱粘性土層と支持層からなる 2 層構成とした。支持層は、気乾状態の東北硅砂 7 号を用いて相対密度 90% となるように締固めて作製した。支持層作製後に基礎杭および固化杭を設置した。軟弱粘性土層にはカオリン ASP-100 を用い、スラリー状の状態です槽に投入した後、70G 場で正規圧密させることで作製した。

固化杭は原地盤材料であるカオリン粘土、セメントおよび水を混合して作製し、直径 1.4m、目標一軸圧縮強度 500 kN/m^2 とした。固化杭は支持層に着底させることとし、杭長を 21.0m とした。固化杭は、1 本 1 本の独立した固化杭の型枠内に材料を流し込み、養生することで作製した。Case3～Case5 では基礎杭と固化杭がラップする箇所があるため、ラップ部を除いた三日月状の断面形状の型枠を用いて作製した。基礎杭とこれらの固化杭を並べて配置することで基礎杭と接円式改良地盤を作製した。したがって、基礎杭・固化杭間、固化杭・固化杭間は付着や結合をしていない。

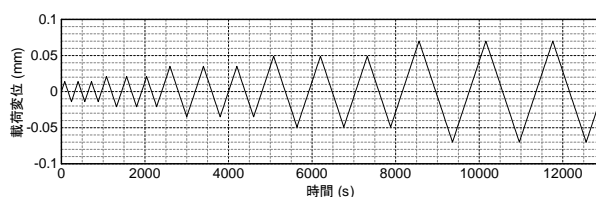
改良幅の設定にあたっては、前章に示したとおり、接円式改良地盤の剛性と基礎杭の曲げ剛性から得られる杭の特性長さ（いわゆる $1/\beta$ ）に対応する深度から 45 度の受働抵抗領域として設定することを基本とした。このような改良幅を計算すると、基礎杭径 1.4m の場合で 3.1m、基礎杭径 2.45m の場合で 5.7m である。Case2, 3, 5 においては、基礎杭の中心から改良範囲の最外縁までの距離がこれを下回らない最小の列数となるように改良幅を設定した。Case4 については、Case3 との比較により改良幅の影響を調べるとともに、杭径比 r_p が異なる Case5 と概ね等しい改良幅として設定した。

載荷は変位制御にて行われた。載荷装置の取付の都合上、載荷点は地盤面から 11.2m の高さとした。本来であれば、基礎杭および地盤の損傷状態等の特徴的なイベントに基づいて基準変位を設定し、これの整数倍などの変位履歴を与えたいところであるが、変位レベルと損傷状態等との関係が明らかになっていないそこで、変位振幅を 0.014～1.4m まで徐々に増加させることとした。載荷変位の履歴を表 4.2 および図 4.2 に示す。

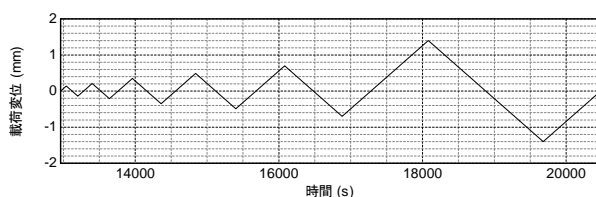
4.3. 計測方法およびデータ整理方法

表 4.2 載荷方法

載荷点変位 δ (m)	繰返し 回数	載荷速度 (m/s)
0.014	3	0.0025
0.021	3	0.0025
0.035	3	0.0025
0.049	3	0.0025
0.070	3	0.0025
0.140	1	0.025
0.210	1	0.025
0.350	1	0.025
0.490	1	0.025
0.700	1	0.025
1.400	1	0.025



(a) 0.014～0.07m 載荷時



(b) 0.14～1.4m 載荷時

図 4.2 載荷パターン

本実験では、載荷装置に内蔵されているロードセル、変位計により、載荷点位置での荷重 P 、変位 δ を計測した。その他、レーザー変位計により載荷点位置 (U1)、地表付近 (GL+1.715m, U2) における水平変位を計測し、基礎杭を模したアルミニウムパイプの内側に設置したひずみゲージにより曲げひずみを計測した。また、圧密管理のため、粘性土内で間隙水圧を計測した。

模型のセットアップ完了後、土槽を遠心力載荷装置に搭載して 70G の遠心加速度を与え、粘性土内の間隙水圧計測値が落ち着いた時点で載荷を開始しているが、この間に各センサーによる計測値がゼロ点からずれたため、載荷直前にゼロクリアを行った上でデータを計測している。

4.4. 実験結果

4.4.1 固化体の損傷状況

実験終了後の模型撤去の際に作成した固化体の損傷状況のスケッチを図 4.3～ 図 4.5 に示す。平面図は地表面位置における固化杭の残留水平変位と損傷状況を記録し

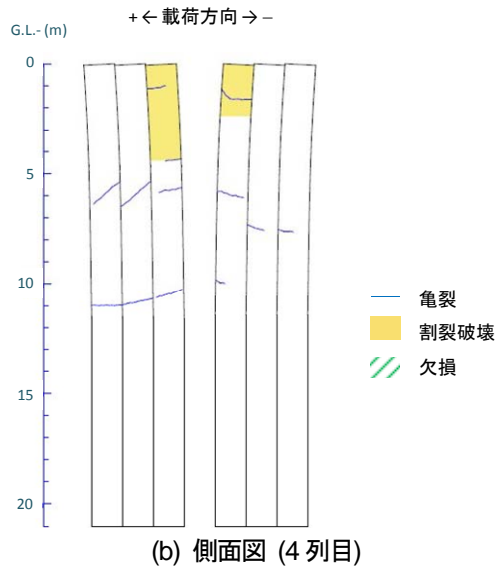
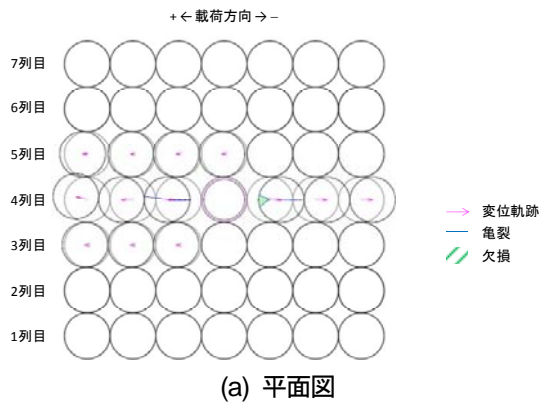


図-4.3 固化体の損傷状況 (Case2)

たものであり、側面図は1列目から順に固化杭を撤去していく際に側面から確認した固化杭の残留変位および損傷状況を記録したものである。Case3における固化体の損傷状況はCase4と同様であったため、ここでは省略している。また、Case2~5においては、いずれのケースについても、周辺地盤に受働破壊の痕跡が見られなかった。

杭径比 $r_p = 1.0$ 、杭芯配置の Case2 では、前章に示した破壊形態とよく類似している。すなわち、基礎杭の荷重方向に位置する4列目のみが抜け出すように残留水平変位を生じている。また、4列目においては地表からGL.-2m ないしは4m の深さまで割裂破壊が生じるとともに、地表付近で左右に開くように曲げ変形が残留している。その他、いくつかの固化杭において曲げ破壊と見られる水平ひび割れや、せん断破壊と見られる斜めひび割れが生じている。

杭径比 $r_p = 1.0$ 、杭間配置の Case4 では、基礎杭の荷重方向に位置する2列(4, 5列目)のみが抜け出すように残留水平変位を生じている。基礎杭とラップする固化杭には、平面図からも分かるように、三日月状の固化杭の端部をかすめるような割裂に類する形態の破壊が生じて

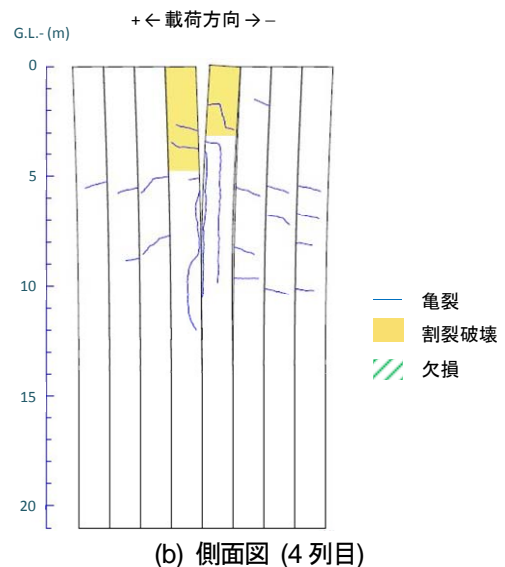
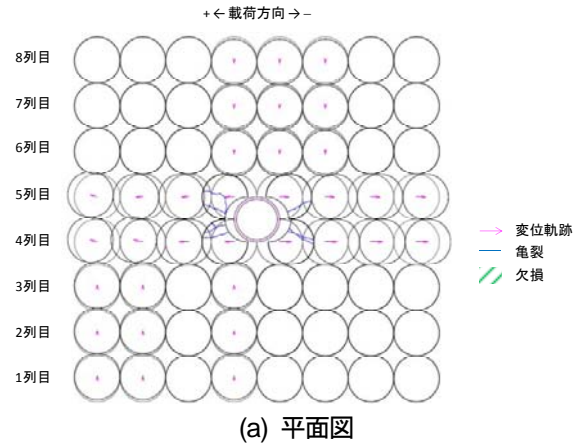
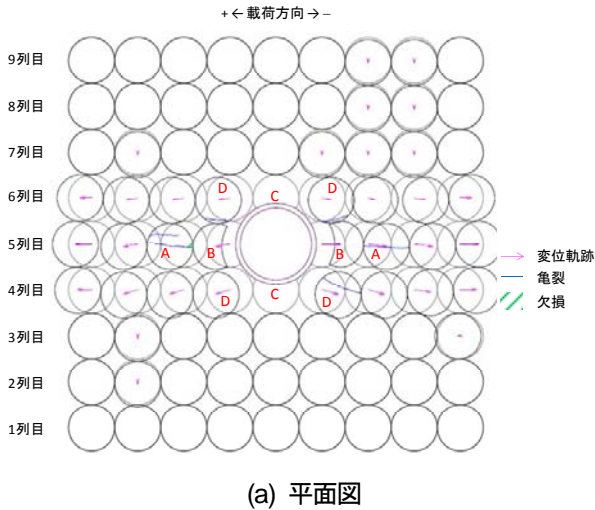


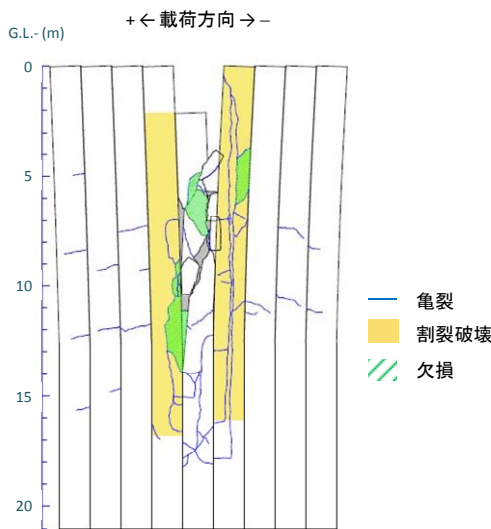
図-4.4 固化体の損傷状況 (Case4)

いる。また、GL.-5m 程度以浅において、固化杭の曲げ変形が残留している。

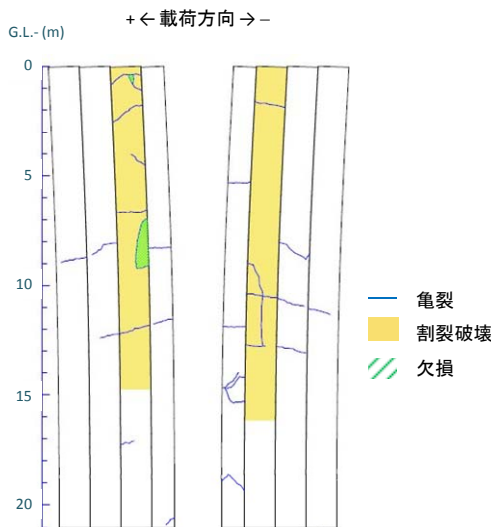
杭径比 $r_p = 1.72$ 、杭芯配置の Case5 では、基礎杭の荷重方向に位置する5列目に加え、4列目、6列目が抜け出すように固化杭頭部の残留水平変位が生じた。5列目においては、基礎杭とラップして接する固化杭(平面図のB)には割裂破壊が生じず、それに隣接する固化杭(A)に割裂破壊が生じた。これは、固化杭が水平力を受ける際の受圧面積の違いに起因するものと考えられる。深さ方向の割裂破壊範囲が他のケースと比べて深いのは、基礎杭と改良地盤の剛性比によるものと考えられる。基礎杭の斜め方向に隣接する固化杭Dは、荷重前は基礎杭と接していないものの、断面の端部をかすめるような亀裂が認められる。これは、一連の荷重過程の中で、基礎杭からの水平力を直接負担したことで、割裂に類する形態の破壊を生じたことを示している。また、荷重方向の直交方向に基礎杭とラップする固化杭Cが原型をとどめないほどに著しく損傷し、頭部に2m程度の沈下を生じているのが特徴的である。4列目の側面図より、固化杭



(a) 平面図



(b) 側面図 (4 列目)



(c) 側面図 (5 列目)

図-4.5 固化体の損傷状況 (Case5)

C はほぼ鉛直方向に近い斜め方向に分断されていることが分かる。この損傷状況より、固化杭 C が基礎杭とよとかみ合った状態で基礎杭の水平変位に追随することで、

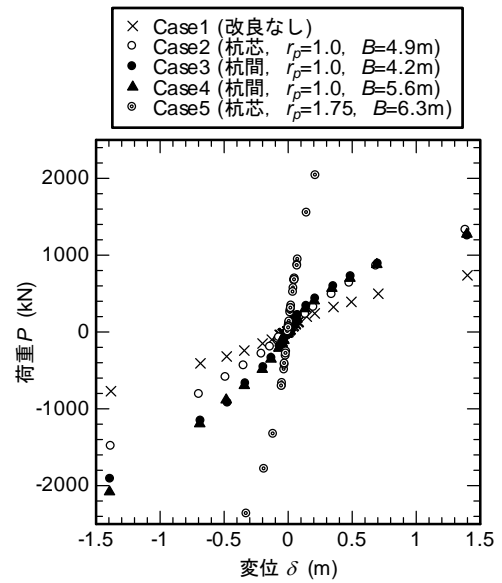


図-4.6 荷重 P ・変位 δ 関係

ねじり変形を受けたものと推察される。4 列目および 6 列目に対する水平力の伝達経路としては、固化杭 C を介して水平力を伝達するものと、固化杭 D に水平力を直接伝達するものの 2 とおりが考えられる。

このように、基礎杭・固化杭の平面配置の違いによっても接円式固化改良地盤に生じる破壊形態が異なり、これらの違いは、基礎杭・固化杭の平面配置による固化杭への荷重伝達機構の違いが反映された結果であると考えられる。

4.4.2 改良有無や基礎杭・固化杭の平面配置による反力特性の違い

各ケースについて、載荷点における荷重・変位関係より、ピーク点のみを抽出したものを図-4.6 に示す。ここで、Case1 では 1.4m 載荷時、Case2~4 では 0.7m 載荷時に基礎杭のひずみが降伏点を超えたことを付記しておく。

改良有無の違いに着目すると、固化改良していない Case1 に比べ、固化改良を行った Case2~4 においては、大きな水平抵抗が発揮されており、改良による水平抵抗の増強効果が認められる。

改良幅のみが異なる Case3 と Case4 を比較すると、ほとんど差が見られない。3.5m と 4.9m の改良幅の違いは、基礎杭の水平抵抗に影響を及ぼさないものと考えられる。1.4m 載荷時の負側においては、Case4 の方がやや水平力が大きくなっているが、負側には土槽壁面が存在し、特に改良幅の大きい Case4 では壁面の影響を受けやすかったものと考えられる。

杭径比 r_p が同一で基礎杭の打設位置のみが異なる Case2 と Case3, 4 を比較すると、特に負側において、杭間配置とした Case3, 4 の方が大きな反力を発揮している。

特に、Case2 は Case3 に比べて改良幅が大きいですが、発揮された水平抵抗は Case3 の方が大きいことから、この差は土槽壁面の影響に起因するものではなく、基礎杭の打設位置の影響によるものと考えられる。これは、Case2 と Case3, 4 では基礎杭からの荷重を分担する固化杭の列数が異なるという実験後の損傷状況に基づく類推とよく整合している。

基礎杭径が大きい Case5 は他のケースに比べて突出して大きな水平抵抗を発揮しているが、基礎杭の曲げ剛性 EI の違いが影響しているため、直接的に比較することはできない。そこで、各ケース、各载荷段階における水平方向地盤反力係数を求めることで比較を行う。

地盤反力係数 k_H の算出にあたっては、実験における基礎杭を、便宜上、突出長を有する半無限長の弾性床の上のりと見なし、式(4.1)および(4.2)を用いて逆算した。

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} P \quad (4.1)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (4.2)$$

ここに、 δ 、 P はそれぞれ载荷点における変位、荷重、 β は杭の特性値、 h は基礎杭の突出長、 D は基礎杭径である。図4.6 から分かるように、実際には実験により計測された荷重 P は正側と負側で違いがあり、特に微小な変位レベルでは、負側载荷時においても荷重がゼロを下回らないものなどがあつた。そこで、各1サイクルの载荷において、正側と負側のピーク点を抽出し、その2点の割線勾配を P/δ として計算を行うこととした。また、この計算は基礎杭が弾性範囲内でのみ成り立つものであるため、ひずみ計測値が降伏ひずみを超えていない範囲を確認し、その範囲内で k_H を求めている。

地盤反力係数 k_H の評価にあたっては、 k_H が地盤に生じるひずみの大きさに依存する点に注意を要する。接円式固化改良地盤に生じるひずみ分布は通常の地盤のそれとは異なると考えられるが、図4.6 を見ても、水平抵抗に非線形性が表れている。そこで、 $k_H \cdot y/D$ 関係に着目することとした。ここに、 y は地表付近における基礎杭の水平変位、 D は基礎杭径である。地表付近の水平変位に着目したのは、本実験における地上部への基礎杭の突出長が長く、载荷点位置における水平変位 δ は突出部の杭のたわみや傾斜の影響を含み、地盤に生じるひずみレベルを適切に反映していない可能性が考えられるためである。具体的には、変位計 U2 による計測値を y としている。

以上により求めた $k_H \cdot y/D$ 関係を図4.7 に示す。残念ながら、Case3 においては、センサー不良のため変位計

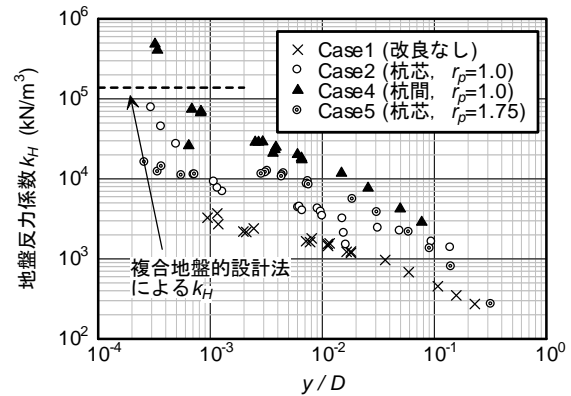


図4.7 基礎杭の変位レベルごとの地盤反力係数 k_H
U2 による計測値が得られなかった。しかし、図4.6において Case3, 4 における $P \cdot \delta$ 関係がほぼ一致していたことから、これら2ケースの $k_H \cdot y/D$ 関係はよく類似するものと考えられる。

杭径比 $r_p = 1.75$ とした Case5 では、3列分の固化杭の水平抵抗を得ることができるため水平抵抗が大きくなるものと考えられたが、結果はそうになっていない。Case5 の場合、小さな変位レベルでは、基礎杭と载荷方向に直接的に接触する固化杭は1列のみであり、それに隣接する2列は、载荷直交方向に基礎杭とラップする固化杭(図4.5(a)の固化杭C)を介して水平力を伝達するものと考えられる。一方、Case3, 4 においては、基礎杭からの水平力を2列の固化杭が直接分担するため、大きな地盤反力を発揮していると解釈することができる。つまり、基礎杭・固化杭の接触状態の違いは地盤反力特性に大きな影響を与えることを示唆する結果である。

また、複合地盤的設計法に基づき、改良範囲内を等価な一様地盤とみなすことで得られる k_H を同図に示しているが、実験結果と比較すると、 $y/D < 0.1\%$ の非常に小さな変位レベルにおける k_H と対応していることが分かる。これは、接円式固化改良地盤が複合地盤として一体的に挙動するのはごく小さな変位レベルに限定され、通常の地盤において許容変位とされる $y/D = 1.0\%$ といった範囲では複合地盤的設計法が成立しない可能性を示唆している。

4.4.3 固化改良の有無による履歴特性の違い

各ケースについて、载荷点における荷重 P ・変位 δ 関係を図4.6 に示す。ここで、Case1~4 において、最終ループ負側の変位 $\delta = -1\text{m}$ 付近から荷重がわずかに増加しているが、これは負側に土槽壁面が存在し、その影響を受けたものと考えられ、本質的ではないと考えられる。

各ケースについて、荷重・変位関係のループ形状に着目してみると、固化改良していない Case1 は紡錘型、固化改良を行った Case2~5 はスリップ型の履歴特性を有

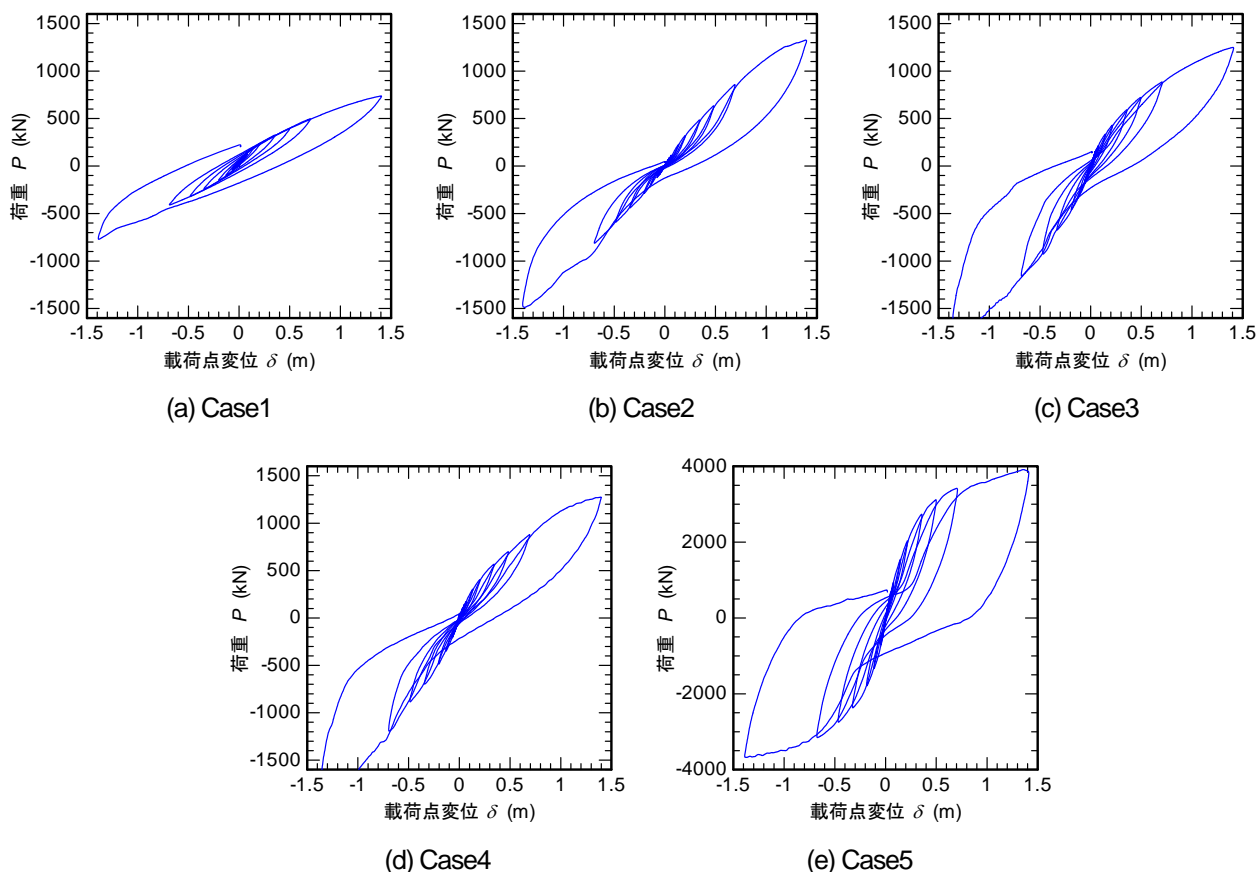


図-4.8 荷重 P ・変位 δ 関係

していることが分かる. 図-4.3~図-4.5において, 固化杭頭部が開くような曲げ変形が残留していたこと, 固化改良地盤は自立性が高いことを勘案すると, 基礎杭・固化杭間に隙間を生じた後, 再接触するまでの間は地盤抵抗が低下あるいは喪失していると考えられる. このため, 大変位を受けた後の再載荷時には過去の除荷履歴をたどるような挙動を示したと考えられる. 一方, 通常的地盤の場合, 杭からの大きな繰返し水平変位の作用に対して, 土が自立しにくいいため主働破壊・受働破壊を繰返すが,

このことが, 除荷後における小さな変位レベルからの地盤反力の発揮に寄与しているものと考えられる.

以降, 基礎杭周辺に隙間を生じることで, 過去の最大変位付近に達するまでの間に水平抵抗を低下あるいは喪失する挙動を, 便宜的に「ガタつき」と呼ぶこととする.

道路橋基礎の耐震設計では, レベル2地震動に対して, 原則として基礎に主たる塑性化を生じさせないとともに, やむを得ず基礎の主たる塑性化を考慮した設計を行う場合であっても, 大きな残留変位や耐力低下につながるよ

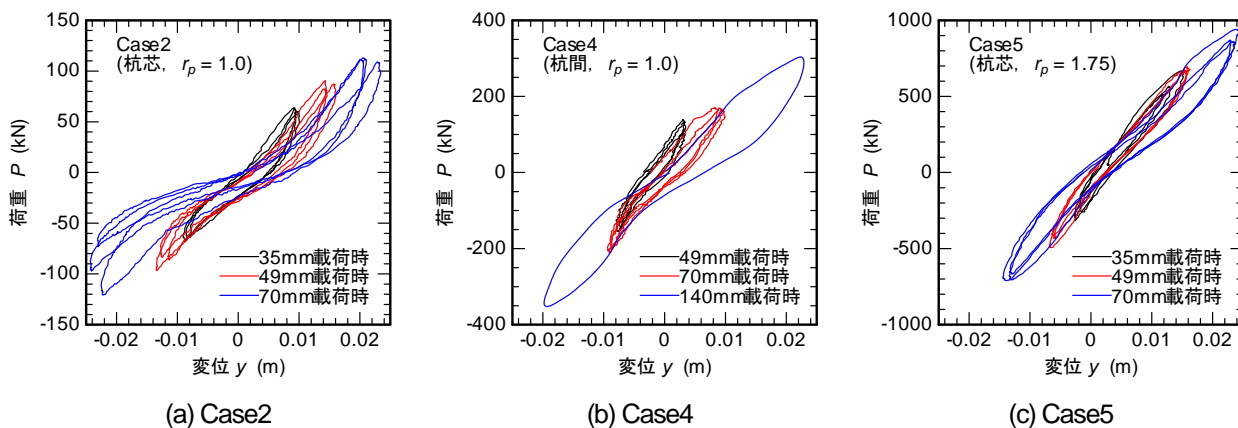


図-4.9 P ・ y 関係におけるガタつきの顕在化

表-4.3 ガタつきが顕在化するときの変位レベル

実験 ケース	y (m)	y/D
Case2	0.021~0.023	1.5~1.6%
Case4	0.021	1.5%
Case5	0.018~0.019	0.73~0.76%

うな損傷を避け、復旧に支障となるような過大な変形や損傷が基礎に生じない状態にとどめるように設計がなされる。これは、大地震の作用を受けた後でも無補修のままで直ちに橋を供用することを妨げない程度の状態にとどめることが意図されたものである¹⁰⁾。つまり、震後における長期的な供用に耐えうるよう、可逆的な反力特性を喪失しないような状態にとどめることが求められる。

一方、本実験に見られるように、基礎杭の反力特性がガタつきの様相を呈する場合、大地震を受けた後、水平力のみならず鉛直力の作用に対しても、地盤抵抗が得られないことが懸念され、道路橋基礎の要求性能を満足するものとはみなしがたい。したがって、大地震後においてもガタつきを生じることのないような状態にとどめるように設計を行うことが必要である。

そこで、接円式固化改良地盤に支持される基礎杭のガタつきが、どの程度の変位レベルから顕在化したかについて調べてみる。載荷実験結果からガタつき発生の有無を客観的に判定する方法は確立されていないが、ここでは、荷重 P と地表付近における変位 y の履歴ループの形状から判読することを試みる。図-4.9 に、ガタつきが発生したと考えられる付近の時刻における $P \cdot y$ 関係を示す。ここに示す3ケースはいずれも、赤から青のループに移行する際、載荷時に前回の除荷履歴をたどるような挙動を示している。このときの杭頭付近における変位レベルをまとめたのが表-4.3であり、本実験の範囲では、変位量にして2cm程度、 yD にして0.7~1.6%程度である。

4.5. まとめ

本実験により得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 接円式固化改良地盤への基礎杭の打設位置や基礎杭・固化杭の寸法比といった平面配置の違いによっても、水平力を受ける基礎杭の支持機構、反力特性、破壊形態が変化する。
- (2) 複合地盤的設計法により得られる地盤反力係数 k_H が成立する範囲は、 $yD < 0.1\%$ 程度と極めて小さな変位レベルに限定される。

- (3) 基礎杭を支持する接円式固化改良地盤は、一定以上の大きさの変位履歴を受けた後に基礎杭との間に隙間を生じることで、過去の最大変位以下の変位レベルにおいて地盤抵抗が低下あるいは喪失する、いわば「ガタつき」の挙動を呈する。本実験の範囲では、ガタつきが顕在化したのは $y=0.02\text{m}$ 程度、 $yD=0.7\sim 1.6\%$ 程度であった。

基礎杭を接円式固化改良地盤に支持させつつ、道路橋基礎の要求性能に満たすことを考える場合、大地震後における橋の長期的な供用に支障をきたすことが懸念される「ガタつき」を生じさせないように限界状態を設定すること、基礎杭の打設位置や固化杭との寸法比による支持機構、反力特性の違いをも設計で考慮することが肝要である。また、本実験では改良強度や改良深度を一定として扱っているため、例えば上記に示したガタつきが顕在化するときの変位レベルなどの具体的な値は、必ずしも普遍的なものとなっていないと考えられる。したがって、実際には本研究で行ったような方法に基づき、個々の条件に応じた性能検証を行うことが必要である。

5. 接円式改良地盤に支持される群杭基礎の水平載荷実験に対するシミュレーション

5.1. はじめに

本章では、接円式改良地盤に支持される杭基礎の支持機構を明らかにするとともに、複合地盤的設計法の適用性を確認することを目的として、3章に示した実験を対象とした数値解析を行ったので、その結果について報告する。

5.2. 解析方法

杭式改良地盤(接円式改良地盤を含む)の設計にあたっては、複合地盤的設計法が慣用的に用いられてきた。複合地盤的設計法では、改良体と原地盤材料の力学パラメータを平面積比率によって重み付け平均することで、改良部・未改良部が混在する複合地盤を等価な一様地盤とみなすものである。しかし、3章に示したように、実験時に見られた接円式改良地盤の破壊挙動は通常の地盤とは明らかに異なるため、等価な一様地盤とみなすことは難しいと考えられ、個々の固化杭の挙動を計算モデルに適切に組み込むことで、実際の支持機構がはじめて適切に表現されるものと考えられる。

そこで、本研究では、①複合地盤的設計法に基づくモデル化(以下、複合地盤モデルという)、②接円式改良地盤をはりの集合体としたモデル化(以下、集合はりモデ

ルという) の2とおりのモデル化を行い、前節に示した
 載荷実験のシミュレーションを行った。これら2つのモ
 デルによる解析結果を比較したのは、実務的な取扱いが
 容易である一方で実際の支持機構を適切に評価するこ
 とができるかどうか不明である複合地盤モデルの適用性
 を確認すること、接円式改良地盤に支持される杭基礎の
 支持機構を解析的に改めて確認することを目的としたも
 のである。

いずれのモデルについても、フーチングおよび橋脚を
 剛なはりとして模擬し、載荷点である上部構造位置での
 水平変位を漸増させる解析を行った。

以下、2つのモデル化方法の詳細について述べる。

5.2.1 複合地盤モデル

複合地盤モデルでは、前述のように接円式改良地盤を
 等価な一様地盤とみなし、一様と仮定された地盤内に群
 杭基礎が設置されたものとしてモデル化を行った。すな
 わち、通常地盤内に設置される群杭基礎の設計計算モ
 デルに、一様と仮定した地盤の等価な力学パラメータを
 単に組み込むというものである。

まず、複合地盤の等価な変形係数 E_c および等価な粘着
 力 c_c を、それぞれ式(5.1)および式(5.2)により算出した。

$$E_c = E_p \cdot a_p + \alpha_s \cdot E_0 (1 - a_p) \quad (5.1)$$

$$c_c = c_p \cdot a_p + \alpha_s \cdot c_0 (1 - a_p) \quad (5.2)$$

ここに、 E_c は複合地盤の等価な変形係数(kN/m²)、 E_p は固
 化体の変形係数(kN/m²)、 E_0 は周辺地盤の変形係数(kN/m²)、
 c_p は固化体の粘着力 (kN/m²)、 c_0 は周辺地盤の粘着力
 (kN/m²)、 α_s は破壊ひずみ低減率である。破壊ひずみ低減
 率 α_s とは、固化体と原地盤材料が最大強度を発現する
 ときのひずみレベルの違いを考慮するためのものであり、
 一般に1/2~1/3程度とされるが、結果として算出される
 E_c および c_c に与える影響が小さいことから、ここでは1/3
 とした。 a_p は式(3.3) に定義される改良率であり、こ
 こで対象とする接円式の場合、 $a_p = 78.5\%$ である。

これらを用い、通常地盤における群杭基礎と同様に
 モデル化した。

基礎杭は弾性はり要素により模擬し、実験に用いたアル
 ミパイプの曲げ剛性 EI および軸剛性 EA を与えた。弾
 性のはりとしたのは、実験結果において基礎杭の曲げ変
 形が卓越しなかったこと、残留変形がわずかであったこ
 とによる。

地盤の水平抵抗は、水平方向地盤反力係数 k_{HE} と地盤
 反力度の上限值 p_{HV} を有するバイリニア型のばねとして
 モデル化した。 k_{HE} 、 p_{HV} の値は道路橋示方書⁷⁾(以下、道
 示という) IV12.10.4 に準じて算出することとし、その際
 の地盤の変形係数 E_0 および強度定数 c 、 ϕ として、式(5.1)、

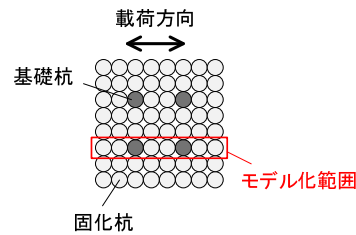


図-5.1 モデル化範囲の例 (CaseC2-H1~C4-H1)

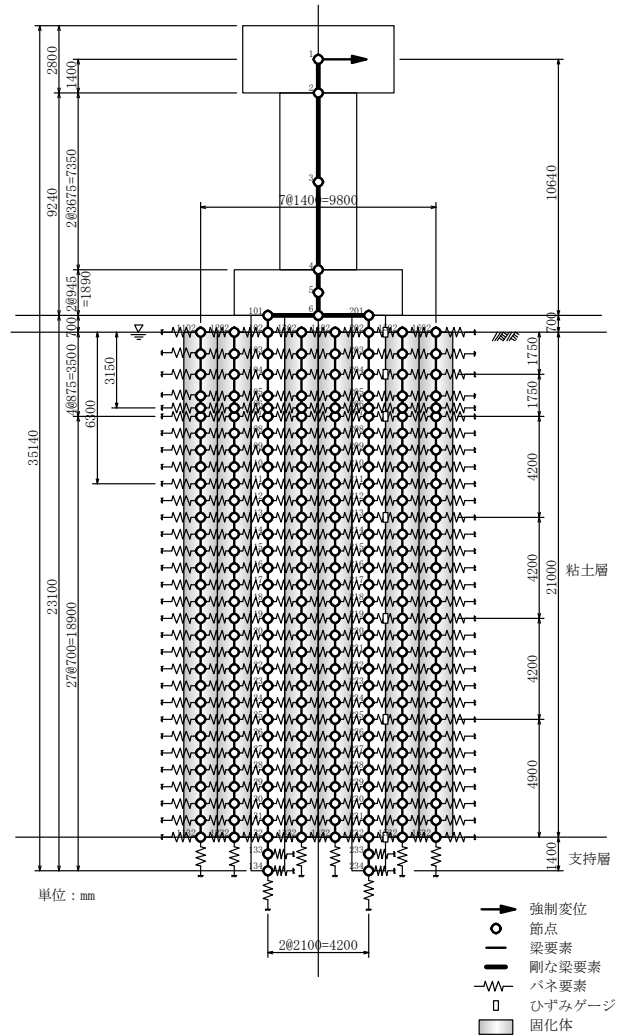


図-5.2 集合はりモデルの例 (CaseC2-H1)

(5.2)により算出された値を用いた。ただし、固化体と周
 辺の軟弱粘性土地盤はいずれも $\phi = 0$ とした。

基礎杭の鉛直抵抗は、通常地盤における杭の鉛直載
 荷試験から得られる軸方向バネ定数を適用することが困
 難と考えられたため、基礎杭・地盤間の摩擦特性を表す
 ばねを杭軸方向に離散的に配するとともに、基礎杭先端
 に鉛直ばねを配することで模した。基礎杭周面は、バイ
 リニア型の抵抗特性を有するばねとして模擬した。ばね
 の剛性は、道示 IV11.5.1 に示されるケーソン基礎前面の
 鉛直方向せん断地盤反力係数を参考に、 $0.3k_{HE}$ として与

えた。上限値は、最大周面摩擦力度が複合地盤の粘着力 c_c と等しいと仮定して設定した。基礎杭先端のばねには、鉛直方向地盤反力係数 k_v 、極限支持力度 q_d を有するバイリニア型の抵抗特性を与え、数値はそれぞれ道示 IV9.5.2, IV12.4.1 に基づいて設定することとした。引抜き側には抵抗力を発揮しないものとした。なお、基礎杭の模型の先端には、内部のひずみゲージの止水のためのキャップを設置したことから、杭先端の極限支持力度 q_d の算定にあたっては、杭先端は閉端として扱うこととした。

5.2.2 集合はりモデル

集合はりモデルは、基礎杭および個々の固化杭をはりとしてモデル化し、基礎杭・固化杭・周辺地盤の間の相互作用をばねにより模すことでモデル化した。一つ一つの相互作用特性については、必ずしも十分に解明されたものではないが、本モデルは、各部の相互作用をモデルに取り込むことで、より実際に近い支持機構、破壊形態を計算により再現することを試みたものである。実験後に固化杭に生じた残留変位の観察から、基礎杭の水平抵抗に寄与した固化杭は、基礎杭に対して載荷方向の延長線上にある1列分のみであることが推察されたことから、図-5.1のように、1列分のみを取り出してモデル化することとした。

CaseC2-H1 に対する解析モデルの例を図-5.2 に示す。はり要素には(1) 基礎杭、(2) 固化杭の2種類があり、相互作用ばねには(3) 基礎杭・固化杭間 (改良深度以浅)、(4) 固化杭・固化杭間、(5) 固化杭・周辺地盤間、(6) 基

礎杭・周辺地盤間 (改良地盤以深)、(7) 基礎杭先端の鉛直抵抗、(8) 固化杭先端の鉛直抵抗の6種類がある。以下、各々のモデル化手法の詳細について述べる。(3)~(8)の相互作用ばねのモデル化手法の概要は表-5.1 に示すとおりである。

(1) 基礎杭のモデル化

基礎杭のモデル化にあたっては、図心軸位置に弾性はより要素を配した。

後述のように、基礎杭の鉛直抵抗は、複合地盤モデルと同様に、基礎杭・固化杭および周辺地盤間の摩擦特性を表す離散的なばねと基礎杭先端の鉛直抵抗を表すばねにより模すこととしたため、はり要素にはアルミパイプの軸剛性 EA を与えた。

(2) 固化杭のモデル化

固化杭のモデル化にあたっては、図心軸位置にバイリニア型の曲げ抵抗特性を有するはりを配することとした。曲げ剛性 EI は、固化体の変形係数 E_0 と全断面有効とした場合の断面二次モーメント I から算出した。固化体の変形係数 E_0 を求めるにあたっては、一軸圧縮強さ q_u との経験的な関係 $E_{50} = 100q_u$ から E_{50} を求め、ひずみレベルの違いを考慮して $E_0 = \alpha \cdot E_{50}$ とした。このとき、 $\alpha = 4$ とした。曲げ耐力は、無筋コンクリート柱のひび割れ発生時の曲げモーメントとして算出した。その際の軸力はゼロとし、曲げ引張強さ σ_b はコンクリートに準じて設定した。

(3) 基礎杭・固化杭間の相互作用のモデル化

表-5.1 集合はりモデルの相互作用バネ

	記号	ばねの種類	ばねの方向	非線形特性	諸定数の算出方法	
					ばね剛性	反力上限値
基礎杭 ~ 固化杭	k_{HP}	前面の水平抵抗	水平方向	バイリニア 剥離方向には作用しない	ばね剛性	FEMと梁モデルの解析による荷重/変位
					反力上限値	固化体の割裂引張破壊時の圧縮力
基礎杭 ~ 固化杭	k_{SP}	側面の摩擦抵抗	鉛直方向	バイリニア	ばね剛性	$0.3 \cdot k_{HP}$
					反力上限値	原地盤の摩擦抵抗として道示IV12.4.1
固化杭 ~ 固化杭	k_{OH}	前面の水平抵抗	水平方向	バイリニア 剥離方向には作用しない	ばね剛性	FEMによる荷重/変位
					反力上限値	固化体の割裂引張破壊時の圧縮力
固化杭 ~ 固化杭	k_{OS}	側面の摩擦抵抗	鉛直方向	バイリニア	ばね剛性	$0.3 \cdot k_{OH}$
					反力上限値	原地盤の摩擦抵抗として道示IV12.4.1
固化杭 ~ 周辺地盤	k_{H1}	前面の水平抵抗	水平方向	バイリニア 剥離方向には作用しない	ばね剛性	道示IV9.5.2
					反力上限値	道示IV11.5.2
固化杭 ~ 周辺地盤	k_{SV1}	側面の摩擦抵抗	鉛直方向	バイリニア	ばね剛性	道示IV11.5.1, $0.3 \cdot k_{H1}$
					反力上限値	道示IV12.4.1
基礎杭 ~ 周辺地盤	k_{H2}	前面の水平抵抗	水平方向	バイリニア	ばね剛性	道示IV9.5.2
					反力上限値	道示IV11.5.2
基礎杭 ~ 周辺地盤	k_{SV2}	側面の摩擦抵抗	鉛直方向	バイリニア	ばね剛性	道示IV11.5.1, $0.3k_{H2}$
					反力上限値	道示IV12.4.1
基礎杭先端	k_{V1}	底面の鉛直抵抗	鉛直方向	バイリニア 浮上りには作用しない	ばね剛性	道示IV9.5.2
					反力上限値	道示IV12.4.1
固化杭先端	k_{V2}	底面の鉛直抵抗	鉛直方向	バイリニア 浮上りには作用しない	ばね剛性	道示IV9.5.2
					反力上限値	道示IV12.4.1
固化杭先端	k_{SH1}	底面の摩擦抵抗	水平方向	バイリニア	ばね剛性	道示IV11.5.1, $0.3k_{V2}$
					反力上限値	道示IV11.4.2

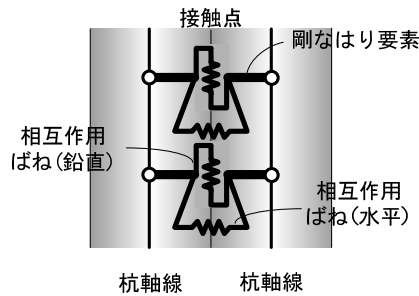


図-5.3 基礎杭・固化杭間のばねの配置

基礎杭・固化杭間の相互作用は、水平・鉛直方向の2種類のばねにより模すこととした。ただし、基礎杭と固化杭を模したはり要素は各々の軸線位置に設けられるため、このはり要素の間をばねで直接接続すると、基礎杭と固化杭が同一方向に傾斜する際に接触面上に生じる鉛直方向の摩擦力が表現されない。そこで、図-5.3のように、各々の杭軸線から接触点までの間に剛なはり要素を設け、それらの端点にばねを設けることで、アーム長を考慮することとした。これは鋼管矢板基礎の設計におけるモデル化手法と類似するものである。

(4) 固化杭・固化杭間の相互作用のモデル化

固化杭・固化杭間の相互作用のモデル化手法は、(3)とほぼ同様である。ただし、水平方向の相互作用ばねの剛性は、全断面の固化杭が断面内に圧縮力を受ける際の荷重・変位関係における剛性として、2次元弾性FEMに基づいて算出した。

(5) 固化杭・周辺地盤間の相互作用のモデル化

固化杭・周辺地盤間の相互作用は、水平・鉛直方向の2種類のばねにより模した。この相互作用ばねについては、固化杭軸線から剛なはり要素を設けることなく、固化杭を模したはり要素に直接配することとした。

水平方向の相互作用ばねは、バイリニア型の抵抗特性を有するものとしてモデル化した。ばねの剛性は道示IV9.5.2に示される水平方向地盤反力係数 k_{HE} として与え、上限値は道示IV12.10.4に基づいて受働土圧として与えた。剥離する方向には抵抗を發揮しないものとした。

鉛直方向の相互作用ばねは、バイリニア型の抵抗特性を有するものとしてモデル化した。ばねの剛性は、道示IV11.5.1を参考に、 $0.3k_{HE}$ として与えた。上限値は道示IV12.4.1を参考に、鋼管ソイルセメント杭の最大周面摩擦力度として与えた。

(6) 基礎杭・周辺地盤間の相互作用のモデル化

基礎杭・周辺地盤間の相互作用については、水平・鉛直方向の2種類のばねを配することとし、そのパラメータは(5)と同様に与えた。この相互作用ばねについても、

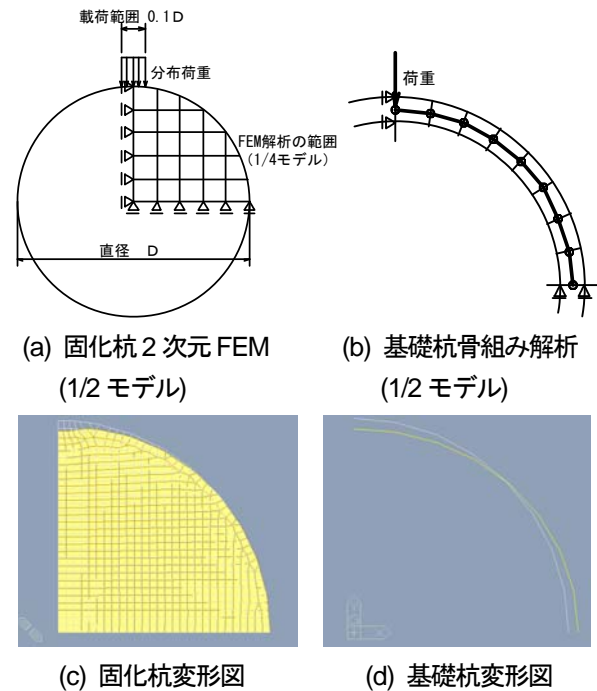


図-5.4 基礎杭・固化杭間の水平方向の相互作用における剛性の設定方法

固化杭軸線から剛なはり要素を設けることなく、固化杭を模したはり要素に直接配することとした。

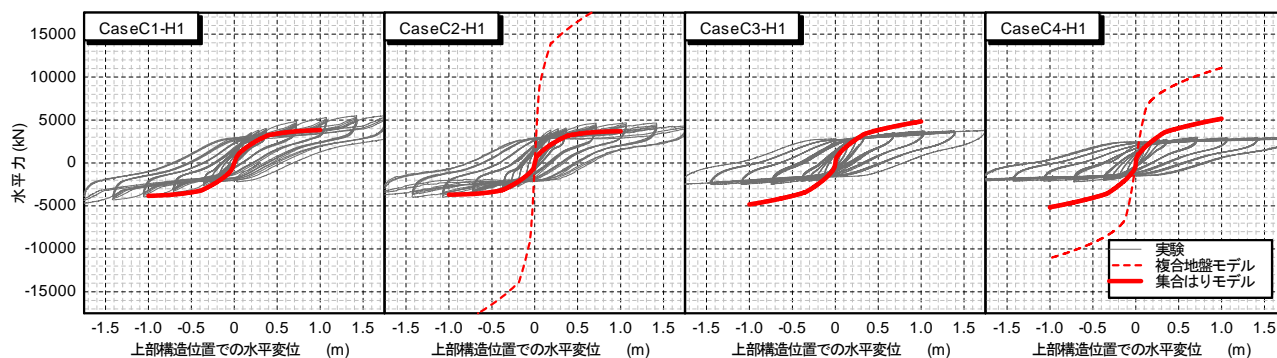
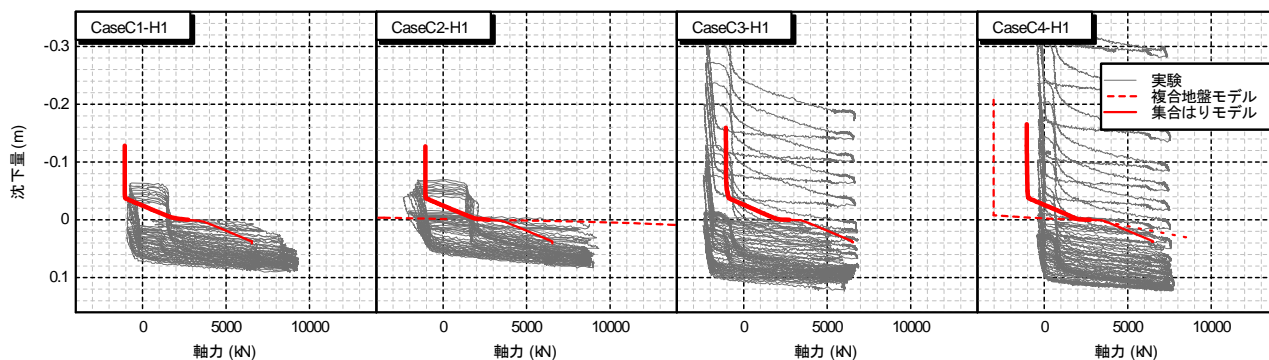
(7) 基礎杭先端における鉛直抵抗のモデル化

基礎杭先端には、支持層の鉛直抵抗を表現するための鉛直方向のばねを配した。ばねの剛性は、道示IV9.5.2に示される鉛直地盤反力係数 k_v として算出した。押し込み側の上限値は、道示IV12.4.1を参考に打込み杭の極限支持力度 q_d として与えた。引抜き側には反力を發揮しないものとした。

(8) 固化杭先端における抵抗のモデル化

固化杭先端には、固化杭底面地盤からの反力を模擬するため、水平・鉛直方向の2種類のばねを配した。水平方向のばねを設けた点は基礎杭先端のモデル化と異なるが、これは、実験に置いて、改良深度が浅い場合に固化杭が剛体的に水平移動する挙動が見られたため、このときの固化杭底面における水平方向の摩擦抵抗を適切に模擬することが必要であると考えたためである。

鉛直方向の摩擦特性を表す相互作用は、バイリニア型の抵抗特性を有するばねとした。ばねの剛性は、道示IV9.5.2に基づき、鉛直方向地盤反力係数 k_v として与えた。押し込み側の上限値は、道示IV12.4.1を参考に、打込み杭(閉端)の極限支持力度 q_d として与え、引抜き側には反力を發揮しないものとした。なお、接円式改良地盤の固化杭のように杭が密に配置される場合、押し込み側の極限支持力度を求めるにあたっては、本来的には群杭効果を考

図-5.5 上部構造位置における荷重 P ・変位 δ 関係図-5.6 基礎杭頭部における軸力 N ・沈下量 v 関係

慮することが必要となるが、固化杭先端の鉛直抵抗が基礎全体の挙動に及ぼす影響は小さいと考えられることから、群杭効果による補正を行っていない。

水平方向の摩擦特性を表す相互作用は、バイリニア型の抵抗特性を有するばねとした。ばねの剛性は道示 IV11.5.1 を参考に $0.3k_v$ として与え、摩擦抵抗の上限値は道示 IV12.4.2 を参考に与えた。

5.3. 基礎全体系の荷重・変位関係

解析は、複合地盤的設計法で Case C2-H1, C4-H1 の 2 ケース、集合はりモデルでは Case C1-H1~C4-H1 の 4 ケースに対して行った。実験と各解析ケースにおける荷重・変位曲線を図-5.5 に示す。複合地盤モデルは、実験で得られた計測された基礎の耐力を大きく超過していることが分かる。一方、集合はりモデルの場合、改良深度の深い Case C1-H1, C2-H1 においては、実験で得られた荷重・変位関係とよく一致している。ただし、Case C3-H1, C4-H1 においては、複合地盤モデルほどではないが、基礎の耐力を超過する結果となっている。

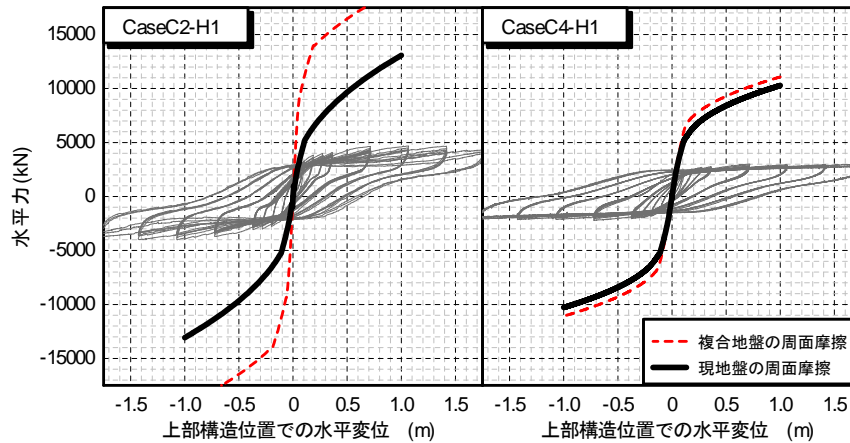
水平力および転倒モーメントを受ける群杭全体の抵抗特性を適切に評価するためには、それを構成する個々の基礎杭の鉛直・水平抵抗特性が適切に表現されることが必要である。そこで、1 本の基礎杭に着目し、杭頭位置での鉛直方向および水平方向の荷重・変位関係を実験と

解析で比較する。

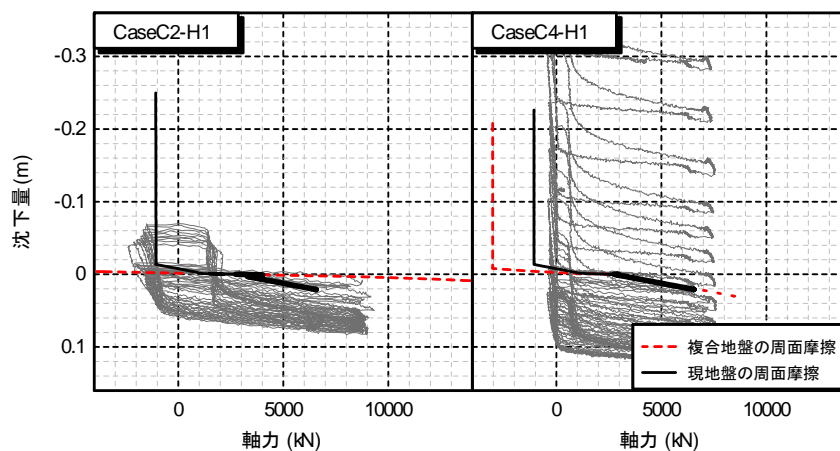
5.4. 1 本の基礎杭の鉛直抵抗特性

基礎杭頭部における軸力 N ・沈下量 v の関係を図-5.6 に示す。ここに、軸力は押し込み側、沈下量は沈下側を正として表示している。まず、実験では、いずれのケースについても、繰返し載荷を重ねることで基礎杭頭部の沈下あるいは浮上りが累積する挙動を示していること、引抜き支持力に達していることが確認され、引抜き側の軸力には明確な下限値が見られる。一方、解析では、上部構造位置の水平変位を単調に与えていることから、沈下・浮上の累積挙動を再現することはできていないが、引抜き支持力は、集合はりモデルがいずれのケースについても概ね実験結果を再現していること、複合地盤モデルでは引抜き支持力を過大評価していることが分かる。複合地盤モデルの引抜き支持力は、改良深度の深い Case C2-H1 において特に過大となっている傾向が見られることから、過大評価の原因は改良範囲内における基礎杭の最大周面摩擦力度にあるものと考えられる。すなわち、実験では基礎杭と固化杭を付着させていないが、複合地盤モデルでは複合地盤としての粘着力 c_p に基づいて最大周面摩擦力を与えたためである。

参考までに、複合地盤モデルにおいて、基礎杭の最大周面摩擦力度を原地盤の粘性土の粘着力 c_0 に基づいて与



(a) 載荷点位置における荷重・変位関係



(b) 基礎杭頭部における軸力・沈下量関係

図-5.7 複合地盤モデルにおいて基礎杭の最大周面摩擦力度を変化させた場合の解析結果

えた場合の解析結果を図-5.7 に示す。この場合、基礎杭頭部における軸力 N ・沈下量 v 関係は実験結果とよく一致し、かつ、基礎全体の耐力も低下している。特に、改良深度の深い Case C2-H1 においては、基礎杭・固化杭間の最大周面摩擦力度の影響が大きいため、基礎杭の引抜き支持力および基礎全体の耐力の過大評価の度合いが大きかったことが分かる。このことは、実際の基礎杭と固化杭の付着状態を設計計算モデルに適切に反映させることの重要性を示すものである。ただし、基礎全体の耐力はなお過大であるため、次節に示すように、基礎杭の水平抵抗の評価にも問題がある。

5.5. 1本の基礎杭の水平抵抗特性

次に、群杭を構成する1本の基礎杭の水平抵抗特性に着目し、実験結果と解析結果を比較する。図-5.8 は、基礎杭頭部におけるせん断力 S ・水平変位 u の関係を示したものである。

複合地盤モデルについては、Case C2-H1, C4-H1 いく

れについても、単杭レベルでの基礎杭の水平抵抗を過大評価していることが分かる。複合地盤モデルでは、接円式改良地盤が等価な一様地盤であると仮定し、改良範囲内に受働破壊が生じるものと考えて、地盤反力度の上限値を設定した。しかし、改良地盤が受働破壊を生じるためには、改良範囲内の剛性・強度が一定の一様性を有すること、改良地盤が外的に安定することが前提となるものと考えられる。実験においては、接円式改良地盤の改良範囲内における受働破壊の発生は認められず、固化杭の曲げ破壊、割裂引張破壊、あるいは固化杭の剛体移動、周辺地盤の受働破壊の発生が認められ、計算上想定する改良地盤の破壊モードとは大きく異なるものであった。このことが、基礎杭の水平抵抗を過大評価したことの原因であると考えられる。

次に、集合はりモデルについては、特に改良深度の深い Case C1-H1, C2-H1 において、実験結果をよく再現していること、改良深度の浅い Case C3-H1, C4-H1 においては基礎杭の水平抵抗をやや過大に評価したことが分か

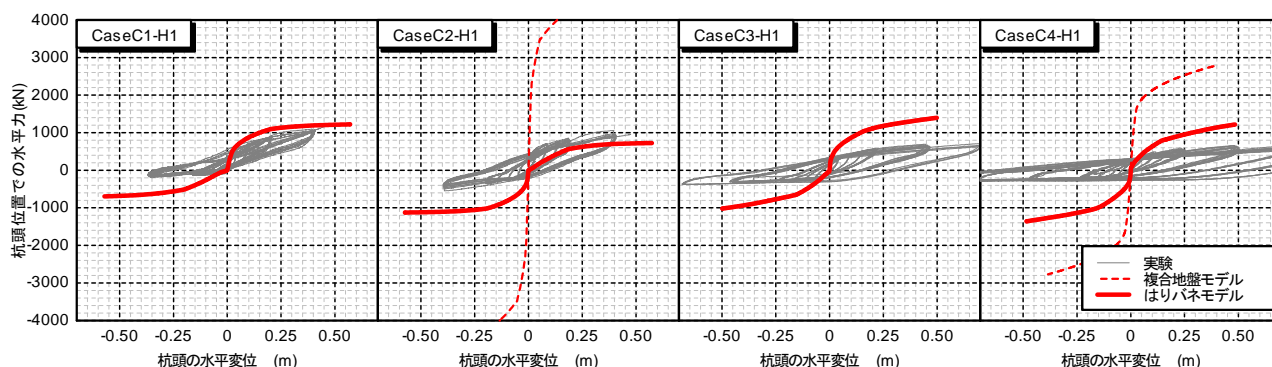


図-5.8 基礎杭頭位置におけるせん断力 S ・水平変位 u 関係 (解析結果)

る。集合はりモデルが実際の接円式改良地盤の破壊形態を適切に再現したかどうかは、次節に述べる。改良深度の浅い Case C3-H1, C4-H1 において、集合はりモデルが基礎杭の水平抵抗を過大評価したことの要因としては、実験時に大きな水平変位を繰返し与えることで改良範囲より深い位置の軟弱粘性土層が繰返し軟化により強度低下を生じ、これを計算上再現できていないことが考えられる。実際、実験後には固化杭の周辺地盤の沈下や、固化杭を支持層に着底させていない Case C3-H1, C4-H1 においては固化杭の沈下が見られたが、これは、周辺地盤が固化杭を介して基礎杭からの繰返し水平力を受けることで過剰間隙水圧が上昇し、その後の水圧消散に伴って体積圧縮を生じたことによるものと考えられる。この点については、今後の課題である。

5.6. 集合はりモデルによる接円式改良地盤の損傷状況の再現性

最後に、基礎杭からの水平力を受ける接円式改良地盤の破壊形態を集合はりモデルがどのように再現したかについて述べる。ここでは、実験結果がよく再現された Case C2-H1 に関する結果を示す。

3 章に示したとおり、実験では、接円式改良地盤の周囲の地表にほぼ同心円状の亀裂が認められ、周辺地盤に受働破壊が生じた。改良範囲から受働破壊を示す亀裂までの距離は概ね 10m 程度であり、周辺地盤を構成する軟弱粘性土のせん断抵抗角 $\phi=0$ であること、周辺地盤が受働 Rankin 状態にあることを仮定すると、受働破壊が生じた範囲の最深位置は GL-10m 程度であると推定される。

また、固化杭には割裂破壊が生じた。写真-3.3(b) に示した固化杭は、基礎杭の荷重方向に隣接しており、割裂破壊が生じた深度は GL-5~15m 程度の範囲である。また、GL-7m 以浅あるいは GL-14m 付近に、固化杭の曲げ破壊を示す水平方向に亀裂が生じた。なお、これらはいずれも実験終了後における状況であり、荷重中のどの時点でこれらの破壊状態に達したかは分からない。

次に、集合はりモデルにより得られた破壊状況を比較する。図-5.9 は、基礎杭・固化杭間、固化杭・固化杭間および固化杭・周辺地盤間に配した水平方向の相互作用ばねの反力分布の推移を示す。各グラフの①~⑥は、それぞれグラフの左に示した図中の①~⑥の位置における水平反力であることを表す。同図に加えた注釈のとおり、解析においては、上部構造の水平変位が 0.1m の比較的早い段階において、周辺地盤の浅い位置で受働破壊が発生し、荷重が進むにつれてその範囲が下方へ拡大する結果となっている。また、上部構造の水平変位が 0.5m のときに、GL-12m 付近において、基礎杭に隣接する固化杭とさらにそれに隣接する固化杭において、割裂破壊が生じ、荷重が進むと割裂破壊の範囲が下方へ拡大する結果となっている。このように、周辺地盤に生じた受働破壊、固化杭に生じた割裂破壊の状況を、破壊の発生位置も含めてよく再現することができている。

また、図-5.9 に、集合はりモデルの固化杭に曲げ破壊が生じた位置とそのタイミングを示す。固化杭の曲げ破壊は、基礎杭から最も離れた固化杭の GL-4~7m 付近から生じ始め、以降、曲げ破壊の発生箇所は基礎杭と近づくとともに下方へ拡大している様子が分かる。実験で固化杭に曲げ破壊が生じた範囲は、集合はりモデルの固化杭に曲げ破壊が生じた範囲を概ねカバーしている。

以上から、集合はりモデルでは、固化杭の割裂破壊、曲げ破壊、周辺地盤の受働破壊の状況をよく再現していることが分かる。

5.7. まとめ

本解析により得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 集合はりモデルは、単杭・群杭レベルでの基礎の反力特性を概ね再現するとともに、実験時に見られた固化杭の割裂破壊・曲げ破壊、周辺地盤の受働破壊の状況をよく再現した。ただし、一部のケースにおいては基礎杭の水平抵抗を過大に評価するといっ

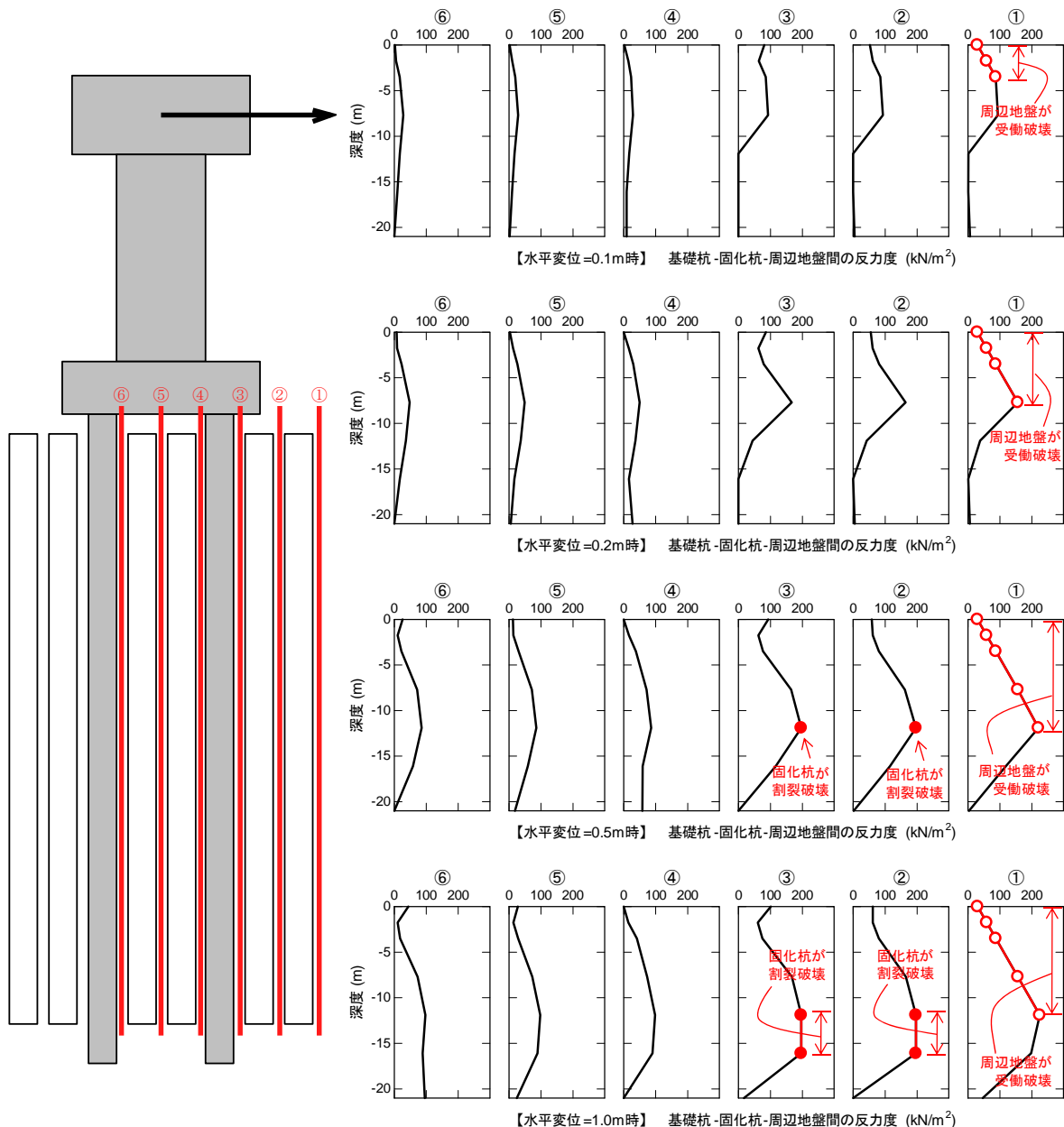


図-5.9 基礎杭・固化杭間, 固化杭・固化杭間および固化杭・周辺地盤間の水平反力と破壊の進展状況

た課題が残された。集合はりモデルを構成する個々の相互作用ばねの特性は必ずしも全てが明らかになっているわけではないが、接円式改良地盤に支持される杭基礎の支持機構をよく反映していると考えられる。

- (2) 一方、複合地盤モデルでは、単杭レベルでの基礎杭の鉛直・水平抵抗をとともに過大評価し、結果として基礎全体の耐力を過大評価する結果となった。これは、接円式改良地盤を等価な一様地盤とみなす、基礎杭からの大きな水平変位を受ける接円式改良地盤が通常の地盤と同様に受働破壊を生じる、といった仮定に誤りがあることを示すものである。
- (3) したがって、接円式改良地盤に支持される杭基礎の

耐震性を評価するにあたっては、個々の固化杭がバラバラに挙動し、通常の地盤と異なる破壊形態を示すことを計算モデルに適切に反映することが必要であると考えられる。

- (4) 本研究で行った実験・解析を通じて、杭基礎の設計法が施工方法を適切に反映することで初めて成立することが改めて認識された。

6. 道路橋基礎の荷重を支持する固化改良地盤の検証方法

本研究における一連の検討結果を踏まえると、固化改良地盤に道路橋基礎の荷重を支持させる場合の設計・施工にあたっては、本研究にて行われた検証実験等を参考

として、以下の事項について一定の信頼性のもとに検証することが必要である。

6.1. 支持機構、破壊の過程および形態

基礎からの荷重を支持する改良地盤は、通常的地盤とは異なる支持機構を有し、破壊の過程および形態も通常的地盤とは異なったものとなる。したがって、個々の条件に合わせて載荷実験を行うことで、これらを適切に把握することが必要である。

6.2. 限界状態

改良地盤に支持される基礎は、通常的地盤に支持される場合とは異なる挙動を示すため、通常的地盤に設置される基礎の設計法をそのまま適用できるとは限らない。つまり、通常的地盤に適用することを前提とした設計基準を無条件に準用するのではなく、道路橋基礎が本来求めている要求性能に立ち返り、それを満たすような限界状態を設定することが必要である。本研究による知見に基づけば、次の例を挙げることができる。

- 道路橋の直接基礎は大地震時に対する照査が省略されるが、これは、常時・中小地震時の荷重に対して地盤反力度や浮き上がりに厳しい制限を与えることで、大地震時の大きな繰返し偏心・傾斜荷重に対してもぜい性的な挙動を示すことなく、地震後の沈下・傾斜も軽微なものにとどまることが確認されていることが背景にあることを忘れてはならない。改良地盤に支持される道路橋の直接基礎は、上部構造の大きな水平変位に対してぜい性的な挙動を示すことや、繰返し偏心・傾斜荷重によって大きな沈下・傾斜を生じることがあるため、大地震時においてもこのような状態に至らないことを照査する必要がある。
- 通常的地盤における道路橋の杭基礎は、大地震時における地盤抵抗の塑性化によって地震後の地盤反力を著しく低下・喪失することはないため、これに関して特に限界状態を設定していない。しかし、改良地盤の場合、基礎からの荷重により一定以上の変位を受けることで「ガタつき」を生じ、これによって地震後の地盤反力が著しく低下あるいは喪失することがある。道路橋基礎の要求性能に照らせば、大地震時における「ガタつき」を一つの限界状態として設定する必要がある。

6.3. 解析モデル、照査項目および照査値

上記のように設定した限界状態までの挙動を追跡でき、

かつ、支持機構を反映した解析モデルを構築するとともに、限界状態に対応した照査項目、照査値を設定する必要がある。一例として、接円式固化改良地盤に支持される杭基礎にガタつきを生じさせないためには、基礎杭の変位レベル y にして2cm程度、 y/D (D : 基礎杭径)にして0.7~1.6%程度におさえることが必要である。

また、接円式固化改良地盤が基礎の荷重を支持する際の挙動は、はりの集合体と解される。したがって、等価な一様地盤と見なすことではその抵抗特性を評価することはできず、はりの集合体としてモデル化することが必要となる。

6.4. 施工方法および出来形・品質管理方法

固化改良地盤は、改良形式によって基礎からの荷重に対する支持機構が大きく変化することから、設計で想定した挙動が確実に発揮されるように、出来形として、ラップの有無やラップ長、鉛直性等を適切に管理することが必要である。

一般に、固化改良工法の施工品質は、施工後に採取した試料の一軸圧縮強度の下限値により管理される。一方、道路橋基礎は、地盤の変形係数や強度定数を小さめに想定しておけば必ず安全側の設計となるわけではなく、設計上想定していない部位での損傷を生じる可能性がある。このような道路橋基礎の特性を踏まえると、工法や地盤条件等に応じた平均的な強度を明らかにしつつ、ばらつきが通常的地盤と同等以下となるように品質管理を行い、これを設計に反映させることが必要である。

また、上記を確実に実現できるような施工方法を選定することも肝要である。

6.5. 改良形式、改良範囲、改良強度等について

固化改良地盤に支持される基礎の挙動は、改良形式、改良範囲、改良強度、改良率、基礎と改良体の位置関係や寸法比、周辺地盤等によっても異なるため、一般化することが困難である。したがって、個々の条件に応じて検証を行うことが必要である。

7. まとめ

本研究は、産学からの道路橋基礎への技術提案の増加を想定し、固化工法の本設利用に関する技術提案が現在の基準における要求性能や確からしさを満たしているものかどうかを検証するための方法を整備することを目的として行ったものである。

本研究では、固化改良地盤に支持される道路橋の直接基礎、杭基礎を対象とした一連の載荷実験および数値解

析を行い、結果として得られた知見の概略をまとめると、以下のとおりである。

- ・ 固化改良地盤に支持される基礎の支持機構、破壊形態、抵抗特性は、固化改良地盤の改良形式、改良範囲、改良強度、基礎と固化体の位置関係や寸法比、周辺地盤等によって異なることを明らかにした。
- ・ 上記のような特性を踏まえると、本研究による知見は基礎と改良地盤に関するいくつかの組合せに対する一例であることから、実橋に適用することを考えるのであれば、個々の条件に応じた検証を行うことが必要である。また、設計で想定した挙動を確実に発揮させるための出来形・品質管理方法についても、個々に検討を行うことが必要である。
- ・ 基礎の荷重を固化改良地盤に支持させる場合は、通常の地盤に基礎が設置されることを前提に構築された設計法を無条件に準用することはできない。道路橋基礎に本来求められる性能が何であるかという原点に立ち返り、限界状態、解析モデル、照査項目、照査値を設定することが必要である。

これらの知見を踏まえ、固化改良地盤に道路橋基礎の荷重を支持させる場合の検証方法を取りまとめた。

なお、本研究により得られた成果は、平成 24 年に改定される道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編に反映される予定である。

参考文献

- 1) 寺師昌明, 田中洋行: 深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力および圧密特性, 港湾技術研究所報告, 第 22 巻, 第 2 号, 1983.
- 2) 北詰昌樹, 山本浩司: 着底型杭状深層混合処理地盤の破壊挙動, 港湾技術研究所報告, 第 37 巻, 第 2 号, pp.3-27, 1998.
- 3) 谷本俊輔, 河野哲也, 佐藤洋, 白戸真大, 中谷昌一: ブロック式・接円式固化体上の橋梁直接基礎の挙動に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.309-323, 2010.6.
- 4) 原田健二, 谷本俊輔, 河野哲也, 白戸真大, 中谷昌一: 固化体に支持される橋の直接基礎に関する模型水平載荷実験, 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, 2010.2.
- 5) 原田健二, 谷本俊輔, 河野哲也, 白戸真大, 中谷昌一: 固化体上の橋梁の直接基礎に関する遠心力模型実験—その 7: 固化体形式が基礎の挙動に及ぼす影響—, 地盤工学会研究発表会, 2010.
- 6) 河野哲也, 谷本俊輔, 原田健二, 白戸真大, 中谷昌一: 固化体上の橋梁の直接基礎に関する遠心力模型実験—その 8: 周辺地盤が基礎の挙動に及ぼす影響—, 地盤工学会研

究発表会, 2010.

- 7) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002.
- 8) 運上茂樹, 星隈順一, 西田秀明: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋梁の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料, 第 4023 号, pp.20-25, 2006.
- 9) Shirato, M., Kohno, T. & Nakatani, S.: Numerical evaluation for the key design parameters that can control the seismic performance of highway bridge pier-shallow foundation systems, 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop, pp.219-232, 2008.
- 10) 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, No.4030, 2006.11.

A STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF COMPOSITE FOUNDATION WITH CEMENT TREATED SOIL LAYERED COLUMNS

Abstract : The solidification method including deep mixing stabilization is widely used as countermeasure of settlement of structures on soft ground and supplementary method for the construction of the structure. Recently, the technology that expects the reaction force from the solidification improvement ground is proposed in the highway bridge. To apply to an actual bridge, it is necessary to examine the bearing mechanism and the failure mode by the loading experiments and to examine how to secure the safety allowance against failure. In this study, based on various loading tests for shallow foundations and pile foundations of highway bridge supported on cement-treated ground, bearing mechanism, reaction characteristics and failure mode was clarified and critical states of foundation supported on cement-treated ground against large earthquake were proposed. Moreover, based on numerical simulations of lateral loading tests for group pile foundation supported on cement-treated ground, it was clarified that using model which was able to reproduced bearing mechanisms appropriately was necessary to reproduce reaction characteristics and failure mode. Based on these research findings, the verification method for seismic performance of bridge foundation supported on cement-treated ground was proposed.

Key Words : Deep mixing stabilization, Shallow foundation, Pile foundation, Lateral loading test, Seismic design