

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

谷本俊輔¹・原田健二²・河野哲也³・白戸真大⁴・中谷昌一⁵

¹正会員（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

²正会員 博(工)（独）土木研究所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 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

³正会員 修(工)（独）土木研究所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 研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

⁴博(工)（独）土木研究所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 主任研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

⁵博(工)（独）土木研究所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 上席研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

1. はじめに

深層混合処理工法により固結させた地盤にケーソン式護岸や盛土などを直接支持させることは広く行われている。固化体の形式には、固化体をオーバーラップさせて一体化を図った“ブロック式”と固化杭をある間隔をおいて複数打設する“杭式”があり、この中間に位置するのが“接円式”である。これは、杭状の固化体が互いに接するように配置されるものであり、特に注意されない場合にはブロック式と同一の範疇で扱われていることも多い。また、ブロック式は2方向にオーバーラップさせて固化杭を一体化させるが、一方向のみオーバーラップさせることにより壁状の固化体を形成させることもあり、この固化体形式は“壁式”と呼ばれる。

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ぜい性の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¹⁾。しかし、深層混合処理工法等により、平面的に限定された範囲で配置された固化体に基礎を支持することを考えたとき、固化体形式によって支持機構が異なることが予測され、固化体形式ごとの支持機構に照らした耐震設計の考え方を構築する必要がある。

本報では、橋の直接基礎を支持する固化体の地震時挙動に着目し、遠心力場にて水平載荷実験を行っ

た結果を報告する。実験では、ブロック式・接円式・壁式の3とおりの固化体形式に対し、改良範囲、固化体強度、周辺地盤の種類、載荷パターンを種々変化させた静的水平載荷実験を行った。

2. 実験方法

(1) 実験概要

(a) 橋脚模型と固化体

実験は、大型動的遠心力載荷試験装置を用いて70Gの遠心力場で行った。

橋脚模型は、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を参考に行った。上部構造重量は10,032kN、橋脚高さは11.06mとし、死荷重反力が砂地盤の地盤反力度の上限値の300kN/m²を超えず、レベル1（以下、L1）地震時に基礎底面に作用する荷重の偏心量がフーチング幅の1/3以内におさまるようにした。結果として、フーチング寸法は橋軸方向8.4m×橋軸直角方向7.0mのものを想定することとし、常時の死荷重による底面反力は249kN/m²となった。その上で、死荷重と活荷重の比率は同一であるものと仮定すれば、常時の地盤反力度の上限値は500kN/m²程度であることを想定したことになる。また、L1地震時に想定される基礎端部下が受ける反力度は、荷重の偏心を考慮した基礎の有効面積で死荷重を除いたもので近似すれば、およそ555kN/m²になる。そこで、これらを別報²⁾の式(1)と(2)にそれぞれ代入すると、

1,000kN/m²が目標の設計基準強度（一軸圧縮強度） q_u であると求まる。

固化体の形式は、図-1に示すブロック式と接円式及び壁式とした。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140mm、奥行き120mm、高さ150mmの直方体状の固化体である。接円式とは、直径20mm、長さ150mm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。また、壁式とは、幅160mm、高さ15mm、奥行き17mm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3mmあけて6列並べて配置したものである。いずれの場合においても、東北珪砂7号に早強ポルトランドセメントを乾燥密度で10%（150kg/m³程度）添加することで作製し、固化体の底面は支持層に着底させた。通常的设计では、用地の制約を受けるので、平面方向に際限なく固化体を配置することはできない。本研究では、基礎の平面寸法よりも一回り大きい範囲まで固化体を配置し、これを標準とした。

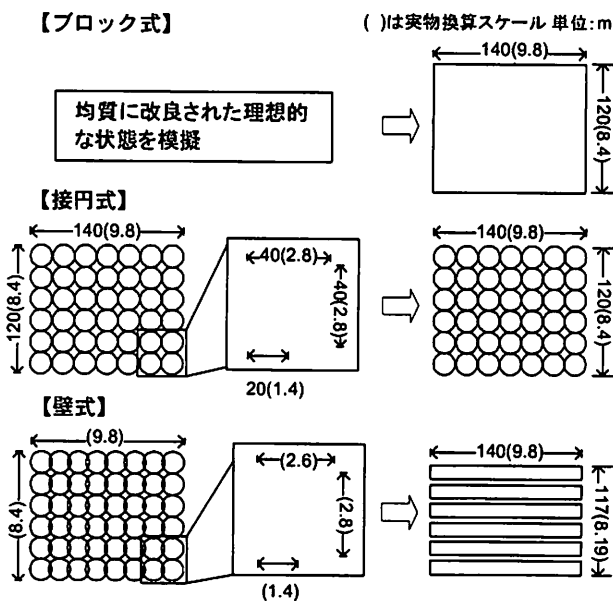


図-1 各固化体形式

(b) 実験土層と載荷装置

実験土槽は、図-2に示すような幅300mm、奥行き1,500mm、高さ500mm（模型スケール）の剛土槽である。模型地盤は、層厚10.05mの上層と18.83mの下層からなる2層構成とした。上層は、東北珪砂7号による相対密度 $D_r=60\%$ の緩い砂質土層、あるいはカオリン粘土（ASP-100）による正規圧密（過圧密比 $OCR=1.0$ ）の粘性土層とした。下層は支持層を想定し、東北珪砂7号による相対密度 $D_r=90\%$ の密な砂質土層とした。下層を作製後、固化体を設置し、上層を作製した。緩い砂質土層は、空中落下法により作製の後、剛土槽を脱気槽内で脱気した状態で間隙水を少量ずつ滴下して地表まで飽和させた。粘性土層

は、スラリー状の粘土を十分に脱気させ、重力場及び遠心力場で圧密させることで作製した。その後、固化体上に橋脚模型を設置した。

上部構造を模した模型に所定の重量を与えているため、これらの模型を搭載した土槽に70Gの遠心加速度を載荷した時点で、基礎底面には死荷重相当の鉛直反力度が導入され、その状態から載荷を開始した。載荷実験では、載荷速度0.15mm/secの変位制御で上部構造位置に水平変位を与えた。荷重及び変位の符号は、図-2に示すように、初期位置から○方向に押した時が正である。また、鉛直変位については下向き（沈下方向）を正とした。

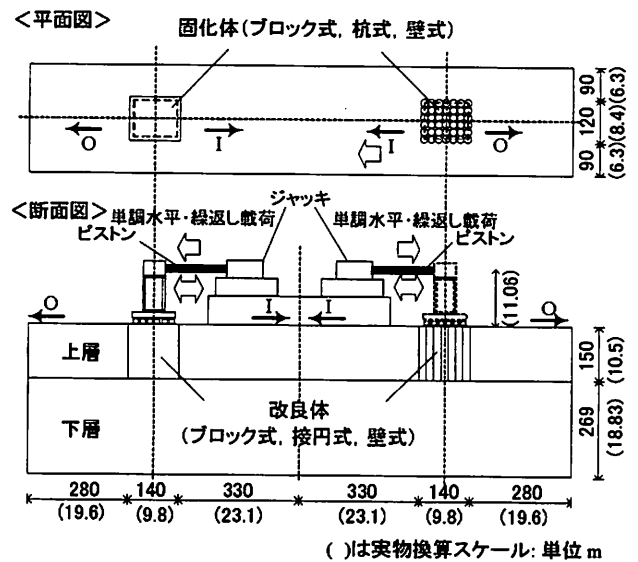


図-2 実験概要図

(2) 実験ケース

すべての実験ケースを表-1に示す。実験ケース名は、標準の強度と範囲を有した固化体仕様で、形式をブロック式としたものをB1、杭式としたものをC1、壁式としたものをW1とした。壁式固化体は、ラップ方向（強軸方向）とその直角方向（弱軸方向）で異なる支持力特性を示すものと考えられるが、弱軸方向に載荷した場合の挙動は接円式固化体とある程度類似するものと考え、強軸方向に載荷することとした。改良範囲について、標準より広幅としたものをB2（標準より載荷方向に改良幅を両側40 mmずつ拡張）、C2（標準より載荷方向に両側に固化杭2列40 mmずつ追加）、改良強度を大きくしたものをB3、C3（標準の強度の倍の2,000 kN/m²）とした。載荷パターンについては、単調水平載荷をH1、交番載荷をH2、一方向繰返し載荷をH3として、対象の固化体仕様と組み合わせてケース名とした。繰返し載荷の載荷パターンは、図-3に示すとおり、交番載荷と一方向載荷の2パターンとした。交番載荷では、正負交番の変位履歴を与えた。一方向繰返し載荷では、正方向に変位を所定の大きさまで増加させた後、

荷重がゼロになるまで除荷し、その後また変位を所定のレベルまで増加させた。図-3では、それを模式的に示してあり、各除荷後も必ずしも変位はゼロに戻らない。なお、固化体は繰返し回数の増加に伴って強度が低下する傾向がある²⁾ことから、文献³⁾に示される荷重パターンのうち、繰返し回数の多いType I地震動を想定して設定した。基準変位 ($1\delta_0$) は単調水平載荷試験における最大水平耐力発揮時の水平変位として設定し、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、 $0.25\delta_0$, $0.5\delta_0$, $0.75\delta_0$ の各変位レベルでも載荷を行っている。

表-1 実験ケース

載荷パターン	改良範囲	改良強度	周辺地盤	固化体形式		
				ブロック式	接円式	壁式
単調水平載荷	標準	標準	砂地盤 ($D_r=60\%$)	B1-H1	C1-H1	W1-H1
	広幅	標準		B2-H1	C2-H1	—
	強度大	標準		B3-H1	C3-H1	—
	標準	標準	粘土地盤 ($OCR=1$)	B4-H1	C4-H1	—
交番繰返し載荷	標準	標準	砂地盤 ($D_r=60\%$)	B1-H2	C1-H2	W1-H2
一方向繰返し載荷	標準	標準		B1-H3	C1-H3	—

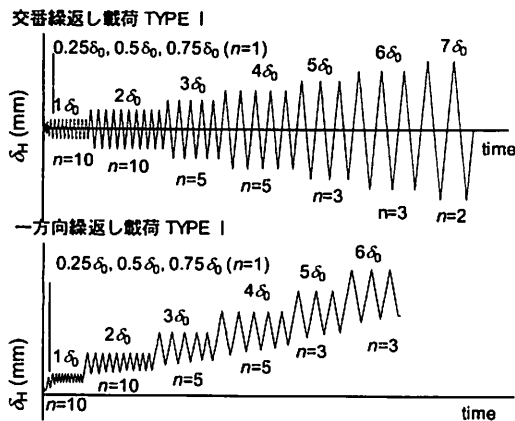


図-3 載荷パターン

3. 実験結果

(1) ブロック式固化体の挙動

(a) 単調水平載荷実験

図-4にブロック式全ケースの載荷点における荷重・変位関係図を示す。図中の記号は、(a)載荷開始、(b)浮上り開始時、(c)最大荷重時、(d)最大変位時である。以下の荷重・変位関係における(a)～(d)はすべてこれに共通する。上層が砂層であるときには、標準のCase B1-H1に比べて、幅の広いCase B2-H1と強度の大きいCase B3-H1で、それぞれ10～15%程度

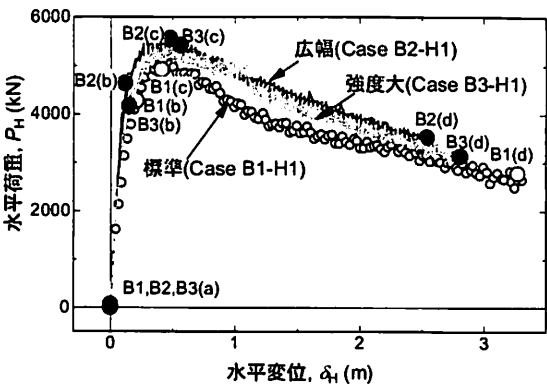


図-4 載荷点における荷重・変位関係

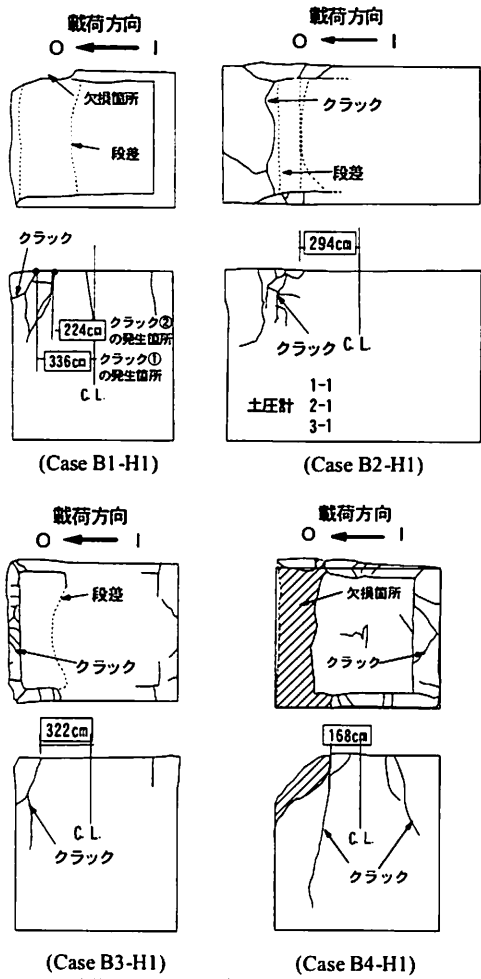


図-5 固化体の損傷状況
(上：平面図、下：側面図)

の最大耐力の増加がみられた。上層を粘性土層としたCase B4-H1の最大耐力は、上層が砂層であるCase B1-H1と同程度であった。また、最大耐力以降の挙動は、上層を砂層とした場合は緩やかな耐力低下が生じるのみであったが、粘性土層としたCase B4-H1では急激な耐力低下を示した。

実験終了後に掘り出して観察した固化体のスケッチ図と固化体中心線からクラック発生箇所までの距離を図-5の平面図及び側面図にそれぞれ示す。いずれのケースにおいても局部的なすべり破壊の様相を

呈している。特に、Case B1-H1では、外側（クラック①）と内側（クラック②）の2箇所でクラックが発生しており、段階的に破壊が生じたことが考えられる。また、Case B4-H1の損傷状況をCase B1-H1のもの比べると、明らかにクラックの程度や天端の沈下も大きく、損傷の程度は大きい、クラック面の位置や向き、クラック長は同様である。

固化体の破壊性状から推察すると、直接基礎を支持するブロック式固化体の最大水平耐力は、寺師ら⁴⁾による考察と同様に、図-6に示すように、固化体のすべり抵抗と、その固化体前面が受ける受働土圧抵抗の総和により決定されると考えられる。このため、Case B2-H1のように改良幅が広い場合はすべり線が長くなるため、また、Case B3-H1ではすべり面で発揮されるせん断抵抗が大きくなるため、最大耐力が大きくなったものと考えられる。また、周辺地盤が砂質土層か粘性土層かによって受働土圧強度は大きく異なるが、周辺地盤の種類によって最大水平耐力に差が生じなかったことは、直接基礎の最大水平耐力に対する受働抵抗の寄与は小さく、すべり面上の抵抗力が支配的であったことを示唆している。しかし、固化体にクラックが発生し、最大耐力を超えた後に急激な耐力低下を示すか否かは、周辺地盤の受働抵抗に依存することを示唆する結果となった。

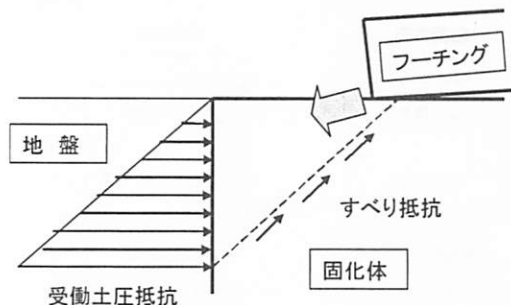


図-6 破壊時の力の釣合い

(b) 繰返し水平載荷実験

基準変位 ($1\delta_0$) は単調水平載荷実験で得られた図-4の水平荷重・変位曲線において、最大荷重が生じた時 (c) 点の変位とし、42cmとした。載荷点における荷重・変位関係を、単調水平載荷実験結果とあわせて図-7に示す。ここに、負側の載荷に対しても比較するために、単調載荷試験にて得られた荷重と変位のそれぞれの符合を反転させたものを併せて示した。繰返し載荷実験結果について見てみると、単調載荷による荷重・変位関係が繰返し載荷による荷重・変位関係を概ね包絡しており、繰返し載荷に伴う耐力低下が生じていないことが分かる。ただし、交番載荷における負側の水平荷重は正側のものに比べて、理由は定かではないが、若干小さなものになっている。交番載荷は一方向載荷に比べて原点指向性が強く、一方向載荷は交番載荷に比べて残留水平

変位が大きい。

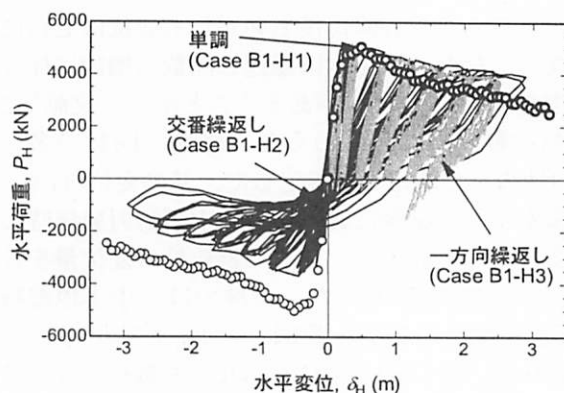


図-7 載荷点における荷重・変位関係

図-8は、繰返し載荷における基礎底面中心位置の鉛直変位 v_f と載荷位置の水平変位 δ_H の関係を示したものである。縦軸の v_f は下方方向が正（沈下方向）である。いずれのケースについても、基礎は浮き上がり・着地を繰返すのみで、沈下の進行は見られない。

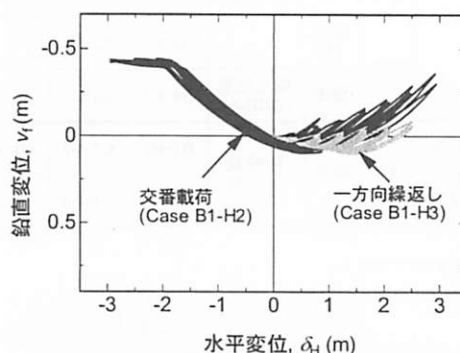


図-8 基礎の底面位置の移動状況

図-9は、実験終了後に掘り出したブロック式固化体の損傷状況をスケッチしたものである。一方向載荷を受けたB1-H3のものは、単調載荷のものと同様にすべり破壊が生じているが、交番載荷のケースは、一方向繰返し載荷のケースに比べて比較的損傷の程

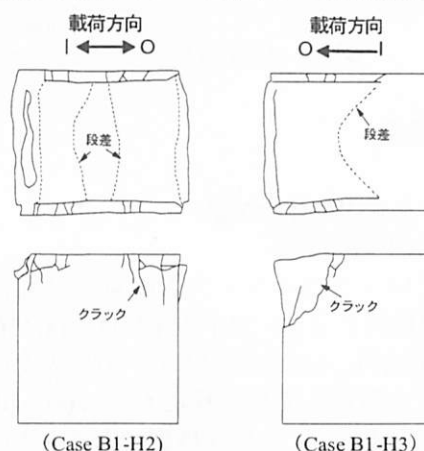


図-9 固化体の損傷状況
(上：平面図，下：側面図)

度が小さいように見える。これは、交番繰返し载荷を受けるブロック式の場合には、通常地盤と同様に基礎端部直下で沈下が大きくなるが、基礎底面下の固化体表面はアーチ状に変形し有効面積は減っているものの、図-10に示すように、アーチ状の耐荷機構が形成され、下方に死荷重が伝達されていることによるものと考えられる。

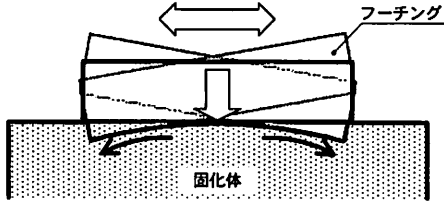


図-10 ブロック式固化体上の基礎の挙動

(2) 接円式固化体の挙動

(a) 単調水平载荷実験

図-11に接円式固化体の全ケースの载荷点における荷重・変位関係を示す。同図より、固化杭の強度を増加させたCase C3-H1ではCase C1-H1と比べて約15%程度の最大耐力の増加が見られる。一方で、固化杭の強度は同じで幅を増加させたCase C2-H1では、Case C1-H1と比べて、若干の増加しか見られない。また、上層を粘性土層としたCase C4-H1では、Case C1-H1と比べて最大耐力は半分程度であり、さらに载荷が進むと著しい傾斜によって水平荷重がゼロに達した。実験終了後に掘り出して観察した固化体の損傷状況と○側フーチング端部位置での固化杭天端の沈下量を図-12の平面図に示す。载荷方向は同図に示すとおりであり、すべてのケースで○側の固化杭に曲げ破壊が生じている。特に、上層を粘性土としたCase C4-H1では、ほぼ全ての固化杭に曲げ破壊が生じ、著しい残留傾斜が生じていることが分かる。接円式の場合は、ブロック式のように一体的に挙動するのではなく、各固化杭がそれぞればらばらに変形している。各々の固化杭は、頭部から受ける水平力に対し、自身の曲げと受働抵抗により抵抗し、その水平抵抗の大きさは、固化杭の曲げ耐力と受働土

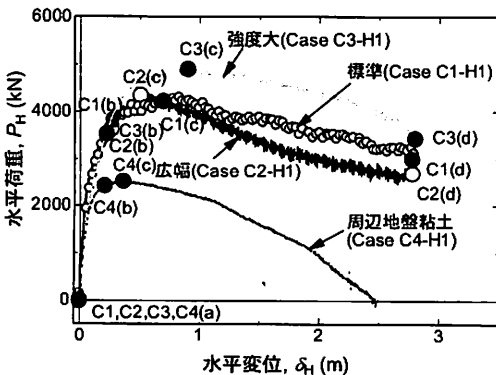


図-11 载荷点における荷重・変位関係

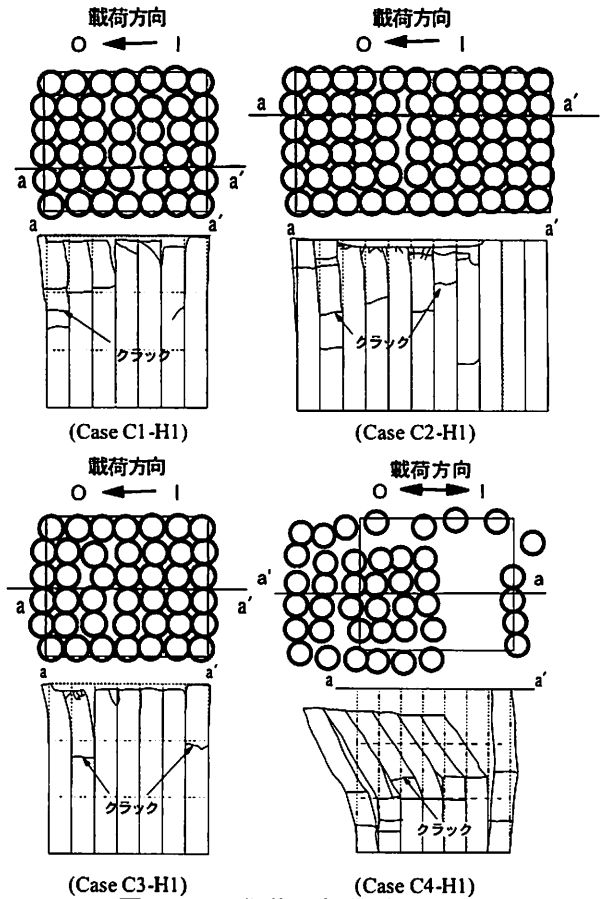


図-12 固化体の損傷状況
(上：平面図、下：側面図)

圧強度に依存するものと考えられる。そして、基礎底面から受ける水平力の分担は個々の固化杭で必ずしも等しくなく、固化杭ごとに頭部の変位量や損傷状態が異なるものとなったと考えられる。

図-4に示すように、ブロック式では最大耐力は周辺地盤が砂の場合と粘土の場合でもほぼ同程度であったが、接円式の場合は、周辺地盤が粘土の場合に砂の場合の著しく低下している。これらの事実は、ブロック式の直接基礎に対する最大耐力は、周辺地盤の受働土圧にはほとんど依存していないが、接円式固化体の場合には、固化杭が容易に曲げ破壊を生じ、周辺地盤の受働抵抗に強く依存することを示唆するものである。

このように接円式の場合の挙動は複雑で、各杭が個別に挙動するなど、杭式の場合にはブロック式の場合の挙動とは明確な相違がある。

(b) 繰返し水平载荷実験

基準変位 (1δ) は単調水平载荷実験で得られた図-11の荷重・変位曲線において最大荷重が生じた時 (c点) の変位とし、70cmとした。载荷点における荷重・変位関係を、単調水平载荷実験結果とあわせて図-13に示す。いずれのケースについても、荷重の繰返しに伴う耐力低下は見られない。ただし、図-13に示すように、接円式についてもブロック式

と同様に交番载荷は一方向载荷に比べて原点指向性が強く、交番载荷でみられた履歴曲線は、一方向载荷で見られたものに比べて残留水平変位が小さい。

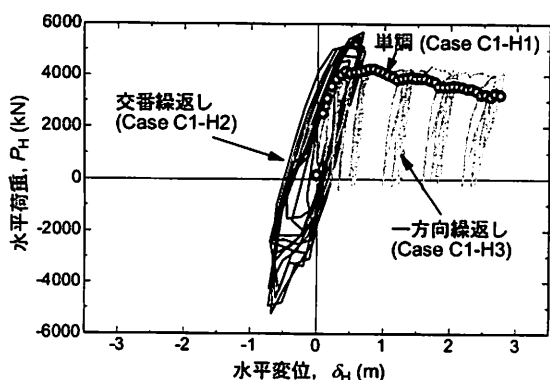


図-13 载荷点における荷重・変位関係

図-14は、交番载荷を行ったケースにおける基礎底面中心位置の鉛直変位 v_f と载荷位置の水平変位 δ_H の関係を示したものである。いずれのケースについても、1 δ に達する前までは残留沈下が殆ど発生しないものの、1 δ に達した後は、繰返し载荷に伴って急激に沈下が進行している。

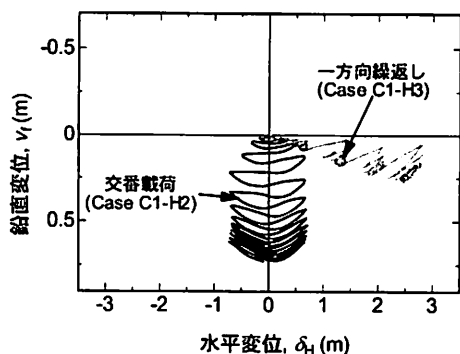


図-14 基礎の底面位置の移動状況

図-14に示した交番载荷の場合の v_f - δ_H 関係の一部の拡大図と拡大図中に示したA→Cまでの基礎底面の変位軌跡を図-15示す。 v_f - δ_H 関係においてA点からB点へ移動する際には、水平変位の増加に伴って基礎の押込み側（I側）が沈下する一方で、反対側（O側）の端部は浮き上がる（図-15のA→B）。こ

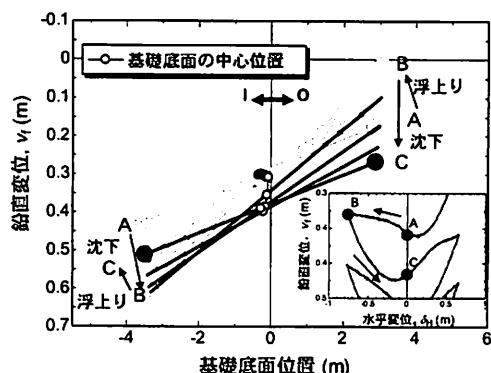


図-15 基礎の鉛直変位と载荷変位の関係

こで、杭式の場合は固化体同士が連結されていないため、基礎が接している杭のみが抵抗要素として働き、その周りの杭は荷重をほとんど分担しない。すなわち、基礎が接しているわずかな杭のみで、全ての鉛直荷重を支持している状況となる。その後、B点から荷重ゼロのC点まで除荷される時には、基礎の回転角が減少するに伴って徐々に内側に位置する固化杭の荷重負担分が増加する。しかし、これらの固化杭でも支持しきれず、外側から内側に向けて固化杭頭部が一つずつ圧壊し、全体として沈下が急激に進行したものと推察される。その結果、図-16に示すように、2 δ 終了後には、ばらばらに水平変位を生じつつ、固化杭の上部は著しく押し潰され（図-16のCase C1-H2の断面図の黒塗部）、固化体の中央部で1.0m以上の鉛直変位が観察された。

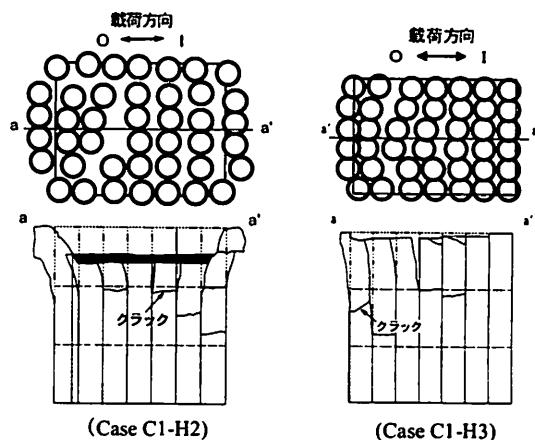


図-16 固化体の損傷状況
(上：平面図，下：側面図)

(3) 壁式固化体の挙動

(a) 単調水平载荷実験

図-17は、固化体形式を壁式とし、強軸方向に载荷した場合（Case W1-H1）の単調水平载荷実験での载荷点における荷重・変位関係である。比較のために標準のブロック式（Case B1-H1）における荷重・変位関係をあわせて示している。Case W1-H1の最大耐力は、Case B1-H1に比べて13%程度低下している。

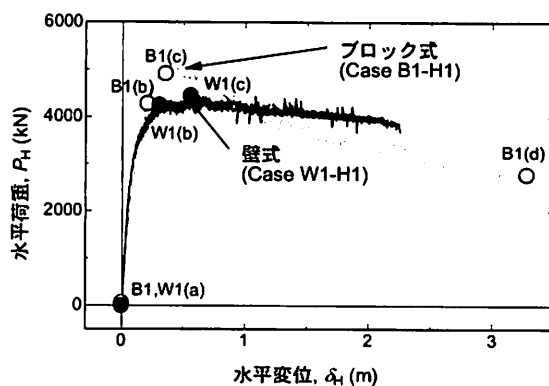


図-17 载荷点における荷重・変位関係

図-18は、実験終了後の固化体の損傷状況をスケッチしたものである。図-5に示すブロック式固化体の場合と同様、個々の固化壁には上面から斜め方向のすべり破壊が確認されるが、破壊の程度は個々の壁で異なる。

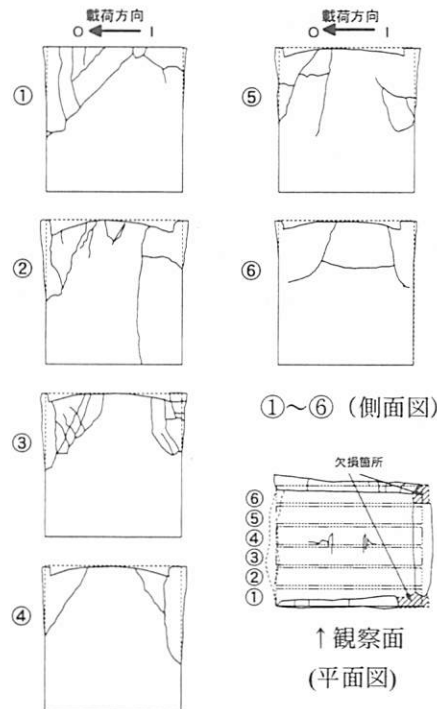


図-18 固化体の損傷状況 (Case W1-H1)

ここで、図-19に示す載荷方向軸周りのフーチングの回転角 α_f の推移を見てみると、載荷点位置で最大水平耐力を示したとき、ブロック式固化体に比べて壁式固化体に生じた載荷軸周りの回転角が顕著であることが分かる。また、ブロック式固化体の回転は最大耐力時 (c) 点で急増しているのに対して、壁式固化体では最大耐力に至る前の早い段階で回転が生じている。このことは、個々の固化壁にすべり破壊が生じたタイミングが同一でなく、端部の固化壁から徐々にすべり破壊が進行したことを示唆している。なお、図-19における回転角は、図-18に

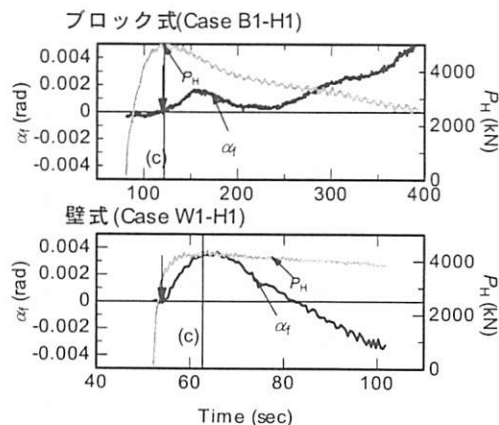


図-19 載荷方向軸周りのフーチングの回転角と載荷点における荷重の時刻歴

示す④～⑥列目の固化壁の位置でフーチングの沈下が大きくなる方向を正としている。このような固化壁ごとのすべり破壊の進行の違いが、ブロック式と壁式で最大水平耐力に差を生じさせたことが考えられる。

(b) 繰返し水平載荷実験

壁式の場合 (Case W1-H2) の交番載荷実験での載荷点における荷重・変位関係をブロック式の場合とあわせて図-20に示している。載荷点の荷重・変位関係が原点指向型であること、繰返しに伴う耐力低下が見られないことは、ブロック式及び接円式の場合と同様である。

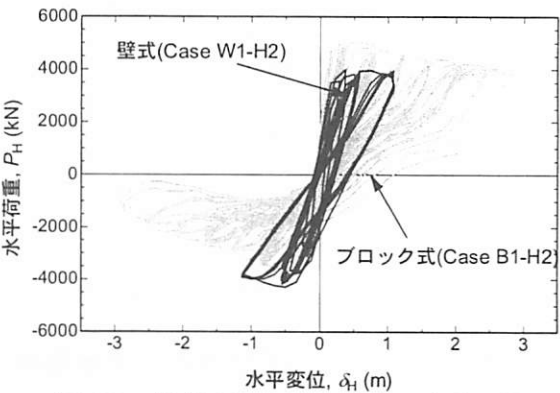


図-20 載荷点における荷重・変位関係

載荷点における水平変位と基礎の鉛直変位の関係を図-21に示す。壁式固化体の場合も、杭式固化体と同様、繰返しに伴う沈下の著しい累積が確認される。その沈下量は、1 δ_f 終了時で12cm、2 δ_f 終了時で35cm、3 δ_f 終了時で45cmであった。壁式固化体の強軸方向においても顕著な累積沈下が生じるメカニズムについては、現時点では明らかとなっていない。今後、さらに分析を加える必要がある。

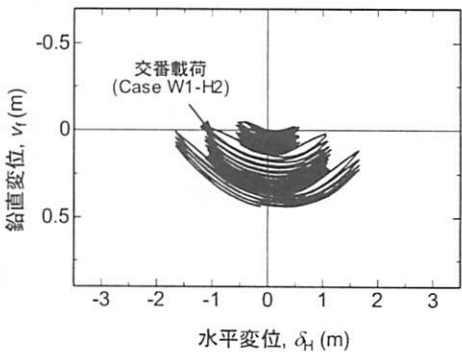


図-21 基礎の底面位置の移動状況

図-22には、載荷終了後の固化体の損傷状況を示している。図-18に示したCase W1-H1の損傷状況と比べて、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同様である。

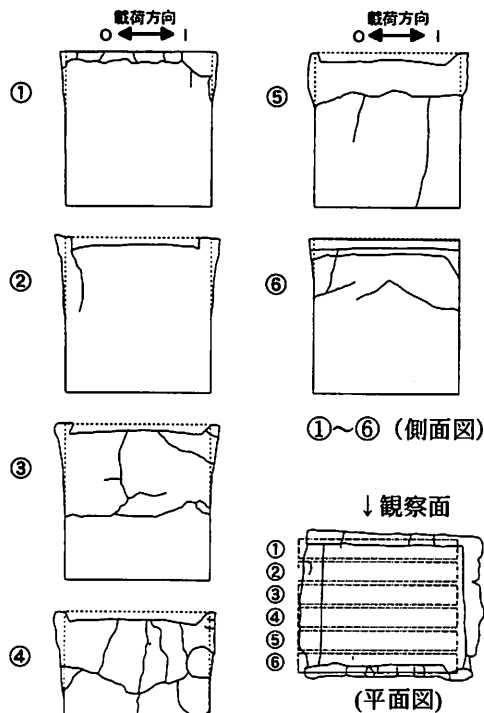


図-22 固化体の損傷状況 (Case W1-H2)

4. 固化体に支持される直接基礎の大地震時の限界状態

冒頭で述べたとおり，一般的な橋の直接基礎は，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．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は省略される．しかし，3章で示したように，固化体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，壁式といった固化体形式ごとに大きく異なることが分かった．

以上の知見から，固化体形式ごとに，大地震時の限界状態について考察する．ブロック式固化体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ではなく，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

ロック式固化体については，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．

接円式固化体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，接円式固化体については，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．壁式固化体の強軸方向についても，沈下量は接円式固化体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，接円式固化体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．

5. まとめ

固化体に支持される橋の直接基礎の支持力特性の解明を目的として，ブロック式と接円式及び壁式の固化体形式の相違に着目して遠心場において模型水平載荷実験を実施した．その結果，固化体形式に応じて，異なる破壊形態と荷重に対する抵抗メカニズムが発揮されることが明らかになった．すなわち，接円式は，特に注意されない場合にはブロック式と同一の範疇で扱われていることも多いが，大地震時の構造物の耐震設計ではそのような単純な図式は成立しないことを前提にしなければならないことが分かった．

そこで，実験結果に基づき，固化体形式ごとに，実験結果を踏まえて大地震時の限界状態の設定方法について考察した．今回の実験結果から，橋の杭基礎を固化体に支持させる際にも，その挙動は固化体の形式による異なることが予想されるので，今後，杭基礎を固化体に支持させることを想定したときの破壊形態についても検討を行う予定である．

参考文献

- 1) 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.
- 2) 谷本俊輔，原田健二，河野哲也，佐藤洋，白戸真大，中谷昌一，佐藤洋：ブロック式・杭式固化体上の橋梁直接基礎の挙動に関する研究，第54回地盤工学シンポジウム論文集，pp.323-330, 2009.
- 3) 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.
- 4) 寺師昌明，北詰昌樹，中村健：深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード，港湾技研資料，No.622, 1988.