

## 3.2 橋梁基礎の耐震補強技術に関する試験調査

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：CAESAR 橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一，白戸真大，谷本俊輔

### 【要旨】

本研究では、現場の条件や求める基礎の耐震性能に応じて、補強効果や施工の確実性を含めた品質、維持管理性、地震後の長期的な状態評価までも含め、耐震補強に求める要求性能とその検証方法をセットで提示することを目的としている。平成 21 年度は、基礎の耐震補強工法に対する検証項目を整理し、(1) 増し杭等により部材の増設を行う場合については既設基礎と増設部材による荷重分担、(2) 矢板や固化体等によって仮想ケーソンを構築し、基礎形式そのものを変更しようとする場合については仮想ケーソンの破壊形態、(3) 地盤の液状化を抑制する場合については液状化対策範囲の設定方法等を課題として抽出し、これらを検証するために必要な載荷実験方法等を整理した。また、フーチングの耐震補強について、現状と課題について整理を行うとともに、現在の水準に比べて鉄筋量が極めて少ないことが明らかとなっている既設ケーソン基礎について、昨年度に引き続き載荷実験を行い、破壊挙動および耐震性能の評価を行った。

キーワード：橋梁基礎，耐震補強，ケーソン基礎

### 1. はじめに

地震後の震災復旧において重要となる安全性・信頼性の高い道路ネットワークの確保には、既設道路橋の耐震性向上が不可欠である。橋梁基礎の耐震補強にあたっては、耐震性能の不足程度や現場ごとの施工環境など、様々な条件が考えられ、条件に応じて適切な補強工法を選定することができるよう、耐震補強工法のメニューを充実させる必要がある。

現在、構造物基礎の耐震補強工法は数多く提案されており、その補強原理も多種多様である。しかし、性能の検証が開発者任せになっている一方で、道路橋の設計基準や標準的な設計法の開発に照らして、検証が不十分であるものも少なくない。例えば、補強後の基礎の大地震時あるいは大地震後の挙動が不明確であるなど、達成される耐震性能が現在の耐震設計の標準的な考え方と合致していない、補強効果の評価法やその前提条件が不明確、プロセス管理のみでは設計の前提条件である出来型確認が困難、補強の出来形と既設基礎部材設計の安全率の考え方が整合していないなどが挙げられる。このような現状では、道路管理者が基礎の補強工法を適切に選択することができず、かつ補強した結果が当初目標、又は基準を満たしたのかを技術的根拠をもって証明することも難しい。

そこで、本研究では、民間企業 4 社と共同研究「橋梁

基礎の耐震補強技術の性能検証法の開発」(平成 20～22 年度)を開始し、各種耐震補強技術に対して、補強効果や施工の確実性を含めた品質、維持管理性、地震後の長期的な状態までも含めた性能を評価・整理し、要求性能とその検証方法を開発者に対して提示すること、補強工法選定手法を開発することを目的としている。

過年度、数多く提案されている基礎の耐震補強工法を表-1 のように分類しているが、平成 21 年度は、橋梁基礎の耐震補強に対する要求性能水準を整理し、数多くの工法の分類を行うとともに、課題の整理を行った。

また、昭和 55 年の道路橋示方書(以下、道示)以前に設計されたフーチング(又は頂版)やケーソンは、現行道示と比較して設計地震力が小さく、許容せん断応力度が大きかったため、鉄筋量が極端に少ない。このため、設計年代の古いフーチングやケーソンは、曲げモーメントやせん断力に対し、設計地震力が増大した現行道示の耐震設計法では、配置鉄筋量不足のため要求する強度を満足していないことが想定される。

そこで、今年度は、フーチングや頂版の耐震補強法の確立が必要であり、今後、実験等の検討を実施するために、現状と課題について、整理を行った。また、ケーソンの耐震性評価法は、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する研究成果に基づいて提案されてきたが、既設ケーソン特有の条件である土中に存在すること、低鉄筋大断

面部材であること、隔壁が存在する場合が多いことなどが耐震性に与える影響は殆ど研究されていない。そこで、今年度は、既設ケーソン基礎の破壊挙動および耐震性能を評価するための載荷実験を行った。

## 2. 基礎の耐震補強工法に関する検証項目

### 2.1 耐震補強法の分類

現在、基礎の耐震補強工法として様々な原理に基づくものが提案されている。そこで、課題の整理、性能検証法の開発等を今後進めていくにあたり、基礎の耐震補強法を表-1のように分類した。まず、基礎の耐震補強法は構造系補強工法と地盤系補強工法に大別することができる。さらに、補強原理に着目すると、5種類の中分類を設けることができる。中分類は、具体的な施工仕様等に基づいてさらに小分類に分けられる。小分類については、多くの場合には、多数の個別工法からなる。例えば、増し杭や固化改良、締固め改良等には、打設方法や材料など複数のものが提案されている。

ここでは、5種類の中分類について、図-1 および以下に概要を示しておく。

#### (1) 構造部材の追加

既設基礎に杭やアンカー等の構造部材を追加する方法である。既設基礎の補強を前提とし、低空頭下における適用性に着目した工法が数多く存在する。低空頭下においても施工可能な杭工法としては、ロード・施工機械を小型化したもの、部材を小型化したものなどがある。

#### (2) 基礎部材の補強

地上で橋脚に補強材を巻き立て、地中に圧入するなどにより、既設基礎の部材そのものを補強する方法である。今のところ、パイルベントやPC ウェルなど、橋脚と基礎部材が一体型で断面形状や寸法が変わらないときに適用が限定される。

#### (3) 仮想ケーソンの構築

基礎周囲に矢板等の構造部材を増設、あるいは地盤固化改良し、基礎の部材として一体で挙動する仮想ケーソンを構築することで、地盤の抵抗面積を増加させ、地盤反力の増大を図るものである。補強により支持機構が大きく変化し、設計における基礎形式の分類の変更を伴うものである。

#### (4) 地盤強化

杭基礎のような深い基礎であれば基礎周囲を、また直接基礎のような浅い基礎であれば基礎直下を主として深層混合処理等により固化改良することで、基礎からの荷重を改良地盤に分担させ、既設部材に対する見かけの地

表-1 基礎の耐震補強方法の分類

大分類	中分類	小分類 (例)
構造系補強工法	構造部材の追加	杭の増設
		アンカーの増設
	部材の補強	拘束圧入
		仮想ケーソンの構築
矢板 + 固化		
固化		
地盤系補強工法	地盤強化	固化
	液状化の抑制・防止	締固め
		せん断変形抑制
		排水
		注入固化

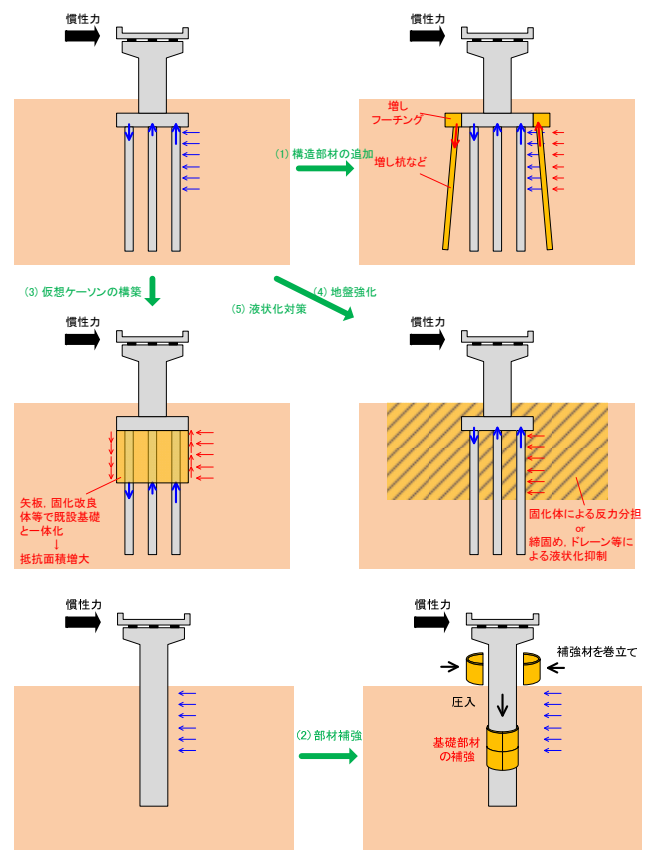


図-1 基礎の耐震補強法の例

盤反力の増大を図る方法である。(3)との違いは、既設基礎と地盤改良体は一体として挙動するものでなく、設計上の基礎形式自体は補強前後で変わらないものと解される点である。

#### (5) 液状化の抑制・防止

地盤の液状化を防止あるいは抑制することにより、地震時における地盤抵抗の喪失を防ぐ方法である。地震時

地盤せん断変形抑制工法(格子状固化改良), 締固め工法, ドレーン工法, 注入固化工法等があり, これらは液状化対策工法と総称される。地盤を強化する方法とは, 基礎の荷重を対策工自体に直接分担させるものではない点が異なる。

## 2.2 検証項目

既設構造物の補強にあたっては, 厳しい現場条件等のため, 自ずと適用可能な工法が限定されることも少なくないと考えられる。この場合, 技術の完成度が不十分であっても, 限られたメニューの中からやむを得ず一つの工法を選択せざるを得ない場面も想定される。したがって, 完成度が不十分な工法を排除するのではなく, それを認識しつつできるだけ優れた工法を選定していくという視点も必要となるものと考えられる。そこで, 各工法が検証すべき項目として, 現場条件に応じた工法の選定に関わる項目(A1)~(A2)と, 補強効果の評価に関わる項目(B1)~(B4), 及び補強材料の耐久性に関わる(C1)を区別して表-2に整理した。

施工時のトラブルや, 補強前に比べて状況が悪化することは少なくとも避けなければならない。したがって, (A1)~(A2)が考えられる。

(A1)について, 施工可能性という観点から, 空頭や用地, 施工ヤードといった空間的条件, 騒音・振動等の環境的条件, 施工を行い得る地盤条件(土質や硬さなど)等について, 明確化が必要である。

(A2)については, 施工時に既設基礎の支持力が低下し, 既設構造物に変位が生じることが無いようにしなければならない。例えば, 直接基礎の直下や杭基礎の周りに地盤改良を行う際に, 一時的に一部の地盤を緩めることで, 基礎に変位が生じることや, 杭基礎であれば杭周面と先端の荷重分担が変わることなどが懸念される。これらの影響の有無を明らかにするとともに, 影響がある場合はそれを事前に評価するための方法が明らかにされる必要がある。

(B1)としては, 基礎天端に作用する荷重を, 既設部材,

追加部材, 改良された地盤, 改良されていない原地盤等のそれぞれにどう分担させるかが明確でなければならない。また, (B2)としては, これらが地震時にどのような形態で降伏あるいは破壊に至るかが明らかでなければならない。そして, (B1)と(B2)については, あらゆる荷重条件や地盤条件, 基礎の諸元を想定して, 地震中の補強効果の発揮のされ方から, 地震後の再供用性を判断するためには地震後の支持機構の変化について, できる限り多くの載荷実験等による検証がなされる必要がある。

(B1)で明らかにされた補強原理と, (B2)で載荷実験等により明らかにされた挙動の範囲で(B3)の設計法や得られる補強達成度が提案される必要がある。また, (B4)において適用範囲を明確にすることで体系化する必要がある。

また, 補強のために使用した材料について, (C1)に示す耐久性についても配慮が必要である。したがって, 材料の耐久性についても検証がされていることが望ましい。

ここで, (B4)についてももう少し詳しく述べておくと, 例えば, 精緻な設計計算を行ったとしても, 設計で意図したとおりの施工ができない, あるいは出来形, 品質を確認する方法がないということでは, そもそもどのような性能が担保されているかが分からない。また, 十分な反力が期待できない地盤で仮想ケーソンを構築した場合, 地盤反力が得られにくい一方で, 構造の一部として地中に大きな重量が付加されることで, 想定外の動的応答を示し, 場合によっては補強により地震時の応答が大きくなる可能性もある。このため, 必要に応じて施工品質や動的挙動等についても検証を行い, 設計計算で想定した基礎の挙動を保証できる範囲を適用範囲として明示することが必要である。

## 3. 液状化対策工法に関する課題の整理と性能検証法

共同研究においては, 表-1に示す中分類の工法グループごとに各々の性能検証における課題を抽出するとともに, 過去に土木研究所で行った道路橋基礎の設計基準の確立のために行った研究, 耐震補強法の提案のために行

表-2 各種耐震補強法が検証すべき項目

検証項目	内容
(A1) 施工可能な条件	施工を行うことのできる条件が明らかであるか。
(A2) 施工後の基礎の状態	施工時の地盤の乱れ等により, 基礎の荷重分担に変化を及ぼさないか, あるいはその変化を事前に評価しうるか。
(B1) 補強原理	どのような原理で補強するものであるかが明確であるか。
(B2) 限界状態	補強された基礎がどのような過程, 形態で降伏あるいは破壊に至るか。
(B3) 設計法	限界状態と関連付けられる工学的指標, 基準値, 計算モデルがセットで提案されているか。
(B4) 設計法の適用範囲	設計計算で想定した挙動が保証されるための前提条件が明らかであるか。
(C1) 耐久性	残存供用期間において, 地震時の荷重伝達に支障を生じるような経年劣化等を生じないか。

った研究をレビューすると共に、広く文献調査を行い、類似工法における性能検証例について調査を行ってきた。ここではその一例として、地盤の液状化を抑制・防止する方法（液状化対策工法）を例に、検証すべき項目と性能検証法について、整理した結果を示す。

### 3.1 工法の概要

液状化対策工法は、前述のとおり、地盤に生じる液状化を抑制・防止することで、基礎に所定の地盤反力を与えるものであり、あくまでも地盤反力の低下を図るものであり、新たな反力体を設けて基礎の荷重を分担させることを意図するものではない。

ただし、地盤の液状化を抑制・防止するための原理としては、密度を高めるもの、土粒子骨格を安定させるもの、飽和度を低下させるもの、過剰間隙水圧を速やかに消散させるもの、地震時の土のせん断変形を抑制するものなど、様々なものがあり、設計・施工の方法も種類によって異なる。そこで、これまでに現場での適用実績が多く、かつ橋梁基礎への適用性の考えられるものとして、せん断変形抑制工法、締固め工法、ドレーン工法、注入固化工法について概要を示す。これらは、表-1の小分類に分類されるものである。

#### (1) せん断変形抑制工法

深層混合処理工法等により固化杭をオーバーラップさせることで格子状の固化体を構築し、格子内の原地盤が地震時に受ける繰返しせん断変形を抑制することで液状化の発生を抑制・防止するものである。このような格子状固化体を既設基礎の周囲に配することで基礎直下の地盤の液状化を抑制・防止するものであり、基礎からの荷重を固化体に直接分担させるものではない。

設計の考え方は次のとおりである。格子の平面寸法（内寸）を小さくするほど液状化の抑制効果が得られる。このため、既往の研究事例<sup>12)</sup>を参考に、必要な効果を得るための格子寸法が最初に決定される。そして、格子状固化体の外的安定および内的安定を満たすように、格子の壁厚と強度が決定される。

#### (2) 締固め工法

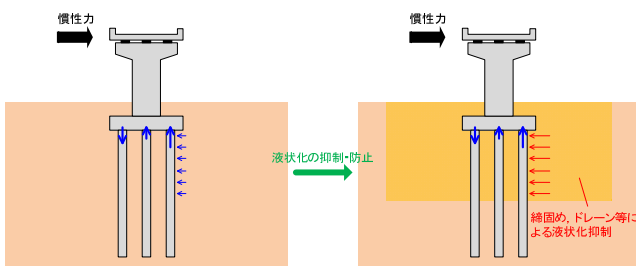


図-2 基礎の液状化対策

締固め工法は、原地盤への充填材（砂、グラウトなど）の挿入・拡張や振動締固め等によって原地盤の密度を増加させることで、原地盤の液状化強度を高める工法である。設計および品質管理において、対策効果は $N$ 値を指標として評価される。

砂杭等の打設によって原地盤の間隙を減少させるものであることから、 $N$ 値・相対密度 $Dr$ ・間隙比 $e$ の関係をj用いて設計がなされる。原地盤が細粒分を含む場合ほど施工時に地盤が盛り上がるなど、対策効果が得られにくくなるが、現在ではこの影響を考慮して締固め効果を補正する設計計算法が提案されている<sup>3)</sup>。

また、原地盤の間隙を強制的に減少させるという工法の原理からも明らかのように、締固め工法による施工時には原地盤に変位が生じるため、既設構造物への適用にあたっては注意を要する。

#### (3) ドレーン工法

地中に碎石や人工材等によるドレーンを柱列状に配置し、地震時に発生した過剰間隙水圧を速やかに消散させることで、液状化を抑制するものである。

ドレーン工法の設計計算は、過剰間隙水圧の上昇速度、原地盤の透水係数 $k$ および体積圧縮係数 $m_v$ 、ウェルレジスタンスを考慮した浸透流解析<sup>4)</sup>に基づいて行われ、過剰間隙水圧比 $R_u$ を指標として効果が評価される。これに基づいてドレーンの材料、径、平面配置が決定される。透水性の低い地盤では排水効果が得られにくいことが、このことは設計計算の中で考慮される。

#### (4) 注入固化工法

浸透性の高い溶液型薬液を原地盤に浸透注入し、間隙水をゼリー状の固結物に置換することによって、過剰間隙水圧の発生を抑制するものである。注入固化工法によって改良された土の一軸圧縮強度は $50\sim 100\text{kN/m}^2$ 程度と小さいこともあり、繰返し変形特性等の力学特性は原地盤とほぼ変わらない一方で、非排水繰返しせん断によるひずみ増加が抑制される。このため、深層混合処理工法等によって改良された土とは力学特性が大きく異なる。

設計では、液状化が生じなくなるように注入材の種類や濃度等の仕様が決定される。

注入材を地中に浸透させることで改良を行うものであることから、既設基礎に与える影響が小さいという利点を有する一方で、対策範囲の全体にわたって所定の出来形が達成されていることを明確に確認することが困難である。

## 3.2 各検証項目に関する現状と課題

### 3.2.1 施工可能な条件(A1)

地盤系補強工法は、地盤条件（土質や硬さなど）によって施工の確実性が異なるため、地盤条件に応じて施工可能な条件が検討されている。例えば、注入固化工法は注入材を地中に浸透注入させるため、細粒分が多く透水性の低い地盤への施工は困難であるが、既往の施工実績に基づき、施工可能な条件は原則、細粒分含有率  $FC \leq 40\%$  とされている<sup>9)</sup>。

### 3.2.2 施工後の基礎の状態(A2)

施工時に地盤変位を生じさせる締固め工法については、施工によって既設基礎部材に損傷・変形を生じさせる可能性が考えられる点に注意が必要である。既往の施工実績より、施工時に生じる地盤の変位量が明らかにされているため、適用の際にはこれを参考に基礎との離隔を検討する必要がある。

### 3.2.3 補強原理 (B1) および限界状態(B2)

液状化対策工法は、地盤に生じる液状化を抑制・防止することで、必要な地盤反力を得ようというものである。新たな反力体を設けて基礎の荷重を支持させるものではないことから、支持機構は補強前後で大きく変わるものではないと解される。このため、液状化対策がなされた基礎の限界状態も、補強前後で変わるものではない。

### 3.2.4 設計法(B3)

道路橋基礎は、上部構造を支え、上部構造からの荷重に対して復元力を与えることが求められる。したがって、地震時においても、原則として、上部構造からの水平力・転倒モーメントに対して系として可逆的な復元力特性が発揮されることを求め、基礎に主たる塑性化が生じず、基礎全体系が降伏に至らないように設計される。たとえ、地盤に液状化が生じ、地盤抵抗が低下する事態となっても、基礎が強度低下せず、十分な復元力が確保できるように、上部構造からの水平力や転倒モーメントによる塑性化の度合いを制限するものとされ、許容塑性率を用いて照査している<sup>67)</sup>。

したがって、液状化対策がなされた基礎についても、対策によって抑制された液状化の程度に応じた地盤抵抗を考慮し、上部構造からの水平力や転倒モーメントに対する基礎の復元力特性と関連付けて計算法と照査指標を提案することになる。このため、基礎に対して適用する液状化対策工法の性能評価の課題は、液状化対策がなされた地盤の反力や、基礎としての復元力特性をいかに評価し、設計で期待する効果が得られるために必要な対策範囲や対策仕様をどのように決定するかという点が主と

なる。

一般に基礎の設計では、地盤が水平方向に十分な広がりを持つものとして地盤反力が評価される。一方で、液状化対策により、水平方向に有限な領域について液状化の発生が抑制・防止されることとなるため、設計計算において地盤反力や復元力特性を適切に評価するためには、

- 1a) 十分な広がりを持つと見なされる範囲について液状化対策がなされること、あるいは
- 1b) 基礎の荷重が対策範囲から対策範囲外へと分散することを考慮した上で、地盤反力や復元力の変化を評価することができること

が必要となる。このような観点から対策範囲を設定する方法としては、図-3 に示すものがある。

斉藤ら<sup>8)</sup>は、埋立地に建設された建物の周辺地盤に液状化対策を行う際、既設杭の特性長さ  $1/\beta$  に相当する深さを仮想固定点と考え、そこから受働崩壊面（鉛直面に対して  $45^\circ + \phi/2$ 。  $\phi$ : せん断抵抗角）を描き、これが地表と交差する点までの範囲を改良範囲に選んでいる。その妥当性は実験的に検証されたものではないが、その考え方は 1a) に相当するものであり、1a) が成立するための最低限の対策範囲を設定することを意図したものであると考えられる。ただし、これに基づいて設定される対策範囲について試算すると、基礎の平面寸法の 2~3 倍程度となる。道路橋の場合にこのような対策範囲を選ぶことは、用地制限の面から厳しい場合が多いものと考えられる。

一方で、古関ら<sup>9)</sup>は遠心力場において、上部構造を模したおもりを設置した単杭を締固め改良地盤中に設置し、4 ケース（1 ケースあたり加振 5 回）の加振実験を行うことで改良幅と地盤反力係数の関係を定式化している。この考え方は、1b) に相当するものと解される。加振時に計測された杭の曲げひずみ分布を再現するような地盤反力係数を逆算し、次のように定式化している。

$$\overline{k_H} = k_{H0} + \left( \frac{w/D}{20} \right)^{0.5} (k_{H1} - k_{H0}) \quad (1)$$

ここに、 $\overline{k_H}$  は複合地盤としての地盤反力係数、 $k_{H0}$  は未改良地盤の地盤反力係数、 $k_{H1}$  は締固め改良地盤の地盤反力係数、 $w$  は改良幅、 $D$  は杭径である。ただし、加振レベルが小さく、大地震により大きな水平変位が生じたときにどのような地盤反力が得られるかについては、十分に検証されていない。



さらに、液状化対策の対象が杭基礎である場合、フーチング直下の地盤に液状化対策を行うことは施工および出来形・品質管理の面から困難を伴い、施工に要するコストも膨大なものとなる。施工によって地盤に変位を生じさせる工法で、フーチング直下に液状化対策を行わない場合について、どのような地盤反力が得られるかを調べることも重要な課題である。

これらについては、載荷実験等に基づく検証が必要であり、必要な載荷実験の方法を3.3節に示している。

このほかに検証すべき課題として、以下のものが挙げられる。

## 2) 対策領域内における液状化対策効果を適切に評価し

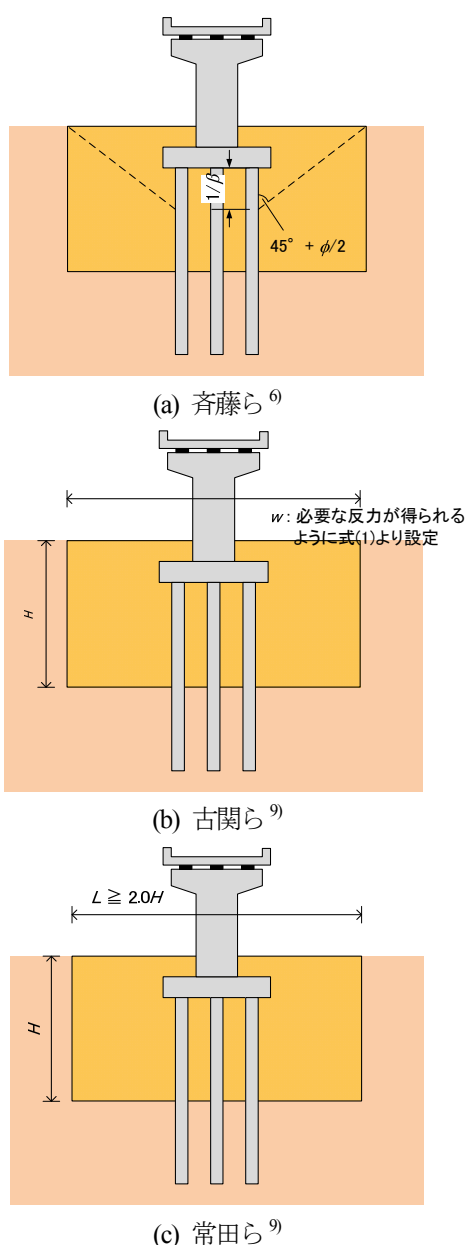


図-3 液状化対策範囲の設定方法

うること

3.1節に示したように、液状化対策効果の評価方法は原理・工法によって大きく異なるため、工法ごとに、液状化対策効果の評価方法について検証を行う必要がある。例えば、ドレーン工法については、液状化対策の効果が過剰間隙水圧比  $R_u$  によって評価されるが、これを基礎の設計にどのように反映させるかが課題として挙げられる。

### 3.2.5 設計法の適用範囲(B4)

対策範囲外の周辺地盤に液状化が生じ、平面的に限られた範囲のみについて液状化が抑制・防止される場合、対策範囲の地盤および基礎の地震時挙動が複雑となり、設計計算では想定しない挙動を示すことが考えられる。したがって、設計計算で想定された挙動を保証するためには、

- 3a) 基礎および地盤の動的挙動が複雑とならないように十分な範囲について液状化対策がなされること、あるいは、
- 3b) 基礎および地盤の動的挙動が複雑となるものの、それを設計計算の上で考慮することができること

が前提条件となる。常田ら<sup>10)</sup>は、液状化対策がなされた橋脚基礎を想定した小型模型による6ケースの振動台実験を行い、対策範囲の幅  $L$  と深さ  $H$  の比  $L/H \geq 2.0$  であれば、上部構造の応答加速度、応答変位が対策前に比べて大きくなることを報告している。この考え方は3a)に対応するものである。同実験では、橋脚模型の振動特性と実橋脚の振動特性の関係が不明であること、地盤が弾性材により模擬されていること、加振レベルも小さいことから、より実物に近い構造諸元、地盤条件を模擬し、大地震時の挙動を調べることで検証しておくことが望ましい。

これに加えて、

- 4) 設計時に意図した液状化対策効果が得られるような出来形・品質を施工時に確保すること

ができなければならない。注入固化工法を例にとると、所定の対策範囲の全体にわたって所定の出来形が達成される必要があるが、それを確認するためのボーリングにより、離散的な情報しか得られない。このため、出来形を連続的に確認する方法を確立するか、あるいは、遮水

矢板を用いるなど、確実な出来形を得るための施工方法を明確化する必要がある。また、施工品質は一軸圧縮強度により管理されるが、低強度であるためコアサンプリングが難しいという問題があるため、これに代わる品質管理方法を明らかにする必要がある。

### 3.2.6 耐久性(C1)

液状化対策に用いる改良材の耐久性は、具体的な工法によって異なる。

せん断変形の抑制に用いられる固化工法については、強度が長期的に増加することが確認されており、耐久性に問題はないと考えられる。締固め工法には一般に砂が用いられ、自然材料であることから耐久性には問題がない。ドレーン工法については、ドレーン材自体の耐久性は高い。また、目詰まりが生じる可能性があるが、これに対しては、実験的検討に基づき、目詰まりが生じないようなドレーン材の選定手法が提案されている。注入固化工法については、液状化対策として用いられる注入材には耐久性の高い材料が用いられる。

### 3.3 検証実験の方法

3.2.4 に示した課題を検証するための模型実験の方法について述べる。

液状化対策の範囲と基礎の復元力特性、地盤反力の関係を調べるためには、実物に相当する構造諸元、地盤条件を設定した上で、対策幅をパラメータとし、上部構造位置に水平力を与える载荷実験を行うことが直接的な検討方法のひとつとなる。このような実験の概要を図4に示す。

Case 1は液状化対策前、Case 2は無限遠まで液状化対策がなされた状況を想定するものである。さらに、限られた範囲について対策されたものがCase 3、Case 4である。Case 3は、斉藤らの方法に基づいて対策幅が設定されており、Case 4の対策幅はその半分である。さらに、杭基礎のフーチング直下について液状化対策を行わない場合を想定したものがCase 5である。上部構造位置に作用する地震力を静的に与えるか動的に与えるかについては検討が必要であるが、以上の実験を行い必要に応じて数値解析によって実験結果を補間することで、対策幅と基礎の復元力特性の関係を調べることができる。

なお、対策範囲内の地盤のみが剛性・強度を有し、周辺地盤が液状化によって剛性・強度を喪失した状態を静的実験で再現する場合は、模型作製上の工夫が必要となる。周辺地盤については、液状化が生じた状態を実験中に維持することが難しいことから、粘性流体を用いることや、スラリー状の粘性土を圧密させない状態で用いる

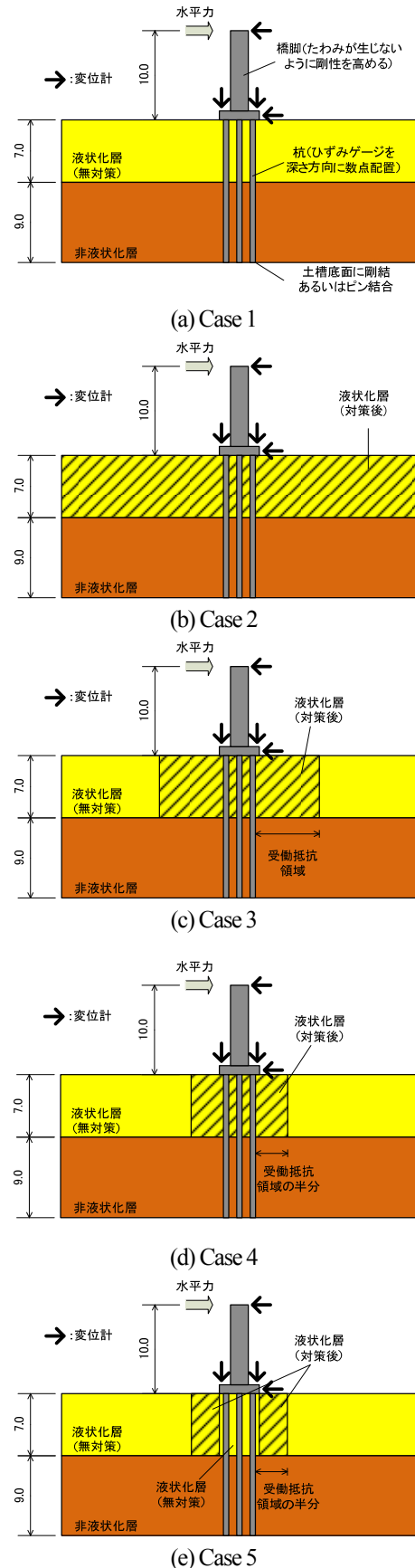


図4 実験方法の例

こと等が考えられる。対策範囲内の地盤については、周

辺地盤が剛性・強度を有していなくても自立する必要があるため、低強度の固化改良を行うなどが考えられる。固化改良としては、改良前の砂質土と力学特性が大きく変わらないように、注入固化工法で用いられる溶液型特殊シリカなどの注入材を用いることが考えられる。

以上の分析に基づいて、次年度に実験を実施する予定である。

#### 4. フーチング耐震補強の現状と課題

##### 4.1 はじめに

昭和55年の道路橋示方書(以下、道示)以前に設計されたフーチングは、現行道示と比較して設計地震力が小さく、許容せん断応力度が大きかったため、フーチング上面鉄筋や斜め引張鉄筋量が極端に少ない。このため、設計年代の古い既設フーチングは、曲げモーメントやせん断力に対し、設計地震力が増大した現行道示の耐震設計法では、配置鉄筋量不足のため要求する強度を満足していないことが想定される。

今後、次期耐震補強の展開として基礎の補強も当然考慮して議論されることになると考えられる。フーチングは橋脚からの荷重を基礎に伝達する重要な部材であり、

強度が不足する場合には、基礎と合わせて耐震補強を考えるべきである。以下、フーチングに対する補強工法について、現状と課題を整理する。

##### 4.2 フーチング耐震補強法に関する研究の現状

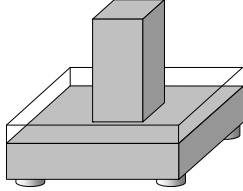
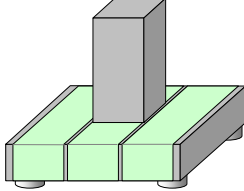
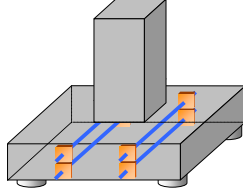
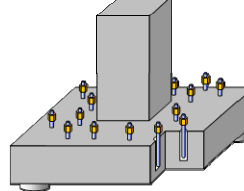
フーチングの補強対策工として、フーチング上面増厚や増し杭補強時の断面拡幅補強が行われる事例が多い。しかし、河川内や市街地の高架橋など用地の制約上、フーチングの拡大が出来ない施工状況下での補強対策工も求められる。以上の点を踏まえると、フーチングの耐震性向上策としては、表-3のものが考えられる。

しかし、対策工の補強効果については、表-4に示すように比較的研究が進んでいるものと、殆ど研究が進んでいないものに分かれる。例えば、増厚工法や鉄筋の後挿入は、新旧コンクリートとの一体化が図れば、一定の補強効果が見込めることが分かってきている。一方、連続繊維による補強やプレストレス導入については確実性がほとんど調べられていない。

###### 1) RC 増厚工法

増厚工法は、フーチング上面をチッピングして水平補強鉄筋を配置し、ずれ止め鉄筋を既設コンクリートに差し込んで新旧コンクリートを一体化する工法である。新旧RC断面を1つの断面と見なし、補強後の曲げおよび

表-3 フーチング耐震補強工法の概要

工法	増厚工法	連続繊維シート 接着工法	水平プレストレス 導入工法	鉛直プレストレス 導入工法
補強目的	曲げ補強及び せん断補強	上面引張の 曲げ補強	曲げ補強及び せん断補強	せん断補強
概略図				
補強概要	フーチング上面にRC増厚を行い、曲げ及びせん断耐力の向上を図る。	フーチング上面に連続繊維シートを接着し、曲げ耐力の向上を図る。	フーチングを水平方向に削孔し、PC鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入することで、曲げ及びせん断耐力の向上を図る。	PC鋼材等の先端をフーチングに内部定着させ、鉛直方向にプレストレスを導入し、せん断耐力の向上を図る。
特性	1) 一般的な補強工法 2) 最も経済的な補強工法 3) 断面拡幅による自重増で基礎への負担が増加	1) 特殊な補強工法 2) 層数が増加すると不経済となる 3) 断面拡幅は発生しない	1) 特殊な補強工法 2) PC鋼材を配置するため、仮設の掘削範囲が大きい 3) 断面拡幅は定着部の防護コンクリート程度	1) 特殊な補強工法 2) 削孔数が多くなると不経済となる 3) 断面拡幅は定着部の防護コンクリート程度



せん断強度の評価が可能と考えられる。

## 2) せん断補強鉄筋の後挿入

フーチング上面を削孔しせん断補強鉄筋を挿入することで、コンクリートとの付着力を確保し、せん断耐力の向上を図る工法である。後挿入した鉄筋の有効性については、比較的多くの実験が行われており、トラス理論を

用いて補強効果を計算した値に対して6割の効果しか発揮されないことが分かっている。これは、せん断補強鉄筋をフーチング下面鉄筋にフックをかけて定着できないため、鉄筋の有効引張強度が実際の降伏強度よりも小さくなるためと考えられる。

## 3) 連続繊維シート接着工法

表-4 フーチング耐震補強法に関する研究実績

工法	増厚工法 <sup>12)13)</sup>	せん断補強鉄筋の後挿入 <sup>14)15)</sup>	鉛直プレストレス導入工法 <sup>16)</sup>
補強目的	曲げ補強及びせん断補強	せん断補強	せん断補強
研究機関①	Yan Xiao ら フーチングの耐震性評価と補強	山村賢輔, 清里 開削トンネル擁壁のせん断補強	住友建設(株) 杭基礎フーチングのせん断補強
研究内容①	無補強と新旧コンクリートとのずれ止め鉄筋の定着長を変更した2種類の供試体を用いた合計3体の載荷実験を行い、耐力の向上効果を確認し、次の結論を得た。 ずれ止め鉄筋を底版下面まで伸ばすと補強効果が大きくなる。	静的単調載荷試験と静的正負交番載荷試験を実施( $a/d=2.25$ )し、次の結論を得た。 設計せん断耐力に対し、80%以上のせん断耐力を発揮することを確認。 ここに、設計せん断耐力式はコンクリート負担分と鉄筋負担分の和であり、土木学会コンクリート標準示方書の評価式を用いて計算した値に、部材係数 $\gamma_c$ (=1.3:コンクリート, 1.1:鉄筋)を考慮したもの。	ディープビーム( $a/d=1.16$ )に対し、鉛直方向に緊張力を与えたときの補強効果を検証し、次の結論を得た。 鉛直方向の緊張力が負担するせん断耐力を下式で評価可能。 $V_s = \alpha \times P_c / \gamma$ $\alpha=0.7, \gamma=1.0$
研究機関②	David I. McLean フーチングの地震時挙動と耐震補強	民間企業の提案技術 後施工せん断補強筋(定着体)を用いたせん断補強効果	——
研究内容②	柱・フーチング接合部でのせん断破壊に対し、RC増厚工法が有効であることを載荷試験により確認。	部材実験( $a/d=2.79$ )を行い性能確認済み、適用範囲が整理(技術審査証明)。 $V_s = 0.8 \times V_{sd}$ 鉄筋が負担するせん断耐力 $V_{sd}$ は、トラス理論で計算し、さらに部材係数 $\gamma_c$ (=1.1)を考慮したもの。	——
研究機関③	——	半井ら 離散配置補強筋による既設RC部材のせん断補強効果	——
研究内容③	——	合理的なせん断補強策として、既設RC部材に離散配置したせん断補強鉄筋の効果を実験( $a/d=3.0$ )により検証し、数値解析手法を提案。離散配置の補強効果を定性的に示す。 実験値と設計値の比較には、二羽式 $V_c$ とトラス理論式 $V_s$ を利用。	——

フーチング上面に連続繊維シートを接着し、フーチング上面の曲げ耐力を向上させる工法である。本工法は、橋脚柱部材における段落とし部の曲げ補強やじん性向上策に採用される。

採用時の課題は、図-5に示すようにフーチングに接着したシートを柱に定着する方法であり、文献(11)では、連続繊維シートを複数回巻立てる方法とアンカーボルトと定着鋼板による機械的な定着法が示されているが、その有効性については、柱基部を曲げ補強する場合と同様、いずれも試験による確認が必要である。

#### 4) 水平プレストレス導入工法

フーチングを水平方向に削孔し、PC鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入する工法である。プレストレスにより、コンクリートに圧縮力が導入されるので、部材中に発生する引張応力を打ち消すことで、フーチング上面だけでなく下面の曲げ耐力向上も期待できる。しかし、ラーメン橋脚や杭基礎の場合には柱や杭からの定着鉄筋による拘束効果によって、プレストレスの導入ロスが生じ各断面に導入されたプレストレス量が不明である。さらに、フーチングは剛性が高いため非常に大きなプレストレス量が必要となるが、プレストレスの導入効果が不明などの課題がある。

#### 5) 鉛直プレストレス導入工法

フーチング下面主鉄筋の上側でPC鋼材等の先端を内部定着させ、鉛直方向にプレストレスを導入する工法である。プレストレスを導入することでフーチング内部に発生する斜引張応力度が減少し、コンクリートの負担分を小さくできる。フーチングは梁・柱と比べせん断スパン比( $a/d$ )の小さい部材となるため、コンクリートのアーチ効果によりせん断耐力が向上するが、せん断スパン比( $a/d$ )が小さい部材に対し、鉛直プレストレスの導入効果を検証した実験はなく、せん断補強効果は明らかに

なっていない。

#### 4.3 今後の課題

今後の次期耐震補強プログラムを視野に入れると、耐力の不足程度、施工条件に応じて補強工法を選択できるよう、基礎同様にフーチングに対しても補強工法を充実させる必要がある。そこで、フーチング幅を最小限とする連続繊維シート接着工法やプレストレス導入工法の補強効果について、載荷実験等を行い補強効果と補強メカニズムを明らかにしていく必要がある。

### 5. 既設ケーソン基礎の耐荷力に関する模型実験

#### 5.1 背景と目的

平成8年の道路橋示方書(以下、道示)より、ケーソン基礎に対しても地震時保有水平耐力法が導入され、大規模地震時における基礎の耐力・じん性に着目した設計がなされている。一方、平成8年以前の道示に基づいて設計されたケーソン基礎については、実態調査の結果から現在の水準に比べると鉛直軸方向鉄筋量と帯鉄筋量が非常に少ないことが分かった。これまでにケーソン基礎が損傷に伴って下部構造の顕著な残留変位を生じた例は確認されていないものの、現在の耐震設計法で照査した場合、殆ど全ての基礎が既存不適格となる。

ケーソン本体をはり部材として見た場合、ひび割れ曲げモーメント $M_c$ が終局曲げモーメント $M_u$ より大きい場合が少なくない。すなわち、計算上はひび割れ発生後に強度が急激に低下するなど、既設ケーソン基礎が大地震に対して脆弱であることが懸念される。また、RC部材の設計で一般に行われているように載荷方向に対してウェブに相当する側壁及び隔壁部のみを考慮してせん断耐力を評価した場合、隔壁数が少ない場合にはせん断破壊先行型、または曲げ破壊からせん断破壊に移行すると想定される既設ケーソン基礎が少なくない。

そこで、土中部で周辺地盤・土圧の影響を考慮した状態で既設ケーソン基礎を対象とした実験を行い、破壊に至るまでの挙動を明らかにするとともに、耐震性能を評価するための条件を示した。

#### 5.2 既設ケーソン基礎の諸元実態調査

昭和53年から昭和63年の10年間に建設されたケーソン基礎のうち130基の断面形状と竣工年が収録された資料をもとに、諸元を調べた。そのうち14基については、配筋図を入手し、鉄筋量も把握した。また、現行道示により設計された結果と比較するため、平成8年道示を適

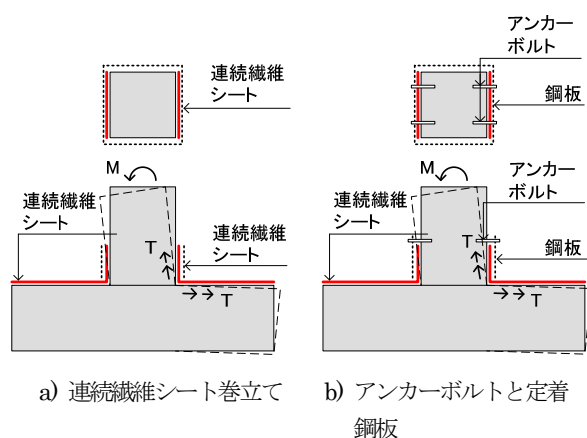


図-5 連続繊維シートの定着方法

用して建設された11基を対象に鉄筋量の調査を行った。調査結果を図-6に示す。

a) 長辺の長さ

平成8年道示以前の既設ケーソン基礎の長辺長さは10m以上のものが7割と多い。一般に、10mを超えた辺りから側壁水平断面に発生する断面力を小さくする目的で、隔壁を設置するケースが多い。したがって、既設ケーソン基礎の多くは隔壁がある傾向にあるが、隔壁のないケーソン基礎もあると思われる。

b) 根入れ比

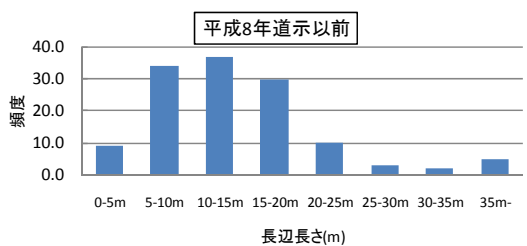
平成8年道示以前のものは、根入れ比(=基礎長 $L$ /橋軸方向の載荷幅 $B$ )が、幅広く分布するが平均としては $L/B=2.0$ 以上が多く分布し、そのほとんどが柱状体基礎とみなせる十分な根入れ長さを有していることが分かる。

c) 鉄筋量

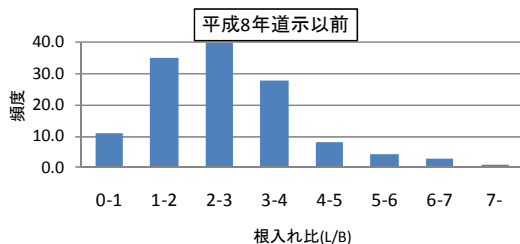
平成8年道示以降は、十分な強度と変形性能を有するように、中空断面橋脚の載荷実験結果なども参考にしながら、軸方向鉄筋量、水平鉄筋及び中間帯鉄筋配置に関する構造細目が規定されている。平成8年道示適用以前

のものと以降のものとの、ケーソン側壁と隔壁に配置された鉛直軸方向鉄筋量と帯鉄筋量を比較したプロット図を図-6c)に示す。

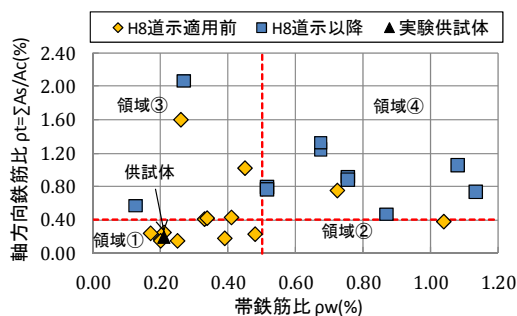
平成8年道示以降の道示に基づいて設計されたケーソン基礎の多くは、平成8年道示を境に、鉛直軸方向鉄筋と帯鉄筋の量が明らかに増大している様子が分かる。平成8年道示適用以前は軸方向鉄筋比(= $\Sigma A_s/A_c$ )が0.4%以下のものが多い。その多くがはり部材としての最小鉄筋量である軸方向引張鉄筋比(= $A_{sr}/bd$ )の0.2%以上を満足していない。したがって、ひび割れ曲げモーメント $M_c$ が終局曲げモーメント $M_u$ より大きくなる( $M_c > M_u$ )。そのため、ひび割れが発生すると、直ちに鉄筋が降伏あるいは破断し、脆性的な破壊性状を示すことが懸念される。また、せん断力に対して配置される帯鉄筋量は0.5%以下のものが多い。そこで、配置鉄筋量から想定される破壊形態を4つの領域①~④に区分できる。まず脆性的な曲げ破壊形態となる境界線として軸方向鉄筋比については0.4%に設定した。続いて、平成8年道示以降のケーソン基礎はせん断破壊に対して、曲げ破壊が先行するように設計されることを考慮し、平成8年道示以降と以前を区分する値として帯鉄筋比については0.5%を目安に境界線を設定し、それより大きい場合には曲げ破壊、小さい場合にはせん断破壊先行または曲げからせん断破壊移行型の破壊形態と見なす。以上から、軸方向鉄筋比と帯鉄筋比が小さい領域①は、ひび割れ発生後に脆性的な曲げ破壊、またはせん断破壊のいずれかが生じるものと判断できる。そして、軸方向鉄筋比が小さく、帯鉄筋比が大きい領域②は脆性的な曲げ破壊が、軸方向鉄筋比が大きく帯鉄筋比が小さい領域③はせん断破壊が、領域④は現行道示を満足すると考えられる領域でありレベル2地震動に対しても安全であると予測される。そして、平成8年道示より前の示方書に基づいて設計された既設ケーソン基礎の多くは、大断面に対し軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さい図-6c)の領域①に属していることが分かる。



a) 長辺長さ



b) 根入れ比

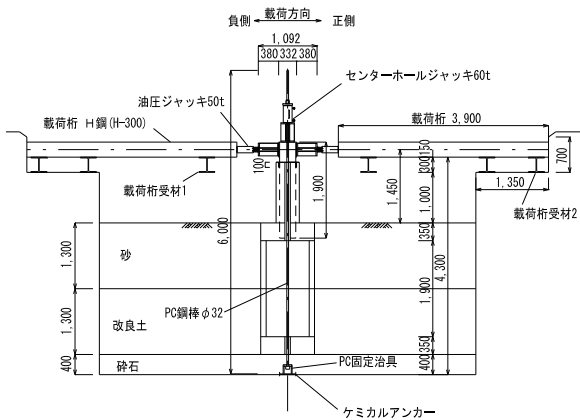


c) 鉄筋量

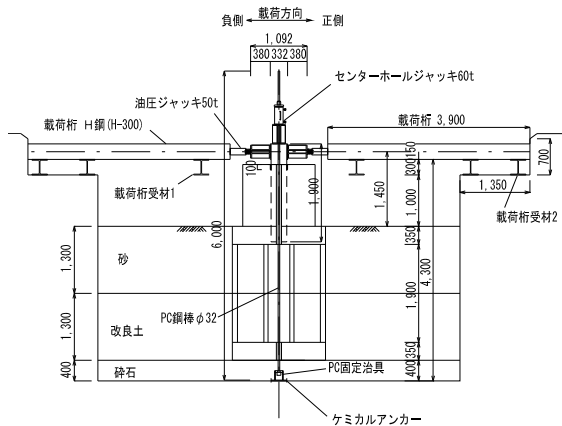
図-6 調査結果

5.3 実験概要

既設ケーソン基礎の中から諸元分析をした結果に基づき、根入れ比が2以上で、鉄筋量が図-6c)の領域①にある基礎を1基抽出した。図-7に示すように、実験は同一の諸元の模型を2基作成し、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向に載荷する2ケースについて行った。基礎の短辺方向が橋軸方向、長辺方向が橋軸直角方向に対応しており、ケース1が橋軸方向載荷、ケース2が橋軸直角



a) ケース1(橋軸方向載荷)



b) ケース2(橋軸直角方向載荷)

図-7 載荷試験の概要

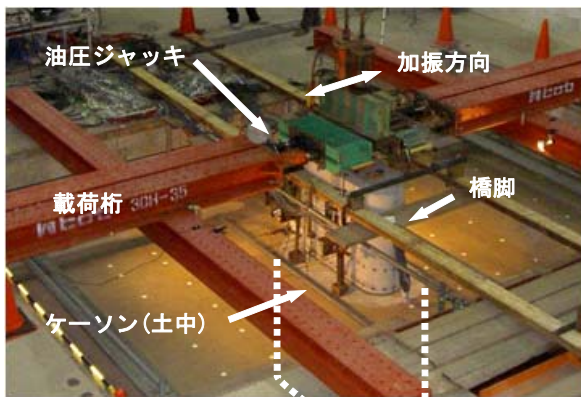


写真-1 実験状況

方向載荷である。

写真-1に示すように、土木研究所基礎特殊実験施設内の実験ピットに作製した模型地盤内にケーソン模型を埋設して行った。ピット底面に定着させたPC鋼棒を介してセンターホールジャッキにより死荷重相当(柱下端での軸応力が $0.7\text{N}/\text{mm}^2$ )の鉛直力(350kN)を導入したままの状態、上部構造位置に設置した油圧ジャッキにより繰り返し水平変位を与えた。

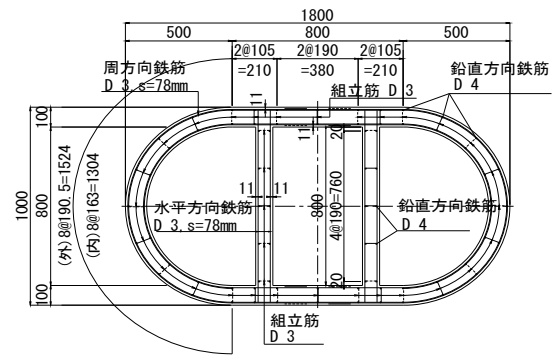
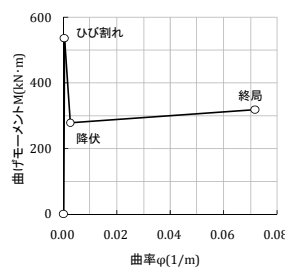


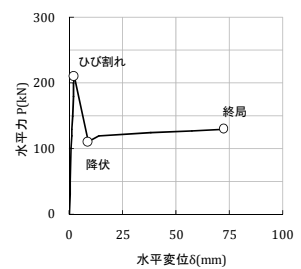
図-8 概略配筋図

表-5 材料試験結果(単位:  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

		ケース1	ケース2
コンクリート強度	圧縮 $\sigma_{ck}$	33.5	25.7
	引張 $\sigma_{tk}$	3.3	2.5
鉄筋(降伏応力 $\sigma_{sy}$ )	D3	263	243
	D4	384	393

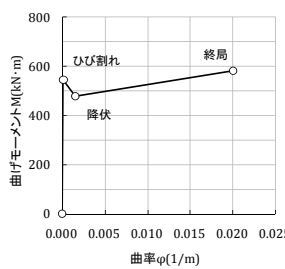


a) M-φ関係

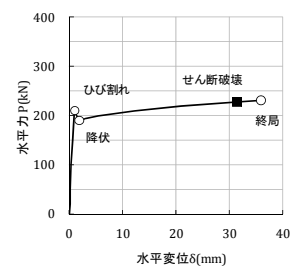


b) P-δ関係

図-9 ケーソン本体の特性(ケース1 橋軸方向)



a) M-φ関係



b) P-δ関係

図-10 ケーソン本体の特性(ケース2 橋軸直角方向)

1/10スケールを想定し、ケーソン模型の外寸は、橋軸方向の幅が1.0m、橋軸直角方向の幅が1.8m、高さが2.6mとした。ケーソン本体の配筋図は図-8に示す通りである。なお、橋脚部および頂版については、損傷が生じないよう十分な鉄筋量を配置した。

実験供試体に使用したコンクリート強度 $\sigma_{ck}$ 、 $\sigma_{tk}$ 、鉄筋の降伏応力 $\sigma_{sy}$ の材料試験値は表-5の通りである。このケ



た. ケースごとに地盤を作成している. ケーソン基礎模

表-6 土質試験結果

	ケース1	ケース2
上層(砂)	鹿島砂 $D_r=60\%$	珪砂 $D_r=60\%$
下層(改良土)	$q_u=735\text{kN/m}^2$	$q_u=1163\text{kN/m}^2$

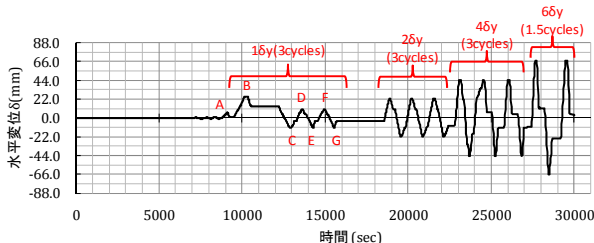


図-11 荷履歴図

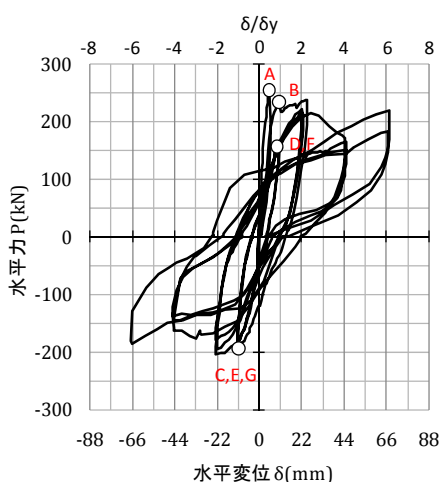


図-12 荷点での水平力-水平変位関係

ケーソン模型の設計計算上の曲げモーメント ( $M$ ) - 曲率 ( $\varphi$ ) 関係および水平荷重荷点位置での水平力 ( $P$ ) - 水平変位 ( $\delta$ ) 関係を図-9 および図-10 に示す. 図-9 より橋軸方向において, 計算上, ひび割れ曲げモーメント  $M_c$  が終局曲げモーメント  $M_u$  を上回っており, 水平力-水平変位関係でも同じ傾向を示している. そして, 側壁がせん断破壊に至らないことを確認している. 図-10 の橋軸直角方向においても, 橋軸方向同様の傾向を示す. ただし, 断面図心軸から鉄筋位置までの距離があるため, ひび割れ曲げモーメント  $M_c$  は降伏曲げモーメント  $M_y$  を若干上回る程度である. 水平力-水平変位関係では, ケーソン本体が終局に至る前に荷重方向に対し, ウェブに相当する側壁および隔壁が改良土内でせん断破壊する計算結果となっている.

模型地盤は, 表-6に示す緩い砂層と比較的堅固な粘性土層を想定したセメント改良土層からなる2層構成とし, ケーソン底面は砂れき層を想定した碎石層の上に設置し

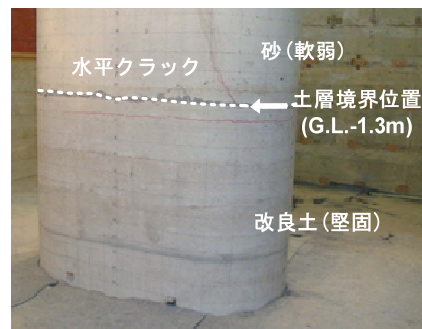
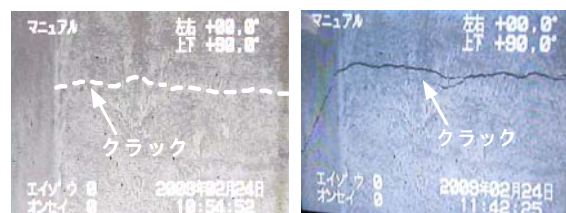


写真-2 実験後のケーソン模型の損傷状況



a) B点まで荷重 b) C点まで荷重

写真-3 ケーソン内部の損傷状況  
(正側側壁のほぼ同位置を撮影)

型にとって厳しい曲げモーメントの条件になるように, ケーソン基礎に生じる曲げモーメントが最大となる付近を土層境界とした.

データ計測は, 荷点における鉛直・水平荷重, 基礎天端における鉛直・水平変位・回転角, コンクリートのひずみ (モールドゲージ), 鉄筋のひずみについて行った. また, 荷重実験中におけるケーソン躯体の損傷状況を確認するため, 内部に CCD カメラを設置した.

## 5.4 実験結果

### 5.4.1 ケース1 (橋軸方向荷重)

水平荷重荷点位置における水平変位 ( $\delta$ ) の荷履歴を図-11, 水平荷重-変位関係を図-12 に示す. ここに, 両図の A~G 点までの記号はそれぞれ次の状態である. A 点は最大荷重発生時, B~G 点は  $\pm 1\delta_y$  の繰返し水平変位を3サイクル与えたときのそれぞれのピーク点である. なお, B 点は, 本来  $+1\delta_y$  の変位履歴を与える計画であったが, ジャッキの操作ミスにより  $+2\delta_y$  まで変位させてしまったものである.

$1\delta_y$  は現行道示の設計法であるケーソン本体を梁, 周辺地盤をバネに置き換えた梁-バネモデルで計算したときに基礎背面側の壁に配置された全ての軸方向鉄筋が降伏に達する時点の荷点変位 (11mm) であり, 図-9 の降伏変位に対応する. 計算上, ひび割れ時の水平耐力が降伏



表-7 各着目点位置でのケーソン損傷状況

記号	载荷変位 (cycle)	水平荷重 (kN)	ケーソン側壁の状態 (土層境界位置 Z=1.3m)	参照図
A点	+0.5 $\delta_y$	250	最大荷重発生時	図-13 b)
B点	+2 $\delta_y$ (当初計画 では+1 $\delta_y$ の1cycle を想定)	233	断面図心軸に対して引張り側となる領域 (以下、「引張領域」と呼ぶ) の他、 断面図心軸に対して圧縮側となる領域 (以下、「圧縮領域」と呼ぶ) に配置 された軸方向鉄筋 (No.5) も引張りで降伏した。また、圧縮側となる領域の 側壁に発生した水平クラックの開きが見られた。	図-13 c), 写真-3 a)
C点	-1 $\delta_y$ (1cycle)	-191	引張領域の鉄筋が降伏 (側壁・隔壁に水平クラック)	図-13 d), 写真-3 b)
D点	+1 $\delta_y$ (2cycle)	155	B点同様、引張領域の他、圧縮領域に配置された軸方向鉄筋の一部 が引張 で降伏	—
E点	-1 $\delta_y$ (2cycle)	-185	引張領域の軸方向鉄筋が降伏	—
F点	+1 $\delta_y$ (3cycle)	164	B点同様、引張領域の他、圧縮領域に配置された軸方向鉄筋の一部 が引張 で降伏	—
G点	-1 $\delta_y$ (3cycle)	-181	引張領域の軸方向鉄筋が降伏	—
—	+2 $\delta_y$ (1cycle)	222	断面図心軸上及び圧縮領域の全ての軸方向鉄筋も引張で降伏 (土層境界に 沿って発生した水平クラックに分断されたケーソンの上部分が浮上り)	—
—	+4 $\delta_y$ (1cycle)	176	断面図心軸上及び圧縮領域の全ての軸方向鉄筋も引張で降伏 (土層境界に 沿って発生した水平クラックに分断されたケーソンの上部分が浮上り)	—

時、終局時の水平耐力を上回るが、実験においても、1 $\delta_y$ に至る前に荷重のピークが見られ (図-12, A点), その後、若干の荷重低下が生じた。

実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の状況と载荷履歴中のB点とC点のピーク変位時に正側の側壁をケーソン内側から撮影した画像を写真-2、

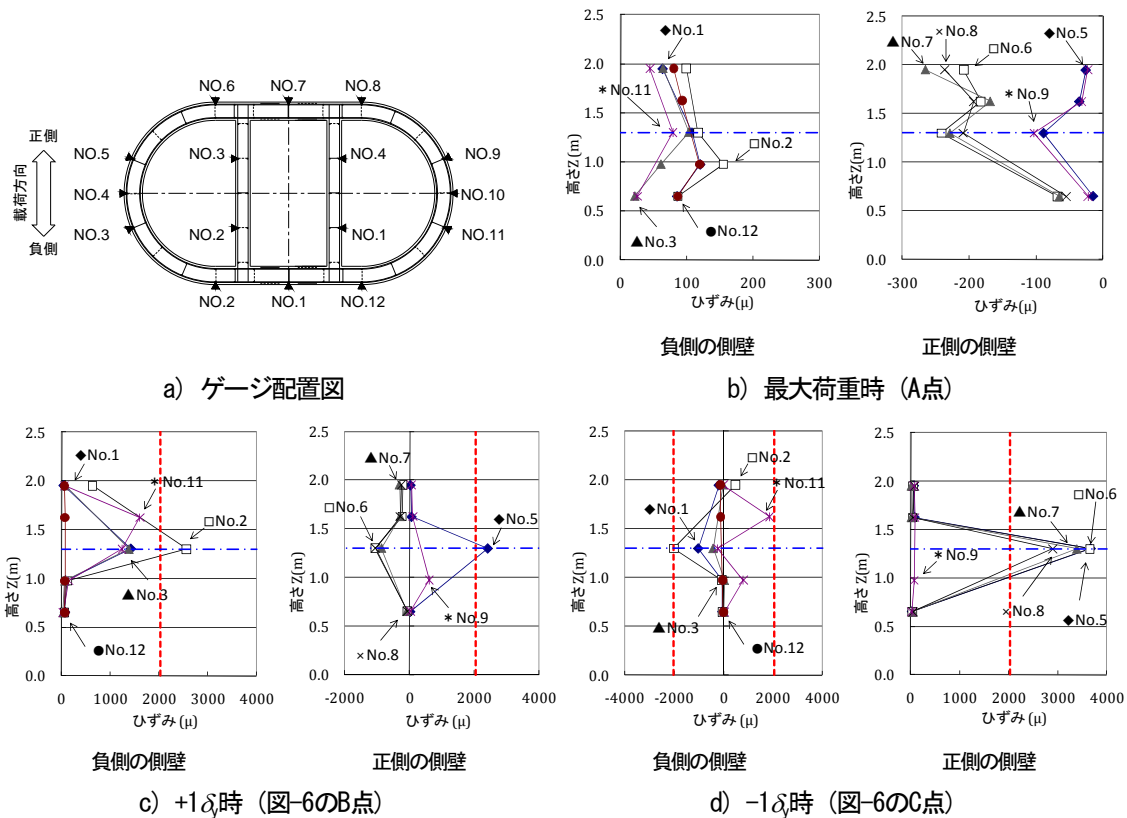


図-13 ケーソン本体のひずみ分布 (側壁)

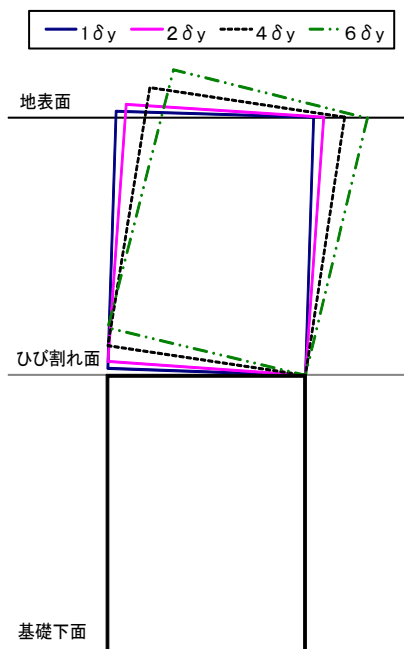


図-17 ひび割れ位置でのケーソンの挙動

写真-3 に示す。図-11 に示すように、B 点は $+2\delta_y$ 時、C 点は $-1\delta_y$  (1 サイクル目) に相当する。側壁に見られる損傷は土層境界付近で周方向に貫通するクラックのみである。B 点では正側側壁は断面図心軸より圧縮側にあるが、軸方向引張応力によるクラックの開口が見られる。実験終了後の状態であっても、いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロと言っても良いほど極めて短く、鉄筋の破断やはらみだしは確認されなかった。このような破壊性状は、本研究とほぼ同等の軸方向鉄筋比が設定されている鈴木ら<sup>17)</sup>の実験 ( $\Sigma A_s/A_c=0.15\%$ ) でも見られる。

ケーソン内部に設置した CCD カメラの映像と軸方向鉄筋の設置したひずみゲージの値から基礎の損傷過程を分析する。ひずみの符号は、引張を正としている。図-11 の A~G 点のそれぞれのタイミングでのケーソン損傷状況について整理した結果を表-7 に示す。

C 点である $+1\delta_y$ 時と D 点である $-1\delta_y$ 時で荷重に差が見られるのは、図-11 に示すように、 $+2\delta_y$  (B 点)  $\rightarrow -1\delta_y$  (C 点)  $\rightarrow +1\delta_y$  (D 点) の順で変位履歴を与えたため、C 点は負側の処女載荷であるのに対して、D 点は正側  $2\delta_y$  の載荷の繰返し載荷の途中点であり、既に引張となる軸方向鉄筋のひずみが降伏点を越えた履歴を有した状態で載荷されていることの違いである。また、図-13 にケーソン本体の高さ方向に 5 段設置した側壁鉛直方向鉄筋のひずみ分布図、降伏ひずみ $\epsilon_{sy}$  ( $=207\mu$ )、および土層境界の高さ ( $z=1.3\text{m}$ ) を示す。ここに、高さ  $z$  の基準面はケーソン底面である。土層境界付近で大きな引張ひずみが発生している。そして、B 点では断面図心軸に対して圧縮側

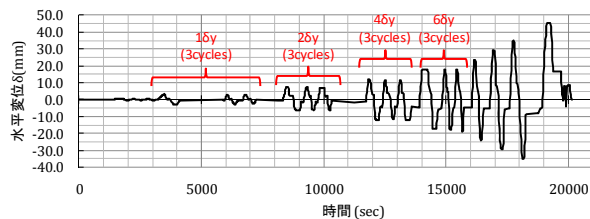


図-14 載荷履歴図

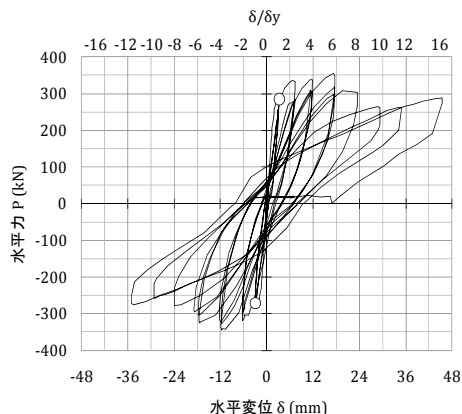


図-15 載荷点での水平力-水平変位関係

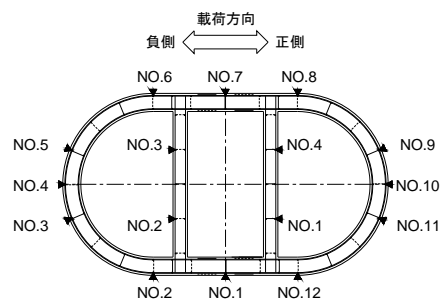


図-16 ゲージ配置図

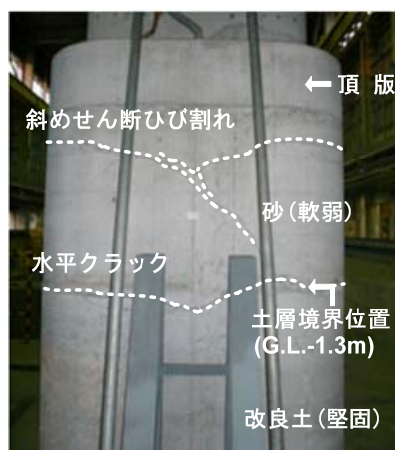


写真-4 実験後のケーソン模型の損傷状況

に配置されている軸方向鉄筋にも降伏ひずみを越える引張ひずみが生じている。

図-17 は、基礎天端に設置した傾斜計の計測結果と、

カメラによるクラック観察結果，及び断面図心軸に対して圧縮側に配置されている軸方向鉄筋にも降伏を超える引張ひずみが生じていたという事実をもとにケーソンの挙動を図化したものである。ケーソン基礎は，土層境界位置に発生した側壁周方向の貫通したクラックにより，基礎が上下に分断され，上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す。そして，クラック部では鉄筋が伸出しを繰り返す。それでも急激な荷重低下を示さなかったのは，周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮されたためと考えられる。

5.4.2 ケース2 (橋軸直角方向載荷)

水平荷重載荷位置における水平変位の載荷履歴を図-14，水平荷重—変位関係を図-15 に示す。ゲージ配置図とケーソン内部に設置したカメラの撮影方向を図-16 に示す。ここに， $1\delta_y$  は予め，梁—バネモデルで計算したときに基礎本体の水平断面のうち  $90^\circ$  の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏に達する時点の載荷点変位 (2.9mm) とした。実験後に模型地盤を撤去した状態で撮

影したケーソン模型を写真4，ひび割れ展開図を図-18 に示す。設計計算では改良土内の側壁がせん断破壊に至るが，頂版付近に斜めせん断ひび割れを形成するせん断破壊と土層境界に沿った水平クラックが確認され，実験終了後に計測したクラック幅は，前者が 0.30mm で軽微である一方で 後者は開口した状態で，最外縁のかぶりコンクリートが剥落し帯鉄筋が一部露出していたことから，実験では最終的に曲げ破壊したものと考えられる。

各載荷変位時でのケーソン損傷状況を表-8，正側に載荷したときの各ピーク変位時における側壁鉛直方向鉄筋のひずみ分布図と降伏ひずみ $\epsilon_{sy}$  ( $=2101\mu$ )，および土層境界の高さ ( $z=1.3m$ ) を図-19に示す。ケーソン本体の鉛直方向鉄筋に配置したひずみゲージとの高さ関係は図-18 に示している。

$+1\delta_y$  及び  $+2\delta_y$  のピーク変位時では，斜めせん断ひび割れが形成された位置にある，頂版付近で載荷方向に対し引張領域となる断面円弧部から外れた位置に配置された軸方向鉄筋No.2，6のひずみ値が大きく，一部は降伏に達

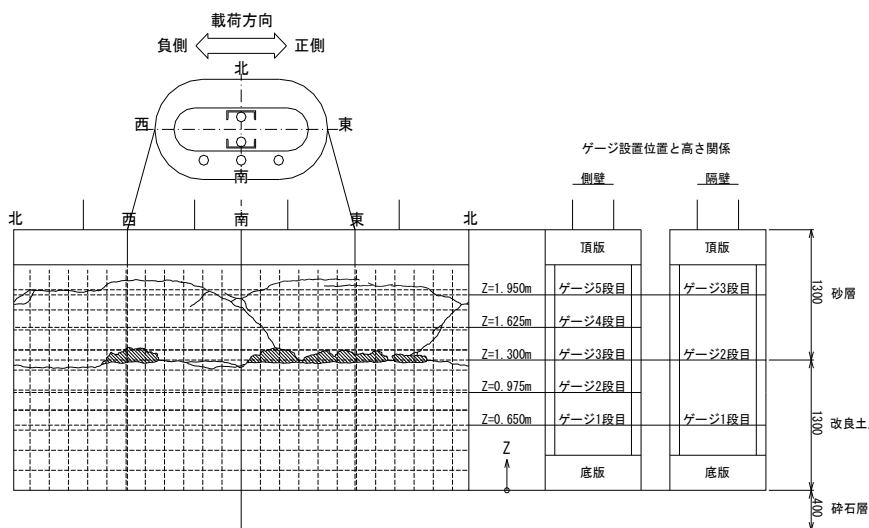


図-18 ひび割れ展開図

表-8 各載荷変位時のケーソン損傷状況

載荷変位 (1cycle目)	ケーソン側壁の状態 (頂版付近 Z=1.95m)	ケーソン側壁の状態 (土層境界位置 Z=1.3m)	参照図
$+1\delta_y$	軸方向鉄筋は降伏しない。 載荷方向に対し，引張領域となる円弧部を外れた側壁部 (NO.2,6) で $\epsilon_{max}=2000\mu$ 程度のひずみを計測	軸方向鉄筋に発生するひずみは最大80 $\mu$ 程度	図-19 a)
$+2\delta_y$	載荷方向に対し，引張領域となる円弧部を外れた側壁部 (NO.2,6) の軸方向鉄筋が降伏	軸方向鉄筋に発生するひずみは最大80 $\mu$ 程度	図-19 b)
$+4\delta_y$	降伏に達した軸方向鉄筋のひずみが増加	断面図心軸より引張側に配置された軸方向鉄筋が降伏	図-19
$+6\delta_y$	降伏に達した軸方向鉄筋のひずみが増加	断面図心軸より引張側の領域に加えて，圧縮領域に配置された軸方向鉄筋 (No.8,9,10) も引張で降伏	図-19 d), e) 写真-6

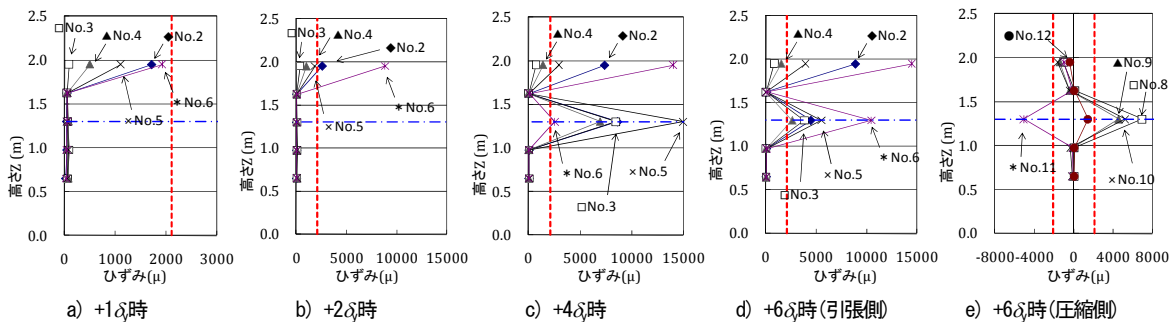


図-19 ケーソン本体のひずみ分布 (側壁)

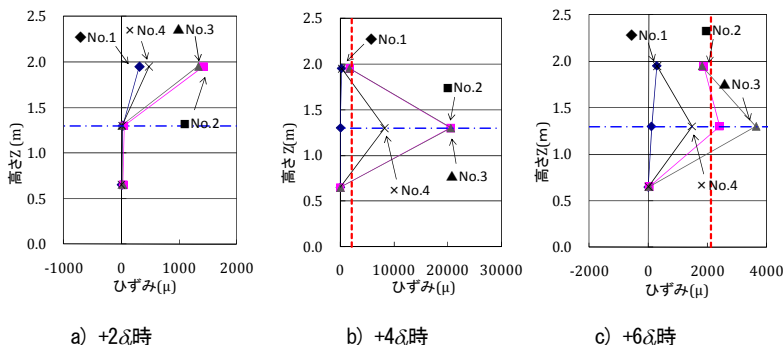


図-20 ケーソン本体のひずみ分布 (隔壁)

する一方で、この時点では土層境界付近の断面で発生しているひずみ値は小さい。その後、載荷変位が大きくなると、+4 $\delta_y$ 時で土層境界でも鉄筋の降伏が確認された。+6 $\delta_y$ 時では、断面図心軸より圧縮側にあるNo.8, 9, 10の鉄筋も引張で降伏ひずみに達しており、この時点で土層境界に沿った水平ひび割れが断面内の広範囲にわたって開いたと考えられる。したがって、6 $\delta_y$ の1サイクル目に比べて8 $\delta_y$ の1サイクル目のピーク荷重は低下し、6 $\delta_y$ の3サイクル目のピーク荷重程度しか発揮されていないものと考えられる。

+4 $\delta_y$ および+6 $\delta_y$ のピーク変位時に側壁の状態をケーソン内部から撮影した画像を写真-5、写真-6に示す。断面図心軸より引張側の側壁を撮影しているのがカメラ1、圧縮側の側壁を撮影しているのがカメラ2である。カメラ2の画像から、断面図心軸より圧縮側にある側壁であっても、クラックは密着せずに開いている状況が分かる。換言すると、橋軸方向の載荷実験同様に低鉄筋であるため、貫通するクラックの鉄筋が伸び出し、貫通クラックにより分断された上側のケーソン躯体が、ロッキングするような挙動を示していた。

続いて、図-20に、正側ピーク変位時にケーソン隔壁鉛直方向鉄筋に生じたひずみ分布を示す。ひずみゲージの設置高さは、側壁ゲージの1断面、3段目、5段目と同じであり、図-18に位置関係をまとめている。No.1とNo.4が断面図心軸より圧縮側に、No.2とNo.3が断面図心軸より引

張側にある隔壁に配置されている。頂版付近の側壁に斜めせん断ひび割れが進展する2 $\delta_y$ 時において、頂版付近の隔壁に発生するひずみ値は側壁部 (No.2, 6) と比較して小さく、鉄筋は降伏していない。その後も頂版付近の鉄筋は降伏に至っていない。土層境界の鉄筋に着目すると、2 $\delta_y$ 時にはひずみ値は小さいが、4 $\delta_y$ 時には側壁同様に鉄筋が降伏していることが分かる。

以上より、想定される破壊順序は、頂版付近で発生した曲げひび割れが斜めせん断ひび割れに進展するが、隔壁があるため完全にはせん断破壊には至らず、基礎とし

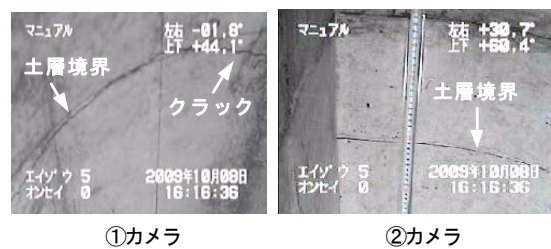


写真-5 ケーソン内部の損傷状況 (+4 $\delta_y$ )

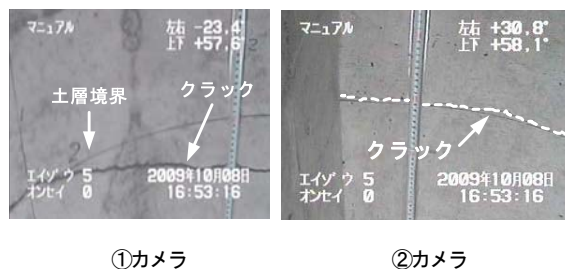


写真-6 ケーソン内部の損傷状況 (+6 $\delta_y$ )

て水平力と鉛直力に対して抵抗力は増加し続ける。その後、土層境界に沿って水平クラックが発生し、貫通、クラック間で鉄筋が伸び出し、変位が大きくなったと考えられる。

すなわち、既設ケーソン基礎の挙動は、隔壁があるため頂版付近の側壁のせん断破壊によって脆性的な破壊に至ることなく、曲げモーメントが大きくなる土層境界位置に土層境界に沿って発生した貫通クラックにより基礎が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返すものであった。そして、結果的に、周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮され、急激な荷重低下を示さなかったものと考えられる。

## 5.5 考察

低鉄筋断面であり、大地震時に脆性的な破壊が懸念される既設ケーソン基礎について、諸元の実態を把握するとともに、繰返し載荷実験により地震時挙動を調べた。その結果、以下のように現在の設計計算とは異なった破壊形態、支持機構への変化が見られた。

- ・平成8年道示以前のもは、現行道示で設計されたものと比較して軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さいものが多い。
- ・橋軸方向載荷実験結果(ケース1)に基づけば、曲げひび割れが発生したときにケーソンが部材として最大強度を発揮するような場合で、低鉄筋大断面の場合には、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが生じるが、水平ひび割れの分散がなく、いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロであり、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動が生じる可能性が高い。
- ・橋軸直角方向載荷実験結果(ケース2)に基づけば、曲げからせん断へ移行する破壊が予測される供試体であっても、実際には側壁においてフランジに相当する部分や隔壁の存在により、斜めひび割れ発生後も水平力が伝達される可能性が高い。そして、最終的には、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが発生し、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動に至る可能性が高い。
- ・水平荷重のピーク以後は荷重低下が生じるが、支持機構が変化した後も、周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮されれば、急激な荷重低下を示すことはないものと考えられる。
- ・残留変位に着目した場合、変形量が大きくなると、原点指向性が強くなっている。この要因としては、既往の研究<sup>18)19)</sup>から2つ挙げられ、一つは、曲げ耐力とエ

ネルギー吸収量がともに小さい低鉄筋 RC 断面を大変形させたこと、もう一つは、PC 鋼棒を介して鉛直力を導入したため、PC 鋼棒の復元力の作用が考えられる。一般に PC 構造物は比較的早い段階で原点指向性を示すが、今回の実験では、大変形時でこの傾向が強くなっている。つまり、PC 鋼棒の影響よりも実験供試体が低鉄筋 RC 断面である影響が強く、周辺地盤からの受働土圧と低鉄筋断面の原点指向性により、実験後の残留変位が小さくなったものと考えられる。

したがって、今回の実験は既設ケーソン基礎の大部分が分類される図-6c)の領域①及び領域②にあり、かつ周辺地盤が安定して存在する場合には、大規模地震中にも直ちに不安定とはならないことを示唆するものである。このことから、周辺地盤の安定性や隔壁の有無も安定に影響を与えると考えられる。この影響度に関して、今後も数値解析等による検討を続け補強優先度の高い条件を見出していく予定である。

## 6. まとめ

本研究では、現場の条件や求める基礎の耐震性能に応じて、補強効果や施工の確実性を含めた品質、耐久性、地震後の長期的な状態評価までも含め、耐震補強に求める要求性能とその検証方法をセットで提示することを目的としている。平成21年度は、基礎の耐震補強工法に対する検証項目を整理し、(1)増し杭等により部材の増設を行う場合については既設基礎と増設部材による荷重分担、(2)矢板や固化体等によって仮想ケーソンを構築し、基礎形式そのものを変更しようとする場合については仮想ケーソンの破壊形態、(3)地盤の液状化を抑制する場合については液状化対策範囲の設定方法等を課題として抽出し、これらを検証するために必要な載荷実験方法を整理した。

また、昭和55年の道路橋示方書(以下、道示)以前に設計されたフーチングは、現行道示と比較して設計地震力が小さく、許容せん断応力度が大きかったため、フーチング上面鉄筋や斜め引張鉄筋量が極端に少ない。今後、次期耐震補強の展開として基礎の補強も当然考慮して議論されることになると考えられることから、フーチングの耐震補強法の現状と課題について、整理を行った。今後、課題が残されている連続繊維シート接着工法およびプレストレス導入工法について、載荷実験等を行い補強効果と補強メカニズムを明らかにしていく予定である。

さらに、現在の水準に比べて鉄筋量が極めて少ない既



設ケーソン基礎について、耐震補強が困難である一方で、ぜい性破壊が懸念されることから、既設ケーソン基礎の破壊挙動および耐震性能を評価するため、ある1基の低鉄筋大断面を有する既設ケーソン基礎を抽出し、20年度に橋軸方向載荷実験、21年度に橋軸直角方向載荷実験を行った。その結果、いずれのケースについてもケーソン基礎には水平クラックが貫通するものの、周辺地盤の受働抵抗や隔壁の存在によってぜい性的な挙動を示すことはなく、クラック位置で直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動となることを明らかにした。このように、周辺地盤からの受働抵抗が発揮されれば、急激な耐力低下を示すことは考えにくいことを明らかにした。今後、数値解析等による検討を続け補強優先度の高い条件を見出ししていく予定である。

### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）、共同研究報告書、No.186、1999.3.
- 2) 田屋裕司、内田明彦、吉澤陸博、鬼丸貞友、山下清、津國正一：格子状改良地盤における格子間隔の簡易設定法、地盤工学ジャーナル、Vol.3、No.3、pp.203-212、2008.
- 3) 山本実、原田健二、野津光夫：締固め砂杭工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計方法、土と基礎、Vol.48、No.11、pp.17-20、2000.11.
- 4) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤対策工に関する共同研究報告書、共同研究報告書、第91号、1993.5.
- 5) (財)沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版）、2008.10.
- 6) 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.
- 7) 谷本俊輔、杉田秀樹、白戸真大、河野哲也：道路橋基礎における液状化時の地盤反力特性の評価事例、基礎工、Vol.37、No.4、pp.72-75、2009.4.
- 8) 斎藤彰、有馬宏、米山利治、福田正美：扇島地区における液状化予測と対策の実施例、土と基礎、Vol.24、No.12、pp.35-42、1976.
- 9) 古関潤一、高橋晃浩、松尾修、小渕凡夫、吉澤努：杭基礎構造物の液状化対策に関する検討（その2）、第29回土質工学研究発表会、pp.963-966、1994.
- 10) 常田賢一、岩崎敏男、木全俊雄、近藤益央：地盤の液状化の対策範囲に関する模型振動実験、第17回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1945-1948、1982.
- 11) (社)土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針、2000.
- 12) Xiao,Y.,Priestly,M.J.N,and Seible F. : Seismic assessment and retrofit of bridge column footings, ACI Structural Journal,Vol.93,No.1, pp.79-94, 1996.
- 13) David I.McLean : SEISMIC PERFORMANCE AND RETROFIT OF BRIDGE FOOTINGS
- 14) 山村ら：開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法、土木学会論文集、No.777/VI-65、pp.37-51、2004.
- 15) 半井ら：離散配置補強筋による既設RC部材のせん断補強効果、土木学会論文集E、Vol.63、pp.116-126、2007.
- 16) 加藤ら：アラミドFRP緊張材を用いた既設フーチングのせん断補強、プレストレストコンクリートVol.43,No.1、2001.
- 17) 鈴木ら：低鉄筋比RC部材の終局挙動に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.3、pp.1489-1494、2000.
- 18) Sakai, J. and Mahin, S. A.: Analytical investigations of new methods for reducing residual displacements of reinforced concrete bridge columns, PEER-2004/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 2004.
- 19) 新井ら：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的検討、土木学会第53回年次学術講演会、pp.1126-1127、1998.

## RESEARCH ON THE SEISMIC RETROFIT OF HIGHWAY BRIDGE FOUNDATIONS

### **Abstract:**

A lot of retrofit methods are proposed from academic and industry sectors, while the verification demand and process to check if those methods meet the design criteria or required performance are not set out as norms and standards. In addition, those retrofit methods mainly target at shallow foundations and typical pile foundations. Hence the goals of this study are to set out the performance demands and confirmation requirements on seismic retrofit methods of highway bridge foundations and to propose retrofit methods for footings, aged timber pile foundations, and caisson type foundations that are not necessarily paid attention to from developers. In FY2008, we categorize a lot of proposed methods into five groups from the viewpoint of retrofit mechanisms and construction methods. Then, items that should be checked during the verification process are summarized for those groups. The items are associated with retrofit mechanisms, construction quality management, design models and safety margin that consider the retrofit mechanism and construction quality, and the behavior and re-usability even after a large earthquake event. In addition, a caisson foundation specimen that was embedded under ground and had a pier was constructed and tested for the behavior during cyclic lateral loading. Although caissons usually have an extremely low reinforcement ratio and a bending failure of the specimen was observed under ground during the experiment, the upper part responded as a shallow foundation and was uplifted for lateral loading that could dissipate the seismic load. In addition, because of lateral soil resistance, the load did not suddenly decrease.

**Key words:** bridge foundation, seismic retrofit