

鋼管矢板基礎における継手部力学特性の解明と 3次元骨組構造解析手法の提案

稲積 真哉¹・磯部 公一²・木村 亮³・三津田 祐基⁴

¹正会員 京都大学助教 大学院工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: inazumi@toshi.kuciv.kyoto-u.ac.jp

²正会員 長岡技術科学大学助教 環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町1603-1)
E-mail: kisobe@vos.nagaokaut.ac.jp

³正会員 京都大学教授 産官学連携センター (〒615-8520 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kimura@icc.kyoto-u.ac.jp

⁴正会員 西日本旅客鉄道株式会社 (〒530-8341 大阪市北区芝田2丁目4-24)
E-mail: mitsu810324@hotmail.com

本研究は鋼管矢板基礎の力学諸特性の詳細把握を目的として、鋼管矢板における各種継手形式に対して引張、圧縮およびせん断試験を実施し、各種形式の継手部が発揮する引張特性、圧縮特性およびせん断特性を評価する。さらに、鋼管矢板基礎や鋼管矢板で補強された構造物の構造解析に対して、得られた継手部の力学諸特性を考慮できる3次元骨組構造解析手法の提案を行う。

本研究により、P-P、P-T、L-TおよびH-H継手に関する引張、圧縮およびせん断挙動を実験的に解明した。さらに、継手部の力学諸特性を考慮した3次元骨組構造解析手法の提案では、設計計算例および連結鋼管矢板に対する遠心模型実験結果と比較することで、その適用性・妥当性を確認した。

Key Words : joint section, mechanical behavior, steel pipe sheet pile, 3D frame structural analysis

1. はじめに

鋼管矢板基礎とは互いの鋼管矢板における継手管を相互に嵌め合せ、嵌合継手管内をモルタル等の充填によって固め、井筒状の閉鎖断面を構築する工法である。ここで、鋼管矢板基礎が十分な剛性ならびに遮水性を得るためには、打設嵌合される鋼管矢板に高い施工精度が要求され、現場施工性に優れた鋼管矢板基礎工法の高度化が望まれる。

鋼管矢板基礎は「基礎外径が大きく根入れ長が深いほど経済的である」との見解が示されており¹⁾、これより基礎外径および根入れ長が深い施工案件において、鋼管矢板基礎はケーソン基礎や杭基礎等の他工法と比べ経済的であることが推測できる。ただし、基礎外径が大きくなると継手部に作用する圧縮力、引張力およびせん断力も増加し、継手部を高耐力に改良しなければ合理的な設計が図れない可能性がある。また、道路橋示方書等^{2), 3), 4)}に示されている鋼管矢板基礎の支持力算定式や鉛直載荷試験^{2), 3), 4)}は、鋼管1本が分担できる支持力を求めるものであり、

鋼管矢板基礎全体に求められる支持力に関しても継手部を除く鋼管部が対象となっている。

上記の鋼管矢板基礎に関する設計・施工の現状において、鋼管矢板基礎の大型化や軟弱地盤への適用に対応するため、継手部の高耐力化を目的とした種々の技術開発が実施されている^{5), 6), 7)}。例えば、大型P-P継手および広幅高耐力L-L継手（スーパージャンクション）で代表される大口径継手、ならびに継手内面への突起の設置および縞鋼板が採用された内面突起付きP-P継手、縞鋼板P-P継手および大型内面突起付き縞鋼板P-P継手（ハイパージャンクション）等は、継手部に対する代表的な改良技術であり、それらの性能は現場レベルにおいても実証されている^{5), 6), 7)}。また、筆者らが実施している一連の研究では鋼管矢板の構造に着目した技術開発（例えば、**図-1**に示す連結鋼管矢板やH-H継手）、さらに鋼管矢板基礎の力学諸特性をより詳細に考慮し得る構造解析手法の開発を実施している^{8), 9), 10)}。

本論文は鋼管矢板基礎において様々な継手形式が改良・開発されている現状において、継手部の基本

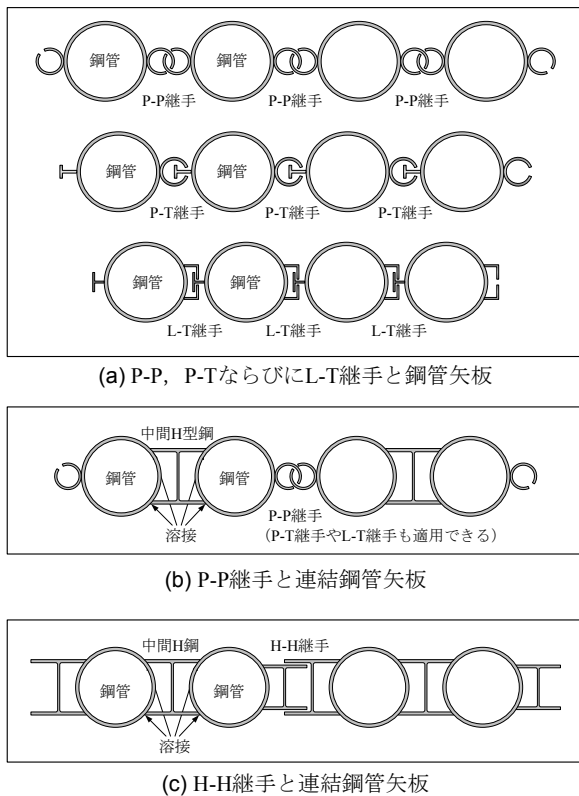


図-1 鋼管矢板と各種継手形式

形として位置付けられるP-P, P-T, L-TおよびH-H継手(図-1参照)に着目し, それら継手形式に関する基本的な力学諸特性(引張, 圧縮およびせん断特性)を実験的に検証する. さらに, 鋼管矢板基礎や鋼管矢板で補強された構造物の構造解析に対して, 得られた継手部の力学諸特性を考慮できる3次元骨組構造解析手法の提案を行う.

2. 鋼管矢板継手部の力学諸特性

(1) 概 要

現状では鋼管矢板継手部に対して種々のせん断試験^{5), 6), 7)}が試みられているものの, 継手部の引張特性および圧縮特性に関する検討例は乏しい. その背景として, 鋼管矢板継手は構造上, 継手のせん断強さと比較して高い引張強さならびに圧縮強さを有しており, 継手部に作用する荷重に対しては鉛直方向への継手のせん断ずれが卓越するものと考えられてきた. しかしながら, 様々な基礎形状が想定される鋼管矢板基礎では, 例えば基礎工隅角部において種々の外力による曲げモーメントやせん断応力の集中が懸念される. それに伴い, 鋼管矢板基礎における鋼管矢板継手部には引張力もしくは圧縮力が作用し, 継手部の離反や破壊が危惧される. 継手の離反

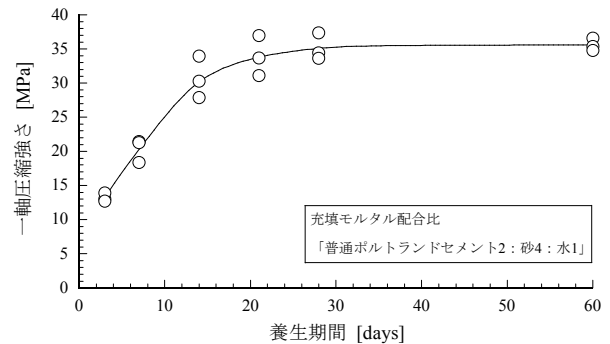


図-2 モルタルコアの養生期間と一軸圧縮強さ

や破壊は, 鋼管矢板基礎の構造安定性の低下ならびに漏水の原因となり得るため, 鋼管矢板基礎の設計において, 鋼管矢板継手部の引張特性および圧縮特性を定量的に把握する必要がある.

以上を踏まえて, 本研究では実規模大のP-P, P-T, L-TおよびH-H継手(図-1参照)に対して, 引張試験, 圧縮試験ならびにせん断試験を実施した.

鋼管矢板継手部の各種力学試験を実施する上で, 各種継手形式(図-1参照)内へはモルタルを充填した構造としている. 各試験体への充填モルタルは, 質量比「普通ポルトランドセメント2 : 砂4 : 水1」の配合を採用している. ここでは, JIS A 1108「コンクリートの圧縮強さ試験方法」に準拠し, 上記の質量比で配合した充填モルタルの一軸圧縮試験を実施しており, 図-2は養生期間に対するモルタルコアの一軸圧縮強さを示している. 図-2では, 充填モルタルの一軸圧縮強さが28日養生後に32 MPaを発揮し, その後は安定傾向を示している. そのため, 圧縮, 引張ならびにせん断試験では, 試験体にモルタルを充填してから28日養生後に試験を実施することで, 引張, 圧縮およびせん断挙動の把握を試みた. なお, 一般的に継手へ充填するモルタルの設計基準強度は21 MPa以上であり¹¹⁾, 当該充填モルタルは設計基準強度を満足する配合である.

(2) 鋼管矢板継手部の引張・圧縮特性

a) 試験方法

実施した継手要素引張試験および圧縮試験の対象は, 図-3に示されるP-P継手, P-T継手, L-T継手および2種類のH-H継手(鋼製突起形状の有無によりtype1およびtype2)である. また, 継手要素引張および圧縮試験では, 図-4に概略を示すRU1000DN-TK18A型万能材料試験機(東京衝機製造所製)を用いている. 試験手順は以下に示すとおりである.

- 1) 各種継手形式の試験体内へ先述した配合比で作製したモルタルを充填する(図-3の斜線部).

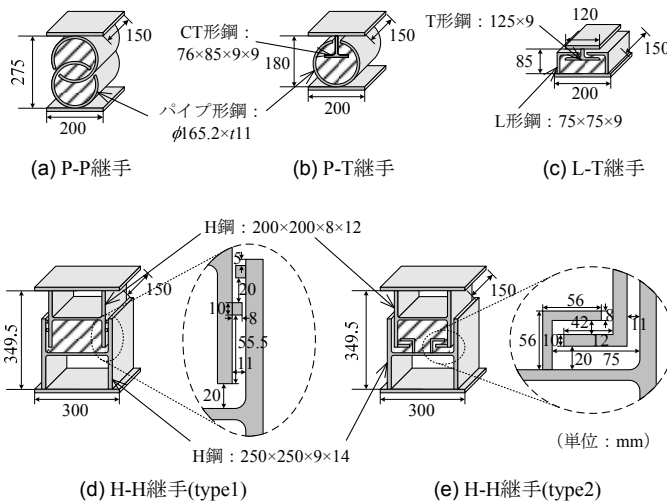


図-3 引張試験および圧縮試験に供した各種継手試験体

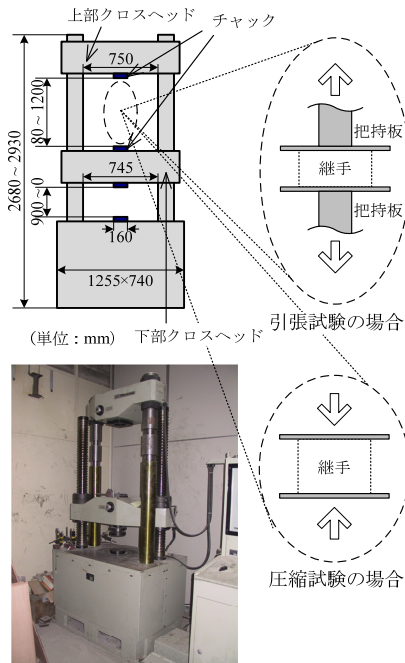


図-4 引張・圧縮試験装置の詳細

- 2) 試験体を28日間恒温養生する。
- 3) 継手引張および圧縮試験を1 mm/minの変位制御で行い、試験体に引張変位（引張試験の場合）もしくは圧縮変位（圧縮試験の場合）を与え、載荷荷重および試験体の軸変位量を計測する。
- 4) 軸変位量が20 mm（引張試験の場合）および3 mm（圧縮試験の場合）に達した時点で載荷を終了し、除荷する。

b) 結果と考察

図-5は、継手要素引張試験から得られた各種継手形式の引張変位量に対する引張抵抗力を示している。図-5より、P-P継手は引張変位量に対して引張抵抗力の増大が比較的小さい。これはP-P継手の鋼部が

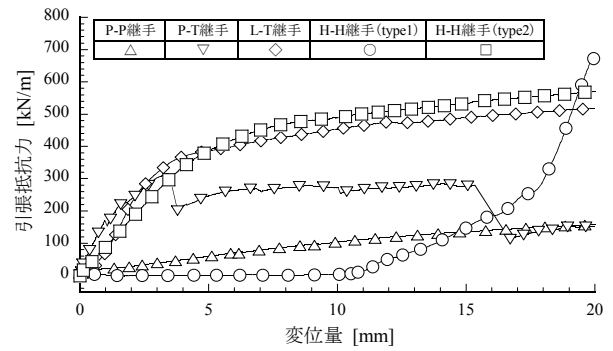


図-5 各種継手形式の引張抵抗特性

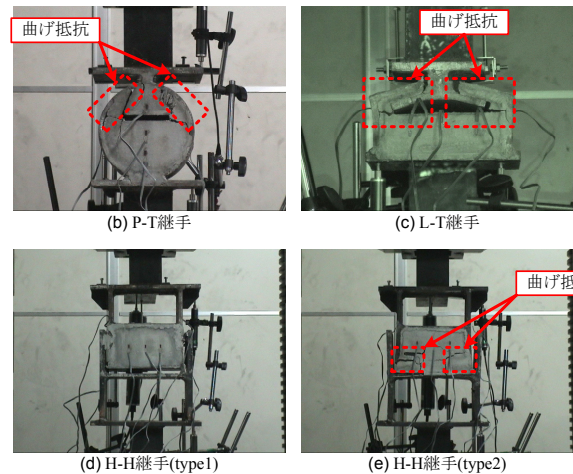
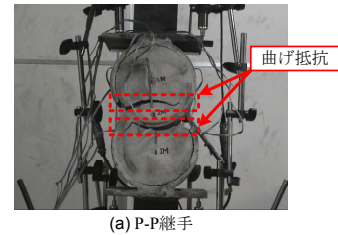


写真-1 引張試験後における各種継手形式の破壊状況

円弧構造であるため、引張力の作用に対して継手鋼部（嵌合部）が曲げ変形で抵抗し、終局状態に至ったものと考えられる（写真-1(a)参照）。一方、引張力に抵抗する継手鋼部の形状が酷似しているL-T継手およびH-H継手(type2)は引張変位量が5 mm程度以下においては、引張力の作用方向に対して継手鋼部の曲げ変形に対する抵抗が大きいいため、結果的にP-P継手よりも高い引張抵抗特性を示す。なお、L-T継手およびH-H継手(type2)の最大耐力は、継手鋼部の曲げ変形に対する降伏に依存すると考えられる。一方、P-T継手については、その継手形状からP側の継手鋼部の曲げ抵抗が小さく、充填モルタルのせん断破壊が生じるものの、P側のスリットが小さいため再びその変形を抑制するため、引張抵抗力・引張変位量曲線が増減を繰り返す形になったものと考えられる。上記より、鋼管矢板継手部の引張抵抗特性（引

張破壊モード)は、主として引張力の作用方向と継手鋼部の曲げ変形、曲げ抵抗との関係に依存し、引張力の作用方向と継手鋼部の曲げ抵抗が大きい場合には大きな引張抵抗力を発揮することができる。

一方、H-H継手(type1)は初期間隔が20 mm (図-3参照)である互いの鋼製突起部が接触するまで引張力に対する抵抗は小さいものの、互いの鋼製突起部が接触した後は高い引張抵抗力を発揮する構造である(図-5参照)。なお、鋼製突起の初期間隔は20 mmであるものの、図-5では引張変位量10 mmを超過した時点から引張抵抗力を発揮し始めており、これは鋼製突起溶接部の効果であると考えられる(図-6参照)。よって、H-H継手(type1)が引張力に対して抵抗するためには、互いの鋼製突起もしくは突起溶接部の接触が必要条件となる。

H-H継手(type1)の初期段階における課題は、H-H継手(type1)内にH-H継手(type2)の突起形状を深度方向に局所的に設置することで克服できると考えられる。すなわち、H-H継手は引張変位量20 mm以下においてtype2の鋼製突起で引張力に抵抗し、引張変位量が20 mm以上ではtype1の鋼製突起で引張力に抵抗することができる。ここで、鋼管矢板基礎を形成する全てのH-H継手についてtype1およびtype2の突起を設置する必要はないと考えられる。つまり、H-H継手を鋼管矢板基礎に適用する際、後述する3次元骨組構造解析等の事前解析によって引張力が作用すると危惧される箇所のみ、type1およびtype2の突起を設けたH-H継手を設置することを提案する。

図-7は、継手要素圧縮試験から得られた各種継手

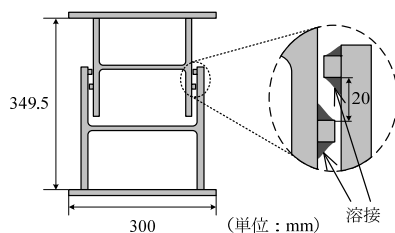


図-6 H-H継手(type1)における鋼鉄製突起部

形式の圧縮変位量と圧縮抵抗力の関係を示している。H-H継手 (type1およびtype2) ならびにL-T継手は、P-P継手およびP-T継手と比べて高い圧縮抵抗力を発揮する。これは、P-P継手では荷重載荷とともに充填モルタル部が圧縮される一方、鋼部が載荷方向と直角方向に変形するため、充填モルタル部に水平方向の力が作用し、充填モルタル部が一軸圧縮強度よりも小さい荷重でせん断破壊(亀裂)が生じたものと考えられる。また、P-T継手ではL-T継手よりも充填モルタル部との接触面が小さいため、初期勾配がP-T継手よりも小さく、荷重の増加とともにT側の端部より充填モルタル内に亀裂が発生するため、終局状態に至ったものと考えられる。さらに、H-H継手 (type1およびtype2) は充填モルタルの圧縮抵抗面積が大きいため、L-T継手と比較して高い圧縮抵抗性を発揮できる。すなわち、鋼管矢板継手部の圧縮破壊モードは、各種継手形式によって異なり、終局状態は充填モルタルの圧壊・せん断破壊(亀裂の発生)に起因する。

表-1は、継手要素引張試験および圧縮試験から得られた各種継手形式の引張剛性、引張耐力、圧縮剛性および圧縮耐力をまとめている。なお、表-1では図-5および図-6で示された各種継手形式の引張・圧縮抵抗特性において、第一次剛性低下点を耐力、ならびに最大勾配を剛性として算出している。ここで、次章で提案する3次元骨組構造解析では表-1に示さ

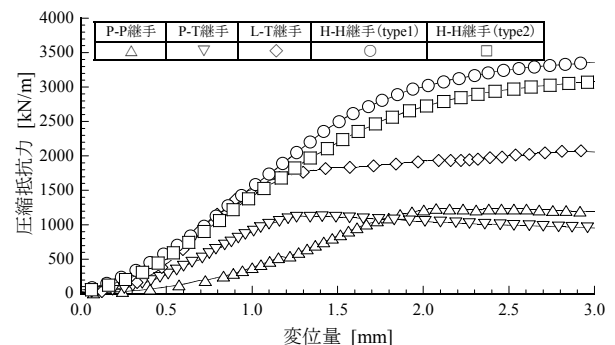
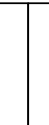


図-7 各種継手形式の圧縮抵抗特性

表-1 各種継手形式の引張剛性、引張耐力、圧縮剛性および圧縮耐力

継手形式					
	P-P継手	P-T継手	L-T継手	H-H継手(type1)	H-H継手(type2)
引張剛性 [kN/m ²]	1.2×10^4	10.9×10^4	11.6×10^4	$0 (6.1 \times 10^4)$	8.7×10^4
引張耐力 [kN/m]	144	328	383	> 670	457
圧縮剛性 [kN/m ²]	8.6×10^5	11.5×10^5	18.3×10^5	16.6×10^5	13.1×10^5
圧縮耐力 [kN/m]	1230	1110	1770	3056	2944

 : モルタル充填

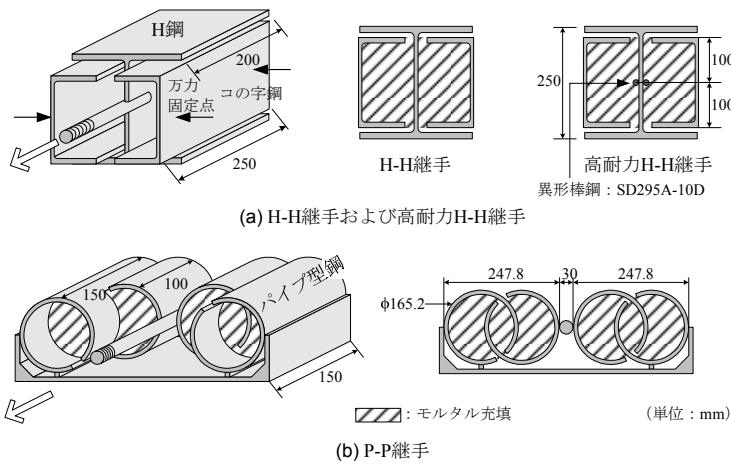


図-8 セン断試験に供した P-P 継手，H-H 継手および高耐力 H-H 継手試験体



(a) H-H 継手および高耐力 H-H 継手の場合



(b) P-P 継手の場合

写真-2 継手せん断試験の様子

れた鋼管矢板継手の引張および圧縮特性を，継手特性として考慮することが可能である。

(3) 鋼管矢板継手部のせん断特性

鋼管矢板に施される継手部の改良技術に関する主たる目的は，継手部におけるせん断抵抗特性の向上である^{5), 6), 7)}。例えば，片山ら⁵⁾は大型 P-P 継手，内面突起付き P-P 継手および縞鋼板 P-P 継手に対して実規模継手押抜き試験（試験体長：1 m）を実施し，P-P 継手の大型化および継手内に突起や縞を設置することにより，既往の P-P 継手と比較して高いせん断抵抗力が得られることを報告している。

本節では継手要素せん断試験を実施することで，

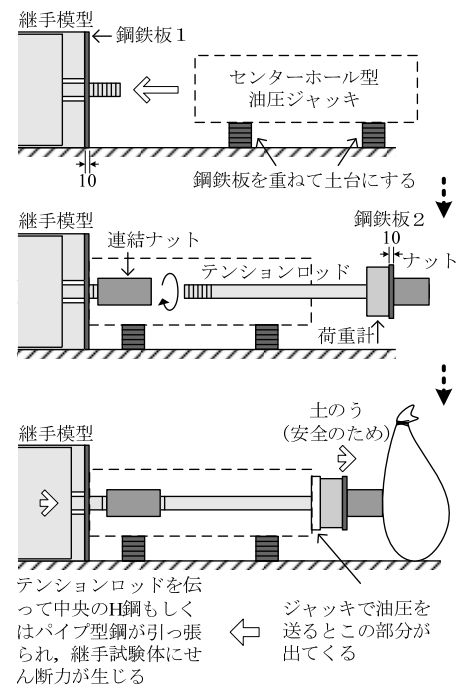


図-9 セン断試験の概略手順

P-P 継手および H-H 継手のせん断特性を把握するとともに，H-H 継手内部に異形棒鋼を溶接した比較的低コストな高耐力 H-H 継手を提案する。

a) 試験方法

図-8は，P-P 継手および H-H 継手に対する継手要素せん断試験の概要ならびに試験体の詳細を示している。継手要素せん断試験では，センターホール型油圧ジャッキ（写真-2参照）を用いて 1 mm/min の変位制御にて载荷を実施している。試験ケースは，P-P 継手，H-H 継手および所定箇所に異形棒鋼（SD295A-10D）を 1 本溶接した高耐力 H-H 継手（図-8(a)参照）とした。

継手要素せん断試験は，図-8で示した継手模型試験体に対して写真-2，図-8および図-9に示すように，コの字形鋼（H-H 継手模型の場合）および外側のパイプ型鋼（P-P 継手模型の場合）から鋼板を通して反力を取る。さらに，中央の H 鋼（H-H 継手模型の場合）および内側のパイプ型鋼（P-P 継手模型の場合）を，テンションロッドを介してセンターホール型油圧ジャッキにより引き抜くことで試験体にせん断力を作用させる。なお，H-H 継手模型の場合ではせん断方向以外に継手ずれが生じないように，コの字形鋼の両端を万力によって固定して試験を実施する。試験手順は以下に示すとおりである。

- 1) H-H 継手模型および P-P 継手模型内へ先述した配合比で作製したモルタルを高さ 100 mm で充填する（図-8の斜線部）。
- 2) 試験体を 28 日間恒温養生する。

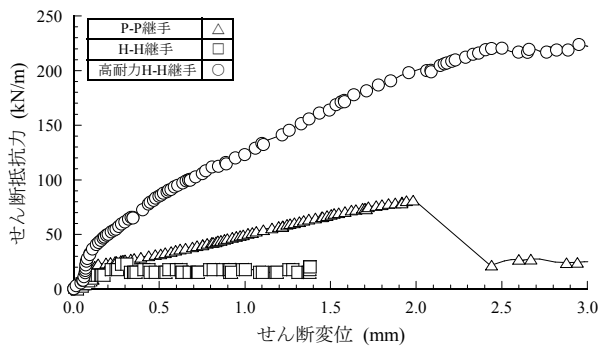


図-10 各種継手形式のせん断抵抗特性

- 3) せん断試験を1 mm/minの変位制御で実施し、載荷荷重および継手部のせん断変位量を計測する。
- 4) せん断変位量が3 mmに達した時点で載荷を終了し、除荷する。

本試験では、載荷荷重および継手部のせん断変位量は下記の方法により計測した。

- i) 載荷荷重：載荷荷重をセンターホール型油圧ジャッキに設置した荷重計から計測する。
- ii) 継手部のせん断変位量：H-H継手模型ではコの字形鋼およびH鋼，P-P継手模型では外側および内側のパイプ型鋼に変位計を設置し、その差から各継手模型試験体のせん断変位量を計測する。

b) 結果と考察

図-10はP-P継手，H-H継手および高耐力H-H継手に対して実施した継手要素せん断試験から得られた各種継手形式のせん断変位量とせん断抵抗力の関係を示している。これより，P-P継手は異形棒鋼を溶接しないH-H継手と比較して高いせん断抵抗性を示しており，この要因としてP-P継手およびH-H継手におけるせん断抵抗面積の差異を挙げることができる。ここで，図-11はP-P継手およびH-H継手のせん断試験時に確認されたせん断ずれの発生箇所および単位奥行きあたりの面積（抵抗面積）を示しており，本箇所がせん断力に対して抵抗し得ると考えられる。すなわち，P-P継手におけるせん断ずれ発生箇所の面積がH-H継手と比較して3倍程度大きいことが，継手のせん断特性の違いに影響している。一方，異形棒鋼の溶接が施された高耐力H-H継手は，P-P継手のせん断抵抗性と比較して高いせん断抵抗性を示すことができる（図-10参照）。すなわち，H-H継手における異形棒鋼の凹凸に伴う充填モルタルとの付着力の増大は，P-P継手の大きなせん断抵抗面積と比較して，継手のせん断抵抗特性に対してより効果的に作用する。なお，H-H継手では溶接する異形棒鋼の位置や本数を調節することで，更なる高耐力化を望むこともできる¹²⁾。

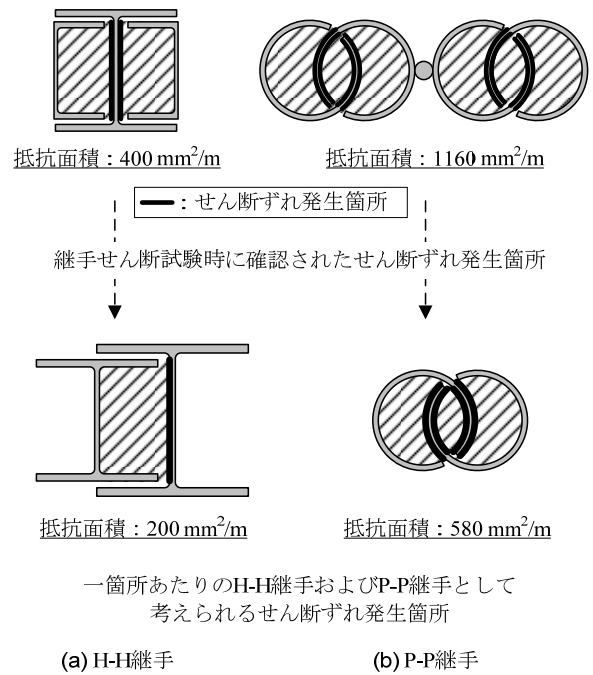


図-11 せん断試験で確認されたせん断ずれ発生箇所とせん断耐力の推定に用いた境界面

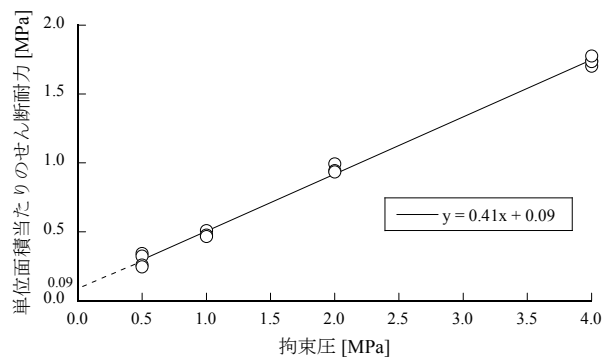
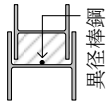


図-12 モルタル・鋼鉄板界面の拘束圧とせん断耐力

なお，「継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる2次元構造解析」等，鋼管矢板基礎に対する既往の構造設計^{2), 13), 14)}では設計時に設定する継手特性として，実規模継手押抜き試験⁵⁾によって得られた試験体継手長1 mのP-P継手に対するせん断耐力（実験値は200 kN/m，設計値は安全率を考慮して100 kN/m）ならびにせん断剛性（ 6.0×10^5 kN/m²）が用いられている。一方，継手要素せん断試験から得られた試験体長0.1 mのP-P継手に関するせん断耐力は81 kN/m，また，せん断剛性は 4.8×10^5 kN/m²である。よって，実施した継手要素せん断試験の結果は，既報告の実規模継手押抜き試験⁵⁾と比較して，特にせん断耐力を過小に評価しており，試験規模ならびに試験方法の相違が結果へ与える影響は今後議論を深める必要がある。

表-2 各種継手形式のせん断剛性およびせん断耐力

試験区分	継手押抜き試験 ⁵⁾ (試験体長: 1m)		継手せん断試験 (試験体長: 0.1m)	
継手形式				
せん断剛性 [kN/m ²]	6.0×10^5	4.8×10^5	0.8×10^5	9.2×10^5
せん断耐力 [kN/m]	100	81	20	216

 : モルタル充填

さらに、モルタルが充填された継手部のせん断特性は図-11に示すとおり、主として充填モルタルと鋼との界面部のせん断挙動に依存することが明らかである。そのため、継手要素せん断試験の実施に加え、鋼板とモルタル（継手要素せん断試験で用いた充填モルタルと同配合・同養生）界面に対する一面せん断試験を実施した。図-12は鋼板とモルタル界面の一面せん断試験から得られたせん断耐力と鉛直拘束圧の関係を示している。これより、鋼板とモルタル界面におけるせん断耐力と鉛直拘束圧は線形で近似することができ、外挿近似の結果として鋼板とモルタルの境界面における付着力は0.09 MPaである。次に、H-H継手は図-11(a)に示す部分、すなわち、せん断ずれ発生部がせん断耐力としてせん断作用力に抵抗すると仮定した上、一面せん断試験結果から得られた付着力（= 0.09 MPa）（図-12参照）を用いて算定できるH-H継手のせん断耐力は18 kN/mである。これは、継手要素せん断試験から得られたH-H継手のせん断耐力（= 20 kN/m）と同程度である（図-10参照）。また、P-P継手も上記と同様、図-11(b)に示す部分がせん断耐力としてせん断作用力に抵抗すると仮定すると、一面せん断試験結果から算定されるP-P継手のせん断耐力は52 kN/mであり、継手要素せん断試験から得られたP-P継手のせん断耐力（= 81 kN/m）と大きな相違はない。よって、H-H継手ならびにP-P継手のせん断耐力は、一面せん断試験結果および継手のせん断ずれ発生部の断面積からも概略的に推測できると考えられる。ただし、一面せん断試験と比較して実規模継手押抜き試験ならびに継手要素せん断試験では、せん断力作用時の継手模型において、試験体長に依存した多少の拘束圧効果が発生し、充填モルタルと鋼の界面部における付着力が増大する可能性がある。

表-2は、P-P継手、H-H継手および高耐力H-H継手のせん断耐力ならびにせん断剛性を要約している。なお、表-2では図-10で示された各種継手形式のせん断抵抗特性において、第一次剛性低下点を耐力、

ならびに最大勾配を剛性として算出している。ここで、継手部のせん断抵抗特性はせん断抵抗面積（図-11参照）に依存することを考えると、既製H鋼から構成されるH-H継手は様々な寸法の組合せが可能であり、H鋼の寸法を大きくすることでH-H継手のせん断耐力を増大させることができ、高耐力H-H継手としてH-H継手内に異形棒鋼を溶接することなく、P-P継手と同程度のせん断特性を発揮することも可能である。また、図-3(e)で示されるH-H継手(type2)も、継手内におけるせん断抵抗面積を増大させることができる。なお、次章で提案する3次元骨組構造解析では鋼管矢板継手の引張および圧縮特性に加え、表-2に示された鋼管矢板継手のせん断特性も継手特性として考慮することが可能である。

3. 3次元骨組構造解析手法の提案

(1) 概要

本章では、鋼管矢板基礎の力学諸特性に対する評価手法の高度化を目的として、3次元骨組構造解析手法を提案する。本構造解析手法は、鋼管矢板基礎や鋼管矢板で補強された構造物の構造設計に対して道路橋示方書²⁾に記されている「立体骨組構造解析」の一つであるが、「弾性床土上の有限長ばりによる2次元構造解析」および「仮想井筒ばりによる2次元構造解析」^{2), 13), 14)}と比較して、深度方向における継手設置箇所の考慮や3次元的地盤反力の推定等、より詳細な設計を与えることが可能である。

「弾性床土上の有限長ばりによる2次元構造解析」は、合成効率（ μ ）によって各鋼管矢板に対するみかけの断面2次モーメントを低減し、複数本の鋼管矢板で構成される鋼管矢板基礎全体を1つとして取り扱い、鋼管矢板基礎全体に対して地盤反力を作用させるモデルによって比較的単純に鋼管矢板基礎の力学諸特性を表現できる。一方、「仮想井筒ばりによる2次元構造解析」では、継手ずれをせん断分布

ばねによって考慮することにより鋼管矢板基礎全体の剛性を評価し、鋼管矢板基礎全体の変形挙動を評価する手法である。ただし、上記の構造解析手法では、鋼管矢板基礎を構成する個々の鋼管および継手を任意に設定することが困難である。

(2) 3次元骨組構造解析手法

提案する3次元骨組構造解析手法はFortran90を用いており、鋼管本管ならびに頂版をビーム要素、継手部および各々の鋼管矢板に作用する地盤反力を非線形ばね要素としてモデル化するものであり、継手部および地盤反力における圧縮、引張およびせん断方向特性を考慮することができる。なお、地盤ばね定数の推定には道路橋示方書²⁾に示された構造解析基準に従うものとする。また、継手部における非線形継手ばねは、前述した各種継手形式の継手要素引張試験、圧縮試験ならびにせん断試験から得られた継手部の力学諸特性を用いる。

図-13は、本構造解析手法で設定し得る鋼管矢板基礎設計の自由度を示している。これより、鋼管矢板基礎の構造設計に対する本構造解析手法の適用は、構成する各鋼管、各継手部および打設深度方向等に対して多様な条件を設定することが可能であり、すなわち、鋼管矢板基礎設計の適用幅が増し、多様化が図られる。

a) 鋼管矢板のモデル化

鋼管矢板は鋼管本管をビーム要素、および継手部を非線形ばね要素としてモデル化する。

鋼管矢板基礎における継手部は、接線方向ばね（引張ばねならびに圧縮ばね）、法線方向ばね、およびせん断方向ばねとしてモデル化する（図-14参照）。ここで、継手部の接線方向ばねおよびせん断方向ばね定数は、使用される継手形状に合わせて各種継手形式の継手要素引張試験、圧縮試験ならびにせん断試験から得られた継手部の力学諸特性（表-1および表-2参照）を設定する（算出した耐力を降伏点とするバイリニア型のばねモデル）。さらに、継手部の法線方向ばね定数は文献¹⁵⁾に従い、ばね剛性を $5.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 、およびばね耐力を 200 kN/m として設定する。

鋼管矢板基礎における継手部の取扱いは、最初に継手部の接線方向ばねとして圧縮ばねを設置し、1ステップで得られる継手部の接線方向変位量の正負を基に引張もしくは圧縮を判定する。さらに、継手部に圧縮力が作用している場合は圧縮ばねを、引張力が作用している場合は引張ばねを再設定し、次ステップへ進む。これにより、継手部の接線方向ばね

における引張特性および圧縮特性の相違を表現する。また、継手ばねの塑性化は、初期条件で継手ばねを弾性ばねとして設定し、同様に連立方程式を解いた後、継手構成節点の変位量と継手塑性変位量の上限值との比較から塑性の判定を行う。ここで、継手部が塑性している場合には継手ばね係数をほぼ0とし、次ステップに進む。この繰返し計算を実施することで継手部の塑性化を表現している。

ただし、本構造解析手法は現状、継手部における

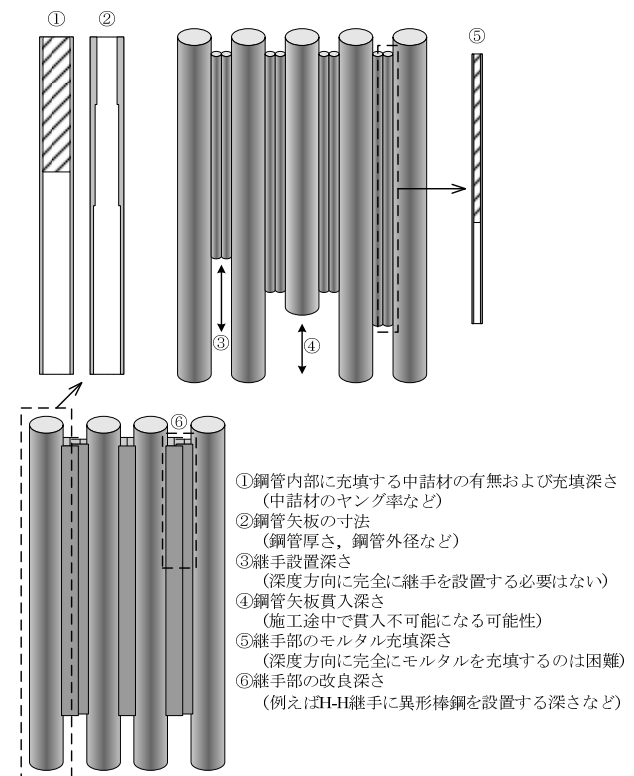


図-13 提案する3次元骨組構造解析手法で設定できる自由度

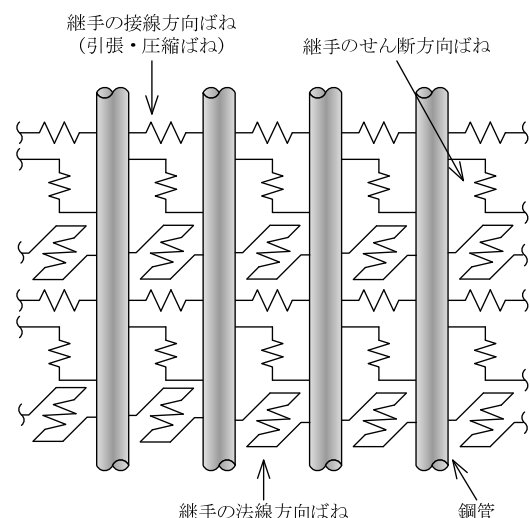


図-14 継手箇所のモデル化

鉛直方向のせん断抵抗を，前述の継手要素せん断試験等から求められた継手部のせん断剛性と鋼管本管中心における鉛直方向の相対変位との積として算出している．そのため，鋼管矢板基礎の変形状（せん断変形卓越もしくは曲げ変形卓越）によっては，継手部の鉛直方向のせん断抵抗を過大・過少評価する可能性がある．

b) 周辺地盤のモデル化

地盤反力はレベル2地震時に対する地震時保有水平耐力法¹³⁾に従って設定する．ここで，提案する3次元骨組構造解析手法では，個々の鋼管矢板のビーム要素に対して，地盤反力ばねを設置する必要がある．そこで，地震時保有水平耐力法¹³⁾で用いられる地盤反力係数および地盤反力度の上限値を各鋼管に分担する必要がある．本構造解析手法では図-15に示されるように，載荷方向ならびに載荷垂直方向に各鋼管が受け持つ幅 (B_i , D_i) を算出する．続いて，全体幅 (B , D) に対する各鋼管の受け持つ幅の割合を，それぞれの地盤反力係数に乘じることにより，各鋼管に設置する地盤反力ばねを設定する．

本構造解析手法においては，初期条件として地盤ばねを弾性ばねとして設置し，初期条件に対し連立方程式を解いた後，地盤ばねを設置した各節点の変位量を求める．求めた各節点の変位量を地盤塑性変位量の上限値と比較することで，地盤の塑性化の判定を行う．地盤が塑性化している場合には地盤反力係数をほぼ0とし，地盤抵抗をそれ以上考慮せず，次ステップの解析を行う．いわゆるプッシュオーバー解析の実施である．さらに，各ステップ荷重で上記作業を繰り返すことにより，地盤ばねを弾塑性ばねとして表現する．

c) 頂版部のモデル化

頂版のモデル化は，図-16に示す仮想節点を設け，仮想節点を各鋼管の頂版接合部と剛な仮想材で結合させる．同様に，頂版に接合される鋼管部も剛な仮想材に置き換えることで頂版をモデル化する．

(3) 妥当性の一検証

a) 設計計算例との比較

提案する3次元骨組構造解析手法を鋼管矢板基礎設計施工便覧に示された設計計算例¹⁶⁾に対して適用することで，実大規模に対する本構造解析手法の適用性を検討する．図-17は対象とする鋼管矢板基礎（P-P継手の採用を仮定）を示しており，各層の地盤条件は表-3に示されている．なお，本解析においてP-P継手の接線方向およびせん断方向ばね定数は表-1および表-2を用いる一方，基礎内部部の

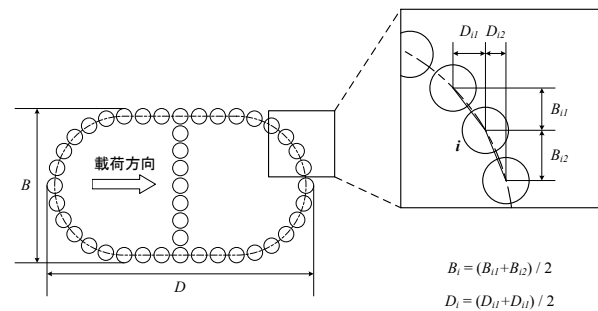


図-15 各鋼管が受け持つ幅

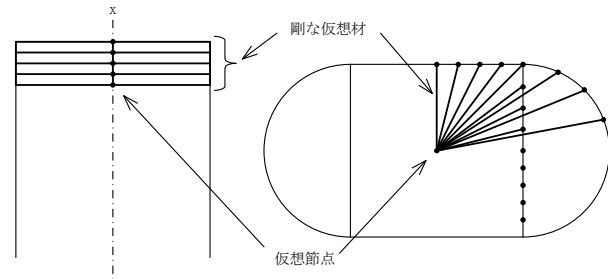


図-16 頂版のモデル化

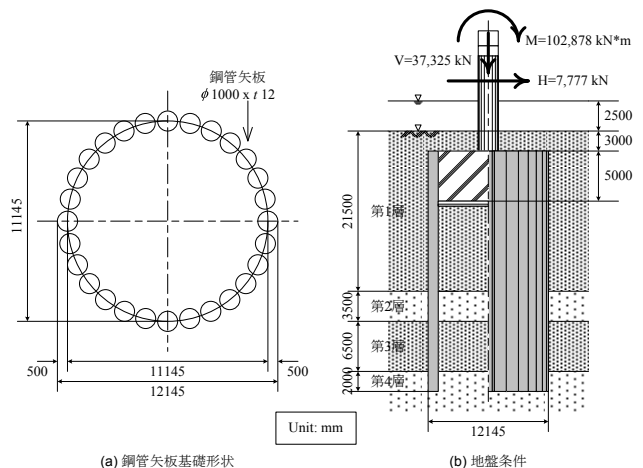


図-17 設計計算例で対象とした鋼管矢板基礎

表-3 設計計算例における地盤条件

	地盤の種類	層厚 [m]	平均 N値	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 φ [度]	単位体積重量 [kN/m ³]
第1層	粘性土	21.5	2	30.0	0.0	16.0
第2層	砂質土	3.5	14	0.0	30.0	18.0
第3層	粘性土	6.5	10	80.0	0.0	17.0
第4層	砂質土	2.0	50	0.0	35.0	20.0

地盤ばねは考慮しないものとする。

図-18は検討結果の一例として，「弾性床上の有限長ばりによる解析」と本構造解析手法による構造安定計算から得られた深度方向の水平変位分布を示している．なお，本構造解析手法では鋼管矢板基礎を構成する各々鋼管矢板の3次元的挙動を検討する

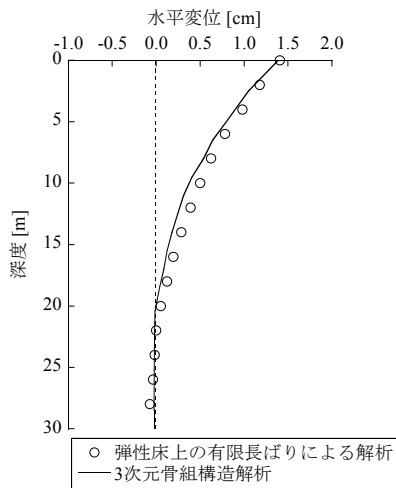


図-18 水平変位分布の比較

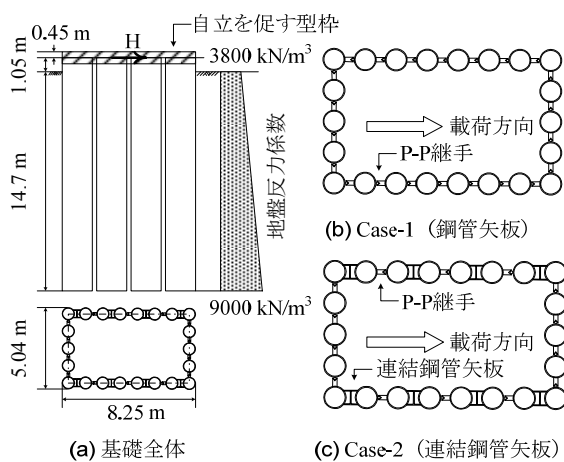


図-19 遠心模型試験の対象鋼管矢板基礎

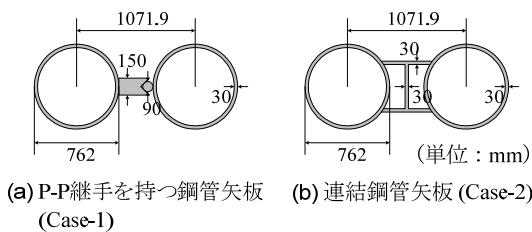


図-20 鋼管矢板模型の詳細

ことができるが、図-18 では各鋼管の水平変位分布の平均値を示している。図-18 では「弾性床上の有限長ばりによる解析」による計算結果と比較して、本構造解析手法により実施した安定計算結果は水平変位が若干抑制されているものの、両者の計算結果は概ね一致しているといえる。「弾性床上の有限長ばりによる解析」では、鋼管矢板基礎の断面力、水平変位および傾斜角が基本式(1)により求められ、地盤反力ばねにはひずみ依存性を考慮した非線形性の弾性ばねが設定されている。そのため、弾塑性型の地盤ばねを設置している本解析手法と異なるもの

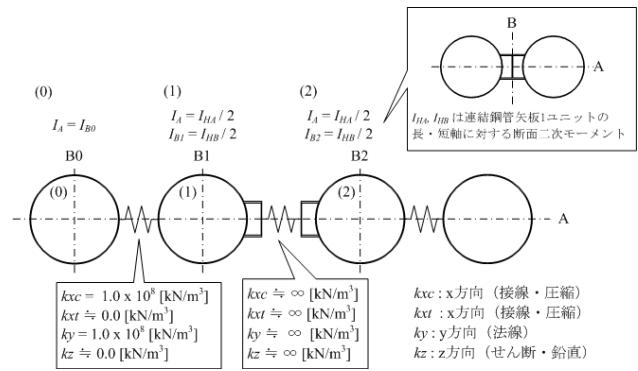


図-21 鋼管矢板のモデル化と継手ばね定数

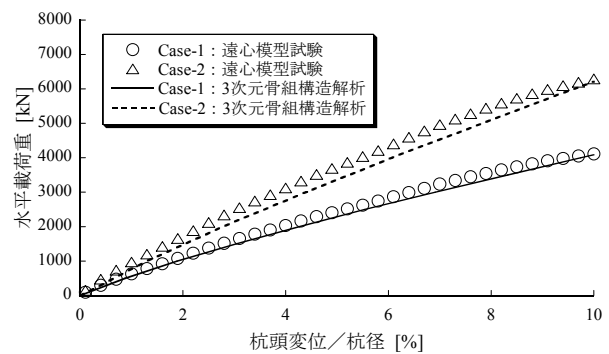


図-22 遠心模型試験と解析結果の比較

の、地盤反力の非線形性を考慮されていることで本解析とほぼ同等の結果が得られたものと考えられる。

$$E_s I_z \frac{d^4 u_0}{dy^4} + k_{H1} B u = 0 \quad (1)$$

$$k_{H1} = (1 + \alpha_H) k_H \left(\frac{u}{u_0} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (2)$$

ここに、 u ：地中部における基礎本体の変位 [m]， y ：設計地盤面からの深さ [m]， k_{H1} ：ひずみ依存性を考慮した水平方向地盤反力係数 [kN/m³]， B ：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅（前面幅）[m]， u_0 ：基準変位量 [m]（一般的に基礎幅の 1%，ただし 0.01 m 以下の場合には 0.01 m）， y ：設計地盤面からの深さ [m]， k_H ：水平方向地盤反力係数 [kN/m³]，および α_H ：割増係数¹³⁾である。

以上より、本構造解析手法を設計計算例に対して適用可能であることが確認できる。なお、水平変位量が若干抑制されている原因として、本構造解析手法において底面の鉛直地盤反力度の上限値を定めていないこと等が考えられる。

b) 遠心模型試験との比較

提案する 3 次元骨組構造解析手法の連結鋼管矢板基礎（図-1(b)参照）に対する適用性を検討するため、既に報告されている連結鋼管矢板基礎に対する

遠心模型試験の結果¹⁰⁾と 3 次元骨組構造解析手法を用いた解析結果との比較を実施する。

対象とする鋼管矢板基礎は図-19 に示す長方形鋼管矢板基礎であり、図-20 に示す P-P 継手を持つ鋼管矢板基礎 (Case-1) および連結鋼管矢板基礎 (Case-2) に関して解析を実施する。ここで、鋼管矢板のモデル化ならびに継手のばね定数は、図-21 に示している。なお、遠心模型試験において鋼管矢板基礎に頂版は設けていないため、3 次元骨組構造解析においても頂版を設置しない条件とした。

図-22 は遠心模型試験および 3 次元骨組構造解析手法から得られた水平載荷重と杭径に対する杭頭変位の関係を示している。これより、3 次元骨組構造解析の結果は遠心模型試験の結果と比較して若干変位量が大きい。この要因としては、遠心模型試験では鋼管矢板基礎に型枠を設置しているのに対し、構造解析では型枠をモデル化していないためであると考えられる。

4. おわりに

本論文では鋼管矢板における継手部 (P-P, P-T, L-T および H-H 継手) の引張、圧縮およびせん断特性に関する試験的検討、ならびに鋼管矢板基礎の構造設計において、得られた継手部の力学諸特性を考慮することができる 3 次元骨組構造解析手法の提案を行った。得られた成果は以下のとおりである。

- (1) 鋼管矢板継手部の引張抵抗力は引張力の作用方向と継手鋼部の軸力方向との関係に依存する。
なお、H-H 継手は鋼製突起を効率的に設けることで、高い引張抵抗力を発揮する。
- (2) 鋼管矢板継手部の圧縮抵抗力は、主として充填モルタルの一軸圧縮強度および圧縮抵抗面積に依存する。
- (3) 鋼管矢板継手部のせん断抵抗力は、継手鋼部と充填モルタルの境界面積に依存し、鋼板とモルタルの一面せん断試験から概略的なせん断特性を把握することができる。また、継手内部に異形棒鋼を 1 本溶接した高耐力 H-H 継手は、異形棒鋼を溶接しない場合と比較して、1 オーダー高いせん断抵抗性を発揮することができる。
- (4) 提案した 3 次元骨組構造解析手法は、鋼管矢板継手部の引張、圧縮およびせん断特性を考慮することができる。また、鋼管矢板基礎の設計計算例ならびに連結鋼管矢板に対する遠心模型試験をシュミレーションすることで、解析方法の

妥当性が示された。

本研究において提案した 3 次元骨組構造解析手法は、鋼管矢板基礎や鋼管矢板で補強された構造物の構造安定設計に対して、継手の深度方向設置箇所の合理化や 3 次元的地盤反力の推定等、合理的・経済的な設計手法を与えるものである。今後は、隣接する鋼管本管端部における相対変位 (鉛直方向) に基づいた継手部のせん断抵抗力の算出方法を導入した上、Fortran90 ベースで作成した 3 次元骨組構造解析プログラムの汎用性を高めるため、ビジュアル的な入出力を可能にすることを予定する。

謝辞：本研究は、主として社団法人日本鉄鋼連盟による研究助成「鋼構造研究・教育助成事業」を受けて実施されたものである。ここに記して謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) 岡原美知夫：鋼管矢板基礎技術の変遷と今後、基礎工、総合土木研究所、Vol.31, No.8, pp.2-5, 2003.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、日本道路協会、2002.
- 3) 倉方慶夫、岡原美智夫、浅沼秀弥：鋼管矢板式基礎の設計法に関する一試案 (上)、橋梁と基礎、Vol.16, No.4, pp.21-26, 1982.
- 4) 倉方慶夫、岡原美智夫、浅沼秀弥：鋼管矢板式基礎の設計法に関する一試案 (下)、橋梁と基礎、Vol.16, No.5, pp.38-42, 1982.
- 5) 片山 猛、森川孝義、吉田 映、平田 尚：鋼管矢板基礎における高耐力継手の実験的研究、第 49 回土木学会年次学術講演会、pp.1018-1019, 1994.
- 6) 土木研究センター：ハイパーウェル SP、建設技術審査証明報告書、2004.
- 7) 土木研究センター：スーパージャンクション、建設技術審査証明報告書、2007.
- 8) 木村 亮：連結鋼管矢板の有効性と適用性、橋梁と基礎、Vol.38, pp.107-108, 2004.
- 9) 稲積真哉、木村 亮、三津田祐基、山村和弘、西山嘉一、嘉門雅史：廃棄物埋立護岸における H-H 継手を施した連結鋼管矢板の開発と適用性評価、土木学会論文集 C, Vol.62, No.2, pp.390-403, 2006.
- 10) Kimura, M., Inazumi, S., Too, A.J.K., Isobe, K., Mitsuda, Y. and Nishiyama, Y.: Development and application of H-joint steel pipe sheet piles in construction of foundations for structures, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.2, pp.237-251, 2007.
- 11) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計施工便覧、日本道路協会、p.199, 1997.
- 12) 三津田祐基、稲積真哉、木村 亮、小宮喜一、光田洋一、川崎博之：H-H 継手および従来型継手に関する力学諸特性について、第 41 回地盤工学研究発表会発表論文集、pp.1317-1318, 2006.
- 13) 鋼管杭協会：鋼管矢板基礎 ―その設計と施工―、鋼管杭協会、2002.

- 14) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計施工便覧，日本道路協会，1997.
- 15) 嶋 文雄，行友 浩，植木八寿彦，森川孝義：鋼管矢板井筒基礎の立体骨組構造としての設計法，橋梁と基礎，Vol.82，No.2，pp.30-37，1982.
- 16) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計施工便覧，日本道路協会，pp.259-291，1997.
- (2008. 7. 9 受付)

EVALUATION OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF JOINT SECTIONS IN STEEL PIPE SHEET PILES AND DEVELOPMENT OF 3D-FRAME STRUCTURAL ANALYSIS ON DESIGN OF SPSP FOUNDATIONS

Shinya INAZUMI, Koichi ISOBE, Makoto KIMURA and Yuki MITSUDA

This study carried out full-scale tension, compression and shearing test for various types of joint sections in steel pipe sheet pile (SPSP) as detailed understanding of mechanical characteristics for the SPSP foundations. Furthermore, 3D-frame structural analysis that can consider obtained mechanical characteristics of joint sections in SPSP was developed.

In this study, the tension, compression and shearing behaviors were clarified experimentally for P-P, P-T, L-T and H-H joint sections. Furthermore, applicability and validity of 3D-frame structural analysis with considering the mechanical characteristics of the joint section was confirmed.