

鋼管矢板井筒基礎における長尺鋼管矢板の施工管理

Construction Management of Driving Long Steel Pipe Sheet Pile for Cellular Foundation

楠田 晃 Akira KUSUDA (中国地方整備局 広島港湾・空港整備事務所)
 西浦 覚 Satoshi NISHIURA (中国地方整備局 広島港湾・空港整備事務所)
 田中慎太郎 Shintaro TANAKA (東亜建設工業(株))
 松島 文明 Fumiaki MATSUSHIMA (東亜建設工業(株))

国土交通省中国地方整備局は、阿賀マリノポリス地区と東広島・呉自動車道などの幹線道路を繋ぐ臨港アクセス道路として、阿賀マリノ大橋(仮称)の整備を進めている。橋梁の基礎形式は鋼管矢板井筒基礎が採用されているが、建設地点には軟弱な沖積粘性土層が厚く堆積しているため、鋼管矢板は大口径の長尺杭(φ1200mm×L 82m)となっている。

本報告では、阿賀マリノ大橋(仮称)の全体計画及び橋脚基礎構造の概要を説明した上で、H18年度からH19年度にかけて施工された「臨港阿賀地区道路(1号線)橋梁下部工事」における鋼管矢板の打設方法と、大深度まで継手が嵌合した鋼管矢板の支持力管理などの施工管理方法について報告するものである。

キーワード：鋼管矢板井筒基礎、海上施工、大深度、衝撃載荷試験、支持力管理 (IGC : E-4, H-3, K-7)

1. 阿賀マリノ大橋(仮称)の概要

呉地方拠点都市地域の流通・交流拠点地区に位置づけられる阿賀マリノポリス地区(46.4ha)と一般国道185号を結ぶ主要地方道呉環状線は、狭隘でカーブが連続した線形であるために、大型車同士の離合が非常に困難となっている上、歩行者の通行にも支障をきたしている。

阿賀マリノポリス地区のコンテナターミナルやマリーナの整備に伴う、大型車の交通量増加への対応や交通安全を確保するため、また東広島呉自動車道等の幹線道路網との連絡を図るため、阿賀マリノ大橋(仮称)を含む臨港道路の整備が進められている(写真-1)。

臨港道路の延長は約1.6kmであり、その内の710mは橋梁で計画されている。構造形式は、橋梁は7径間連続鋼床版箱桁ラーメン、基礎は鋼管矢板井筒が採用されている(図-1)。

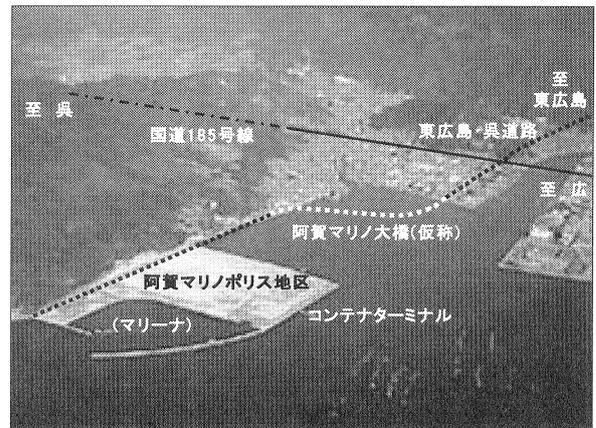


写真-1 阿賀マリノポリス地区、阿賀マリノ大橋(仮称)の全景

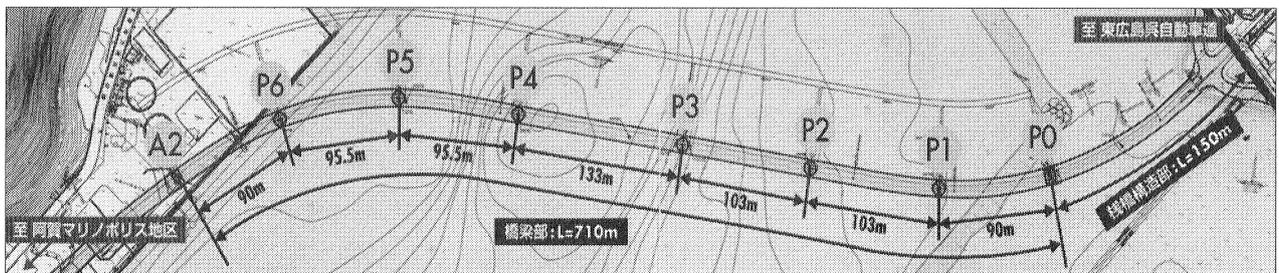


図-1 阿賀マリノ大橋(仮称)概要図

2. 橋脚基礎構造の概要(P1 橋脚)

橋脚基礎構造は、仮締切り兼用の鋼管矢板井筒基礎である。建設地点には沖積粘性土が厚く堆積しており、基礎の支持地盤高は最深部で約 CDL-75mと深いことから、鋼管矢板長は 80m を超過する構造となっている(図-2, 3)。

- 基礎構造 鋼管矢板井筒基礎(仮締切り兼用)
- 円形φ10.455m(鋼管矢板 20 本/基礎)
- 鋼管矢板 φ1200mm×t14mm×L82.0m
- 下杭 L50.0m(SKY400), 上杭 L32.0m(SKY490)
- 継手(P-P 継手×L=79.8m)
- 支持層 風化花崗岩層(CDL. -75.0m 以深)

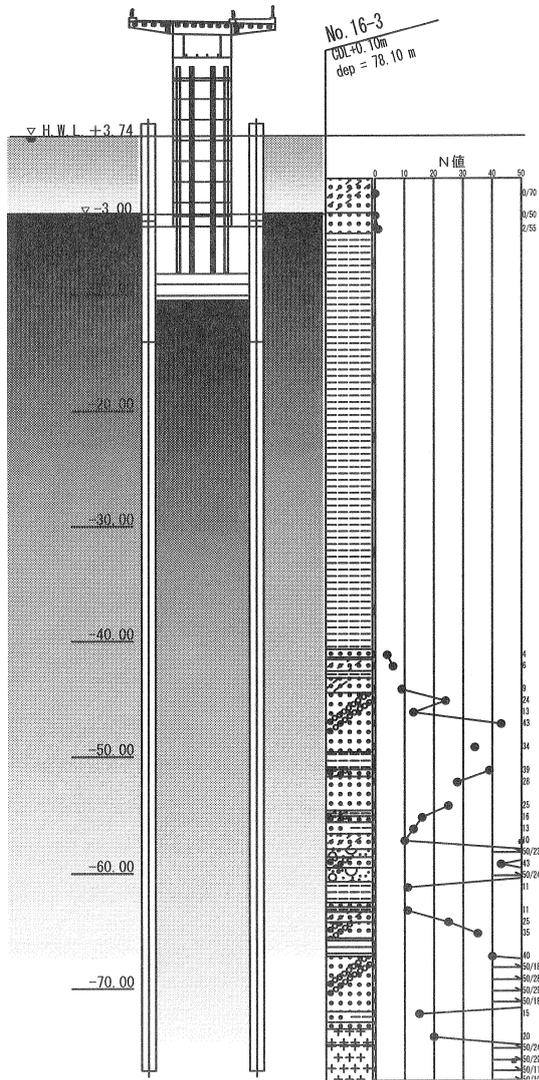


図-2 地盤条件図(P1 橋脚)

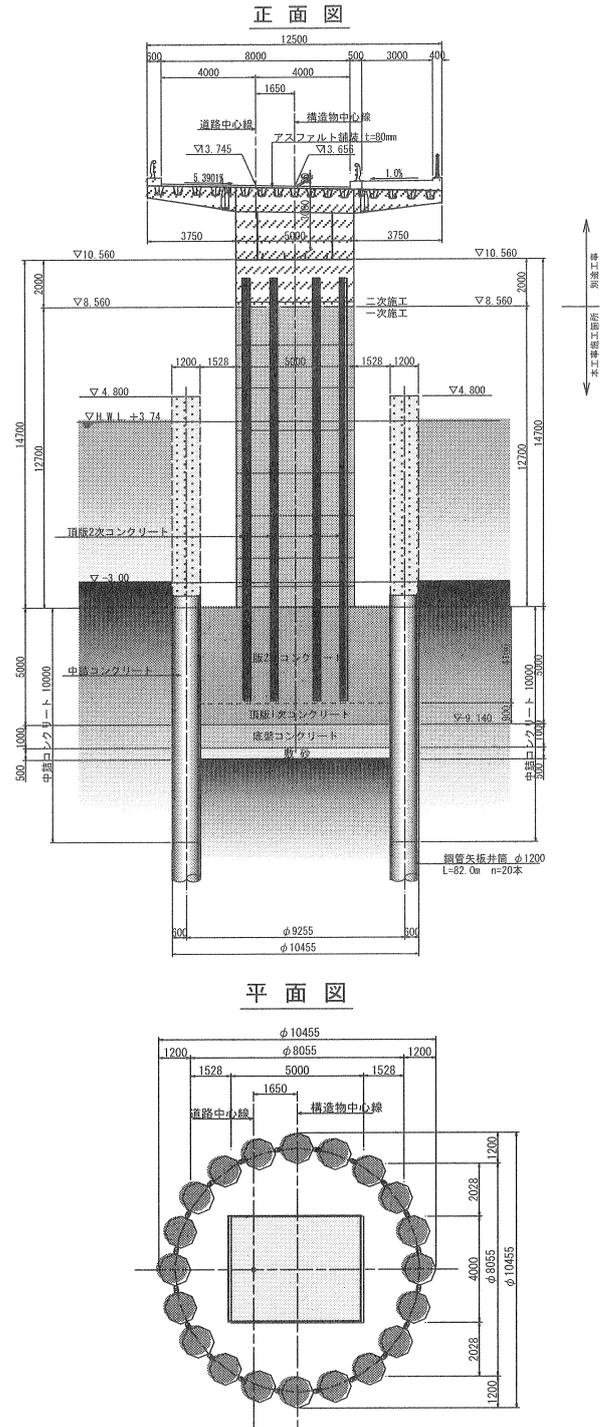


図-3 橋脚基礎構造図(P1 橋脚)

3. 鋼管矢板打設工

鋼管矢板井筒基礎は仮締切り工を兼ねており、継手管の確実な嵌合や、基礎としての構造耐力を確保する必要があるため、打設精度（閉合精度）を高めることが重要となる。

鋼管矢板は大口徑・長尺杭であり、使用する打設機械も大型となるため、打設時の杭頭座屈に対して事前検討を行い、対策を施した。

また、施工管理上重要となる支持力管理は、衝撃載荷試験を実施した上で、現場条件や使用機械条件に見合った支持力管理式を設けて管理した。

3.1 鋼管矢板の打設方法

鋼管矢板全長 82m の内、下杭(L=50m)はパイプロハンマを用いた振動工法、上杭(L=32m)は油圧ハンマを用いた打撃工法を採用した。下杭は、単体電動式では国内最大となる 240kW 級のバイプロハンマを使用して打設した。上杭の打設は、オランダ製の油圧ハンマを使用した。この油圧ハンマは、国産ハンマより高い打撃性能を有していることから、近年、海上杭打船や大型陸上杭打機に多く使用されている。

鋼管矢板の打設には、クローラークレーン(800t 吊)を搭載した油圧スパット式杭打船を使用した。長尺な鋼管矢板(下杭 50m)にバイプロハンマを加えた高さまで巻上げなければならないため、クレーンのブーム長は 79.25m とした。

(1) 下杭の施工

下杭打設後の上杭の施工では、鉛直性の修正は困難となる。鋼管矢板の施工精度は下杭の閉合・鉛直精度と上杭溶接時の鉛直性で決まるといって過言ではない。従って、下杭(50m)の 1 次閉合段階では、基準杭の位置精度と鋼管矢板の鉛直性および回転防止対策が重要となる。

鋼管はスパイラル管であるため、バイプロハンマで起振を続ければ徐々に回転を始める。設計の継手位置を確保させるため、強固な回転防止治具を導枠に設置して施工を行った(写真-2)。

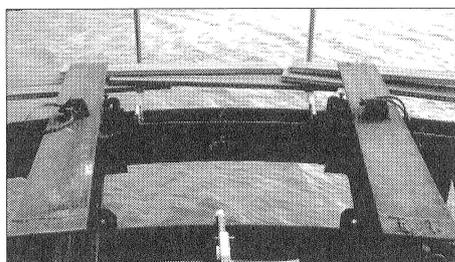


写真-2 鋼管矢板回転防止治具

鉛直性はトランシットによる 2 方向からの測量で誘導を行い、バイプロハンマによる抜き差しの繰返して精度を高めた(写真-3)。



写真-3 下杭の打設状況

(2) 現場円周溶接

上杭の建込後、トランシットによる 2 方向からの測量を行い、油圧ジャッキで鉛直性を修正し(写真-4 左)、所定のルート間隔を確保した後に溶接作業を行った。

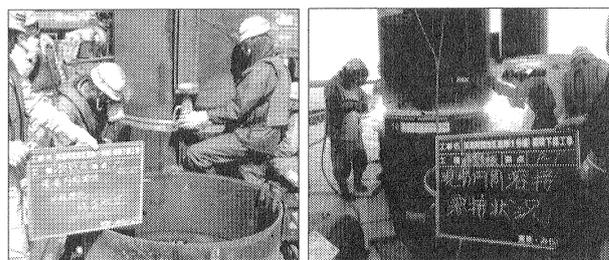


写真-4 (左) 鉛直性修正/(右) 円周溶接状況

(3) 上杭の施工

本工事では、1 本目の上杭打設時に衝撃載荷試験を実施し、施工時に確認するべき支持力値を満足しているかを確認した。更に、記録したリバウンドと貫入量の関係から、試験を行わない 2 本目以降の鋼管矢板の支持力管理式を策定した(写真-5)。また、杭頭部座屈防止の施工管理上の指標として、油圧ハンマ入力エネルギーの上限値(目安値 160kN)を設定した。

油圧ハンマ打撃時の騒音を低減する目的で、防音シートを設置した(写真-6)。

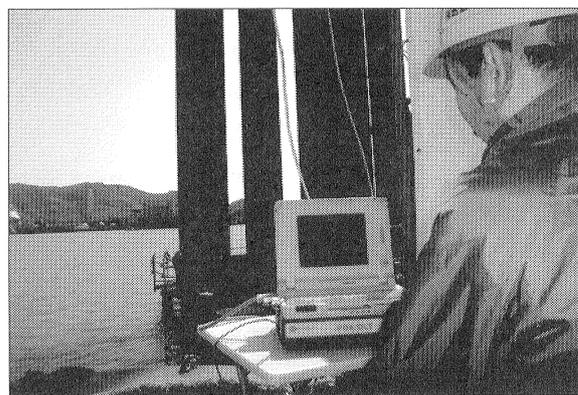


写真-5 衝撃載荷試験実施状況

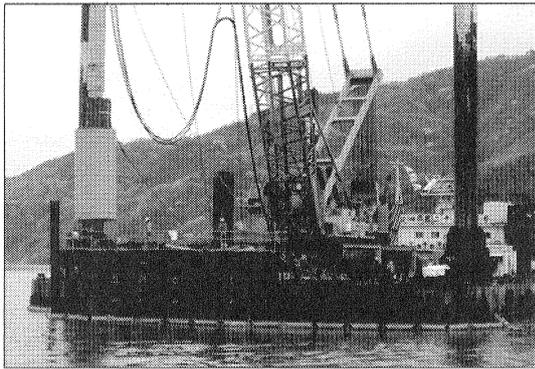


写真-6 上杭打設状況

3.2 施工管理方法

打設に先立ち、鋼管矢板の頭部補強及び支持力管理方法の検討・計画を行った。

(1) 鋼管矢板の頭部補強

長尺鋼管矢板(φ1200mm×t14mm L=82.0m)の打設は、国内に現存する最大級の油圧ハンマを用いた施工となるため、杭頭部に繰返し作用する打撃応力による杭頭座屈に対する検討を行った。

① 検討手法

鋼管矢板は鋼管杭の打設に比べ、隣接する鋼管矢板の拘束によって、偏心打撃を起こす可能性が高いと考えられる。さらに、継手管が取付けられているため、杭頭の断面変化点での応力集中によって座屈が生じ易くなる。

鋼管矢板は、打撃面(天端)から300mmの位置に継手管が取付けられており、座屈形態としては図-4に示すような形態となる可能性が高い。

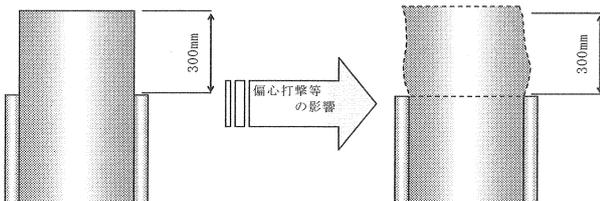


図-4 鋼管矢板の杭頭部座屈形態(例)

頭部打撃応力に対する検討は、「鋼管杭—その設計と施工—(2004 鋼管杭協会)」¹⁾「5.5.1 杭頭の座屈」に記載されているサン・ブナンによる打撃応力の理論式に基づいて行った。

サン・ブナンによる打撃応力の理論式は、ディーゼルハンマによる打撃を対象として導かれている。本施工においては油圧ハンマを使用するが、打撃時の応力波形自体はディーゼルハンマと大きく変わらないと考えられることから、以下に示す仮定に基づき、頭部打撃応力の検討を行った。

- ・当該油圧ハンマは、鋼製のアンビルを介して打撃力を直接杭頭に伝達するため、時間ずれの影響は小さく評価するべきと考え、 $t=1.0 \times 10^{-3}$ 秒と仮定した。
- ・当該油圧ハンマは、ラム落下時に初期加速度が与えられるため、当該油圧ハンマの最大打撃エネルギー(kN・m)をラム重量(kN)で除して得られる換算ラム落下高さ(m)を用いた。
- ・杭の中心線とハンマの中心線のズレ量は、「鋼管杭—その設計と施工—(2004 鋼管杭協会)」¹⁾に記載されている平均値3.80cmを用いた。
- ・一般的に油圧ハンマの打撃エネルギーは完全に杭体に伝達しないが、安全側に考えて最大打撃エネルギーが100%杭体に伝達するものとした。

② 計算条件

検討に使用する鋼管の断面性能を表-1に、油圧ハンマの性能を表-2に示す。

表-1 鋼管の断面性能

杭 径	φ (mm)	1,200
板 厚	t (mm)	14
断 面 積	A (cm ²)	521.6
断面係数	Z (cm ³)	15,280
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	917,000
回転半径	r (cm)	41.9
材 質		SKY 400
降伏点強度	σ_{ty} (N/mm ²)	235

表-2 油圧ハンマの性能

種別	ラム質量 (t)	自由落下 相当長 (m)	打撃最大エネルギー	
			(t・m)	(kN・m)
油圧ハンマ	13.6	(2.10)	28.54	280.00

(数値)：換算落下高さ

③ 事前検討結果

検討の結果、オランダ製の油圧ハンマを用いて最大エネルギーで打設した場合には、杭頭部が座屈する恐れがあるという結果であったため(表-3)、鋼管矢板工場製作段階で図-5に示す杭頭補強バンドを設置することとした。

表-3 杭頭座屈に関する事前検討結果

種 別	打撃応力度 (N/mm ²)	偏心を考慮した 許容応力度 (N/mm ²)	座屈判定(目安)
油圧ハンマ	225	182	座屈する恐れがある

使用する油圧ハンマの種類	頭部補強バンドの板厚 (mm) 【標準付属品※1】	鋼管矢板頭部の補強仕様 (mm)				
		T	L1	L2	L3	a
IHC S-280	9.0	9.0	18	400	300	6

補強仕様凡例図

※1 「鋼管杭・鋼管矢板の付属品の標準化 H14.3月

図-5 杭頭部補強の仕様

④実測による考察

実施工において、杭頭部に設置したトランスデューサ（加速度計・軸ひずみ計）の計測値を解析した結果、杭体に発生した最大応力は、中間層を含めすべての深度にわたり杭頭部で発生した。また、鋼管矢板打止め時の伝達エネルギーが最大(139kNm)となる時の杭頭発生応力は 186Mpa であり SKY400 材の降伏応力度以下であった。表-4 に最大伝達エネルギー時の杭体発生応力(打止め時)を示し、図-6 にエネルギー、応力、全抵抗の深度分布を示す。

これらの結果を事前検討で使用したサン・ブナン解に代入し、事前検討時に仮定した時間ずれを逆算すると、0秒であった。

クッション材が無く、鋼製のアンビルを介して打撃力を直接杭頭に伝達するオランダ製の油圧ハンマを使用した場合、ハンマを近似的に剛体と仮定し、長い弾性棒が衝突した際の剛体の慣性力との釣合いにより導かれた打撃応力度の理論解に近似する結果が得られた。

1本目の施工時に杭頭応力の計測を行った結果、事前検討で評価していた衝撃力の影響を超越していたが、2本目以降の鋼管矢板は、油圧ハンマの打撃エネルギーを抑えて施工したこと、事前に杭頭部補強バンドを設置したことから、杭頭部の座屈は生じなかった。

表-4 最大伝達エネルギー時の杭体発生応力

先端深度 C.D.L. [m]	入力エネルギー [kJm]	伝達エネルギー [kJm]	最大応力 [MPa]	杭頭応力 [MPa]	降伏応力 [MPa]
-77.2	140	139	186	186	235 (SKY400)

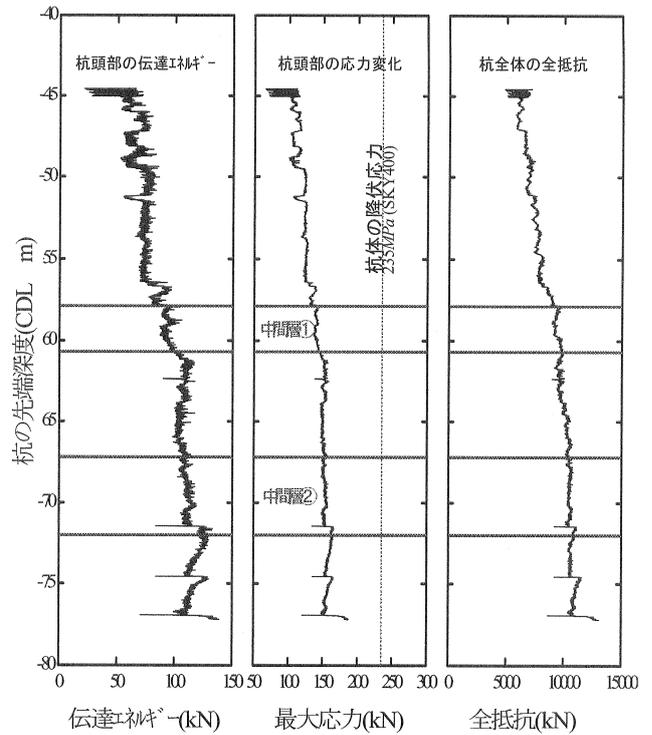


図-6 エネルギー、応力、全抵抗深度分布図

(2) 支持力管理

油圧ハンマによる施工性の確認、支持力確認および施工管理のための支持力推定式(施工管理式)の作成を目的として、下杭閉合後の上杭施工時に、衝撃載荷試験を実施した。

一般的に継手を有しない単杭の支持力管理式として動的支持力式(ハイリーの簡略式等)が知られているが、継手が嵌合した鋼管矢板の貫入量、リバウンド量には継手の摩擦の影響が含まれるため、地盤の抵抗を正しく評価することができない。これらの事については、「鋼管杭—その設計と施工—(2004 鋼管杭協会)」¹⁾の動的支持力算定式を用いる際の注意事項にも記載されており、鋼管矢板にはこれらの式を直接応用するべきでないとされている。

①衝撃載荷試験の概要

衝撃載荷試験は、ハンマを使って杭頭部に衝撃力を与え、杭頭部付近に設置した一体型トランスデューサ(写真-7)により杭体に作用する軸ひずみと加速度を計測した後、一次元波動理論に基づく解析により杭の鉛直支持力を求める試験である。試験システムの概念図を図-7に示す。

本工事では「地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説」²⁾杭の衝撃載荷試験(JGS1816-2002)に準じて行なった。

通常、支持力確認試験は杭の施工後、地盤が回復するまで養生期間をおいて実施するものである。本工事で施工する基礎は、設計上発生する軸力が許容支持力に対して余裕があるため、周辺地盤が回復しない施工時の段階で確認支持力(設計上の発生軸力×安全率)が発現することを期待して、養生

後試験は実施しなかった。

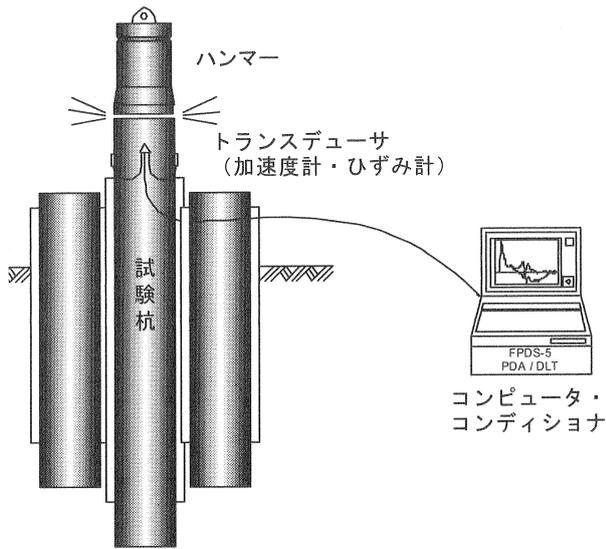


図-7 衝撃载荷試験システム概念図



写真-7 一体型トランスデューサの設置

②結果の整理方法

载荷試験から得られた波形データ等を用いて、波形マッチング解析を行うことで、周面と先端の静的抵抗力に分離して把握することができる。

なお、試験から得られる周面抵抗力は単杭の全周長に対しての静的抵抗力であるため、設計思想上、井筒包絡線の鋼管矢板1本分の静的抵抗力に換算する必要がある。

本工事では、井筒内周面は先端から内部土短辺長 ($L_0=8.055\text{m}$) 分のみを考慮し、井筒外周面はそれ以浅も考慮した。これを井筒内周包絡線および井筒外周包絡線の鋼管矢板1本分の静的周面抵抗力に換算した値に静的先端抵抗力を加え、鋼管矢板1本分の静的抵抗力を求めた。

また、隣接矢板と継手が嵌合する部分 (C. D. L. -37.65m 以浅) については、地盤の抵抗と継手の抵抗を分離することができないため、周面抵抗力を安全側に考え無視した(図-8)。

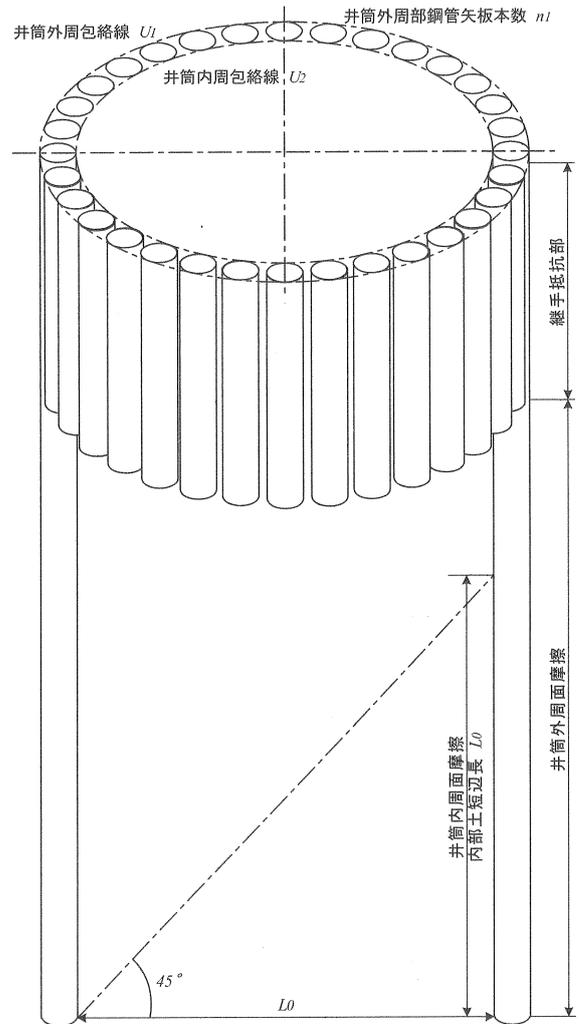


図-8 周面抵抗力の模式図

③確認支持力の設定

衝撃载荷試験では鋼管矢板1本当たりの最大鉛直反力に安全率を乗じたものを確認することとした。安全率は(常時の安全率:3) ÷ (载荷試験による補正係数 γ :1.2) = 2.5 とした。表-5に確認支持力値を示す。

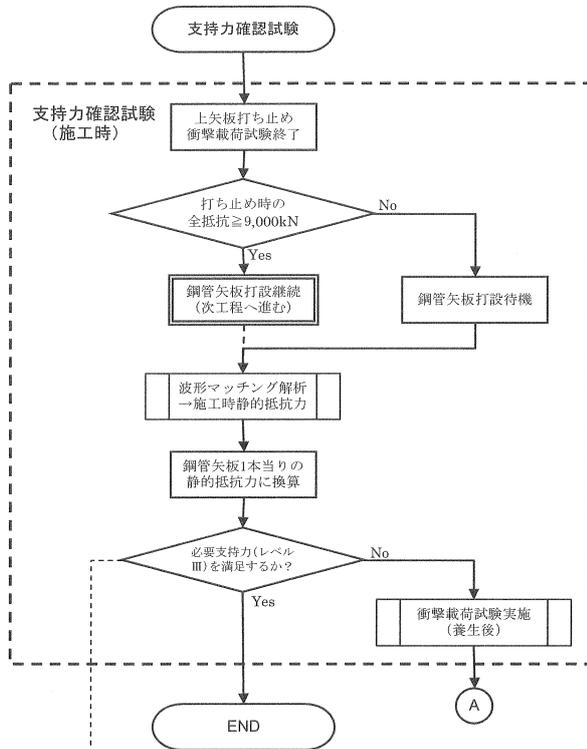
表-5 確認支持力

鉛直反力(最大) $R \text{ max [kN]}$	安全率 F_s	確認支持力 $R \text{ max} \times F_s \text{ [kN]}$
1,568	2.5	3,920

④試験フロー

支持力の確認手順は、図-9に示すフローに基づくこととした。

試験で得られたデータの解析には1日~2日程度を要するため、大型杭打ち船を休止拘束することとなる。したがって、過去の類似した試験例を参考にリアルタイムに把握できる全抵抗値に目安値を設け(今回工事では9,000kN)、早い判断で次工程進捗への良否を判断した。



【地盤回復後の必要支持力(≠施工時の支持力)】

レベル	支持力値/本当たり	摘要
レベルⅠ	1,568 kN/本	設計上の発生軸力(Max常時温度)
レベルⅡ	3,440 kN/本	設計上の許容支持力(常時)
レベルⅢ	3,920 kN/本	設計上の発生軸力に常時の安全率2.5を乗じた値
レベルⅣ	10,321 kN/本	設計上の極限支持力

※レベルⅢ：載荷試験に基づくため、常時の安全率を3.0×γ1.2=2.5とする。

【養生後の衝撃載荷試験(リドライブ)について】
 施工時の支持力が、地盤回復後に必要とする支持力を満足できない場合には、数日後に養生後の載荷試験を同試験杭で行うこととする。
 但し、同試験杭の試験時に得られた波形からセクション抵抗の影響が過大である場合、養生後の地盤セットアップを適正に評価できないため、別の鋼管矢板にて養生後の載荷試験を実施する。

図-9 試験フロー(施工時)

⑤載荷試験を実施しない鋼管矢板の管理方法

衝撃載荷試験より所要の支持力が確認された場合、載荷試験を行わない鋼管矢板については、載荷試験を実施した鋼管矢板と同等の根入れ長を確保することによって所要の支持力を確保できるものとして評価した。

また、衝撃載荷試験により求められたRs(施工時の静的抵抗力)と試験矢板打設時の貫入量・リバウンド量を利用して、ハイリーの簡略式を基本とした(1)式の換算係数(Cf)を逆算して設定することで、継手の影響、当該基礎の地盤および使用ハンマの特性が考慮された施工時の支持力推定式を策定した。

$$R_s = C_f \times \frac{Eh}{S + \frac{K}{2}} \quad (kN) \quad (1)$$

Rs : 載荷試験を実施しない鋼管矢板の
 施工時静的抵抗力 (kN)

Cf : ハンマ効率, 地盤条件, 内外周面摩擦抵抗の包絡長換算, および内周面摩擦抵抗の土短長分の控除等を考慮した施工時の全抵抗に対する換算係数 (kN)

Eh : ハンマ入力エネルギー (kNm)

S : 貫入量 (m)

K : リバウンド量 (m)

⑥衝撃載荷試験結果

衝撃載荷試験により得られたデータを表-6に示す。ここで、Blow No. は計測器でカウントした打撃回数で、結果は打ち止め時(最終打撃)のものである。

表-7に施工時のP1橋脚試験矢板における、鋼管矢板1本当たりの支持力を示す。施工時試験により確認支持力を満足したため、養生後試験は実施しなかった。

表-6 試験データ(最終打撃)

橋脚No.	P1
杭 No.	15 (施工時)
Blow No.	4874
杭先端深度(C. D. L.)	[m] -77.20
根入長	[m] 74.20
貫入量	[mm] 3.8
リバウンド量	[mm] 13.5
ハンマーエネルギー	[kNm] 140
伝達エネルギー	[kNm] 139
全抵抗	[kN] 12,990

表-7 施工時の鋼管矢板1本当たりの支持力

解析結果 [kN]	4,529	鋼管矢板1本当たりの換算値
確認支持力 [kN]	3,920	鉛直反力(最大)×安全率2.5
判定	○	

⑦載荷試験を実施しない鋼管矢板の支持力管理式

載荷試験を基に、一般的に利用されているハイリーの簡略式を変形した(2)式を設け、載荷試験を実施しない鋼管矢板の支持力を管理した。この式は、継手抵抗等による不可抗力および、設計上考慮できない内部周面摩擦力を、試験結果から得られた低減係数を乗じることで排除するというシンプルな思想に基づくものである。従って、杭長、地盤条件、ハンマ特性等が異なる他の基礎には適用できないことに留意が必要である。

下式を利用して管理した鋼管矢板の支持力値を図-11に示す。

$$R = \frac{Eh}{S + \frac{K}{2}} \times 0.341 \quad (kN) \quad (2)$$

R : 施工時静的抵抗力 (kN)

Eh : 打撃エネルギー (kNm)

S : 貫入量 (m)

K : リバウンド量 (m)

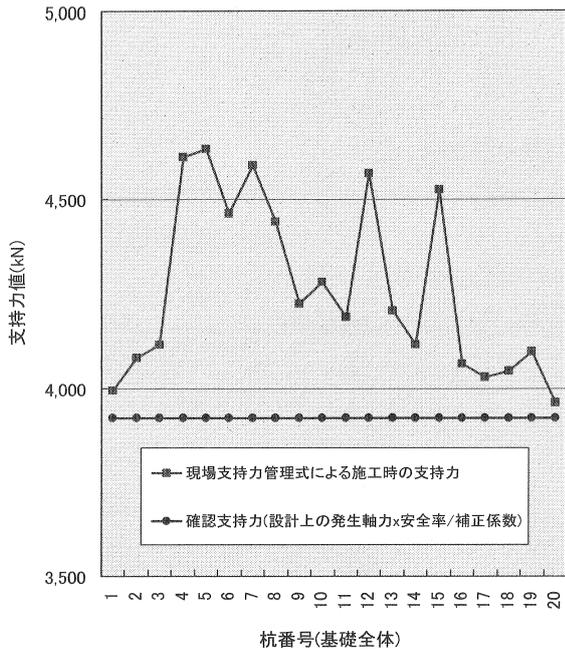


図-10 载荷試験を実施しない鋼管矢板の支持力値

4. まとめ

鋼管矢板の継杭施工においては、いかに精度良く下杭の1次閉合を行うかが、打設完了までの施工性を大きく左右する。特に長尺鋼管矢板の施工では、継手管が長い為、鋼管矢板の傾斜や打設間隔などの僅かな施工誤差が、継手抵抗の急激な増大に繋がることは周知の通りである。

一般的に鋼管矢板の打設順序には、①片押しで打設する方法と、②数本の基準杭を先行施工し、基準杭に挟まれる区間の閉合を繰り返す方法とがある。当工事の鋼管矢板は、大口径・長尺杭であるため、一度打設した鋼管矢板を引抜くことが困難なことを考慮して、閉合に関するリスクが小さい後者の方法を採用した。

鋼管矢板の打設に際しては、地質条件の相違や想定を越えた継手抵抗の発現などによる貫入不能の発生を懸念して、打撃エネルギーが大きく、ハンマ効率の高いオランダ製の油圧ハンマを採用した。機械の大型化に伴い、事前検討段階から杭頭部の補強検討を実施していたが、施工時には検討結果よりも大きな杭頭応力が生じたため、打撃エネルギーを50%程度(140kN・m/280kN・m)に抑えて施工を行った。事前の杭頭応力度の照査では、サン・ブナンによる打撃応力の理論式に、 $t=1.0 \times 10^{-3}$ 秒の時間ずれの影響を考慮したが、打撃力を直接杭頭に伝達するハンマを使用したため、サン・ブナンにより導かれた打撃応力度の理論解に近似する打撃応力が得られた($t=0.0$ 秒)。

鋼管矢板の施工管理上重要となる支持力については、一般的にはハイリーの簡略式から得られる鋼管杭1本当りの支持力値

と設計上の極限支持力と比較することが多い。本工事においては、1本目に打設した鋼管矢板(上杭)を試験杭として衝撃载荷試験を行い施工時の静的抵抗力を求めた。確認すべき支持力値の決定に際しては、①施工時の载荷試験から得られる静的抵抗力は、先端および周面地盤が乱された状態のものであること、②設計上の発生軸力は許容支持力に対して比較的余裕があることを考慮して、極限支持力ではなく設計上の発生軸力に安全率を乗じた値とした。これは、地盤回復後の载荷試験を前提としていない本工事においては、設計上の極限支持力値を比較対象にするのは過大であると判断したためである。载荷試験を行わない2本目以降の鋼管矢板は、载荷試験結果を基にハイリーの簡略式を変形した現場独自の支持力管理式を策定し、支持力管理を行った。

鋼管杭の载荷試験については全国で数多くの実施事例が報告されている。この内 $\phi 1,000$ mm程度までの鋼管杭の支持力特性に関してはかなり解明されており、その成果は、関連する基準書の設計の考え方に反映されている。一方、今回のように $\phi 1,000$ mmを超える大口径の鋼管杭の支持力機構については検討例が少なく、先端閉塞効果などの支持力機構が十分明らかになっていないのが現状である。従って、大口径杭の施工に際しては、設計面での支持力の考え方や、支持力の確認方法を事前に検討し、把握することが重要であると考ええる。

今後の阿賀マリノ大橋(仮称)整備工事およびその他同様の長尺鋼管矢板基礎工事において、本工事の良い施工例や施工管理上のノウハウが有効に活用されれば幸いである。

なお、未筆ながら、今回の工事の完成が関係者の多大なるご尽力により可能になりましたことを報告申し上げます。

参考文献

- 1) 鋼管杭協会: 鋼管杭-その設計と施工-, PP443-450, PP485-487, 2004.
- 2) (社)地盤工学会: 杭の鉛直載荷試験方法・同解説-第1回改定版-, PP227-244, 2002.

(2008年7月16日 受付)