

空頭制限用ストランド場所打ち杭の開発と 実工事への適用

築嶋大輔¹・野澤伸一郎²・高崎秀明³・近藤昭二⁴・高瀬義行⁵・田中良弘⁶

¹正会員 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)

²フェロー会員 博(工) 東日本旅客鉄道(株) J R 東日本研究開発センター
(〒331-8513 埼玉県さいたま市日進町2-0)

³正会員 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)

⁴正会員 大成建設(株) 東京支店 秋葉原工事業所 (〒101-0028 東京都千代田区神田花岡町)

⁵大成建設(株) 土木本部 土木技術部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1)

⁶フェロー会員 Ph.D. 大成建設(株) 技術センター 土木技術研究所
(〒245-0051 神奈川県横浜市名瀬町344-1)

作業空頭が制限された空間での施工に適した場所打ち杭構造として、軸方向鋼材に高強度でフレキシブルな曲げ性状を有するストランドを用いて、軸方向鋼材の継ぎ足しを省略したストランド場所打ち杭を開発した。空頭制限下で場所打ち杭を施工する J R 秋葉原駅改良工事にストランド場所打ち杭を使用し、設計・施工を検討して工期およびコストを従来工法と比較した。設計においては、ストランド場所打ち杭の部材剛性とコンクリートとの付着を考慮した以外は、鉄筋コンクリート杭を用いた場合とほぼ同様に設計した。また、施工においては、同程度の空頭制限下で施工された従来工法に比べ、鋼材建て込み作業時間が大幅に短縮され、コストにおいても、従来工法より割安となった。

Key Words : strand, reinforced concrete pile, cycle time, construction site, design, limited height

1. はじめに

既設構造物の改良工事や仮受けなどで、特に都市部においては空頭制限を受ける場所での場所打ち鉄筋コンクリート杭の施工が増えている。その施工においては、機械式継ぎ手や重ね継ぎ手により、短い鉄筋籠を繰返し継ぎ足していく必要があるため、コストの増大や作業時間の延長等が問題となっている。空頭制限約4.5mでの施工において、鉄筋籠建て込み作業が、杭1本の構築に要する全作業工程の内2/3を占めた報告もある¹⁾。

そこで、杭の軸方向鋼材(以下、主鋼材という)に、従来の異径鉄筋の代わりにフレキシブルな曲げ性状を有するストランドを用い、継ぎ手を不要とし、主鋼材の連続建て込みを可能とする杭構造(以下、ストランド場所打ち杭という)、およびその施工方法を開発した。

従来工法およびストランド場所打ち杭の施工イメージを図-1に示す。同種の構造としては、空頭制限下での施

工を念頭に主鋼材にストランドを用いた連続地中壁の適用実験例²⁾があるものの、実工事に用いるまでには至っていない。また、鋼管内にストランドを挿入し杭を構築するフレキシブル鉄筋コンクリート杭工法³⁾は、地滑り抑止杭としての施工実績は多いものの、空頭制限下での施工実績はない。

今回、空頭制限下での杭施工が必要となる秋葉原駅改良工事において、ラーメン高架橋の基礎にストランド場所打ち杭を採用することとした。実工事に適用することでストランド場所打ち杭の設計・施工に関する課題を検討し、コスト、工期等について従来の場所打ち鉄筋コンクリート杭との比較を試みた。

2. 場所打ち杭のコスト分析

ストランド場所打ち杭の特徴は、限られた空頭制限下

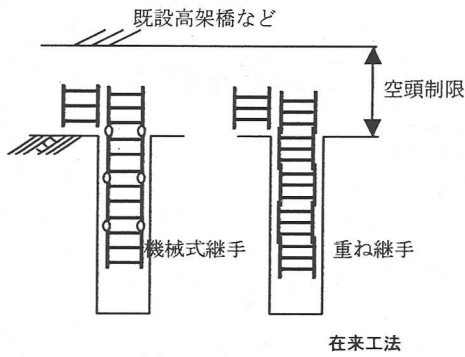


図-1 ストランド場所打ち杭のイメージ

においても主鋼材の継ぎ足しが不要で、連続した主鋼材の建て込みが可能となることから、施工時間を大幅に短縮し、さらにコストダウンも図ることができることにある。しかしながら、ストランドの材料費が異径鉄筋に比べ割高となるので、空頭制限の度合いや杭長によっては場所打ち鉄筋コンクリート杭に比べ施工コストが割高となることもある。

そこで、JR秋葉原駅改良工事で採用することを念頭に空頭制限を4.0mに設定した中で、直径2.0m、杭長25mの場所打ち鉄筋コンクリート杭と、同じ断面耐力を有する直径2.0mおよび1.8mの2ケースのストランド場所打ち杭とでコスト分析を行った。

なお、ストランド場所打ち杭の施工コストは、予め実施した施工試験データを基に算出し、場所打ち鉄筋コンクリート杭の鉄筋籠の継ぎ手には、空頭制限4mの条件から機械式継ぎ手を想定した。

各杭構造の施工工種毎のコスト比率を図-2に示す。

コスト要素の中で、大きな割合を占めるものは、いずれの杭構造の場合も、鋼材・コンクリート材料費、本作業（掘削他）、掘削残土処理費となる。

ストランド場所打ち杭を採用する場合は、材料費が割高となる代わりに、工期短縮効果により本作業内の労務費、機械運搬費の縮減が期待できる。また、高強度なストランドを使用することにより杭径を縮小することも可能で、掘削に関わる費用の縮減も図ることができる。ただし、この場合、ストランド鋼材量が増えることと、コ

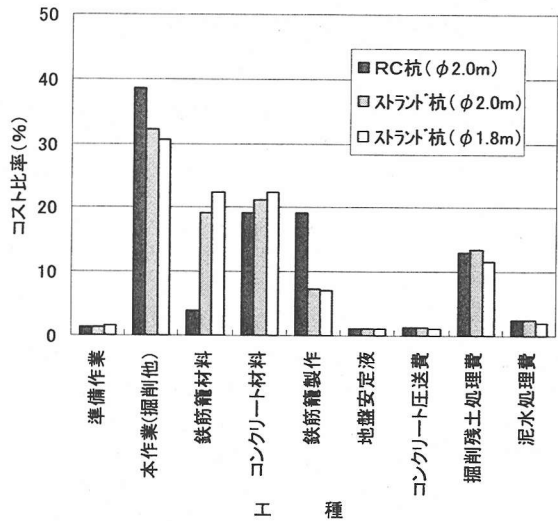


図-2 工種毎のコスト比率

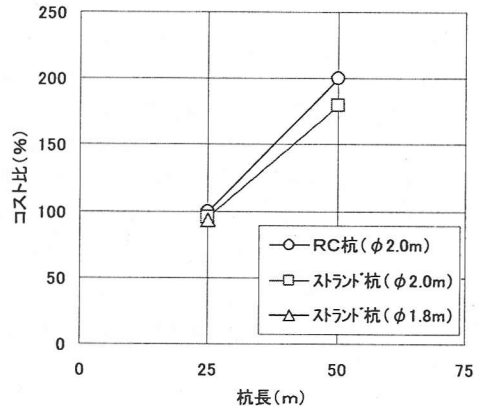


図-3 杭長と施工コスト

ンクリート強度を上げることが伴う場合もあり、材料費がより割高となることも考慮しなければならない。

上記の事柄を考慮して試算した結果、場所打ち鉄筋コンクリート杭の施工費を100%とした場合、ストランド場所打ち杭の施工費は、杭径2.0mで96%、杭径1.8mで93%とやや割安となることがわかった。なお、杭長が50mとなった場合には、杭径2.0mで10%ほどのコストダウンを図ることができる（図-3参照）。

3. 主鋼材にストランドを用いた部材と鉄筋コンクリート部材との違い

主鋼材にストランドを用いた部材（以下ストランド部材）と鉄筋コンクリート部材の破壊性状の違いについて以下に述べる⁴⁾⁵⁾。

(1) ストランドの材料特性

ストランドの材料特性を表-1に示す。

ストランドの材料特性は、異径鉄筋に比べ高強度で、伸び能力が小さい。

(2) 破壊性状

片持ち梁形式の供試体による正負交番載荷実験結果⁴⁾から得られたストランド部材の破壊性状の鉄筋コンクリート部材と比較した特徴は、以下の通りである。

a) ストランドとコンクリートとの付着が弱く、ひび割れ分散性に劣る。

b) ひび割れが集中しやすいことに加え、ストランドが高強度であることもあり、異径鉄筋を用いた同じ断面耐力を有する鉄筋コンクリート部材と比較すると、同荷重載荷時の主鋼材のひずみレベルが大きく、回転固定基部のひび割れ幅、主鋼材の抜け出し量が大きくなる。また、これにより、部材全体の変形量が大きくなり、同じ断面耐力を持つ鉄筋コンクリート部材に比べひび割れ後の部材剛性低下が大きくなる。

c) ストランド自体の破断伸びは小さいものの、コンクリートとの付着が早期に切れ、ストランドに生じるひずみが平均化することから、鋼材は破断しにくくなる。

ただし、繰返し載荷状態で、ひび割れ面で伸びたストランドが、再びひび割れが閉じる際に提灯状に膨らむように押し潰されると(写真-1)、局部的に大きなひずみが生じるため、比較的少ない繰返し載荷で破断することがある。

d) コンクリートの圧壊の進展に伴い、耐荷力が徐々に低下しながら降伏荷重を下回る時点の変位(終局変位)は、鉄筋コンクリート部材と同程度になる。また、ストランド自体が高ひずみ領域においても異径鉄筋に比べ復元力を持っているので、降伏後の荷重ゼロにおける残留変位が小さい。

e) 終局耐力は、ストランドとコンクリートとの付着が小さく滑りが生じた場合でも、ストランド両端部が定着され、終局耐力に至る前にストランドが降伏ひずみに達している場合は、断面内の力の釣り合いが断面内のひずみ分布形状にほとんど依存しないため、通常のRC部材と同様に平面保持を仮定して評価できる。

4. 設計の考え方

(1) 耐震設計の考え方

一般に、杭部材は補修が困難であるため、その損傷を小さくする目的で柱等の上部構造部材が終局耐力に至る

表-1 ストランドの材料特性

記号	呼び名	f_{pyd} (N/mm ²)	f_{pud} (N/mm ²)	伸び %
SWPR7A	12.4mm 7本より	1,470	1,710	3.5
	15.2mm 7本より			
SWPR7B	12.4mm 7本より	1,570	1,860	3.5
	15.2mm 7本より			
インデント有り	12.4mm 7本より	880	1,080	3.5
	16.5mm 7本より			

提灯状につぶされたストランド



写真-1 提灯状のストランド

時点でも破壊しないように設計することとなっている。

秋葉原駅改良工事における杭部材の設計においても同様な設計方針を採用することとした。

ストランド場所打ち杭の終局耐力は、付着切れが生じた場合でも、コンクリートの圧壊に対してストランドの降伏が先行するように設計された場合には、鉄筋コンクリート杭と同様に平面保持を仮定して算定できることがわかっている。従ってコンクリートの圧壊が先行することのないよう断面、配筋を定めた上で、上部構造部材が終局耐力に達した時点の水平震度を杭の設計水平震度に用いて終局耐力の照査を行うこととした。

(2) 構造解析

ストランド部材は同径で同耐力を有する鉄筋コンクリート部材に比べ剛性が小さくなることがわかっている。

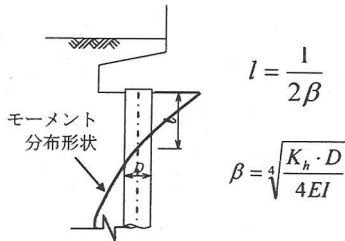
JR秋葉原駅のように不静定構造物であるラーメン高架橋にストランド場所打ち杭を用いる場合は、杭部材の剛性の違いが構造物全体の解析結果に影響を与える。従って、断面力の算定に用いる解析には、ストランド場所打ち杭の剛性と他の鉄筋コンクリート部材との剛性の違いを考慮することとした。なお、その他の事柄については、従来の設計標準^{(6),(7),(8)}に拠り設計することとした。

a) ストランド場所打ち杭の剛性低下率

文献5)は、ストランドを主鋼材に用いた部材の全断面有効剛性に対する降伏時割線剛性の低下率 α を、式(1)により評価できると示している。

$$\alpha = -1.684 + 0.762 p_s + 2.265 l / d + 0.656 \eta \quad (1)$$

ここで、 α : 降伏割線剛性/全断面有効剛性×100 (%)



ここで、 l : せん断スパン

K_h : 水平地盤反力係数 (N/m^3)

EI : 杭の曲げ剛性 ($N \cdot m^2$)

D : 杭径 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-1})

図-4 杭頭部のせん断スパン

p_s : 主鋼材比 (%) ($0.28 < p_s < 0.95\%$)

l/d : せん断スパン比 ($1.0 < l/d < 4.5$)

l : せん断スパン, d : 有効高さ

η : 軸力比 (%) ($0 < \eta < 12.7\%$)

ただし、一般的な設計計算には全断面有効剛性を用いた静的線形骨組み解析が用いられるが、通常の鉄筋コンクリート部材もひび割れ発生後に剛性低下を生じることから、設計計算で考慮すべき全断面有効剛性に乗じるストランド場所打ち杭の剛性低下率は、式(1)で求められる剛性低下率ではなく、組み合わせられる柱、梁等の鉄筋コンクリート部材の剛性に対する比とする必要がある。

そこで、文献4)、5)の実験供試体について、鉄筋コンクリート部材と同様に、コンクリートとストランドとの完全付着を仮定し、コンクリートのひび割れを考慮したファイバーモデルによる解析を行い、解析から求めた降伏割線剛性に対する実験での降伏割線剛性の比をストランド部材の鉄筋コンクリート部材に対する剛性低下率 α_1 として設計計算の線形骨組み解析に考慮することとした。 α_1 は、式(1)と同様な多変量解析の結果、式(2)(重相関係数 $R=0.82$)で求めることができる。

なお、式(2)では、解析の中で軸力の影響が考慮されているため、軸力比 η は説明変数から除かれている。

$$\alpha_1 = -0.753 p_s + 0.269 l/d + 0.218 \quad (2)$$

b) 剛性低下の範囲

文献4)、5)の実験および解析において、せん断スパン比が3.5~4.5と大きい部材ではストランドとコンクリートとの付着が機能している結果が得られている。

従って、剛性低下を考慮する範囲は、杭頭がフーチングや地中梁などで拘束され、杭頭部から曲げモーメントの向きが反転するまでのせん断スパンが、比較的小

表-2 ストランド直線定着長 (mm) $\gamma_c=1.3$

種別		$f_{ck}=40N/mm^2$		
ストランド径	束ね本数	気中	自然泥水中	べント付泥水中
Φ12.4	1本	350	900	1050
	2本	400	1100	1300
	3本	450	1450	1750
Φ16.5	1本	500	1200	1400
	2本	550	1450	1750
	3本	600	1950	2350

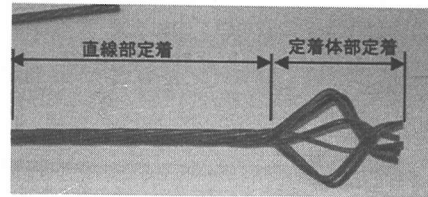


図-5 標準的なHタイプ定着体

さくなる杭頭部におけるせん断スパンのみとした。

この範囲の曲げモーメント分布は実験条件と類似していることから、式(2)により剛性低下率を算定した。

なお、せん断スパン l は、文献6)に倣い図-4に示す通り $l/(2\beta)$ とした。

(3) 最小引張鋼材量

最小引張鋼材量(鉄筋量)は、鉄筋コンクリート部材では一般に、ひび割れ直後の脆性的な破壊を防止するため0.2%と定められている。異径鉄筋に比べ高強度なストランドを用いた場合の最小引張鋼材量は、降伏応力度比で低減した上で安全側の0.1%とした。

(4) ストランドとコンクリートとの付着強度

付着強度に関する既往の実験結果⁹⁾から、ストランドは異径鉄筋に比べ公称径に対する表面積が大きいいため、初期の付着強度は大きい。しかし、初期付着が切れた後には異径鉄筋のふしのような効果が得られず最大付着強度が小さくなることがわかっている。インデント付ストランドの付着強度の特性値 f_{bok} (N/mm^2)は、文献9)に示されたデータを基に導いた式(3)を採用した。

$$f_{bok} = 0.24(f_{ck}' - 16.6)^{2/3} * (1.2 - 0.2N) \quad (3)$$

ここで、 N : 束ね本数

f_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

(5) ストランド端部の定着

主鋼材の段落し部および杭頭での定着は、ストランドをコンパクトなロール状にして狭隘な現場にセットする

必要があるため、現場にて容易に定着体が成型できるVSL工法のHタイプ¹⁰⁾定着方法を採用することとした。

本工法は図-5に示す直線定着部分と定着体定着部分がそれぞれ60%、40%の割合で定着力を負担すると考えており、定着体部定着長は、φ16.5では150mm、φ12.4では130mmとなる。

表-2にコンクリートの設計基準強度が40N/mm²の場合のストランドの直線定着長を示す。

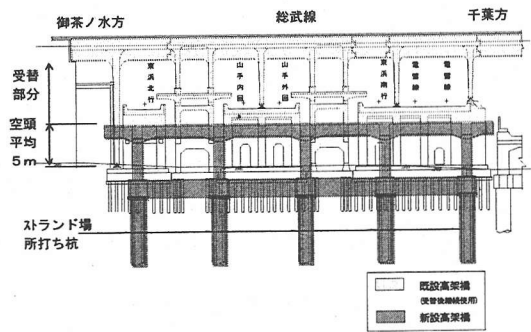


図-6 秋葉原駅改修断面図(図-7 ; A-A断面)

5. 実工事における設計概要

(1) 秋葉原駅改良工事の概要

秋葉原駅 (G.L.3.5m) は、大正14年に開通した¹¹⁾、¹²⁾京浜東北・山手線のRC構造の高架橋(R.L.10.9m)とこれを跨ぐ形で昭和7年に建設された総武線の鋼構造の高架橋(R.L.17.7m)が交差して形成されている¹³⁾。現在建設中の常磐新線から、既設J R線への乗換え設備として総武線下の新改札口から京浜東北・山手線西口まで改札内コンコースを新設する。現存する設備の改修は、京浜東北・山手線、総武線とも既設高架橋下の空間を利用して新しい高架橋を築造し、既設高架橋は軌道階のみを新設高架橋に受け替え、柱および基礎部分を撤去する。新しい高架橋の地上階が、新しいコンコースとなる(図-6)。

ストランド場所打ち杭の施工場所は京浜東北・山手線と総武線の交差部を受替える新設高架橋部分で、直径1.8m、長さ27mの場所打ち杭を合計24本施工する。既設高架橋は、軌道部とホーム部がそれぞれ独立した構造のため、作業空間は多数の柱と梁に囲まれている。柱間隔は4~5m程度、空頭は平均で5m、最低では2.75mと非常に狭隘である(図-7)。

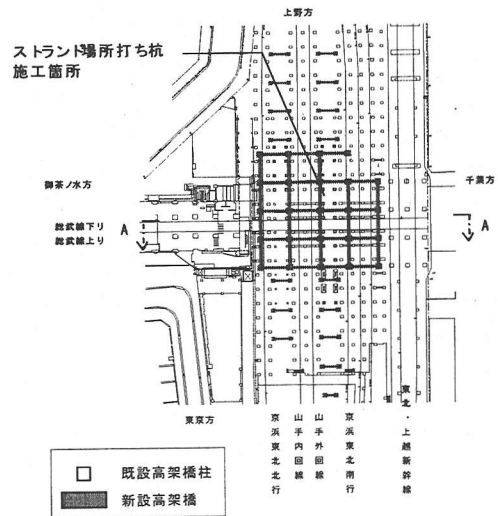


図-7 秋葉原駅ストランド場所打ち杭施工位置図

(2) 杭の設計

ストランド場所打ち杭を用いた新設高架橋の構造形式は2層4径間RCラーメン構造で、交差する既設高架橋の軌道およびコンコース階を受替えて一体構造とするために複雑な構造となっている。各ラーメン列の荷重分担は立体骨組解析により求めた。

杭の配筋にあたっては、荷重分担の違いに対応して、分担の大きいAタイプと分担の小さいBタイプの2種類を設定した(図-8)。

ストランド場所打ち杭の設計概要は次の通りである。

a) 設計条件

① 杭諸元

杭長	L=27.0m
杭径	φ=1.8m
施工法	: TBH工法(自然泥水)

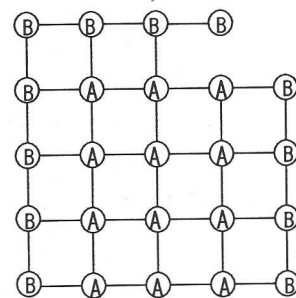


図-8 杭のタイプ分け

② コンクリート

呼び強度	$f_c=60\text{N/mm}^2$
設計基準強度	$f_{ck}=42\text{N/mm}^2$
弾性係数	$E=2.8 \times 10^4\text{N/mm}^2$
最大水セメント	W/C=55%以下
粗骨材の最大寸法	$G_{\text{max}}=20\text{mm}$ または 25mm

③鋼材

- 主鋼材：(インデントあり)
 - 引張強度の特性値 $f_{stk} = 1080\text{N/mm}^2$
 - 引張降伏強度の特性値 $f_{syk} = 880\text{N/mm}^2$
- せん断補強鋼材：SBP DN1275/1420
 - 引張強度の特性値 $f_{stk} = 1420\text{N/mm}^2$
 - 引張降伏強度の特性値 $f_{syk} = 1300\text{N/mm}^2$

b) 地盤条件

秋葉原駅周辺の地層構成は、第三紀更新世から第四紀更新世に堆積した上総層群を基盤とし、これに中・後期更新世の堆積物が江戸川層・東京層の順で堆積する。これらの更新世堆積層の上を沖積層が覆っている。設計に用いた主な土質条件を図-9に示す。

c) 杭長の決定

鉄筋コンクリート杭を想定した概略設計段階では、杭径が2.0mで杭長が24mであったが、高強度なストランドを主鋼材とするストランド場所打ち杭を用いることにより杭径を1.8mと縮径し、杭長は支持力を補うために27mと長くした。杭長27mにおける支持力総括を表-3に示す。杭長は常時状態の許容支持力から決定し、一時、地震時状態においては余裕がある。

d) 断面力の算定

解析に用いた剛性低下率は次のとおりである。

$$\alpha_1 = -0.753p_s + 0.269l/d + 0.218$$

$$l/d^0 = 1/(2 \cdot \beta \cdot 0.8D) = 1/(2 \times 0.136 \times 0.8 \times 1.8) = 2.553$$

$$\beta = (K_b \cdot D/4 \cdot E \cdot I)^{1/4} = 0.136$$

$$D = 1.8\text{m}$$

$$E = 2.8 \times 10^4 \text{N/mm}^2$$

$$I = \pi/64 \times 1.8^4 = 0.5153\text{m}^4$$

$$K_b = 10990\text{kN/m}^2$$

「タイプA」

断面形状 $R=90\text{cm}$
 鋼材量 $As=3 \phi 16.5-36 \text{本}=180\text{cm}^2$
 主鋼材比 $p_s=100 \times 180/\pi \times 90^2=0.707\%$
 $\alpha_1 = -0.753 \times 0.707 + 0.269 \times 2.553 + 0.218 = 0.372$

「タイプB」

断面形状 $R=90\text{cm}$
 鋼材量 $As=3 \phi 16.5-28 \text{本}=140\text{cm}^2$
 主鋼材比 $p_s=100 \times 140/\pi \times 90^2=0.550\%$
 $\alpha_1 = -0.753 \times 0.550 + 0.269 \times 2.553 + 0.218 = 0.491$

剛性低下による杭に生じる断面力への影響は、杭頭モーメントが小さくなるが、地中モーメントが大きくなる傾向にある。

今回の計算結果では、「剛性低下なし」の場合に対して「剛性低下あり」の場合の曲げモーメントが、杭頭で

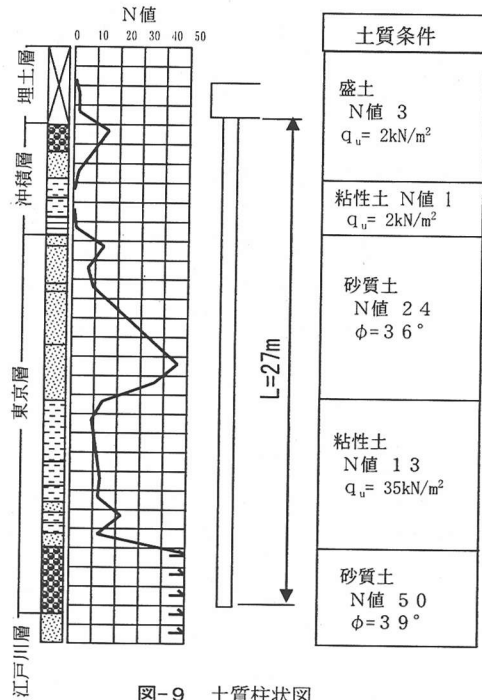


図-9 土質柱状図

表-3 タイプA杭の支持力総括(kN)

	常時	一時	死荷重 地震時	列車載荷 地震時
N_{max}	9980	12980	11010	11310
N_{min}	—	—	—	—
Q_a	10290	15640	20060	22550
Q_t	-1030	-3580	-5810	-6610

20%小さく、地中部で11%大きくなっており、これは従来の設計で行われていた地震時の杭頭剛結と杭頭ヒンジの結果と同様の傾向である。曲げモーメントの分布比較を図-10に、断面力比較表を表-4に示す。

今回の設計は、ストランド場所打ち杭の最初の適用でもあることから、剛性低下がある場合とない場合の両方について断面力を満足するように鋼材量を決定した。

(3) ストランド場所打ち杭を適用したことによる上部工への影響

剛性の小さいストランド場所打ち杭を用いた場合の上部工部材に生じる断面力の違いを確認するために、杭の剛性低下を考慮する場合としない場合の静的骨組み解析を行い、それぞれの発生断面力を比較した。線路方向の結果を表-5に、線路直角方向の結果を表-6に示す。

杭の剛性低下を考慮しない場合の断面力は、考慮した場合と比較して上層梁で0.5%、地中梁で、2.1%、柱で3.5%といずれも大きくなっている。しかし、杭の剛性

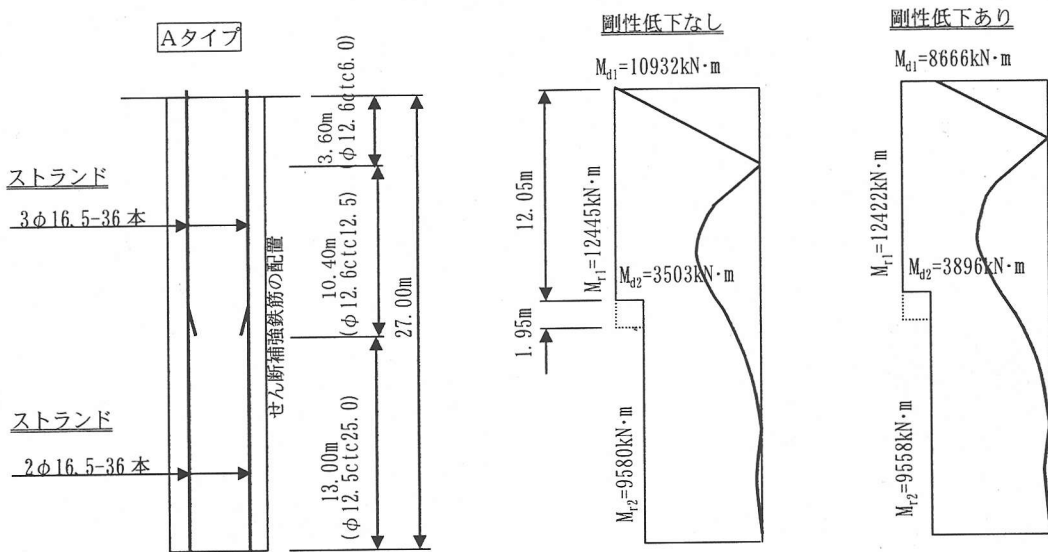


図-10 杭体の曲げモーメント分布比較

表-4 下部工 (耐震・線路直角方向) C2 ラーメン

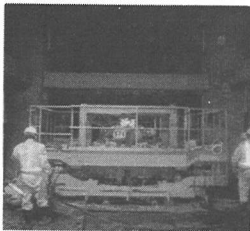
	単位	タイプA		タイプB		
		剛性低下なし	剛性低下あり	剛性低下なし	剛性低下あり	
主鋼材	径・本数	φ16.5-108		φ16.5-84		
	種別	(7本より)		(7本より)		
せん断補強鋼材	径・ピッチ	φ12.6-60		φ12.6-60		
	種別	SBPDN1275/1420		SBPDN1275/1420		
曲げ	設計曲げモーメント M_d	kN·m	10932	8666	7231	7047
	設計軸方向力 N_d	kN	6469	6419	2799	2953
	設計曲げ耐力 M_{vd}	kN·m	12446	12422	8826	8913
	$\gamma_i \cdot M_d / M_{vd}$	—	0.97	0.77	0.90	0.87
せん断	設計曲げモーメント M_d	kN·m	11548	8753	9072	8461
	設計軸方向力 N_d	kN	9038	8993	11171	10999
	設計せん断力 V_d	kN	3041	2880	2608	2729
	設計せん断耐力 V_{vd}	kN	4846	4883	4853	4863
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{vd}$	—	0.69	0.65	0.59	0.62
	せん断に対する安全度 γ_{os}	—	1.59	1.70	1.86	1.78
	曲げモーメントに対する安全度 γ_{om}	—	1.54	1.59	1.54	1.59

表-5 上部工 (線路方向) L4 ラーメン

断面位置	単位	杭の剛性低下なし			杭の剛性低下あり			
		上層梁	地中梁	柱	上層梁	地中梁	柱	
		上側	下側		上側	下側		
鉄筋径・本数	上側	—	D32-32	D32-23	D32-14	D32-32	D32-23	D32-14
	下側	—	D32-11	D32-17	D32-14	D32-11	D32-17	D32-14
種別	—	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390
設計曲げモーメント M_d	kN·m	10164	10008	7387	10143	9793	7346	
設計軸方向力 N_d	kN	—	—	5699	—	—	5707	
設計曲げ耐力 M_{vd}	kN·m	16740	9862	7485	16740	9862	7487	
$\gamma_i \cdot M_d / M_{vd}$	—	0.61	1.01	0.99	0.61	0.99	0.98	

表-6 上部工（線路直角方向）C2 ラーメン

断面位置		単位	杭の剛性低下なし				杭の剛性低下あり			
			上層梁 上側	中層梁 下側	地中梁 下側	柱	上層梁 上側	中層梁 下側	地中梁 下側	柱
鉄筋径・本数	上側	—	D32-18	D32-15	D32-25	D32-14	D32-18	D32-15	D32-25	D32-14
	下側	—	D32-11	D32-15	D32-22	D32-14	D32-11	D32-15	D32-22	D32-14
種別		—	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390
設計曲げモーメント M_d		kN・m	8754	3898	11074	6202	8705	3837	10858	5986
設計軸方向力 N_d		kN	—	—	—	2181	—	—	—	2065
設計曲げ耐力 M_{vd}		kN・m	9420	3932	11933	6540	9420	3932	11933	6500
$\gamma_i \cdot M_d / M_{vd}$		—	0.93	0.97	0.93	0.95	0.92	0.98	0.91	0.92



建込み装置セット

上部ステージ上昇

表-7 建込み装置の諸元

自重 (kN)	73.5
テーブル寸法 (mm)	4000×2500
最小高さ (mm)	2450 (格納時)
最大高さ (mm)	4300
最大吊荷重 (kN)	98
上昇時間 (sec)	約60
下降時間 (sec)	約55
電源	3相200V50Hz

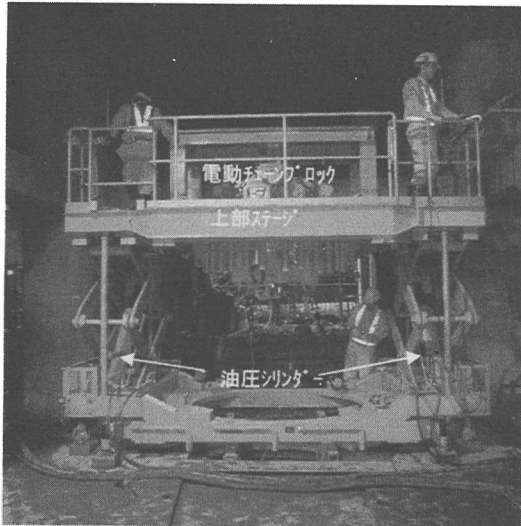


図-11 建込み装置

しい空頭制限下において施工するにあたり、専用の建込み装置を開発・製作した(図-11, 表-7)。

建込み装置は、上部ステージと地表面との間の空間で鋼材籠を組み立てる機構となっている。上部ステージは鉛直方向に伸縮でき、2.70m~3.35mの空間が確保可能となっている。なお、伸縮用に上部ステージの両側に油圧シリンダー2機を搭載している。また、上部ステージ中央部には鋼材籠を吊るための電動チェーンブロック(98kN吊)1機と吊替用チェーンブロック(29.4kN吊)4機が搭載されている。

(2) 鋼材籠各部詳細

今回施工したAタイプの杭の配筋図を図-12に示す。主鋼材は、JISG3506に適合したストランド($\phi=5.5\text{mm}$)にインデント加工を施したものを7本より($\phi=16.5\text{mm}$)にし、それを3本束ねて使用した。段落としては3本束ねから2本束ねへの1断面とした。

また、せん断補強鋼材は JISG3137に適合した細径異形 PC 鋼棒 D 種1号(SBPON1275/1420)を使用した($\phi=12.6\text{mm}$)。

また、施工時において鋼材籠の形状・寸法を保持するため、鋼材籠の上下端および中間にフレーム材を設置した。なおフレーム材と主鋼材との固定は、鋼板で挟んでボルト固定する形式とした。

a) 上部フレーム・中間フレーム

上部フレーム・中間フレームはチャンネル材(C-100*50*5)を円周状に加工製作し、主鋼材内側に分割して人力にて取り付る。上部フレーム・中間フレームは鋼

低下を考慮することによる上部工への影響は少なかった。

なお、一般に構造物の固有周期により地震時応答加速度(設計水平震度)が変化するが、本ストランド場所打ち杭の設計基準に用いた文献(8)では、構造物の周期の違いによる設計水平震度のバラツキを抑えるよう考慮されているため、剛性低下がある場合においても無い場合と同じ設計水平震度を用いている。

6. 実工事における施工概要

(1) 建込み装置

前節にて設計したストランド場所打ち杭を、実際に敲

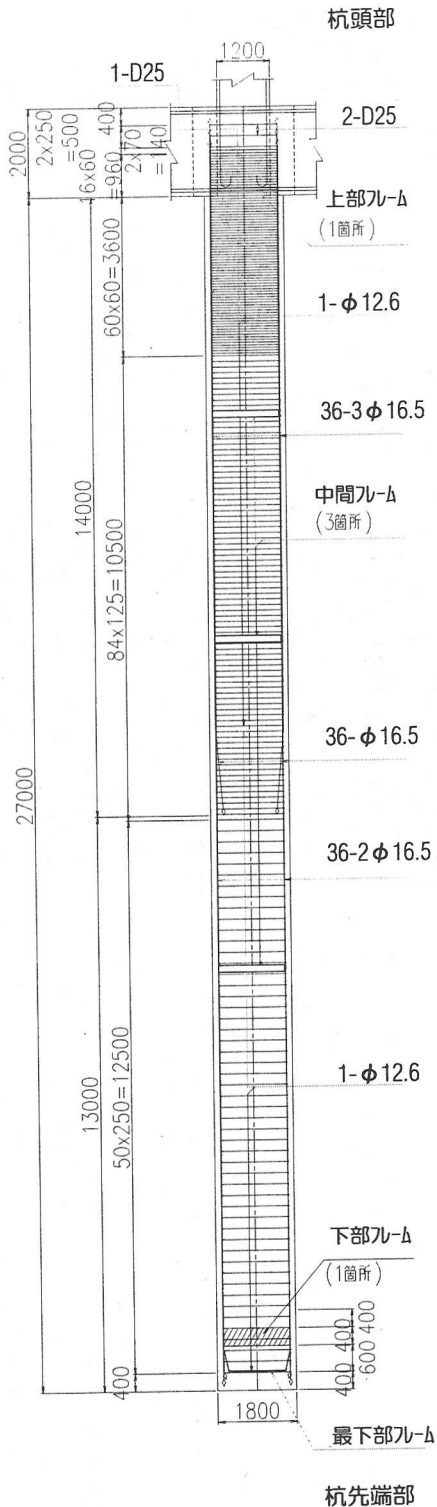


図-12 杭の配筋図 (Aタイプ)

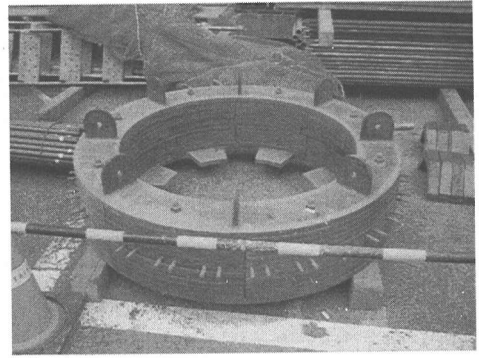


写真-2 下部フレーム

材籠降下時の吊替金具としても機能する。なお、中間フレームには、鋼材かぶりを保持するためのスペーサーをボルトで取付けている。

b) 下部フレーム

鋼材籠の下部先端には、形状保持とともに鋼材籠を重量により降下させるための下部フレームを設置した。下部フレームは全重量45.1kN(Aタイプ)で、鋼板を重ねて加工製作した。なお下部フレーム中心部分(直径;0.9m,重量;21.2kN,Aタイプ)は分割できる構造となっており、建込み完了後に回収してコンクリート打設時のトレミー管の挿入空間を確保するとともに、再利用が可能となっている。写真-2に中央部分のウェイトを除いた下部フレームを示す。

(3) 鋼材籠建込み

鋼材籠建込み手順を図-13に示す。

a) 建込み装置移動・据付, ストランド引込み・定着体加工, 下部フレーム取付

まず、下部フレームを削孔位置に仮置後、建込み装置を人力や機械けん引により移動・据付する(ステップ1)。

次にストランドを人力により建込み装置まで運搬し、上部ステージのガイド管(円形状に配置)に1本ずつ通した後定着体加工を施し下部フレームに固定する(ステップ2)。

主鋼材の設置状況を写真-3に示す。

b) せん断補強鋼材巻きつけ, 鋼材籠降下(中間・上部フレームの取付・吊替え, 頭部鋼材養生)

主鋼材を下部フレームに固定後、周囲にせん断補強鋼材をらせん状に巻きつける。せん断補強鋼材の取付状況を写真-4に示す。なお、せん断補強鋼材は建込み装置内に予めフォークリフトにより搬入しておく。

一定区間のせん断補強鋼材の取り付けが完了したら、その部分を電動チェーンブロックにより削孔内に降下せ、上記工程作業を繰り返す(ステップ3, 4)。

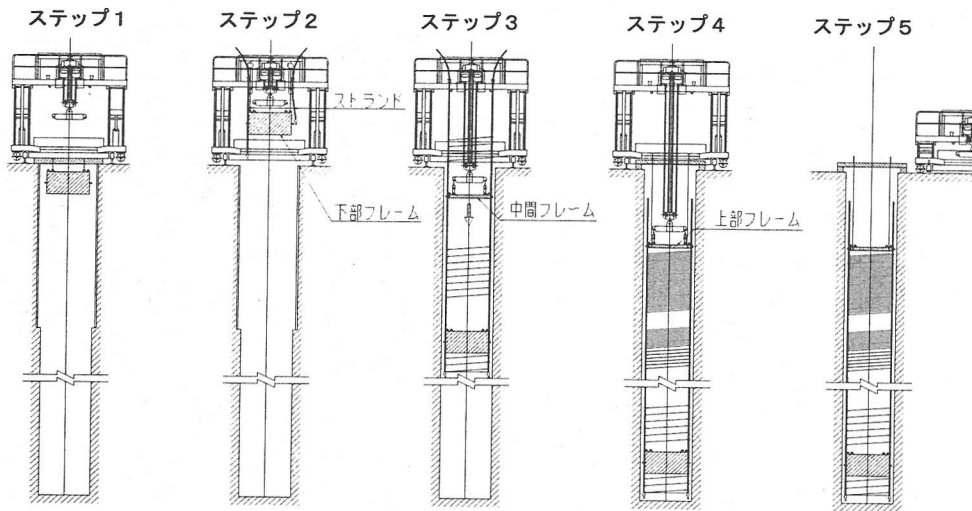


図-13 鋼材籠の建て込み手順



写真-3 主鋼材設置状況

せん断補強鋼材間隔は、杭1本につき深度方向に3種(60mm,125mm,250mm)設定し、主鋼材との交差部を1本おきに千鳥状に結束線にて固定した。

鋼材籠の降下は、鋼材籠が常に最上部にあるフレーム材に吊られるよう順次吊替えながら行った。また、上部フレームより上方の主鋼材については柱・梁との接合部となるため、杭頭部のはつり出しによる損傷を防止するため、塩ビパイプにより保護した。

c) 鋼材籠固定・建込み装置移動、下部ウェイト引上げ

鋼材籠組み立て完了後、鋼材籠をかんざし桁等により所定の高さに天端を固定する。建込み装置移動後、クレーンにより下部ウェイトを引上げ回収する(ステップ5)。

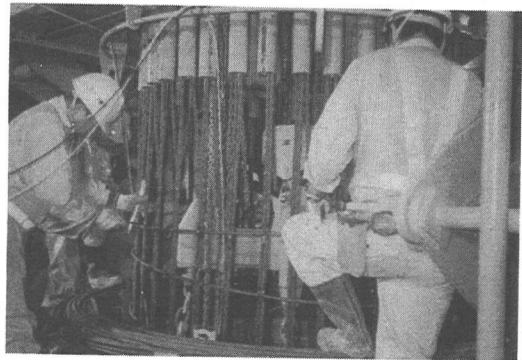


写真-4 せん断補強鋼材取付状

(4) コンクリート

当初、本施工に使用するコンクリートは、限界状態設計法における泥水中の施工に伴う圧縮強度の低減係数0.7を採用し、設計基準強度を 42N/mm^2 、呼び強度を 60N/mm^2 の仕様とした。しかし、配合強度は呼び強度のさらに2割増し程度まで高強度になることから、製造プラントの確保が困難となった。そこで、実績があり材料分離抵抗性にも優れている三成分系低発熱セメントを使用した高流動コンクリートの配合を用いることとした。

水中打設における過去の施工実績より検討した結果、コンクリートの圧縮強度の低減係数を0.8と設定し、呼び強度を 53N/mm^2 とした。また、杭の配筋(図-12)から高流動コンクリートの充填性ランクは2とした。

コンクリートの配合および仕様を表-8、表-9に示す。

なお、圧縮強度については、材令28日において所要強度を満たしていることを確認した(表-10)。

表-8 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	自己充填性のランク	水結合材比 (%)	水粉体容積比 (%)	空気量 (%)	単位粗骨材容積 (m ³ /m ³)	上段:単位量(kg/m ³) 下段:容積(l/m ³)					
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	高性能AE減水剤	分離低減剤
20	2	32.0	92.5	3.0±1.5	0.31	160	500	857	840	9	0.5
						160	173	327	310	C×1.8%	

表-9 コンクリートの仕様

コンクリートの種類	高流動コンクリート施工指針に適合する併用系高流動コンクリート
設計基準強度(N/mm ²)	42
呼び強度(N/mm ²)	53 (低減係数: 0.8)
配合強度(N/mm ²)	64 (割増係数1.2)
強度指定材齢(日)	91
水セメント比の上限(%)	55
粗骨材の最大寸法(mm)	20
自己充填ランク	2
スランプフロー(cm)	65±5.0
空気量(%)	3.0±1.5
U型充填高さ(cm)	30以上 (R2障害)
50cmフロー時間(秒)	3~15 (目標5~12)
スランプフローの保持時間(hr)	1.5程度
結合材の種類	三成分系低発熱セメント
混和材の種類	高性能AE減水剤, 分離低減剤

表-10 コンクリートの圧縮強度試験結果

材齢	7日	28日	56日	91日
圧縮強度(N/mm ²)	43.7	67.5	84.7	86.7
	43.4	66.5	83.9	85.4
	44.4	66.3	82.5	81.9
平均強度(N/mm ²)	43.8	66.8	83.7	84.7

た場所打ち鉄筋コンクリート杭の所要時間の例を表-11に示す。

ストランド場所打ち杭では、杭1本あたりの鋼材籠建て込み作業時間は21時間25分を要し、1mあたり48分の施工能率となった。

なお、ストランド場所打ち杭は、今回初めての施工で、作業員の慣れが作業効率に大きく影響しており、施工実績の中で最短の作業時間は15時間06分、1mあたり34分まで短縮されている。

これに対し、施工条件がまったくの同一ではないものの空頭制限下での施工に場所打ち鉄筋コンクリート杭を用いたの2つの施工例では、杭長1mあたりの鋼材籠建て込み作業時間が、それぞれ177分、96分とストランド場所打ち杭に比べ2倍以上の時間を要していることがわかる。特に、抗頭杭で抗頭部の主鋼材が2段配置となり、既設構造物等により鉄筋籠を孔口まで運搬できないことから、鉄筋籠を現地で製作しながらの施工となった目黒駅の例¹⁾では、ストランドをコンパクトなロール状にして現地に搬入し連続して建て込み作業が行えるストランド場所打ち杭の約3.7倍もの時間を要している。

また、今回特に既設構造物の柱など空頭以外でも作業空間の制限が多かったために、建て込み装置の移動・据付などの準備作業にも多くの時間を要した。建て込み装置は、車輪により移動できる構造となっていることから、作業空間の制限が空頭のみで、建て込み装置が直線的に移動できる場所での施工であれば、建て込み装置の移動・据付時間等の準備作業時間がさらに短縮できるものと思われる。

7. スtrand場所打ち杭と場所打ち鉄筋コンクリート杭の比較

(1) 施工時間

本施工方法の鋼材籠建て込み作業における所要時間および同様に空頭制限下の条件でTBH工法により施工され

表-11 施工時間 (杭1本あたり)

ストランド場所打ち杭				場所打ち鉄筋コンクリート杭			
作業内容	平均所要時間 (最短時間)		作業内容	所要時間			
	秋葉原駅改良			目黒駅本屋口 受け替え工事		品川駅構内 東西自由通路	
	杭径	1.80m		杭径	2.00m	杭径	1.80m
	杭長	27.0m		杭長	26.5m	杭長	15.0m
	空頭	5.00m	空頭	4.50m	空頭	3.35m	
資材運搬・段取り, 建込み装置移動・据付 (下部フレームウェイト部仮吊り, ストランド引込みを含む)	7:27 (3:18)	21:25 48分/m (15:06) (34分/m)	鉄筋籠 建て込み	78:00		24:00	
せん断補強鋼材巻付け, 鋼材籠降下 (下部フレーム・中間フレーム・上部フレーム取付・吊替え・定着体加工・鋼材籠固定・頭部鋼材養生を含む)	12:02 (10:33)			177分/m		96分/m	
建込み装置移動 下部フレーム引上げ	1:56 (1:15)						

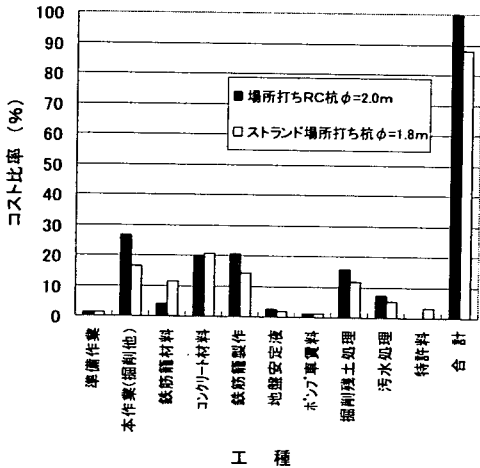


図-14 秋葉原駅改良工事における施工コスト比較

(2) 施工コスト

秋葉原駅改良工事におけるストランド場所打ち杭の実施工コストと、概略設計段階で想定した場所打ち鉄筋コンクリート杭の施工コストの試算との比較を図-14に示す。図は、場所打ち鉄筋コンクリート杭の施工コストを100%とした場合の各工種のコスト割合と、それに対するストランド場所打ち杭の各工種毎のコスト比率を示している。

なお、場所打ち鉄筋コンクリート杭の施工コストは、

杭径を2.0m、鉄筋籠の長さを3.0m、継ぎ手種類を機械式継ぎ手と仮定して算定している。

鉄筋籠およびコンクリート材料費で、ストランド場所打ち杭が割りと高となったが、継ぎ手工が不要となり鉄筋籠製作費が小さくなったこと、および高強度なストランドを用いることによる縮径効果により掘削費および残土・泥水処理費が小さくなったことに加え、下部フレーム中心部を引き揚げ転用できる構造とするなどの施工段階での変更もあり、全体としては計画時の7%よりも多い約12%のコストダウンとなった。

8. おわりに

初めての実構造物への適用となる空頭制限下におけるJR秋葉原駅改良工事でのストランド場所打ち杭の設計・施工結果から得られた事柄を以下に示す。

- (1) ストランド場所打ち杭の設計を、文献(8)に従い上部構造部材が終局耐力に達する時点の断面力に対する終局耐力を照査する方法によれば、ストランド部材の剛性および付着強度を考慮した定着長を定めることにより、鉄筋コンクリート杭と同様に設計できる。
- (2) 今回の実施工のような設計手法および地質条件で、全ての杭にストランド場所打ち杭を使用した場合には、ストランド場所打ち杭の剛性低下を考慮しても、その他の鉄筋コンクリート部材に与える影響は小さい。

(3) JR秋葉原駅改良工事で施工されたストランド場所打ち杭の実績から、主鋼材にストランドを用いることにより空頭が制限された施工箇所においても連続して主鋼材を建て込むことができることが実証できた。

また、施工条件がまったくの同一ではないものの、同様に空頭制限下で施工された場所打ち鉄筋コンクリート杭との比較から、鋼材建て込み作業時間の短縮が期待できる。

(4) 空頭制限が4.0m程度で、鉄筋籠の継ぎ足しが繰り返す必要となる施工環境においては、杭長が25m以上となるとストランド場所打ち杭を採用することで、コストダウンを図ることができる。

JR秋葉原駅改良工事の施工例では、異径鉄筋の継ぎ手による従来工法に比べ、約12%のコストダウンとなった。

参考文献

- 1) 荻須一致：低空頭での施工事例，基礎工，Vol.26/No.7，1998.7.
- 2) 川崎宏二，中西章：可撓性鉄筋の連続地中壁への適用実験，大成技術研究所報，Vol.17，1984.12.
- 3) 日本フレキシブル鉄筋コンクリート協会：フレキシブル鉄筋コンクリート工法，基礎工，Vol.18/No.4，1990.4.
- 4) 築嶋大輔，野澤伸一郎，今井政人，石橋忠良：軸方向鋼材にストランドを用いた部材の破壊性状，コンクリート工学論文集，Vol.11/No.1，2000.1.
- 5) 築嶋大輔，野澤伸一郎，石橋忠良，趙唯堅：軸方向鋼材にストランドを用いた部材の剛性，コンクリート工学論文集，Vol.11/No.3，2000.9.
- 6) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎・土構造），1997.3.
- 7) 東日本旅客鉄道株式会社編：鉄道建造物設計標準 RC・PC設計資料，1995.4.
- 8) 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター編：新設構造物の耐震設計参考資料（案），1996.9.
- 9) 趙唯堅・田中良弘・田中篤史・佐々井佳紀：ストランドの付着特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.21，NO.3，pp367-372，1999.
- 10) VSL 協会：VSL 工法設計施工標準，1999.6.
- 11) 日本国有鉄道：鉄道技術発達史第2篇（施設）II，1951.1.
- 12) 東京第一工事局：「東工」90年のあゆみ，1987.1.
- 13) 鉄道省：御茶ノ水両国間高架線建設概要，1932.6.
- 14) 土木学会：コンクリートライブラリー93 高流動コンクリート施工指針，1998.7.
- 15) 宇治公隆，武田均，平岡寛，安部吉生：フレキシブル鉄筋の付着特性，第51回土木学会年次学術講演会概要集第V部，1996.9.
- 16) 宇治公隆，武田均，平岡寛，有山元茂：束ね施工を考慮したフレキシブル鉄筋の付着特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，1996.

(2001.7.2 受付)

THE APPLICATION OF THE CONCRETE PILES REINFORCED BY STRANDS, FOR EFFICIENT CONSTRUCTION IN THE SITE WITH LIMITED SPACE IN HEIGHT, TO A PROJECT WHICH IMPROVE AKIHABARA STATION

Daisuke TSUKISHIMA, Shin-ichiro NOZAWA, Hideaki TAKASAKI,
Shyoji KONDO, Yoshiyuki TAKASE and Yoshihiro TANAKA

Structural properties of concrete pile reinforced by strands which have high strength and flexibility, and its construction method are proposed for efficient construction in the site with limited space in height. In the present paper, the results of design and construction of concrete pile reinforced by strands in a project which improve AKIHABARA station, which is the first case to apply it to the real structure, are discussed. Using strands for reinforcement of piles, the diameter of pile and construction term of assembling reinforcement bars are reduced.