首都高速宝町オンランプ高架工事に用いた 深礎ぐいと鋼製橋脚の接合方法に関する研究

和泉公比古*¹・富永 博夫*²・荻原 充信*³

概要 首都高速道路公団では、平成5年2月から平成7年2月にかけて高速都心環状線内回りの京橋合流部から宝町入路間350mの3車線化拡幅工事を実施した。その際、宝町オンランプはパイルベント形式の鋼製T型柱を連ねた高架構造に改築されたが、鋼製橋脚と深礎ぐいととの接合は、狭隘な現場条件から基礎の大きさに制限を受けたため、アンカーフレームの設置が困難であった。そこで深礎ぐいの主鉄筋をそのままアンカーボルトとして用い、鋼製橋脚の下端ベースプレートを上下のナットにより固定する新しい接合方法を採用した。そして、実施工と同様に施工された接合部の耐荷力確認実験を行い、ベースプレートの剛性および施工時の偏心を考慮しても、所要の耐荷力を十分有していることを確認した。

キーワード：耐荷力実験、深礎ぐい、接合部、アンカーボルト

1. はじめに

現在の首都高速道路網は、放射方向に比べ環状方向の路線の整備が不十分なため、唯一完成している都心環状線に交通が集中し、渋滞が起き易くなっている。そのため、当公団では中央環状線などの整備に力を注ぐ一方、少しでも渋滞を緩和させるべく、交通の円滑な流れを阻害している箇所の改良に取り組んでいる。宝町付近拡幅工事(図-1)もその改良事業の1つであり、高速都心環状線内回りの京橋合流部から宝町入路間約350mを3車線に拡幅する工事を平成5年2月から平成7年2月にかけて行った。

この拡幅工事は、既設の擁壁構造の宝町オンランプを撤去し、鋼製T型柱を連ねた高架構造に改築することで開放されるはり下空間に、1車線分を拡幅することによって行われた(写真-1)。基礎構造は深礎ぐいで、パイルベント形式とした。

鋼製橋脚と深礎ぐいととの接合は、鋼製橋脚の大きさと深礎ぐい径に大差がないため、従来のアンカーフレームの設置が困難であった。そこで新工法として、深礎ぐいの主鉄筋先端に転造ねじ加工を施してくい頭から突出させ、そのままアンカーボルトとして用い、これに鋼製橋脚下端のベースプレートを挿通し、上ナットと下ナットで固定する新しい接合方法を考案した(図-2)。

そして、この方法によって施工された接合部が十分な耐荷力を有しているかを確認するために、接合部の1/2スケールのモデル実験を実施した。本稿はこの実験結果についての報告である。

2. 宝町オンランプ工事の概要

改築後の宝町オンランプの高架構造部分の構造一般図

図-1 工事箇所

*1 いずみ・きみひこ／首都高速道路公団第三建設部 設計課長(正会員)

*2 とみなが・ひろお／ 同上
課長補佐

*3 おぎはら・みつのぶ／ 同上 第一建設部 設計課 班長

を図-3に示す。高架区間は高速本線の線形や既設構造物の影響により施工場所が狭く、橋脚と基礎の大きさに制約を受けたため、鋼製橋脚と深礎ぐいを直接結ぶパイルベント形式とした。オンランプの改築施工断面を図-4に示す。

2.1 基礎構造

オンランプの基礎構造は、本線の3車線目の縁石から既設の下水カルバートまでの離れが2~3 m程度しかないこと、施工場所が狭隘で大型機械の使用が困難なことから、人力施工による深礎ぐい構造を採用した。深礎ぐ

写真-1 宝町オンランプ（改築後）

An Experimental Study on a Newly Proposed Connection Between a Steel Pier Base and a Cast-in-Place Pile with Manual Excavation for the Construction of Takaracho On-Ramp Viaduct at the Tokyo Metropolitan Expressway

By K. Izumi, H. Tominaga and M. Ogihara

Concrete Journal, Vol. 33, No. 9, pp. 37~47, Oct. 1995

Synopsis For the past couple of years from February 1993 to February 1995, Tokyo Metropolitan Expressway Public Corp. had implemented the improvement work to squeeze the third traffic lane out over a length of 350 meter from Kyobashi Interchange to Takaracho On-Ramp at Anti-Clockwise Inner Circular Metropolitan Route.

During the construction, the structure of Takaracho On-Ramp was changed into a pile-vent type viaduct to be connected with several T-shaped piers by a main box girder. The design of the connection between a steel pier and a cast-in-place pile with manual excavation, however, was hard because a conventional anchor-frame could not be installed within the concrete of the pile due to the restriction of the pile size at the narrow construction site.

Thus, it is proposed that main reinforcing bars of a cast-in-place pile themselves be used as anchor-bolts and that a base plate at the bottom of a steel pier be secured by both top and bottom bolt nuts. To examine the strength of this connection, ultimate strength tests were carried out considering the rigidity of a base plate and eccentricity of a steel pier due to the erection error. As a result, this new type of connection has been assured to satisfy the structural requirements.

Keywords : ultimate strength test, connection, anchor-bolt, cast-in-place pile with manual excavation

図-2 接合部詳細図

図-3 宝町オンランプ高架部構造一般図

いはくい径 2 m (ただし、PR 9 はくい径 1.6 m)、くい長 20 m で N 値 50 以上の東京礫層に支持させた。ただし、既設擁壁のフーチング撤去などを伴う深礎ぐい頭部では施工性から掘削径を 2.5 m としている。

2.2 上部構造

オンランプの上部構造は、はり下に本線の建築限界をとるため、鋼製の T 型橋脚 8 基を各々の隅角部を通る一本の箱げたで連結した立体ラーメン構造とした。ただし、PR 9 については、高速本線の線形と下水カルバートの離れが小さいためにくい径も他より小さく、鉛直荷重のみを脊を介して支持する構造としている。上部工は橋脚間隔 6 m で、全長 64 m の 9 径間連続鋼床版箱げ

た形式である。

橋脚間隔は、深礎ぐいの施工性や橋脚の主要断面の板厚が不当に大きくなること、アンカーボルトとしてのくい径の主鉄筋径が D 51 を超えないこと等を考慮して、6 m に決定した。

橋脚断面 (図-5) は深礎ぐい径が 2 m であることや、支間長、主げた断面 (箱げた) との取り合いから 1 m×1 m の角柱 (ただし、PR 9 は直径 0.8 m の円柱) とし、はりの高さはランプ線形と本線の建築限界を確保することとの関係から隅角部根元で 1.2 m とした。

主要断面の板厚は、基礎ぐいを含めた全体立体骨組解析を行って決定した。はりの張出し部先端での活荷重たわみの制限が支配的な決定要因であった。

図-4 宝町オンランプ改築施工断面

图-5 上部工標準断面图

3. 深礎ぐいと鋼製橋脚の接合構造

鋼製橋脚の基礎への定着方法としては、一般的にアンカーフレーム方式が多用されている。これは、鋼製橋脚からの力をアンカーボルトおよびアンカーフレームを介して基礎に伝達する方式である。

今回の宝町オンランプ工事では、狭隘な現場状況から通常のくい基礎を持つフーチングの設置が困難であるためパイルベント形式としたが、鋼製橋脚の大きさと深さの違いで差がなくなり、アンカーフレームを用いる定着方法では、その設置が困難な状況であった。

そこで、考案された方法は、深礎ぐいの主鉄筋をそのままアンカーボルトとして用いるもので、ぐいの主鉄筋

の有効利用を図る点が従来工法との大きな相違点である。

また、鋼製橋脚のベース部を、通常の上下のベースプレートとリブから構成される２段式とした場合には、深礎ぐいの主鉄筋との接合には高い施工精度が要求される。しかし、深礎ぐいの施工精度や鋼製橋脚の建て込み誤差を考慮すれば高精度の確保が困難であることから、橋脚のベース部は厚板の下ベースプレート１枚のみの構成とし、施工誤差の吸収を容易にした。

本工法と従来工法との主な違いを以下に示す

- 1) くいの主鉄筋をアンカーボルトとして用いている。
- 2) アンカーフレームがない。
- 3) 橋脚のベース部は、一枚のベースプレートである。

- #### 4. 接合部耐力確認実験

- 害施工と同様に施工された接合部が十分な耐荷力を有

4. 接合部耐力確認実験

実施工と同様に施工された接合部が十分な耐荷力を有しているかを確認するために、接合部のモデル実験を実施した。ところで、鋼製橋脚のベースプレートと深礎ぐいの接合面の耐荷力の計算方法として、ベースプレートの剛性が十分であると仮定した場合、ベースプレート下面へのモルタル充てんの信頼度により、以下の2方法がある。

- 1) くい方式（鉄筋のみを有効と考える）
- 2) RC方式（コンクリートも有効とした鉄筋コンクリートと同様な耐荷力計算）

- 実施設計ではくい方式を採用したが、本実験では、こ

実施設計ではくい方式を採用したが、本実験では、この接合部が十分な耐荷力を有しているか、上記の2種類の計算値との比較で検証を行った。

4.1 試験体の主要寸法

試験体のスケールは、実物大モデルの運搬が困難であることから、実施設計の 1/2 スケールとした。本実験では曲げ成分が卓越することからスケールダウンによる強度、破壊性状への影響はないと判断した。

試験体の主要寸法は、実施設計においてベースプレート厚 110 mm とくいの主鉄筋 D 41 の組み合わせが最も多いことから、その 1/2 に当たるベースプレート厚 55 mm と主鉄筋 D 22 の組み合わせを標準試験体とした。

実施設計におけるベースプレートの厚さは、橋脚のフランジを支点とし、主鉄筋軸力を受けるカンチレバーとして許容応力度設計にて決定された。実施設計でのベースプレート厚は110~130 mmであった。

　　くい頂部の主鉄筋径は、全体立体解析から得られた断面力からくい方式によって決定されるため、くい本来の必要な主鉄筋径（RC方式による）よりは太くなる

が、別途アンカーボルトを設置する必要はなくなる。参考までに、実施設計における深礎ぐいのアンカーボルトとして必要な主鉄筋径は D 38~51 (24 本/くい) であったが、くいとして必要な主鉄筋径を RC 方式で計算すると D 25~35 であった。

4.2 試験方法

試験体は全部で 3 体である。No. 1 試験体を標準試験体とし、No. 2 試験体では深礎ぐいと鋼製橋脚の軸心を 70 mm (実大寸法では 140 mm に相当) 偏心させ、その影響を評価した。No. 3 試験体では鋼製橋脚とベースプレートを 2 倍に増厚 (実板厚と同等) し、ベースプ

表-1 試験体諸元

試験体名	主鉄筋 SD 345	ベースプレート厚さ (mm)	橋脚偏心 (載荷方向) (mm)	コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)	モルタル圧縮強度 (kgf/cm ²)	鉄筋降伏点 (kgf/cm ²)	ねじ部降伏点 (kgf/cm ²)	ねじ部引張強度 (kgf/cm ²)
No. 1	24-D 22 @ 111.3 (上部ねじ切り M 20)	55	0	328	608	3 797	3 900	5 963
No. 2			70					
No. 3		110	0		673

図-6 標準試験体 (全体図)

図-7 橋脚ベース部断面図

レートの剛性が耐力に及ぼす影響について評価した。
表-1に試験体の諸元を示す。図-6に標準試験体の寸法形状、配筋状況および荷重状況を、図-7に接合部断面図を示す。

深礎ぐい部の直径は、実施工の寸法からスケールダウンすると $\phi=1\,000\text{ mm}$ となるため、接合部のモルタル充てん部分（長さ 75 mm ）の直径は $1\,000\text{ mm}$ とし、接合部については実施工と同様の環境を保持した。しかし、荷重方法を深礎ぐい部に荷重作用点を設けた3点曲げ荷重としたため、全体を $\phi=1\,000\text{ mm}$ とした場合には荷重点付近の深礎ぐい部での破壊が先行してしまうおそれがある。そこで、深礎ぐい部の直径は $\phi=1\,200\text{ mm}$ とし、かつ、接合部から 200 mm 離して補強鉄筋を配して接合部以外での破壊が先行しないようにした。

写真-2 無収縮モルタル充てん

写真-3 荷重状況

図-8 試験体と得られる知見との関係

図-9 荷重サイクル

試験体の製作は深礎ぐい部のコンクリート硬化後、鋼製橋脚のベース部を据え付け、隙間に実施工と同様の手法で無収縮モルタルの充てんを行った。モルタル充てんは、バグパイプによりベースプレートと深礎ぐいの隙間を3分割して外周のシーリングを行い、流出側に設けられたエア抜きパイプからモルタルが流出するまで注入を行った（写真-2）。

各試験体と得られる知見には図-8の関係がある。

荷重には 600 t の構造試験機を用いた。図-9に荷重サイクルを示す。写真-3に荷重状況を示す。

4.3 実験結果

表-2に実験結果、くい方式とRC方式による両計算値との比較、終局時に破断した鉄筋本数等を示す。図-10(a)~(c)に終局状態に至る各試験体の鉛直変位分布を示す。

(1) 破壊性状

破壊性状は、全試験体とも断面下縁に位置する鉄筋の

図-10(a) 試験体の鉛直方向変位分布 (No. 1 試験体)

図-10 (b) 試験体の鉛直方向変位分布 (No. 2 試験体)

図-10 (c) 試験体の鉛直方向変位分布 (No. 3 試験体)

ねじ加工部（ベースプレート内の A 断面）が最初に降伏し最大耐力に達した後、下縁側の数本の鉄筋がベースプレート内の断面で同時に引張破断する性状を示した。鉄筋の転造ねじ加工部は母材が延びて破断しており、ボルトが切断する以前にねじ山がせん断で破損する事象は見られなかった。

ベースプレートおよび鋼製橋脚部は、鉄筋降伏時には全試験体とも弾性域にあるが、No. 1 と No. 2 試験体では終局状態において、鋼製橋脚下端の圧縮フランジとその付近のベースプレートで降伏が見られた。しかし、ベースプレート剛性の大きい No. 3 試験体は、終局までベースプレートは弾性域にあった。

(2) ベースプレート剛性の影響

図-11 (a)～(c) に深礎ぐいのコンクリート断面に対するベースプレートの相対的な変位（開き）を示す（写

写真-4 ベースプレートのくい部に対する相対変位（開き）

図-11 (a) 深礎ぐいのコンクリート断面に対するベースプレートの相対変位（開き）(No. 1 試験体)

図-11 (b) 深礎ぐいのコンクリート断面に対するベースプレートの相対変位（開き）(No. 2 試験体)

図-11 (c) 深礎ぐいのコンクリート断面に対するベースプレートの相対変位（開き）(No. 3 試験体)

真-4)。また、終局状態におけるひび割れの発生状況を図-12に示す。

ベースプレート剛性の影響として、2 倍の厚さのベースプレートを持つ No. 3 試験体は、No. 1 試験体に対して、鉄筋が許容応力度に達する荷重で 21 %，降伏応力度に達する荷重で 17 %，終局強度で 13 % 程度，大きかった。

その原因として、深礎ぐいのコンクリート断面に対するベースプレートの相対的な変位を調べてみると、ベースプレート剛性の大きい No. 3 試験体では、ベースプ

レートはほぼ直線を保って変位しているのに対し（図-11 (c)），No. 1 および No. 2 試験体では、圧縮側の最外縁ではなく、橋脚の圧縮側フランジ位置付近が最もコンクリート内に押し込まれ（図-11 (a), (b)），そり曲がる変形を生じていた。そのため、No. 1 および No. 2 試験体では、載荷荷重が増加しても、中立軸位置が橋脚の圧縮側フランジ位置付近より上縁側には移行できず、耐力機構が RC 断面の場合とは異なる性状を示している。その結果、No. 3 試験体に比して耐力力が小さく

図-12 ぐい本体におけるひび割れ発生状況（終局時）

図-13 (a) 鉄筋ひずみの分布 (No. 1 試験体 B 断面)

図-13 (b) 鉄筋ひずみの分布 (No. 2 試験体 B 断面)

なっただと考えられる。

また、No. 1 および No. 2 試験体では、ひび割れの発生は、ほとんど充てんモルタル部に集中したが、ベースプレートの剛性が高く耐力も大きい No. 3 試験体では深礎ぐい部でも多くの曲げひび割れが発生し(図-12)、はり全体としてのバランスが良い挙動を示した。

以上のことから、ベースプレートの剛性が小さくて、そり曲がる変形を生じると、橋脚の耐力機構にも影響することを示唆している。

(c) 鋼製橋脚の偏心の影響

鋼製橋脚の偏心の影響として、偏心橋脚を持つ No. 2 試験体は、No. 1 試験体に対して、鉄筋が許容応力度に達する荷重で 12 %、降伏応力度に達する荷重で 9 %、終局強度で 12 % 程度、小さかった。

図-13 に各試験体の B 断面(ぐいのコンクリート部と無収縮モルタルの接合面)における鉄筋のひずみ分布を示す。

No. 1 および No. 2 試験体では、最下縁鉄筋の引張りひずみがピークとはならず(図-13 (a), (b)), その周

図-13 (c) 鉄筋ひずみの分布 (No. 3 試験体 B 断面)

辺の引張鉄筋が全体的に盛り上がる平らな棚を持つ分布形を示している。これを鉄筋の降伏荷重時で見ると、引張ひずみがほぼ一様な範囲は、No. 1 試験体では最下縁鉄筋を中心に 10 本程度の範囲であるのに対し、No. 2 試験体では 6 本程度であり、橋脚の引張側フランジより下縁側にある鉄筋の本数とおおむね等しい範囲となっている。

これは、ベースプレートの剛性が十分でないため平面保持が成り立たず、橋脚フランジから伝達される引張力に対し、引張側鉄筋がその縁端距離に応じて線形的に抵抗するのではなく、引張フランジの外側に位置する鉄筋全体が同程度の力で抵抗するためであると考えられる。したがって、橋脚の偏心により引張フランジから外側の鉄筋本数が少ない No. 2 試験体では、より少ない本数の鉄筋に集中して引張力が伝達され、その範囲の鉄筋が先行して破断するために耐荷力が小さくなったと考えられる。

一方、No. 3 試験体では、ベースプレートの剛性が高

く、平面保持がおおむね成り立つため、最下縁付近の鉄筋ひずみがピークを示す傾向にある（図-13 (c)）。しかし、No. 2 試験体よりも引張側フランジの下縁側に位置する鉄筋本数が多いことから、より広い範囲の鉄筋に引張ひずみが生じており、多くの鉄筋に力が分散して伝達されたと考えられる。

4.4 考 察

(1) 実験値とくい方式および RC 方式による計算値との比較

鉄筋応力度が許容応力度に達した荷重について、実験値とくい方式および RC 方式による計算値との比較を行う。比較は、実験値を計算値で除した値で行う（表-2）。No. 1 試験体は、対くい方式 1.31, 対 RC 方式 1.03 であり、No. 3 試験体は、対くい方式 1.59, 対 RC 方式 1.25 であり、いずれの実験値も両計算値を上回る。しかし No. 2 試験体では、対くい方式 1.15, 対 RC 方式 0.91 であり、RC 方式の計算値を下回っている。全体的

表-2 実験値および計算値（くい方式・RC 方式）との比較

				モーメント (tf・m)		
試 験 体 No.				No. 1	No. 2	No. 3
実 験 値	鉄筋の実測応力の最大値が許容応力 ¹⁾ に達した時 M_{aex}			26.15	23.01	31.73
	鉄筋の実測応力の最大値が降伏応力 ²⁾ に達した時 M_{yex}			47.53	43.10	55.66
	鉄筋の破断時（終局耐荷力） M_{bex}			111.81	98.40	126.71
理 論 値	最外縁鉄筋の応力が許容応力 ¹⁾ に達したと仮定した計算値	く い 方 式	M_{apc}	19.99		
			M_{aex}/M_{apc}	1.31	1.15	1.59
			M_{yex}/M_{apc}	2.38	2.16	2.78
			M_{bex}/M_{apc}	5.59	4.92	6.34
		RC 方 式	M_{arc}	25.40		
			M_{aex}/M_{arc}	1.03	0.91	1.25
			M_{yex}/M_{arc}	1.87	1.70	2.19
			M_{bex}/M_{arc}	4.40	3.87	4.99
	最外縁鉄筋の応力が降伏応力 ²⁾ に達したと仮定した計算値	く い 方 式	M_{ypc}	45.15		
			M_{yex}/M_{ypc}	1.05	0.95	1.23
		RC 方 式	M_{yrc}	64.20		
			M_{yex}/M_{yrc}	0.74	0.67	0.87
	最外縁鉄筋の応力が引張り強度 ³⁾ に達したと仮定した計算値	く い 方 式	M_{bpc}	58.05		
			M_{bex}/M_{bpc}	1.93	1.70	2.18
		RC 方 式	M_{brc}	97.48		
			M_{bex}/M_{brc}	1.15	1.01	1.30
鉄筋の破断本数 (破断した鉄筋番号)				8 本 A-01~04 21~24	5 本 A-01~03 23~24	7 本 A-01~03 21~24

1) 鉄筋の許容応力度は下部構造物設計基準に定める常時引張り=1 600 kgf/cm², 常時圧縮=2 000 kgf/cm²を用いた。

2) 鉄筋の降伏応力度は材料試験結果より、降伏応力度=3 797 kgf/cm² (通常部) or 3 900 kgf/cm² (ネジ部) を用いた。

3) 鉄筋の引張強度は材料試験結果より、引張強度=5 963 kgf/cm²としている。

には、許容応力度までの荷重に対しては RC 方式による計算値に近い値を示している。

いずれか一本の主鉄筋が降伏応力度に達した荷重についてみると、No. 1 試験体は、対くい方式 1.05, 対 RC 方式 0.74 であり、No. 3 試験体は、対くい方式 1.23, 対 RC 方式 0.87 であり、いずれの実験値もくい方式の計算値より大きく、RC 方式よりは小さい値を示している。ただし、No. 2 試験体では対くい方式 0.95, 対 RC 方式 0.67 であり、若干くい方式の計算値を下回っている。全体的には降伏応力度までの荷重に対しては、くい方式による計算値に近い値を示している。

終局強度については、実験値は対くい方式 1.93～2.18, 対 RC 方式 1.01～1.30 の範囲にあり、すべての実験値が両者の計算値を上回っており、終局強度に対しては RC 方式による計算値に近いと言える。

以上の実験結果から、実際の耐力機構は、くい方式、RC 方式のいずれでもなく、両者の中間的なものか、あるいは全く異なったモデルであると考えられる。

図-14 接合部（ベースプレート位置）の鉛直変位と荷重の関係

表-3 主鉄筋降伏時と終局時の接合部の鉛直変位

試験体	主鉄筋降伏時の変位 δ_y (mm)	最大耐力時の変位 δ_u (mm)	δ_u/δ_y
ケース 1	4.26 (31.11 tf)	27.40 (73.20 tf)	6.4
ケース 2	2.14 (28.21 tf)	25.90 (64.42 tf)	12.1
ケース 3	1.60 (32.03 tf)	24.89 (80.07 tf)	15.6

いずれにせよ耐力機構にはベースプレートの剛性が密接に関係しており、将来的には、ベースプレートの剛性やベースリブの有無などの構造も含めた検討を行い、より合理的な設計手法を確立する必要があると考えられる。

(2) 実施設計との比較

今回得られた実験値と実施設計に用いたくい方式による設計荷重を比較してみると、鉄筋が実際に許容応力度に達した時点の荷重は、くい方式による許容応力度設計荷重の 1.15～1.59 倍（表-2）であり、また、鉄筋が降伏した時点の荷重は、許容応力度設計荷重の 2.16～2.78 倍となり、地震時の許容応力度の割増率（1.5）を考慮しても、これより十分大きいことから実施設計上、強度的には問題がないことが判明した。

変形性状については、破壊が鉄筋母材の延性破断であることから、良好であると考えられる。図-14 に試験体ベースプレート部下縁の鉛直変位と荷重の関係を示す。図中、 δ_y は鉄筋の最大応力度が降伏応力度に達した時点の試験体の変位であり、 δ_u は終局時の変位である。ここで、鉄筋降伏時の試験体変位を終局時の変位で除した値 δ_y/δ_u （表-3）は、実験より 6.4～15.6 となり、本構造は鉄筋降伏後も粘り強く、十分なじん性を有しており実構造として適当であると判断した。

5. おわりに

今回の実験により耐力の確認がなされた本接合構造は、宝町オンランプ工事において平成 6 年夏ごろに実際に施工された。実際の施工では、深礎ぐい施工後に主鉄筋位置の実測を行い、それに合わせてベースプレートの削孔を行うことで施工誤差の吸収を行った。鋼製橋脚とベースプレートの接合は工場溶接とした。現場での架設は、主鉄筋をベースプレートに挿通後座金の現場溶接を行い、W ナットによる締め付け完了後、無収縮モルタルの打設を行った。実施工上特に問題もなく順調であった。

本接合構造は狭隘な都市部での施工条件を克服する必要から生まれたものであるが、今後の土木技術の参考になれば幸いである。