

航空機荷重に対応した供用トンネルの補強

成田国際空港 木の根トンネル補強工事

菅井 崇正・早川 勇・工藤 嘉久

成田国際空港では、航空機の年間発着能力の拡大に向けて誘導路やエプロンの新設工事を進めている。木の根トンネルは、空港の南北を結ぶ供用中の地下トンネルで5連のボックスカルバート構造であるが、誘導路の新設に伴い緑地帯から誘導路直下となるために航空機荷重に耐えられるように補強工事が必要となった。補強構造は、既設躯体の下は桁構造、側壁・頂版は既設躯体との間に空隙を確保した版構造であり、既設躯体の中壁以外には荷重を作用させない構造とした。本稿では、供用中の木の根トンネル内の交通を一切遮断することなく補強を行った施工結果について報告する。

キーワード：補強工事、簡易シールド、膨張性高流動コンクリート、充填確認、空隙、砂型枠

1. はじめに

成田国際空港では、航空機の発着回数を平成 25 年 3 月に年間 25 万回から年間 27 万回へ拡大する為に、B 滑走路西側誘導路、ならびに横堀地区のエプロン（駐機場）および誘導路の新設工事を行った（図-1）。このうち、横堀地区の工事では、既設誘導路をエプロン化するのに伴い、新たな誘導路を建設する必要があった。

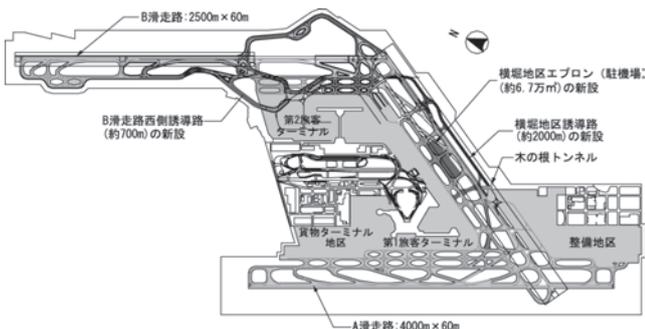


図-1 空港容量拡大工事の整備概要と木の根トンネルの位置図

木の根トンネルは、新設する誘導路の直下に位置する5連のボックスカルバート構造の地下トンネルで、現在は私鉄の営業線、一般道路および空港内道路として供用されている。既設ボックスカルバート（以下、既設躯体という）を航空機荷重に対応させる為に、新設する誘導路と交差する延長 100 m 部分について、既設躯体の外側より鉄筋コンクリート（RC）構造のボックスカルバートで補強することとなった（図-2）。

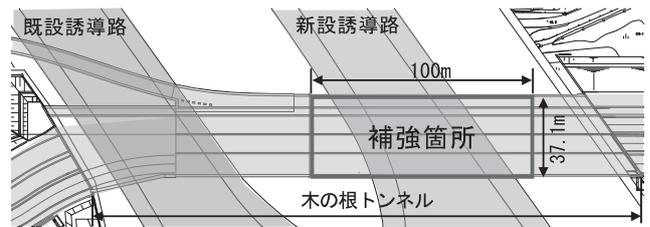


図-2 トンネル補強範囲

2. 工事概要

工事概要を表-1に、構造概要図を図-3に、構造断面図を図-4に示す。本工事は、既設躯体直下を20本の下床桁で支持し、トンネルの外周を側壁・頂版で覆うことで補強する。躯体を支持する下床桁は、荷重を支持するために既設躯体と確実に密着させる必要がある。新設する側壁・頂版と既設躯体との間は空間（側壁 200 mm, 頂版 150 ~ 250 mm）が設けられており、既設躯体の中壁直上にある沓以外からは荷重を既設躯体に作用させない構造となっている。

表-1 工事概要

工事名称	木の根トンネル補強工事
発注者	成田国際空港株式会社
施工場所	千葉県成田市成田国際空港内
工期	2011年6月24日～2013年8月31日
工事内容	トンネル補強工 一式 下床桁 5,600 m ³ 頂版、側壁 8,100 m ³ 隔壁補強 200 m ³ 土工事 30,000 m ³

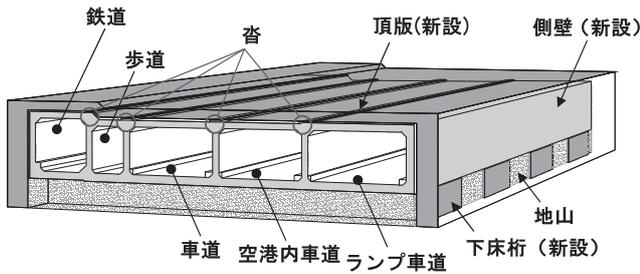


図-3 構造概要図

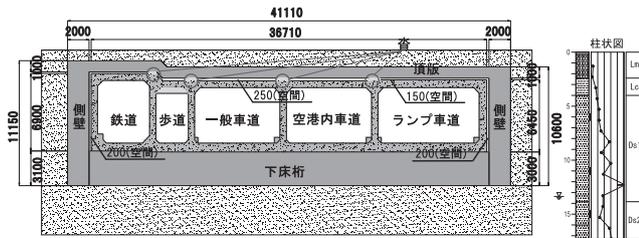


図-4 構造断面図



図-5 施工フロー

本工事の施工フローを図-5に示す。本報では、工事において特にポイントとなった3工種（STEP2：下床桁導坑掘削，STEP3：下床桁構築工，STEP4：側壁・頂版構築工）について，施工上の技術的課題と解決策について報告する。

3. 下床桁導坑掘削

(1) 土質条件

土層構成は，図-4の土質柱状図に示すとおり，地表面からローム層（Lm），ローム質粘土層（Lc），洪積砂質土層（Ds1，Ds2）が堆積している。下床桁掘削範囲はDs1層に位置し，一部N = 50を示す硬質層が介在する。地下水位は下床桁の床付け面とほぼ同じである。各土層の土質定数を表-2に示す。

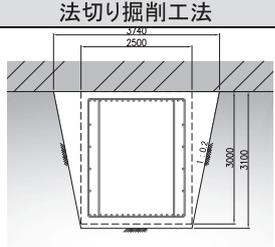
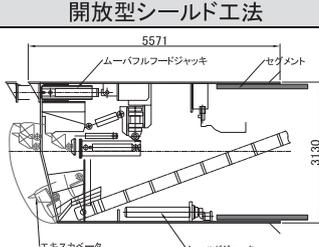
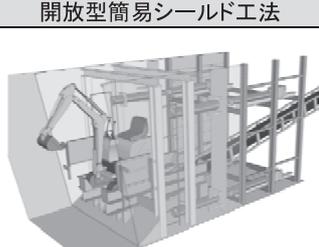
表-2 土質定数

土質名	記号	N値	γ (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	C (kN/m^2)
ローム	Lm	3	14.0	0	15
ローム質粘土	Lc	4	16.0	0	30
第1砂質土	Ds1	14	18.0	30	0
第2砂質土	Ds2	16	17.5	30	0

(2) 下床桁導坑掘削方法の選定

下床桁は，幅2.5m高さ3.0mの断面形状で既設躯体を横断する方向に5.0m間隔で延長37m×20本設置する。既設躯体の構造目地が20m間隔のため，1

表-3 下床桁掘削工法比較表

	法切り掘削工法	開放型シールド工法	開放型簡易シールド工法
工法概要			
	導坑側部を薬液注入で強度増加したあと、側部は土留めを使用せず1:0.2の勾配で掘削する。	開放型シールド機により切羽周辺を支持して掘削する。掘進完了後、シールド機テール部で鋼製セグメントを組立てる。シールド機はセグメントを反力により推進する。	導坑側部を薬液注入で強度増加したあと、開放型簡易シールド機により掘削する。掘進完了後、シールド機テール部で支保工を架設する。シールド機は支保工を反力により推進する。
支保構造	なし	鋼製セグメント	H型鋼+横矢板
既設トンネルへの影響	× 側部は1:0.2の勾配で掘削するため、既設トンネルを支持するスパンが大きくなり、3案の中で最も沈下が大きくなる。	○ シールドマシンおよびセグメントで支持されているため影響は最も少ない。	△ マシンおよび支保工の天端が解放されているが、側部は支保工されているため支持スパンは掘削幅となる。
既設トンネルとの密着性	○ 既設均しコンクリートを撤去するため、新設コンクリートが直接密着する。	△ 既設均しコンクリートは撤去するが、既設トンネルとの間にセグメントを介する。セグメントと既設トンネルの間は無収縮モルタルを充填し密着させる。	○ 既設均しコンクリートを撤去し、支保工の天端が解放されているため、新設コンクリートが直接密着する。
掘削工程	○	×	△
判定	×	△	○

ブロックあたり4本の下床桁となる。工法選定条件として、以下の項目を満足した上で最適な工法を選定する必要があった。

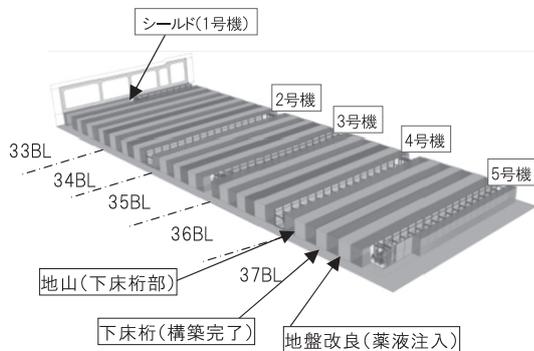
- ①掘削時の既設躯体への影響が小さいこと
- ②既設躯体と下床桁を密着できること

下床桁掘削範囲の地盤は洪積砂質土層であり、地下水位も床付面以深のため掘削方法は開放型とした。

工法選定は法切り掘削工法、開放型シールド工法、開放型簡易シールド工法の中から選定した。表一3に工法比較表を示す。3工法の中で既設躯体への影響が小さく、既設躯体と下床桁を密着できる開放型簡易シールド工法を選定した。この工法の補助工法として、下床桁間の地山に薬液注入を行い、切羽側面の自立性を高めるとともに、支保工に作用する土圧を低減しセグメントを簡易な支保工構造（H型鋼、横矢板）とした。

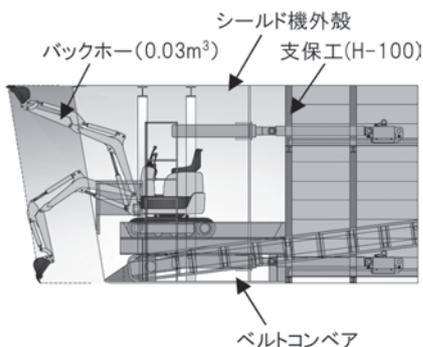
(3) 施工結果

本工事では、図一6に示すとおり5台のシールド機により掘削した。なお、下床桁掘削箇所は既設躯体の沈下を抑制するため、各ブロック20mで1箇所とし、下床桁コンクリートの打設が完了してから、次の下床桁掘削を開始する計画とした。



図一6 下床桁掘削状況図

掘削機械は、狭隘なシールドマシン内での施工性を考慮して0.03 m³ バックホー（マシン高2.1 m, マシ



図一7 シールドマシン内掘削状況図

ン重量1.1 t) で計画した（図一7）。

実施工では、掘削地盤の自立性が高くバックホーの爪しか貫入できないほど硬質な地盤であった（写真一1）。また、既設トンネル下の均しコンクリートについてもバックホーで剥離できると想定していたが、非常に堅固で剥離できなかったため、人力斫りにより撤去することになった。これらの要因により、下床桁1本あたりの掘削進捗は当初計画の約2倍の日数を要した。



写真一1 下床桁切羽状況

掘削途中での追加土質調査（表一4）の結果、下床桁掘削範囲の砂質土は、粘着力C = 2.7 ~ 23.9 kN/m² を有することが判明した。また、均しコンクリートについても、圧縮強度が呼び強度より大幅に大きいことが判明し工程回復の手段として、掘削機械の見直しを実施した。シールド機内のバックホーの作業空間を拡大させ、0.1 m³ バックホー（マシン高2.5 m, マシン重量3.4 t）に大型化させた。これにより、バケットの爪だけでなくバケット全体を地盤に貫入でき、地山を切り崩しながら掘削することが可能となった。さらに、均しコンクリートについてもバケットで剥離でき、人力での斫り作業をなくすことができた。これにより掘削工程を短縮することができた。

表一4 追加試験結果

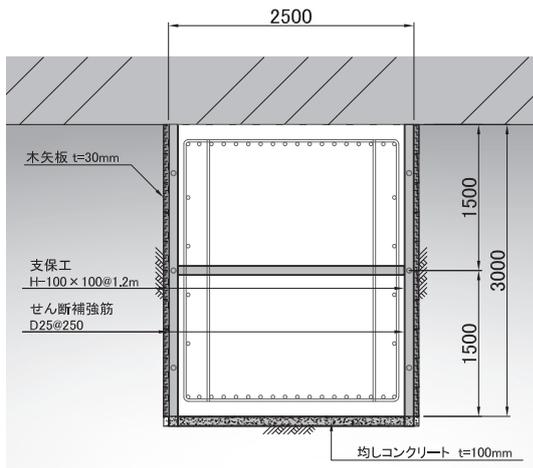
	事前調査結果	追加試験結果
土質定数	$\phi = 30^\circ$ C=0kN/m ²	$\phi = 33.9 \sim 38.1^\circ$ C=2.7~23.9kN/m ² (三軸圧縮試験)
均しコンクリート	呼び強度 13.5N/mm ²	一軸圧縮強度 32.9N/mm ²

4. 下床桁構築

(1) 施工上の技術的課題

下床桁は、既設躯体下部での閉塞された空間内に配筋し、コンクリートを打設して構築する（図一8）。

そこで下床桁の構築時に課題となった事項を以下に



図一八 下床桁断面図

記す。

- ①下床桁内部での人力による締固めは不可能であり、高流動コンクリートの採用を考えた。しかし、一般的に高流動コンクリートは単位セメント量が多く、温度ひび割れの抑制が必要となった。
- ②打設高さが3.0 mと高く、さらに打設延長が37.1 mと長いことから、確実な打設計画の立案が必要となった。
- ③逆打ちコンクリートとなるため、上部の既設躯体との密着性を確保するためには、コンクリートを確実に充填する必要がある。

(2) 高流動コンクリートのひび割れ対策

下床桁のコンクリートには、標準配合コンクリート(普通 40-21-20N)をベースに、特殊増粘剤系高性能 AE 減水剤を添加した高流動コンクリートを採用した。

粉体系高流動と特殊増粘剤系高流動の配合の比較を表一5に示す。特殊増粘剤系高性能 AE 減水剤を使用することで、単位セメント量を増加させることなく、コンクリートの高流動化を実現できた。また、土木学会の断熱温度上昇特性式¹⁾によれば、セメント量の低減によりコンクリート最高温度を最大で9.7℃低減でき、温度ひび割れの抑制につながった。

表一五 配合の比較

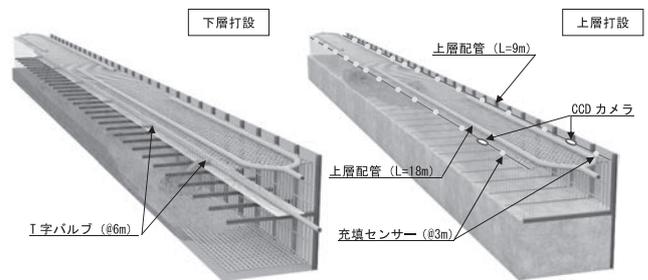
配合	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)		混和剤種類
		W	C	
粉体系 高流動 40-60-20N	36.5	175	480	ポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤
特殊 増粘剤系 高流動 40-60-20N	43.4	175	403	特殊増粘剤系高性能 AE 減水剤

77kg/m³低減

(3) 確実な打設計画の立案

コンクリート打設方法は、下層と上層の2層に分けて打設する計画とした。

下層の打設方法は、襜型枠に開口を設け、桁内部から打ち上がり高さを確認しながら T 字バルブを開閉し、打設口を切り替えることで均等に打ち上げる計画とした。また、上層の打設は当初ポンプ車1台による片押しでの圧送を計画したが、5月下旬の実施工時に、配管口元がコンクリートで閉塞し、最上層打設の段階において圧送圧力がポンプ車能力の上限となる事態が生じた。8月まで打設が継続することを鑑みると、外気温の上昇に伴うコンクリート温度の上昇、圧送圧力の増大が予想されたため、ポンプ車を下床桁の両端部に配置し、下床桁の中央から両襜側へ順に打設する計画に変更した(図一9)。



図一九 下床桁打設状況図

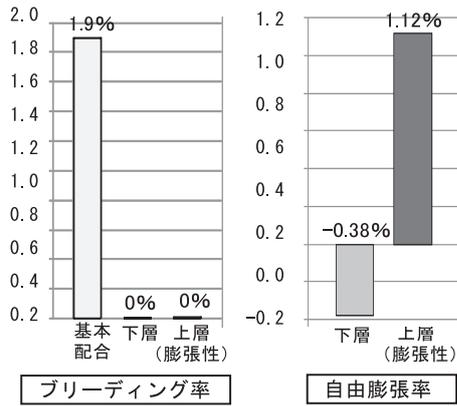
打設計画見直し後は、圧送距離を半減したことで、8月の外気温 35℃といった環境下でも、圧送圧力がポンプ車能力を超えることなくスムーズな打設ができた。なお、上層の打設用配管は撤去が不可能であることから残置する計画とした。

また下床桁内に配置した打設用配管に使用する先送りモルタルは、回収が不可能であった。そこで、先送りモルタルにはコンクリートから粗骨材を取り除いた高流動モルタルを使用することとし、これを下床桁内に打ち込む計画とした。先送りモルタルは事前に高流動コンクリートと同等の強度発現することを確認するとともに、筒先にて供試体を採取し、強度試験を実施した。

(4) 既設躯体との密着性の確保

高流動コンクリートを採用しているため、特殊増粘剤の分離抵抗性によりブリーディングは生じないが、コンクリート打設後の収縮によるコンクリート自体の沈下、既設躯体との間の空隙発生が懸念された。

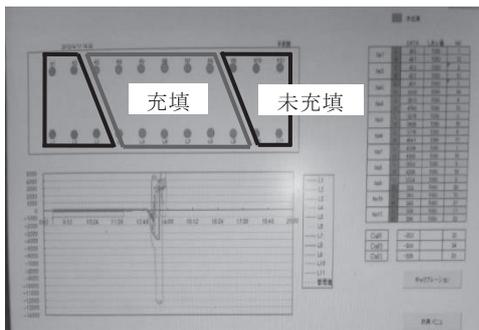
そこで、配合面での対策として、高流動コンクリートに特殊アルミニウム粉末を添加した膨張性高流動コ



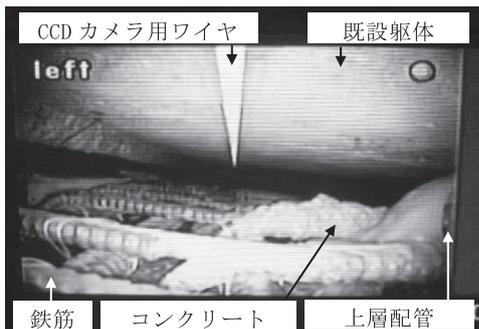
図一10 フレッシュ性状試験

ンクリートを採用した。図一10に下層および上層に採用したコンクリートのブリーディング率および自由膨張率を示す。下層コンクリートの体積の減少(-0.38%)を上層コンクリートの膨張性による体積増加(+1.12%)により補う事で、既設躯体との確実な密着性を実現した。なお、アルカリ水溶性用紙で包装された特殊アルミニウム粉末は、現場でアジテータ車に直接投入添加し、高速攪伴混合した。

また、上層コンクリートは下層のように目視による充填確認ができないため、充填センサおよび CCD カメラを用いて充填確認を行った(写真一2, 3)。充填センサは既設躯体の下面に3m 間隔で設置し、隅角部の充填状況を確認した。CCD カメラは下床桁の縦断方向に取り付けたワイヤーに接続して内部の状況を



写真一2 充填センサモニタ映像



写真一3 CCD カメラ映像

撮影し、既設躯体と高流動コンクリートが密着していることを目視確認した。また、下床桁の両端部には、高さ 800 mm 以上の余盛りを行い、その圧力により膨張性コンクリートの膨張圧を封じ込めることで密着性の向上を図った。

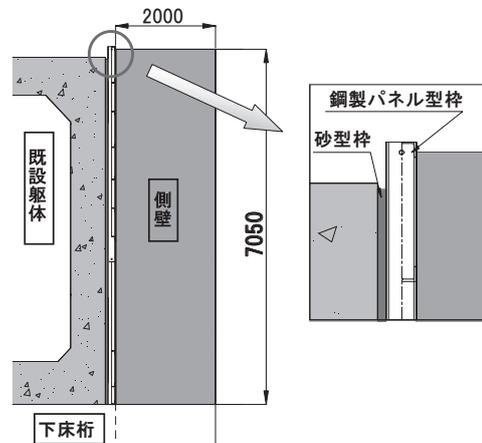
打設完了後は、既設躯体と下床桁の接合部においてコーピング削孔を実施し、密着性を CCD カメラにより確認した。

5. 側壁・頂版型枠の施工

(1) 側壁の施工

側壁工では新設する側壁と既設躯体との間に 200 mm の空隙を確保するため、厚さ 2 m、打設高 7.05 m の側壁打設時のコンクリート側圧に耐え、打設後に型枠を完全に撤去できる型枠支保工計画の立案が必要となった。

そこで側壁工の型枠支保工は、大型鋼製パネル型枠と砂型枠支保工を併用した(図一11)。既設躯体と鋼製型枠間の砂はコンクリートの圧縮強度(5 N/mm²)確認後に、ウォータージェットにより洗い流し、縁が切れた鋼製パネル型枠をクレーンにて揚重した(写真



図一11 側壁型枠概要図



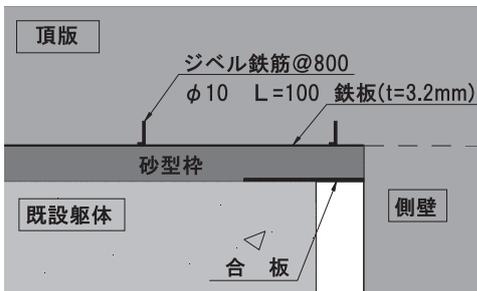
写真一4 鋼製パネル型枠の撤去状況

一4)。鋼製パネル型枠の背面を砂で密充した支保工は、コンクリート側圧に耐えることができ、砂洗い流し後の鋼製パネル撤去もスムーズに行えた。これにより、既設躯体と側壁との間に200mmの空間を確保した。

(2) 頂版の施工

頂版工では、厚さ1mのコンクリート打設時の荷重に耐え、打設後に型枠を完全に撤去できる型枠支保工計画の立案が必要となった。

そこで頂版工の型枠支保工は、ジベル筋付きの鉄板と砂型枠を併用し、鉄板を存置させる計画とした(図一12)。既設躯体と側壁間は既に空間が確保されており、砂の流入を防ぐために合板を設置し、砂撤去後に回収した。充填した砂は頂版コンクリートの圧縮強度(14 N/mm²)確認後に、逆噴射ノズルを取り付けた高圧洗浄車を使用して撤去を行った。逆噴射ノズルは砂型枠内部に予め設置したワイヤーをガイドに空間内に送り込み、内部の砂を洗い出しながらノズルをウインチによって引き抜く作業を繰り返すことで砂を洗い流し、バキューム車により回収した(写真一5)。



図一12 頂版型枠概要図



写真一5 砂型枠の撤去状況

これらの方法により、既設躯体と頂版との間に150～250mmの空間を確保することができた。

6. おわりに

本工事は、

- ①開放型簡易シールド機による既設躯体直下の導坑掘削
- ②既設躯体下部における逆打ちコンクリートの材料選定、および施工方法
- ③補強側壁・頂版と既設躯体との間に構造上必要となる空洞を確保するための施工方法

上記3点の施工上技術的課題を、現場条件・工期を考慮した上で、詳細に検討し、解決することができた。本報が今後の類似工事の参考になれば幸いである。

JICMA

《参考文献》

- 1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕, pp342-343

【筆者紹介】

菅井 崇正 (すがい たかまさ)

(株)大林組

東京本店 成田木の根 T 補強工事事務所

土木係



早川 勇 (はやかわ いさお)

成田国際空港(株)

整備部門 整備部 土木グループ

副主幹

工藤 嘉久 (くどう よしひさ)

(株)大林組

東京本店 成田木の根 T 補強工事事務所

工事長