大阪港夢洲トンネル夢洲側アプローチ部 開削区間における地下水対策

仁木　秀典[1]・黒川　文宏[2]・市川　晃央[3]・鳥越　廣美[4]・
宮﨑　優[5]・辻　浩樹[6]・外山　純[7]

[1]国土交通省　近畿地方整備局　大阪港湾・空港整備事務所（〒552-0007 大阪市港区弁天1-2-1）
[2]国土交通省　近畿地方整備局　神戸港湾空港技術調査事務所（〒651-0082 神戸市中央区小野浜7-30）
[3]正会員　博士（工学）　㈱竹中土木大阪本店　工事部技術グループ（〒541-0053 大阪市中央区本町4-1-13）
[4]㈱竹中土木大阪本店　Y2工区築造工事事務所（〒554-0051 大阪市此花区酉島2-6-4）
[5]㈱竹中土木大阪本店　工事部技術グループ（〒541-0053 大阪市中央区本町4-1-13）
[6]工修　大成建設㈱関西支店　Y1工区築造工事事務所（〒554-0024 大阪市此花区島屋3-10-34）
[7]正会員　大林・錢高・あおみ特定建設工事共同企業体　Y3工区築造工事事務所（〒554-0013 大阪市此花区梅香1-14-3）

夢洲トンネル夢洲側アプローチ部の開削工事は，OP+5.0mから最大で27.3mを掘削し，ボックスカルバートおよびU形擁壁を築造するものである．本工事では，OP-40.0m以深の洪積砂礫層において被圧地下水位がOP+1.6mと高く，盤ぶくれ等に対する対策を必要とした．そこで，鋼管矢板土留壁を洪積粘土層（Ma12層）へ根入れさせ，鋼管矢板継手部の止水対策を実施した．掘削開始前には，掘削範囲約11,000m^{2}の大規模な揚水試験を行い．土留壁の止水性能が確保されていることを確認した．また、浸透流FEM解析により土留壁の透水係数を求めた結果，計画時の1.0×10^{-5}cm/secよりも小さな3.95×10^{-6}cm/sec程度であることが分かった。

キーワード：鋼管矢板土留、被圧地下水、止水対策、リリーフウェル、揚水試験

１．はじめに

大阪港夢洲トンネルは，咲洲と夢洲間（道路部の起終点である咲洲地区コスモ7号線から夢洲地区幹線道路までの区間）を結ぶ鉄道と道路が併設された区間を整備するものであり，工法としては，海底区間を沈埋トンネル工法，アプローチ区間を開削工法にて施工するものである（図-1参照）．

その中の夢洲側アプローチ区間は，海底トンネルと若令埋立人工島である夢洲の陸上までを取り付けるためのものであり，ボックスカルバートおよびU形擁壁の構造から成るものである．本論文の対象としている区間は，夢洲側アプローチ部の中で，写真-1中に記載のY1，Y2，Y3工区であり，鋼管矢板土留壁により締切られた区間

図-1　夢洲トンネル位置図[1)]

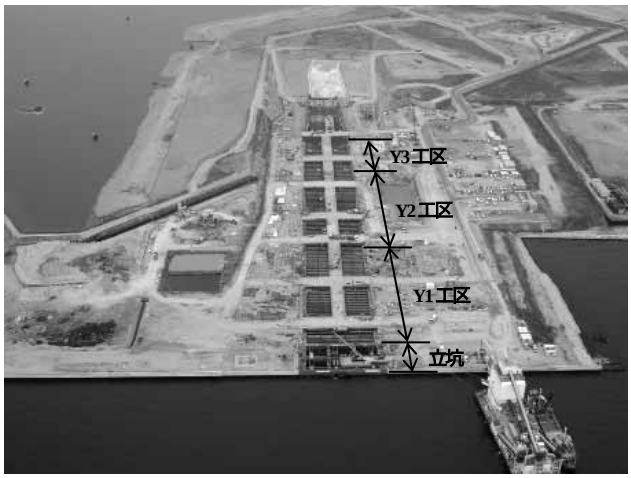


写真-1　夢洲トンネルアプローチ区間全景

である．この区間は，延長約290m，幅は37～40mで平面積約11,000m^2，最大掘削深度27.3mである．概略平面を図-2に，土留支保工およびボックスカルバートの断面を図-3に示す．

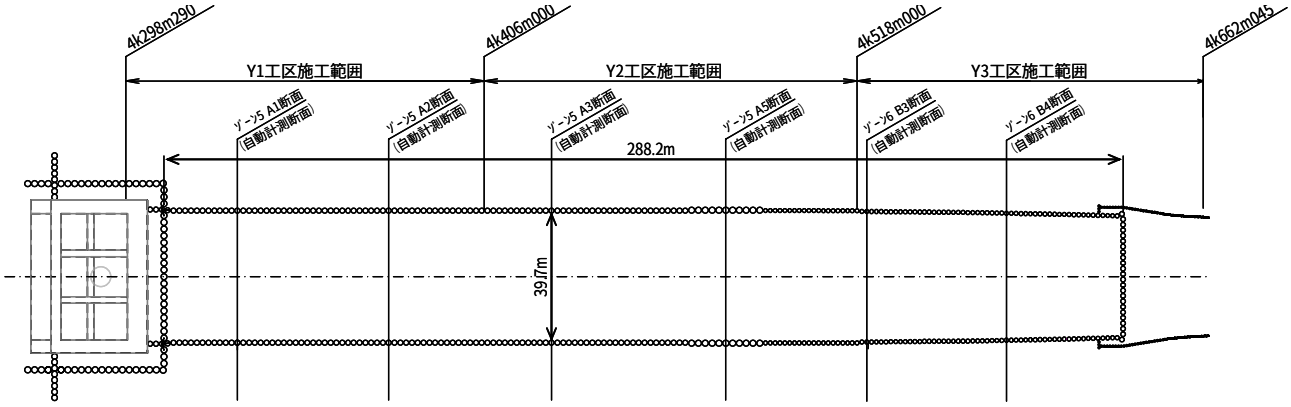


図-2　概略平面図（鋼管矢板土留壁締切り範囲：Y1～Y3工区）

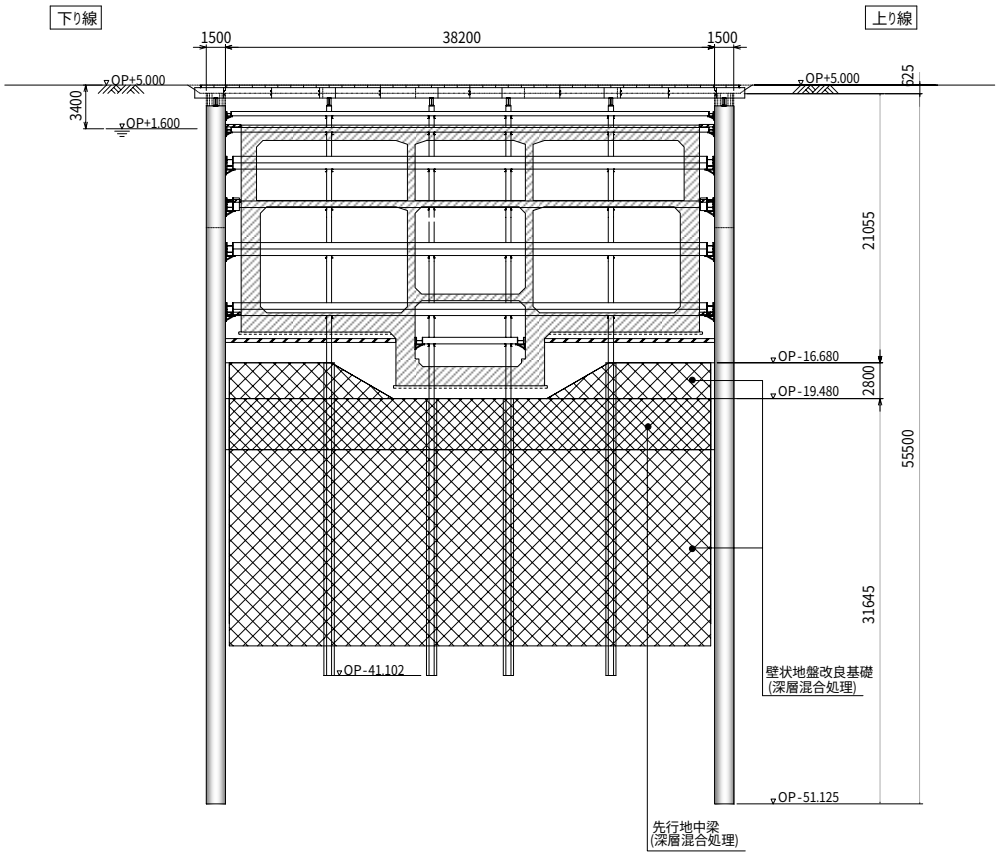


図-3　断面図（Y2工区A3断面）

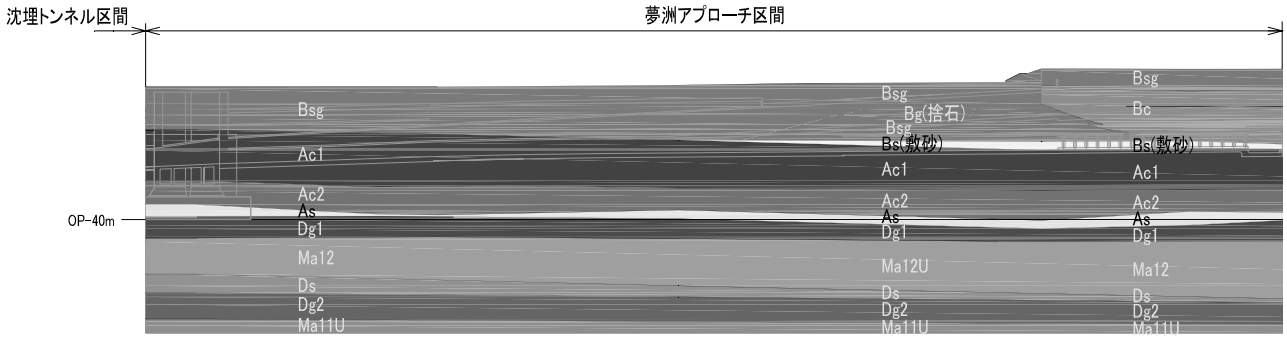


図-4　地層縦断図

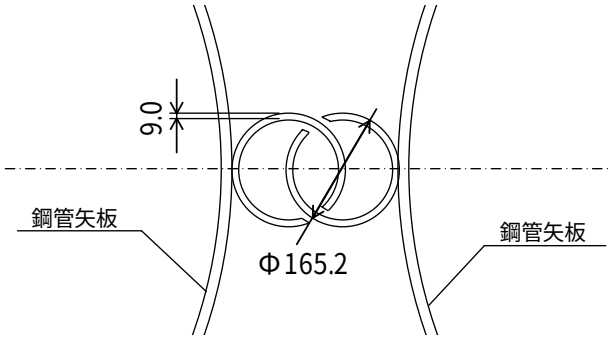


図-5　鋼管矢板 P-P 継手一般平面図（単位：mm）

本工事区間の地層構成を図-4に示す．当該地盤は，旧海底面である沖積粘性土層Ac1層の直上に人工埋立地盤である敷き砂層Bs層および埋土層Bsg層が存在し，旧海底面下はAc1およびAc2層が25m程度堆積している．Ac2層の下層地盤は，沖積砂層As層が薄く存在するが，OP-40m付近から約10mの厚さで洪積砂礫層Dg1層が存在する．この層は，難透水性地盤に挟まれており，被圧地下水位がOP+1.6mと高い．その下部には洪積粘性土層Ma12層が存在し，本工事では遮水層として鋼管矢板土留壁を根入れさせている（施工基盤高：OP+5.0m）．

Y1工区およびY2工区の鋼管矢板は，夢洲が埋立られる以前に海上から施工され，その後の埋立により鋼管矢板に無視することの出来ない先行変位が生じている箇所があった．また，洪積層へのバイブロハンマによる打設であったことから，文献2)に記述されているように，継手部のせり合いや押し引き等による継手形状の健全性の不確かさや，ウォータージェット併用の打設に伴う鋼管矢板周辺の地盤の緩みによる水みちの形成が懸念された．そこで本工事は，掘削時の鋼管矢板継手部からの異常出水防止やパイピング，掘削底面の安定確保（盤ぶくれ防止）のために，継手部の止水対策とリリーフウェルを用いたDg1層の被圧地下水位の低下対策を行った．

以上により，本論文は，鋼管矢板土留壁継手部の止水対策と対策後に行った現場揚水試験，その結果を用いた土留壁の止水性能の評価について報告するものである．

２．鋼管矢板土留壁継手部の止水対策

鋼管矢板の継手部の止水対策は，例えば，咲洲トンネルの施工実績[3),4)]がある．本工事も同様なものであり，これらの実施例と夢洲と対岸側である咲洲アプローチ部の施工結果を参考に，継手内部の止水と継手背面の止水の併用として対策を行った．

(i)　2室削孔可能（左右）

(ii)　1室削孔可能（中央）

(iii)　3室削孔可能

写真-2　鋼管矢板継手状況

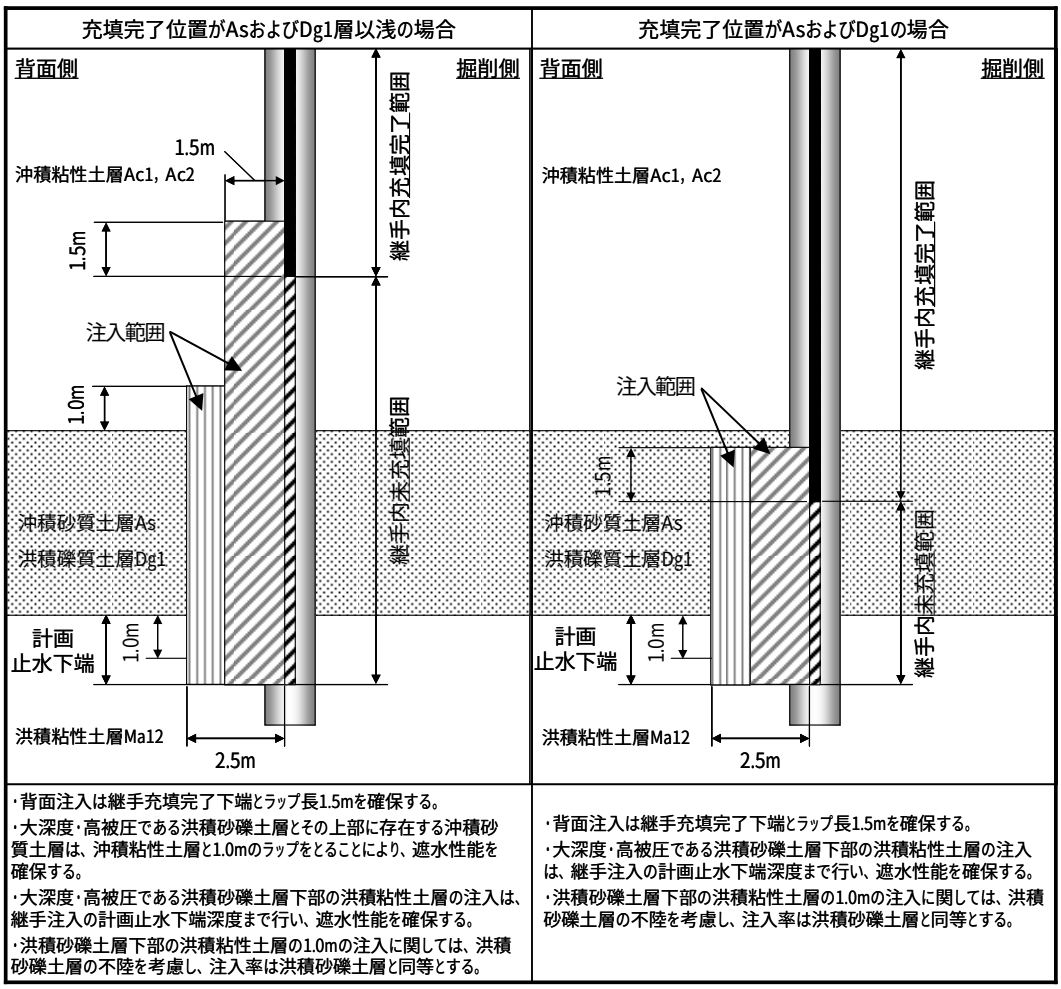
(1) 継手内部の止水対策

鋼管矢板の継手形状は図-5に示すようなP-P継手である．この形状の継手内部は，セメント系注入材による充填により止水対策を行った．まず，試験施工を実施し，その結果より，写真-2のような3種類の継手形状に分類することができ，充填の仕様を以下のように規定し施工を行った．

- 継手の口元3室の内，ロッド削孔可能な60mmの幅を有する箇所において削孔を行う．
- 削孔不能判定基準は，ロッド貫入速さ5cm/min以下が10分以上継続しても改善されない場合とする．
- 削孔完了後，水と空気によるエアリフト作用による継手内の洗浄を行う．
- 充填材のゲルタイムは，注入ロッドの引上げ等を考慮して，1分とする．

継手内部の充填は，全長に亘って施工を行う計画であったが，鋼管矢板打設時に継手内部に侵入した礫の存在，鋼管矢板の変形，継手のズレと推定される影響により，ボーリングマシンによる削孔が不能となる箇所が多数発生した．その為，削孔不能となった深度から継手先端ま

表-1　継手背面地盤の薬液注入範囲および注入形状と仕様



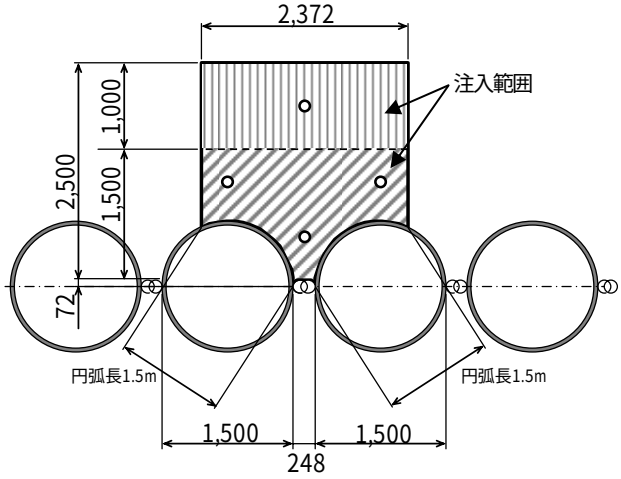


図-6　継手背面地盤の薬液注入一般平面図（単位：mm）

では未止水状態となり，鋼管矢板締切り内へ地下水が容易に流入可能な区間が残った．この対策として，未止水区間については，鋼管矢板の背面から止水対策を行った．

(2) 継手背面地盤の止水対策

前述したとおり，継手内部の止水が不可能な範囲について，鋼管矢板背面より，薬液注入（ダブルパッカー工法）による地盤改良を行った．表-1に薬液注入の断面方向範囲および注入形状の仕様を，図-6に薬液注入の平面範囲を示す．

表-2　注入率一覧

土質種類	注入率 (%)		
	一次注入	二次注入	計
埋土 Bsg	5.0	35.5	40.5
沖積粘性土 Ac1,2	10.0	18.0	28.0
沖積砂質土 As	10.0	35.0	45.0
洪積砂礫土 (天満砂礫層) Dg1	10.0	35.0	45.0
洪積粘性土 Ma12U	10.0	18.0	28.0

表-2に注入率の一覧を示す．透水性が高く被圧帯水層であるAs層およびDg1層の注入率は，重要度率120%を考慮して45%とし，地層の不陸分1.0mを考慮して，対象層の上下1.0mの範囲も45%の注入率とした．その他の層は一般的な注入率を設定した．

なお，使用した注入材は，一次注入でセメント・ベントナイト，二次注入で非アルカリシリカゾル系溶液型水ガラスを用いた．

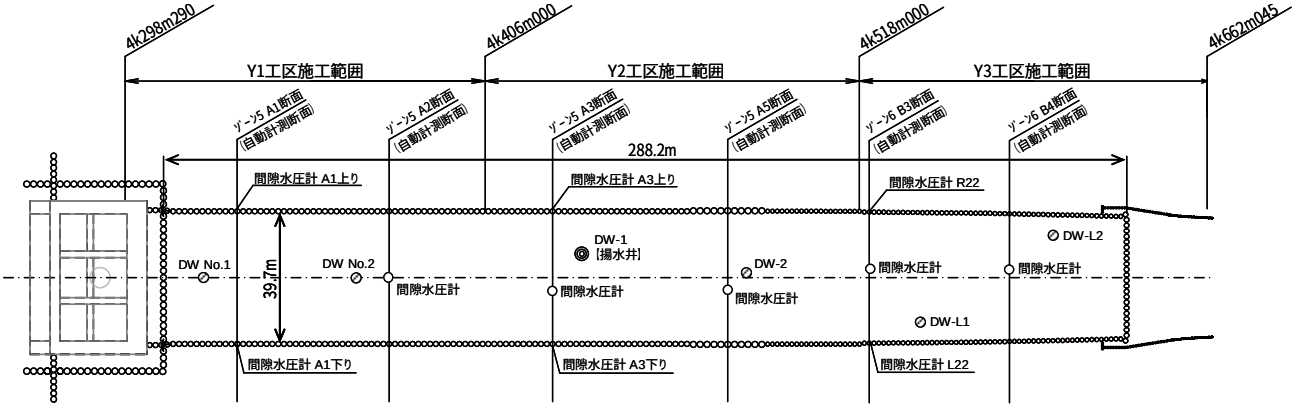


図-7　井戸および間隙水圧計配置平面図

表-3　計測項目一覧

計測項目		計測方法		計測頻度 (分/回)	箇所数 (箇所)
揚水井戸DW1	揚水量	ノッチタンク (水圧計)	自動計測	1	1
	水位	ミリオン水位計	手動計測	30	1
観測井戸	水位	ミリオン水位計	手動計測	30	5
土留締切り内Dg1層	水圧	間隙水圧計	自動計測	30 (Y2工区：1分)	5
鋼管矢板土留壁前面	水圧	間隙水圧計	自動計測	30 (Y2工区：1分)	6 (深度方向に1～6箇所)
鋼管矢板土留壁背面	水圧	間隙水圧計	自動計測	30 (Y2工区：1分)	6 (深度方向に6～8箇所)

３．現場揚水試験

(1) 揚水試験の概要

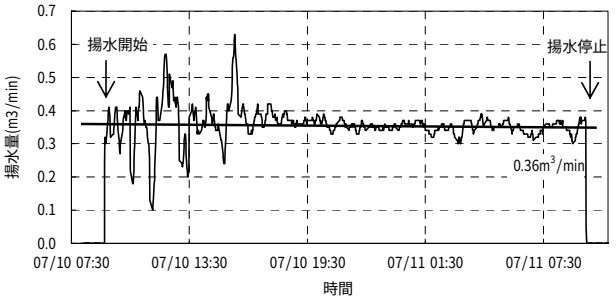
前章で述べた止水対策を施した鋼管矢板土留壁の止水性能の確認および盤ぶくれを防止するために必要な水位低下量14.4m（Dg1層の被圧地下水位OP+1.6mからの水位低下量：荷重バランス法により算定）の確認のために揚水試験を実施した.

揚水対象層は，OP-40～50m付近に堆積している洪積砂礫層Dg1層（As層を含む）であり，揚水は締切り範囲のほぼ中央に位置しているリリーフウェルDW1から行った（図-7参照）.

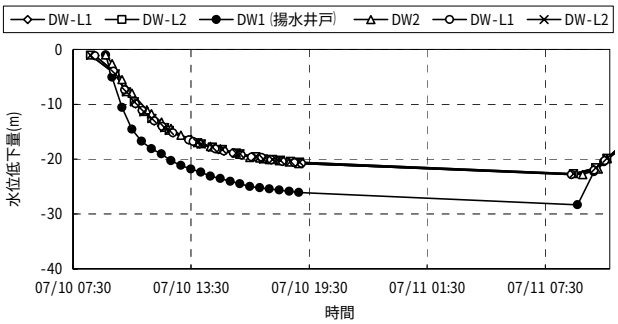
揚水井戸DW1の構造は，今回の揚水試験における対象層の全深度に亘って巻線スクリーンを設置している．それ以外の層にはスクリーンを設けていない．また，井戸の直径は600mmである.

試験方法は，基本的に24時間の連続揚水とし，揚水量および水位低下の経時変化により揚水期間を判断した.

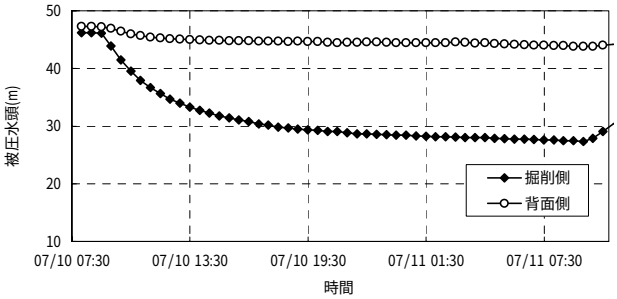
計測項目は，図-7に示した揚水井戸の揚水量および水位，観測井戸の水位，掘削範囲内のDg1層に設置した間隙水圧計，鋼管矢板土留壁の前背面に設置した間隙水圧計による水位である．計測項目の詳細は，表-3のとおりである．井戸の水位は手動計測，それ以外の計測は自動計測により行った.



(i)　DW1 揚水量



(ii)　水位低下量（揚水井戸・観測井戸）



(iii)　A1 上り間隙水圧計による被圧水頭
（鋼管矢板土留壁の壁面に設置，Dg1 層）

図-8　揚水試験結果

(2) 揚水試験の結果

揚水試験は，揚水開始後24時間で揚水量と水位が安定したと判断して終了した.

揚水試験による水位変化の経時グラフを図-8に示す.

図-8(i)は揚水井戸DW1の揚水量，図-8(ii)は揚水井戸および観測井戸の孔内水位である．また，図-8(iii)は，A1上り側の鋼管矢板土留壁のOP-44.54m位置の壁面に設置されている間隙水圧計の計測値であり，Dg1層の被圧水頭である．

図-8(i)より，揚水開始より約8～9時間は揚水量が安定しておらず，これ以降は概ね安定しており，揚水量は，揚水開始から24時間後で0.36m^3/minであった．また，図-8(ii)および(iii)より，揚水量が安定していない時は，水位が急激に低下している間であることが分かる．揚水開始から約9時間以降（7/10 19:30以降）は，揚水量および水位低下量は安定している．このときの水位低下量は，揚水開始から24時間後で，全計測値の平均をとると，21.4mとなった．これは，盤ぶくれを防止するための水位低下量14.4mを満足するものである．（掘削工事では，水位制御装置により水位を管理した．）

また，図-8(iii)より，土留壁の掘削側および背面側の壁面の被圧水頭の計測結果は，揚水開始時から停止までで，揚水を行った掘削側で18.8m，背面側で3.4mの変化があった．したがって，掘削側と背面側の水頭差は，A1上り計測位置で15.4mであった．

図-9に，揚水開始より24時間後における，揚水井戸から各水位観測地点までの水平距離と水位低下量の分布を示す．本図より，Dg1層の被圧水位は，各観測地点において，ほぼ同一の水位低下量を示している．これは，土質調査時のAs層およびDg1層の透水係数が現場透水試験結果より，As層で1.07×10^{-1}cm/sec，Dg1層で2.72×10^{-1}cm/secと透水性の高い地盤であることによるものであると考えられる．

4．鋼管矢板土留壁の止水性能評価

(1) 浸透流FEM解析による土留壁の透水係数の推定

3章で述べた揚水試験の結果より，揚水量および水位

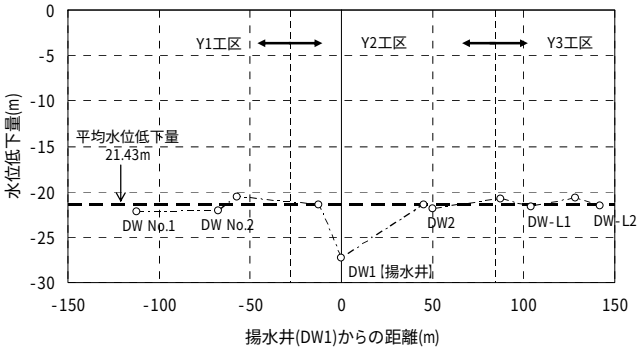
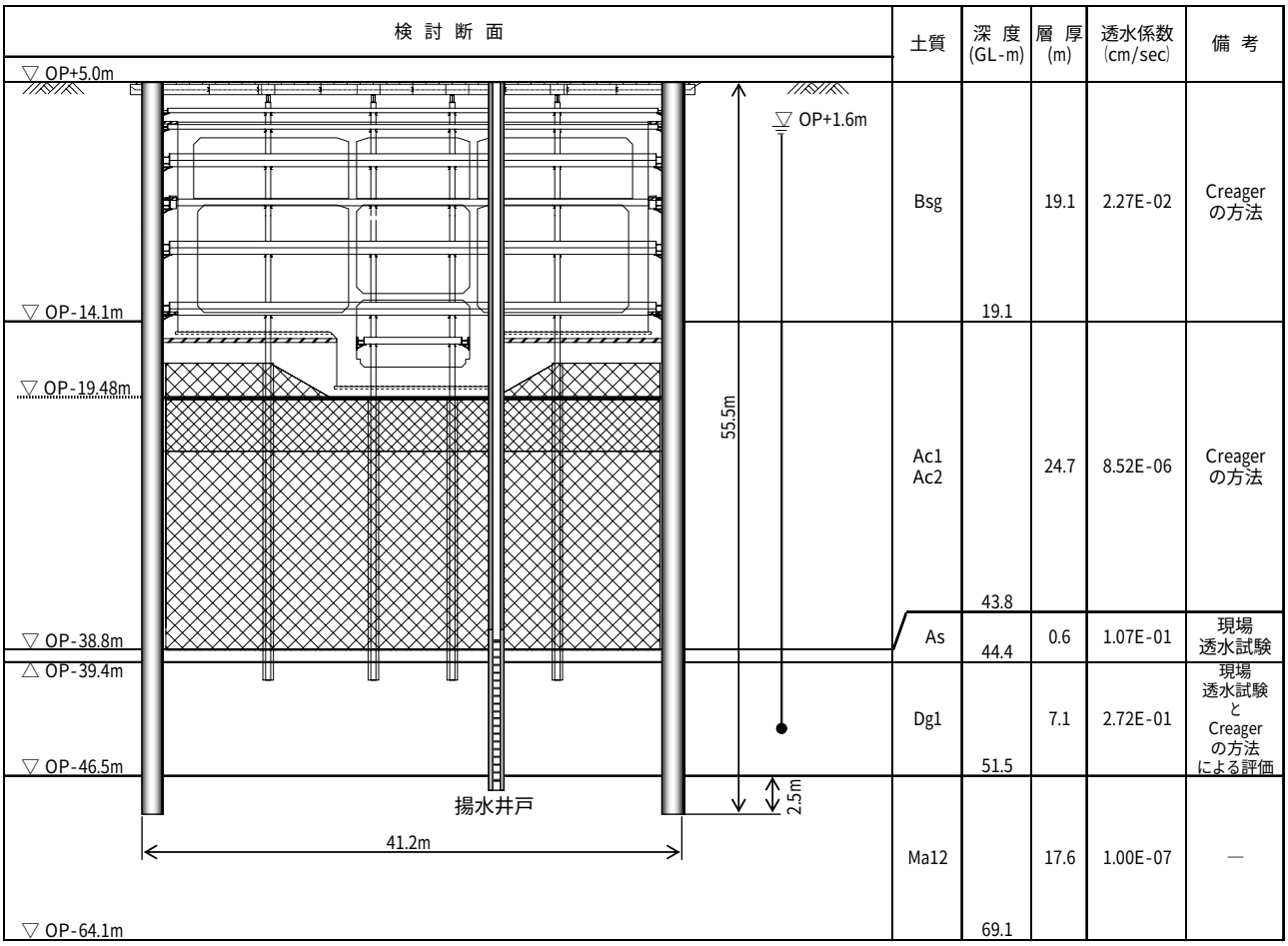


図-9　揚水試験範囲の水位低下量

表-4　解析断面および解析定数の概要（揚水井戸位置）



土質	深 度 (GL-m)	層 厚 (m)	透水係数 (cm/sec)	備 考
Bsg	19.1	19.1	2.27E-02	Creager の方法
Ac1 Ac2	43.8	24.7	8.52E-06	Creager の方法
As	44.4	0.6	1.07E-01	現場 透水試験
Dg1	51.5	7.1	2.72E-01	現場 透水試験 と Creager の方法 による評価
Ma12	69.1	17.6	1.00E-07	—

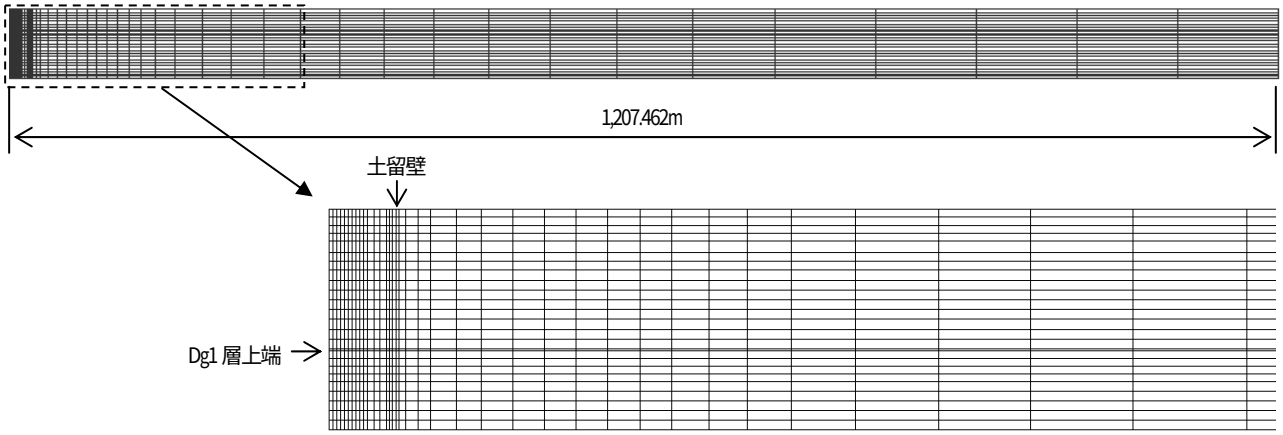


図-10　FEM 解析モデル

低下量を用いて，鋼管矢板土留壁の透水係数を推定する．

a) 解析概要

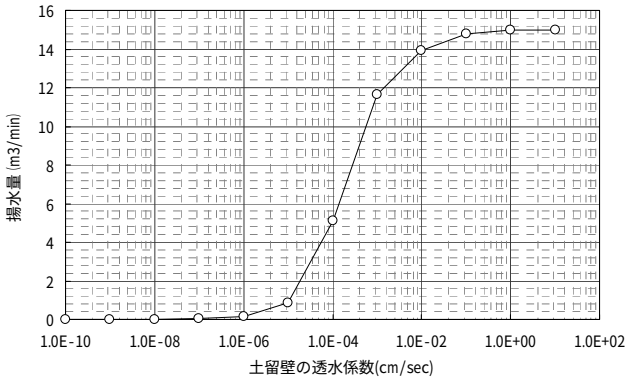
今回用いた解析コードは，二次元飽和・不飽和浸透流解析プログラムUNSAF-2D(UNsaturated-Saturated Analysis program by Finite element method)である．

解析方法としては，土留め壁内への地下水の流入の主要因と考えられるものが，鋼管矢板土留め壁の継手部であることから，土留壁の透水係数によるパラメトリックスタディを行い，揚水試験結果で得られた定常状態における揚水量のときの土留壁の透水係数を求めた．

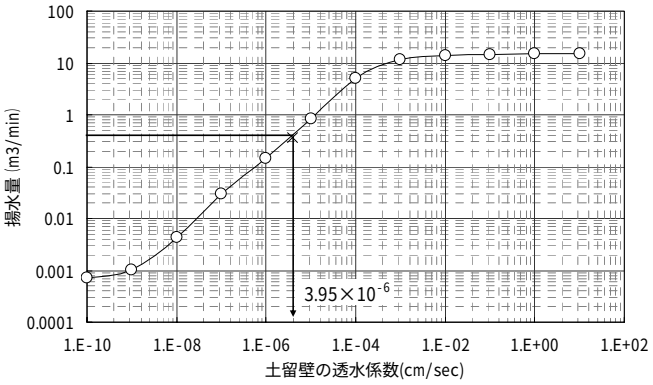
解析の条件は以下の通りである．

- 断面方向の対象条件を考慮した1/2モデルの2次元定常解析とした（図-10参照）．
- モデルサイズは，Siechardt式により影響圏半径を算定し，掘削幅の1/2と土留壁厚と影響圏半径の和として設定した．
- 深度方向には，鋼管矢板が根入れしているMa12層が17.6mと厚く堆積していることから，Ma12層下端までをモデル化した．
- 境界条件は，土留壁で締切られた内部（掘削側）の揚水対象層であるDg1層（As層を含む）上端において，揚水試験で得られた揚水開始24時間後の平均水位低下量21.4mに相当する水頭固定条件とし，モデル右端の側方境界は，自然水頭固定条件とした．
- 土留壁厚は1200～1800mmの鋼管矢板が使用されているが，解析においては，透水距離に対する換算が容易であることから，単位幅1.0mとしてモデル化した．

表-4に解析断面と解析に用いた定数を示す．解析断面は，鋼管矢板土留壁で締切られた範囲のほぼ中央である揚水井戸DW1の設置されている断面を採用した．また，解析に用いた透水係数は，土質調査時に現場透水試験を実施している層については試験値を，それ以外については，Creagerの方法により決定した．



a)　縦軸：実軸



b)　縦軸：対数軸

図-11　土留壁の透水係数と揚水量の関係

b) 解析結果

図-11に浸透流FEM解析による土留壁の透水係数と揚水量の関係を示す．

図-11(a)より，土留壁の透水係数が1.0×10^{-5}～1.0×10^{-2}cm/secで急激に揚水量が増加する傾向であることが分かる．

また，図-11(b)を用いて，解析結果と揚水試験結果を比較することで，地盤の透水係数のバラツキや解析における種々の仮定等の影響を除けば，鋼管矢板土留壁の透水係数の推定が可能である．先に述べた揚水試験の結果から，揚水量は0.36m^3/minであった．本図より，このときの土留壁の透水係数は3.95×10^{-6}cm/secとなる．

(2) 土留壁の透水係数についての考察

本工事において，計画時に井戸の揚水量の算定等に用いた透水係数は，SMWのソイルセメントの透水係数の下限値[5]と同等と仮定し，$k=1.0\times10^{-5}$cm/secであった．前節で推定した鋼管矢板土留壁の透水係数は，約11,000m^{2}の範囲における平均的な値として，$k=3.95\times10^{-6}$cm/secの値を得た．この値は，計画時に想定した透水係数よりも小さな値であり，鋼管矢板の継手部は良好な止水性能を有していると推定できる．

実施工時においては，掘削が完了するまで，掘削に伴う土留壁の変形に対して継手の止水性能が変化することが考えられたが，継手部からの大きな出水は無く，概ねドライの状態で掘削を完了することができた．施工結果からも，土留壁は良好な止水性能を有していたと考えられる．

５．まとめ

最大掘削深度27.3mの大深度開削工事において，鋼管矢板土留壁の止水対策を確実に行い，掘削の開始前に揚水試験を実施した．洪積砂礫層Dg1層を対象とした揚水試験は，掘削範囲約11,000 m^{2}で行い，盤ぶくれ防止に必要な水位低下量を確保することができ，鋼管矢板継手部の止水性能が良好であることを確認した．

また，揚水試験結果を用いた浸透流FEM解析により鋼管矢板土留壁の透水係数を逆算した結果，幾つかの仮定条件はあるものの，$k=3.95\times10^{-6}$cm/secという良好な値を得ることができた．

この結果を受けて掘削を開始したが，大きな出水は無く，盤ぶくれの発生を抑制することができ、安全に掘削を完了することができた。

最後に，今後の同様な開削工事の計画において，止水対策や鋼管矢板土留の止水性評価の参考資料となれば幸いである．

参考文献

1) 国土交通省近畿地方整備局大阪港湾・空港整備事務所：大阪港夢洲トンネルパンフレット
2) 稲積真哉，木村　亮，Arap Too Jonah Kiptanui，嘉門雅史，田村博邦，萩原敏行，西山嘉一：海面処分場における鋼管矢板遮水壁の遮水処理問題と遮水性向上技術，第 15 回廃棄物学会研究発表会講演論文集，pp.1154～1156，2004.
3) 運輸省第三港湾建設局大阪港湾空港工事事務所：大阪市港湾局大阪港咲洲トンネル工事誌，pp.III-10～III-199，1998.
4) 木山正明，桜井　晋，森本信治：大阪港咲洲トンネルにおける土留工事について，基礎工，Vol27,No.8，pp.68～74，1999.
5) 日本材料学会：ソイルミキシングウォール（SMW）設計施工指針（改訂版），2002.