

大阪港夢洲トンネル夢洲側アプローチ部 における開削土留め工の設計・施工法について

中川 誠¹・千葉 泰三¹・山本 良一²・水野 寿昭³・辻 浩樹⁴・鳥越 廣美⁵

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 大阪府大阪市港区弁天町一丁目2番1-700）

²パシフィックコンサルタンツ株式会社 交通技術本部・鉄道部（〒163-0730 東京都新宿区西新宿二丁目7-1）

³パシフィックコンサルタンツ株式会社 大阪本社交通技術部（〒541-0052 大阪府大阪市中央区安土町二丁目-13）

⁴株式会社大成建設株式会社 関西支店（〒554-0024 大阪府大阪市此花区島屋三丁目10-341）

⁵株式会社竹中土木 大阪本店（〒554-0051 大阪府大阪市此花区西島二丁目6-4）

この報文は大阪港夢洲トンネル築造工事のうち、開削工法で最大掘削深さ約27mの掘削工事が行われる夢洲側アプローチ区間について報告するものである。本工区の地盤は臨海人工島部における若齢軟弱地盤であるため、CDMによる先行地中梁による補強を行ったが、CDMの実強度（平均強度）が設計値よりかなり大きな値であったため、先行地中梁の背面側に設計で想定された値より大きな曲げモーメントが発生した。そこで背面側の水位を下げて土・水圧を軽減した他、鋼管の内部に水中コンクリートを充填補強する対策を実施した。一部では許容応力度を超過し、降伏点近くまで応力が達したと想定される箇所があったものの、土留めおよび支保工その他に変状をきたすことなく無事掘削を終えることができた。

キーワード：若齢軟弱地盤、開削トンネル、地盤改良、大規模掘削、鉄道道路併設トンネル

1. はじめに

大阪港夢洲トンネルは道路と鉄道が併設された海底トンネルであるが、航路条件より最深部での施工基面高さが約OP-27mにもなる大規模、大深度トンネルである。その両側には海底トンネルの深さまで取り付けるためのU型擁壁およびBOXカルバートか

らなるアプローチ部が計画され、19年度その掘削が完了し20年度は本体の構築に当たっているところである。本報文はそのうち15～16年度に埋め立てられた夢洲側アプローチ部の超若齢軟弱地盤中において生じた土留め工の変状とそれに対する対策工の実施およびその効果について示すものである。

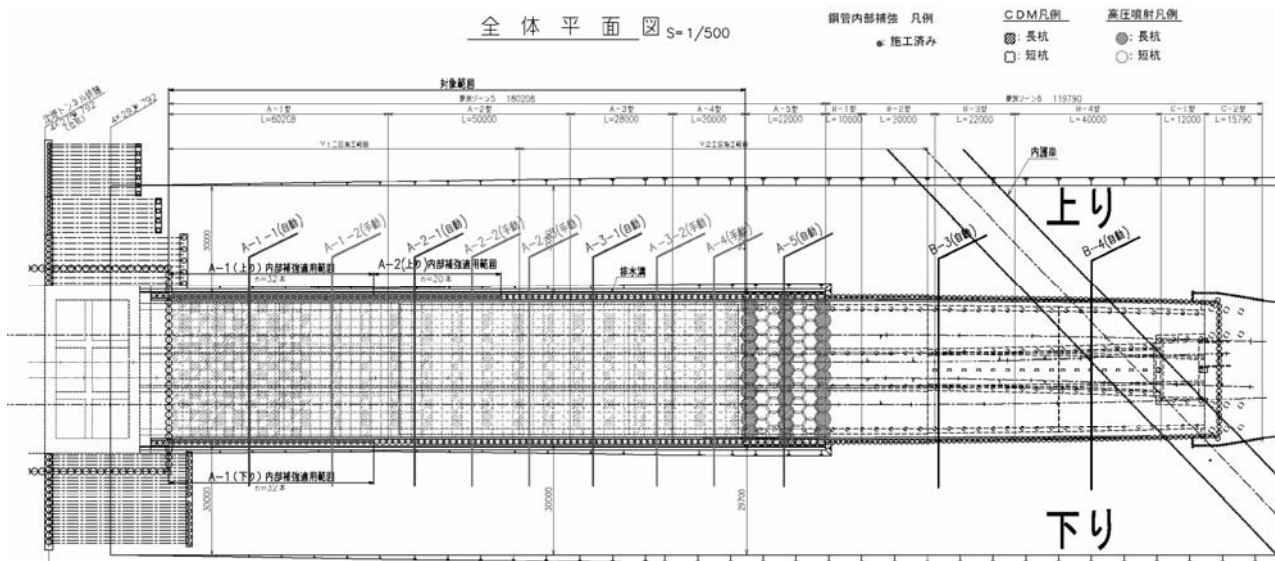


図-1 全体平面図

2. 建設地の地盤条件と構造物概要

(1) 地盤概要

建設地の夢洲側アプローチ部の地盤条件を図-2に示すが、当初の海底面にあたる位置がAc1層（Ma13）の上面であり、埋め立てによる沈下を含めるとその深さは現在約OP-13～14m付近にある。またその下部にはOP-29mからAc2層（Ma13）が連なり、さらにその下部のOP-38m付近から下側に今回のアプローチトンネルの基礎地盤となるAs層とDg1層が分布している。

(2) 構造概要

このため施工時の施工基盤高さであるOP+5mから見ると、約43mの深さまで軟弱な粘性土が分布している状態であるため、土留め鋼管矢板の必要根入れ長が長くなり、最深部の断面ではDg1層まで伸ばす構造となった。

3. 土留め構造および変状発生状況

(1) 土留め構造

沈埋トンネルとの接合部側にあたる立坑直前での掘削底面の深さがOP-22.3mであることから、施工基面（OP+5m）から見た最大掘削深さは27.3mにもおよぶ。このため圧密改良だけでは相当量のプレロード盛土を行ったとしても改良強度が不十分なことから曲げモーメントが大きくなり、鋼管矢板の耐力以内で掘削することが困難であった。そこで掘削底面の下側にCDMによる先行地中梁をもうけ、発生モーメントを鋼管の耐力以内に抑える対策を取った。

図-3に土留めの縦断面図、図-4に代表的な断面を示すが、地中梁としての改良厚さは4m～4.5mとした。なおCDMのうち縦断方向に1/3はトンネル本体の基礎杭を兼ね、支持層であるAs層まで伸ばすこととした。

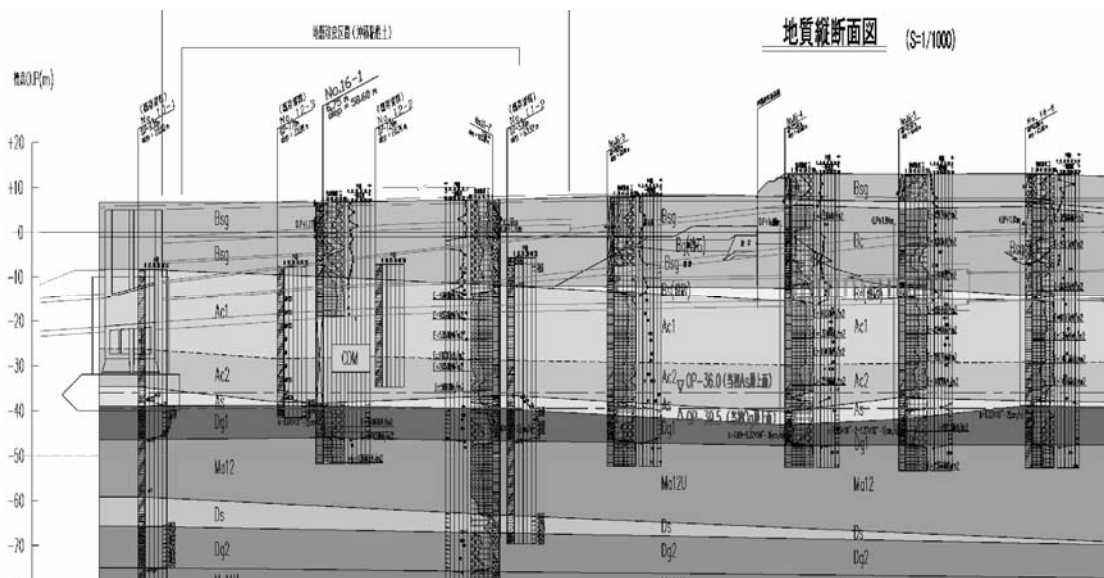


図-2 地質縦断面図

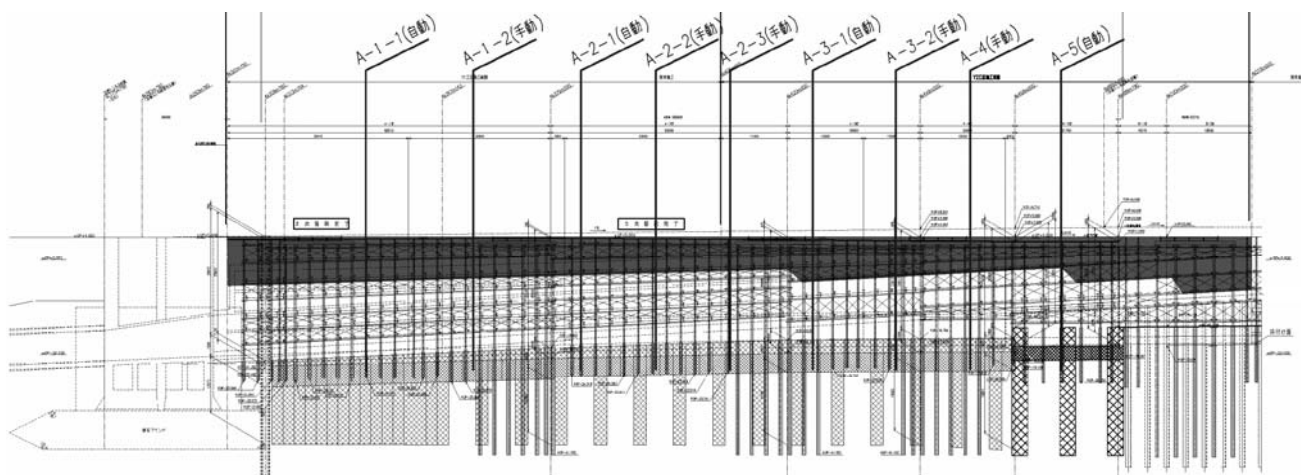


図-3 土留め縦断面図

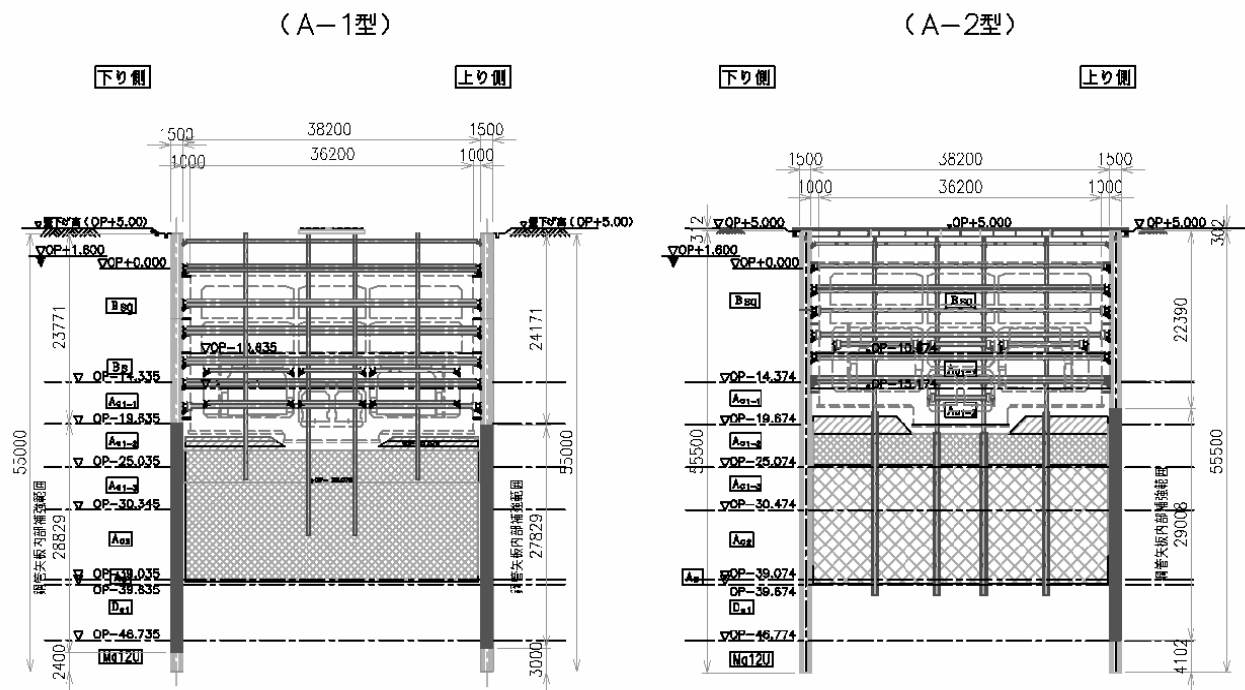


図-4 土留め縦断面図

(2) 変状発生状況

当初設計では、CDMの強度設定として各種の安全率を考慮した通常の設計手法がとられたため、設計強度は図-5の様に実強度（平均値）よりかなり小さな値になるものと設定された。そのため設計時点では最終掘削時まではCDMは全層厚で塑性化し、土留め壁は掘削側に変形することで図-6および表-1のように鋼管矢板には掘削側向きに最大曲げモーメントが発生するものと予測され鋼管の断面が決定された。しかし実測変位および曲げモーメントの分布

形状は図-6および図-7に示すように、設計時点の分布モードとはかなり異なり、むしろ先行地中梁であるCDMの背面側に大きな曲げモーメントが発生し、施工途上の逆解析結果によると最終掘削までに許容応力度を超過する恐れのあることが判明した。そのため鋼管に発生する曲げモーメントがより実測値に近いCDM強度を再設定し、より現実に近い脆性破壊モデルに変更し、その際発生する最大曲げモーメントに鋼管が耐えうる対策を検討した。

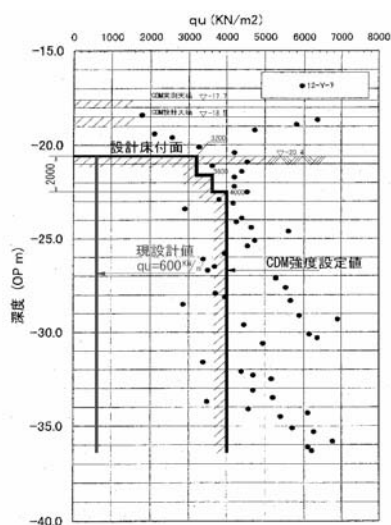


図-5 CDM 強度分布図

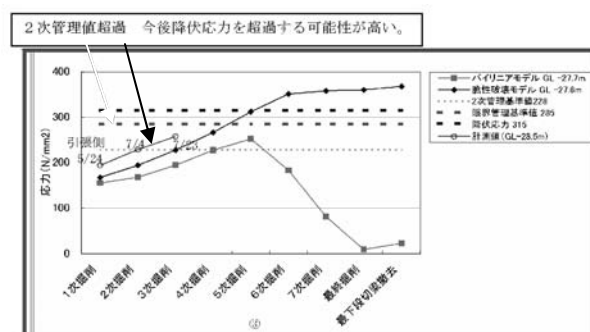


図-6 土留め最大モーメント経時変化図

(3) 当初設計モデルと修正検討モデルの比較

表-1にバイリニアモデルによる当初設計値と今回修正モデルに採用した脆性破壊モデルによる検討結果を示す。当初設計のバイリニア型モデルでは設定強度が低いため、最終掘削時には先行地中梁の梁高全体で塑性化しており、その結果土留めが掘削側に大きく変位する計算結果となっている。これにより

曲げモーメントの値は掘削側と背面側がほぼバランスし、現設計の鋼管矢板でも許容値に収まるという結果になっている。これに対し、今回採用した脆性破壊モデルではピーク強度を安全率で低減することなく平均強度に近い値を採用しているため、塑性化した範囲は極浅い部分のみとなり、その結果先行地中梁が強固な支点となり、土留め背面側に大きなモーメントが発生することが予想されることとなった。

表-1 CDMのモデル化と土留め計算結果の比較

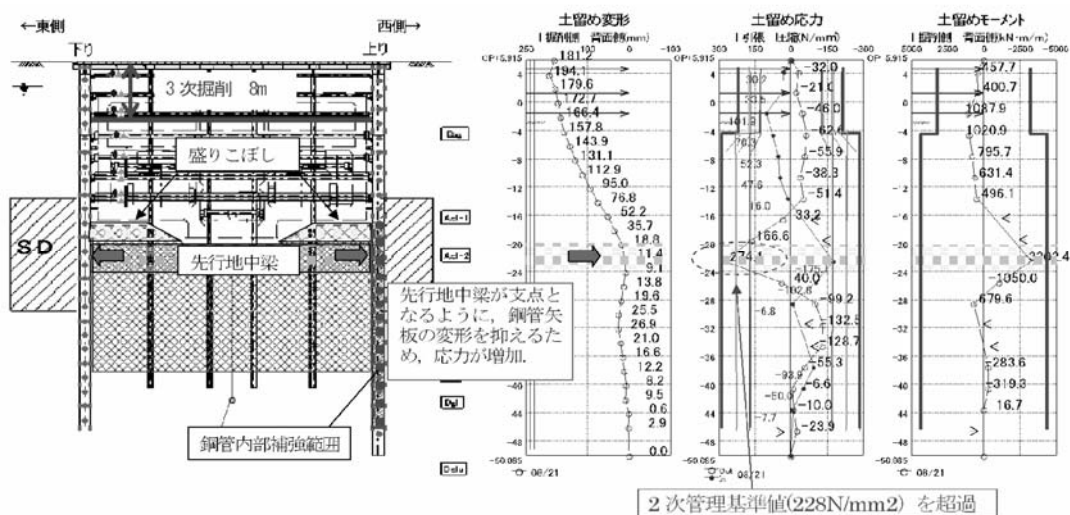
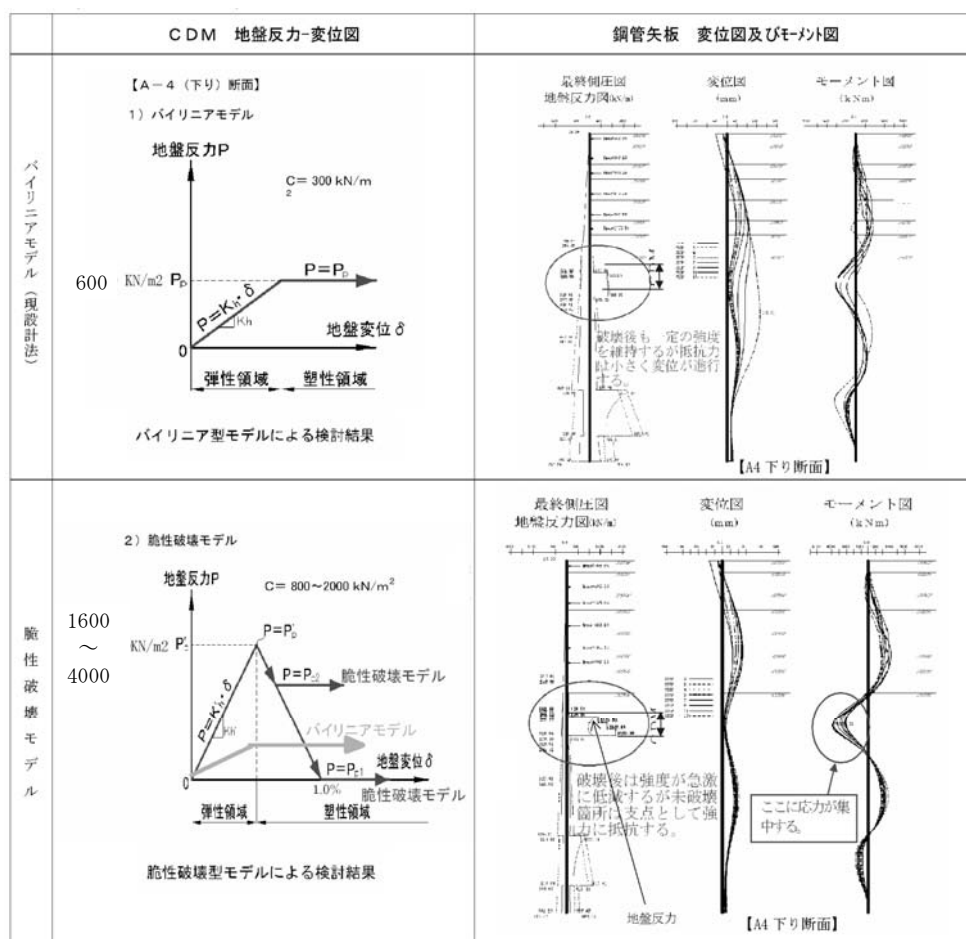


図-7 土留め計測結果

4. 対策工法および対策効果

(1) 対策工法

背面側への大きな曲げモーメントの発生は、CDMの実強度（平均強度）が設計値を大きく上回り、堅固な支点（拘束点）となることから生じたものと推測されたため、根入れの安定は設計時よりむしろ安全になっているものと判断し、対策工は先行地中梁を増強するのではなく、設計外力である土・水圧を低減すること、土留め工である鋼管矢板の耐力を増強させることで土留め全体の安全性は確保されるものと考えた。設計外力を低減する対策としては、土

留め背後の地下水位を下げるために、主働崩壊角の外側に止水矢板を打設しリーフウェル工法で地下水位をOP+1.6mからOP-10mまで約12m水位を下げて、土留めにかかる水圧低減と背後地盤の締め固めを図った。

また鋼管矢板の内部補強は、設計では鋼管矢板は内部が空洞であるものとして安全側に強度設定されている。そのため内部の土砂をコンクリートに置き換えることにより、今回のケースでは約20% 鋼管の耐力を高めることが出来るものと判断し、内部に水中コンクリートを打設することで補強する方法を採用した（図-8）。

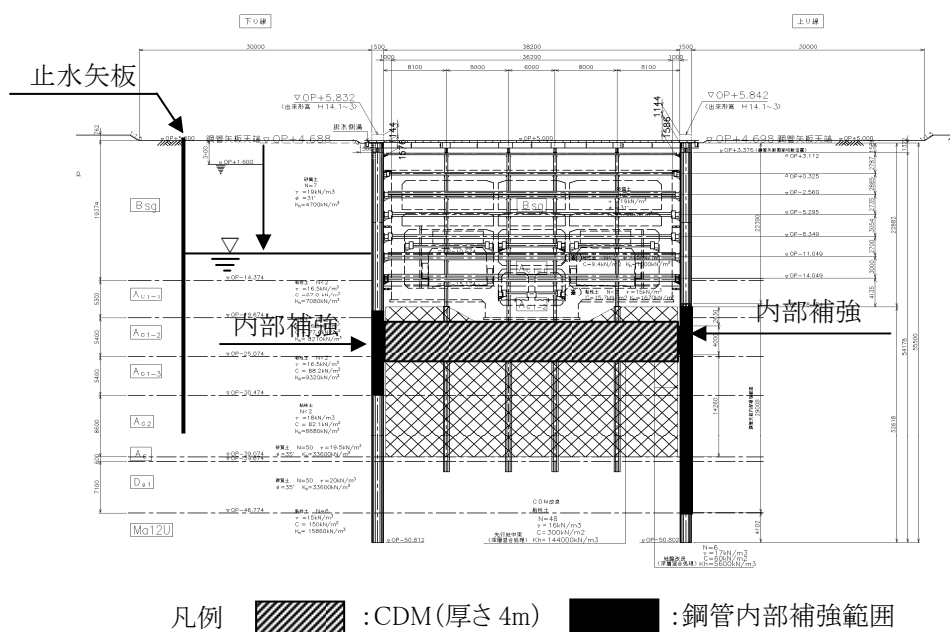


図-8 土留め縦断面

(2) 対策効果

ここでは鋼管矢板の内部補強について詳述する。補強後の耐力の考え方としては、鉄道総合技術研究所による中詰めコンクリート鋼管杭の算式を適用することとしたが、厳密には気中コンクリートでないこと、鋼管内面が土砂で汚れていること、そしてコンクリート打設時にはすでに鋼管矢板に先行応力が導入されている点で、計算式の根拠となった載荷試験とは前提条件が異なるものであった。

しかし載荷試験が耐震設計用の応力交番試験であったことから、応力履歴を受けた鋼管矢板にも適用できるものと考えた。鋼管の補強のメカニズムとしては、コンクリートで内部補強を行うと、局部的な2次座屈を防げることにより、急激な耐力低下が生じにくくなることによる。その結果、図-9 の様に鋼管矢板の最大モーメントはM点からM' 地点に移動し、降伏後も十分な変形性能を有することにより、

降伏点に対する変形量（ひずみ値）に余裕を確保できるためである。

計測の結果、図-7 の様に最終掘削時において通常の仮設時許容応力度を超え降伏点近くまで鋼管の

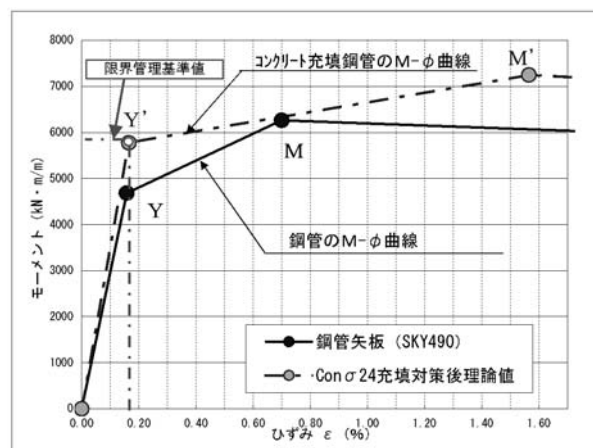


図-9 中詰め鋼管の耐力

応力が上昇した箇所もあったが、鋼管矢板および切梁支保工全体に渡り、特段の変状が発生していないことを確認し、安全に掘削し終えることができた。

なお図-10および図-11に切梁の設置状況、鋼管内部補強施工状況図を示す。



図-10 切梁設置状況



図-11 鋼管内部補強施工状況

5. おわりに

(1) CDM脆性破壊モデルの提案

CDMの設計用応力ひずみモデルとして図-12のような脆性破壊モデルを設定することにより、従来のバイリニア型モデルでは、把握できない実際に近い挙動を再現することができた。今後は従来の設計法に加え、今回提案のモデルによる2重照査を行うことにより、より精度の高い設計、施工管理が図れることと考える。

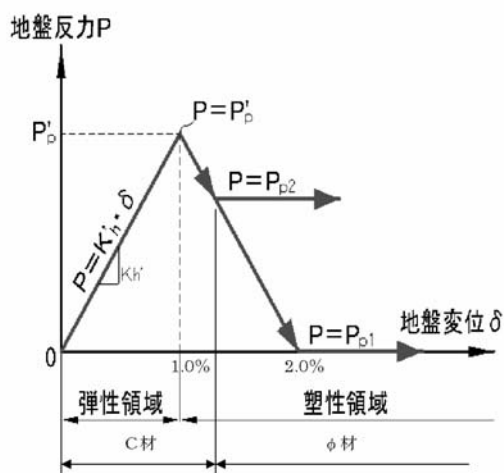


図-12 CDM 脆性破壊モデル

(2) 今後の課題

今回は鋼管内部補強時効果およびその耐力の考え方が必ずしも標準的な規準のケースとは言えないまま実施に踏み切らざるを得ない状況があった。そのため必ずしも必要十分な対策であったかどうか確認できない部分が残った。充填するコンクリートの強度等、施工上は十分な安全性を確保すべく本設並みの強度を持ったコンクリートを打設したが、仮設時の対応であることを考えると、今後その材質の経済化にはまだ検討の余地があるものと考えている。ただ緊急の場合には、今回採用した内部に通常強度の水中コンクリートを打設することで、少なくとも鋼管矢板のみの場合では降伏点を超えるような応力に対しても内部補強をしておけば、十分に耐力を確保することが実証できたものとする。今後の同様の施工において参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」，p p 167-178, 1999. 10
- 2) 山田正人他：「C F T部材の変形性能と復元力特性」，鉄道総研報告，Vol. 13, No. 4, p p 35-40, 1999. 4