

土 木 研 究 所 資 料

砂質地山における先受工の効果と 近接トンネルの影響に関する研究報告書

平成13年 3 月

国土交通省土木研究所
道路部トンネル研究室

Copyright©(2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

砂質地山における先受工の効果と 近接トンネルの影響に関する研究報告書

トンネル研究室 室 長 真 下 英 人
主任研究員 石 村 利 明
研 究 員 真 弓 英 大

要 旨

本報告書は、土被りが薄い都市部周辺の固結度の低い砂質地山を対象として、（１）都市トンネル施工時の補助工法としてよく用いられる先受工に対して先受工の種類・設置範囲・長さの違いが地盤変状抑制効果に及ぼす影響の把握、（２）左右近接および上下近接条件下におけるトンネルの作用荷重および周辺地盤への影響の把握を目的として実施した３次元の掘削模型実験結果を報告するものである。

キーワード：近接トンネル、先受工、作用荷重、地盤変状

目 次

1. はじめに	1
2. 先受工による効果に関する実験	2
2. 1 実験方法	2
(1) 実験の概要	2
(2) 実験に用いた地山材料	3
(3) 計測項目	3
(4) 実験ケース	3
2. 2 実験結果	6
(1) トンネル掘削による地表面沈下	6
(2) 先受工の種類による地盤変状抑制効果	8
(3) 先受工の設置範囲による地盤変状抑制効果	9
(4) 先受工の設置長さによる地盤変状抑制効果	10
(5) 先受残長による地盤変状抑制効果	11
(6) 先受工設置によるトンネル周辺土圧の変化	12
2. 3 まとめ	21
3. 近接トンネルの影響に関する実験	22
3. 1 実験方法	22
(1) 実験の概要	22
(2) 実験に用いた地山材料	24
(3) 計測項目	24
(4) 実験ケース	24
3. 2 左右近接実験結果	28
(1) 先行トンネル掘削時のトンネルに作用する荷重	28
(2) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの荷重の変化	31
(3) 後行トンネル掘削時の先行トンネルの挙動	36
(4) トンネル掘削時の周辺地中土圧の変化	42
(5) トンネル掘削時の地表面沈下	48
3. 3 上下近接実験結果	56
(1) 先行トンネル掘削時の先行トンネルに作用する荷重	56
(2) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの荷重の変化	58
(3) トンネル掘削時のトンネル周辺地中土圧の変化	61
(4) トンネル掘削時の地表面沈下	65
(5) 後行トンネル掘削時の先行トンネルの挙動	67
3. 4 トンネル上部の地山除荷による影響	69
3. 5 まとめ	70
4. 結論	71

1.はじめに

近年、土被りが薄い都市部周辺における地山強度の比較的低い条件下でのトンネルの建設が増加している。都市部におけるトンネル施工に関しては、トンネル周辺環境の保全のため、トンネル掘削によって生じる地表面沈下、あるいは周辺地盤の沈下を極力抑えることが重要な課題の一つとなっている。こうしたことから、トンネル周辺環境への影響に対して有利とされているシールド工法が都市部およびその周辺の地山強度の低い条件下で採用される場合が多いが、最近では経済性および断面形状の変化に有利な山岳工法においても、地盤変状抑制対策、切羽安定対策として切羽前方に先受工等による補助工法を採用しながら、トンネルを施工する実績も増加している。しかしながら、現在では先受工による地盤変状抑制効果は、現場で計測される地表面沈下等により確認されているものの、先受工の地盤変状抑制効果の定量的評価は明らかになっておらず、設計方法も確立されていない状況にある。

また、都市部周辺におけるトンネル計画にあたっては、道路トンネルを例に考えると、交通容量を確保するため、上下線2本のトンネルが必要となることが多い。このような場合、通常 mountain 部における近接トンネルは、相互のトンネルが影響しないように十分な間隔を取って計画されるのが一般的であるが、都市部においては、施工時における工事用地の確保や環境保全の問題など都市部での特殊性を考慮して、めがねトンネルや極めて小さい間隔で計画される場合があり、占有幅の制約等から上下に近接して計画される場合も考えられる。しかし、2本のトンネル間の離隔が少ない場合は相互のトンネルが影響を及ぼすため、後行トンネルの掘削が先行トンネルの作用荷重に及ぼす影響や周辺地盤の変状を適切に評価することが重要となる。

本研究では、上記の課題に対応するため、土被りが薄い都市部周辺の固結度の低い砂質地山を対象として、(1) 都市トンネル施工時の補助工法としてよく用いられる先受工に対して先受工の種類・設置範囲・長さの違いが地盤変状抑制効果に及ぼす影響の把握、(2) 左右近接および上下近接条件下におけるトンネルの作用荷重および周辺地盤への影響の把握を目的として3次元の掘削模型実験を実施したので報告するものである。

(2) 実験に用いた地山材料

実験に用いた地山は、2%に含水比調整した豊浦標準砂を用いた。材料の選定にあたっては、実際にトンネルを掘削する手法であることから、トンネル掘削時に切羽が安定すること、また、トンネル掘削による地表面沈下を把握することを目的としていることから、トンネル掘削時にある程度の沈下量が発生する材料であることを条件に事前に検討を行って決定した。本地山材料の物性値は、低応力一面せん断試験によれば、粘着力 $c = 0.49 \text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 33.6^\circ$ が得られている。

(3) 計測項目

計測は、トンネルの横断方向の1測線の地表面変位をレーザー変位計により、トンネルの各掘削段階毎に測定を行った。また、トンネル天端付近およびトンネル底盤付近の鉛直方向土圧の変化を小型土圧計（直径10mm、厚3mm）によりトンネルの各掘削段階毎に測定を行った。

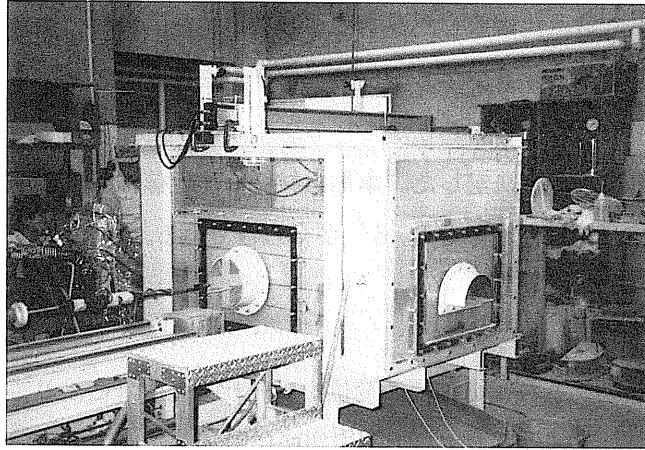
(4) 実験ケース

実験ケースは、土被り比 H/D を0.5と一定とし、先受工の種類をシェルタイプと丸棒タイプの2種類、先受工の長さを42cm、70cmの2種類、シェルタイプについては先受工の設置範囲を天端 90° 、 120° および 180° の3種類と条件を変化させて表-2.1に示す条件で行った。なお、ここで先受工の種類のシェルタイプは、横断方向に連続した先受工が施された条件を、丸棒タイプは横断方向には連続していない先受工を想定した。また、先受工にはアクリル材を用いて、表面には地山と十分な密着が図れるようにエポキシ系樹脂により標準砂を付着させたものを使用した。

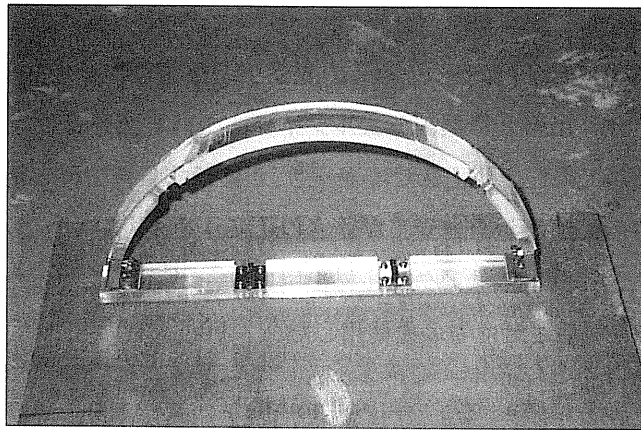
実験状況を写真-2.1～2.8に示す。

表-2.1 実験条件一覧表

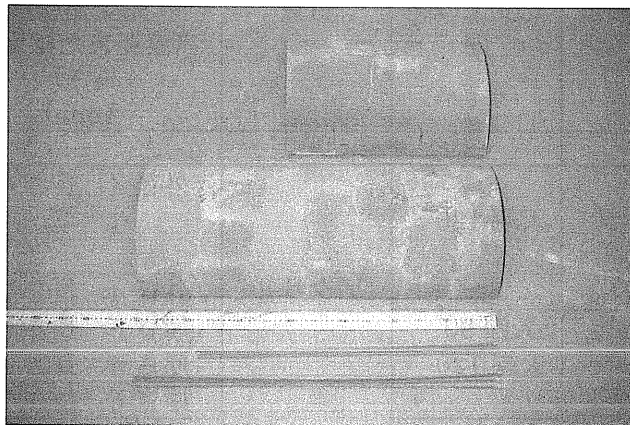
NO.	土被り 比 H/D	先受工の種類	先受工の範囲	材質	先受工寸法 (直径または長さ・ 長さ) (mm)	備考
1	0.5	なし	—	—	—	—
2		丸棒タイプ	天端 120°	アクリル	外径 4、長さ 420	間隔 0 (なし)
3						中心間隔： d (粗) (d = 外径)
4		シェルタイプ	天端 90° 天端 120° 天端 180°		外径 4、長さ 700	0 (なし)
5					厚さ 5、長さ 420	—
6					厚さ 5、長さ 420	—
7					厚さ 5、長さ 700	—
8					厚さ 5、長さ 420	—



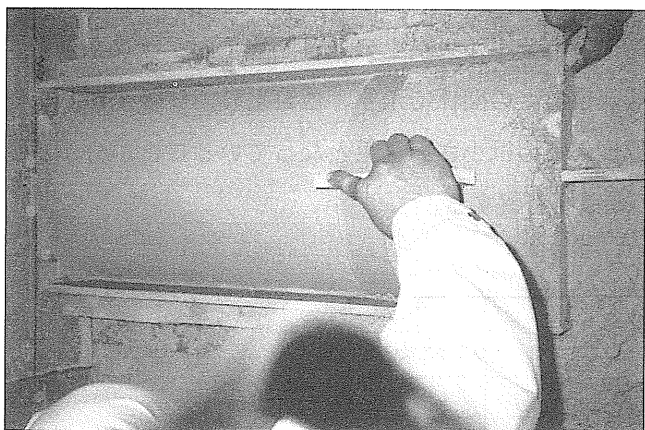
写真－2.1 実験土槽外観



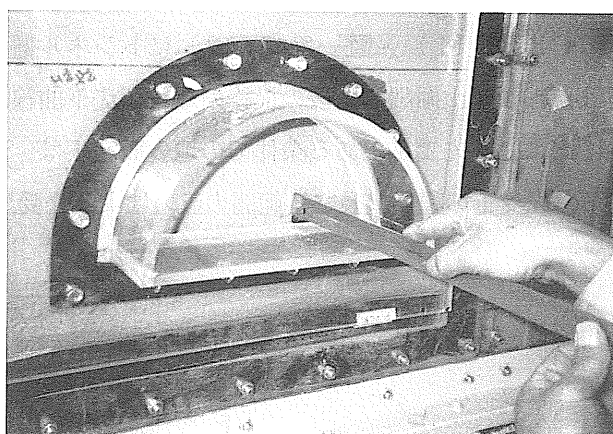
写真－2.2 覆工模型



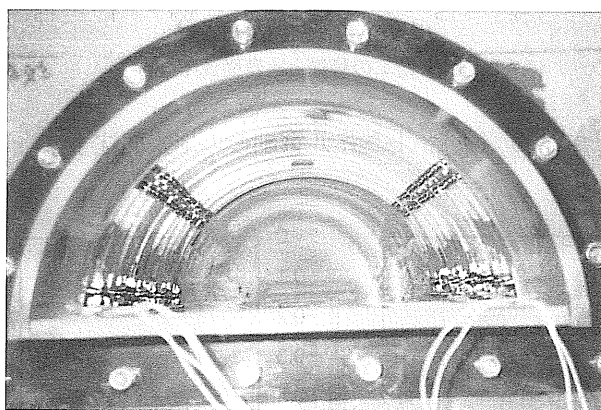
写真－2.3 先受工（上:シェルタイプ,下:丸棒タイプ）



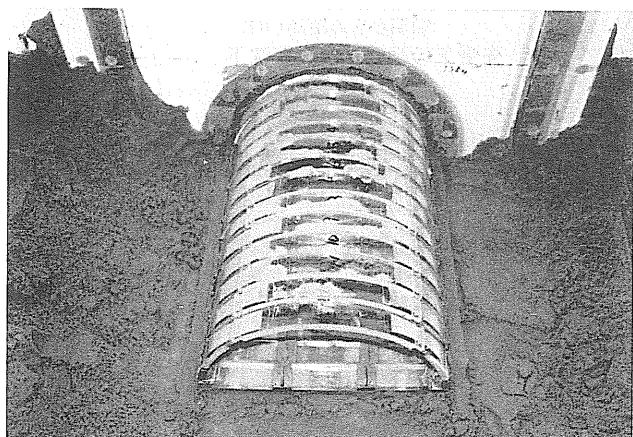
写真－2.4 模型地盤作成状況（先受工設置時）



写真－2.5 掘削状況写真



写真－2.6 掘削後のトンネル内の状況



写真－2.7 実験後のトンネル設置状況
（先受工なし）

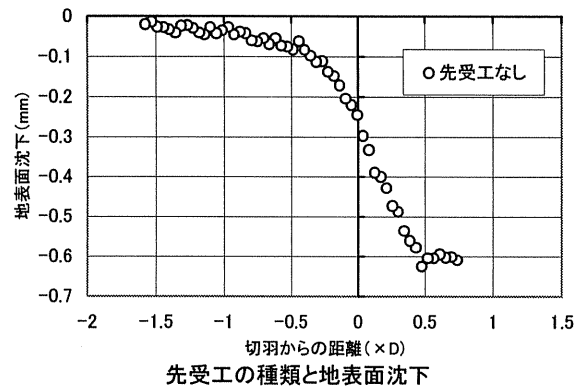


写真－2.8 実験後のトンネル設置状況
（シェルタイプ）

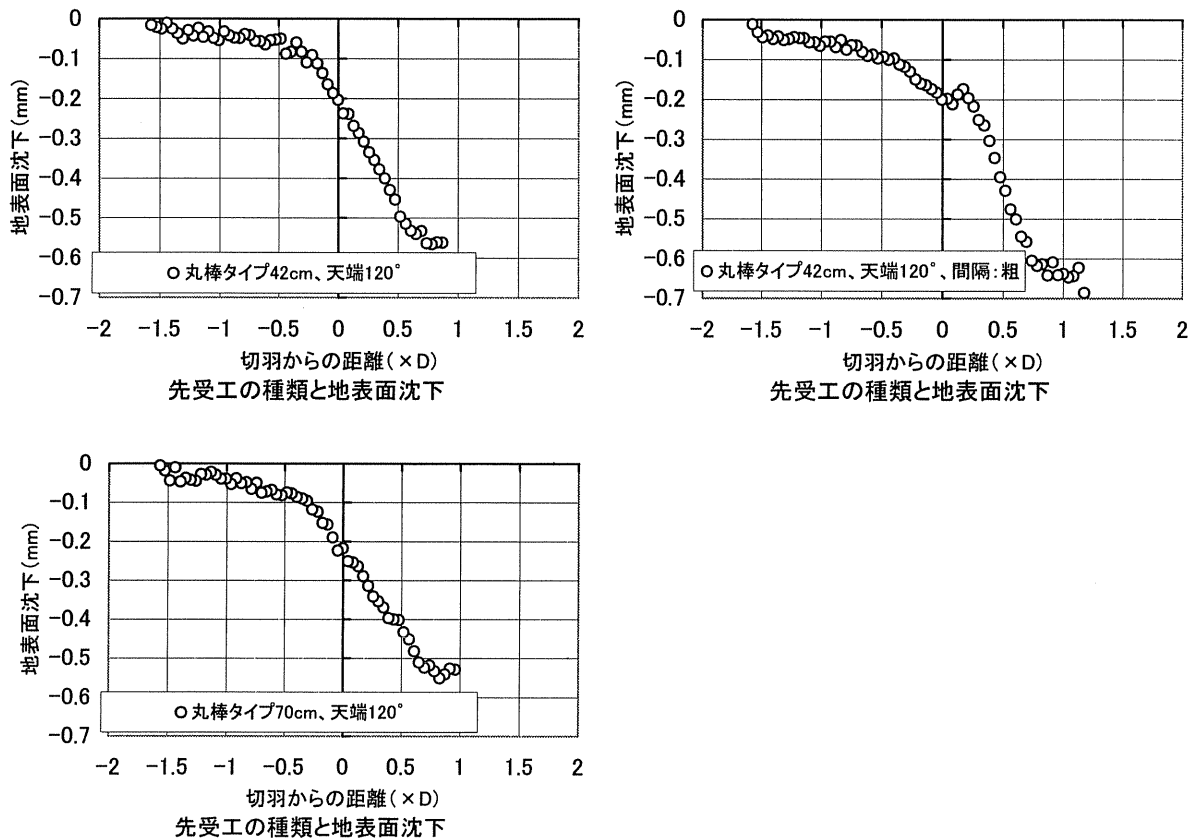
2. 2 実験結果

(1) トンネル掘削による地表面沈下

図－2.2 (1)～図－2.2 (3) にトンネル掘削に伴うトンネル天端上の地表面沈下のグラフを示す。図は、42cm掘削した後の最終の地表面沈下曲線を切羽位置との関係で示す。これより、先受工が無い条件に比べて、先受工がある条件での地表面沈下は、同程度あるいは小さい結果となっていることが分かる。以下、先受工の種類、長さ、範囲の違いによる先受工の効果を考察する。



図－2.2 (1) トンネル掘削後の地表面沈下



図－2.2 (2) トンネル掘削後の地表面沈下 (丸棒タイプ)

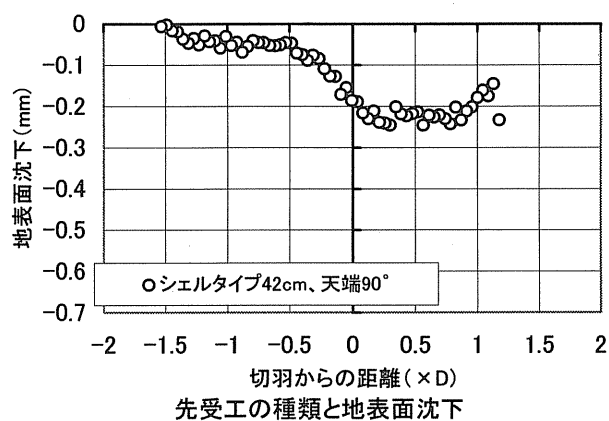
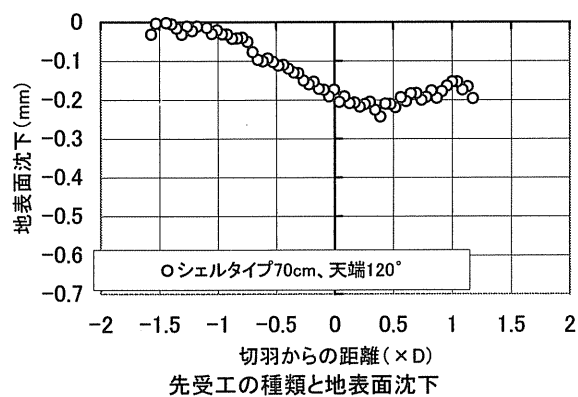
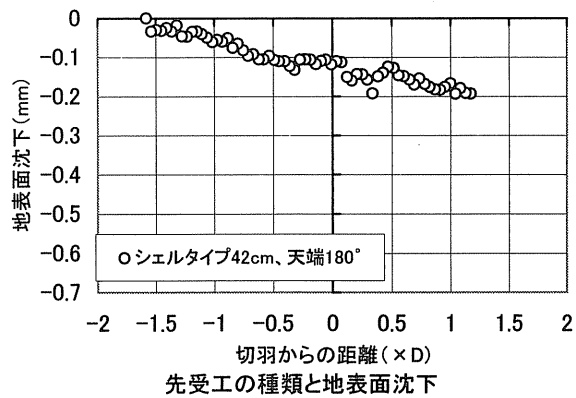
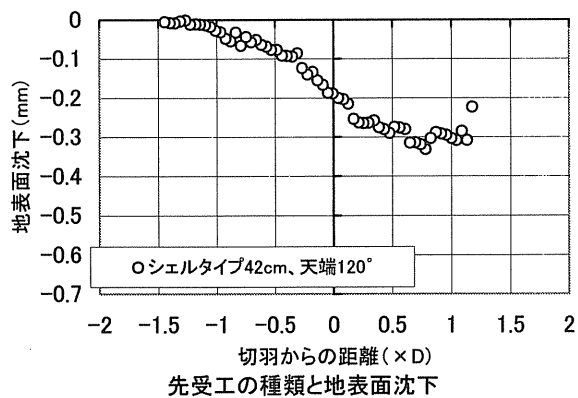
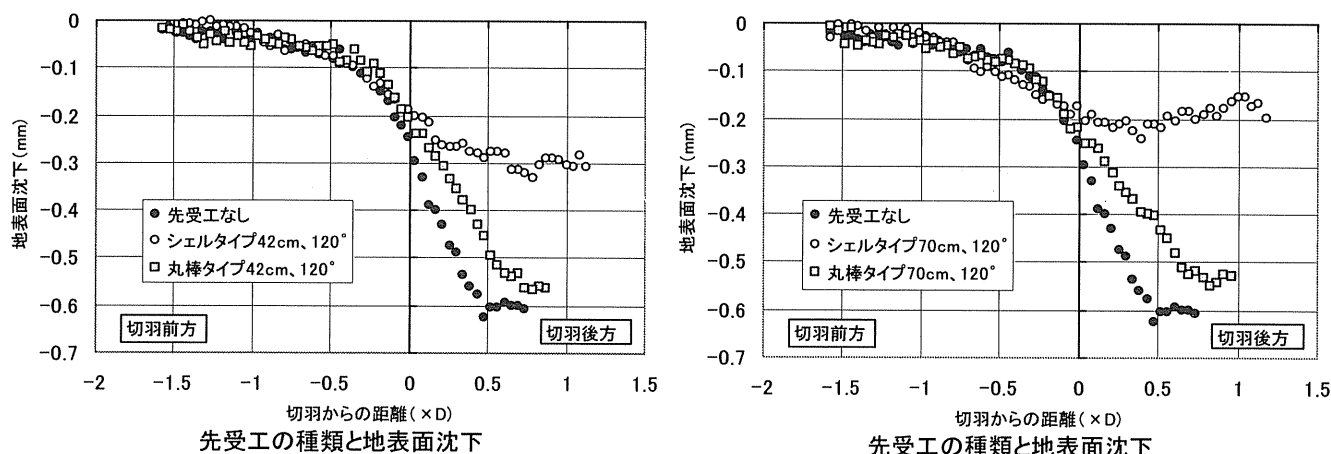


図-2.2 (3) トンネル掘削後の地表面沈下 (シェルタイプ)

(2) 先受工の種類による地盤変状抑制効果

図－2.3に先受工の種類としてシェルタイプと丸棒タイプの先受工の長さ42cm、70cmの場合について、42cm掘削した後の最終の地表面沈下曲線を切羽位置との関係で示す。図より、先受工がない場合には、切羽の進行に伴って切羽前方約1.5D～1.0D（D：トンネル径）程度から変化が現れ始め、切羽通過後約0.5D程度あたりから沈下量の変化が小さくなる傾向を示す。それに対して先受工のあるケースでは、沈下が生じ始める切羽前方の位置は、先受工がない場合と同様に約1.5D～1.0D程度であるが、切羽位置および切羽前方位置での地表面沈下を比較すると、先受工がない場合に比べて先受工がある場合のほうが若干小さい値を示しており、顕著ではないものの、先受工による切羽前方に対する地盤変状抑制効果が認められる。また、切羽通過後の最終沈下量も先受工がある場合が小さくなっており、先受工による地盤変状抑制効果が現れていることが分かる。特に、シェルタイプの場合で最終の沈下量が先受工がない場合に比べて約1/2の値となっており地盤変状抑制効果が高いことが分かる。



図－2.3 先受工の種類による地盤変状抑制効果

(3) 先受工の設置範囲による地盤変状抑制効果

図-2.4に丸棒タイプおよびシェルタイプの先受工の設置範囲が変化したケースについて、42cm掘削した後の最終の地表面沈下曲線を切羽位置との関係で示す。

図より、シェルタイプの場合は、先受工の設置範囲が 90° と 120° では切羽前方および最終沈下量に対する地盤変状抑制効果に顕著な差は認められない。最終沈下量に対する抑制効果は 120° よりも 90° の方が若干効果が高くなっている。最終沈下量に対する地盤変状抑制効果としては 120° の場合で、ほぼ収束した後の最終沈下量が先受工なしに比べて約 $1/3$ まで地盤変状を抑制できる結果となっている。さらに、設置範囲を 180° とした場合では、切羽前方における地盤抑制効果も 120° に比べて高くなり、最終沈下量も先受工なしに比べて約 $1/2$ 以下の小さい値を示しており、設置範囲を広げることにより切羽位置直前および最終沈下量に対しても高い地盤変状抑制効果が期待できるものと考えられる。したがって、先受工の設置範囲が 90° および 120° では地盤変状抑制効果に大きな違いはないが、さらに広い設置範囲の条件下のほうがさらに地盤変状抑制効果が高いことが明らかとなった。

丸棒タイプの設置間隔を粗（先受工間隔を先受工の直径分空けた場合）にした場合は、先受工なしの場合と比較して、切羽前方の地盤変位量および切羽後方における最終沈下量に対して顕著な差は認められず、さほどの地盤変状抑制が表れていない。なお、設置間隔が粗の場合で、切羽後方0.2D付近で一旦隆起しているのは、覆工建て込みによる影響で地山が上方に若干押し上げられたためと考えられる。

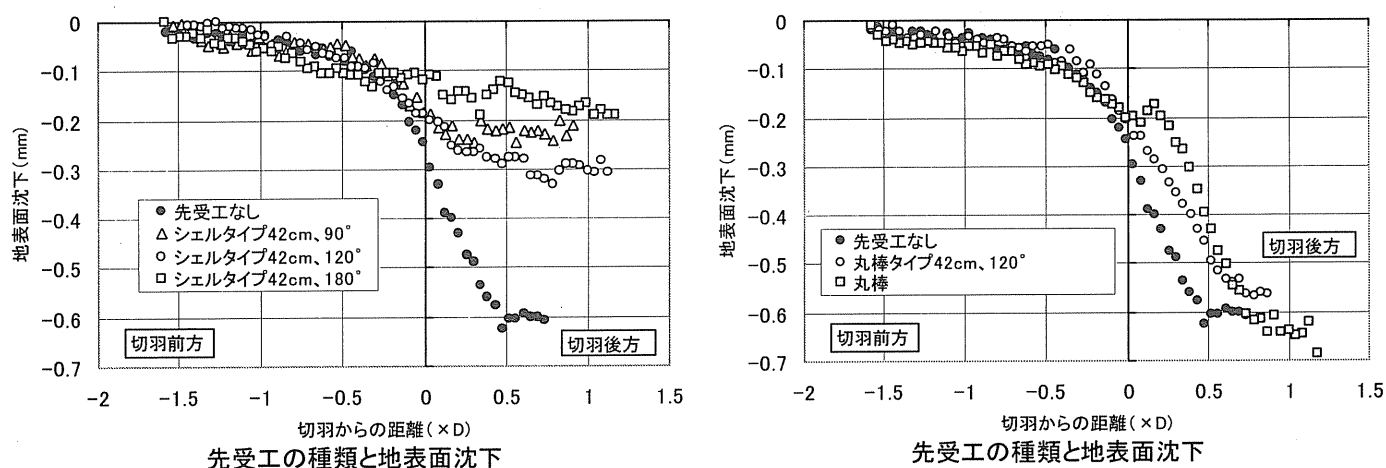


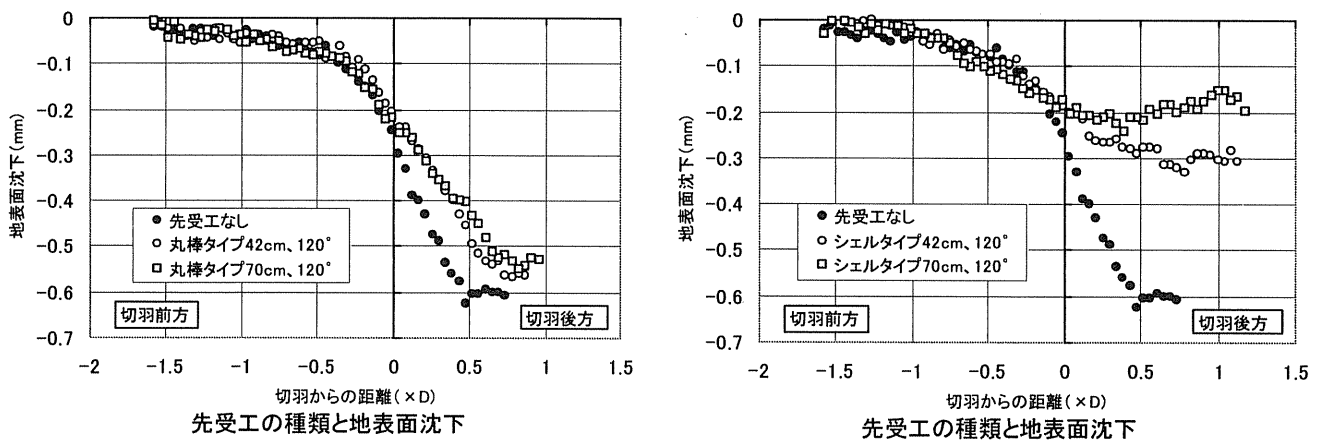
図-2.4 先受工の設置範囲による地盤変状抑制効果

(4) 先受工の設置長さによる地盤変状抑制効果

先受工の設置長さによる地盤変状抑制効果を確認するため、図－2.5に先受工の設置長さの違いによる42cm掘削した後の最終の地表面沈下曲線を切羽位置との関係で示す。

丸棒タイプの場合は、先受工なしの場合と比べて若干の地盤抑制効果は認められるものの、設置長さの違いによる切羽前方および最終沈下量に対する地盤変状抑制効果は大きく変わらないことが分かる。

シェルタイプの場合は、設置長さによる切羽前方に対する地盤変状抑制効果に大きな差は認められないが、最終沈下量に対する地盤変状抑制効果は設置長さが長いほど高いことが分かる。

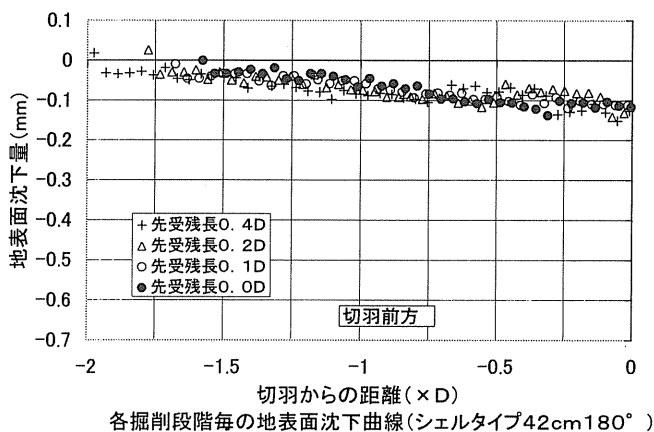
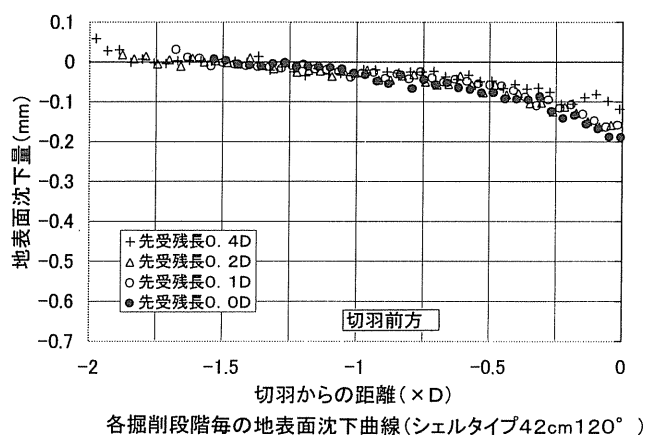
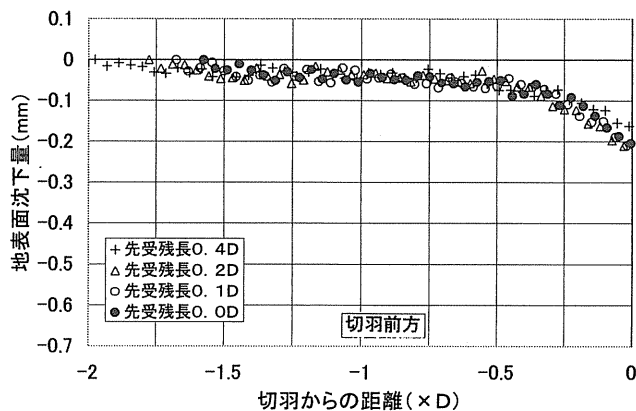
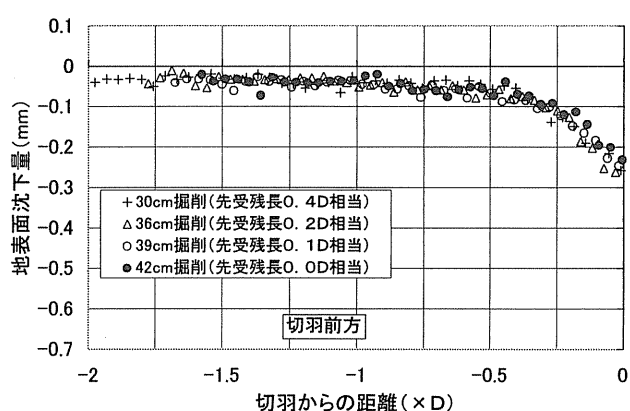


図－2.5 先受工の設置長さによる地盤変状抑制効果

(5) 先受残長による地盤変状抑制効果

先受残長による地盤変状抑制効果を確認するため、トンネルの各掘削段階毎における先受残長と地表面沈下曲線との関係について整理した。図－2.6に先受工なしの場合、丸棒タイプ42cm、シェルタイプ42cmの120°および180°のケースの各掘削段階毎における地表面沈下曲線の差異を切羽距離との関係で示した。先受工なしの場合、30cm掘削時以降の沈下曲線は多少のデータのばらつきはあるものの、ほぼ同一と見なせる沈下曲線を示しており、各掘削段階毎の差はないものと考えられる。このことから、30cm掘削時以降の沈下曲線は、土槽の壁面およびトンネル掘進長の違いによる影響は現れていないものと考えられることができる。

先受工がある場合は、いずれの条件においても先受残長が0.0Dから0.4Dの範囲における切羽前方の地表面沈下曲線はほとんど変わっていないことが分かる。このことは、先受残長によって切羽前方に対する地盤変状抑制効果はほとんど変わらず、先受残長が0.0Dの場合においても地盤変状抑制効果が現れていることを示している。これより、本実験条件下においては、先受工による切羽前方の地盤変状抑制効果を図るためには、先受残長よりも、新たに掘削された区間の緩みを極力防止することが重要であると考えられる。



図－2.6 各掘削段階毎の地表面沈下曲線

(6) 先受工設置によるトンネル周辺土圧の変化

先受工の有無によるトンネル周辺土圧の変化を把握するため、トンネル天端付近およびトンネル底盤付近の鉛直方向土圧について整理した。整理にあたっては、各実験条件下におけるトンネル掘削時の周辺土圧の変化を比較するために、初期土圧に対する比率を求めて無次元化した値を用いた。

1) 先受工上部の鉛直方向土圧の変化

図-2.7(1)～2.7(3)にトンネル天端の先受工上部付近の鉛直方向土圧の変化をトンネル切羽位置との関係で示す。先受工なしの場合のトンネル天端付近の鉛直土圧は、切羽前方約0.6D程度から初期土圧に対して上昇する傾向が現れ始め、約0.5Dから0.4D程度で最大値を示し、その後切羽進行に伴って低下する。これは、トンネル掘削による切羽前方の緩みに伴い、緩み前方に応力の再配分により鉛直方向土圧の上昇が生じるためと考えられる。したがって、トンネル掘削による切羽前方の緩みは概ね0.4D～0.5D程度までと考えられる。

先受工がある場合では、横断方向に連続していない丸棒タイプの場合は、ケース条件によって大きく変動しているが、切羽前方0.4D～0.5D付近で最大値を示した後に切羽近傍で土圧が減少する傾向は、先受工がない場合と大きく変わらない結果となっている。横断方向に連続したシェルタイプで比較的剛性のある先受工では、長さ70cmを除き、トンネル掘削に伴う土圧の変化はあまりみられず、切羽前方の緩みもほとんど生じていないことが分かる。ここで、設置範囲180°の場合で土圧がほとんど変化しないのはシェルの下端部が土槽底部上に載っているため、トンネル掘削による影響は全てシェルによって負担することとなり、シェル上部に設置した土圧計に影響を及ぼさなかったためである。

以上より、地盤変状抑制効果が高い先受工を実施した場合には、初期応力状態に近い状態で推移し、周辺土圧の変化も小さく、トンネル掘削に伴う切羽前方での鉛直方向土圧の上昇がみられず、切羽前方の緩みも小さいものと考えられる。

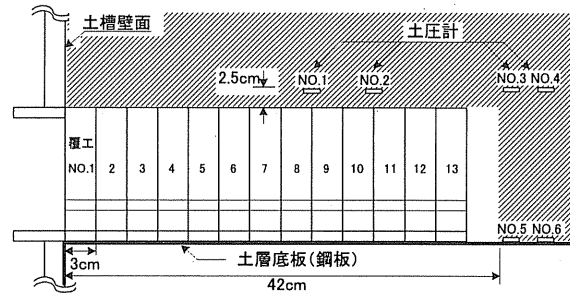
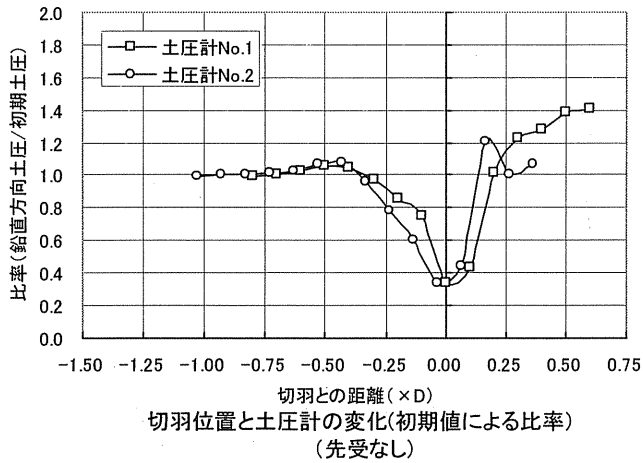


図-2.7 (1) 先受工上部の鉛直方向土圧の変化(先受工なし)

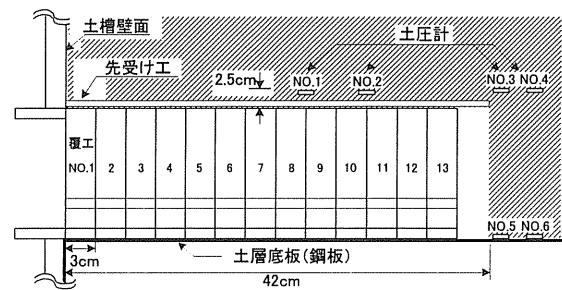
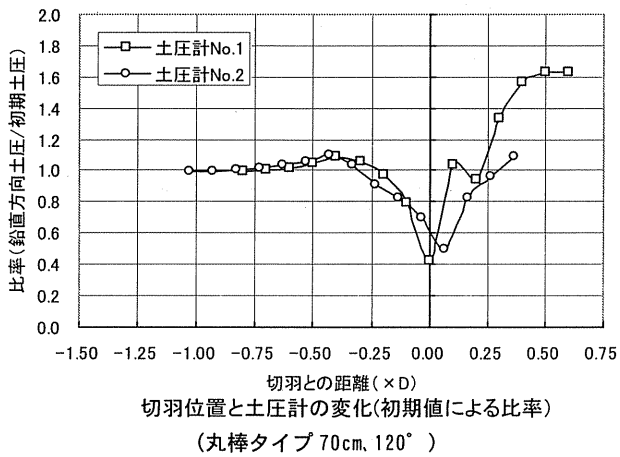
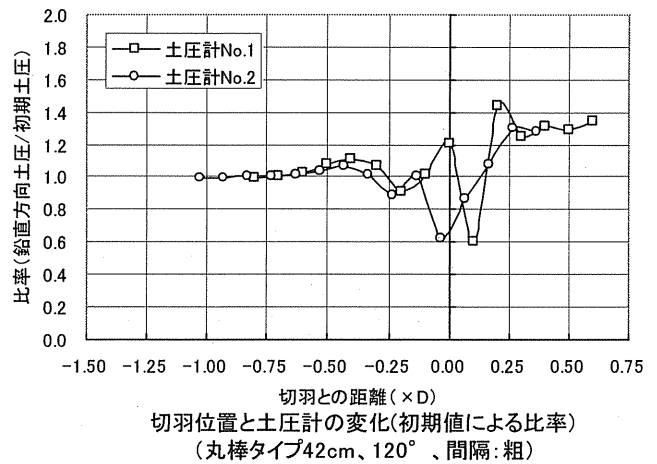
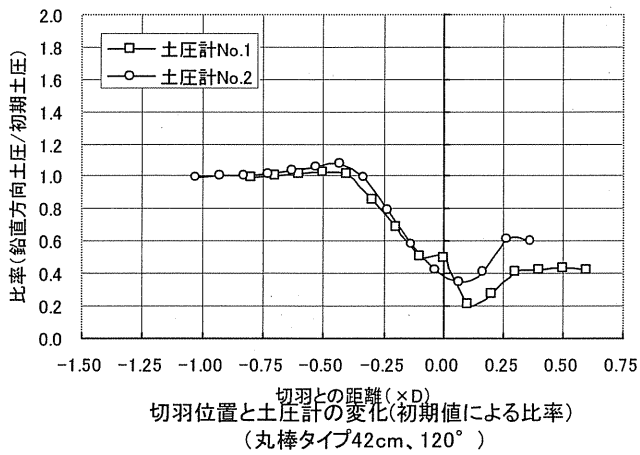
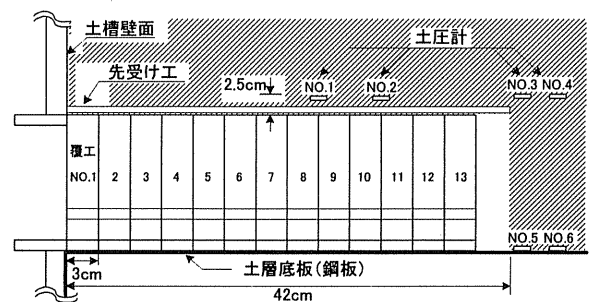
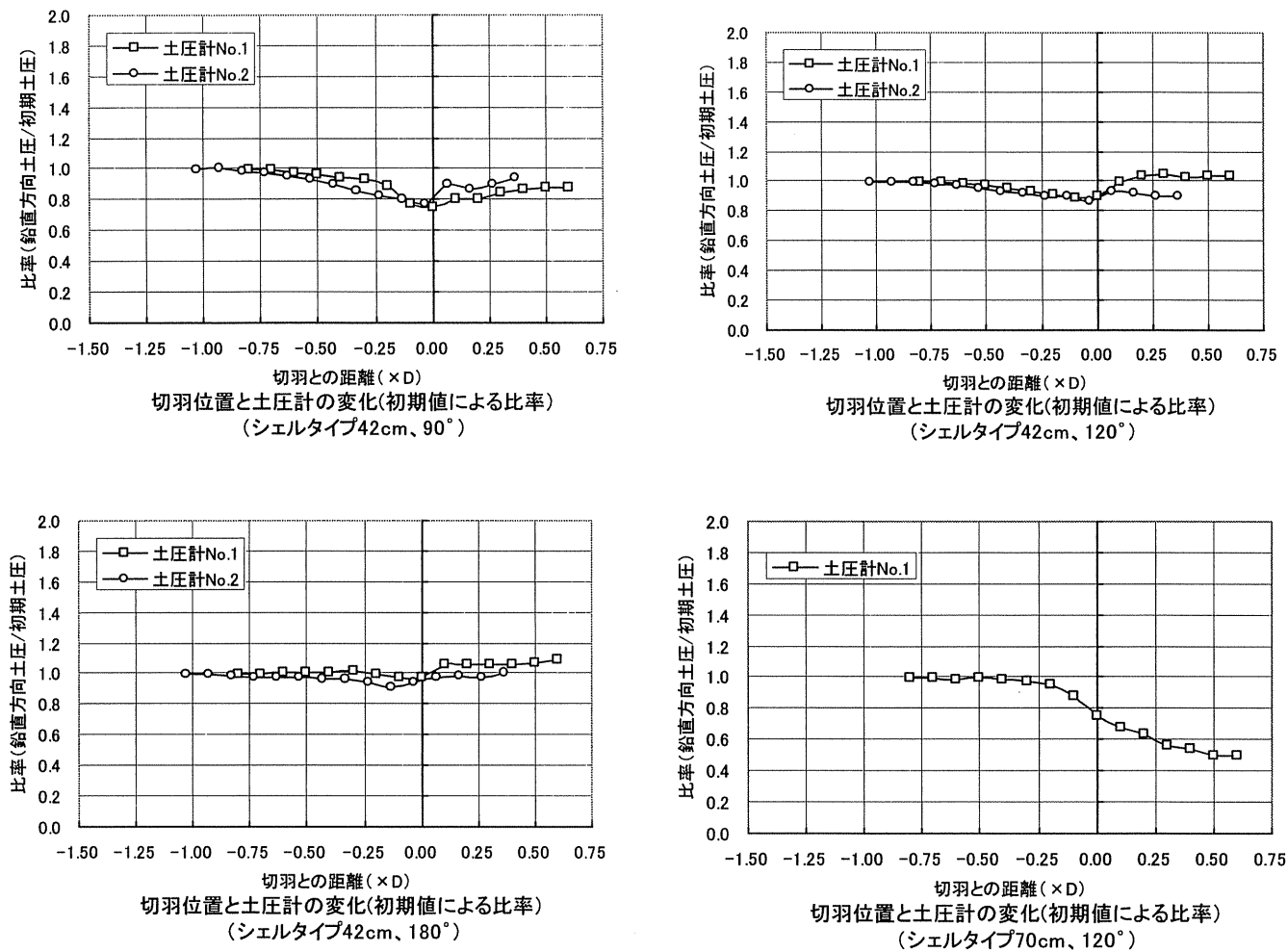


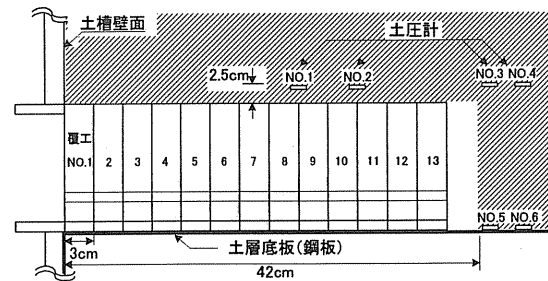
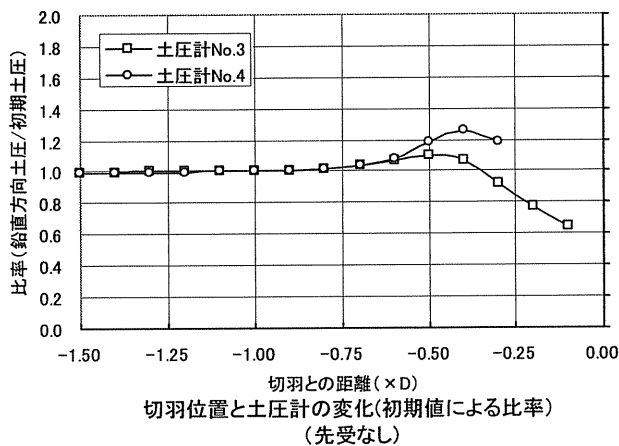
図-2.7 (2) 先受工上部の鉛直方向土圧の変化(丸棒タイプ)



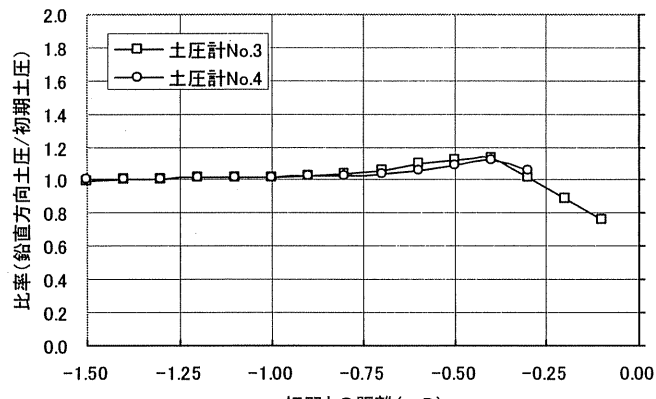
図一 2.7 (3) 先受工上部の鉛直方向土圧の変化 (丸棒タイプ)

2) トンネル天端付近の鉛直方向土圧の変化

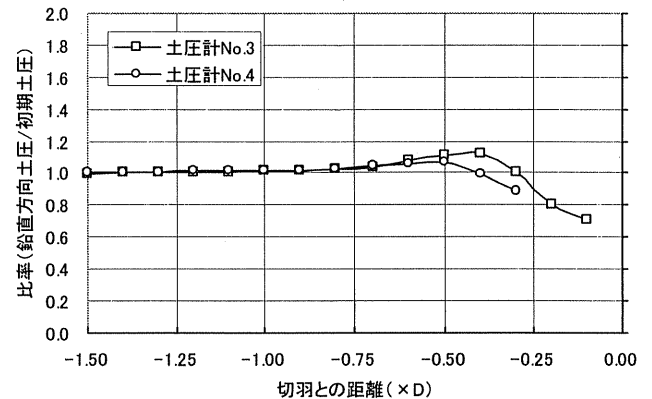
図－2.8 (1)～2.8 (3) にトンネル壁面から45 cm、48 cmのトンネル天端付近に設置した土圧計 NO. 3 および NO. 4 の鉛直方向土圧の変化をトンネル切羽位置との関係で示す。これより、先受工なしの場合、丸棒タイプの場合、シェルタイプの90°、120°で長さ42 cmの場合は、切羽前方約0.6 D程度から土圧が上昇し、その後0.4 D程度から低下する傾向が見られる。一方、シェルタイプの42 cmの180°および70 cmの120°では、先受工なしおよび丸棒タイプで生じる切羽前方約0.6 D程度からの土圧が上昇する現象はみられないものの、先受工なしの場合と同様に切羽前方約0.4 Dから低下する現象がみられることが分かる。これは、先受残長が十分な長さの場合は、先受工の効果により切羽前方の緩みはあまり生じず、図－2.7に示したように先受工上部の土圧の変化は小さいものとなるが、先受残長が短くなると切羽前方の緩みが生じるためと考えられる。ただし、先に示したように先受残長と地表面沈下曲線との関係から、この緩みによって切羽前方に対する地山変状抑制効果に対する影響は小さいものと考えられる。



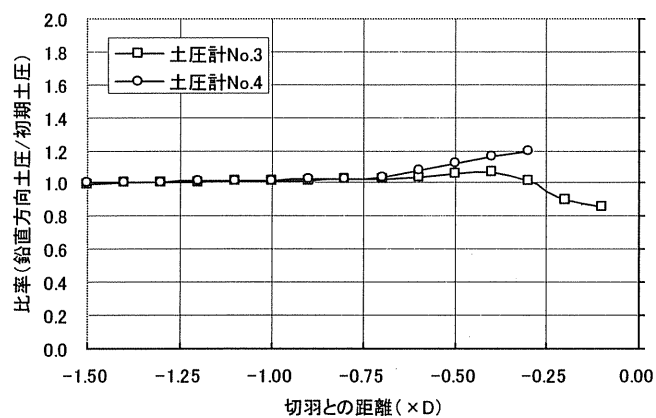
図－2.8 (1) 天端付近の鉛直方向土圧の変化(先受工なし)



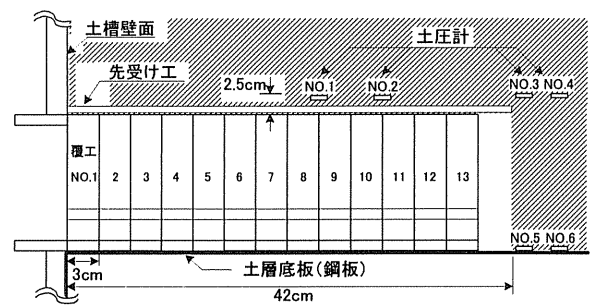
切羽位置と土圧計の変化(初期値による比率)
(丸棒タイプ42cm、120°)



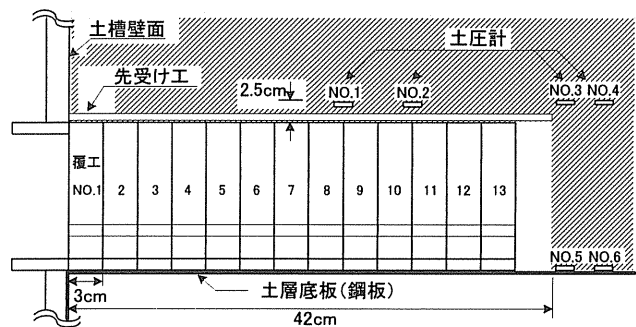
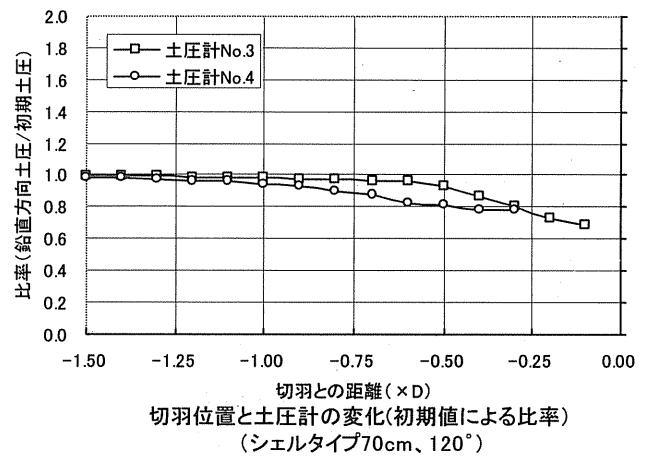
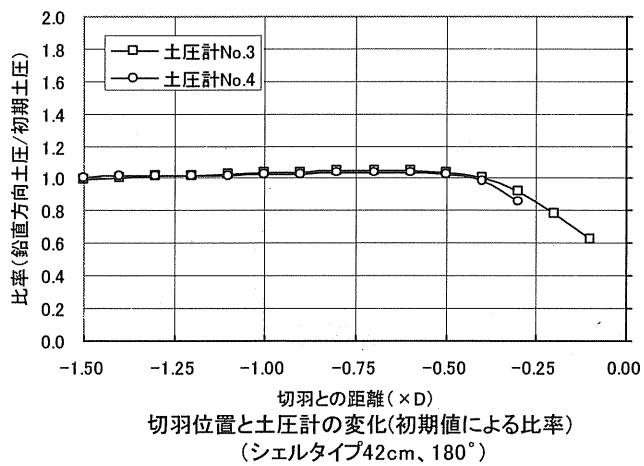
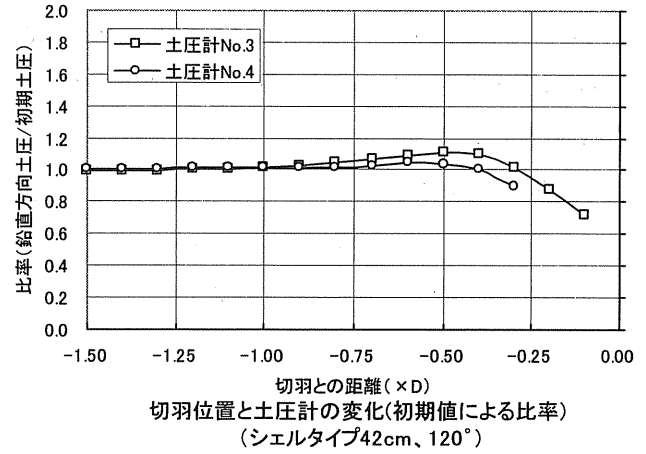
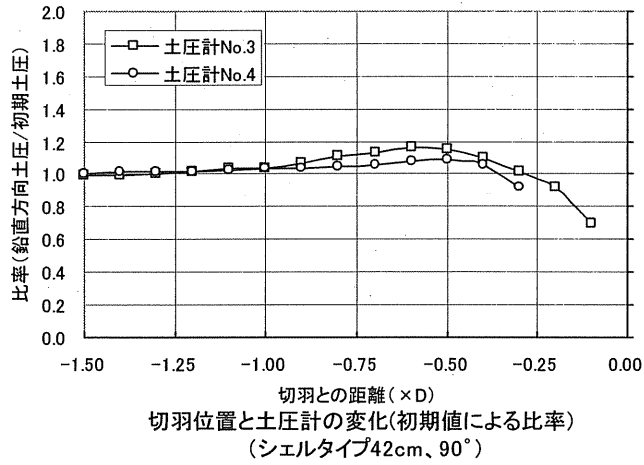
切羽位置と土圧計の変化(初期値による比率)
(丸棒タイプ42cm、120°、間隔:粗)



切羽位置と土圧計の変化(初期値による比率)
(丸棒タイプ70cm、120°)



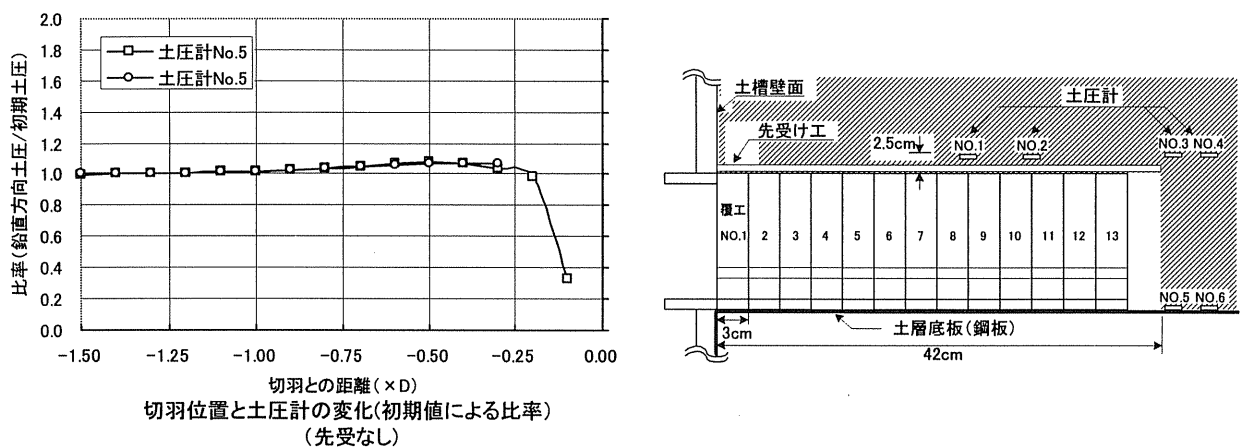
図一 2.8 (2) 天端付近の鉛直方向土圧の変化(丸棒タイプ)



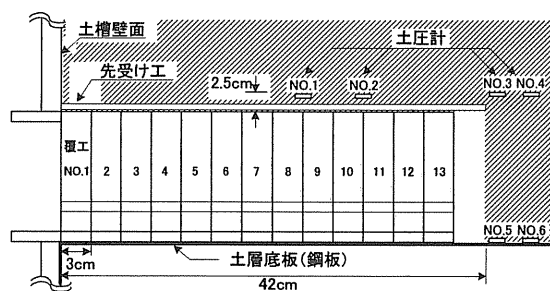
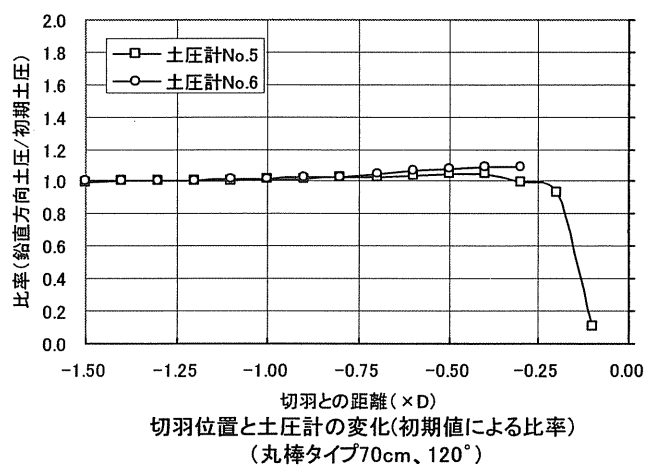
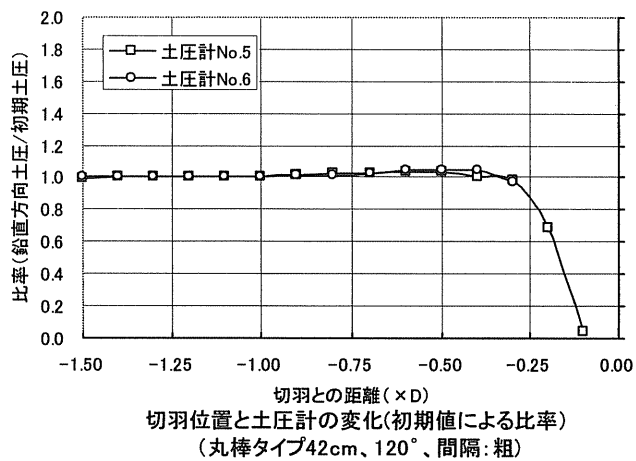
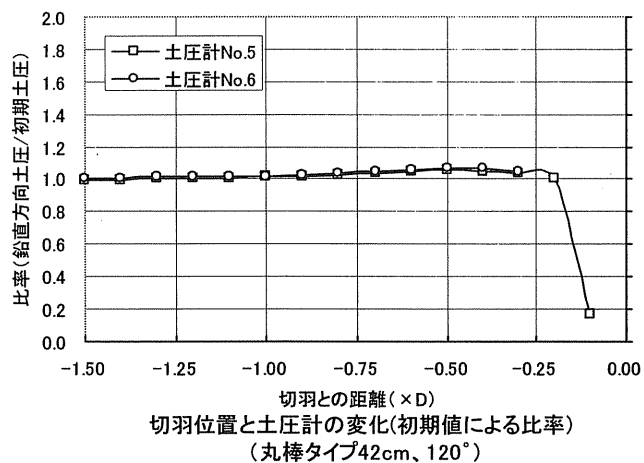
図—2.8 (3) 天端付近の鉛直方向土圧の変化(シェルタイプ)

3) トンネル底盤付近の鉛直方向土圧の変化

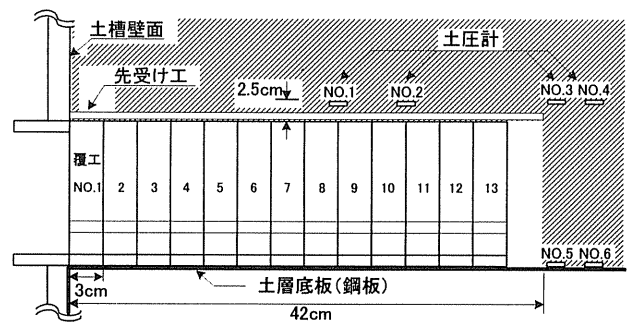
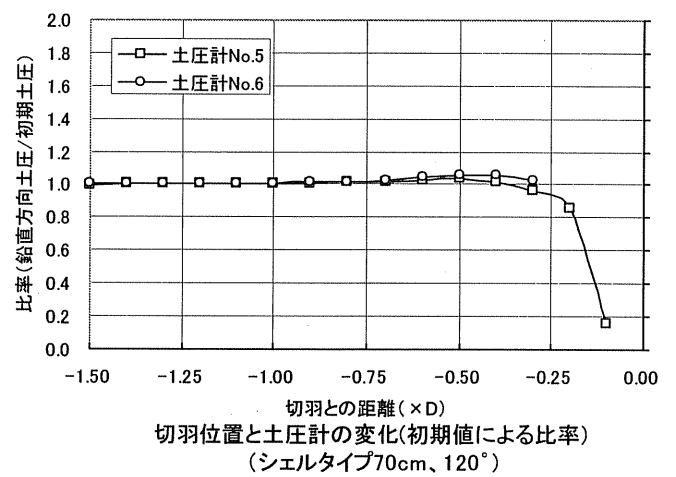
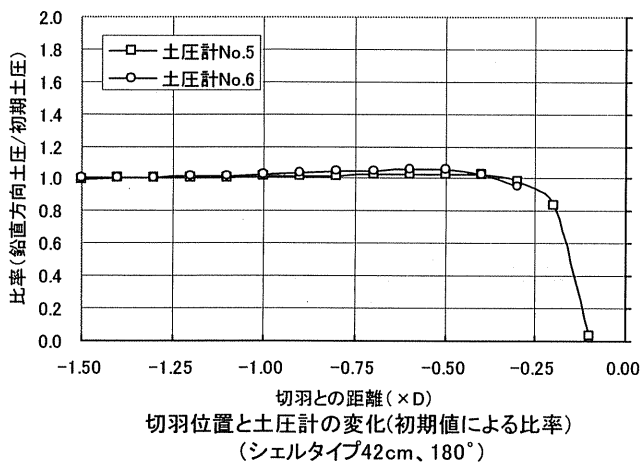
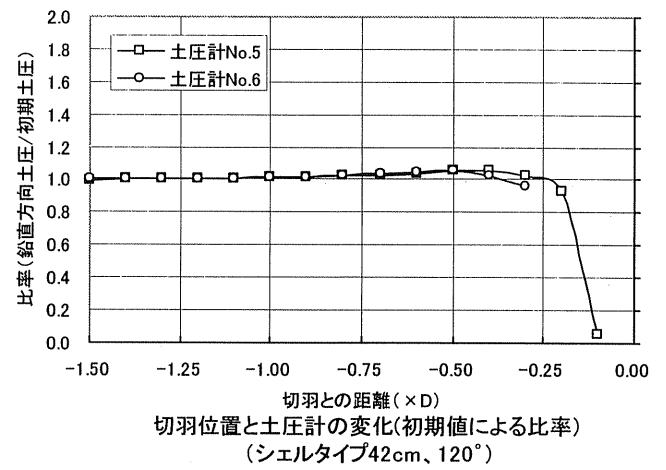
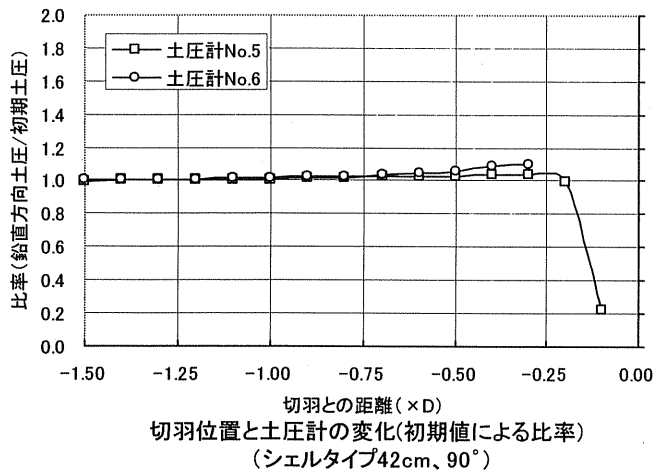
図－2.9 (1) ～ 2.9 (3) にトンネル掘進長42cmより前方のトンネル底盤付近に設置した土圧計NO.5およびNO.6の鉛直方向土圧の変化をトンネル切羽位置との関係で示す。これより、先受工がない場合の底盤付近の土圧の変化は、トンネル天端付近の土圧と同様な傾向を示すが、切羽前方約0.6Dから生じる増加の傾向は小さく、また、切羽前方で土圧が低下し始める位置も0.25D付近と直前まで変化しないことが分かり、トンネル天端付近の土圧の変化に対して急激に変化することが分かった。また、丸棒タイプおよびシェルタイプの先受工のある場合においても先受残長が短くなると天端付近と同様に切羽直前で緩みが生じることが分かった。



図－2.9 (1) トンネル底盤付近の鉛直方向土圧の変化 (先受工なし)



図—2.9 (2) トンネル底盤付近の鉛直方向土圧の変化(丸棒タイプ)



図—2.9 (3) トンネル底盤付近の鉛直方向土圧の変化(シエルタイプ)

2. 3 まとめ

土被りが薄い都市部周辺における地山強度の比較的低い条件を想定した三次元掘削模型実験条件下において、先受工の地盤変状抑制効果、切羽安定性に関して以下のことが分かった。

- (1) 先受工のある場合は、先受工のない場合に比べて地盤変状抑制効果があることが分かった。また、切羽前方に対する地盤変状抑制効果も認められた。特に、横断方向に連続的な先受工となるシェルタイプの場合が丸棒タイプの手受工に比べて、地盤変状抑制効果が高いことが明らかになった。
- (2) シェルタイプの場合の手受工では、手受工の範囲が天端 90° 、 120° に比べて天端 180° のほうが地盤変状抑制効果が高いことが明らかとなった。
- (3) 手受工による切羽前方の地盤変状抑制効果を図るためには、手受残長よりも、横断方向に連続した比較的高剛性のある手受工により新たに掘削される区間の緩みを極力防止することが重要である。
- (4) トンネル掘削に伴うトンネル天端付近の鉛直方向土圧は、地盤変状抑制効果が高い手受工を行うことにより切羽前方での土圧の上昇現象がみられず、初期応力に近い状態で推移し、手受工なしに比べて切羽の安定性が高くなることが分かった。

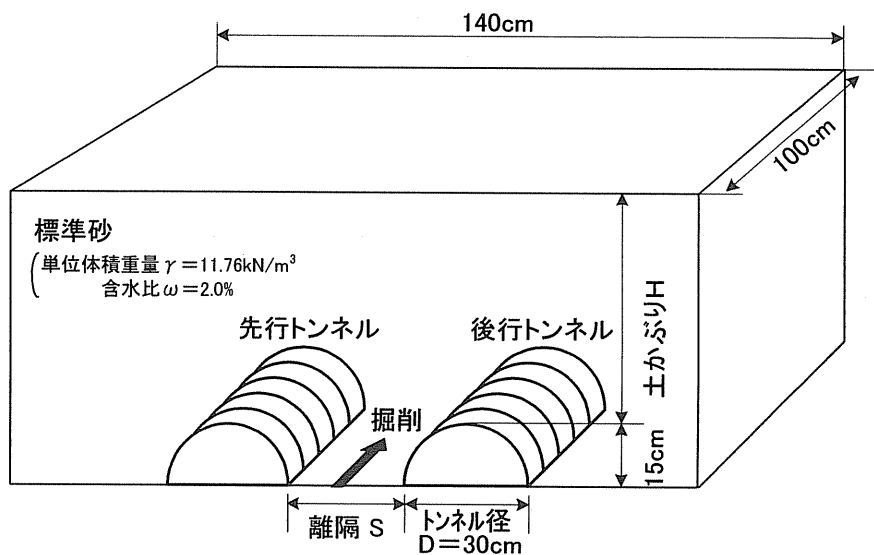
3. 近接トンネルの影響に関する実験

3. 1 実験方法

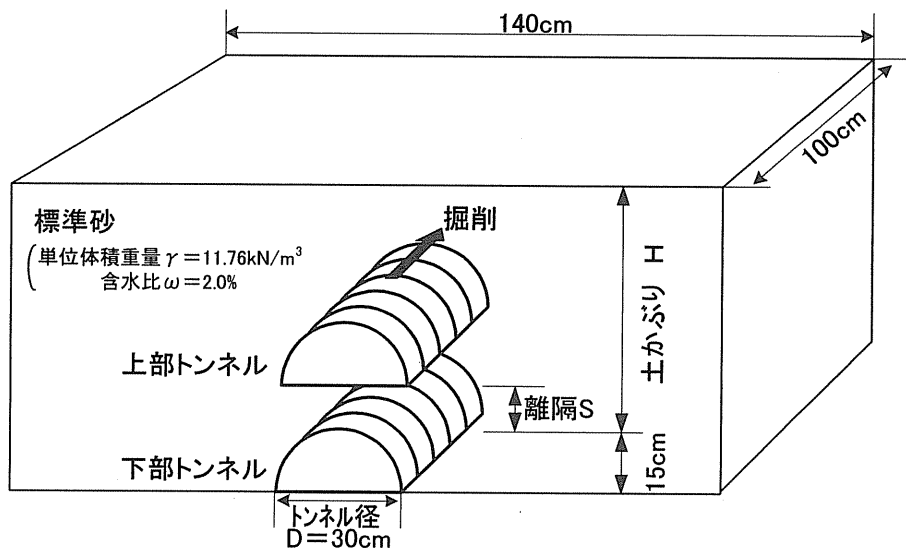
(1) 実験の概要

実験は、図－3.1に示すような土槽を用いて直径 $D=30\text{ cm}$ のトンネルを掘削する方法とした。実験は、土槽内に所定の含水比に調整した豊浦標準砂を1層約 10 cm 毎に密度管理しながら地山を作成し、その後1掘進長として 3 cm ($0.1D$)の掘削を手掘りにより行い、逐次覆工を建て込む操作を繰り返してトンネルを掘削する方法とし、先行トンネルを所定の掘削長まで掘削が終了した後に、後行トンネルを先行トンネルと同様に所定の掘削を行った。掘削長は手掘りで掘削できる限界長の 42 cm とした。なお、覆工は、アーチ部分と底板部分とから構成され、相互が接触するアーチ部分の脚部の隙間に、反力の小さいバネを挿入しておき掘削面と覆工との間隙を極力なくすようにした。覆工材にはトンネルの変形に対してある程度の剛性を確保できるように厚さ 10 mm の亚克力材を用い、覆工背面は滑らかな状態である。

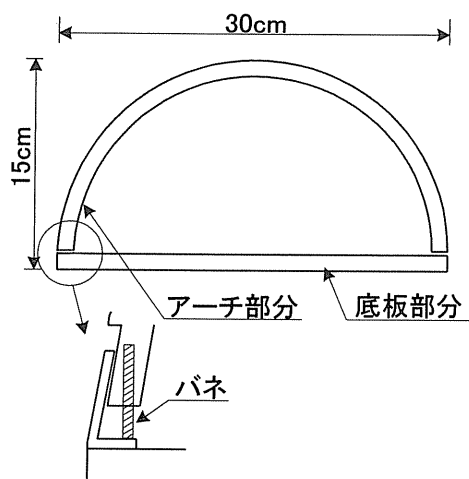
また、トンネル上部の地山が除去された場合の影響を把握するために、土被り比 H/D が3の場合について、図－3.1の上下近接の場合に示す下部トンネルを掘削した後に上部の地山を徐々に除去する実験も併せて実施した。



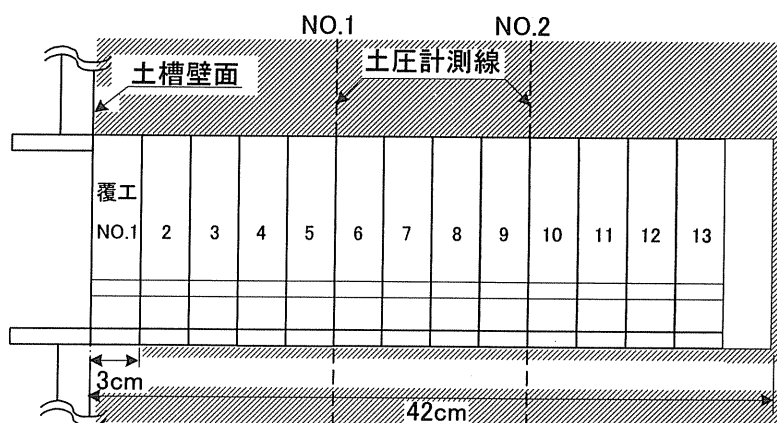
(a) 実験概要図(左右近接の場合)



(b) 実験概要図(上下近接の場合)



(c) トンネル模型詳細図



(d) トンネル縦断面図

図-3.1 近接トンネルの3次元掘削模型実験の概要図

(2) 実験に用いた地山材料

実験に用いた地山は、2%に含水比調整した豊浦標準砂を用いた。材料の選定にあたっては、実際にトンネルを掘削する手法であることから、トンネル掘削時に切羽が安定すること、また、近接トンネルによる地表沈下を把握することを目的としていることから、トンネル掘削時にある程度の沈下量が発生する材料であることを条件に事前に検討を行って決定した。本地山材料の物性値は、低応力一面せん断試験によれば、粘着力 $c = 0.49 \text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 33.6^\circ$ が得られている。

(3) 計測項目

計測は、トンネル横断方向の3測線（覆工 N0.1（土槽壁面より 3cm）、覆工 N0.5（土槽壁面より 15cm）、覆工 N0.9（土槽壁面より 27cm））で地表面変位をレーザー変位計により測定を行った。また、トンネルに作用する鉛直方向の荷重を測定できるように覆工の左右に2個ずつ、計4個の小型荷重計（直径 12mm, 厚み 4mm）を2つの覆工（覆工 N0.4, 覆工 N0.5）に設置し、トンネルの各掘削段階毎に測定を行った。

さらに、トンネル掘削時における周辺地中土圧の変化を確認するため、図-3.2に示すように先行トンネルの天端上 2cm、先行トンネル底部横直近 1.5cm、先行・後行トンネル底部の中間および後行トンネルの天端上 2cm の位置にトンネル縦断方向の2ヶ所（図-3.1中の覆工 N0.5, 覆工 N0.9）に設置した。さらに、実験ケースによっては後行トンネル掘削時に先行トンネルの切羽変位、トンネル右側壁変位、天端沈下の測定を実施した。

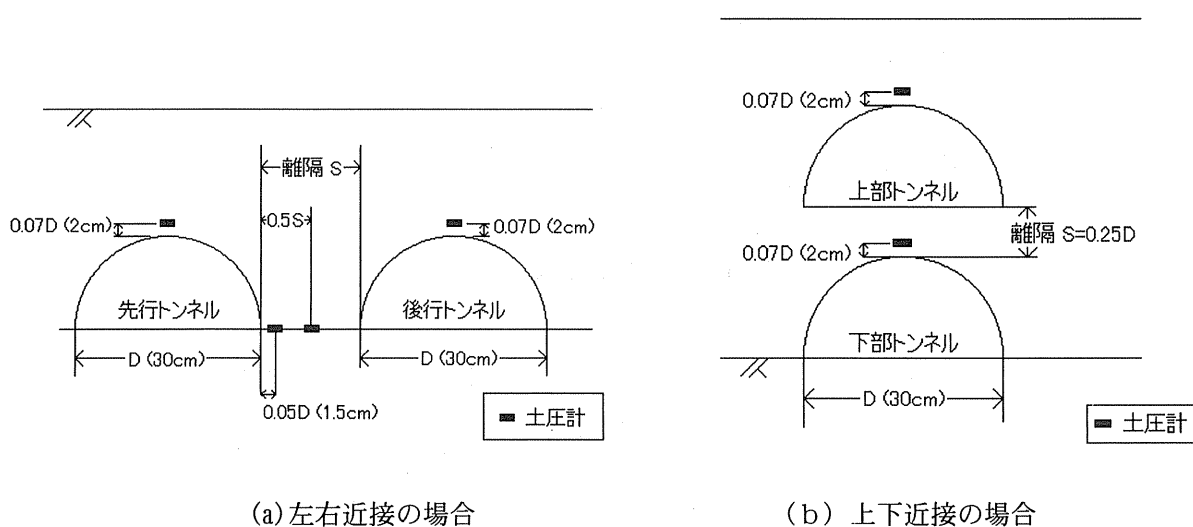


図-3.2 地中土圧計の設置位置

(4) 実験ケース

実験ケースは、表-3.1に示すように近接条件として左右近接、上下近接の2種類について実施した。左右近接は、トンネル間の離隔 S を $0D$ 、 $0.1D$ 、 $0.25D$ 、 $0.5D$ 、 $1.0D$ の5条件とし、土被り比 H/D が 1、2、3 の3条件について実施した。上下近接は、上下のトンネルの離隔 S を $0.25D$ の一定として、下部トンネルの土被り比 H/D が 1、1.5、2 の3条件について、上部トンネル先行の場合と下部ト

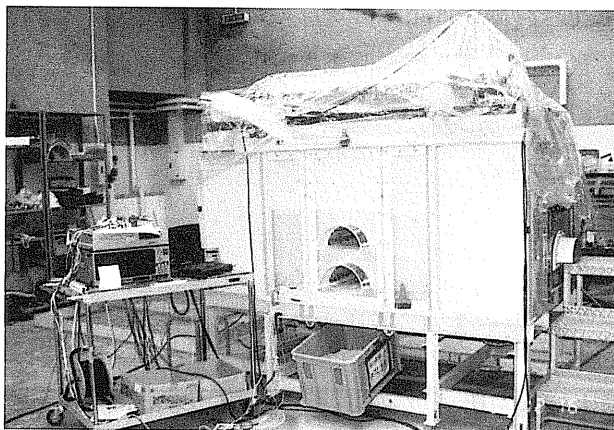
ンネル先行の場合についてそれぞれ実施した。なお、図－3.1に示すようにトンネル下端部は、上下近接の上部トンネルを先行するケースで地山が存在するためトンネル脚部の沈下を許すが、それ以外のケースは全て実験土槽底部（鋼板）でトンネル脚部の沈下を許さない条件となっている。また、上部トンネルを先行トンネルとして掘削した場合に、後行トンネル掘削時に先行トンネルを縦断方向に固定した条件も併せて実施した。

実験状況を写真－3.1～3.6に示す。

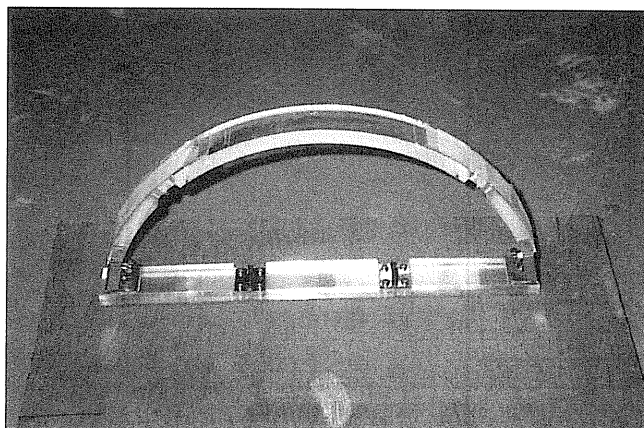
表－3.1 近接実験ケース一覧表

実験NO.	近接の条件	土被り比 H/D	離隔S	先行トンネル の位置	備考	
1	左右近接	1	0D	左		
2			0.1D			
3			0.25D			
4			0.5D			
5			1.0D			
6		2	0D			
7			0.1D			
8			0.25D			
9			0.5D			
10			1.0D			
11		3	0D			
12			0.1D			
13			0.25D			
14			0.5D			
15			1.0D			
16	上下近接	1*	0.25D	下		
17				上		
18		1.5*		下		
19				上		
20		2*		上	後行トンネル掘削時に先行トンネルを縦断方向に固定	
20				下		
21				上		
22				上	後行トンネル掘削時に先行トンネルを縦断方向に固定	

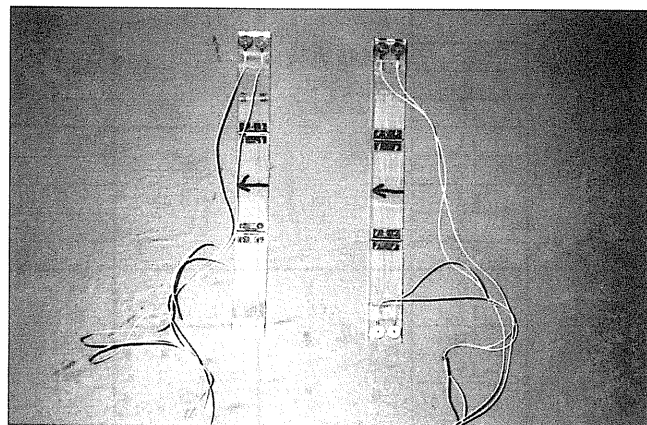
*:下部トンネルの土被りで表示



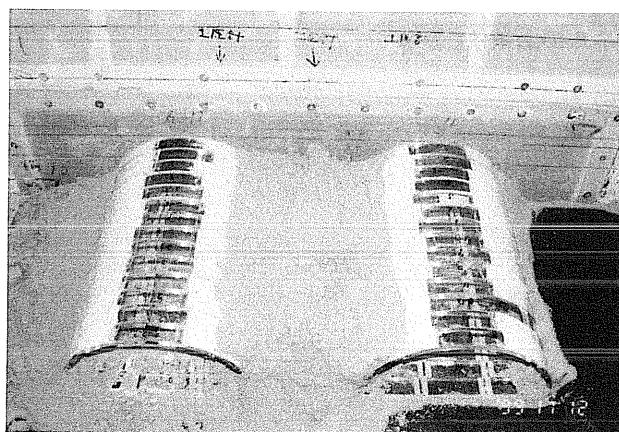
写真－ 3.1 実験土槽外観



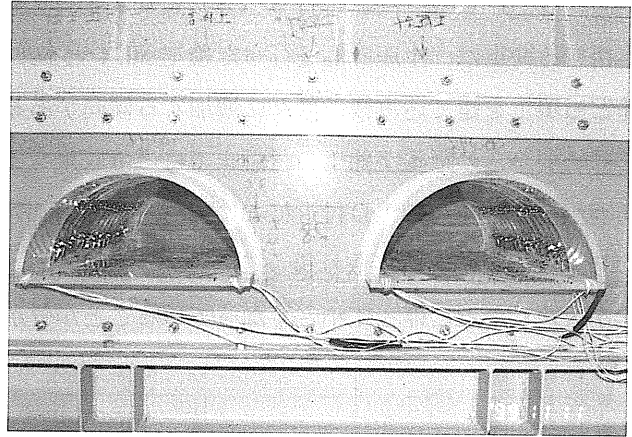
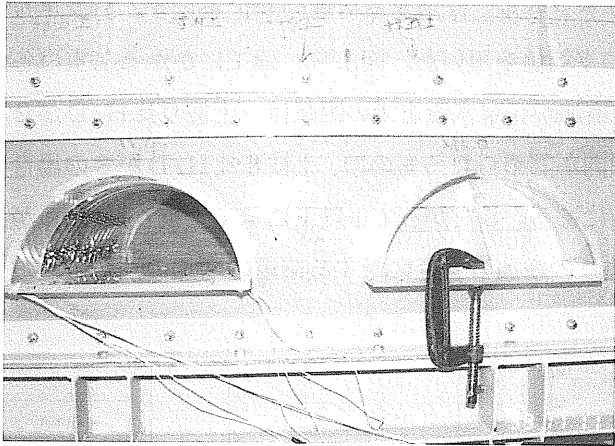
写真－ 3.2 覆工模型



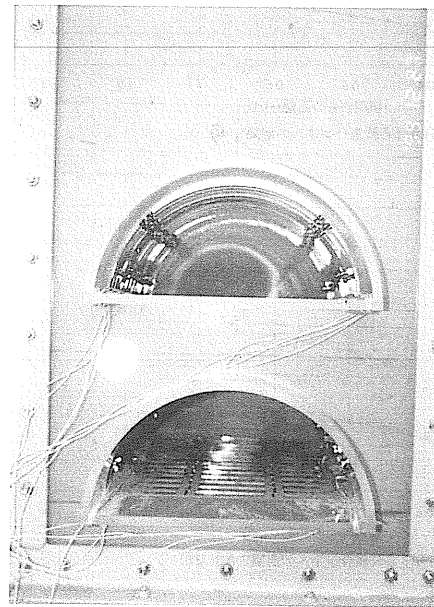
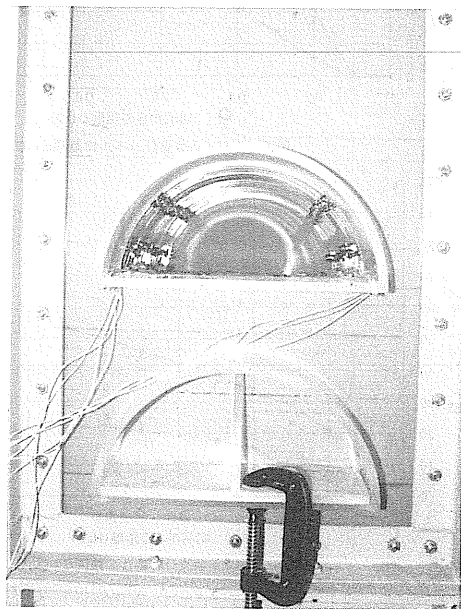
写真－ 3.3 覆工模型（トンネル作用荷重測定用）



写真－ 3.4 左右近接トンネル設置状況



写真－ 3. 5 左右近接トンネル実験状況（左：先行トンネル掘削後，右：後行トンネル掘削後）

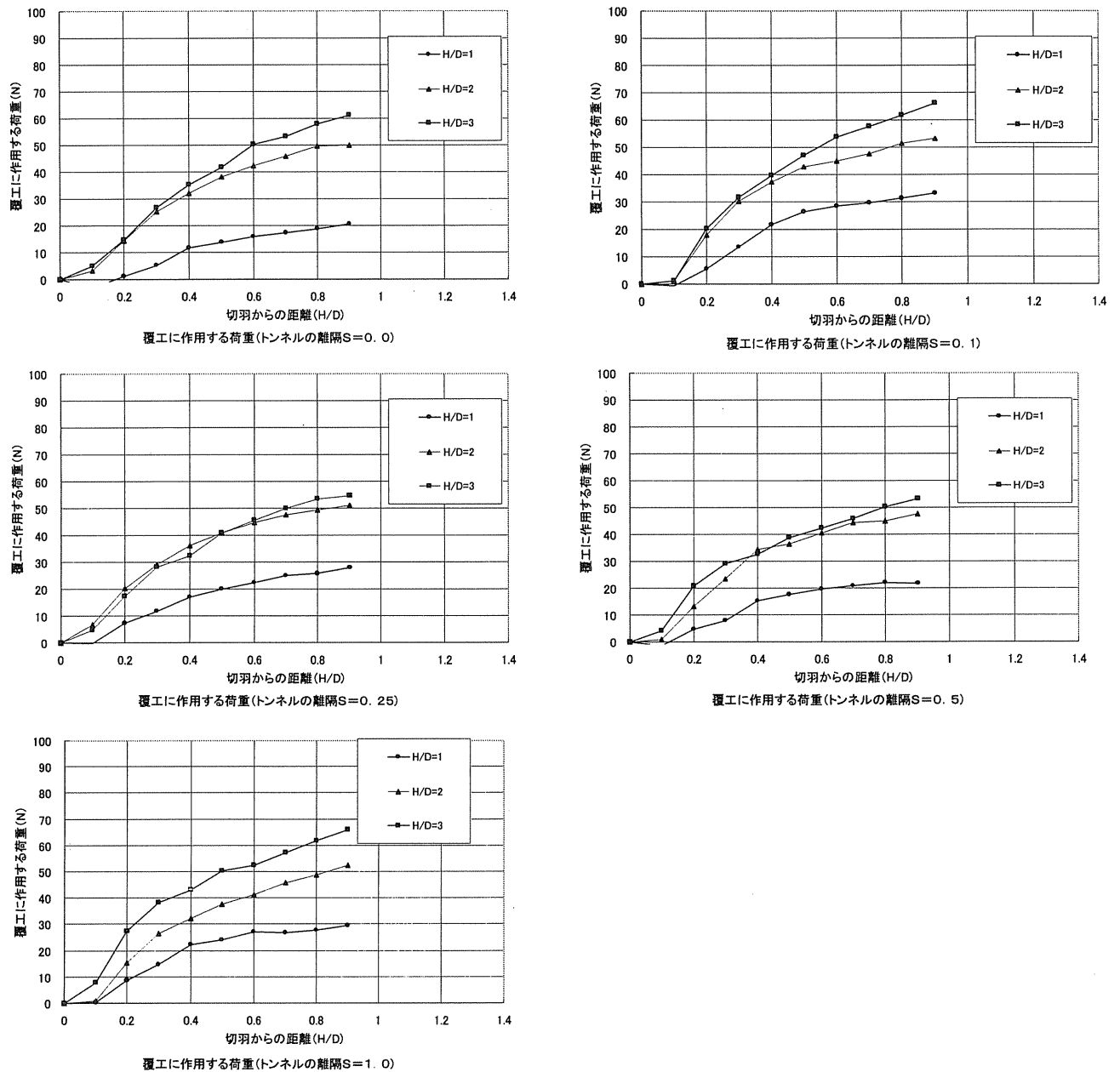


写真－ 3. 6 上下近接トンネル実験状況（上部トンネル先行の場合）
（左：先行トンネル掘削後，右：後行トンネル掘削後）

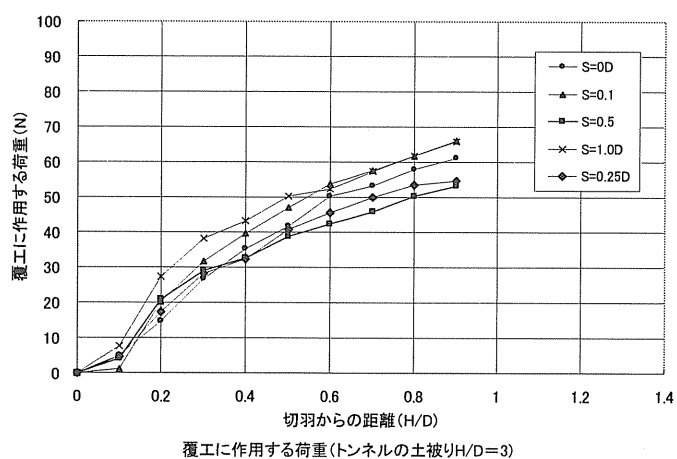
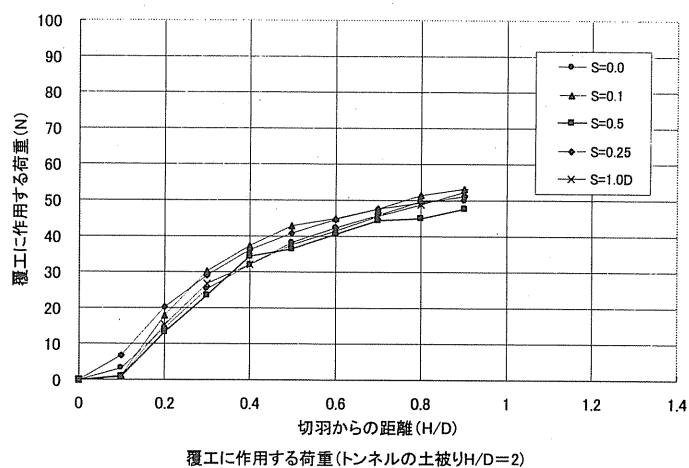
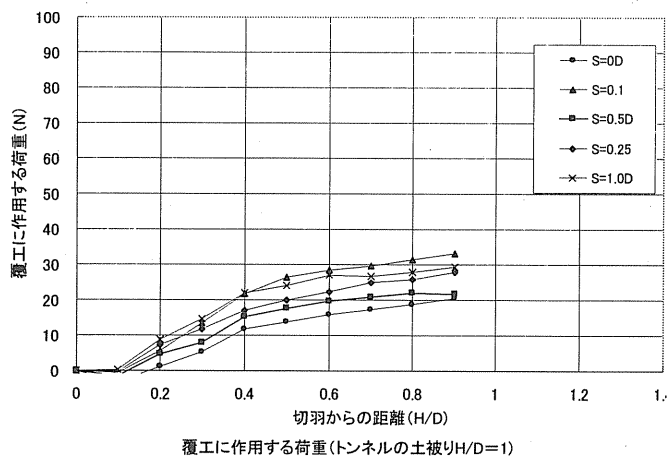
3. 2 左右近接実験結果

(1) 先行トンネル掘削時のトンネルに作用する荷重

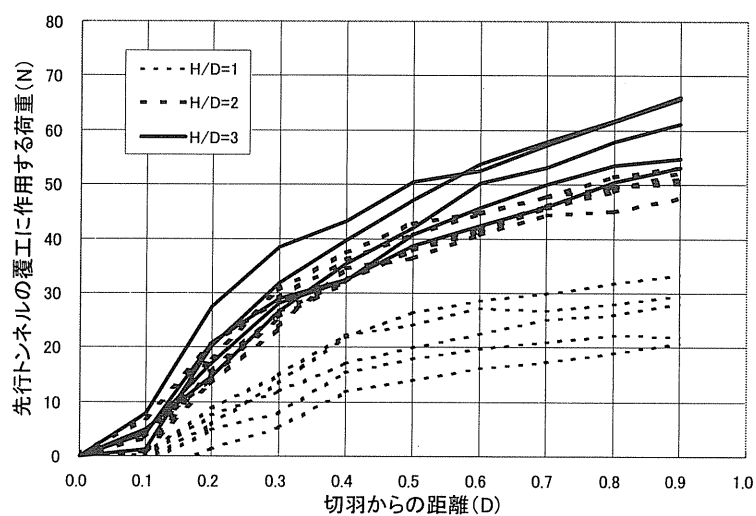
図－3.3 (1)～図－3.3 (3)に切羽進行に伴うトンネルに作用する荷重の変化を示す。トンネルに作用する荷重は、土圧計測を行った覆工 N0.4 と N0.5 の平均値を用いた。図より、覆工にかかる荷重は各条件とも覆工を建て込み後、徐々に増加する傾向がある。増加が収束するまでの距離は、土被り比 H/D が2までは切羽からの距離が約1 D付近までにほぼ収束する傾向が認められるものの、土被り比 H/D が3の場合は切羽からの距離が約1 D付近においても若干の増加傾向にある。したがって、以下に示す土被り比 H/D が3の結果は参考値として取り扱うこととする。また、土被りの増加の割合に対する荷重の増加の割合は土被り比が大きくなるに伴って小さくなっていることが分かる。



図－3.3 (1) 切羽進行に伴うトンネル荷重の変化 (先行トンネル)



図—3.3 (2) 切羽進行に伴うトンネル荷重の変化 (先行トンネル土被り毎)



図—3.3 (3) 切羽進行に伴うトンネル荷重の変化 (先行トンネル全ケース)

図－3.4にほぼ収束したと考えられる最終のトンネル荷重として切羽からの距離0.9Dの荷重について全土被り土圧、テルツァーギの緩み土圧と比較を行った。ここで、トンネルに作用する土圧は、計測されたトンネル荷重をトンネル底盤の面積（覆工幅（30cm）×トンネル覆工長さ（3cm））で除して求めた。テルツァーギの緩み土圧 σ_v は、式(3.1)、式(3.2)に示すテルツァーギの緩み土圧の算定式により求めた。算定する際に用いた値は、地山材料に対する土質結果に基づき単位体積重量 $\gamma=11.76\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=0.49\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=33.6^\circ$ を用いた。なお、静止土圧係数 K_0 は $K_0=1-\sin\phi$ によって求めた0.45を用いた。

$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi \times H/B_1}) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$B_1 = R_0 \times \cot((\pi/4 + \phi/2)/2) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

σ_v ：テルツァーギの緩み土圧

H：土被り

B_1 ：緩み幅

K_0 ：静止土圧係数

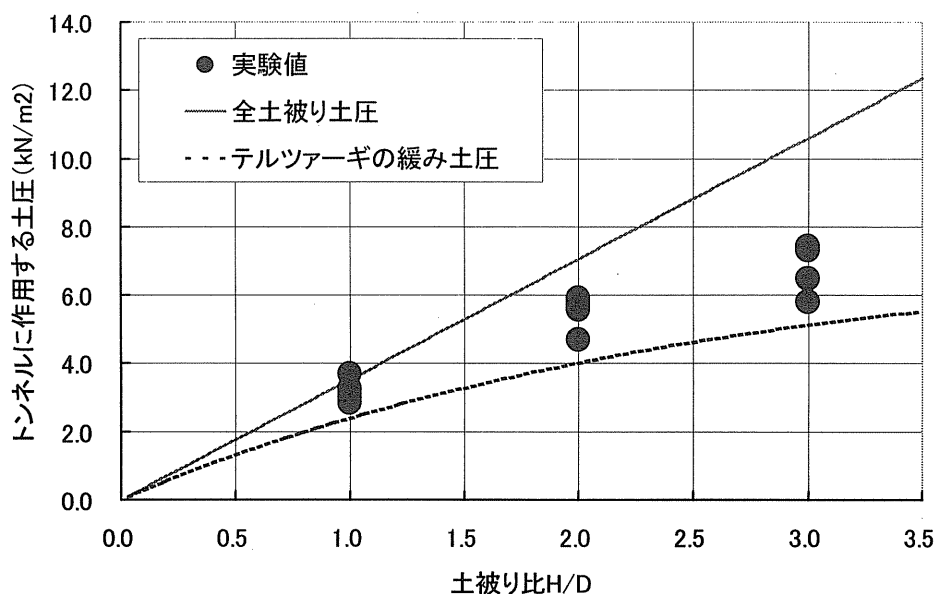
ϕ ：土の内部摩擦角

γ ：土の単位体積重量

c：土の粘着力

R_0 ：トンネル径

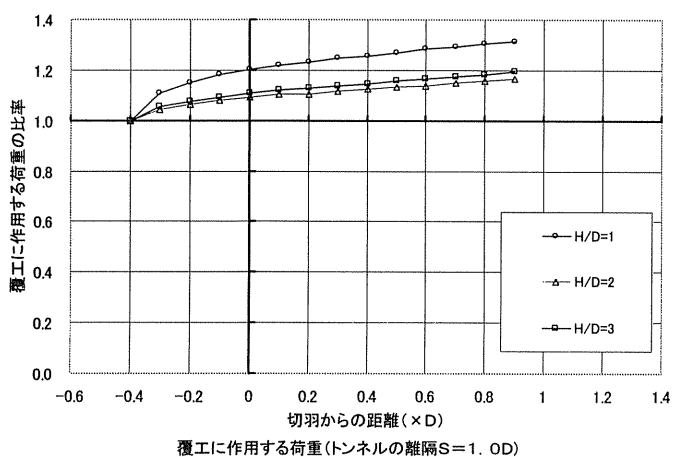
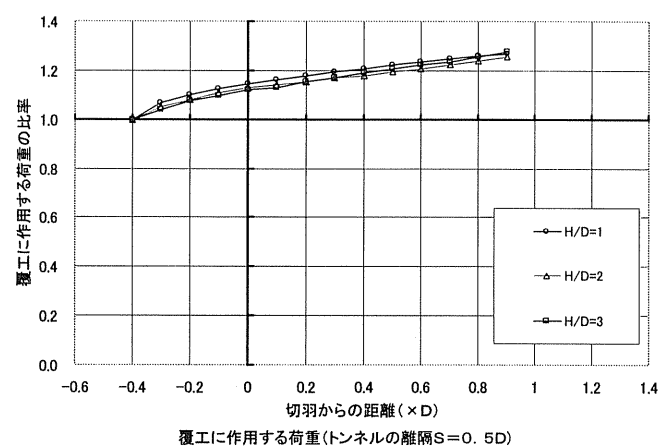
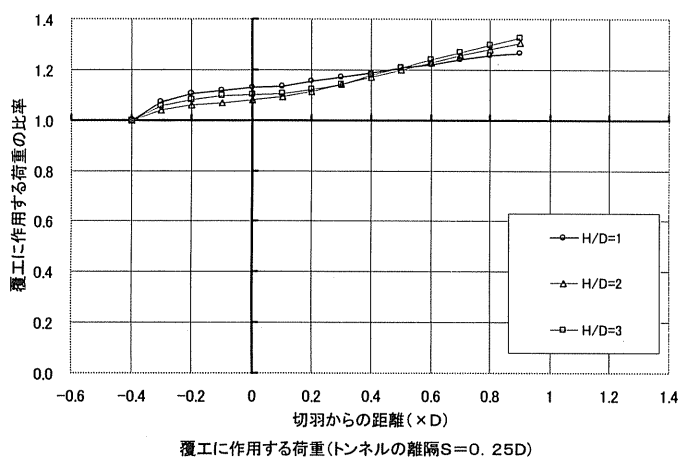
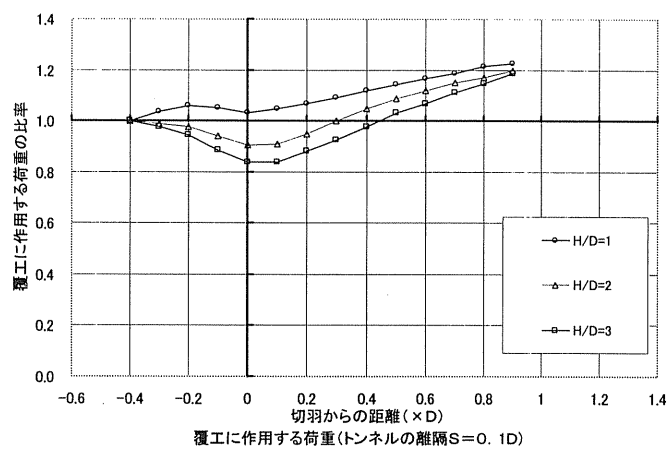
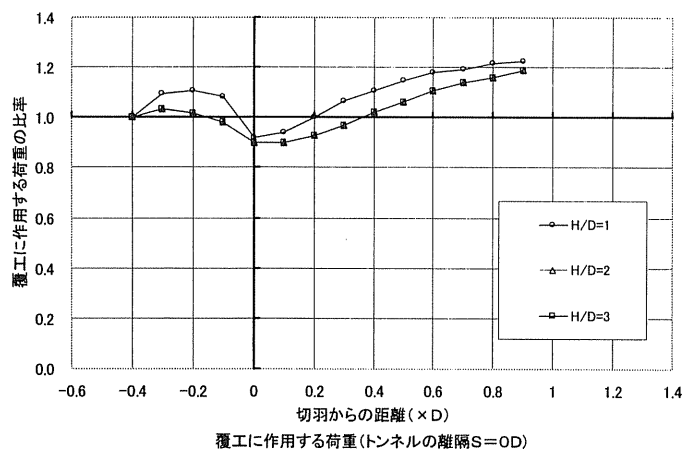
図より、土被り比H/Dが1の比較的土被りが薄い場合は、概ね全土被り土圧が作用するが、土被り比H/Dが2以上の場合は、全土被り土圧は作用せず、テルツァーギの緩み土圧に近づく傾向があることが分かる。



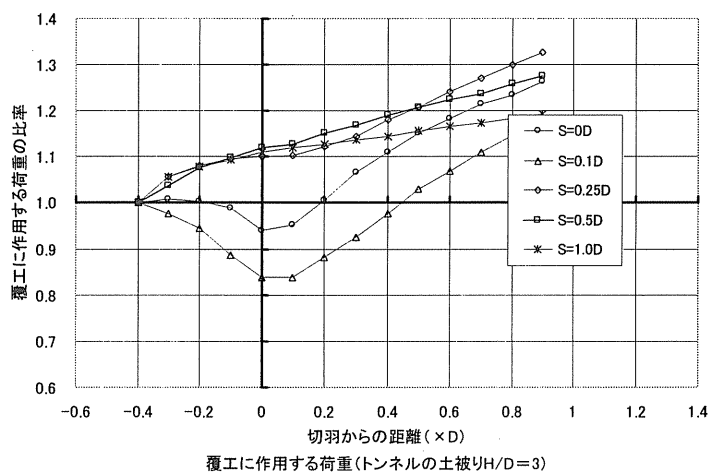
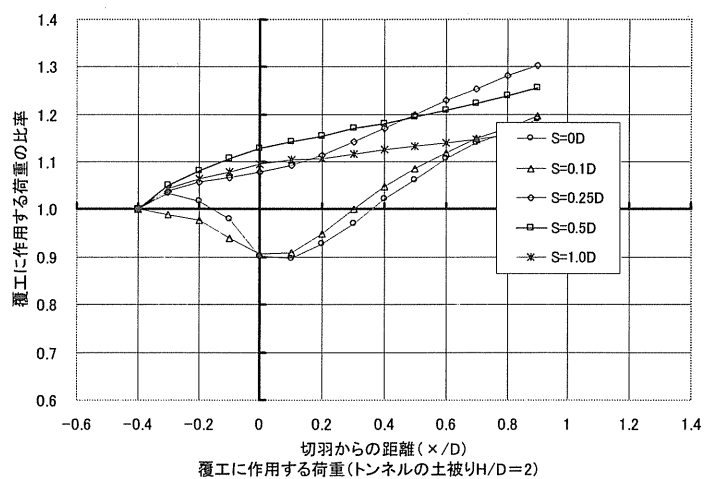
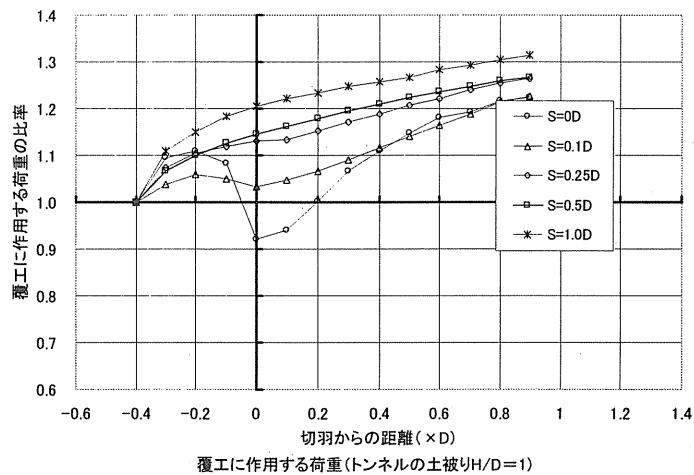
図一 3.4 先行トンネル掘削時のトンネル荷重の変化（全ケース）

（２） 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの荷重の変化

図一 3.5（１）～（２）に後行トンネル掘削前を基準とした時の後行トンネル掘削に伴う先行トンネルに作用する荷重の比率を示す。図中の比率は、土圧の計測を行った覆工 N0.4 と N0.5 の平均値を用いた。離隔 $S=0D$ 、 $0.1D$ では、土被り比に関係なく後行トンネルの切羽通過時に一旦減少した後に増加する傾向が認められるが、それ以外の離隔においては後行トンネルの掘進に伴い、先行トンネルの荷重が増加傾向にあることが分かる。なお、土被り比 H/D の差によるトンネル荷重の変化傾向に顕著な差は見受けられない。

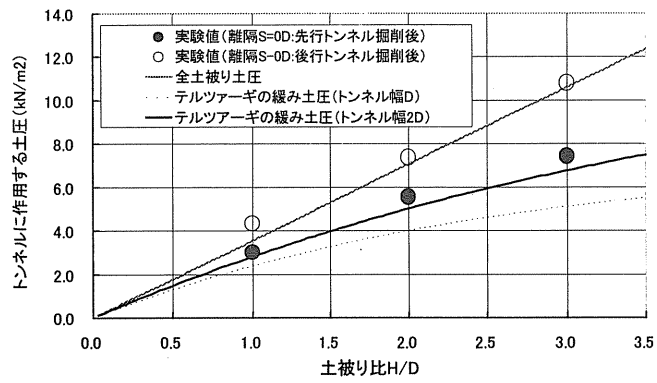


図—3.5 (1) 後行トンネル掘削時の先行トンネル荷重の変化 (離隔毎)

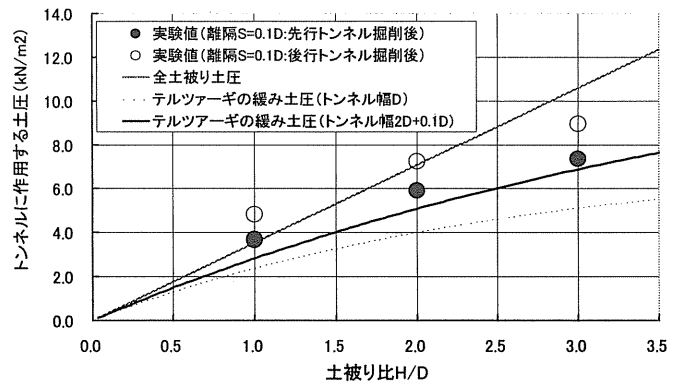


図—3.5 (2) 後行トンネル掘削時の先行トンネル荷重の変化 (土被り毎)

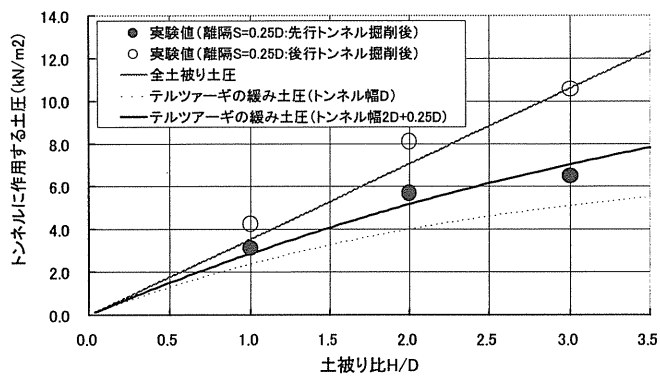
図－3.6に後行トンネル掘削前後の先行トンネルの荷重の変化を示す。図中には、参考値として全土被り土圧およびテルツァーギの緩み土圧も併せて示した。テルツァーギの緩み土圧は、式(3.1)、式(3.2)に示したテルツァーギの緩み土圧の算定式により求めた。算定する際に用いた値は、地山材料に対する土質結果に基づき単位体積重量 $\gamma=11.76\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=0.49\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=33.6^\circ$ を用いた。静止土圧係数 K_0 は $K_0=1-\sin\phi$ によって求めた0.45を用いた。また、図中には緩み幅 B_1 を1本のトンネル幅と、2本のトンネル幅と離隔を含めた幅を用いて計算される値を併せて示した。図より、土被り $H/D=1$ の場合は、当初全土被り土圧程度であった荷重が、後行トンネル掘削に伴って、さらに増加し全土被り土圧以上の荷重が作用していることが分かる。また、土被り $H/D=2$ の場合は、当初緩み土圧程度であった荷重が、後行トンネル掘削に伴って、概ね全土被り土圧程度の荷重となっていることが分かる。この荷重の変化は、増加の程度の差はあるものの、いずれの離隔においても同様な傾向が認められる。この現象は、当初先行トンネルの掘削によって形成されていた地山アーチ効果が後行トンネル掘削によって形成できなくなり、荷重が増加したものと考えられる。したがって、本条件下のように非常に近接した場合のトンネルの荷重は、土被り比および離隔によって、2本のトンネル幅と離隔を考慮してトンネルに作用する荷重を設定する必要があることが明らかとなった。



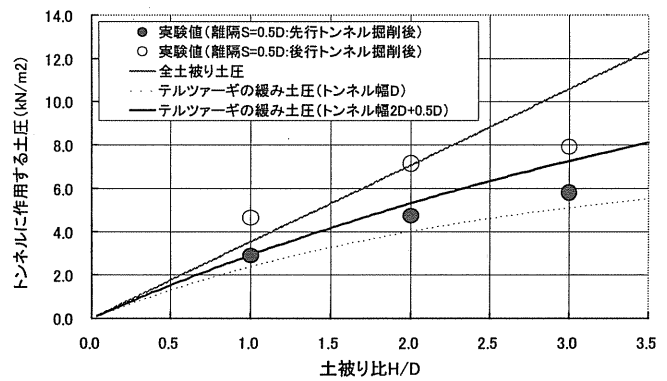
(a)トンネルの離隔S=0.0D



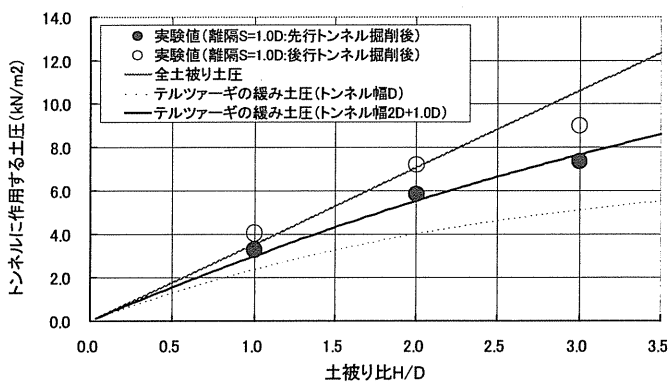
(b)トンネルの離隔S=0.1D



(c)トンネルの離隔S=0.25D



(d)トンネルの離隔S=0.5D



(e)トンネルの離隔S=1.0D

図一 3. 6 後行トンネル掘削による先行トンネル荷重の変化 (離隔毎)

(3) 後行トンネル掘削時の先行トンネルの挙動

後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの切羽変位、右側壁部変位、天端沈下の測定を行った。各変位および沈下は、先行トンネル内に設置した非接触型のレーザ変位計で測定を行った。

1) 切羽変位

後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの切羽変位の測定結果を図-3.7(1)～(2)に示す。図より、後行トンネルの進行に伴い先行トンネルの切羽がトンネル側(手前)に徐々に押し出されていることが分かる。データのばらつきはあるものの、土被りが大きくなると切羽変位は大きくなる傾向があり、それぞれ土被り比 H/D 1で0～0.5mm程度、土被り比 H/D 2で1mm程度、土被り比 H/D 3で1～3mm程度となっている。また、トンネルの離隔による顕著な差異は見られない。なお、離隔 $S=0$ の場合等で切羽変位が地山側へ移動しているのは切羽付近の砂の粒子が落下したためであると考えられる。

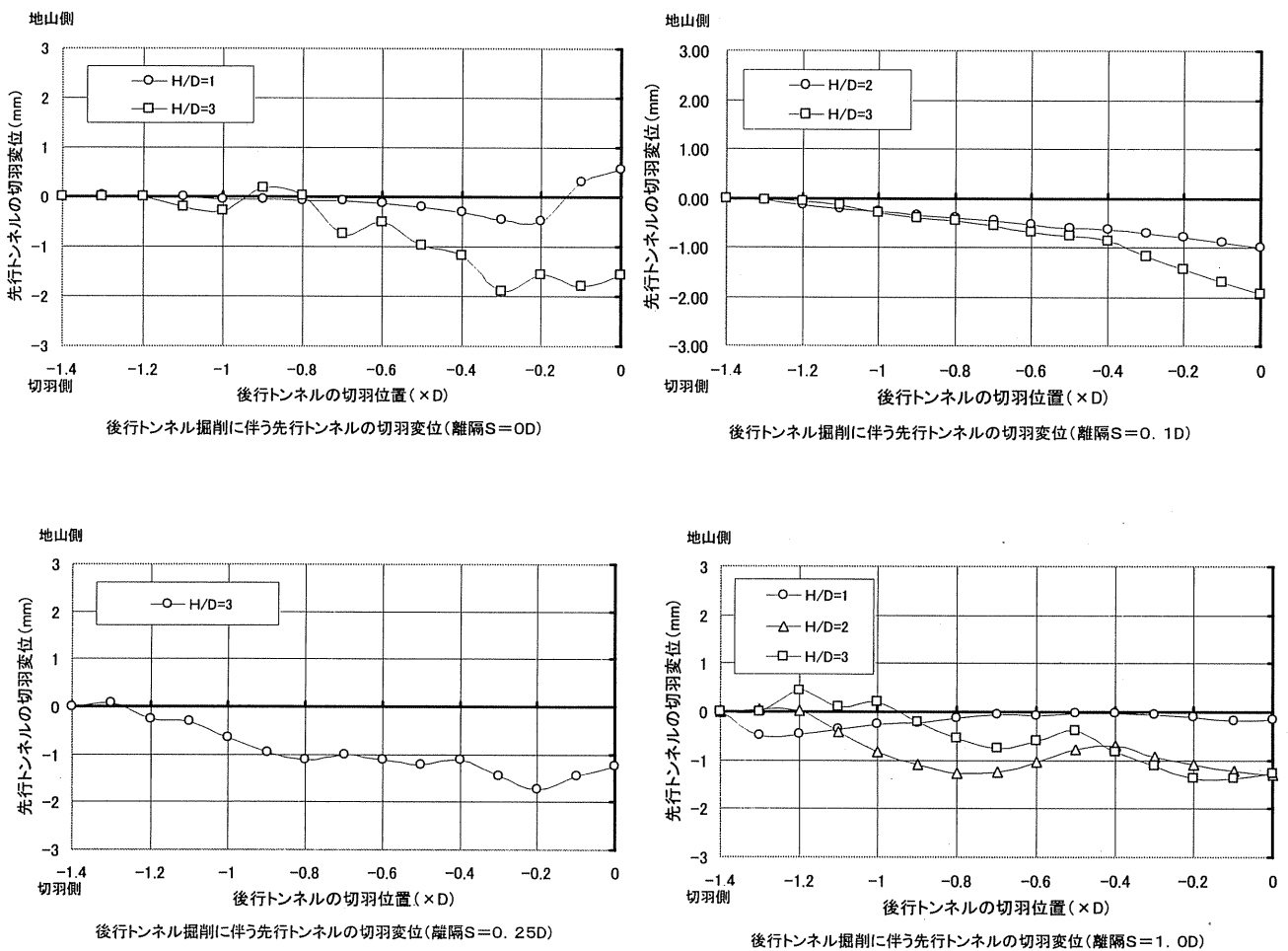


図-3.7 (1) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネル切羽変位 (離隔毎)

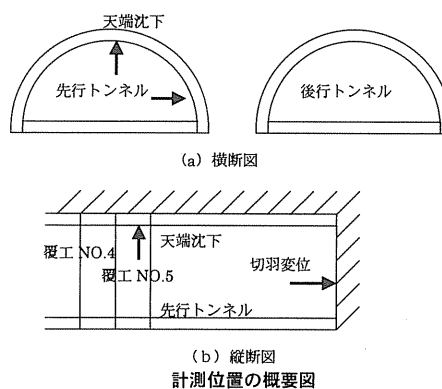
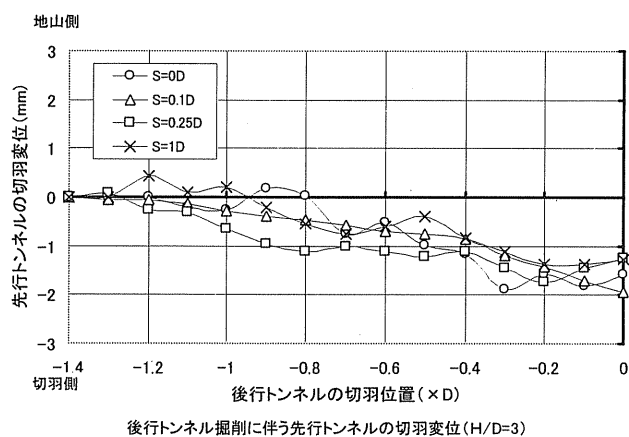
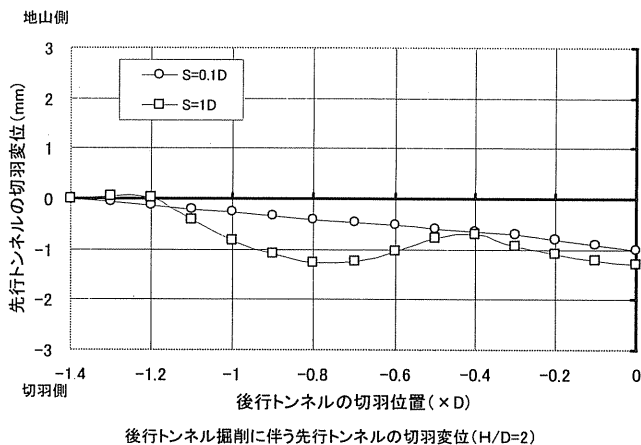
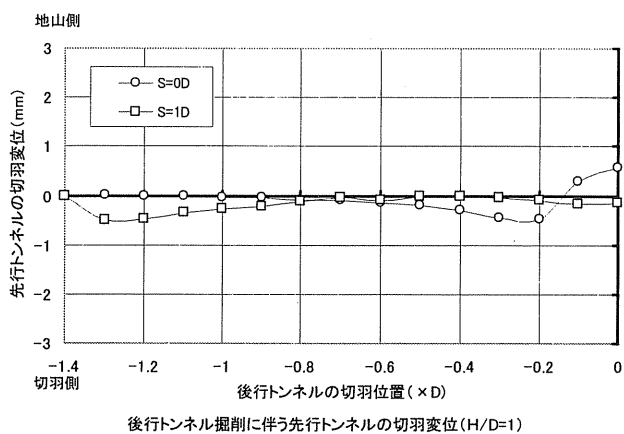
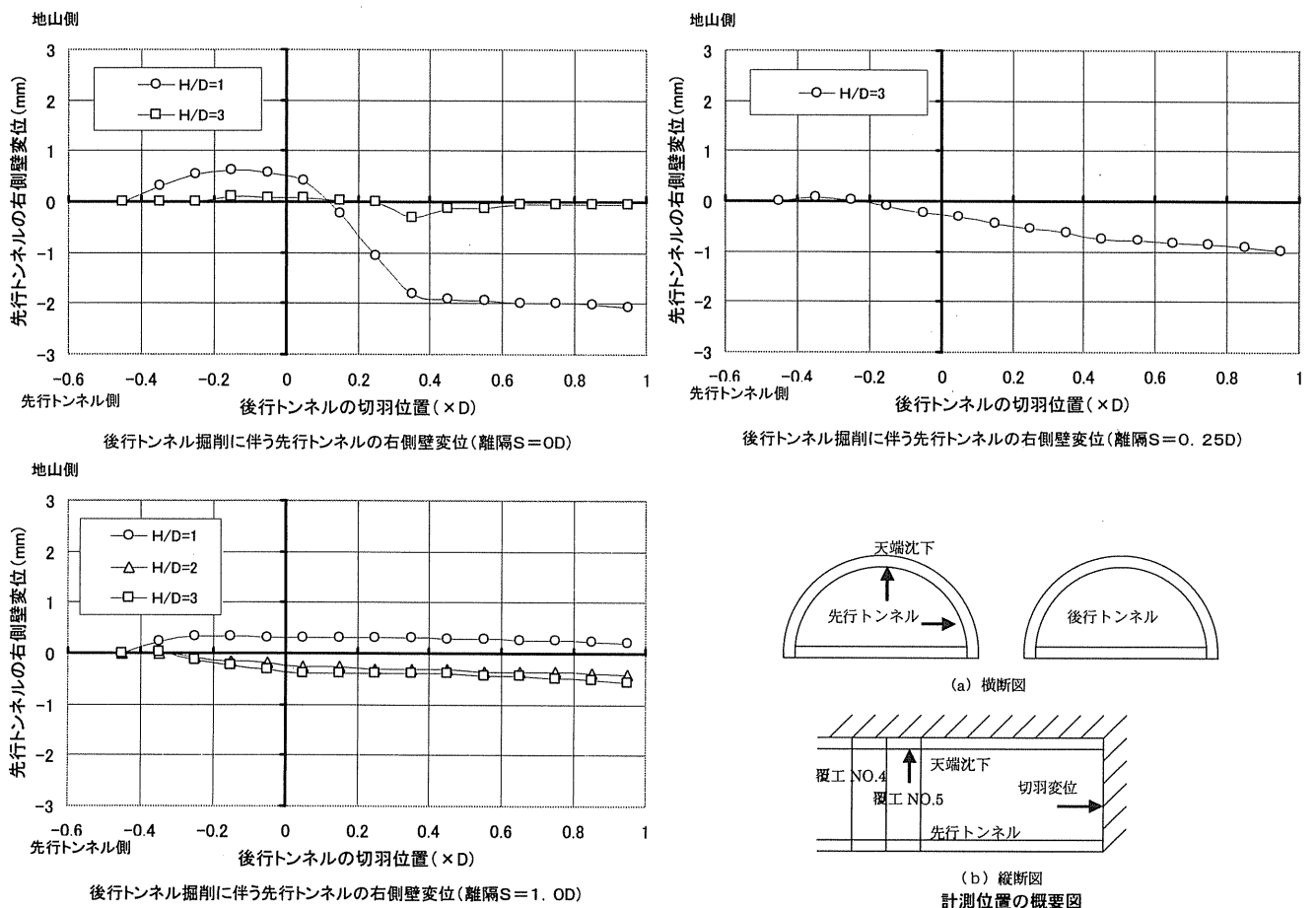


図-3.7 (2) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの切羽変位結果 (土被り毎)

2) 右側壁変位

後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの右側壁変位の測定結果を図－3.8(1)～(2)に示す。図より、後行トンネルの進行に伴い先行トンネルの右側壁(後行トンネル側)が地山側あるいは先行トンネル側へ変化していることが分かる。特に土被り比 H/D 1の離隔 $S=0$ の場合に顕著である。この現象は、後行トンネルの進行に伴って地山応力の再配分によって切羽手前で一旦地山応力が減少するため、トンネル右側壁部分が地山側へ変化し、その後、さらに後行トンネルが進行することによって地山応力が増加してトンネル側へ変化するものと考えられる。このような現象は、この条件でのみ発生しており、同じ土被り比1で離隔 $S=1$ の場合には大きな変化は見受けられない。



図－3.8 (1) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの右側壁変位結果 (離隔毎)

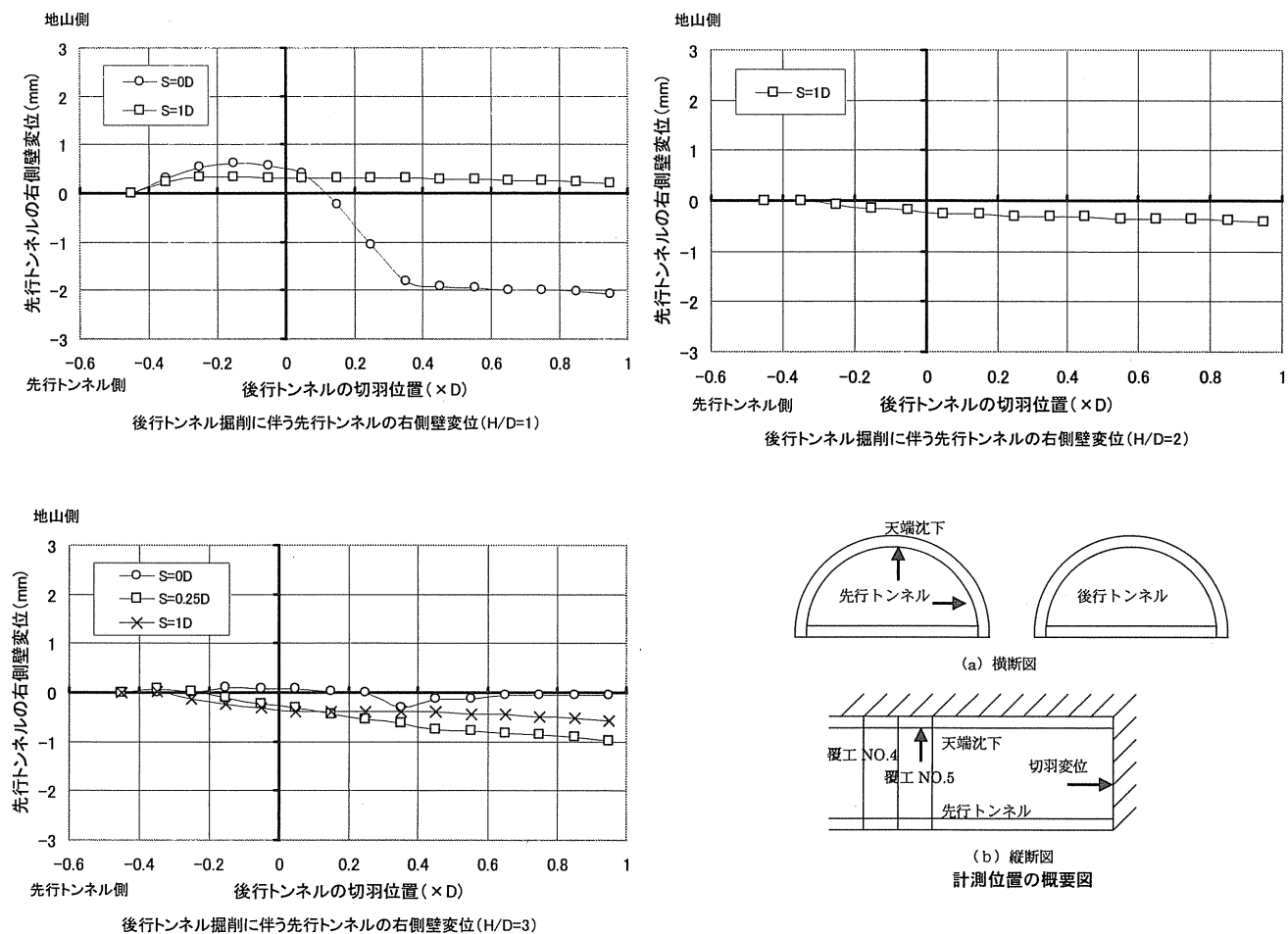
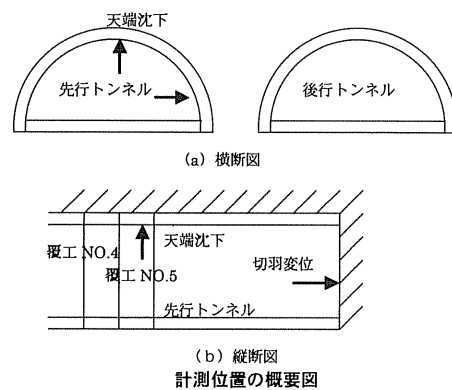
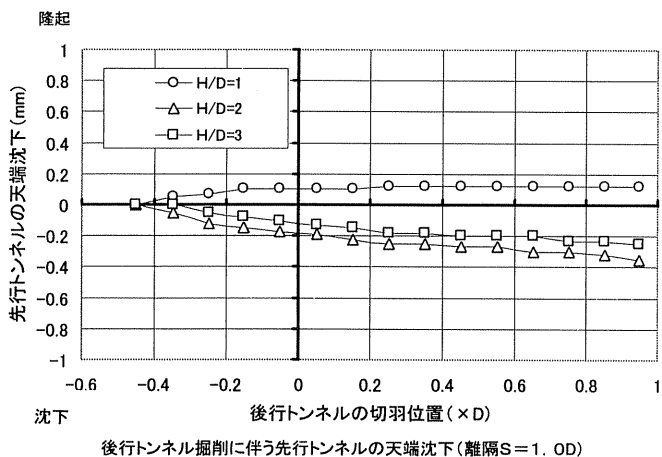
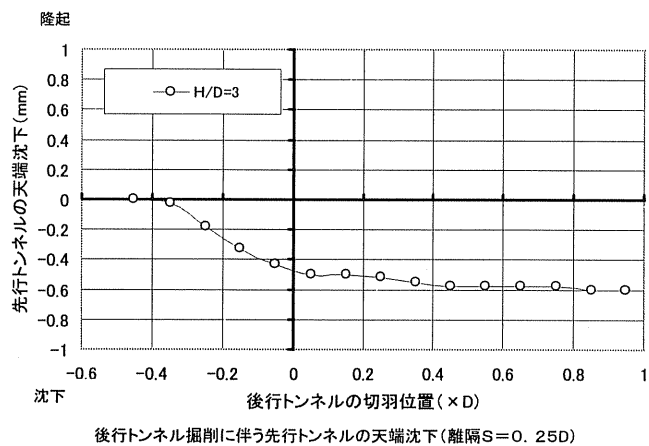
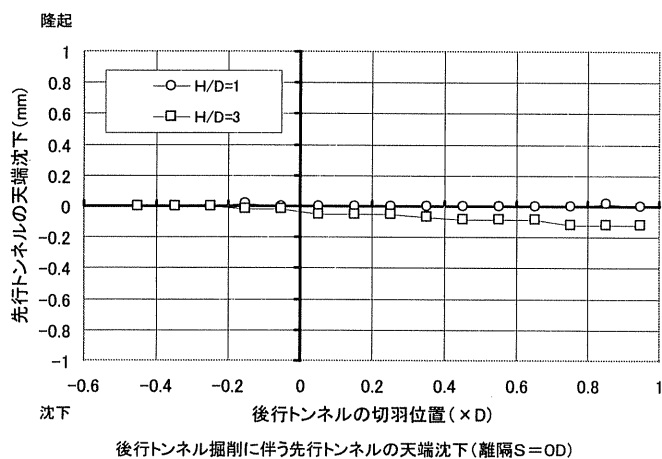


図- 3. 8 (2) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの右側壁変位結果 (土被り毎)

3) 天端沈下

後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの天端沈下の測定結果を図－3.9 (1)～(2)に示す。図より、天端沈下は切羽進行に伴って、切羽手前約 0.4D 付近から徐々に沈下し始めている。沈下量としては他の変位（切羽変位、側壁部変位）に比べて非常に小さい値であり、最大でも 0.6mm 程度の沈下量である。これは、トンネル底部の条件が実験土槽の底盤の鋼板であるため、沈下を許さない構造となっているためである。天端沈下の傾向は、土被り比が 2～3 の場合が土被り比 1 に比べて小さい値となっている。



図－3.9 (1) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの天端沈下結果 (離隔毎)

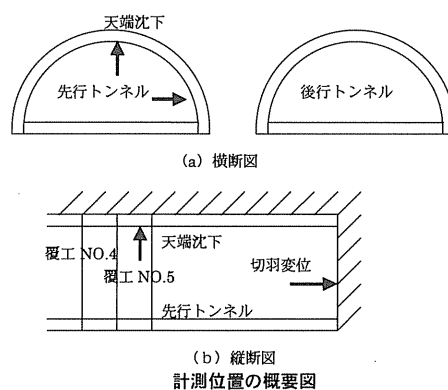
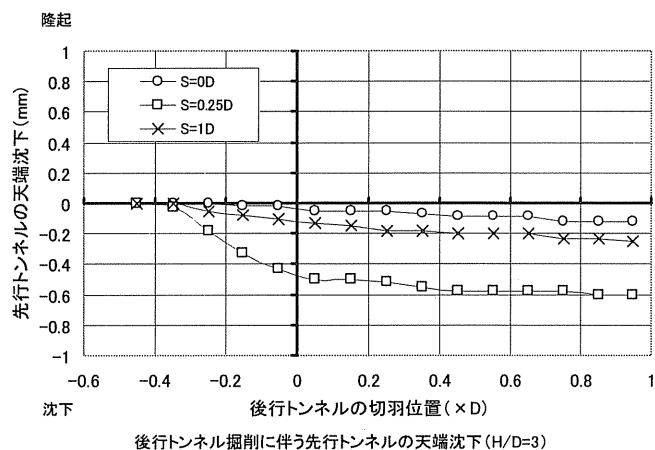
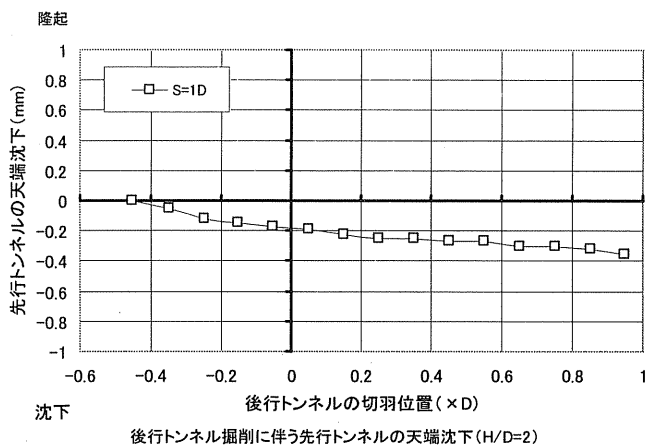
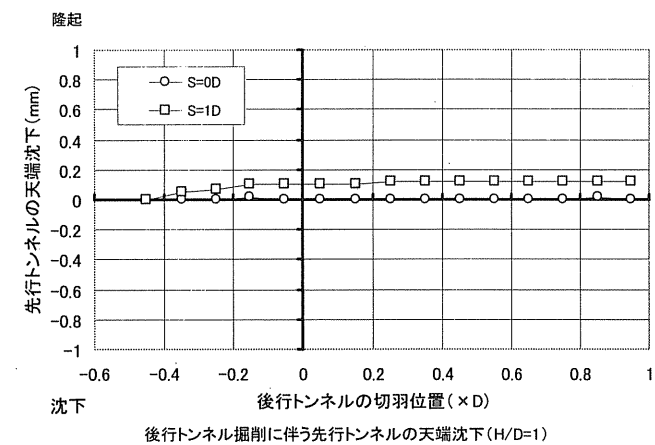
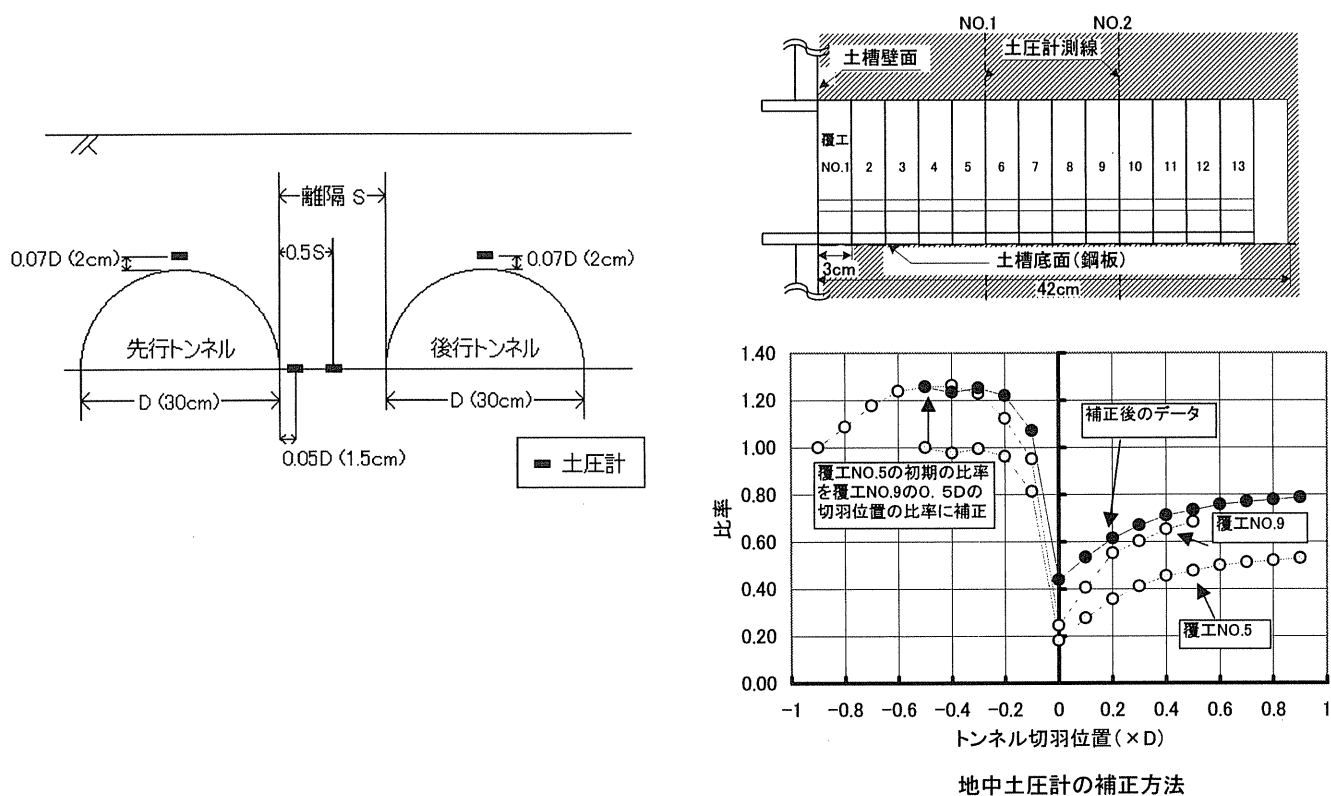


図-3.9 (2) 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの天端沈下結果 (土被り毎)

(4) トンネル掘削時の周辺地中土圧の変化

トンネル掘削時のトンネル周辺土圧の変化を地中土圧計により測定した。地中土圧計は、トンネル縦断方向の2ヶ所（覆工 NO.5, 覆工 NO.9）に、図－3.10に示すように先行トンネルの天端上 2cm、先行トンネル底部横直近 1.5cm、先行・後行トンネル底部の中間地点および後行トンネルの天端上 2cm の位置に設置した。

地中土圧計の整理にあたっては、絶対値のばらつき等があるため、比率で整理することとした。具体的には、先行トンネル掘削時、後行トンネル掘削のそれぞれについて先行トンネル掘削前および後行トンネル掘削前の土圧値を基準に、各トンネルの切羽の進行との関係で整理した。なお、トンネル切羽の進行で整理するにあたっては、図－3.10の地中土圧計の補正方法に示すように覆工 NO.5 付近に設置した地中土圧計の初期の比率が 0.5D の切羽位置で覆工 NO.9 付近に設置した地中土圧計の比率と等しくなるように補正した。



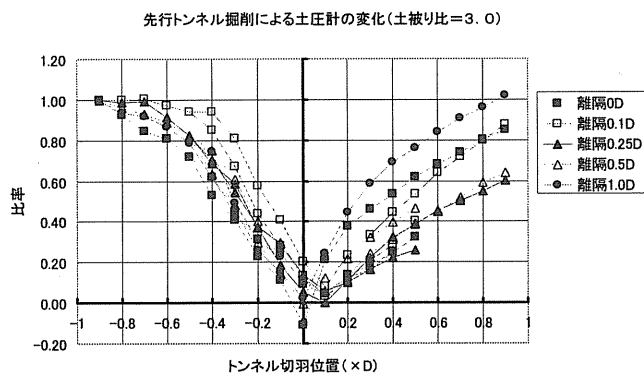
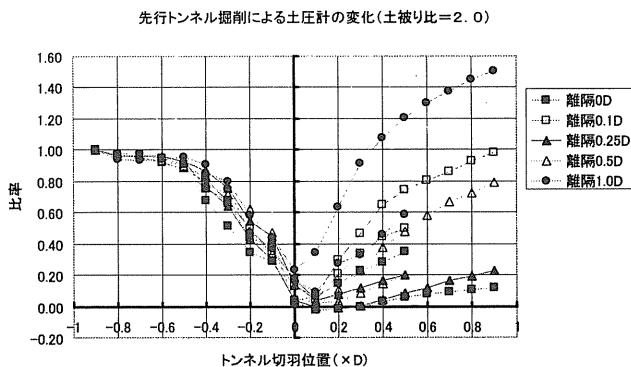
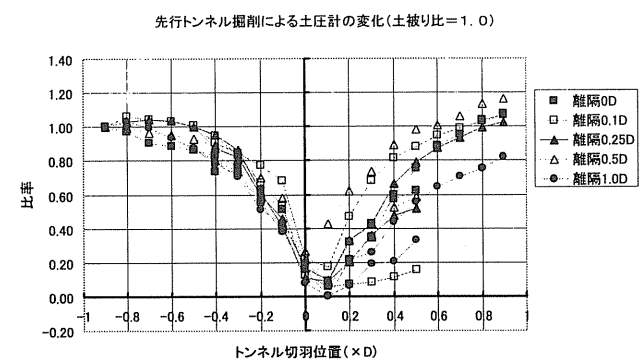
図－3.10 地中土圧計の設置位置および地中土圧計の補正方法

1) 先行トンネル天端上 2cm における地中土圧

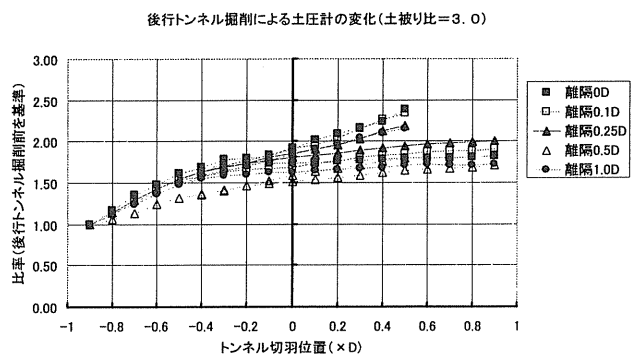
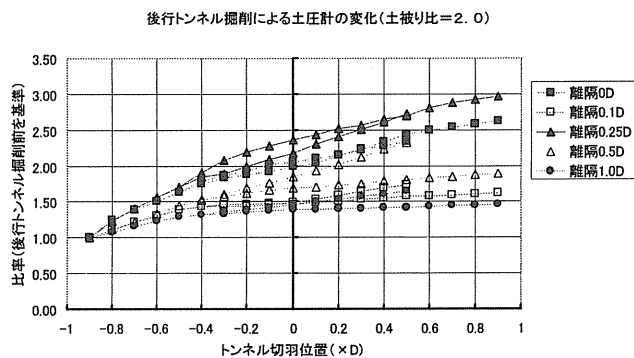
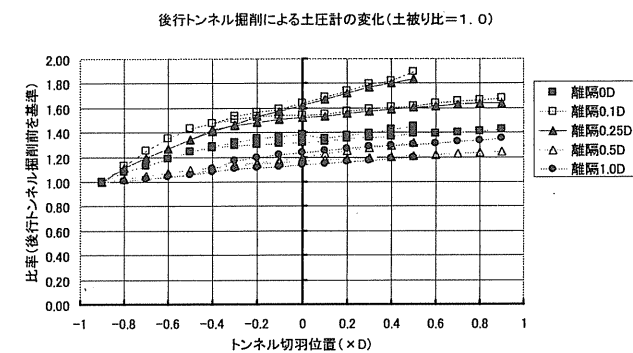
先行トンネル天端上 2cm における地中土圧の変化を図－3.11 (1)～図－3.11 (2) に示す。

先行トンネル掘削時の土圧は、先行トンネル掘削に伴って土圧は徐々に減少し、トンネル切羽位置が切羽手前約 0.5D 程度から急激に土圧の減少が始まり、トンネル切羽通過後トンネル覆工模型の建て込みにより再び増加する傾向にある。なお、土被りによる顕著な差は見受けられない。

後行トンネルの掘削時の土圧は、後行トンネル掘削の進行に伴って全ての条件で増加しており、ばらつきはあるが、土被りが大きいと土圧の変化も大きくなる傾向にある。また、離隔 $S=0D \sim 0.25D$ 程度までは土圧の増加が比較的高く、離隔 $S=0.5D, 1D$ で他に比べて低くなっていることが分かる。



図—3.11 (1) 先行トンネル掘削時 (先行トンネル天端上 2cm)



図—3.11 (2) 後行トンネル掘削時 (先行トンネル天端上 2cm)

2) 後行トンネル天端上 2.5cm における地中土圧

後行トンネル天端上 2.5cm における地中土圧の変化を図—3.12 (1)～図—3.12 (2)に示す。なお、離隔 $S=0D$ は計測点が設けられないため欠測となっている。

先行トンネル掘削時の土圧は、土被り比 H/D が 2～3 と大きい場合に若干変動するものの、他の土圧計測点の変動と比べて小さい。

後行トンネル掘削時の土圧は、他の土圧計測点の土圧と同様にトンネル掘削の進行に伴って減少し、切羽付近で最小値となり、その後、増加する傾向を示している。切羽手前で土圧が減少し始めるのは、土被り比 H/D 1 で切羽手前 0.5D 程度、土被り比 H/D 2～3 で切羽手前 0.6D～0.8D 付近となっている。

3) 先行トンネル底部横直近 1.5cm における地中土圧

先行トンネル底部横直近 1.5cm における地中土圧の変化を図—3.13 (1)～図—3.13 (2)に示す。なお、離隔 $S=0D$ は計測点が設けられないため欠測となっている。

先行トンネル掘削時の土圧は、土被り比 H/D 1 の場合は、先行トンネルの進行に伴って一旦増加した後減少し、切羽付近で最小値となり、その後再び増加する傾向にある。それに対して土被り比 H/D 3 の場合は、切羽手前付近の増加は見受けられない。切羽手前で土圧が急激に減少し始めるのは、土被り比 H/D 1 で 0.2D 付近、土被り比 H/D 2～3 で 0.4D 付近であり、土被りが小さい場合で切羽近傍での変化が激しいことが分かる。

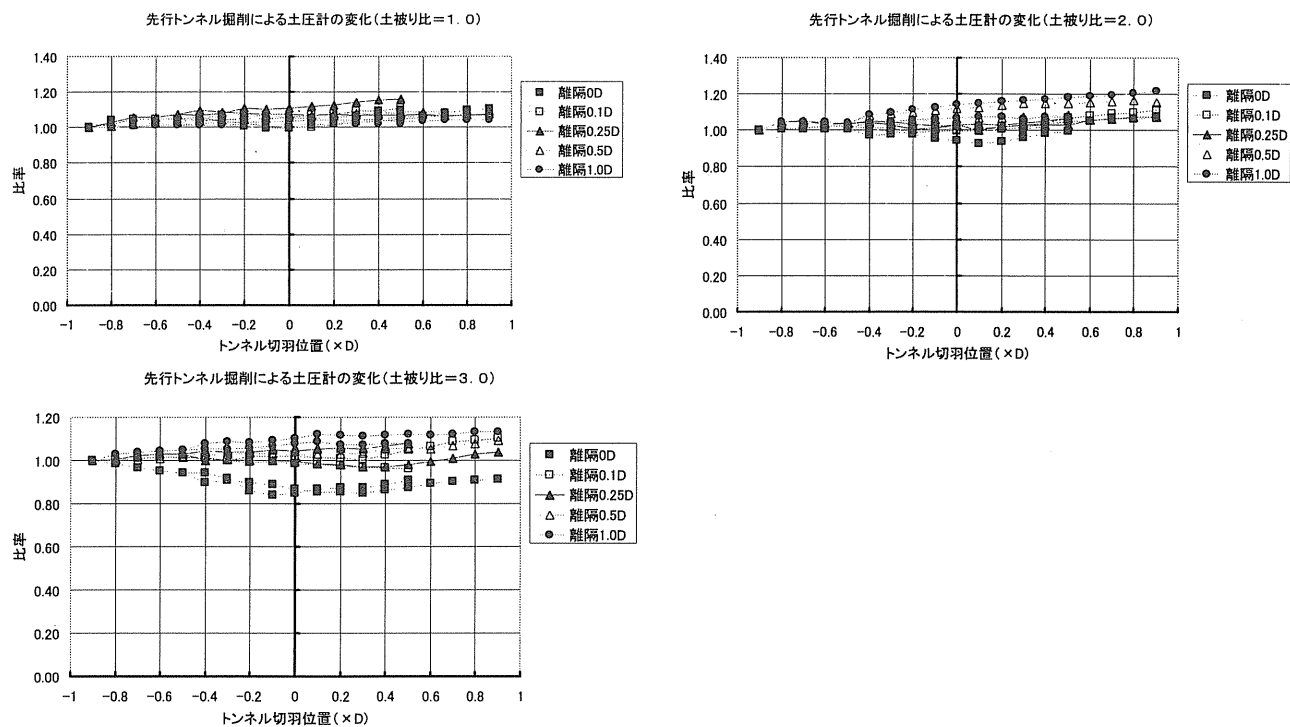
後行トンネルの掘削時の土圧は、いずれの土被りの場合も離隔 $S=0.1D$ 、0.25D 程度で切羽前後で増加後、減少し、再度増加する傾向がある。特に離隔 $S=0.1D$ で急激な変化が見受けられる。

4) 先行・後行トンネル底部の中間における地中土圧

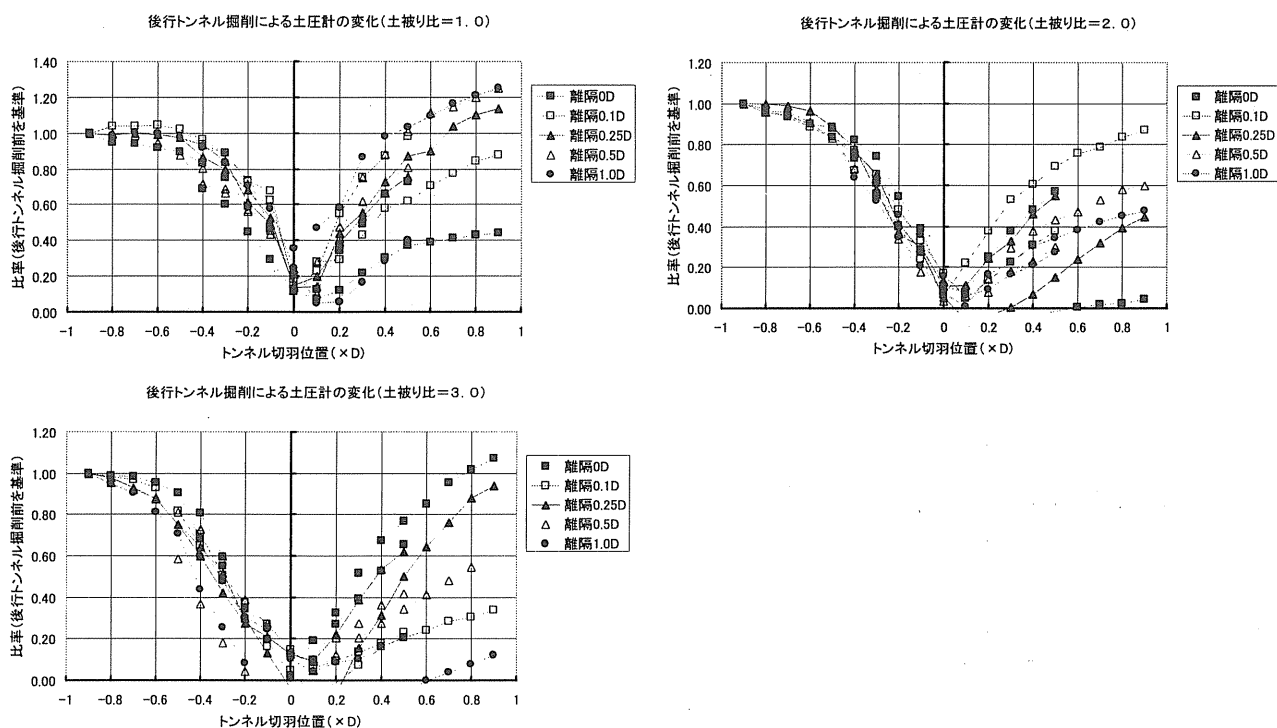
先行・後行トンネル底部の中間における地中土圧の変化を図—3.14 (1)～図—3.14 (2)に示す。なお、離隔 $S=0D$ は計測点が設けられないため欠測となっている。

先行トンネル掘削時の土圧は、先行トンネルの進行に伴って、離隔が広い $S=1D$ は土被り比に関係なくほとんど変化していないことが分かる。また、離隔 $S=0.5D$ も土被り比 2 までは余り変化していない。一方、離隔 $S=0.1D\sim0.25D$ は、切羽の進行に伴って徐々に減少し、トンネル切羽位置周辺で最低値となり、再び増加する傾向にある。土被り比 H/D 1 の場合は、切羽手前で一旦増加するが、土被り H/D 2～3 はその傾向は見受けられない。

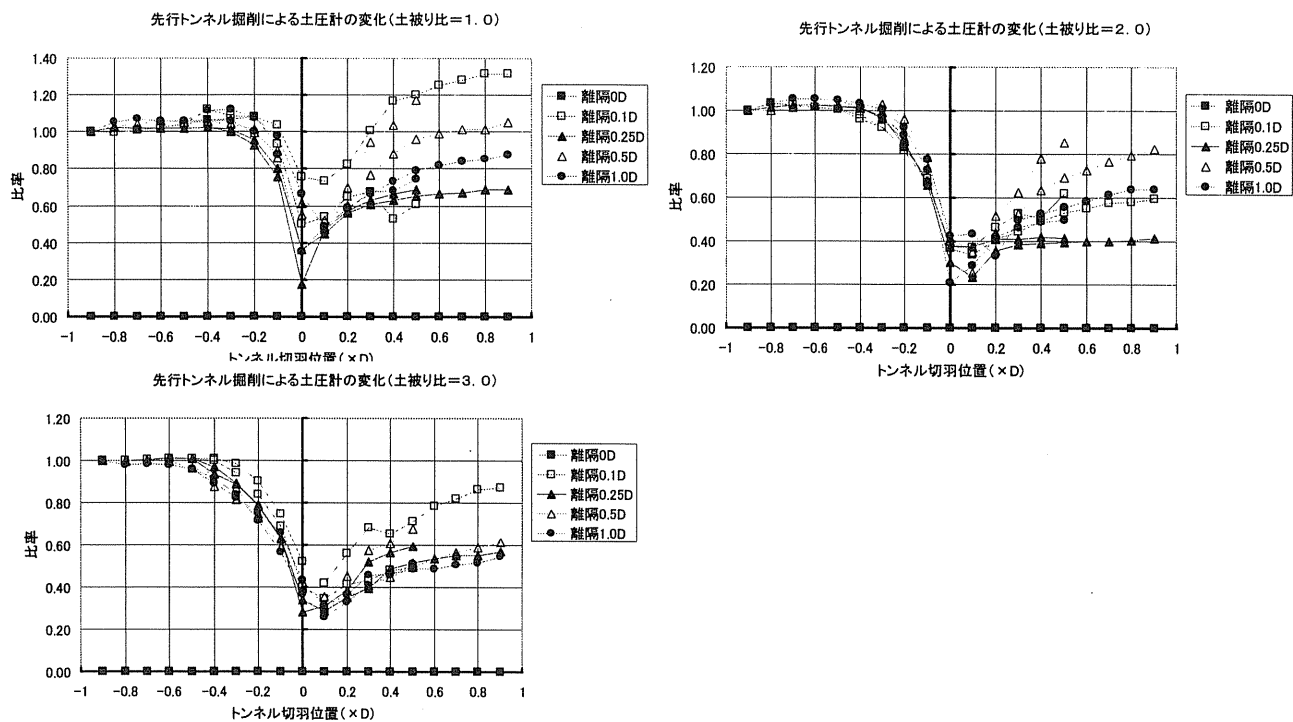
後行トンネル掘削時の土圧は、先行トンネル掘削時の土圧と同様に、離隔が広い $S=1D$ は土被り比に関係なくほとんど変化していない。また、離隔 $S=0.1D\sim0.25D$ は、切羽の進行に伴って徐々に減少し、トンネル切羽位置周辺で最低値となり、再び増加する傾向にある。土被り比 H/D 1 の場合は、切羽手前で一旦増加するが、土被り H/D 2～3 はその傾向は見受けられない。



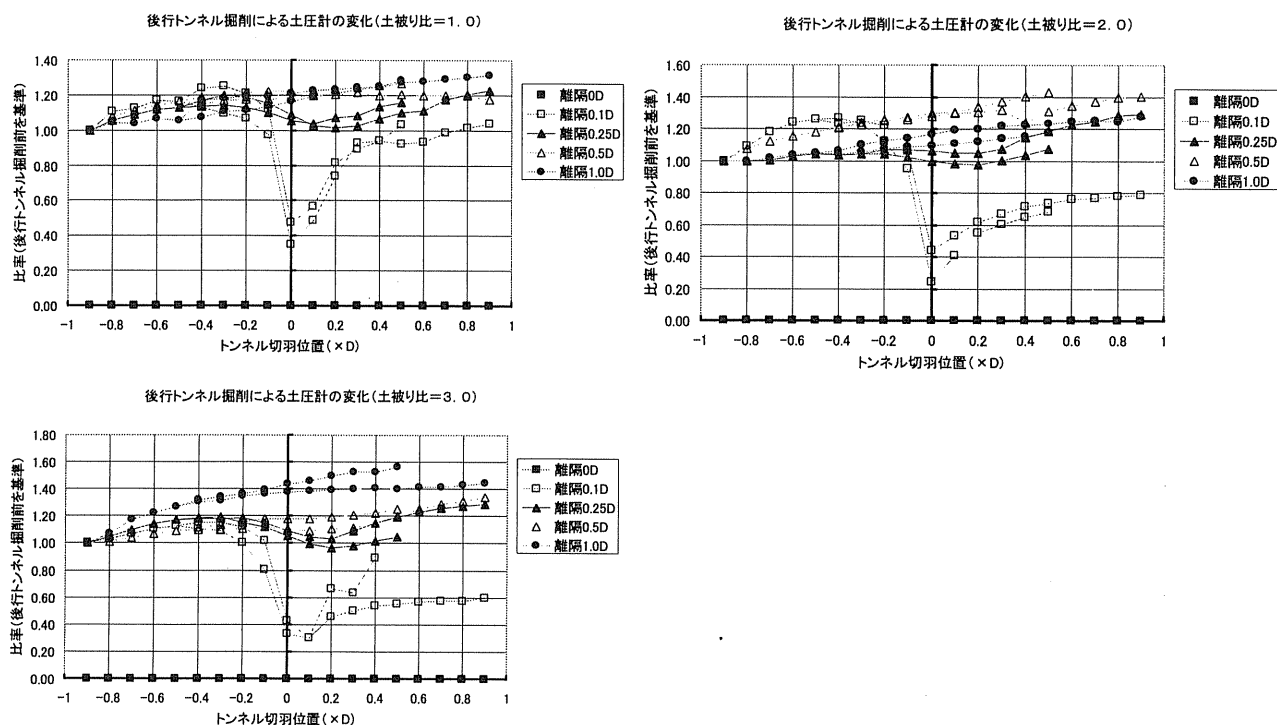
図－3.12 (1) 先行トンネル掘削時（後行トンネル天端上 2.5cm）



図－3.12 (2) 後行トンネル掘削時（後行トンネル天端上 2.5cm）

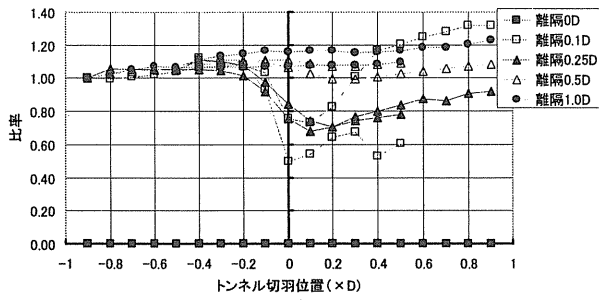


図—3.13 (1) 先行トンネル掘削時(先行トンネル底部横直近1.5cm)

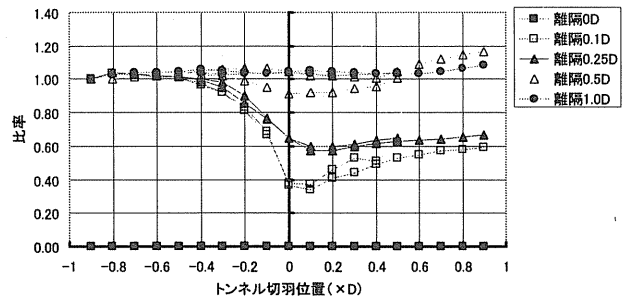


図—3.13 (2) 後行トンネル掘削時(先行トンネル底部横直近1.5cm)

先行トンネル掘削による土圧計の変化(土被り比=1.0)



先行トンネル掘削による土圧計の変化(土被り比=2.0)



先行トンネル掘削による土圧計の変化(土被り比=3.0)

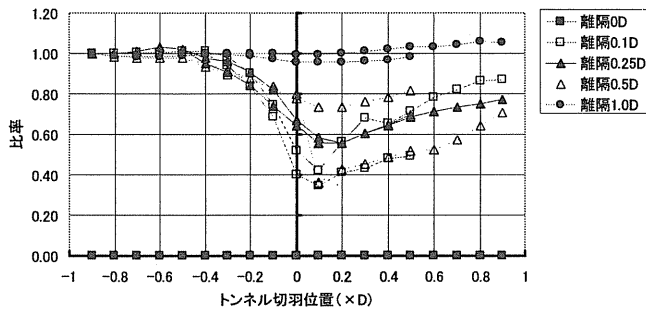
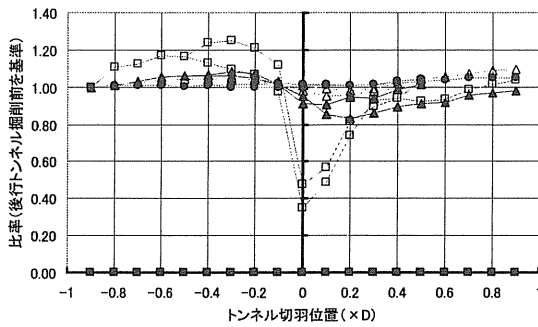
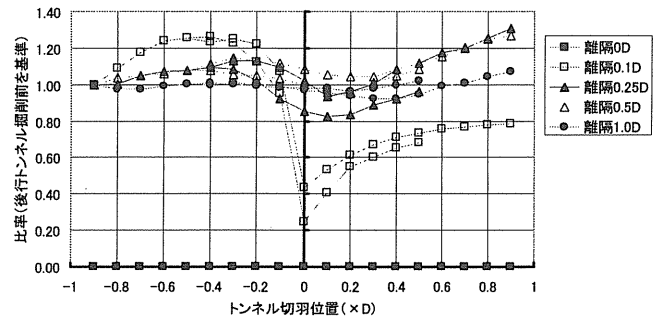


図-3.14 (1) 先行トンネル掘削時(先行・後行トンネル底部の間)

後行トンネル掘削による土圧計の変化(土被り比=1.0)



後行トンネル掘削による土圧計の変化(土被り比=2.0)



後行トンネル掘削による土圧計の変化(土被り比=3.0)

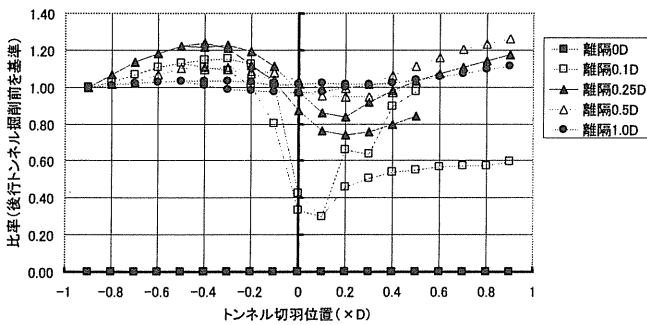


図-3.14 (2) 後行トンネル掘削時(先行・後行トンネル底部の間)

(5) トンネル掘削時の地表面沈下

先行トンネルおよび後行トンネルの各掘削段階毎に、トンネル横断方向の3測線（覆工 N0.1（土槽壁面より 3cm）、覆工 N0.5（土槽壁面より 15cm）、覆工 N0.9（土槽壁面より 27cm））の地表面変位をレーザー変位計により測定を行った。

各実験条件における各トンネル毎の最大沈下量を図-3.15に示す。一般的な現象として、土被り比 H/D が大きい場合には小さい場合に比べて小さくなるが、本測定結果は、各トンネル毎および最終の最大地表面沈下量は、土被り比が大きいほど大きくなり一般的な現象とは異なる結果となっている。これは、本実験で用いた試料は密度が低いためにトンネル掘削によってトンネル上部の地山が応力再配分等により締め固められることにより沈下量が大きめに出的ものと考えられる。なお、各測線の違いによる最大沈下量の差異は、見られない。以下に覆工 N0.2 の測線で計測された結果について示す。ただし、土被り比 $H/D=3$ の離隔 $S=1D$ は覆工 N0.2 の測線が欠測のため、覆工 N0.1 について示す。

1) 掘削段階における地表面沈下

掘削段階における覆工 N0.1 の測線で計測された地表面沈下結果を土被り比 H/D 毎に図-3.16(1)～図-3.16(3)に示す。図より、掘削が進行するに伴って地表面沈下が大きくなることが分かる。沈下は、先行トンネル掘削時には先行トンネルの天端付近の地表面沈下が最も大きく、その後、後行トンネル掘削に伴って地表面沈下の最大となる位置が後行トンネル側へ移行していることが分かる。土被り比 H/D およびトンネル離隔 S による影響は、土被り比 H/D 、トンネル離隔 S が大きくなると、今回の計測可能範囲の両端でも沈下しており影響範囲が広がる傾向にある。

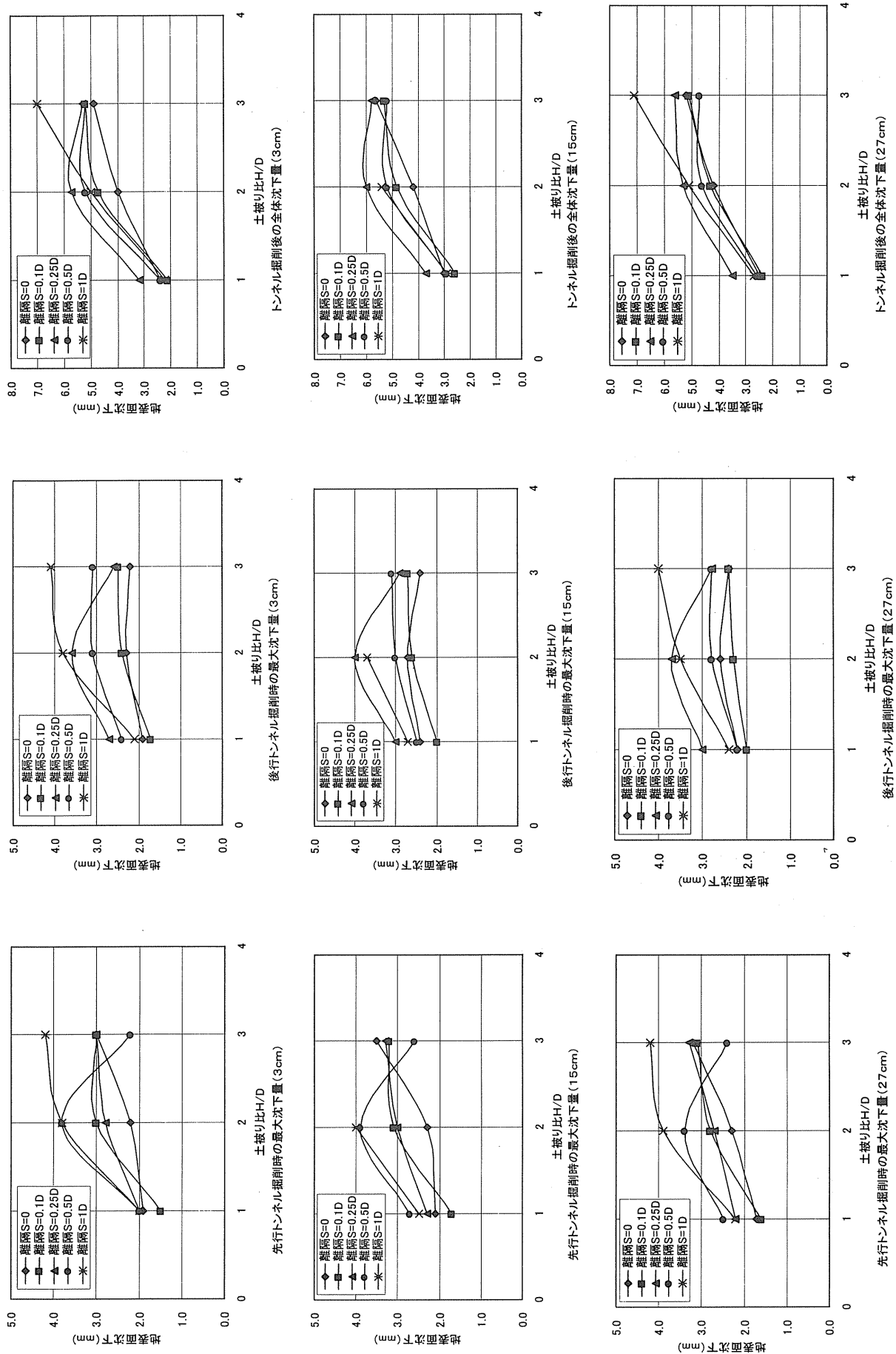
2) 各トンネル掘削によって生じる地表面沈下

先行トンネルおよび後行トンネルの掘削のみによって生じる地表面沈下、最終段階での全体の沈下量を土被り比 H/D 毎に図-3.17(1)～図-3.17(3)に示す。最終的な沈下量は、先行トンネルおよび後行トンネルのそれぞれ単独トンネルの掘削による沈下量を合計したものとなる。

先行トンネルおよび後行トンネルの掘削による地表面沈下量は、ほぼ同程度となっているものの、トンネル離隔の小さい離隔 $S=0D$ の土被り比 H/D 1, 2、離隔 $S=0.1D$ の土被り比 H/D 1, 離隔 $S=0.25D$ の土被り比 H/D 1, 2で先行トンネル掘削時の沈下量よりも後行トンネル沈下量が大きい。これは先行トンネルの掘削によってトンネル周辺地山が乱されるため、後行トンネル掘削時の沈下が大きめに出的ものと考えられる。

3) 地表面沈下の横断方向の影響範囲

地表面沈下の横断方向の影響は、通常考えられているトンネル底部端部から約 $45^\circ + \phi/2$ の角度で上部に引いた範囲で考えると、トンネル中心から土被り比 H/D 1で約 $1.3D$ 、土被り比 H/D 2で $1.8D$ 、土被り比 H/D 3で $2.4D$ である。各土被りについて見ると、それぞれの条件の横断方向の沈下量は、上記の範囲に概ね収まっており、横断方向の沈下影響範囲としてはトンネル底部端部から約 $45^\circ + \phi/2$ の角度で上部に引いた範囲であると考えられる。



図－3. 1 5 各実験条件毎の各トンネル毎および全体の最大沈下量

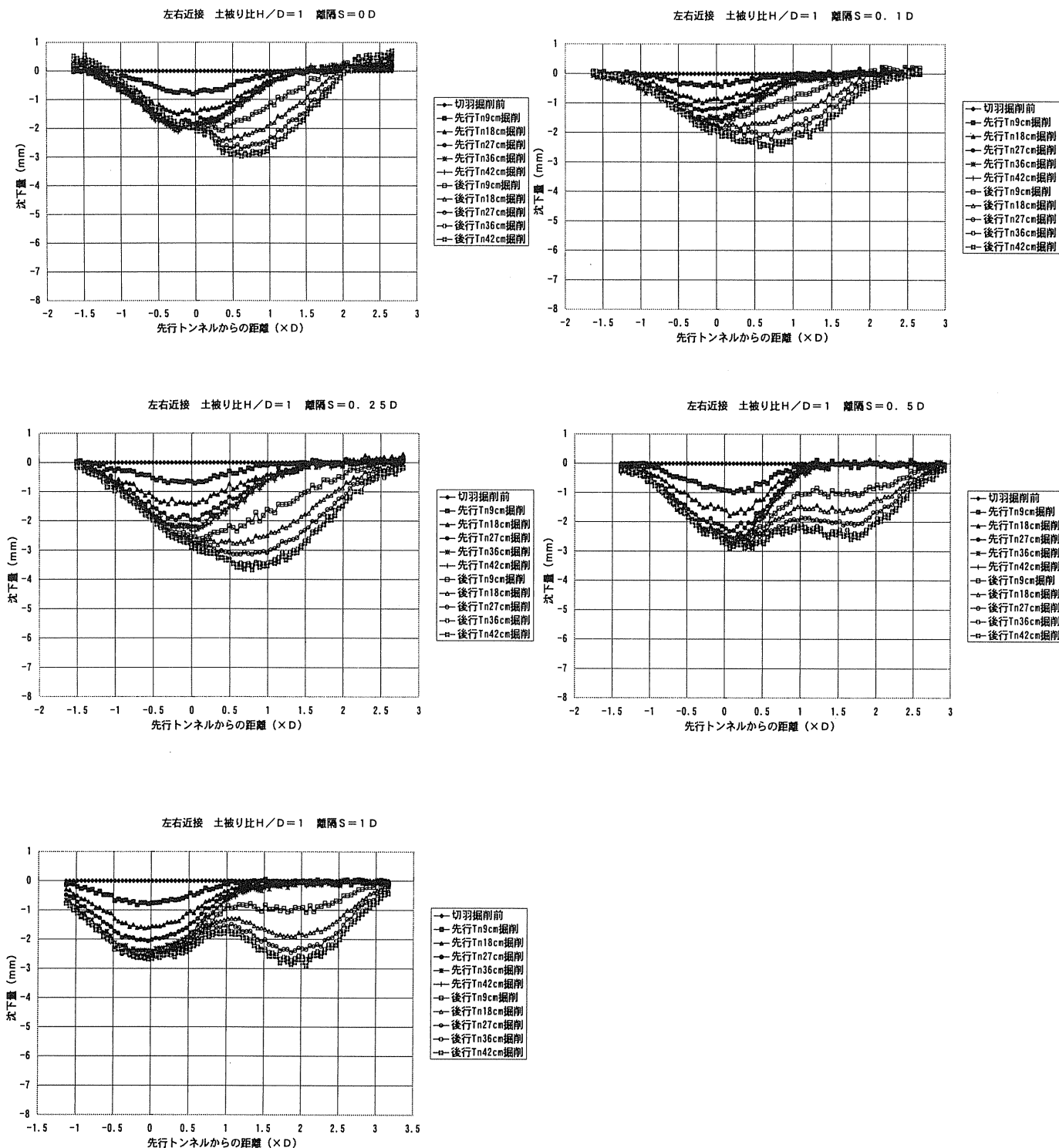
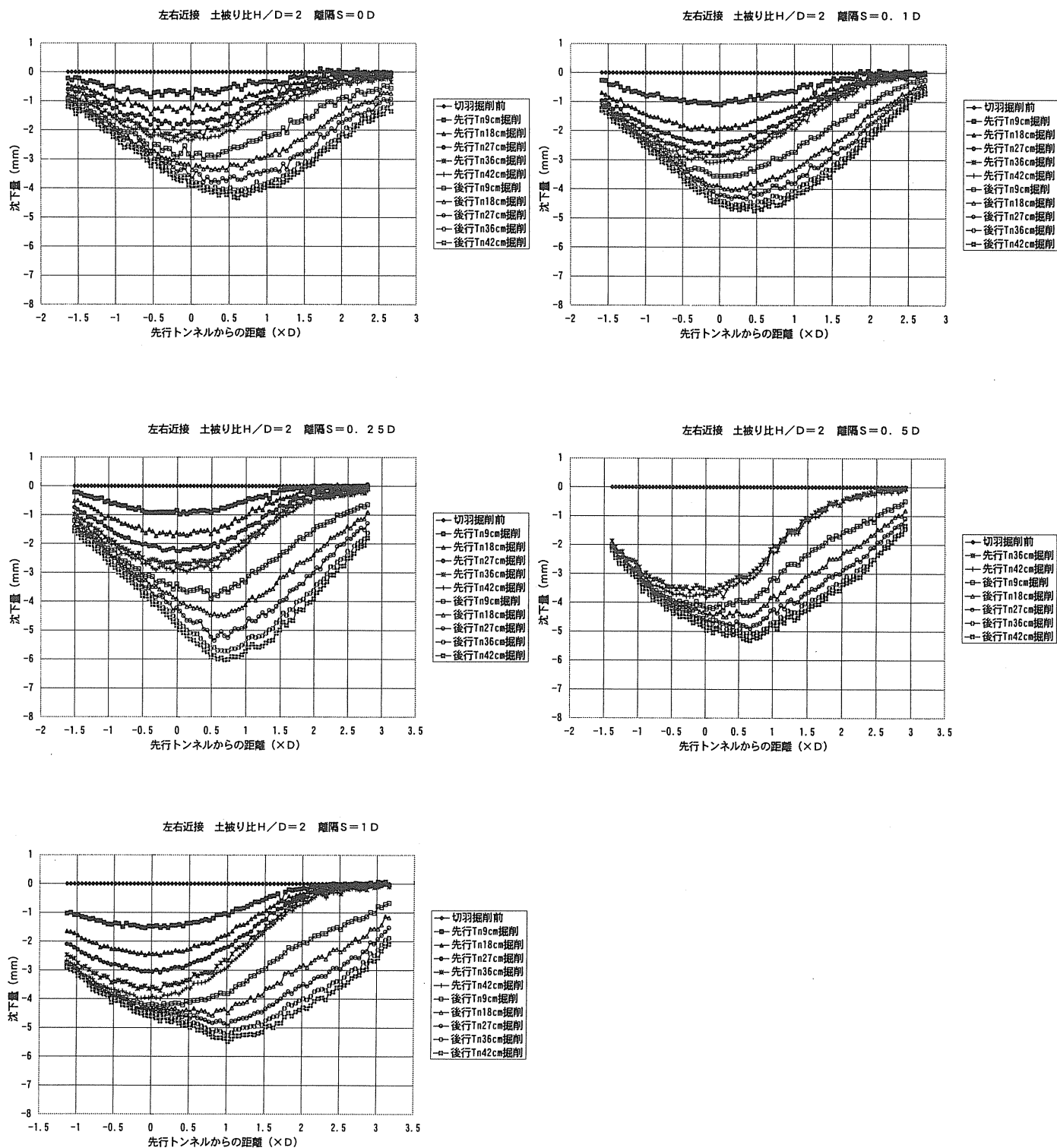


図-3.16 (1) 代表的な掘削段階における地表面沈下 (土被り比 $H/D=1$)



図－3.16 (2) 代表的な掘削段階における地表面沈下 (土被り比 $H/D=2$)

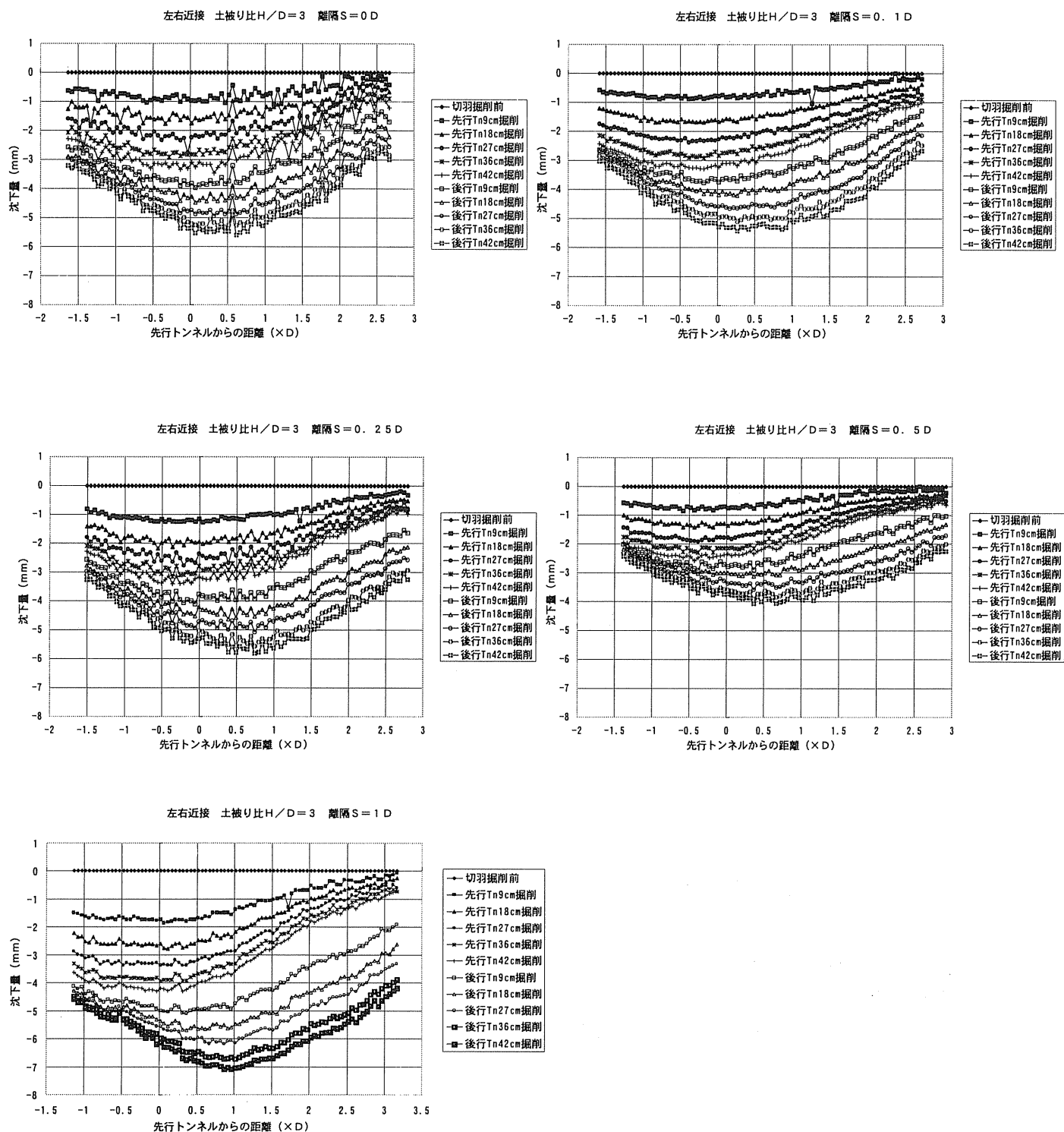
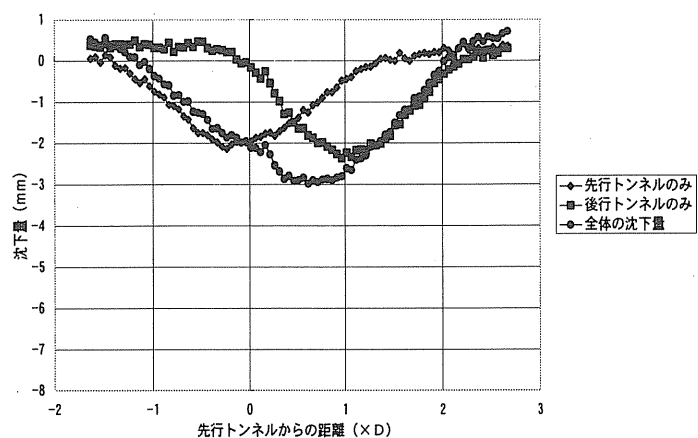
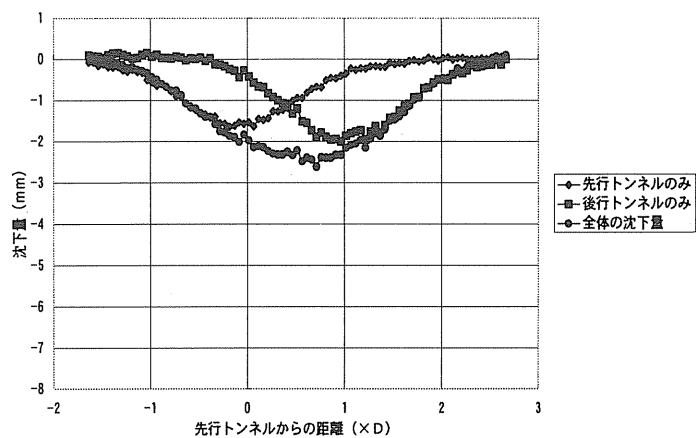


図-3.16 (3) 代表的な掘削段階における地表面沈下 (土被り比 $H/D=3$)

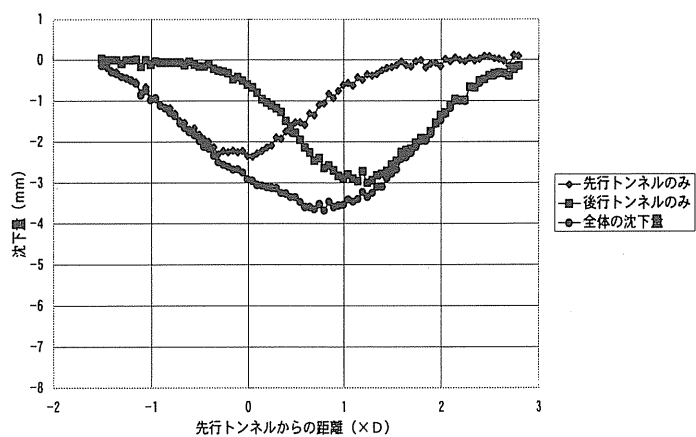
左右近接 土被り比 $H/D=1$ 離隔 $S=0D$



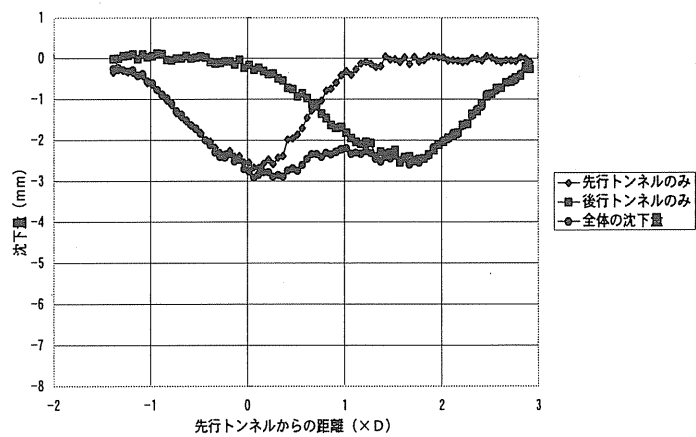
左右近接 土被り比 $H/D=1$ 離隔 $S=0.1D$



左右近接 土被り比 $H/D=1$ 離隔 $S=0.25D$



左右近接 土被り比 $H/D=1$ 離隔 $S=0.5D$



左右近接 土被り比 $H/D=1$ 離隔 $S=1D$

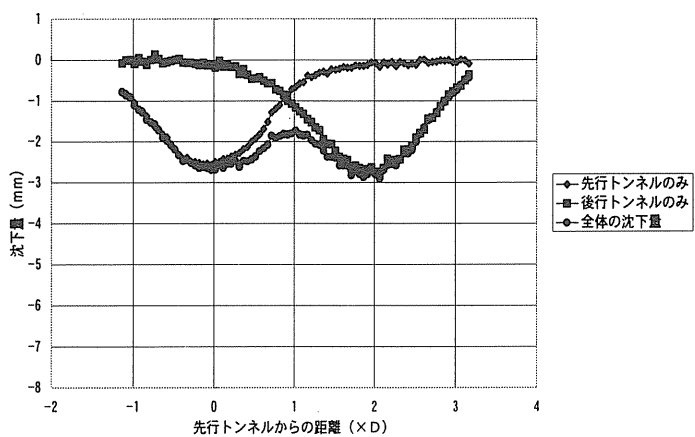


図-3.17 (1) 各トンネル毎および最終段階における地表面沈下 (土被り比 $H/D=1$)

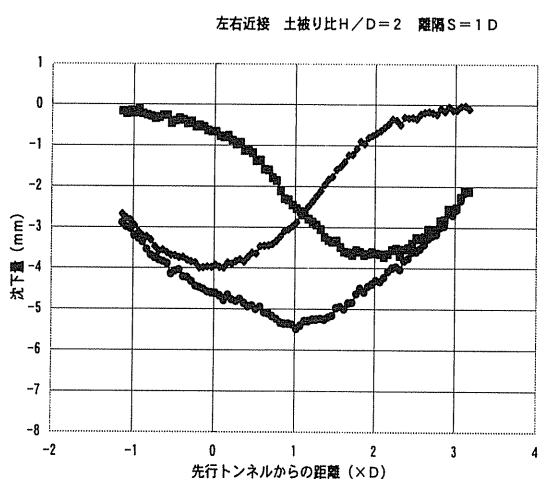
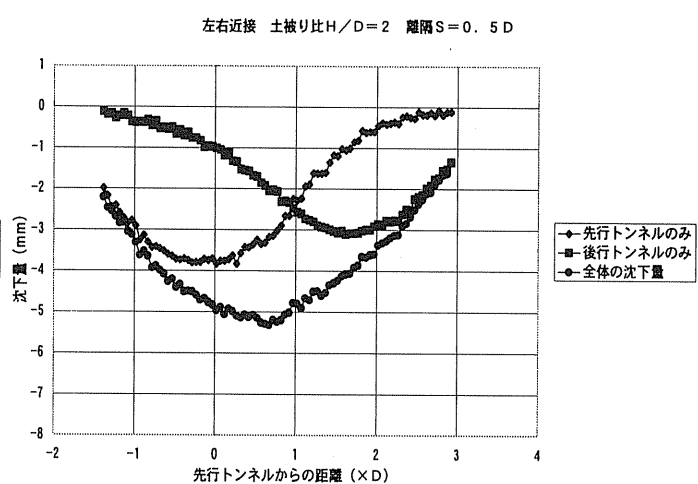
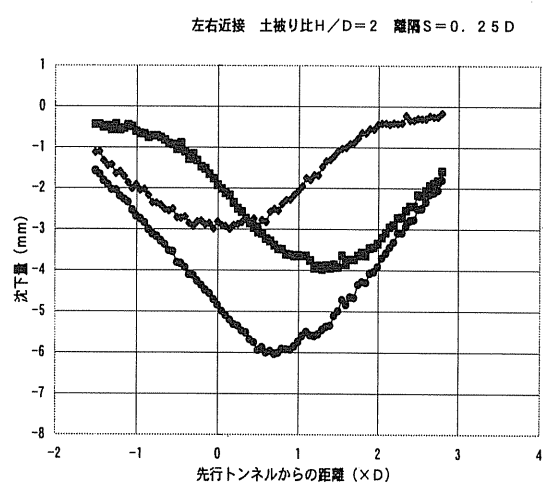
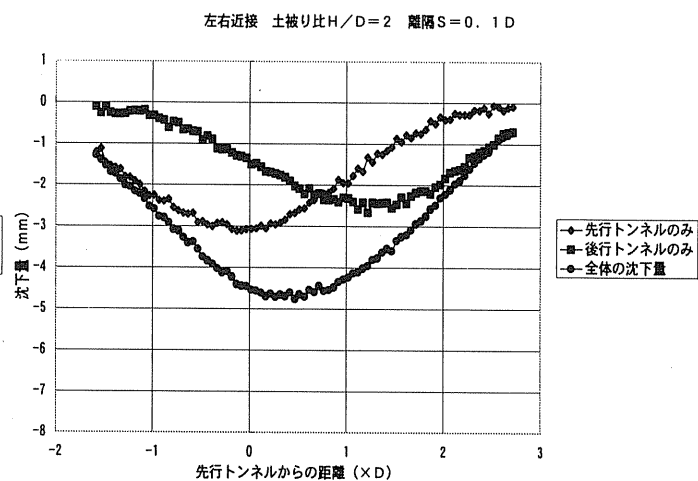
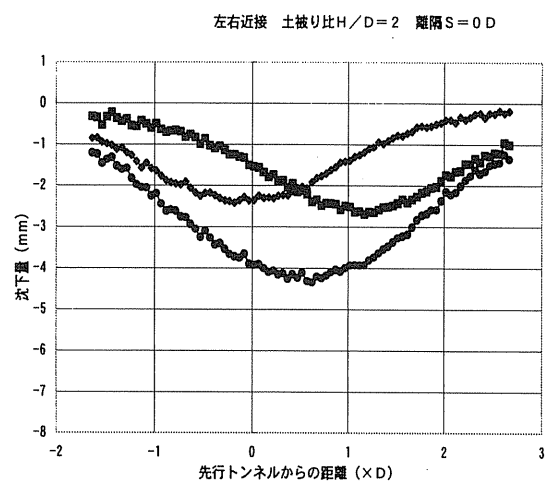


図-3.17 (2) 各トンネル毎および最終段階における地表面沈下 (土被り比 $H/D=2$)

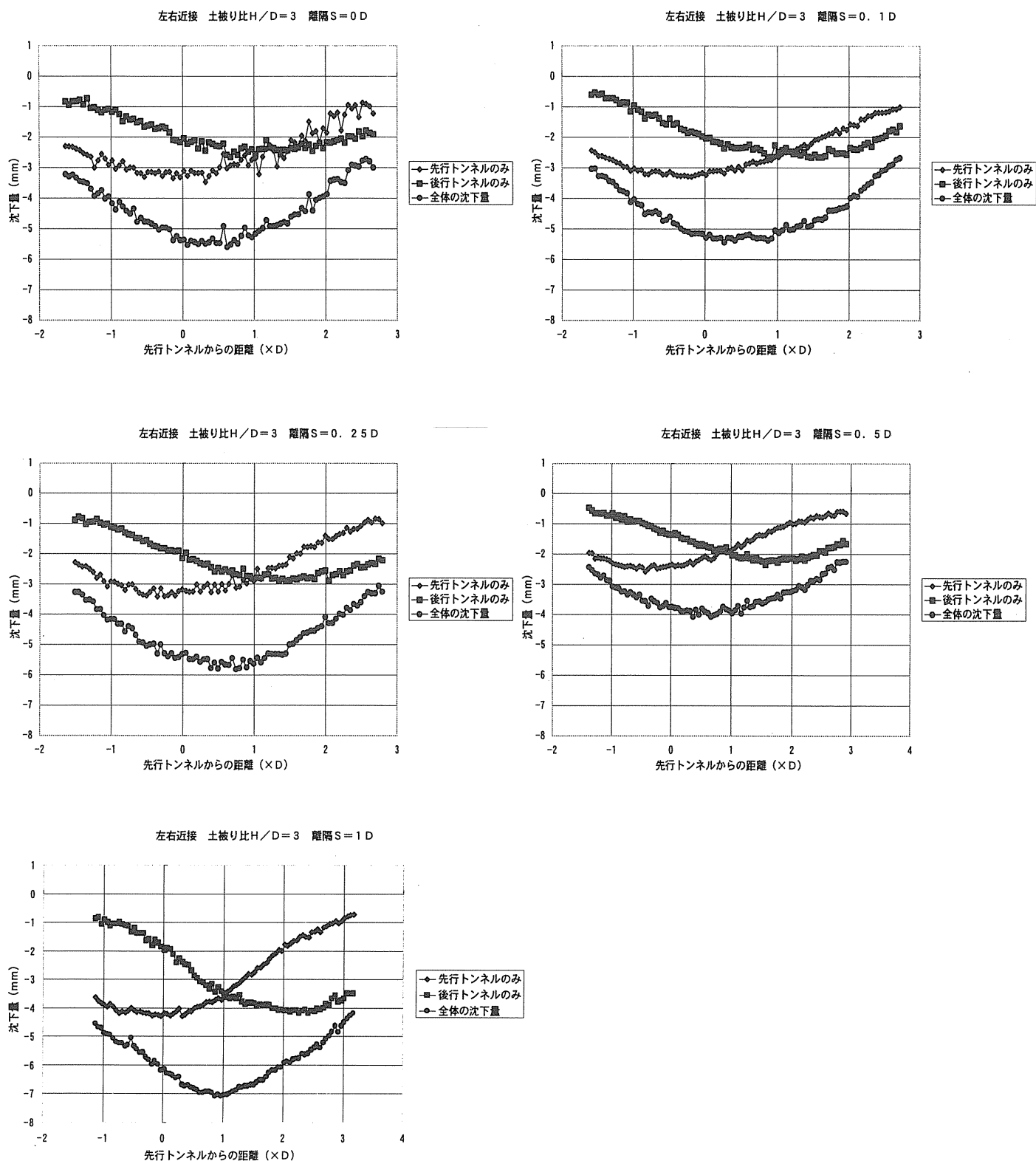


図-3.17 (3) 各トンネル毎および最終段階における地表面沈下 (土被り比 $H/D=3$)

3. 3 上下近接実験結果

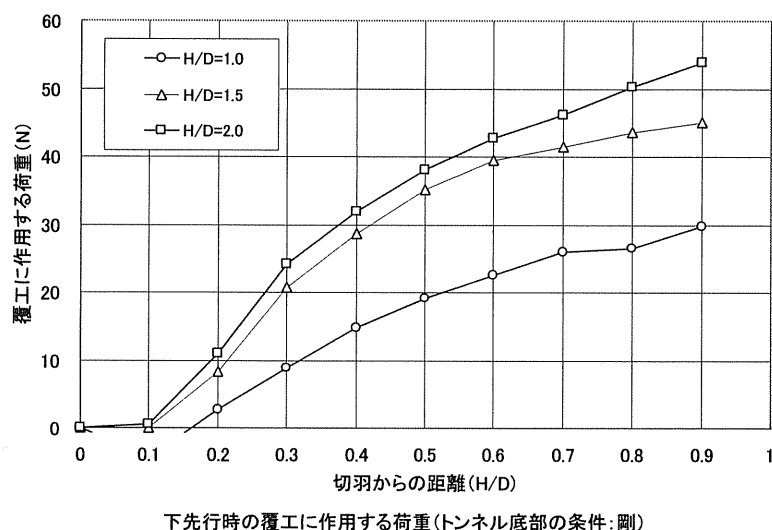
(1) 先行トンネル掘削時の先行トンネルに作用する荷重

1) 下部トンネル先行の場合

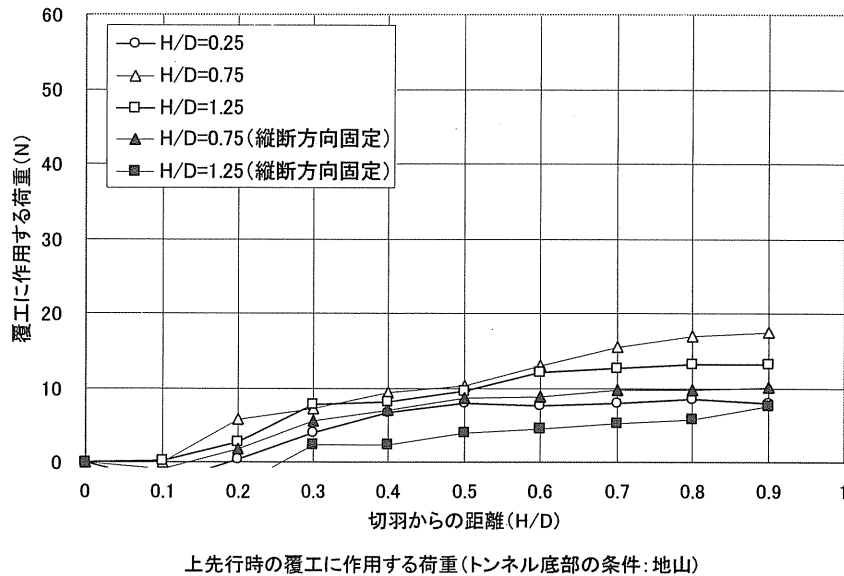
図－3.18に下部トンネル先行時の切羽進行に伴う先行トンネルに作用する荷重(平均値)の変化を示す。なお、土被り比 H/D は、先行(下部)トンネルの土被りで整理した。図より、覆工にかかる荷重は各条件とも覆工を建て込み後、徐々に増加する傾向がある。増加が収束するまでの距離は、土被り比 H/D が2までは切羽からの距離が約1D付近までにほぼ収束する傾向が認められる。また、土被りの増加の割合に対する荷重の増加の割合は土被り比が大きくなるに伴って小さくなっていることが分かる。

2) 上部トンネル先行の場合

図－3.19に上部トンネル先行時の切羽進行に伴う先行トンネルに作用する荷重(平均値)の変化を示す。なお、土被り比 H/D は、先行(上部)トンネルの土被りで整理した。図より、下部トンネル先行時と比較して非常に小さな荷重となっていることが分かる。これは、下部トンネル先行時のトンネル底部が土槽底部の鋼板であるため、トンネルの沈下を許さない条件であるのに対して、上部トンネル先行時はトンネル底部も地山となっており、トンネル脚部の沈下をある程度許す条件となっているためである。



図－3.18 切羽進行に伴う先行トンネル荷重の変化(下部トンネル先行の場合)

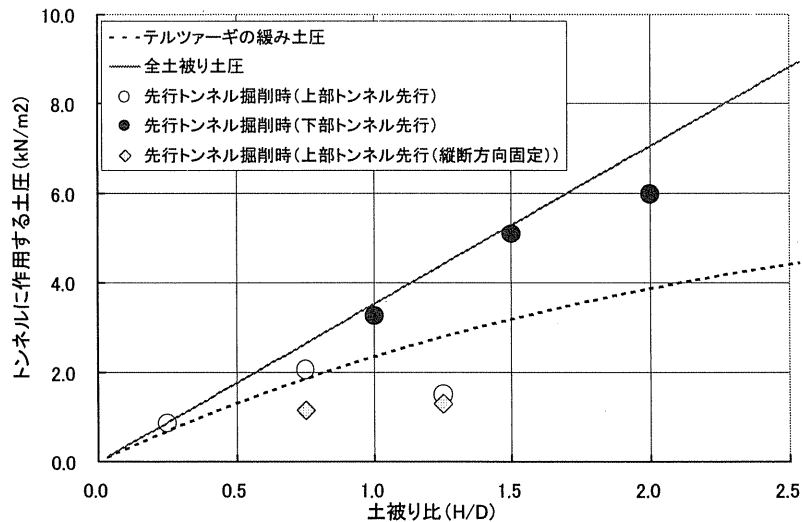


図－3. 1 9 切羽進行に伴う先行トンネル荷重の変化（上部トンネル先行の場合）

3) 収束後のトンネル荷重

図－3. 2 0 にほぼ収束したと考えられる最終のトンネル荷重として切羽からの距離 0. 9 D の荷重について全土被り土圧、テルツァーギの緩み土圧と比較を行った。なお、土被り比 H/D は、先行トンネルの土被りで整理した。テルツァーギの緩み土圧は式 (3. 1)、式 (3. 2) に示したテルツァーギの緩み土圧の算定式により求めた。算定する際に用いた値は、地山材料に対する土質結果に基づき単位体積重量 $\gamma = 11.76 \text{ kN/m}^3$ 、粘着力 $c = 0.49 \text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 33.6^\circ$ を用いた。静止土圧係数 K_0 は $K_0 = 1 - \sin \phi$ によって求めた 0.45 を用いた。図より、下部トンネル先行の場合には、土被り比 H/D が 1 の比較的土被りが薄い場合は、概ね全土被り土圧が作用するが、土被り比 H/D が 2 以上の場合は、全土被り土圧は作用せず、テルツァーギの緩み土圧に近づく傾向があることが分かる。一方、上部トンネル先行の場合は、土被り比 $H/D = 0.25$ の場合はほぼ全土被り土圧となっているが、 $H/D = 0.75$ および 1.25 は概ねテルツァーギの緩み土圧程度もしくはそれ以下になっていることが分かる。

先行トンネル掘削時のトンネルに作用する荷重が下部トンネル先行時および上部トンネル先行時で異なった傾向を示したが、これは、前述したように下部トンネルの底盤部が鋼板でトンネル脚部の沈下を許さない条件であるのに対し、上部トンネルの下端部は地山が存在して、トンネル脚部の沈下を許す条件となっているため、トンネル掘削時にトンネル脚部が沈下し、トンネルに作用する荷重が小さくなったため考えられる。

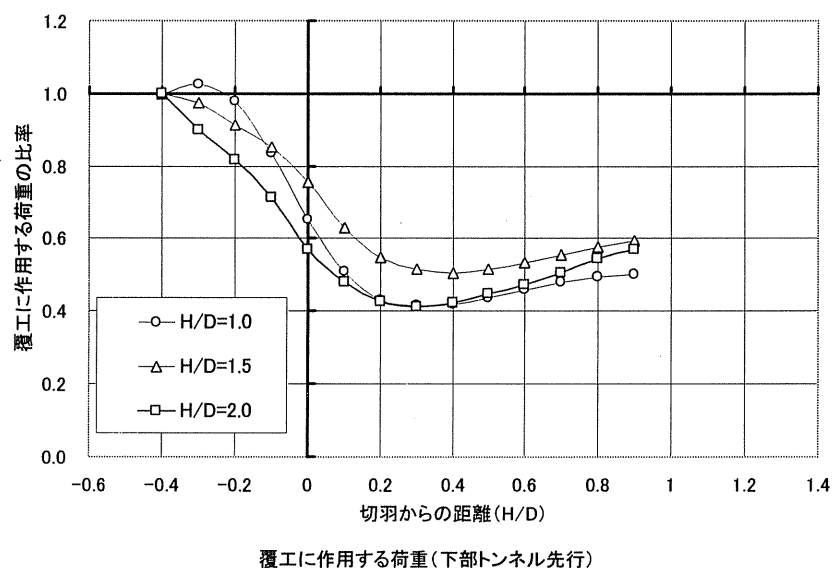


図－3. 2 0 先行トンネル掘削時のトンネル荷重の変化（収束時）

（２） 後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの荷重の変化

1) 下部トンネル先行の場合

図－3. 2 1 に下部トンネル先行の場合の後行トンネル掘削前後の先行トンネルの荷重の変化を示す。図中の土被り比 H/D は先行トンネルの土被り比を示す。図より、後行トンネル掘削が先行トンネルの作用荷重に及ぼす影響は、先行トンネルの上部にトンネルを掘削した場合は、後行トンネルの掘削によって大きく減少し、先行トンネル掘削時の作用 5～6 割程度となっていることが分かる。この現象は、上部のトンネルを掘削することによって掘削地山分の上載荷重が除荷されることによるものと考えられる。

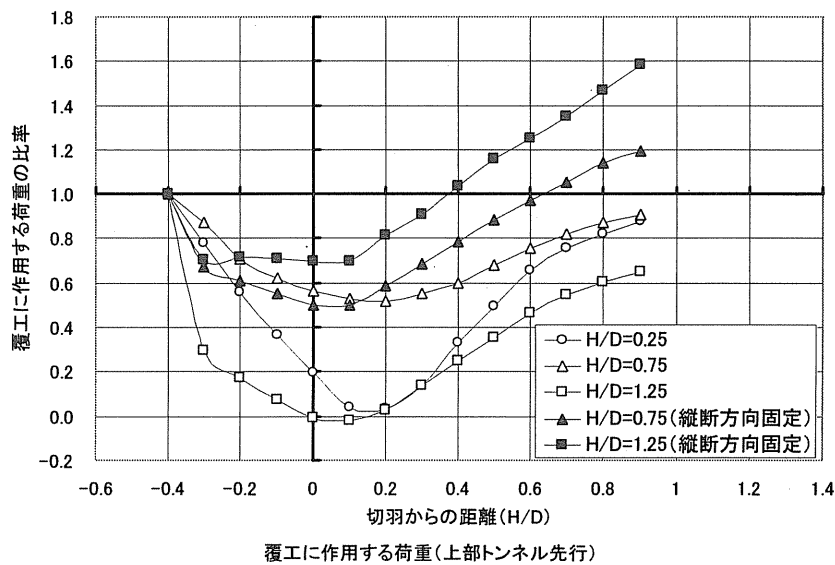


図－3. 2 1 後行トンネル掘削前後の先行トンネルの荷重の変化（下部トンネル先行の場合）

2) 上部トンネル先行の場合

図－3.22に上部トンネル先行の場合の後行トンネル掘削前後の先行トンネルの荷重の変化を示す。先行トンネル下部にトンネルを掘削した場合は、下部トンネルの掘削により上部トンネルの作用荷重が減少し始め、切羽通過後0.1Dから0.2Dで最小となった後、通過後0.9D付近まで上昇し、最終的には先行トンネルの作用荷重の9割から7割程度となることが分かる。

なお、上部トンネルを縦断方向に固定した場合は、下部トンネル掘削により生じる作用荷重の減少率は小さく、切羽通過後の最終的に先行トンネルに作用する荷重は先行トンネル掘削時の1.2から1.6倍程度まで上昇することが分かる。上部トンネルの縦断方向の固定の有無によって、トンネルの作用荷重の変動が異なるのは、上部トンネルを縦断方向に固定しない場合は、下部トンネルの掘削に伴ってそれぞれの覆工が単独で沈下するのに対して、上部トンネルを縦断方向に固定することによって下部トンネル掘削による沈下抑制効果がさらに大きくなり、上部トンネルの沈下量も小さくなり上部トンネルに作用する荷重が増加したものと考えられる。



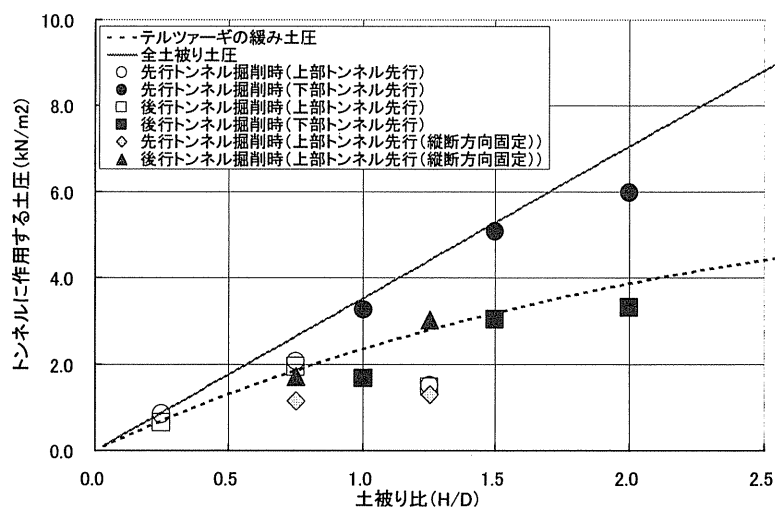
図－3.22 後行トンネル掘削前後の先行トンネルの荷重の変化（上部トンネル先行の場合）

3) 後行トンネル掘削前後の収束後の荷重の変化

図－3.23に後行トンネル掘削前後の収束後の荷重の変化を示す。

図より、上部トンネル先行の場合は、土被り比 $H/D=0.25$ と小さい場合は、全土被り土圧が作用する。上部トンネルを縦断方向に固定した場合の土被り比 $H/D=0.75$ および 1.25 は、先行トンネル掘削時よりも増加して最終的にはテルツァーギの緩み土圧程度となる。縦断方向に固定しない場合は、後行トンネルの掘削に伴って土圧が若干低下するものの、大きな変化はない。

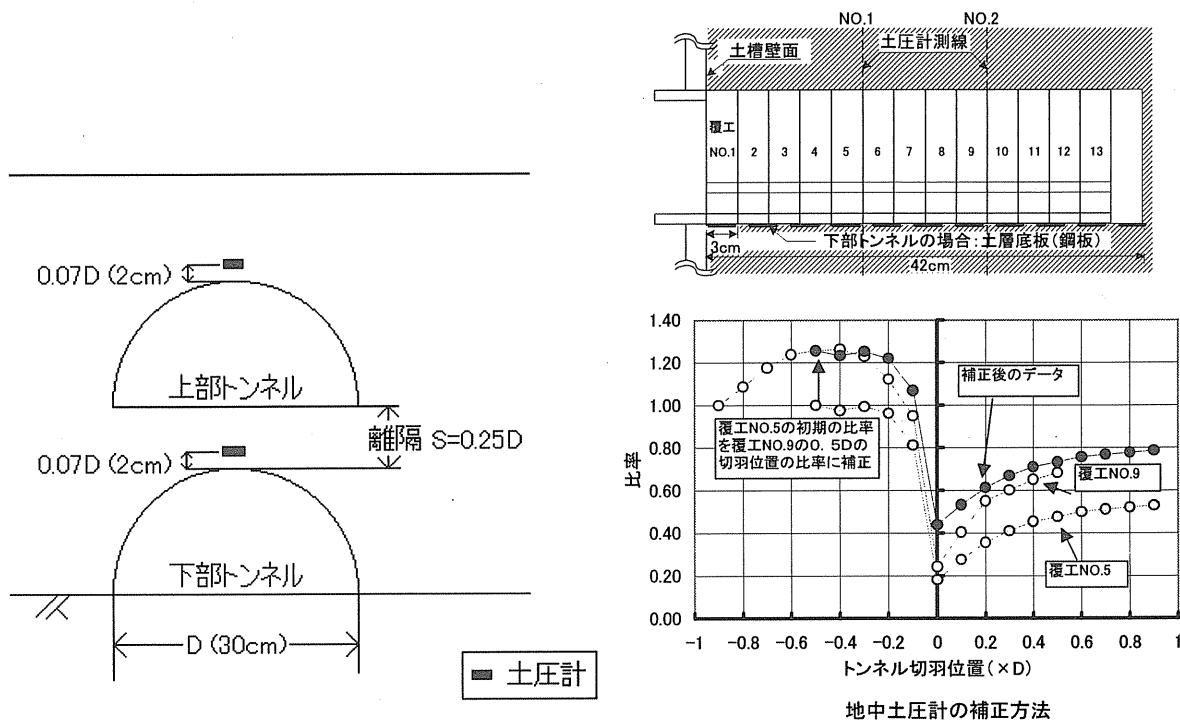
下部トンネル先行の場合は、ほぼ全土被り土圧程度作用していた荷重が大きく減少し、概ねテルツァーギの緩み土圧程度に減少した。



図－3.23 後行トンネル掘削前後の収束後の荷重の変化

(3) トンネル掘削時のトンネル周辺地中土圧の変化

トンネル掘削時のトンネル周辺土圧の変化を地中土圧計により測定した。計測位置は、トンネル縦断方向の2ヶ所（覆工 NO. 5, 覆工 NO. 9）に図－3. 2 4に示すように下部トンネルの天端上 2cm、上部トンネルの天端上 2cm の位置に設置した。地中土圧計の整理にあたっては、絶対値のばらつき等があるため、比率で整理した。具体的には、先行トンネル掘削時、後行トンネル掘削のそれぞれについて先行トンネル掘削前および後行トンネル掘削前の土圧値を基準に、各トンネルの切羽の進行との関係で整理した。なお、トンネル切羽の進行で整理するにあたっては、図－3. 2 4に示すように覆工 NO. 5 付近に設置した地中土圧計の初期の比率が 0. 5D の切羽位置で覆工 NO. 9 付近に設置した地中土圧計の比率と等しくなるように補正をした。



図－3. 2 4 地中土圧計の設置位置

1) 下部トンネル天端上 2cm における地中土圧

下部トンネル天端上 2cm における地中土圧の変化を図—3.25 (1)～図—3.25 (2) に示す。なお、土被り比は、下部トンネルの土被りで整理した。

①先行トンネル掘削時

上部トンネル先行の場合は、先行トンネルの進行に伴って切羽手前から減少する傾向にある。土圧が減少する位置は、土被り比 H/D によって異なり、土被り比 $H/D=1$ で切羽手前 $0.2D$ 、土被り比 $H/D=2$ で切羽手前 $0.5D$ 、土被り比 $H/D=3$ で切羽手前 $0.8D$ 程度となっており、土被りが大きいほど早い段階から変化している。切羽通過後の土圧は、再度上昇することなく、ある一定した値となる。

下部トンネル先行の場合は、これまで左右近接で示した土圧の変化と同様に先行トンネルの進行に伴って、土圧は徐々に減少し、トンネル切羽が通過後トンネル覆工模型の建て込みにより再び増加する傾向にある。トンネル切羽位置が切羽手前約 $0.5D$ 程度から急激に土圧の減少が始まることが分かる。なお、土被りによる顕著な差は見受けられない。

②後行トンネル掘削時

後行トンネルの掘削による土圧は、ほとんどの条件で掘削の進行とともに切羽手前で一旦増加し、その後の土圧の変化は、下部トンネル先行の場合には下がる傾向に、上部トンネル先行の場合には切羽通過後急激な減少した後には上がる傾向がある。

2) 上部トンネル天端上 2cm における地中土圧

上部トンネル天端上 2cm における地中土圧の変化を図—3.26 (1)～図—3.26 (2) に示す。なお、土被り比は、下部トンネルの土被りで整理した。

①先行トンネル掘削時

土圧計の位置が地表面近くにあり土被りが小さいため、土圧計に作用する値が小さく、かなりばらついた結果となっている。土被り比 $H/D=2$ の場合でみると、先行トンネル掘削では、上部トンネル先行の場合に、切羽の進行に伴い急激に減少し、初期土圧の約 1 割程度となった後、再び増加している。また、下部トンネル先行の場合の土圧は、上部トンネルと同様な変化であるが、土圧計の位置とトンネルとの位置が若干離れていることから上部トンネル先行に比べて変化が少ない。

②後行トンネル掘削時

土圧計の位置が比較的上部にあり土被りが小さいため、土圧計に作用する値が小さく、かなりばらついたデータとなっている。後行トンネルの掘削による土圧は、下部トンネル先行の場合には切羽手前で一旦上昇し、切羽通過前後で急激に減少から上昇に転じる傾向にある。上部トンネル先行の場合には、土被り比が小さい $H/D=1.0$ では切羽手前から減少するのに対して、土被り比 $H/D=1.5$ 以上の場合は切羽通過前から増加増加している。また、上部トンネルの縦断方向を固定した場合は、一部のデータを除いてあまり変化していないことがわかる。

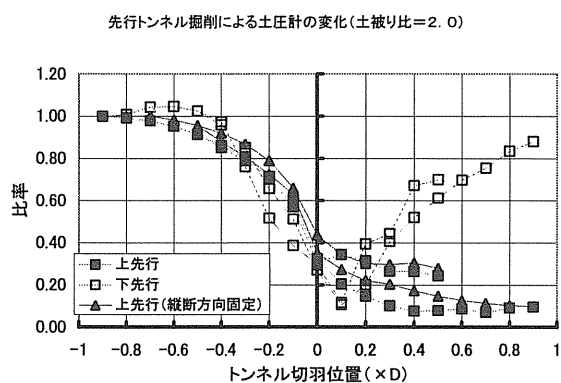
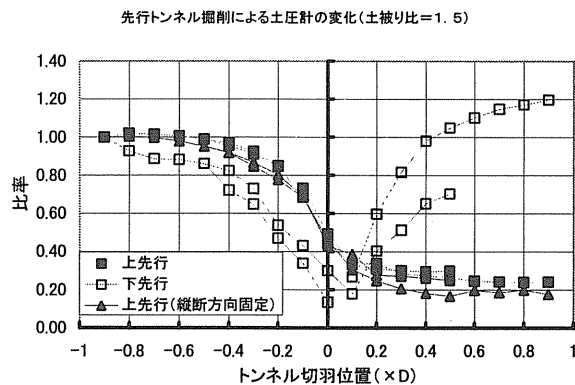
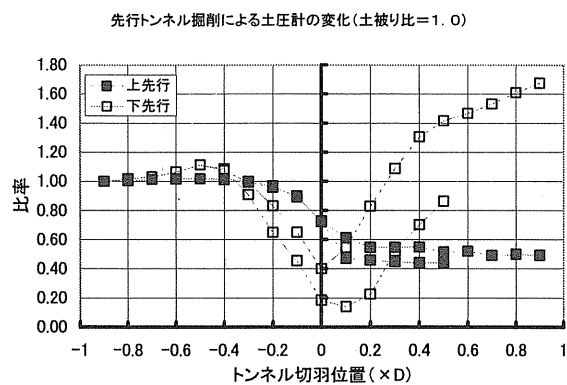


図-3.25 (1) 先行トンネル掘削時 (下部トンネル天端上 2cm)

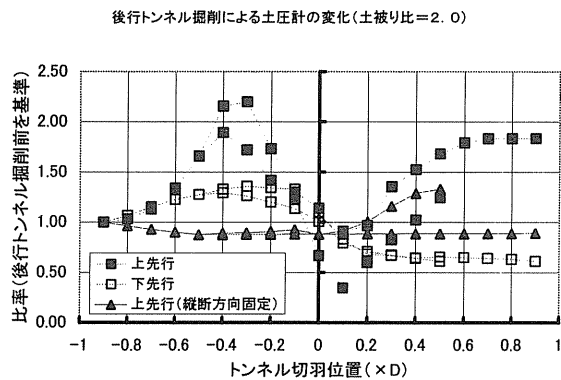
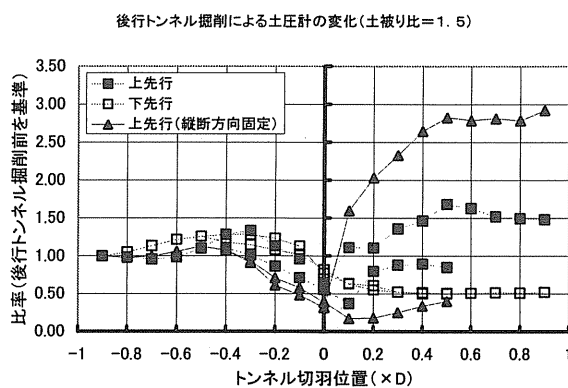
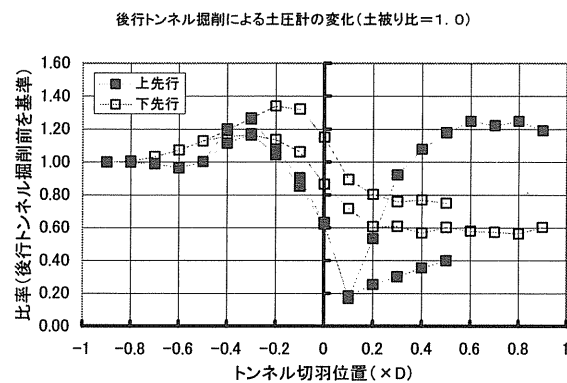


図-3.25 (2) 後行トンネル掘削時 (下部トンネル天端上 2cm)

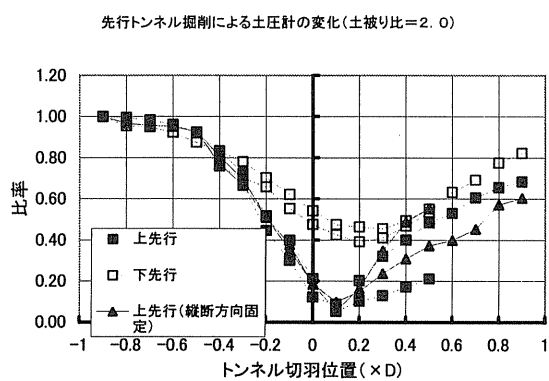
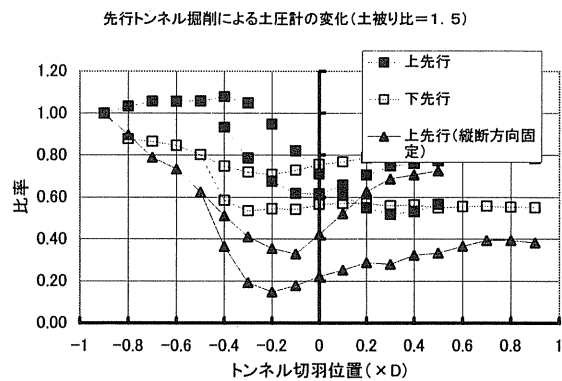
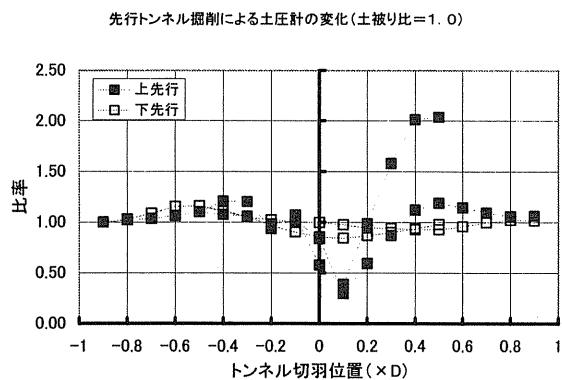


図-3.26 (1) 先行トンネル掘削時(上部トンネル天端上2cm)

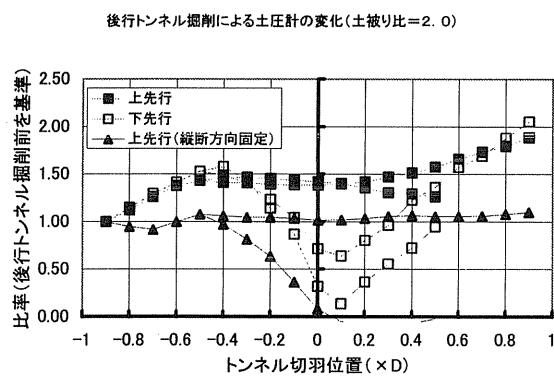
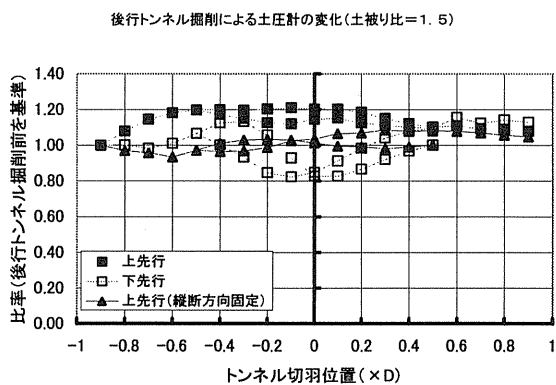
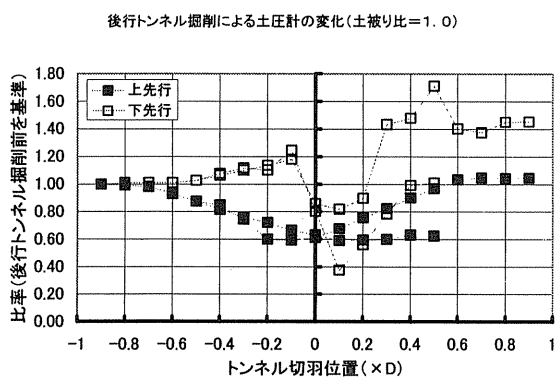


図-3.26 (2) 後行トンネル掘削時(上部トンネル天端上2cm)

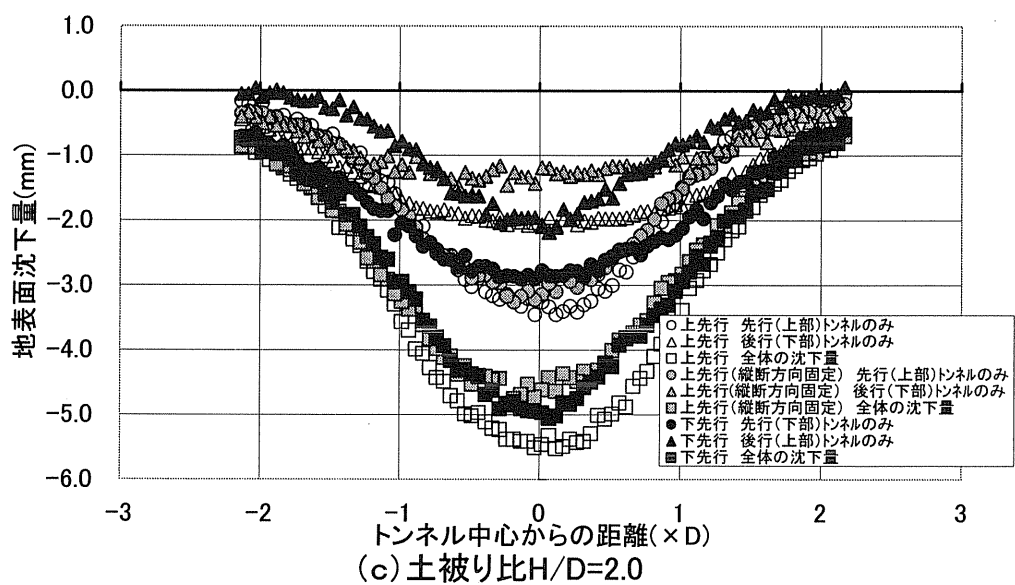
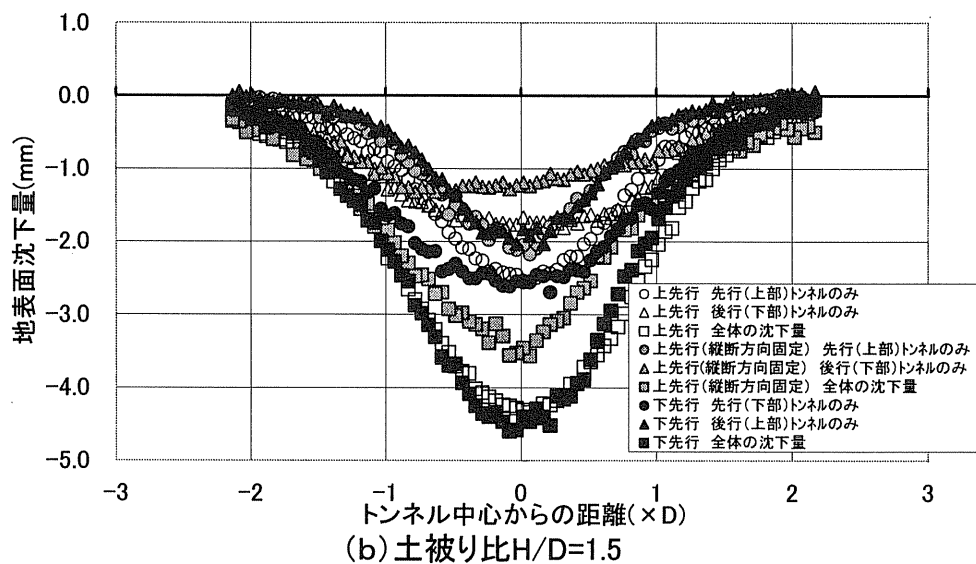
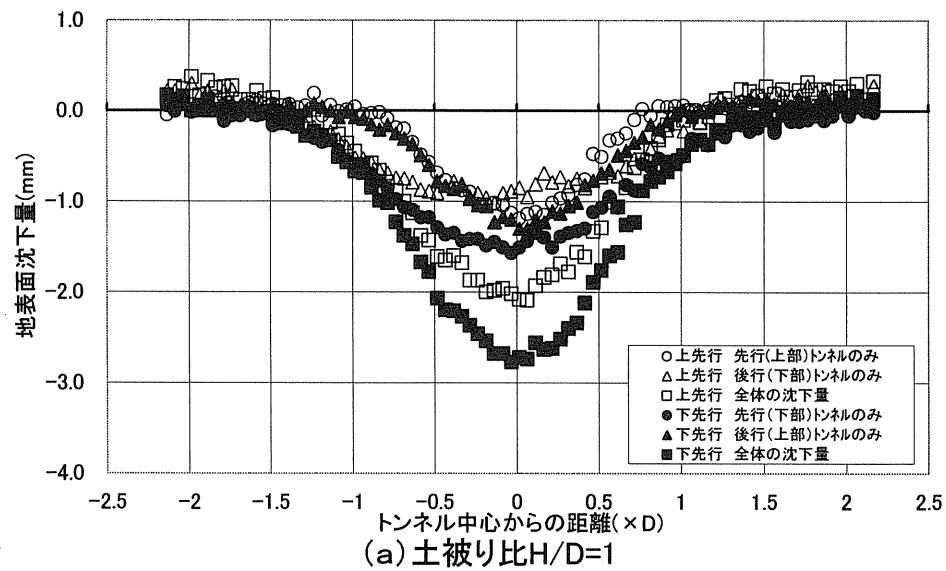
(4) トンネル掘削時の地表面沈下

図-3.27に覆工 N0.5 (土槽壁面より 15cm) の位置で計測した土被り比 H/D が1、1.5、2の各トンネル掘削後の地表面沈下線を示す。

図より、 H/D が1の場合は先行トンネルの下部にトンネルを掘削した場合(上先行の場合)の最終的な地表面沈下は、先行トンネルの上部にトンネルを掘削した場合(下先行の場合)よりも小さいことが分かる。これは、トンネルの剛性が地山に比べると大きいために先行トンネルの下部にトンネルを掘削した場合には先行トンネルが一種の地盤改良効果として地表面沈下抑制効果を発揮するためと考えられる。個別のトンネルを掘削した時の最大地表面沈下を見ると、上部トンネルを掘削した場合に上先行・下先行時にそれぞれ約1.1mm、約1.3mmが生じ、下部トンネルを掘削した場合に上先行・下先行時にそれぞれ約1mm、約1.5mmの沈下が生じ、特に下部トンネルを掘削する際に上先行時が下先行時に比べて約0.5mm小さくなっており、先行トンネルの地表面沈下抑制効果が現れていることが分かる。

土被り比 H/D が1.5、2の場合の最終的な地表面沈下は、上部トンネルの覆工を縦断方向に固定しない場合は、先行トンネルの位置によって大きな違いが認められない。しかし、各条件において個別のトンネルを掘削した時の地表面沈下で見た場合、土被り比 H/D が1.5の場合には、下部トンネルを掘削した場合に上先行・下先行時にそれぞれ約1.8mm、約2.6mmの沈下が生じ、土被り比 H/D が2の場合には、下部トンネルを掘削した場合に上先行・下先行時にそれぞれ約2mm、約3mmの沈下が発生しており、上先行時における先行トンネルの地表面沈下抑制効果が現れていることが分かる。一方、上部トンネルを掘削した場合に発生する沈下量は、土被り比 H/D が1.5の場合で上先行・下先行時にそれぞれ約2.5mm、約2mm、土被り比 H/D が2の場合で上先行・下先行時にそれぞれ約3.5mm、約2mmとなり、下先行時が上先行時に比べて非常に小さくなっているため、全体の沈下量に上先行・下先行の差が現れない結果となったことが分かる。一般的な現象として、先行トンネルの掘削によってトンネル周辺地山が乱されるため、上部トンネル掘削時の沈下量は下先行時が大きくなるものと考えられるが、本結果においては、上述したように逆の現象が現れている。この原因としては、土被り比 H/D が大きい場合にはトンネル上部に地山アーチが形成されて、上部トンネルがアーチの下に掘削されたことや、本実験で用いた試料は密度が低いためにトンネル掘削によってトンネル上部の地山が応力再配分等により締め固められて地山強度が増加したことなどが考えられるが、詳細については今後の検討を要する。

なお、先行トンネルの沈下抑制効果については、土被り比 H/D が1.5および2で実施した上部トンネルの覆工を縦断方向に固定した場合の下部トンネル掘削による沈下量を見ても、縦断方向に固定しない場合と固定した場合では、土被り比 H/D が1.5で約1.8mmが約1.3mmに、 H/D が2で約2mmが約1.4mmに減少しており、先行トンネルの地表面沈下抑制効果が現れていることが分かる。このことは、上部トンネル覆工間を縦断方向に固定し、トンネルの縦断方向の剛性を高めることで、より高い地表面抑制効果が期待できるものと考えられる。



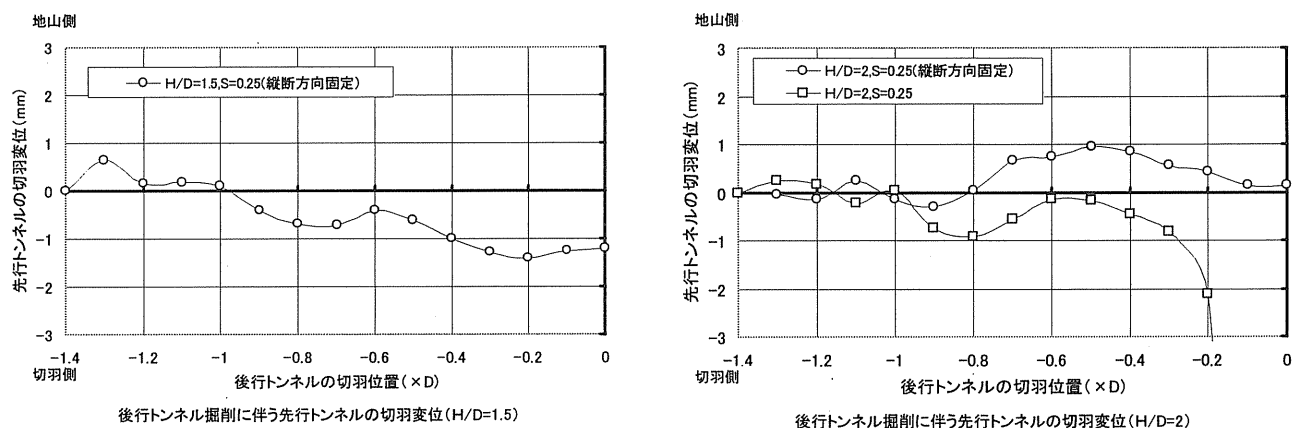
図—3.27 トンネル掘削後の地表面沈下

(5) 後行トンネル掘削時の先行トンネルの挙動

後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの切羽変位、トンネルの底部沈下および天端沈下の測定を行った。各変位および沈下は、先行トンネル内に設置した非接触型のレーザ変位計で測定を行った。なお、計測を行ったケースは一部の上部トンネル先行の条件で土被り比 H/D 1.5 および2 のケースとした。また、上部トンネル掘削後、トンネル覆工間で鉛直・水平方向にずれが生じないようにトンネル縦断方向を拘束した条件の場合も測定を実施した。

1) 切羽変位

上部トンネル先行時における後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの切羽変位の測定結果を図－3.28に示す。図より、後行トンネルの進行に伴い先行トンネルの切羽がトンネル側（手前）に徐々に押し出されていることが分かるが、データのばらつきが大きく、土被りによる差は不明である。土被り比 H/D 2の拘束なしの条件では、切羽手前0.2D付近から急激に切羽側へ変位し0.1D付近で切羽が一部崩壊した結果となった。したがって、土被りおよびトンネル周辺地盤条件によっては上下に近接した条件で、先行トンネルの下部にトンネルを掘削する場合には上部トンネルの切羽が不安定となる場合があると考えられる。



図－3.28 後行トンネル掘削に伴う先行トンネル切羽変位（上部トンネル先行）

2) 底部沈下

上部トンネル先行時における後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの底部沈下の測定結果を図-3.29に示す。図より、上部トンネルを拘束した場合は、下部トンネルを掘削することにより切羽通過後は隆起しているのに対し、拘束しない場合は上部トンネルが下部トンネル側へ沈下する結果となっている。

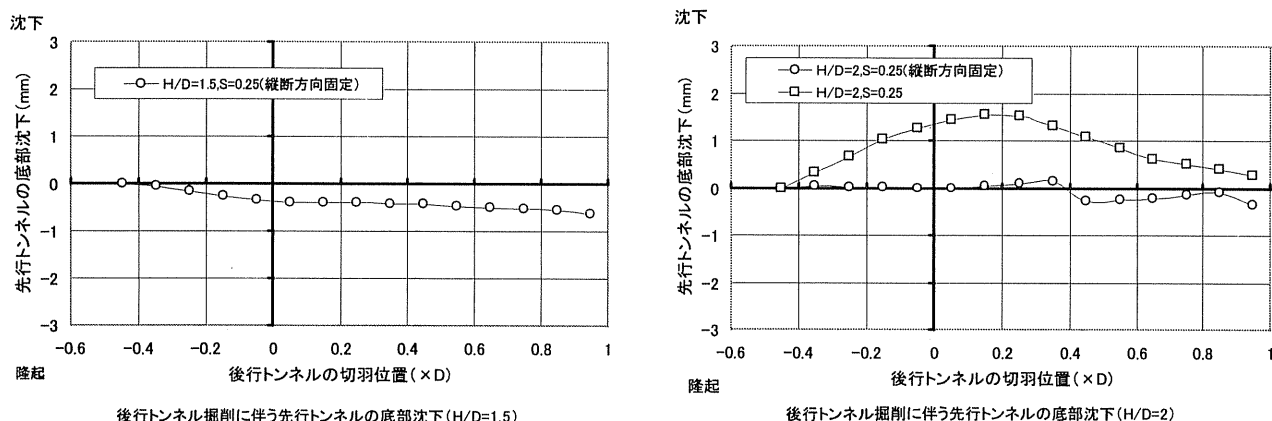


図-3.29 後行トンネル掘削に伴う先行トンネル底部沈下

3) 天端沈下

上部トンネル先行時における後行トンネル掘削に伴う先行トンネルの天端沈下の測定結果を図-3.30に示す。図より、上部トンネルを拘束している条件ではほとんど沈下していないのに対して、拘束しない条件では切羽進行に伴って切羽手前から徐々に天端が沈下していることが分かる。これは、先に示した底部沈下の結果と併せて考えるとトンネル全体がとも下がりしているものと考えることができる。

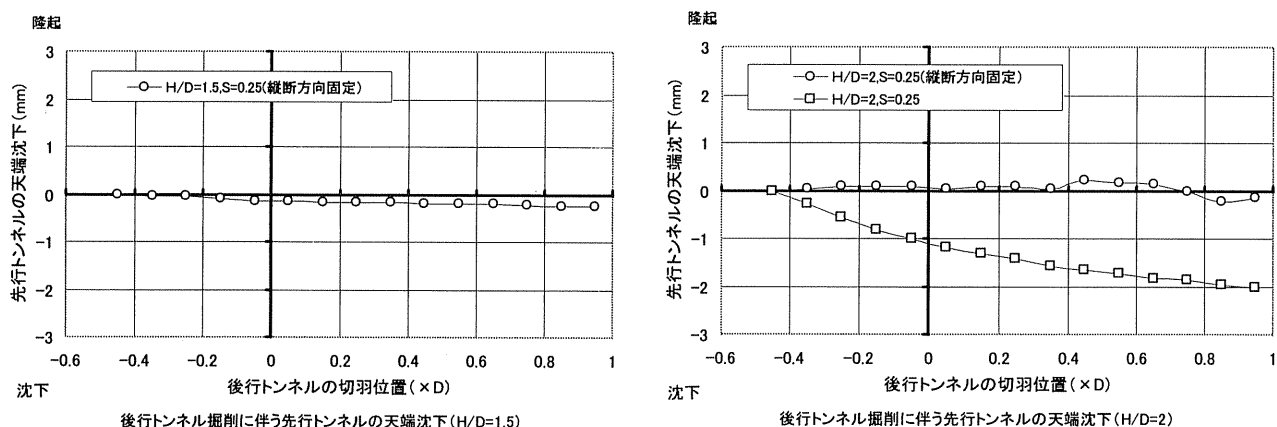
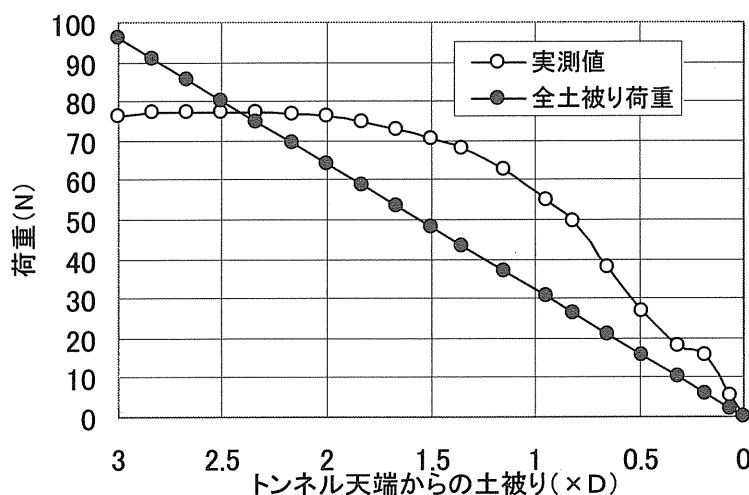


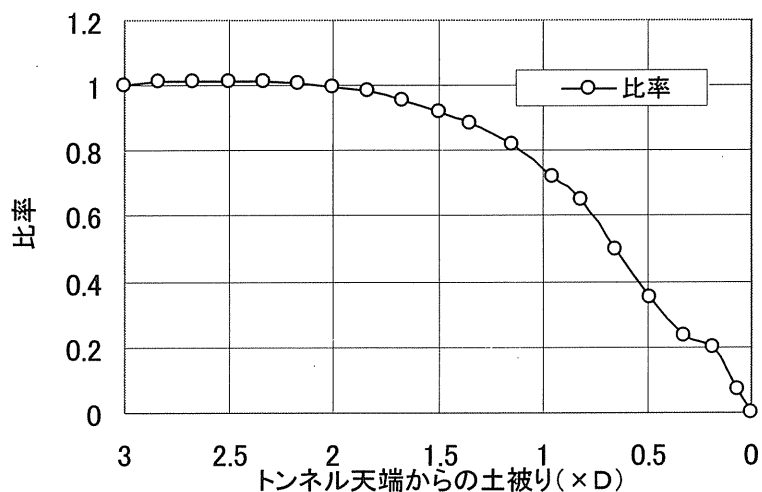
図-3.30 後行トンネル掘削に伴う先行トンネル天端沈下

3. 4 トンネル上部の地山除荷による影響

トンネル上部の地山除去による影響を把握するために、土被り比 H/D が3の条件において、1本のトンネルを掘削後、地表部分から徐々に地山除去作業を行った。図—3. 3 1、3. 3 2に地山除去時のトンネル荷重の結果を示す。トンネル掘削後の荷重は、全土被りの約8割ほどの約80N程度作用しており、上部の地山を徐々に除荷すると、概ね土被り比 H/D が2程度付近まではほとんど変化が現れないが、それ以下の土被り比になると徐々にトンネルに作用する荷重が小さくなることから分かる。これは、土被り比が2程度と比較的大きい場合には、地山のアーチ作用によりトンネルに作用する荷重が変化しないが土被り比が概ね2より小さくなると地山のアーチ作用がなくなって、トンネル荷重が変化すると考えられる。また、除荷時のトンネル荷重は、荷重が低下する土被り比2程度までは初期の荷重が、土被り比2以下においても全土被りに応じた全土被り荷重に比較して大きく、土被り比2で約1.5倍、土被り比1で約1.8倍程度の値になっていることが分かる。以上より、土被り比2程度までの上部地山の除去に対しては、トンネル荷重の変化は生じないが、それ以上の地山除荷を行うと、トンネルに作用する荷重が変化するものと考えられる。



図—3. 3 1 トンネル上部地山除去時のトンネル荷重（実測値）



図—3. 3 2 トンネル上部地山除去時のトンネル荷重（比率）

3. 4 まとめ

近接施工時下における地盤変状および既設トンネルへの影響を把握するための左右近接トンネルの3次元掘削模型実験により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 左右近接トンネルにおいて、後行トンネルを掘削することで先行（既設）トンネルの作用荷重は増加する。離隔 $S=0D$ 、 $0.1D$ では後行トンネルの切羽通過時に一旦減少した後に増加する傾向を示す。
- (2) 左右近接トンネルにおいて、土被り比 $H/D=1$ の場合は、後行トンネル掘削に伴って先行（既設）トンネルには全土被り土圧以上の荷重が作用する場合があります、土被り比 $H/D=2$ の場合は、当初緩み土圧程度であった荷重が、全土被り土圧程度まで増加する。
- (3) 上下近接トンネルにおいて、後行トンネル掘削が先行トンネルの作用荷重に及ぼす影響は、先行トンネルの上部にトンネルを掘削した場合は、ほぼ全土被り近く作用していたトンネル荷重が、後行トンネルの掘削によって大きく減少する。一方、先行トンネル下部にトンネルを掘削した場合の最終的な先行トンネルの作用荷重は若干減少するが大きい変化はない。
- (4) 上下近接トンネルにおいては、上部トンネルを先行した場合は上部トンネルに下部トンネル掘削時に発生する沈下量を抑制する効果が期待できる。
- (5) トンネル上部の地山除荷による影響は、概ね土被り比2程度までの上部地山の除去に対しては、トンネル荷重の変化は生じないが、それ以上の地山除荷を行うと地山アーチが形成されなくなりトンネルに作用する荷重が変化するものと考えられる。

4. 結論

本研究は、土被りが比較的浅い都市部周辺の地山強度の比較的低い砂質地山を対象として、(1) 都市トンネル施工時の補助工法としてよく用いられる先受工に対して先受工の種類・設置範囲・長さの違いが地盤変状抑制効果に及ぼす影響の把握、(2) 左右近接および上下近接条件下におけるトンネルの作用荷重および周辺地盤への影響の把握を目的として3次元の掘削模型実験を実施した。

その結果、先受工の地盤変状抑制効果、切羽安定性に関しては以下のことが明らかとなった。

- (1) 先受工のある場合は、先受工のない場合に比べて地盤変状抑制効果があることが分かった。また、切羽前方に対する地盤変状抑制効果も認められた。特に、横断方向に連続的な先受工となるシェルタイプの場合が丸棒タイプ先受工に比べて、地盤変状抑制効果が高い。
- (2) シェルタイプの場合先受工では、先受工の範囲が天端 90° 、 120° に比べて天端 180° のほうが地盤変状抑制効果が高い。
- (3) 先受工による切羽前方の地盤変状抑制効果を図るためには、先受残長よりも、横断方向に連続した比較的剛性のある先受工により新たに掘削される区間の緩みを極力防止することが重要である。
- (4) トンネル掘削に伴うトンネル天端付近の鉛直方向土圧は、地盤変状抑制効果が高い先受工を行うことにより切羽前方での土圧の上昇現象がみられず、初期応力に近い状態で推移し、先受工なしに比べて切羽の安定性が高くなる。

また、近接施工時下における地盤変状および既設トンネルへの影響に関しては、以下のことが明らかとなった。

- (1) 左右近接トンネルにおいて、後行トンネルを掘削することで先行（既設）トンネルの作用荷重は増加するが、離隔 $S=0D$ 、 $0.1D$ では後行トンネルの切羽通過時に一旦減少した後に増加する傾向を示す。
- (2) 左右近接トンネルにおいて、土被り比 $H/D=1$ の場合は、後行トンネル掘削に伴って先行（既設）トンネルには全土被り土圧以上の荷重が作用する場合があります、土被り比 $H/D=2$ の場合は、当初緩み土圧程度であった荷重が、全土被り土圧程度まで増加する。
- (3) 上下近接トンネルにおいて、後行トンネル掘削が先行トンネルの作用荷重に及ぼす影響は、先行トンネルの上部にトンネルを掘削した場合は、ほぼ全土被り近く作用していたトンネル荷重が、後行トンネルの掘削によって大きく減少する。一方、先行トンネル下部にトンネルを掘削した場合の最終的な先行トンネルの作用荷重は若干減少するが大きい変化はない。
- (4) 上下近接トンネルにおいては、上部トンネルを先行した場合は上部トンネルに下部トンネル掘削時に発生する沈下量を抑制する効果が期待できる。
- (5) トンネル上部の地山除荷による影響は、概ね土被り比2程度までの上部地山の除去に対しては、トンネル荷重の変化は生じないが、それ以上の地山除荷を行うと地山アーチが形成されなくなりトンネルに作用する荷重が変化するものと考えられる。

