

천단 및 막장면 수평보강에 의한 토사터널 보강효과 - 실험실시험

Reinforcing Effects around Face of Soil-Tunnel by Crown & Face-Reinforcing - Large Scale Model Testing

권 오 엽¹ Kwon, Oh-Yeob

신 중 호² Shin, Jong-Ho

최 용 기³ Choi, Yong-Ki

우 상 백⁴ Woo, Sang-Baik

Abstract

One of the most popular pre-reinforcement methods of tunnel heading in cohesionless soils would be the fore-polling of grouted pipes, known as RPUM (reinforced protective umbrella method) or UAM (umbrella arch method). This technique allows safe excavation even in poor ground conditions by creating longitudinal arch parallel to the tunnel axis as the tunnel advances. Some previous studies on the reinforcing effects have been performed using numerical methods and/or laboratory-based small scale model tests. The complexity of boundary conditions imposes difficulties in representing the tunnelling procedure in laboratory tests and theoretical approaches. Full-scale study to identify reinforcing effects of the tunnel heading has rarely been carried out so far. In this study, a large scale model testing for a tunnel in granular soils was performed. Reinforcing patterns considered are four cases, Non-Reinforced, Crown-Reinforced, Crown & Face-Reinforced, and Face-Reinforced. The behavior of ground and pipes as reinforcing member were fully measured as the surcharge pressure applied. The influences of reinforcing pattern, pipe length, and face reinforcement were investigated in terms of stress and displacement. It is revealed that only the Face-Reinforced has decreased sufficiently both vertical settlement in tunnel heading and horizontal displacement on the face. Vertical stresses along the tunnel axis were concentrated in tunnel heading from the test results, so the heading should be reinforced before tunnel advancing. Most of maximum axial forces and bending moments for Crown-reinforced were measured at 0.75D from the face. Also it should be recommended that the minimum length of the pipe is more than 1.0D for crown reinforcement.

요 지

NATM 터널의 갱구부와 갱내의 연약층 구간에는 굴착 보조공법으로 대부분 강관이나 유리섬유보강(Fiber-glass Reinforced Plastic)관에 의한 그라우팅공법이 적용되고 있다. RPUM이나 UAM으로 알려져 있는 이러한 공법으로 굴착 전 막장면 천단을 선보강하여 굴착 시 주변지반의 안정을 확보할 수 있다. 특히 지반이 연약하여 자립이 어려운 경우 최근에는 막장면 천단 뿐 아니라 막장면 수평보강을 실시하여 터널 및 주변지반의 안정성을 확보하는 추세에 있다. 이러한 막장면 천단 및 수평보강 형태에 따른 보강효과는 현재 일부 수치해석적 방법과 실내 축소모형실험에 의해 연구된 바 있으나, 이러한 연구들은 복잡한 경계조건을 필요로 할 뿐 아니라 실제 터널굴착 및 보강단계를 적절히 모사할 수 없는 단점이 있다. 따라서 본 연구에서는 실제 RPUM시공을 재현하는 실험실 모형실험을 행하였다. 본 실험은 대형 토조를 제작하고 단계별 굴착과 상재하중을 재하하여 사질토지반 내 터널 천단보강 및 막장면 수평보강

1 정희원, 건국대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., School of Dept. of Civil Eng., Konkuk Univ.)

2 정희원, 건국대학교 토목공학과 조교수 (Member, Prof., School of Dept. of Civil Eng., Konkuk Univ., jhshin@konkuk.ac.kr, 교신저자)

3 정희원, 원컨설팅 대표 (Member, Ph.D. President of WIN Consulting)

4 정희원, 지오ENG 대표 (Member, Ph.D. President of GEO Eng.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

형태(무보강, 천단보강, 천단보강+막장면 수평보강, 막장면 수평보강)에 따른 막장면 주변지반 보강효과를 살펴보았다. 실험결과, 막장면 수평보강만으로도 주변지반 침하와 터널 반경방향 변위에 대한 상당한 억제효과를 확인할 수 있었다. 굴진방향과 평행한 종방향의 연직응력 변화를 측정된 결과 막장면 전방 0.5D~1.0D 지반에 응력이 집중되어 막장면 선행보강의 필요성이 입증되었다. 천단보강재인 FRP관의 축력과 휨모멘트를 측정된 결과 대부분이 막장면으로부터 0.75D 위치에서 최대값이 측정되어 천단보강재 최소길이는 1.0D 이상이 되어야 할 것이다.

Keywords : Crown & face-reinforcing, Longitudinal arching, Pre-reinforcement, Reinforcing effect, RPUM

1. 서론

국내 터널공사에 NATM이 본격적으로 도입된 1980년 초 이래 최근까지 NATM은 국내의 터널설계 및 시공법에 있어 대부분을 차지하고 있는 실정이다. 그러나 지층이 연약하거나 저토포 지반 혹은 단층대와 같이 불균질 지반에 터널을 굴착하는 경우, 슛크리트와 록볼트로 보강할지라도 막장면 자립성 저하 및 이에 따르는 터널 주변지반의 과도한 이완확장 등으로 인해 결국 터널붕괴에 이르는 사고사례(Anderson, 1996 ; HSE, 1996 ; Vlasov et al., 2001)가 상당수 보고되고 있다.

따라서 지반조건이 양호하지 않은 경우 막장면을 보강하는 보조공법이 필수적으로 요구되고 있으며, 이러한 보조공법에는 굴착면 천단을 따라 보강하는 포아폴링(fore-poling), 파이프루프(pipe-roof), 강관(steel pipe) 혹은 유리섬유보강관(fiberglass reinforced plastic pipe)을 사용하는 다단그라우팅(UAM, umbrella arch method) 혹은 RPUM, reinforced protective umbrella method) 등을 들 수 있는데 현재 가장 많이 적용되는 공법은 차수와 보강효과를 동시에 얻을 수 있는 RPUM이다.

이러한 RPUM 보강효과에 대해서는 현재까지 수치해석 및 실내모형실험에 의한 연구(Peila, 1994 ; Chambon, 1994 ; Leca, 1990 ; Peila et al., 1996)가 상당수 있으나, 복잡한 경계조건과 실제 터널굴착 및 보강단계를 모사할 수 없는 단점이 있다. 따라서 본 연구에서는 실제 터널굴착 및 보강그라우팅을 모사하는 대형(full scale) 모형실험을 행하였다. 본 실험을 통해 천단보강 및 막장면 수평보강 형태에 따른 막장면 전후방 연직토압과 수평토압 거동 그리고 지반침하량을 측정하였다. 그리고 이를 토대로 막장면 보강형태에 따른 지반 보강효과를 무보강시와 비교·분석하였다.

2. 이론적 배경

터널을 굴착하게 되면 굴착 이전 정역학적인 평형상태로 작용하고 있던 응력, 즉 초기응력(혹은 초기지압, 1차 응력)이 교란되어 2차 응력(혹은 유도응력)으로 변화하게 되며, 동시에 굴착부에서는 변형을 일으키게 된다(Walter, 1990). 이 때 막장면 전후방향(longitudinal direction)과 횡방향(transverse direction)으로 지반의 초기응력 일부가 전이되며, 전이되고 남은 응력이 터널주변에 재분배된다. Fig. 1, Fig. 2에서 보여주는 바와 같이 굴착에 의해 막장면에서는 변형이 발생하나 주변지반은 변형이 발생하지 않을 때, 원지반에 존재하던 토압이 변위가 발생되지 않는 주변지반 쪽으로 전이되는 현상을 아칭현상(arching action)이라 한다(Terzaghi, 1943). 이러한 아칭현상에 의해 굴착에 따른 초기 연직응력이

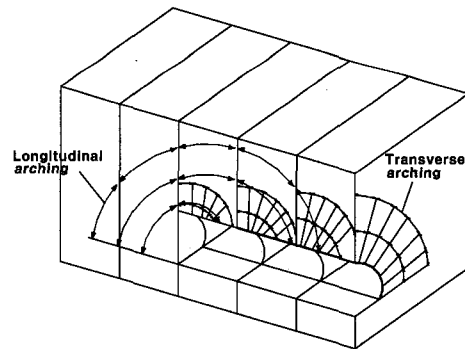


Fig. 1. Arching Effects at the Tunnel Face(Gnielsen, 1989)

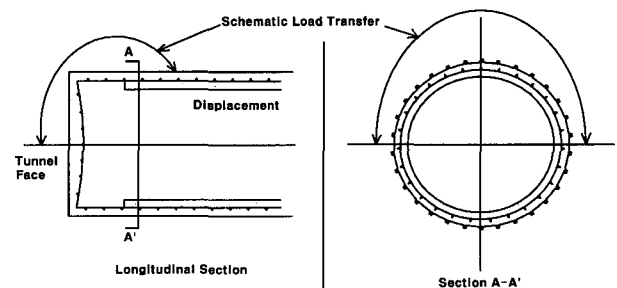


Fig. 2. Load and Displacement at the Tunnel Face (Gnielsen, 1989)

막장면 전후방향과 횡방향으로 전이되는 것을 터널의 종방향 아칭과 횡방향 아칭이라고 한다(Gnielsen, 1989).

아칭현상에 의해 막장면 부근에서 분배되었던 토압은 막장면으로 부터의 거리에 따라 그 크기를 달리하는데, 막장면 주위에는 종방향 및 횡방향 아칭이 동시에 형성되나 막장면 전방은 막장면 코아부로 인해 대부분 종방향 아칭이 형성되며, 막장면에서 후방으로 멀어질 수록 종방향 아칭작용은 점차 사라지게 되어 결국 횡방향 아칭만이 남게된다. 따라서, 막장면 부근에서 발생하는 종방향 아칭현상은 막장면의 안정성과 밀접한 관련이 있다.

또한 지보재가 설치되고 일련의 굴착이 진행됨에 따라, 이전 막장면 위치에서 종방향 아칭에 의해 지지되었던 응력은 이전 막장면 위치에 설치된 지보재에 대한 압력으로 다시 작용하게 된다. 이와 같이 터널의 종방향 아칭현상은 지보재에 가해지는 내압의 작용원리가 되며, 이러한 내압과 내공변위와의 관계식을 지반 반응곡선으로 표현할 수 있다.

3. 실험

3.1 대형 토조

본 실험에서는 실제 터널의 굴진을 모사하기 위해 4.0m(폭) × 3.3m(높이) × 3.6m(연장)의 크기를 가진 3차원 박스형태의 대형 토조를 실외에서 Fig. 3과 같이 제작하였다. 토조의 양 측벽과 후면 및 바닥은 두께 30cm의 콘크리트벽체를 타설하였고, 토조의 전면에는 두께 10mm의 강판(steel plate)을 설치하고 모형터널 직경 1.1m에 해당하는 원형으로 천공하였다. 토조의 상부는 토조 내 지반으로 최대 500ton의 연직하중 재하가 가능

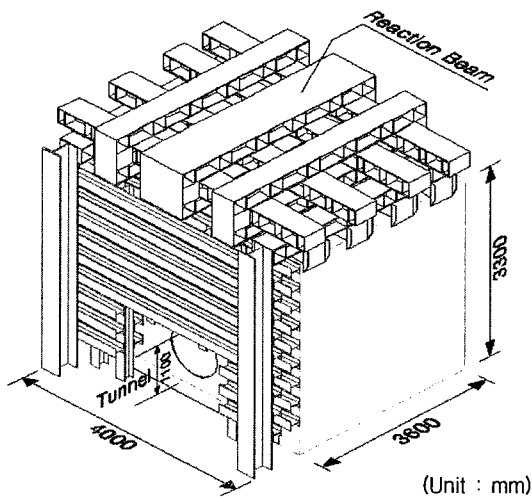


Fig. 3. Schematic Diagram of the Container for the Model Tests

하도록 H형강으로 반력빔을 설치하였으며, 상부 반력빔의 반력을 인발지지하기 위해 토조 주변에 마이크로 파일을 시공하였다. 또한 토조 내 양 측벽과 전후면에는 소성상태의 벤토나이트를 약 5mm로 도포한 후 비닐을 씌워 벽체와 지반 사이의 마찰을 최소화 하도록 하였다.

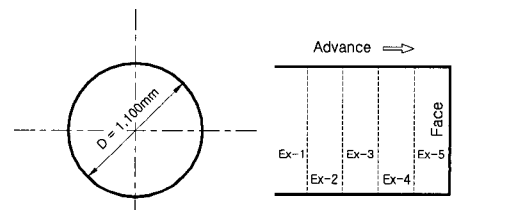
3.2 실험의 종류

본 대형 실험에서는 막장면 보강형태에 따른 보강재 길이를 변수로 하여 막장면 전후의 응력-변형 거동을 측정하고 이를 토대로 최적의 보강방안을 제안하고자 하였다. 실험에 적용된 보강의 종류는 Table 1, Fig. 4와 같이 크게 네 종류로서, 첫째는 막장면에 대한 보강이 없는 무보강(NR)의 경우이며, 둘째는 막장면 천단부를 180°각도로 보강(C)하는 경우, 셋째는 천단과 막장면 수평보강이 동시에 이루어지는 경우(CF), 그리고 막장면 수평보강(F)의 경우로 나누어 모사하였다.

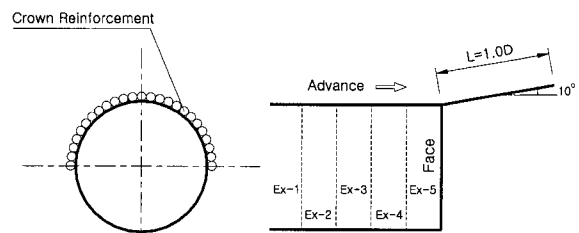
Table 1. The List of the Model Tests

Reinforced Type	Test Notation	Reinforcement					
		Crown Zone	Face Line	Angle		Length	
				Crown	Face	Crown	Face
Non	NR	-	-	-	-	-	-
Crown	C1.0	180°	-	10°	-	1.0D	-
	C1.5	180°	-	10°	-	1.5D	-
Crown + Face	C1.5F0.5	180°	3(ea)	10°	0°	1.5D	0.5D
	C1.5F1.0	180°	3(ea)	10°	0°	1.5D	1.0D
	C1.5F1.5	180°	3(ea)	10°	0°	1.5D	1.5D
Face	F1.0	-	3(ea)	-	0°	-	1.0D
	F1.5	-	3(ea)	-	0°	-	1.5D

(D : Diameter of Tunnel)

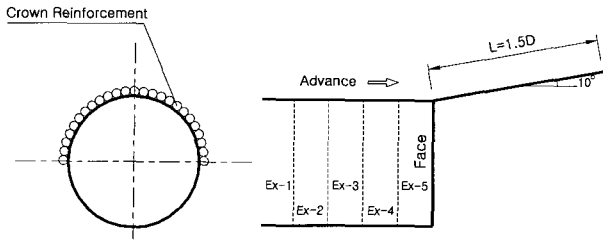


(a) Non-Reinforced (NR)

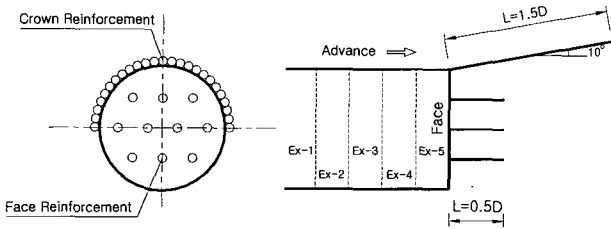


(b) Crown-Reinforced (C1.0)

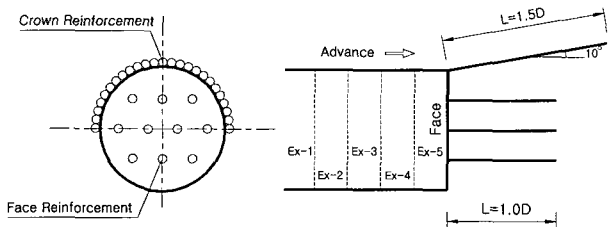
Fig. 4. Schematic Diagram of the Tests



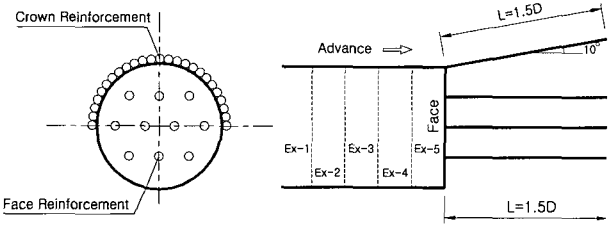
(c) Crown-Reinforced (C1.5)



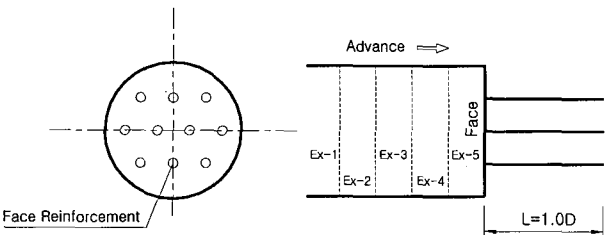
(d) Crown & Face Reinforced (C1.5F0.5)



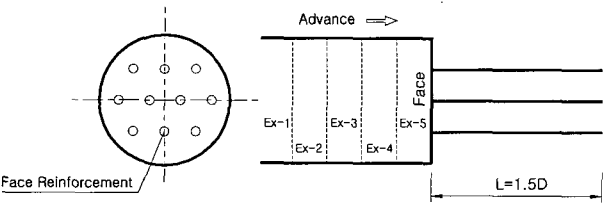
(e) Crown & Face Reinforced (C1.5F1.0)



(f) Crown & Face Reinforced (C1.5F1.5)



(g) Face Reinforced (F1.0)



(h) Face Reinforced (F1.5)

Fig. 4. Schematic Diagram of the Tests (continued)

Table 2. Physical Properties of Testing Material

Unit Weight (γ)	Relative Density (D_r)	Specific Gravity (G_s)	Friction Angle (ϕ)	Cohesion (c)	Soil Classification (USCS)
16.47 (kN/m ³)	56 (%)	2.64	38°	5.9 (kN/m ²)	SP

먼저 천단부의 보강은, 보강재의 설치각도를 10°, 보강영역은 180°인 상태에서 보강재의 길이를 변화시키면서 실험을 행하였다. 막장면 수평보강의 경우 보강재를 막장면 중심에 3열(10개)로 설치하여 보강재의 길이를 변화시켜 실험을 실시하였다. 또한 천단과 막장면 수평보강이 동시에 이루어지는 경우는 천단부 보강재를 1.5D로 하고 막장면 수평보강재 길이를 변화시켰다. 실험에 사용된 천단 및 막장면에 설치된 보강재 길이는 터널 직경(D)을 기준으로 각각 0.5D, 1.0D, 1.5D로 정하였으며 시험조건은 Table 1과 같다.

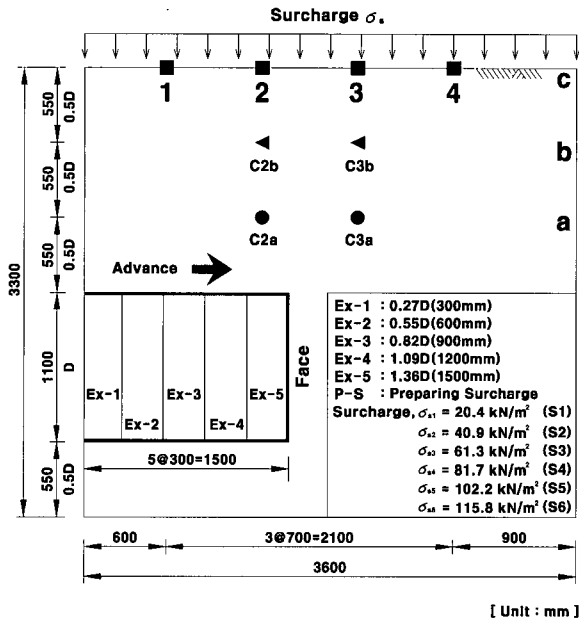
3.3 지반조성

토조 내 지반 조성은 토조 상부의 일정한 높이에서 모래를 낙하시킨 후, 토조 내에서 소형 인력다짐기를 이용하여 균일한 다짐에너지로 층 다짐을 실시하였다. 1회 다짐두께를 30cm로 하여 토조 내 지반조성에 총 11회의 다짐이 이루어졌으며, 일정한 상대밀도를 유지, 확인하기 위해 층 다짐 후에는 피스톤 관에 의한 불교란 시료를 채취하여 단위중량이 허용범위 내에 들도록 하였다. 조성된 모래지반의 특성은 Table 2에 나타낸 바와 같다.

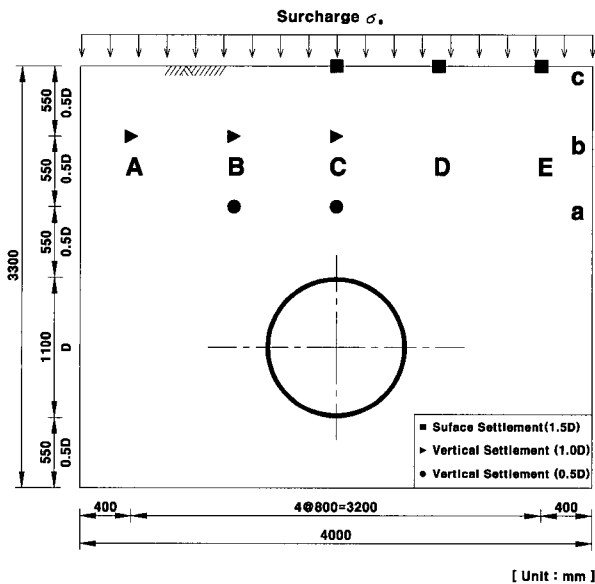
3.4 실험방법 및 절차

본 실험에서는 무보강과 보강조건에 따른 굴착 단계별 주변지반과 막장면의 거동을 분석하기 위해 예정된 위치별로 연직 및 수평방향 응력계를 연직 및 수평방향으로 설치하였으며, 동시에 연직변위 측정을 위해 LVDT를 매설하면서 지반을 조성하였다. 또한 지반으로 굴진하는 터널을 모사하기 위해 일정한 원형단면의 연속적인 굴착이 가능하도록 별도의 인력굴착기를 제작하여 터널을 굴착하였다. 이 때 실제 터널의 1회 굴진장과 굴진장에 따른 단계별 지보재 설치를 모사하기 위해 토조 내 지반조성 후, 굴착기를 통해 매 30cm마다 원형으로 굴진한 후 미리 제작된 원형의 강재링으로 내공면을 폐합시키면서 굴진을 5회 반복하여 최종 굴진장이 1.5m가 되도록 하였다.

최종 굴진장까지 굴착단계에 따른 거동측정이 완료된



(a) Longitudinal Section



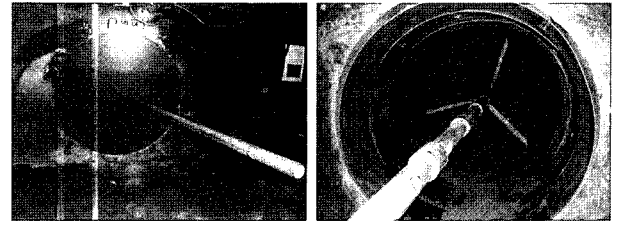
(b) Cross Section

Fig. 5. Monitoring Displacements in the Model Tests

다음에는 토조 내 상부지표에서 등분포 상재하중을 단계적으로 증가하면서 보강 전후에 따른 막장면의 연직변위와 수평변위 및 지반침하량을 측정하였다(Fig. 5, Fig. 6).

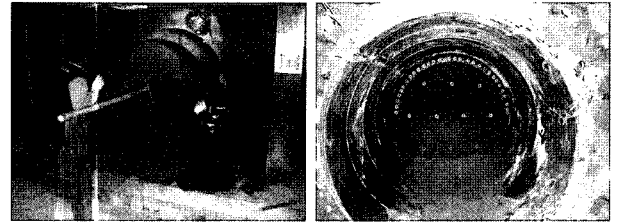
4. 실험결과

각 조건별 실험 완료 후 토조 내 모래를 걷어 낸 다음 천단의 umbrella 및 막장면 수평보강된 그라우팅 구근의 형태는 Fig. 7과 같고 구근이 계획한 바와 같이 서로 연속된 형태로 구성되어 본 실험은 성공적인 것으로 판단된다.



(a) Guide pipe installation

(b) Tunnel Excavation



(c) Lining Installation

(d) Reinforced crown & face before Grouting



(e) Strain gauge installation

(f) Grouting

Fig. 6. Tunnelling and Reinforcing process

4.1 막장면 상부 연직변위

단계별 굴진(Ex-1 ~ Ex-5)과 단계별 상재하중(S1 ~ S6) 재하 시 보강조건별 막장면 상부 4개소에서 연직변위를 측정한 결과는 Fig. 8과 같다. 무보강과 보강의 경우 모두 굴진과정에서 연직변위 증가는 거의 없었으며 상재하중 재하 시 연직변위가 일정하게 증가하였다. 무보강의 경우 최종 재하 시 연직변위의 평균값을 터널직경(D)을 기준으로 나타내면 4.12%이었다(Fig. 8(a)).

보강조건에 따른 연직변위를 무보강을 기준(100%)으로 침하비(Settlement ratio)로 나타내었다(Table 3). 천단보강에 대한 평균침하비는 Fig. 8(b), (c)와 같이 보강재 길이 1.0D, 1.5D인 경우, 각각 79%(=3.27/4.12), 63%로서 무보강과 비교할 때 각각 21%(=(4.12-3.27)/4.12), 37%의 침하감소효과가 있는 것으로 판단된다.

천단보강+막장면 수평보강에 대한 평균침하비는 Fig. 8(d), (e), (f)와 같이 막장면 수평보강재의 길이가 0.5D, 1.0D, 1.5D인 경우, 각각 61%, 52%, 50%로서 무보강과 비교할 때 각각 39%, 48%, 50%의 침하감소효과가 있는 것으로 판단된다.

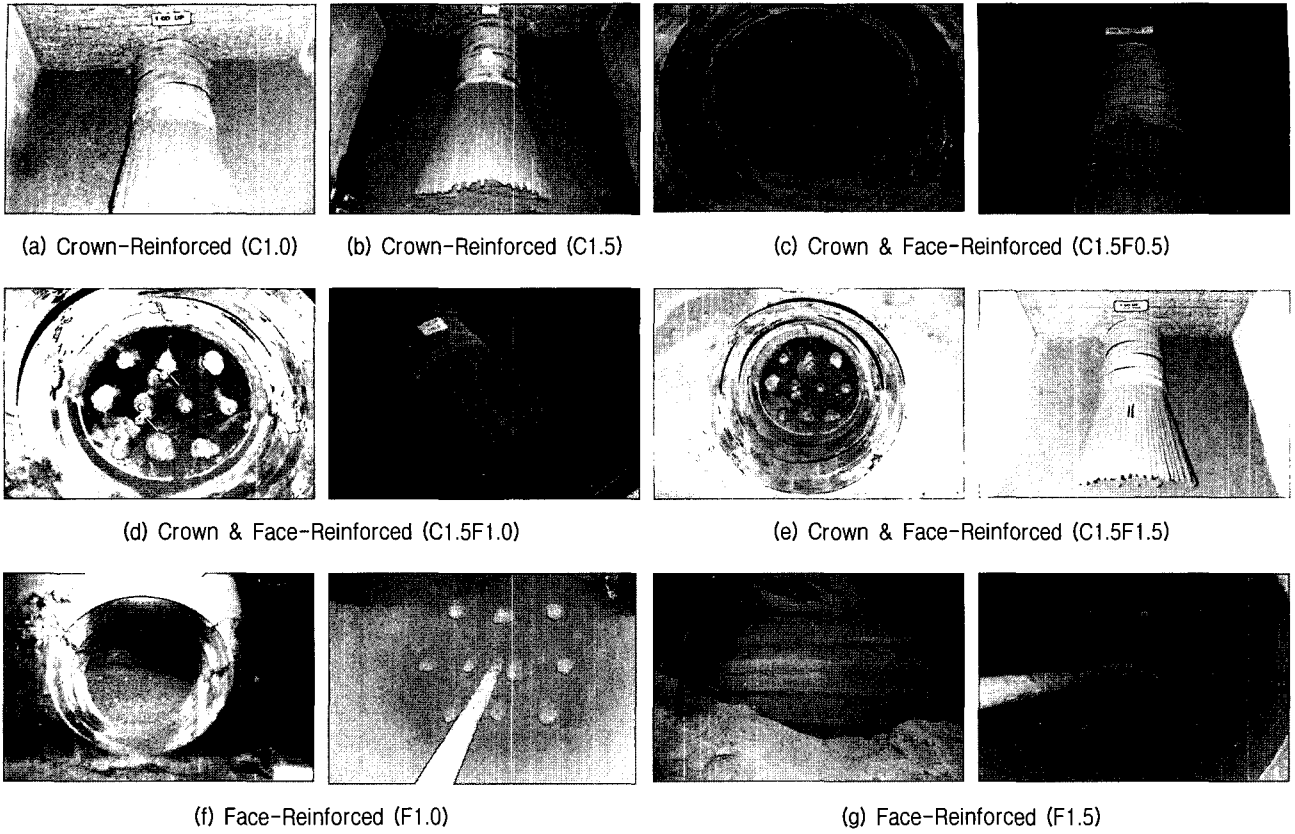


Fig. 7. Grouted Shape of the Model Tests

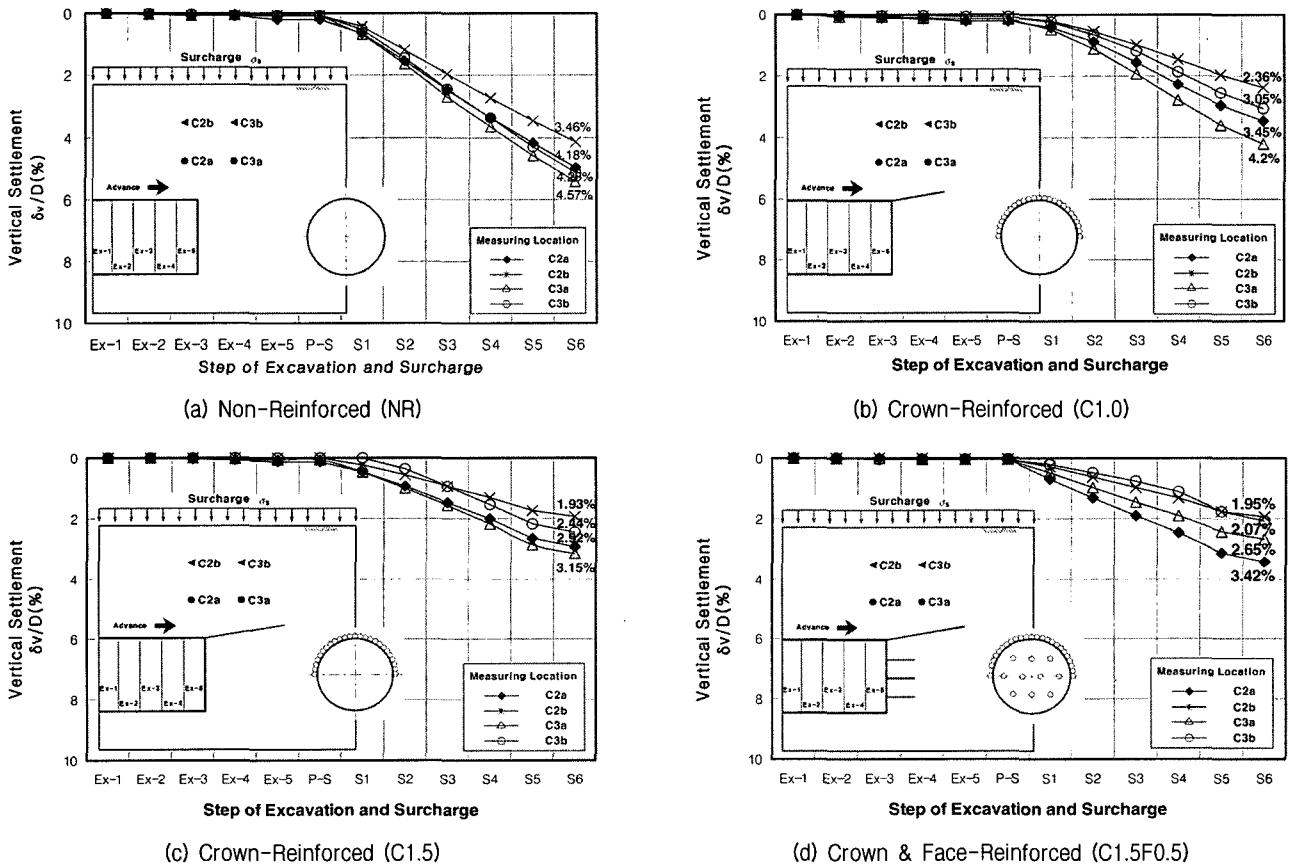
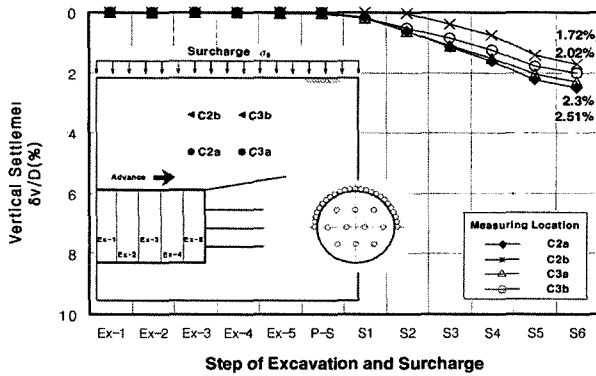
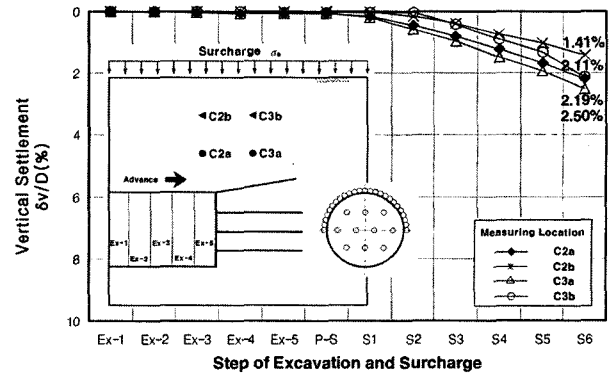


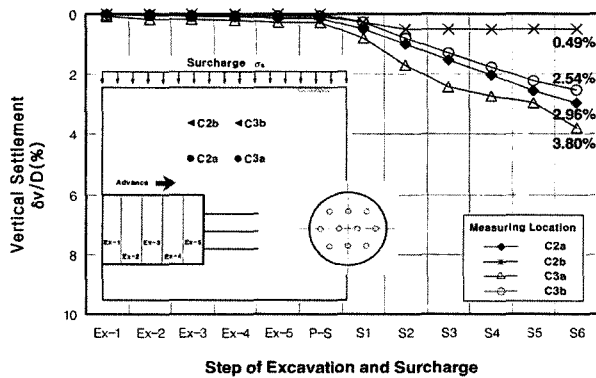
Fig. 8. Vertical Settlement - Excavation and Surcharge Relationships



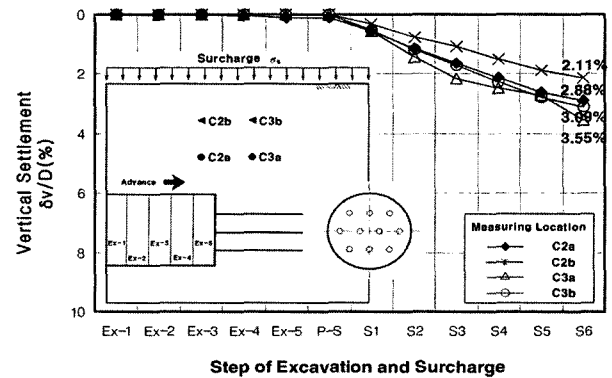
(e) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.0)



(f) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.5)



(g) Face-Reinforced (F1.0)



(h) Face-Reinforced (F1.5)

Fig. 8. Vertical Settlement - Excavation and Surcharge Relationships (continued)

Table 3. Settlement Ratio above the Face Compared to the Non-Reinforced Changing the Length of Crown Reinforcement

Reinforced Type	Test Notation	Settlement Ratio Compared to the Non-Reinforced above the Face	Reinforcing Effect on Settlement Ratio Compared to the Non-Reinforced
		Average	Average
Crown	C1.0	79 %	21 %
	C1.5	63 %	37 %
Crown + Face	C1.5F0.5	61 %	39 %
	C1.5F1.0	52 %	48 %
	C1.5F1.5	50 %	50 %
Face	F1.0	59 %	41 %
	F1.5	71 %	29 %

막장면 수평보강에 대한 평균침하비는 Fig. 8(g), (h) 와 같고 막장면 수평보강재의 길이가 1.0D, 1.5D인 경우, 각각 59%, 71%, 로서 무보강과 비교할 때 각각 41%, 29%의 침하감소효과가 있는 것으로 판단된다.

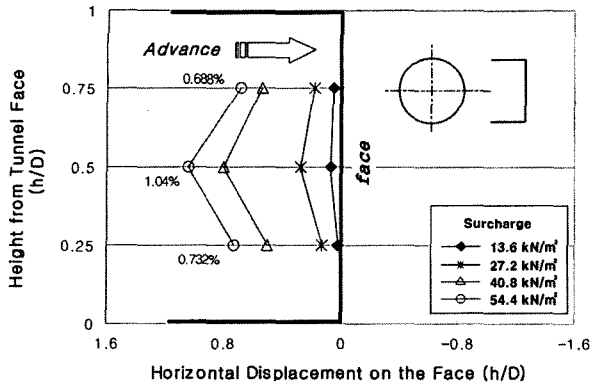
4.2 막장면 수평변위

굴진완료 후 상재하중 재하 시 막장면 중심에서 상

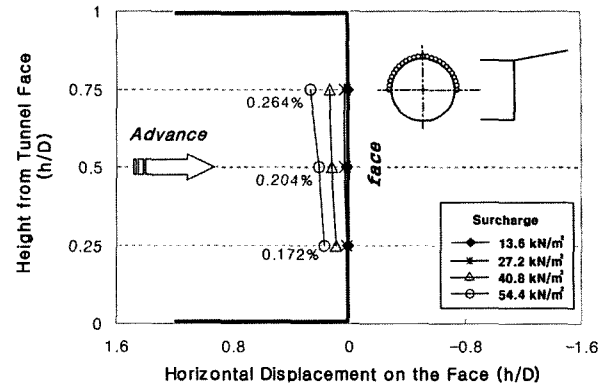
(0.75D), 중(0.5D), 하(0.25D)로 나누어 각각의 수평변위를 측정하였다(Fig. 9). 무보강의 경우 Fig. 9(a)과 같이 상재하중이 증가함에 따라 막장면 중심에서 최대 수평변위가 발생하였다. 최종 재하단계에서 발생된 변위를 터널직경에 대한 비율로 나타내면 최대수평변위는 1%, 평균변위는 0.8%로 확인되었다.

천단보강의 경우 Fig. 9(b), (c)와 같이 보강재길이가 1.0D, 1.5D인 경우 무보강을 기준(100%)으로 평균수평변위비로 나타내면 각각 26%(=0.213/0.82), 40%로서 무보강과 비교할 때 각각 74%(=(0.82-0.213)/0.82) 60%의 막장면 수평변위 억제효과가 있는 것으로 나타났다. 수평변형 형태를 보면 중앙이 볼록한 무보강의 경우와 달리 천단보강의 경우는 평면형으로 나타났으며, 이는 천단보강재로 인해 막장면 토압이 감소되면서 재분배된 까닭으로 보인다.

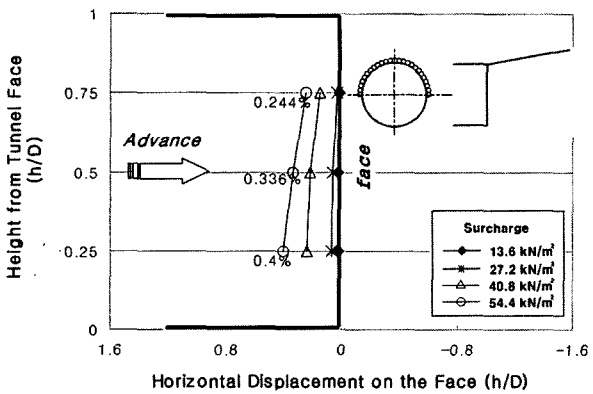
천단+막장면 수평보강에 대한 변위는 Fig. 9(d), (e), (f) 와 같이 막장면 수평보강재 길이가 0.5D, 1.0D, 1.5D일 경우, 평균 수평변위비는 각각 3.4%, 0.5%, 0.9%로 거의 0에 가까운 값을 보였다. 따라서 천단과 막장면이 동시에 보강된 경우, 막장면에 대한 상당한 수평변위 억제



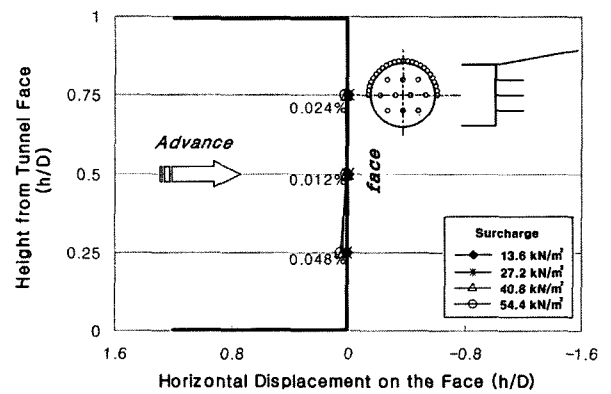
(a) Non-Reinforced (NR)



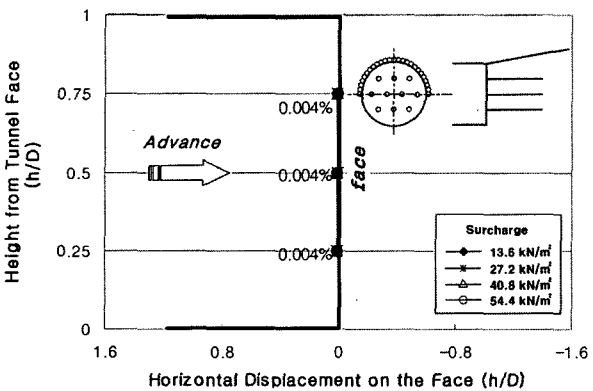
(b) Crown-Reinforced (C1.0)



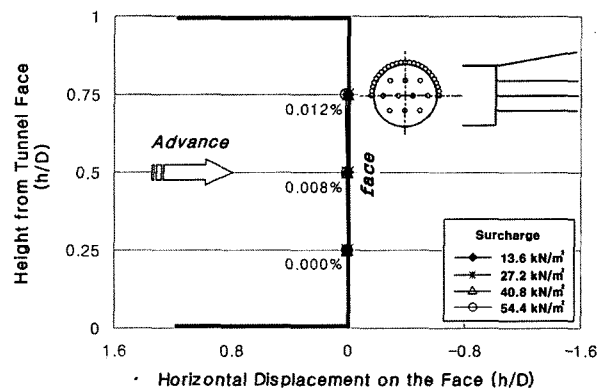
(c) Crown-Reinforced (C1.5)



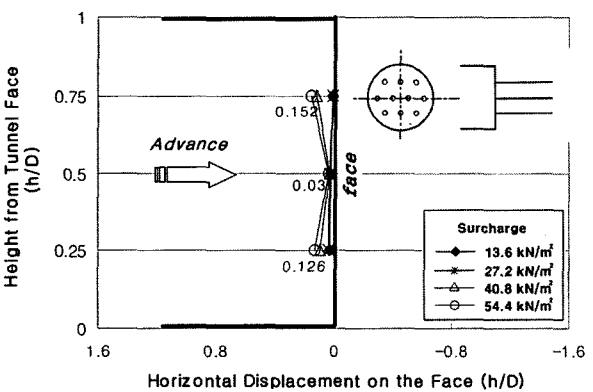
(d) Crown & Face-Reinforced (C1.5F0.5)



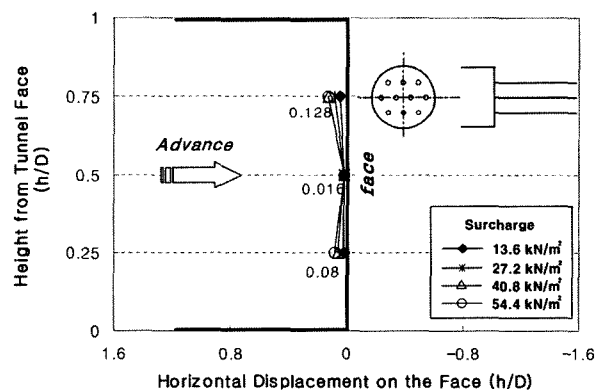
(e) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.0)



(f) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.5)



(g) Crown & Face-Reinforced (F1.0)



(h) Crown & Face-Reinforced (F1.5)

Fig. 9. Horizontal Displacement Shape of the face due to the Surcharge

효과가 있는 것으로 판단된다.

막장면 수평보강의 경우는 Fig. 9(g), (h)와 같이 막장면 수평보강길이 1.0D, 1.5D의 경우, 평균 수평변위비는

Table 4. Average Horizontal Displacement Ratio on the Face Compared to the Non-Reinforced Changing the Length of Crown Reinforcement under Surcharge = 54.4kN/m²

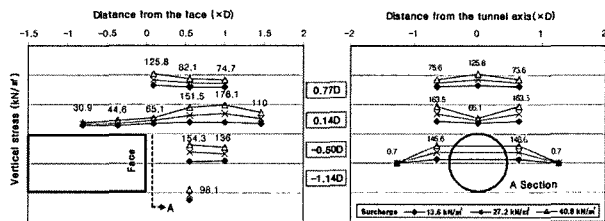
Reinforced Type	Test Notation	Horizontal Displacement Ratio	Reinforcing Effect on Horizontal Displacement Ratio (%)
		Average	Average
Crown	C1.0	26 %	74 %
	C1.5	40 %	60 %
Crown + Face	C1.5F0.5	3.4 %	96.6 %
	C1.5F1.0	0.5 %	99.5 %
	C1.5F1.5	0.9 %	99.1 %
Face	F1.0	13 %	87 %
	F1.5	9 %	91 %

각각 13%, 9%로서 무보강과 비교할 때 각각 87%, 91%의 막장면 수평변위 억제효과가 있는 것으로 나타났다. 수평변위의 형태는 무보강의 경우와는 반대로 막장면 중앙에서 최소변형을 일으켰으며, 천단과 막장면이 동시에 보강된 경우에 비해서는 다소 큰 수평변형이 발생하였다.

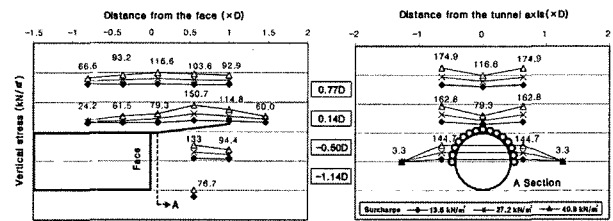
4.3 지반내 연직응력

최종단계까지 터널굴착 후 예정된 천단 및 막장면 수평보강을 실시한 상태에서 상재하중을 재하하여 막장면 주변지반의 연직응력 변화를 Fig. 10과 같이 도시하였다.

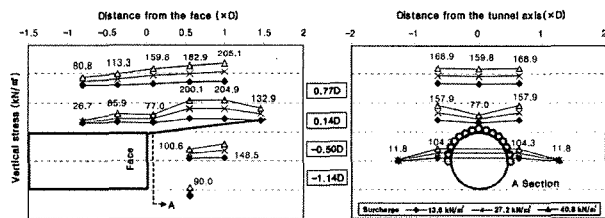
무보강시 터널 종방향의 연직응력은 Fig. 10(a)와 같이 대부분 막장면 전방과 전방상부에서 발생하였다. 이



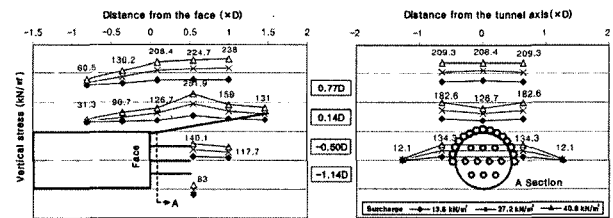
(a) Non-Reinforced (NR)



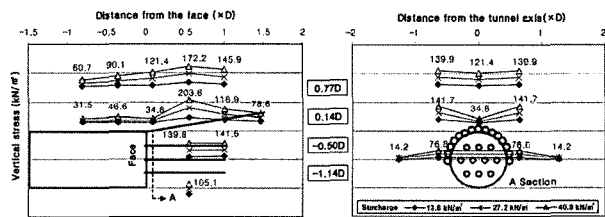
(b) Crown-Reinforced (C1.0)



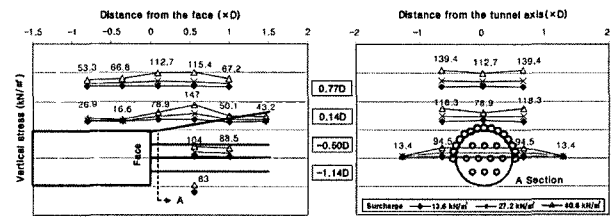
(c) Crown-Reinforced (C1.5)



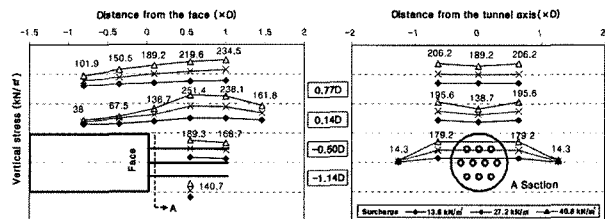
(d) Crown & Face-Reinforced (C1.5F0.5)



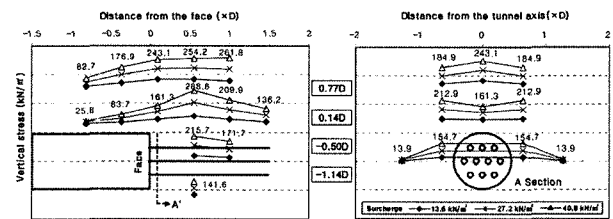
(e) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.0)



(f) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.5)



(g) Face-Reinforced (F1.0)



(h) Face-Reinforced (F1.5)

Fig. 10. Increments of Vertical Stress Due to the Surcharge Pressure

는 실제로 종방향 아칭효과가 정량적으로 측정된 것으로 판단된다. 종방향 응력증가량은 막장면 전방 1.0D에서 최대 176.1kN/m²에 이르다가 감소하는 경향을 나타내었다. 최대 연직응력 증가량을 상재하중으로 나누어 연직응력 증가비로 나타내면 4.32(=176.1/40.8)가 된다. 이미 굴착이 이루어진 터널 상부지반에서는 터널 내 강재링의 변형(내공변위)으로 인해 상대적인 연직응력 증가량은 크지 않은 것으로 보인다. 터널 횡방향 연직응력의 증가량 또한 터널천단의 변형으로 인해 터널중심 보다 측벽에서 더욱 증가하는 것으로 나타났다(Fig. 10(b)). 따라서 연직응력의 대부분은 막장면 전방지반에서 부담하는 것으로 판단된다.

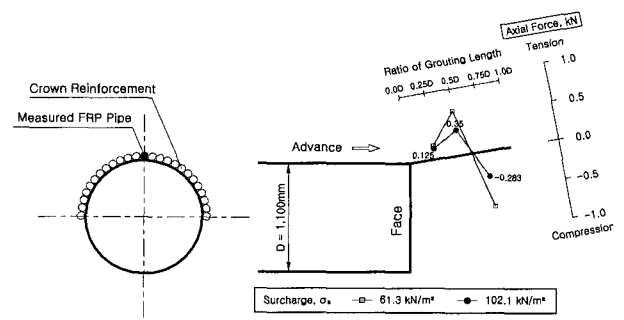
천단보강의 경우 보강재 길이에 따른 종방향 연직응력 증가량은 Fig. 10(b), (c)와 같다. 길이 1.0D의 경우 연직응력증가비는 막장면 전방 0.5D에서 최대 3.69(=150.7/40.8)로서 무보강에 비해 작용위치가 막장면과 가까워졌음을 알 수 있다. 길이 1.5D의 경우 최대 연직응력 증가비는 5.02(=204.9/40.8)로서 분포경향은 막장면 전방 0.5D에서 1.0D 사이에서 거의 같은 크기로 분포하고 있다. 보강재 길이가 증가함에 따라 연직응력의 증가범위 또한 증가하는 것으로 나타났다. 횡방향의 응력증가량은 무보강과 유사한 것으로 나타났다.

천단+막장면 수평보강의 경우, 막장면 수평보강재 길이에 따른 종방향 연직응력 분포는 Fig. 10(d), (e), (f)와 같다. 막장면 수평보강재 길이 0.5D인 경우 최대 연직응력 증가비는 막장면 전방 0.5D에서 6.17(=251.9/40.8)로서 비교적 큰 값으로 측정되었다. 이는 천단과 막장면이 동시에 보강되어 막장면 전방지반의 강성이 증가한 것으로 판단된다. 이러한 경향은 막장면 수평보강재 길이가 증가함에 따라 오히려 감소하는데(Fig. 10(e), (f)), 이는 보강재 길이가 증가로 전방지반 응력이 재분된 까닭으로 판단된다.

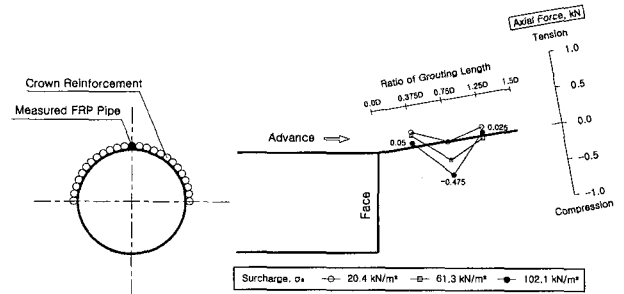
막장면 수평보강재 길이 1.0D, 1.5D의 경우 Fig. 10(g), (h)에서 종방향의 최대 연직응력 증가비는 각각 6.16(=251.4/40.8), 7.09(=288.8/40.8)으로서 천단+막장면 수평보강의 경우와는 상반되게 막장면 수평보강재 길이가 증가함에 따라 막장면 전방 연직응력이 증가하는 것으로 나타났다. 횡방향의 경우도 유사한 결과를 나타내었다.

4.4 보강재에 작용하는 축력 및 휨모멘트

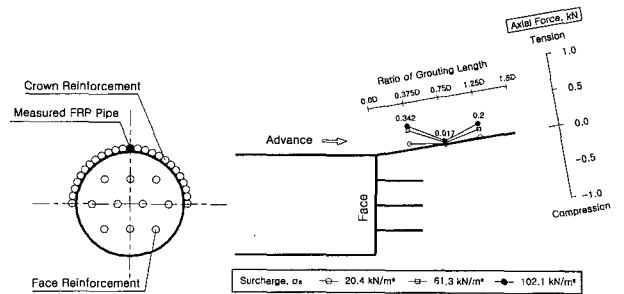
상재하중 재하에 따라 보강재에 작용하는 축력 및 휨모멘트 측정을 위해 관(FRP)에 Strain Gauge를 부착하



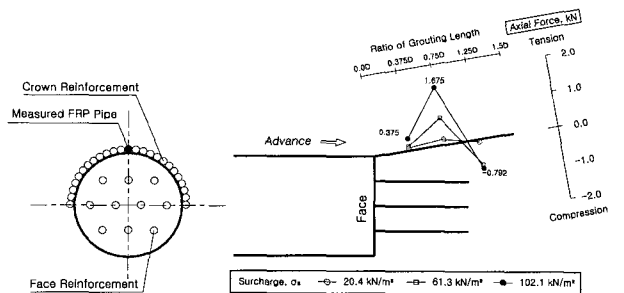
(a) Crown-Reinforced (C1.0)



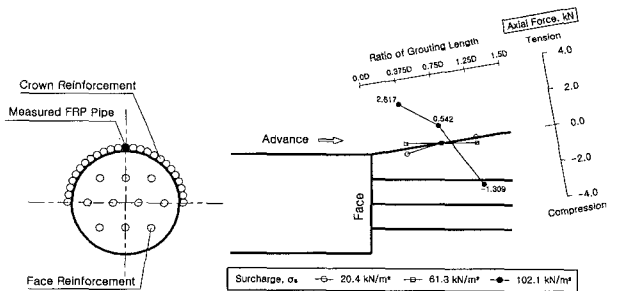
(b) Crown-Reinforced (C1.5)



(c) Crown & Face-Reinforced (C1.5F0.5)

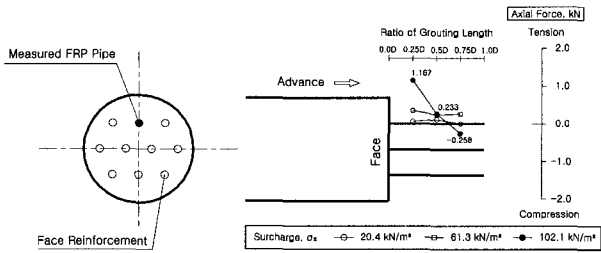


(d) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.0)

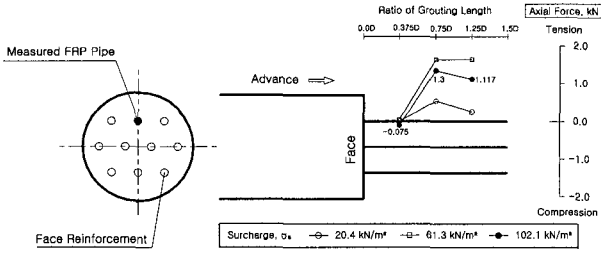


(e) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.5)

Fig. 11. Comparison of Increments of Axial Force in the FRP Pipe Due to the Surcharge



(f) Face-Reinforced (F1.0)



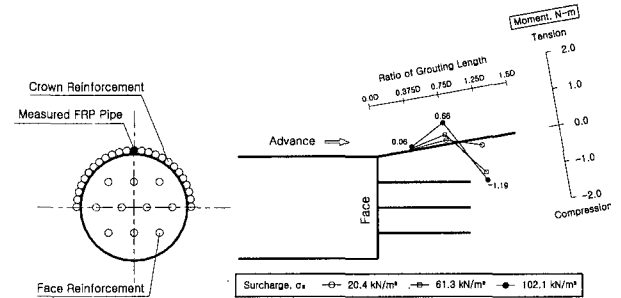
(g) Face-Reinforced (F1.5)

Fig. 11. Comparison of Increments of Axial Force in the FRP Pipe Due to the Surcharge (continued)

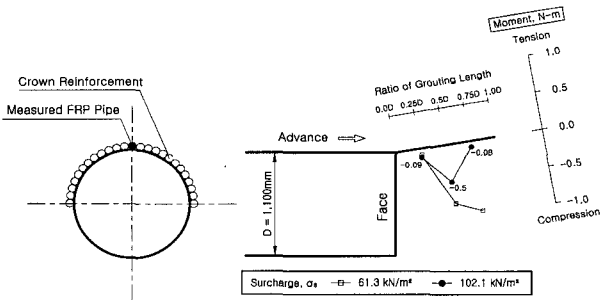
여 측정하였다. 그 결과는 Fig. 11, Fig. 12와 같으며 보강재의 축력 및 휨모멘트는 아래와 같다.

천단보강된 보강재길이 1.0D, 1.5D의 경우, 최대축력은 각각 막장면 전방으로 0.5D, 0.75D 지점 즉, 보강재 길이 중심에서 최대값이 측정되었으며, 이러한 특성은 해당 연직응력의 분포경향(Fig. 10(b), (c))과도 일치한다.

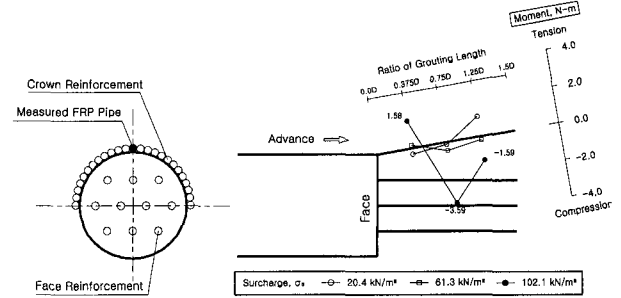
천단+막장면 수평보강의 경우, 막장면 수평보강재 길이 1.0D에서는 보강재길이 중심에서 최대 축력값을 보였으나(Fig. 11(d)), 이 외의 경우(Fig. 11(c), (e))는 특정위치



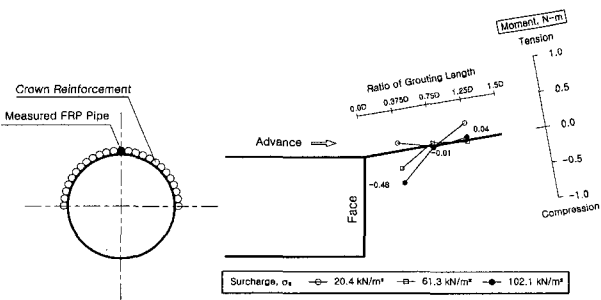
(d) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.0)



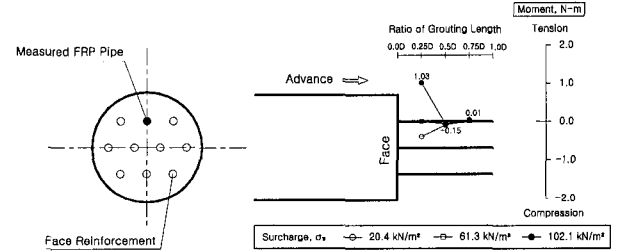
(a) Crown-Reinforced (C1.0)



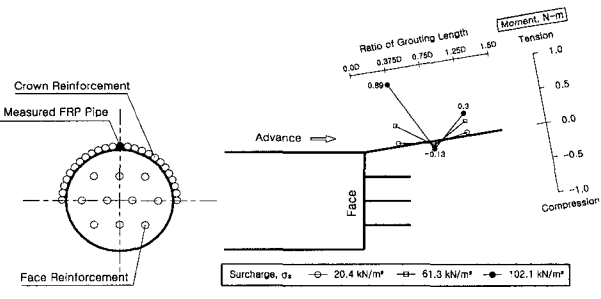
(e) Crown & Face-Reinforced (C1.5F1.5)



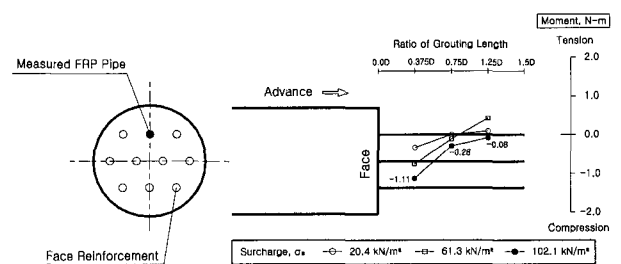
(b) Crown-Reinforced (C1.5)



(f) Face-Reinforced (F1.0)



(c) Crown & Face-Reinforced (C1.5F0.5)



(g) Face-Reinforced (F1.5)

Fig. 12. Comparison of Bending Moment in the FRP Pipe Due to the Surcharge

Fig. 12. Comparison of Bending Moment in the FRP Pipe Due to the Surcharge (continued)

에서 최대값을 나타내지는 않았다. Fig. 11(f), (g)에 도시된 막장면 수평보강의 경우도 보강재가 길어짐에 따라 축력이 증가하나 분포경향은 다소 산만하게 측정되었다.

보강재에 작용하는 휨모멘트 경향을 살펴보면, 천단보강된 보강재길이 1.0D의 경우, 최대휨모멘트는 막장면 전방으로 0.5D 즉, 보강재 길이 중심에서 최대값이 측정되었다. 이러한 특성은 축력의 분포경향(Fig. 11(a))과 일치한다. 길이 1.5D의 경우는 비교적 막장면 전방과 가까운 위치 0.375D에서 최대값을 보였는데, 이는 상대적으로 보강영역이 증가하여 상재하중이 작용 시 보강재가 막장면을 지점으로 캔틸레버 거동을 한 것으로 보인다(Fig. 12(b)).

천단+막장면 수평보강의 경우, 막장면 수평보강재 길이 1.0D에서는 보강재길이 중심에서 최대 축력값(Fig. 11(d))을 보인 것과 유사하게 길이 1.25D에서 최대값을 보였다(Fig. 12(d)). 보강길이 1.5D 역시 보강재 길이 중심에서 최대값을 보였으나(Fig. 12(e)), 길이 0.5D의 경우는 축력과 유사하게 특정위치에서 최대값을 나타내지는 않았다(Fig. 12(c)).

Fig. 12(f), (g)에 도시된 막장면 수평보강의 경우, 보강재 길이 1.0D, 1.5D 각각 막장면 전방 0.25D, 0.375D에서 최대 휨모멘트값이 측정되었다.

5. 결론

본 연구에서는 터널굴착에 따른 안정성을 확보하기 위해 현재 적용되고 있는 RPUM에 의한 천단보강과 막장면 수평보강에 의한 효과를 막장면 전후방의 종방향 아칭 거동 관점에서 정량적으로 분석하였다. 이를 위해 대형토조 내에서 모래를 다짐하여 토피고가 터널직경의 1.5배가 되는 모래지반을 다짐하여 조성한 후에 원형 모형터널을 굴착하면서 막장면 천단부에 RPUM과 막장면 막장면 수평보강을 실제와 동일하게 모사하여 상재하중 재하 시 막장면 보강에 따른 지반보강효과를 무보강시와 비교하여 정량적으로 분석하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 지표 아래 막장면 상부 지반의 침하억제 효과를 무보강시를 기준으로 막장면 보강조건에 따라 나타내면 천단보강, 천단+막장면 수평보강, 막장면 수평보강의 경우 각각 평균 29%, 46%, 35%로서 각 보강조건별로 보강재 수와 길이에 따라 다소 차이는 있으나 천단과 막장면 수평보강이 동시에 이루어진 경우가 가장 큰 보강효과가 있었으며, 막장면 막장면 수평보강만으로도 상당한 침하 억제효과가 있는 것으로 판단된다.

(2) 막장면 수평변위 억제효과는 보강조건에 따라 천단보강, 천단+막장면 수평보강, 막장면 수평보강일 때 각각 평균 67%, 98.4%, 89%로서 각 보강조건별 보강재 수와 길이에 큰 차이를 보이지 않았으며, 역시 막장면 수평보강만으로도 상당한 수평변위 억제효과가 있는 것으로 판단된다.

(3) 굴진과 평행한 방향의 연직응력 변화를 측정한 결과, 무보강과 보강의 경우 모두 막장면 전방 0.5D~1.0D(터널직경)지반에 응력이 집중되었다. 이는 터널 종방향 아칭현상으로서 막장면 전방지반에 응력이 집중되므로 막장면 전방 선행보강의 필요성이 입증되었다.

(4) 천단보강재인 FRP관에 작용하는 축력과 휨모멘트를 측정한 결과, 천단보강 및 천단+막장면 수평보강의 경우 연직응력 분포경향과 유사하게 대부분 막장면으로부터 0.75D 위치에서 최대값을 보였다. 따라서 천단보강재 길이는 최소 1.0D 이상이 바람직한 것으로 판단된다.

참고 문헌

- Anderson, J. M. (1996), Reducing Risk and Improving Safety with Particular Reference to NATM, *Proc. North American Tunnelling '96*, Balkema, pp.453-458.
- Chambon, P. and Corte, J. F. (1994), Shallow Tunnels in Cohesionless Soil : Stability of Tunnel Face, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.120, No.7, pp.1148-1165.
- Gnilsen, R. (1989), Numerical Analysis, *Underground Structures Design and Instrumentation*, Elsevier, Developments in Geotechnical Engineering, 59A, pp.84-128.
- HSE (1996), *Safety of New Austrian Tunnelling Methods (NATM) Tunnels - A review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London Clay*, Health and Safety Executive, UK, HSE Books, pp.87.
- Leca, E. and Dormieux, L. (1990), Upper and Lower Bound Solutions for the Face Stability of Shallow Circular Tunnels in Frictional Material, *Geotechnique*, Vol.40, No.4, pp:581-606.
- Peila, D. (1994), A Theoretical Study of Reinforcement Influence on the Stability of a Tunnel Face, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.12, No.3, pp.145-168.
- Peila, D., Oreste, P. P. and Pellizza, S. (1996), Study of the Influence of Sub-horizontal Fiber-glass Pipes on the Stability of a Tunnel Face, *Proceedings of International Conference on North American Tunneling 96*, Vol.1, pp.425-431.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc. New York, pp.66-77.
- Vlasov, S. N., Makovsky, L. V. and Merkin, V. E. (2001), *Accidents in Transportation and Subway Tunnels*, Elex-KM Publ. Moscow.
- Walter W. (1990), *Rock Mechanics : Theory and Applications with Case Histories*, Springer-Verlag, pp.444-471.

(접수일자 2006. 4. 11, 심사완료일 2006. 6. 19)