

점성토 트윈 병렬 터널로 인한 지반침하 연구를 위한 모형실험

Model Tests Investigating the Ground Movements Associated with Twin Side-by-Side Tunnel Construction in Clay

안 성 권¹ Ahn, Sung Kwon

Abstract

This paper describes the findings obtained from a research project aimed at investigating, via 1 g laboratory model tests, the ground movements caused by multiple side-by-side (sbs) tunnel construction in clay. The ground movements above a second tunnel showed different trends from those observed above a first tunnel. These trends include an increase in the overall volume loss, and a widening of the settlement troughs on the near limb of the trough accompanied by a shift of the maximum settlement towards existing tunnel. This would suggest that the use of simple predictive methods of adopting a Gaussian curve for analysing the ground settlements associated with twin (sbs) tunnel construction is not appropriate. Therefore the current paper adopts a method that modifies the Gaussian curve approach in order to improve the predictions. This paper comments on the parameter selection involved with adopting this new method to apply it to full-scale field situations, and also discusses its limitations.

요 지

본 논문은 점성토에 시공된 트윈 병렬 터널로 인해 발생된 지반변형을 연구하기 위해 시행된 1g 모형실험의 과정 및 결과에 대해 기술한다. 트윈 병렬 터널 시공 시, 터널 2(후행터널)로 인한 지반침하는 터널 1(선행터널)로 인한 지반침하와 다른 양상을 보였다. 그 양상은 지반손실의 증가, 침하 폭의 증가, 최대침하의 증가 및 최대침하 위치의 이동으로 요약된다. 따라서 터널 2로 인한 지반침하를 예측하기 위해 기존 Gaussian curve 방법을 이용하는 것은 적절치 못하다. 이에 본 논문은 터널 2로 인한 지반침하 예측 개선을 위해 새로운 지반침하 예측 방법(Modification factor 방법)을 소개한다. 본 논문은 Modification factor 방법의 실대형 현장 상황 적용을 위한 파라미터 선택에 대해 기술하며, 또한 그 적용 한계에 대해 토의한다.

Keywords : Ground movements, Model tests, Settlement prediction, Tunnelling in clay, Twin side-by-side tunnel construction

1. 서 론

1960년대 이후부터 현재에 이르기까지 점성토 단선 터널(Single tunnel)로 인한 지반변형과 관련하여 다수의 연구가 수행(Peck 1969, Cording & Hansmire 1975,

O'Reilly & New 1982, Attewell et al. 1986, Rankine 1988)된 반면, 트윈터널(Twin tunnel) 시공으로 인한 지반변형 관련 연구는 상대적으로 찾아보기 힘든 실정이다. 본 논문은 트윈 병렬(side-by-side) 터널 시공으로 인한 지반 변형을 연구하기 위해 1/50 스케일로(직경 4m

¹ 정회원, 한국철도기술연구원 철도구조연구실 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Railroad Structure Research Department, Korea Railroad Research Institute, ska977@krii.re.kr)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

실드터널 모사) 시행된 모형실험의 과정 및 결과에 대해 기술한다. Speswhite kaolin을 압밀시켜 조성된 모형지반에 직경 80mm의 모형터널을 시공하였다. 실험결과 분석에는 Hunt(2005)가 제안한 Modification factor 방법이 사용되었다. 본 모형실험은 트윈 병렬터널 시공 시 선행 및 후행 터널 시공으로 인해 발생한 지반거동의 차이점에 대한 정성적 평가를 목적으로 하므로, 실제 지반 및 구조물의 거동에 대한 정량적 평가를 목적으로 실시되는 여타의 모형실험과 구별된다. 따라서 모형지반 물성, 실드 및 터널라이닝 선정 시 특정 원형구조물을 고려한 상사법칙이 고려되지 않았음을 밝혀둔다.

2. 실험과정

2.1 테스트 탱크

테스트 탱크는 Bottom Tank(i), Top-extension(ii), Loading

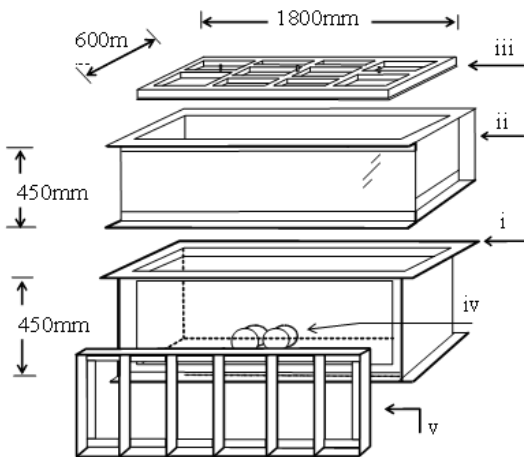


그림 1. 테스트 탱크

Plate(iii), Perspex Window(iv), Side Frame(v)으로 구성된다(그림 1). 테스트 탱크는 직육면체 형상으로 길이 1800mm, 너비 600mm, 높이 450mm이다. 압밀 시 Top-extension이 장착되며 이 때 탱크 높이는 900mm에 이른다. 지반변형 관찰을 위해 투명한 Perspex window가 사용되었다.

2.2 모형지반 조성

모형지반 조성에 Speswhite Kaolin이 사용되었다. Speswhite Kaolin은 다수의 선행 모형실험에 사용되어 왔으며, 따라서 공학적 성질이 잘 알려져 있다(Mair 1979, Love 1984, Kim 1996)(표 1). 본 실험에서는, 600kg의 Speswhite Kaolin파우더가 Colloidal mixer에서 물과 함께 반죽되어 테스트 탱크로 운반된 후 압밀되었다. 압밀 장비로는 최대압밀하중 15tonne, 스트로크 거리(Stroke distance) 450mm의 일방향 유압잭이 사용되었다. 압밀 전 840mm였던 샘플의 높이는 압밀 이후 520mm가 되

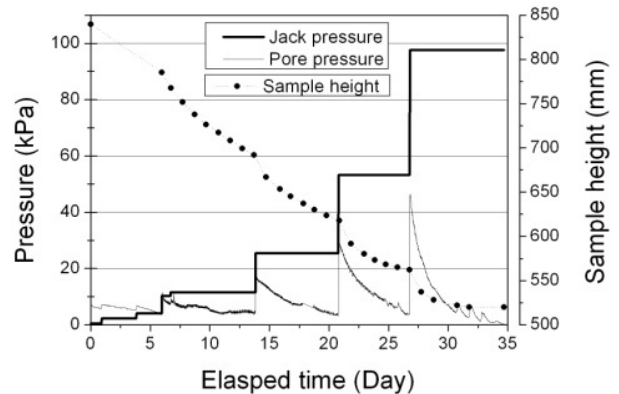


그림 2. 압밀 하중, 간극수압, 샘플 높이

표 1. Speswhite Kaolin의 성질

Reference	PL	LL	G_s	C_v	M	κ	Γ	λ	K_{0nc}
	%	%	-	mm^2/s	-	-	-	-	-
Clegg (1981)	38	69	2.61	-	-	-	3.44	0.310-0.210	-
Airey (1984)	38	69	-	-	-	-	-	-	0.69
Elmes (1985)	-	-	2.61	0.5	0.82	0.03	2.87	0.140	-
Fannin (1986)	-	-	-	-	0.88	0.04	3.51	0.250	0.64
Al-Tabbaa (1987)	-	-	2.64	-	0.90	0.03-0.06	3.00	0.187	0.69
Phillips(1988)	31	64	-	-	-	-	-	0.187	0.69
Smith (1993)	-	-	-	-	0.80	0.05	3.34	0.174	-

Where

PL: Moisture content at plastic limit, LL: Moisture content at liquid limit, G_s : Specific gravity, C_v : Coefficient of consolidation, M: Slope of csl in $q' - p'$ plane at compression, κ : Slope of unload-reload line, Γ : Intercept of csl at $p' = 1kPa$, λ : Slope of normal consolidation line, K_{0nc} : K_0 for normally consolidated clay

었으며, 함수비는 126%에서 62%로 감소하였다(그림 2). 최대 압밀하중은 98-104kPa였으며, 모형지반의 비배수 전단강도는 17-20kPa, 과압밀비(OCR)는 2.2-2.5이었다. Kim(1996)은 비배수 전단강도 20kPa, 과압밀비 3인 Speswhite Kaolin모형지반이 London clay와 유사한 거동을 보인다고 보고한 바 있다.

2.3 터널굴착

본 모형실험에서는 실드터널링(Shield tunnelling) 모사를 위해, 튜브(재질 Perspex, 외경 80mm, 두께 2mm)와 오거(길이 1000mm, 직경 73mm)가 사용되었다(그림 3). 오거가 실드 내에서 회전하며 지반을 굴착하면 튜브는 50mm씩 전진하였다(그림 4(b)-(c)). 실드가 지반을 관통하면(그림 4(d)), 터널라이닝(재질 Perspex, 외경 75mm, 두께 3mm)이 실드의 후미에 연결되며(그림 4(e)) 시공된 동공 내에 관입되었다(그림 4(g)). 이를 통해, 여굴(Overcut)에 의한 지반손실(Radial volume loss 12%)이 유발되었다. 계측편의를 위해 높은 지반손실이 사용되

었음을 밝혀둔다. 터널 1 시공 완료 24시간 경과 후 터널 2가 시공되었다.

2.4 지반변형 측정

지반변형 측정을 위해 4대의 디지털 카메라(8백만화소)가 이용되었다. 카메라가 모형지반 표면에 부착된 Marker bead(지름 3mm)의 위치 변화를 촬영하였다. 카메라는 2대 씩 짝을 이루어 테스트 탱크의 앞뒤에 설치되었으며, 해상도는 0.087mm/pixel이었다. 테스트 탱크 전체에 초점을 맞추기 위해 조리개가 닫힌 상태(F value = 8)로 촬영되었으며, 빛 반사에 대한 우려 때문에 일반 실험실조명(형광등) 외에 별도의 조명은 사용되지 않았다. 노이즈 없는 영상 촬영을 위해 저감도 필름(ISO 64)이 사용되었고, 이미지의 왜곡을 최소화하기 위해 최대 광학 줌($f=51\text{mm}$)이 사용되었다. 손 떨림 방지를 위해 카메라 리모콘이 사용되었다. 촬영된 이미지 분석에는 GeoPIV(ver. 7)(White & Take 2002)가 사용되었다. 그림 5는 실제 촬영한 지반변형 측정사진이다.

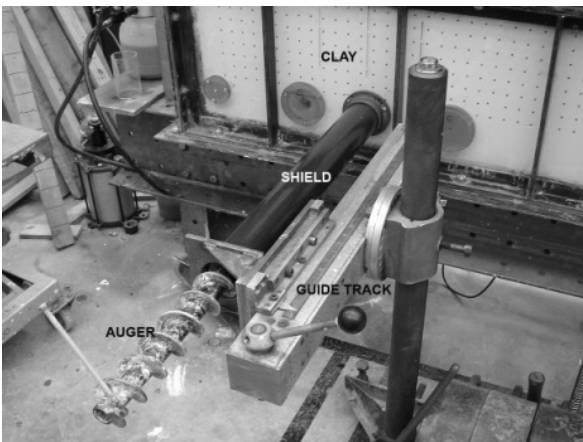


그림 3. 모형 터널 굴착

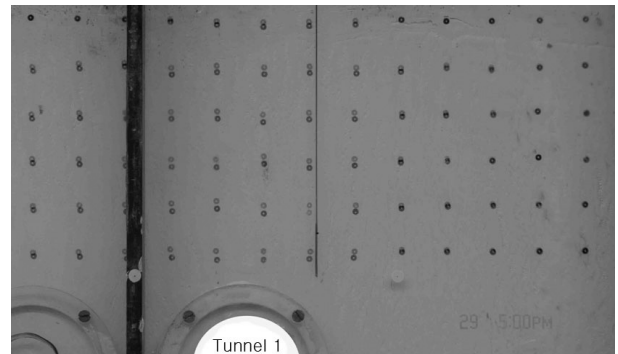


그림 5. 실제 촬영한 지반변형 측정사진

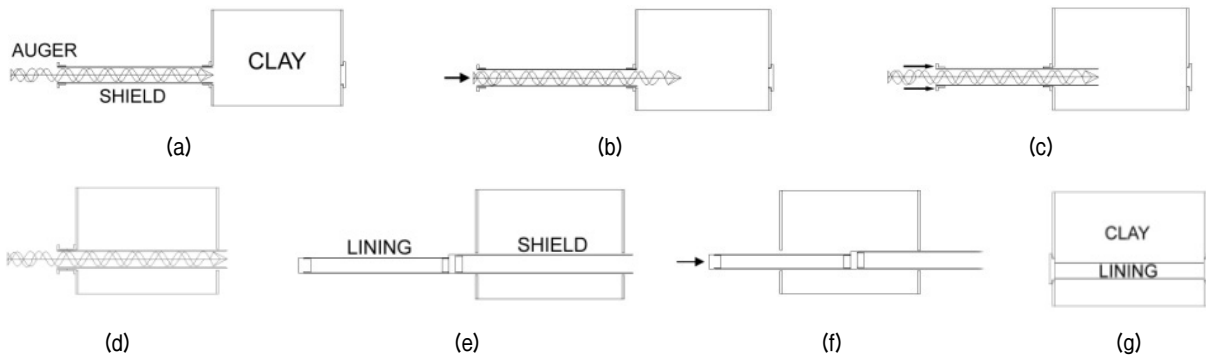


그림 4. 모형 터널 굴착 모식도

3. 실험결과

3.1 단선터널

그림 6은 단선터널 시공으로 인한 지중(地中)지반침하 실험데이터이며, 그림 7은 이에 대한 분석결과(Gaussian curve 이용)이다. 단선터널 시공으로 인한 지반손실율은 6-8%로 나타났다(그림 7(a)). 이들 데이터 간 지반손실율 차이는 샘플 별 실험조건 차이(최대암밀하중, 과암밀비, 비배수전단강도 등)에 기인한 것으로 보인다(표 2). 또한 주목할 점은 여굴에 의해 발생했어야 할 지반손실율보다 작은 지반손실율이 발생했다는 것이다. 이는, 마지막 이미지가 촬영된 시점에서, 생성된 지반손실이 모두 사용되지 못했기 때문이다. 남은 여굴의 양은

터널의 인버트부(Invert)에서 가장 작았고, 천단부(Crown)에서 가장 컸다. 남은 공동은 다음 시험(터널 2 시공)에 주는 영향을 막기 위해 팽창성 채움재로 채워졌다. 본 모형실험에 의한 침하 폭은 기존문헌(Mair et al. 1993)의 제안보다 좁게 나타났다(그림 7(b)). 이는 Mair et al.(1993)이 London clay의 실대형 현장터널 및 원심모형실험(Centrifuge test) 자료에 근거한 반면 본 모형실험은 1g 상태 Speswhite Kaolin을 이용했으므로 다소 상이한 거동을 보인 것으로 생각된다. 최대침하량은 1.5-2.3mm이었다(그림 7(c)). 지중심도에 따른 지반손실율 변화가 거의 없으며(그림 7(a)), 심도가 깊어짐에 따라(즉, z^*/D 감소, 여기서 $z^*=z_0-z$, D: 터널직경) 침하폭은 감소하고(그림 7(b)) 최대침하량 증가함(그림 7(c))을 알 수 있었다. 이는 본 모형터널 시공 및 이에 따른 지반변형이 비배수상태에

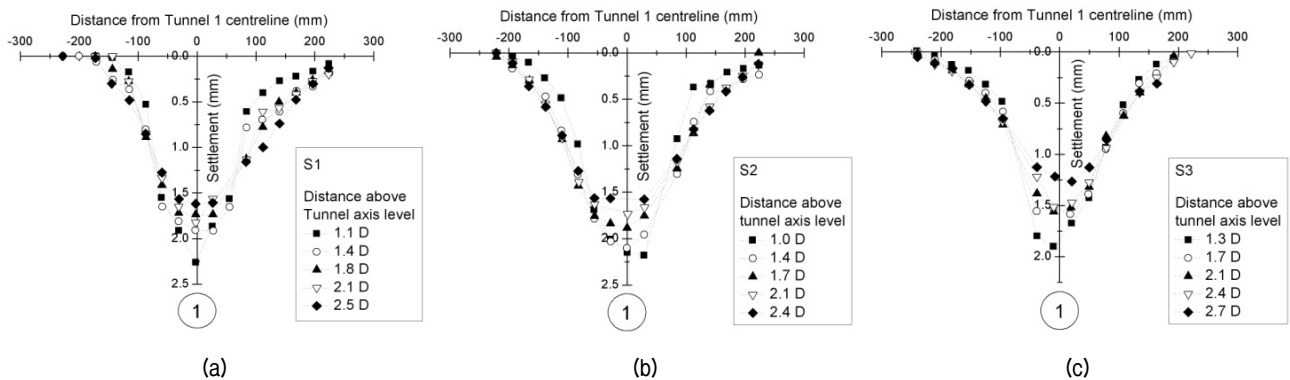


그림 6. 단일 터널로 인한 지반침하(여기서, D: 터널직경)

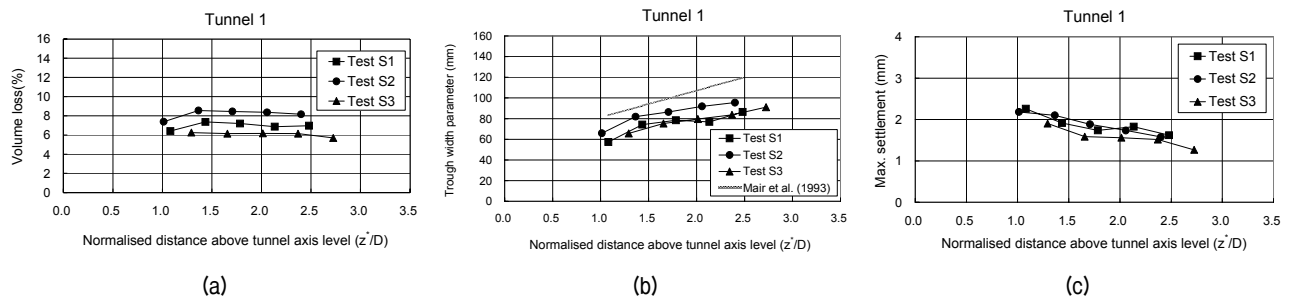


그림 7. 단일 터널로 인한 지반침하 여기서(여기서, $z^*=z_0-z$, z_0 : 터널심도, D: 터널직경)

표 2. 각 case별 실험조건

Test	Max. consolidation pressure (kPa)	OCR	Undrained shear strength (kPa)	Remark
S1	98	2.3	17	Tunnel 1
S2	104	2.2	19	Tunnel 1
S3	104	2.2	20	Tunnel 1
TW1	98	2.4	17	Tunnel 2
TW2	104	2.5	19	Tunnel 2
TW3	104	2.5	20	Tunnel 2

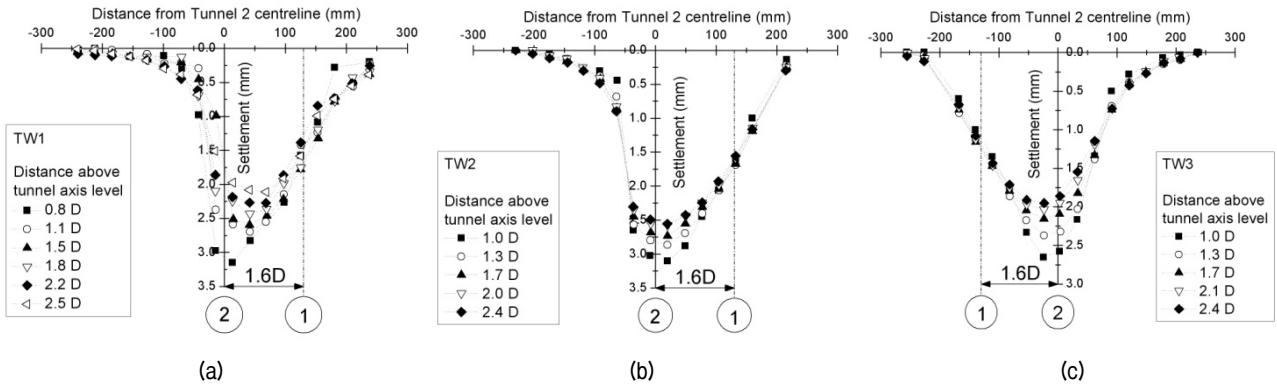


그림 8. 트윈 터널로 인한 지반침하(여기서, D: 터널직경)

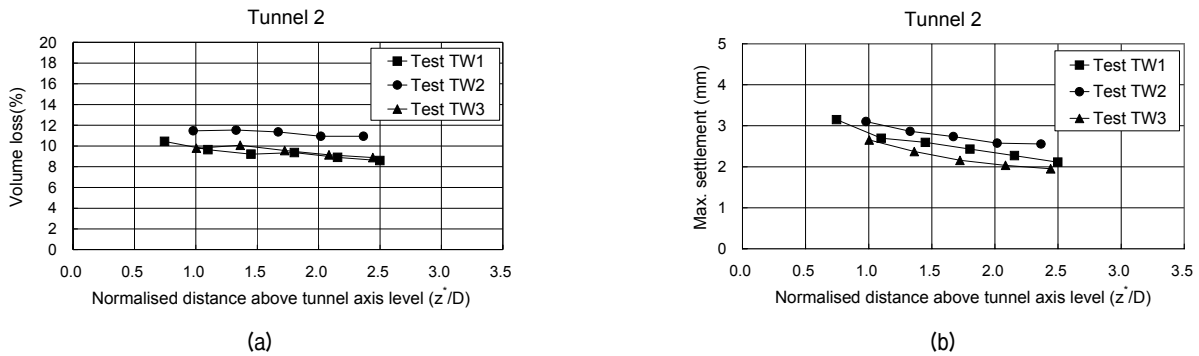


그림 9. 트윈터널로 인한 지반침하(여기서, $z^*=z_0-z$, z_0 : 터널심도, D: 터널직경)

서 이루어졌음을 나타내며, 따라서 본 시험결과 분석에 지반체적불변가정(O'Reilly & New 1982)에 근거한 Gaussian curve방법의 적용이 타당함을 반증하는 것으로 생각된다.

3.2 트윈터널

그림 8은 터널 1 시공 이후 이로부터 1.6D 떨어져 시공된 터널 2에 의한 지반침하를 보여주며, 그림 9는 이에 대한 분석을 보여준다. 터널 2로 인한 지반침하곡선은 터널 1의 경우와 달리 비대칭의 침하형상을 보였다. 터널 2로 인한 지반손실율은 8-12%로 터널 1으로 인한 6-8% 보다 컸다. 침하 폭 및 최대 침하량의 증가가 지반손실율의 증가로 이어진 것으로 보인다. 터널 1의 시공으로 인한 지반강성의 저하가 터널 2 시공 시 지반 변형에 영향을 주었을 것으로 생각된다. 터널 2 시공으로 인한 최대 침하량은 2-3mm였다(그림 9(b)). 예견한 대로, 최대 침하량은 심도가 얕아짐에 따라 감소하였다.

4. 결과분석

4.1 단선터널

4.1.1 Gaussian curve방법

균질의 비교란된 지반(Greenfield site)에서 터널시공으로 인한 지표(地表) 및 지중(地中) 침하곡선의 형상은 Gaussian curve를 따름은 여러 선행연구가 입증하고 있다(Peck 1969, Cording & Hansmire 1975, O'Reilly &

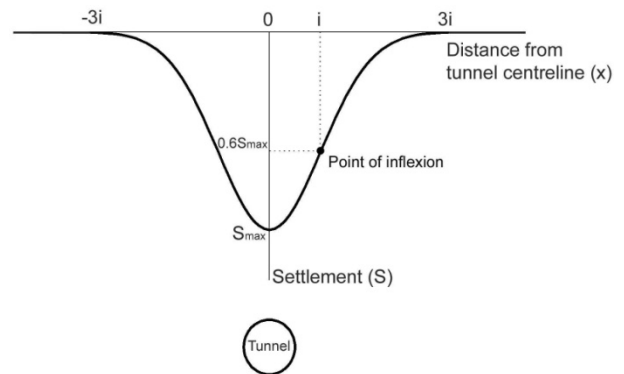
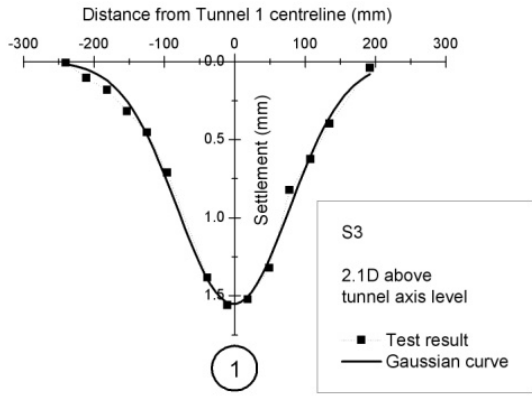
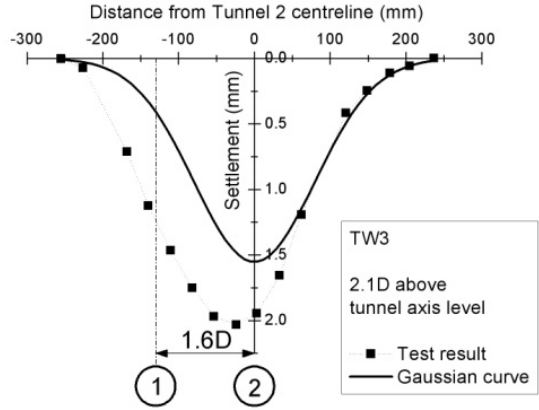


그림 10. Gaussian curve(여기서, S_{max} : 최대 침하량, i : 침하 폭 파라미터)



(a)



(b)

그림 11. Gaussian curve fitting(여기서, D: 터널직경)

표 3. 터널 1의 Gaussian curve방법 분석결과

Test	z^*	V_s	i	K	S_{max}
	D	%	mm	-	mm
S3	1.3	6.2	65.7	0.64	1.90
	1.7	6.1	75.3	0.57	1.59
	2.1	6.2	79.6	0.49	1.56
	2.4	6.1	83.7	0.44	1.52
	2.7	5.7	91.1	0.42	1.23

New 1982, Rankin 1988, Mair et al. 1993)(식 (1), 식 (2), 그림 10).

$$S(x) = \frac{V_L}{\sqrt{2\pi} i} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

$$i = Kz^* = K(z_0 - z) \quad (2)$$

여기서,

$S(x)$: 터널중심선에서 x 만큼 떨어진 지점의 침하량

V_L : 지반손실율

i : 침하 폭 파라미터

K : 지반상수

z_0 : 터널깊이

그림 11(a)는 터널 1로 인한 지반침하곡선(그림 6(c))에 대한 Gaussian curve fitting을 보여준다. 선행연구가 입증한 바대로, 터널 1로 인한 지반침하는 Gaussian curve형상을 따름을 재확인할 수 있었다. Gaussian curve fitting을 통해 계산된 Gaussian parameter는 표 3과 같다.

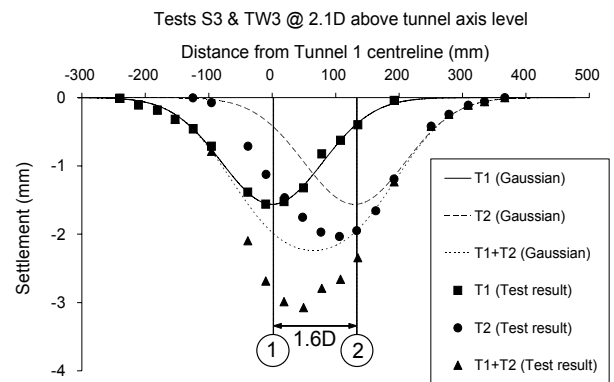


그림 12. Gaussian curve를 이용한 트윈터널 침하예측(여기서, D: 터널직경, T1: 터널1, T2: 터널2)

4.2 트윈터널

4.2.1 Gaussian curve방법

그림 11(b)는 터널 2로 인한 지반침하곡선에 대한 Gaussian curve fitting을 보여준다. 여기 사용된 Gaussian curve는 Greenfield 지반조건을 가정할 때 발생이 예상되는 침하형상을 의미한다(그림 11(a)의 Gaussian curve와 동일). 터널 2로 인한 최대 침하량은 터널 1로 인한 최대 침하량보다 약 30%(0.5mm) 높았으며, 그 위치 또한 터널 2 중심축이 아니라 터널 1 쪽으로 치우쳐져 발생하는 비대칭 형상이었다. 또한 터널 2를 중심으로 지반을 좌우 이분(二分)할 때 터널 1을 포함한 쪽(near side)이 그 반대 쪽(remote side)보다 더 넓은 침하폭을 가짐을 알 수 있었다. 따라서 좌우대칭형상인 Gaussian curve를 이용해 터널 2의 지반침하를 평가하는 것은 적절치 않아 보였다. 그림 12는 Gaussian curve의 중첩(Superposition)을 이용한 트윈터널 총 침하 예측을 보여준다(Cording

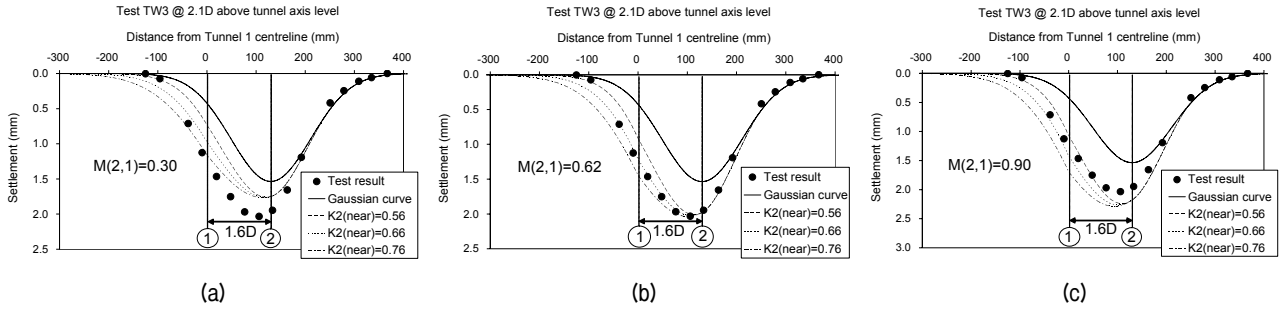


그림 13. Modification factor method를 이용한 트윈터널 침하예측(여기서, D: 터널직경, M(2,1): Modification factor, $K_{2(near)}$: 터널 2의 near side쪽 지반상수)

표 4. 터널 2의 Modification factor방법 분석결과

Test	z^*	M(2,1)	V_{S1}	K_1	$K_{2(near)}$	$K_{2(remote)}$	$i_{2(near)}$	$i_{2(remote)}$	$(i_{2(near)} - i_{2(remote)}) / i_{2(remote)}$
	D	-	%	-	-	-	mm	mm	%
TW3	1.3	0.70	6.2	0.64	0.89	0.64	94.5	67.5	40.1
	1.7	0.75	6.1	0.57	0.77	0.57	104.1	76.8	35.5
	2.1	0.62	6.2	0.49	0.66	0.49	108.4	80.9	33.8
	2.4	0.65	6.1	0.44	0.58	0.44	111.6	84.9	31.3
	2.7	0.50	5.7	0.42	0.51	0.42	112.7	92.3	22.0

& Hansmire 1975). 여기서 T1과 T2는 각각 터널 1과 터널 2를 말한다. Gaussian curve방법을 이용하면 터널 1에 의한 지반침하를 비교적 정확하게 예측할 수 있지만 터널 2로 인한 지반침하를 과소평가하기 때문에 총 침하에 대한 예측도 정확하지 못함을 알 수 있었다.

4.2.2 Modification factor 방법

Hunt(2005)는 트윈병렬터널에서 터널 2로 인한 지반 변형을 예측하기 위해 Modification factor방법을 제안하였다(식 (3)). Modification factor방법에는 5개의 파라미터(즉, M(2,1), V_{S1} , K_1 , $K_{2(near)}$, $K_{2(remote)}$)가 사용된다. 식 3에서 x의 값이 near side에 포함되면, K_2 대신 $K_{2(near)}$ 를, remote side에 포함되면, K_2 대신 $K_{2(remote)}$ 를 대입한다.

$$S_{mod}(x) = \left[1 + M(2,1) \left(1 - \frac{|x|}{3K_1 z^*} \right) \right] \left(\frac{V_{S1}}{\sqrt{2\pi} K_1 z^*} \right) \exp \left(- \frac{(x-d)^2}{2(K_2 z^*)^2} \right) \quad (3)$$

여기서,

$S_{mod}(x)$: 터널중심선에서 x만큼 떨어진 지점의 침하량

M(2,1) : Modification factor

K_1 : 터널 1의 지반상수

z^* : $z_0 - z$

V_{S1} : 터널 1로 인한 지반침하 곡선의 부피

d' : 터널 1과 터널 2 간 이격 거리

$K_{2(near)}$: 터널 2의 near side쪽 지반상수

$K_{2(remote)}$: 터널 2의 remote side쪽 지반상수

V_{S1} , K_1 에는 터널 1로 인한 Gaussian curve분석결과가 이용되었다(표 3). 또한 터널 2 remote side의 침하폭이 터널 1의 침하폭과 같다고 가정하였다(즉, $K_1 = K_{2(remote)}$) (그림 11(b) 참조). M(2,1)과 $K_{2(near)}$ 를 결정하기 위해 Trial and error 방법이 이용되었다(그림 13). M(2,1)이 커질수록 최대침하량 및 지반손실율이 커지며, $K_{2(near)}$ 가 커질수록 터널 2의 near side의 폭(width)이 증가함을 알 수 있었다. 그림 13은 당해 실험 데이터에 대해, M(2,1) = 0.62, $K_{2(near)}$ = 0.66를 사용할 때 가장 정확한 침하예측이

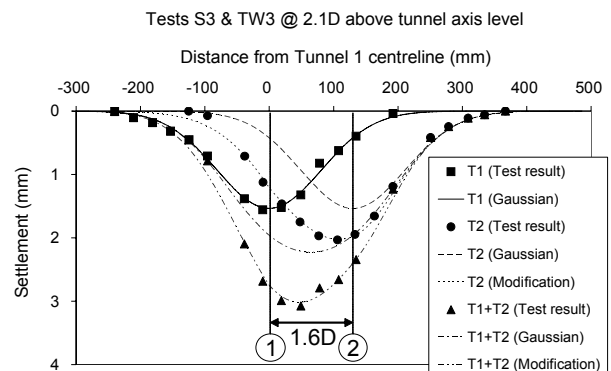


그림 14. Modification factor method를 이용한 트윈터널 침하예측 (여기서, D: 터널직경, T1: 터널1, T2: 터널2)

가능함을 보여준다. 나머지 데이터에 대한 분석결과는 표 4와 같다. 그림 14는 Modification factor방법을 이용한 트윈터널 총 침하 예측을 보여준다. 여기서 T1과 T2는 각각 터널 1과 터널 2를 말한다. 또한, T1+T2(Gaussian)은 T1(Gaussian)과 T2(Gaussian)의 중첩이며, T1+T2(Modification)은 T1(Gaussian)과 T2(Modification)의 중첩이다. Modification factor방법은 기존 Gaussian curve중첩 방법을 사용할 때보다 더 정확한 총 침하량 예측을 가능하게 함을 알 수 있었다.

4.3 침하 폭

Gaussian curve방법은 총 침하 폭을 $6i$ 로 규정한다. 따라서 침하 폭은 지반상수(K)에 비례한다. 점성토지반 지표(地表) 침하의 경우 $K=0.5$ 의 사용이 보편적이며(Clough & Schmidt 1981, O'Reilly & New 1982, Mair et al. 1993, Heath & West 1996, and Grant 1998), 지중(地中) 침하의 경우 식 (4)(Mair et al. 1993)의 사용이 제안 되었다.

$$K = \frac{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)}{1 - \frac{z}{z_0}} \quad (4)$$

여기서,

K : 지반상수(Soil factor)

z_0 : 터널깊이(Tunnel depth)

그림 15는 트윈병렬터널 시공으로 인한 지중 지반침하의 범위를 보여준다(그림 6(c), 그림 8(c), 표 3, 표 4). 터널 1의 시공으로 인한 침하 폭이 식 4가 제안하는 범위보다

다소 좁게 나타났으나(그림 15(a)), 지반변형 벡터의 방향은, 식 (4)가 제안하는 대로, 터널 중심 $(0.175/0.325)z_0$ 아래로 수렴함을 알 수 있었다. 그림 15(b)는 터널 2의 시공으로 인한 침하 폭을 보여준다. 터널 2의 near side가 remote side에 비해 20-40% 정도 더 넓은 침하 폭을 가졌으며, 침하폭의 증가는 심도가 얕아질수록 작아졌다(표 4).

5. 결론

본 논문은, Modification factor방법(Hunt, 2005)을 이용한 1g 모형실험 결과분석을 통해, Modification factor방법이 기존 Gaussian curve방법에 비해 트윈병렬터널 지반침하예측을 개선할 수 있음을 보였다. 그러나 이것만으로 Modification factor방법의 신뢰성이 보장된다고 단언하기는 어렵다(e.g. 실험대형(full-scale) 현장상황 적용 시). 지반성질 및 지중 응력레벨의 차이 때문이다. Modification factor방법은 최근 새롭게 제안 되었으므로, 이에 대한 문헌을 찾아보기 어렵다. 따라서 파라미터 선택에 어려움이 있을 것으로 보인다. 적절한 파라미터의 선택은 양질의 예측을 가능하게 한다. 이를 위해,

표 5. 실험대형 현장 상황 적용 시 파라미터 선택

Centre-to-centre spacings	$d' = 1.6D$
Sub-surface level	$z^* = 1.3 - 2.4D$
$M(2,1)$	0.6 - 0.7
V_{s1}	Use Tunnel 1 data
K_1	Use Tunnel 1 data
$K_{2(\text{remote})}$	Use K_1
$K_{2(\text{near})}$	0.6 - 0.9

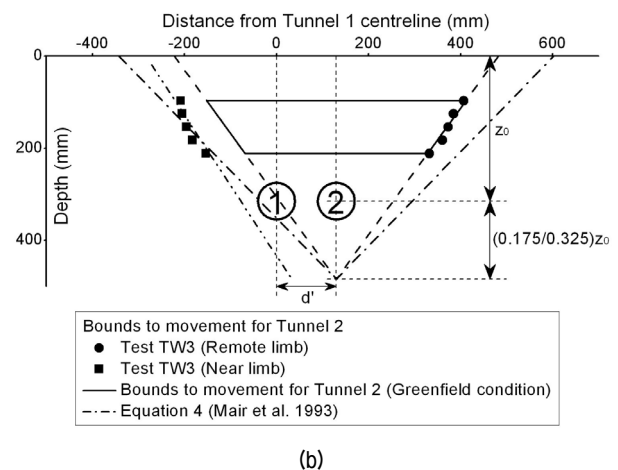
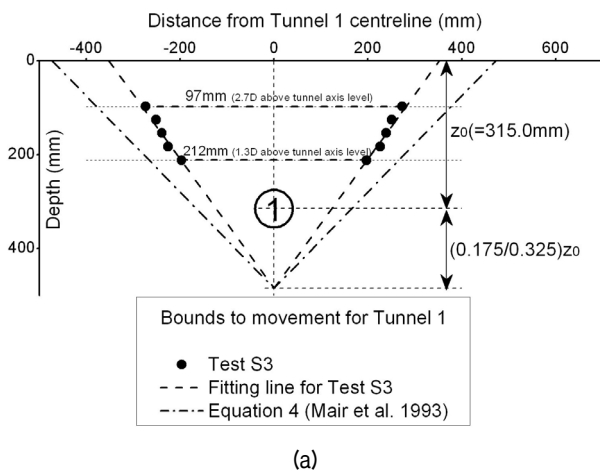


그림 15. Bounds to movement(여기서, z_0 : 터널심도)

향후 현장 데이터 분석을 통한 검증과정이 요구되며, 본 논문의 파라미터 선택 사례가 참고되길 기대한다(표 5).

참 고 문 헌

1. Attewell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R. (1986), Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Chapman and Hall, NewYork.
2. Clough, G.W., Schmidt, B. (1981), Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. *In Soft Clay Engineering*, Elsevier, 569-634.
3. Cording, E.J., Hansmire, W.H. (1975), Displacement around soft ground tunnels. *Proceedings of the Pan-American conference of soil mechanics and foundation engineering*, 4, 571-663.
4. Grant, R.J. (1998), Movements around a tunnel in two-layer ground. PhD thesis, City University, United Kingdom.
5. Heath, G.R., West, K. J. F. (1996), Ground movement at depth in London clay. *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 119, 65-74.
6. Hunt, D.V.L. (2005), Predicting the ground movements above twin tunnels constructed in London clay. PhD thesis, Birmingham University, United Kingdom.
7. Kim, S. (1996), Model testing and analysis of interactions between tunnels in clay. DPhil thesis, Oxford University, United Kingdom.
8. Love, J.P. (1984), Model testing of geogrid in unpaved roads. DPhil thesis, Oxford University, United Kingdom.
9. Mair, R.J. (1979), Centrifuge modelling of tunnel construction in soft clay. PhD thesis, Cambridge University, United Kingdom.
10. Mair, R.J., Taylor, R.N., Bracegirdle, A. (1993), Sub-surface settlement profiles above tunnel. *Geotechnique*, 43, No.2, 315-320.
11. O'Reilly, M.P., New, B.M. (1982), Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction. *Tunnelling' 82*, Ed. Jones, M.J., 173-181.
12. Peck, R.B. (1969) Deep excavation and tunneling in soft ground. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, State-of-the-Art Report, 225-290.
13. Rankin, W.J. (1988), Ground movements resulting from urban tunnelling: Predictions and effects. *Conference on Engineering Geology of Underground Movements*, Nottingham, BGS, 5, 79-92.
14. White, D.J., Take, W.A. (2002), GeoPIV: Particle image velocimetry (PIV) software for use in geotechnical testing, CUED/D-SOILS/TR322.

(접수일자 2009. 7. 14, 심사완료일 2009. 10. 19)