

Tunnelling Technology

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과 건물 및 지하매설물의 손상도 평가



신종호

서울시청 정보화기획단, 지리정보팀장

1. 서론

터널의 설계단계에서 지반의 거동영역 및 크기를 예측하여 인접한 구조물 및 매설관로의 손상도를 평가하는 일은 매우 중요하다. 이를 적절히 검토하지 않아 시민생활의 안전을 위협하거나 재산의 손실을 초래할 수 있으며, 공사 진행단계에서 불필요한 민원이 제기되어 공사가 중지되어 사업 시행자나 시민 모두가 어려움에 처하는 경우가 많다. 이를 개선하기 위하여 설계과정에서 손상의 분류 및 등급에 대한 기준이 설정되어야 하며, 손상도의 평가절차와 방법을 체계화하려는 노력이 필요하다.

본 기사의 구성은 크게 3분야로 나누어 다루고자 한다.

첫 번째는 지반거동의 예측 및 평가이다. 지반거동의 예측은 구조물의 손상도를 평가하는 데 일차적인 요소이며, 여기에는 현장 계측자료를 토대로 한 경험적 방법과 수치해석적 방법 등이 동원될 수 있다. 침하는 지표침하와 지중침하, 단기침하와 장기침하 등 지반조건과 구조물

의 위치 등에 따라 달라지므로 지반변형의 정확한 산정은 판단과 경험이 중요한 요소가 된다. 두 번째로 건물의 손상도 기준 및 평가를 기술하며, 마지막으로 지하매설물의 손상도에 대한 기준 및 평가방법을 다루고자 한다. 시설물의 손상도 평가에 중요한 요소는 허용한계 즉, 기준(criteria)을 설정하는 일이다. 기준의 설정은 보상의 기준, 보수방법 등 건물 손상시 이의 처리를 위한 기본요소이므로 공사전 이에 대한 면밀한 검토가 수행되어야 하며, 기준의 일관된 적용을 위해 건설참여자간 설계개념을 통일할 필요가 있다.

여기서 다루는 방법들은 토목공학 및 지반공학의 일반적인 문제해결의 원리를 사용하고 있다. 특히 금세기 유럽의 최대 프로젝트로 알려진 영국의 Jubilee Line의 계획, 설계에서 적용되었던 사항들을 주로 참고하고자 한다. 따라서 여기 다루진 내용을 실무에 적용할 때는 여러 가지 여건의 차이를 감안하여 사용하는 것이 타당할 것이다.

2. 지반거동의 평가

2.1 개요

터널 굴착은 막장을 중심으로 3차원적인 지반변형을 수반한다. 편의상 터널축과 직각방향을 횡방향(transverse)이라하고, 터널 축방향을 종방향(longitudinal)으로 정하기로 한다. 어떤 특정 위치에서의 종방향 침하는 막장위치의 변화와 함께 변화한다. 즉 종방향 침하는 막장이 통과하면서 막장과 함께 이동하는 일시적 특성을 갖는다. 한편 터널굴착에 따른 침하는 지반-간극수의 상호작용에 의하여도 크게 영향을 받는다. 따라서 지반침하는 굴착직후 일어나는 즉시 침하와 터널 내부로의 흐름발생 또는 압밀 진행에 따라 오랜 기간 동안 일어나는 장기침하로 구분하기도 한다.

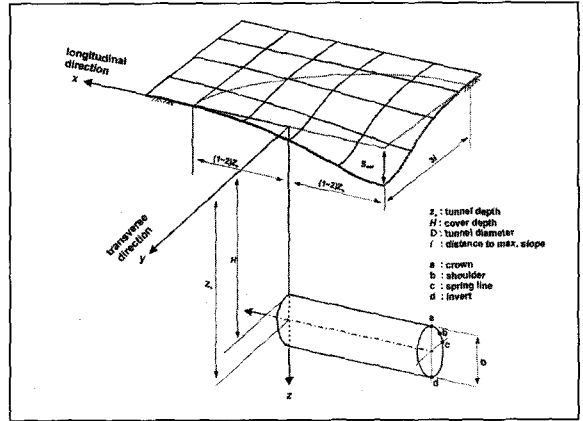


그림 1. 터널굴착과 Gauss곡선으로 이상화한 지반변위

point)까지의 거리, y = 터널중심으로부터 횡방향거리이다. 이식은 침하곡선이 지표면과 이루는 단위체적(V_s , 즉 체적손실(V_l : volume loss)의 개념을 이용하여 나타낼 수도 있다.

2.2 경험적 방법에 의한 지반변위의 평가

즉시침하(횡방향 침하)

터널굴착으로 인해 지표에서 발생하는 횡방향침하는 터널문제의 경계조건이 복잡하여 일찍부터 해석적인 방법보다는 실제 계측자료를 토대로 한 경험적 방법이 주로 사용되어 왔다.

Peck(1969), O'Reilly & New(1982), New & O'Reilly(1991) 등은 현장 계측자료로부터, 터널 굴착직후 야기되는 지표침하의 형상은 그림 1과 같이 Gauss확률 분포곡선의 형상과 아주 잘 일치한다는 사실을 확인하였고, 이는 현재 터널설계에 있어 널리 받아들여지고 있다.

이 침하형상을 수식으로 나타내면 다음과 같다.

$$S_v = S_{max} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right)$$

여기서 S_{max} = 터널 중심에서 최대지표침하, i = 터널 중심에서 Gauss확률분포곡선의 변곡점(inflexion

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S_v dy = \sqrt{2\pi} i S_{max}, \quad V_l = \frac{V_s}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}$$

여기서 D = 터널직경이다. 체적손실 파라미터를 이용하여 횡방향 침하를 표시하면

$$S_v = \frac{\pi D^2 V_l}{\sqrt{4\pi} 4i} e^{-\frac{y^2}{2i^2}}$$

지표침하형상을 나타내는 위 두 식으로 침하를 정의하기 위하여는 최소 2개의 파라미터가 결정되어야 한다. 가능한 파라미터의 짝을 살펴보면 ① $i - V_l$, ② $i - S_{max}$, ③ $V_l - S_{max}$ 등이다. 이 중 어느 짝을 이용하여 횡방향 침하를 나타낼 것인가는 순전히 대상지반에 대한 축적된 계측치의 내용에 따라 달라진다. 통상적으로 점성토 지반에 대하여 가장 많이 사용되는 파라미터는 $i - V_l$ 이다.

지표에서의 i 값은 O'Reilly & New(1982), Mair & Taylor(1997) 등에 의해 조사되었는데 아래 식과 같이 터널심도에 비례하는 것으로 알려져 있다.

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과 건물 및 지하매설물의 손상도 평가

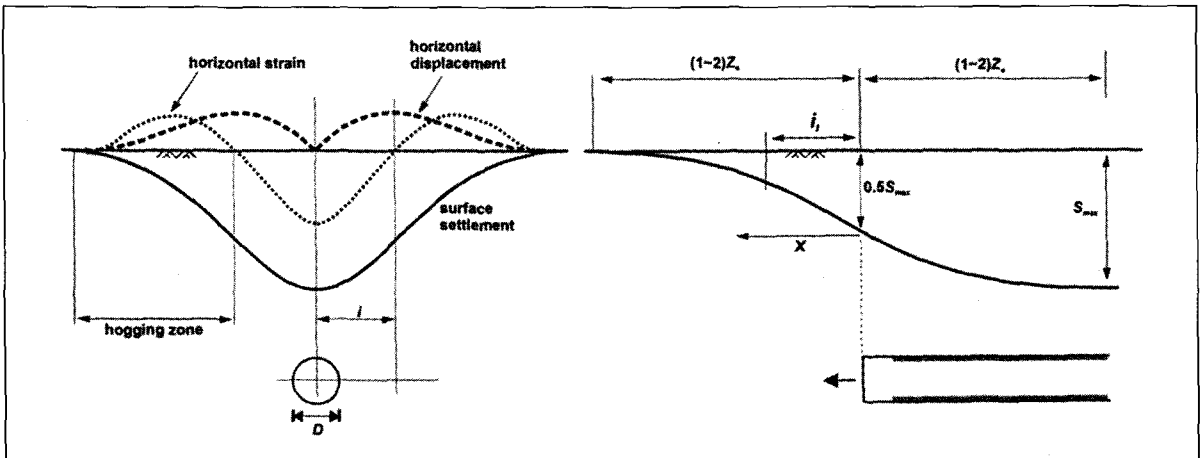


그림 2. 횡방향(transverse) 및 종방향(longitudinal) 침하파라미터

$$i = K z_0$$

K값은 점토=0.4~0.6, 모래 및 자갈=0.25~0.45이다. 적절한 K의 선정은 어느 정도 경험적 판단이 요구된다. 그 이유는 K값이 점성토 혹은 입상토에 따라 달라지며 지하수의 위치에도 영향을 받을 수 있기 때문이다.

비배수 지반의 터널굴착은 일정 체적하에서 전단변형에 의해 지표침하가 발생하며, 지표침하로 인한 손실면적이 터널 굴착단면의 변형으로 인한 손실면적과 같다고 가정할 수 있다. 따라서 이 경우 지표손실 면적을 터널 단면적으로 나누는 지반손실율(V)이 중요한 파라미터가 된다. Rankin(1988)에 따르면 균열강성점토의 경우 0.5~3%, 퇴적 점토지반에서의 실드터널은 2~10%, 입상토의 지하수위 위의 경우 1~5%, 지하수위 아래의 경우 압력터널은 1~10%정도로 분포한다.

수평 변위

건물은 지반의 수평인장율에 크게 영향을 받으므로 수평변위의 정확한 평가가 요구된다. 그러나 측정이 용이하지 않아 이용 가능한 현장데이터는 드물다. 따라서 앞의 수직 침하곡선으로부터 유추하여 산정하는 경우가 많은

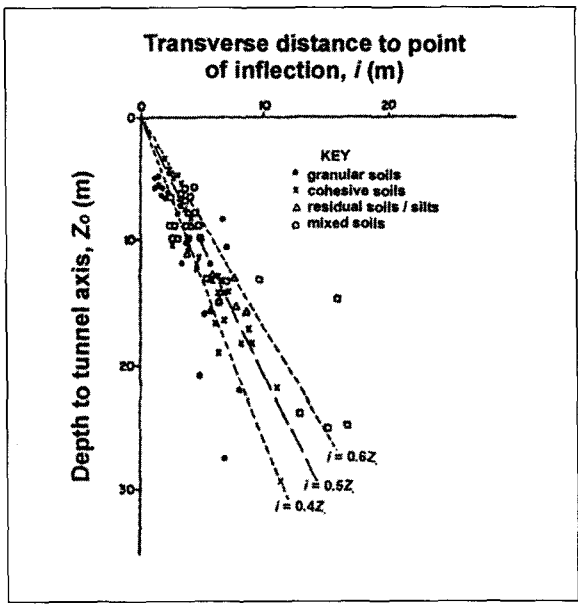


그림 3. i값의 분포범위

데 이 경우 O'Reilly & New(1982)의 가정을 사용한다. 그들은 터널굴착으로 인한 지반의 변위벡터가 터널중심을 향한다고 가정하여 다음과 같이 나타내었다. 이 식을 이용하면 수직변위로부터 수평변위를 다음과 같이 산정할 수 있다.

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과진동 및 지하매설물의 손상도 평가

$$S_h = \frac{y}{z_0} S_v$$

이 식은 좀 보수적인 결과를 주지만 대체로 타당한 것으로 알려져 있다. 수평 변형율은 위 식을 y에 대하여 미분함으로써 얻어 질 수 있다.

$$\epsilon_{hg} = \frac{\partial S_h}{\partial y}$$

수평변형율은 변곡점을 기준으로 달라진다.

즉 $-i \leq y \leq i$ 의 범위는 압곡변형율을 나타내며, $i \leq y$ 또는 $y \leq -i$ 의 범위에서는 인장변형율을 나타낸다. 점 i에서 수평변위는 최대가 되고, 수평변형율은 영이된다(그림 1).

종방향 침하

건물이 터널 중심 혹은 그 가까이 위치하는 경우 터널 막장면 앞에서 일어나는 진행성 침하가 더 불리한 경우가 있다. 이 경우 구조물의 손상도를 평가하기 위하여 종방향 침하 형상을 파악하여야 한다. Attewell & Woodman(1982)은 종방향 침하형상을 누적확률분포곡선으로 나타낼 수 있음을 보였다(그림 2). 이 경우 터널

막장면에서의 침하는 $0.5S_{max}$ 로 산정되나 실제 계측결과 는 이보다 작은 것으로 알려져 있다. 표1은 지표침하형상을 Gaussian곡선으로 가정했을 때의 지반의 침하파라미터를 정리한 것이다.

복합터널

2개 혹은 그 이상의 다수 터널이 동일한 단면에 건설되는 경우, 일반적으로 각 터널이 야기하는 침하가 독립적으로 일어난다고 가정하여 총 침하는 각터널이 야기하는 침하를 중첩(superimpose)하여 얻는다. 그러나 터널이 서로 아주 근접하는 경우(최단 이격거리가 터널직경보다 작을 경우) 이 가정은 침하를 과소 평가할 우려가 있다. 일반적으로 먼저 굴착한 터널이 지반을 교란시켜, 나중에 굴착하는 터널이 더 큰 침하를 야기하기 때문이다. 따라서 이 경우 설계 검토는 더 큰 체적손실을 가정하는 것이 타당하다.

장기침하

투수성이 작은 지반의 경우 터널굴착은 과잉간극 수압을 야기시킨다. 이 과잉간극 수압이 소산되면서 장기적인 침하가 발생할 수 있다. Ward & Pender(1981)는 계측결

표 1. Gaussian 침하곡선에 대한 최대침하, 경사, 곡률, 수평변형율(Lake et al, 1992)

침하 파라미터	횡방향(y)		종방향(x)		종방향·횡방향(%)
	위치	값	위치	값	
최대경사	i	$0.61 \frac{S_{max}}{i}$	0	$0.4 \frac{S_{max}}{i_x}$	66
최대곡률 (sagging:아래오목)	0	$\frac{S_{max}}{i^2}$	$-i_x$	$0.24 \frac{S_{max}}{i_x^2}$	24
최대곡률 (hogging:위로볼록)	$\sqrt{3}i$	$0.45 \frac{S_{max}}{i^2}$	i_x	$0.24 \frac{S_{max}}{i_x^2}$	54
최대수평변위	i	$0.61 i \frac{S_{max}}{z_0}$	0	$0.4 i_x \frac{S_{max}}{z_0}$	66
최대수평변형율 (인장)	$\sqrt{3}i$	$0.45 \frac{S_{max}}{z_0}$	i_x	$0.24 \frac{S_{max}}{z_0}$	54
최대수평변형율 (압축)	0	$\frac{S_{max}}{z_0}$	$-i_x$	$0.24 \frac{S_{max}}{z_0}$	24

과를 토대로 거의 모든 터널이 장기적으로 배수터널과 같이 거동함을 보였다. 이러한 현상은 투수성이 낮은 점토 지반의 터널에서 주로 발견된다. Attewell et al(1988)은 장기침하로 인한 변곡점은 터널중심에서 점점 멀어지며

$$i_{ty} = \frac{i}{e^{-\frac{D^2}{2t^2}}}$$

Glossop(1982)은 장기침하로 인한 체적손실을 다음과 같이 나타낼 수 있음을 제시하였다.

$$V_s = 1.14 + 1.33 \text{ (OFS)}$$

여기서 OFS = 비배수강도에 대한 초기유효응력의 비이다.

2.3 수치해석적 방법에 의한 지반변위의 평가

막장에서의 지반거동은 3차원적이므로 지반거동의 정확한 모델링을 위하여는 3차원 해석이 필요할 것이다. 그러나 3차원해석은 모델링에 소요되는 노력이 과다하고 컴퓨팅 타임도 길어 일반적으로 행해지지 않는다. 굴착이 수반하는 3차원적 영향을 2차원적으로 근사화하는 평면변형을 해석을 통해 지반의 횡방향 침하를 산정하는 것이 일반적이다.

2차원 모델은 라이닝 설치 등 3차원 영향을 경험파라미터를 써서 유사화하게 되는데 여기에는 파라미터의 설정방법에 따라 다음 3가지로 구분할 수 있다.

- 응력제어법 : 하중제하법
(percentage unloading method)
- 강성제어법 : 강성감소법
(stiffness reduction method)
- 변위제어법 : 체적손실율법(volume loss method),
Gap 파라미터 법 등.

[Percentage Unloading Method]

이 방법은 그림 4에 보인바와 같이 일정부분의 굴착상당력을 재하한후, 라이닝을 설치(활성화)하고 잔여하중을 재하하는 방법이다. 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$\{\sigma\} = \lambda \{\sigma_0\}$$

여기서 $\{\sigma\}$ = 재하응력, λ = unloading percentage, $\{\sigma_0\}$ = 전 굴착상당력이다.

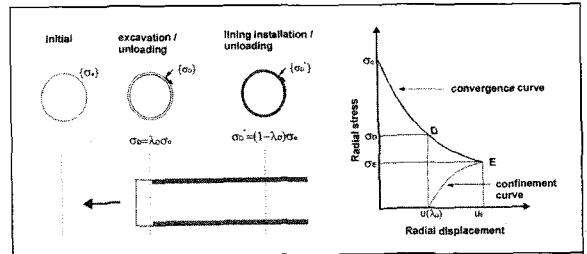


그림 4. Percentage Unloading Method

[Stiffness Reduction Method]

이 방법은 그림 5에 보인바와같이 터널 굴착에 따라 막장전면이 느슨해져 강성이 작아지는 Progressive Failure를 모델링하고자하는 것으로 터널부의 강성을

$$E_0 = \beta E, \quad 0 \leq \beta \leq 1$$

로 감소시킨 후 굴착 상당력을 재하하며, 터널굴착 및 라이닝설치후 잔여하중을 재하하는 방법으로 터널굴착과정을 유사화한다.

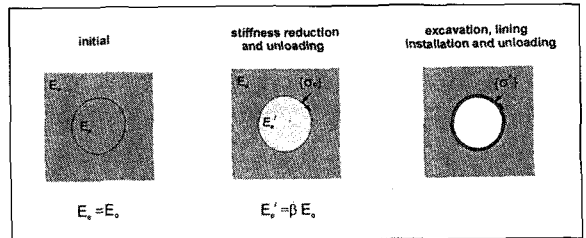


그림 5. Stiffness Reduction Method

[Volume Loss Method]

비배수조건에서 단위 지표침하의 체적은 터널내부변형이 이루는 체적과 동일하다. 따라서 경험자료에 의해 지반손실율을 설정하고, 굴착상당력을 단계적으로 가하면서 지표침하를 모니터하여 목표 지반손실율에 도달하면 라이닝을 설치하고 잔여하중을 가한다. 이 방법의 개념은 그림 6에 보였으며 점토지반에 타당하다.

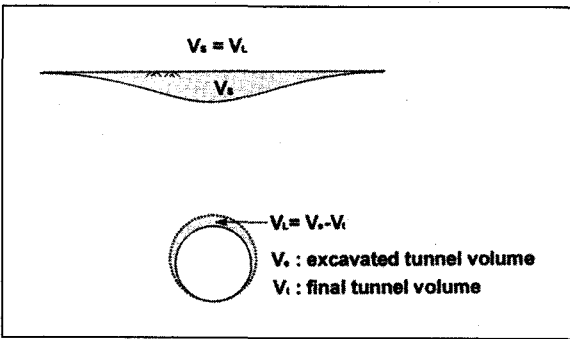


그림 6. Volume Loss Method

[Gap Parameter Method]

이 방법은 그림 7에 보인바와 같이 지반손실을 대신, 터널 천단의 변형을 Gap Parameter로 정의하여 Volume Loss Method와 마찬가지로 이 변수를 해석중에 모니터하여 목표치에 도달하면 라이닝을 설치(활성화)한다.

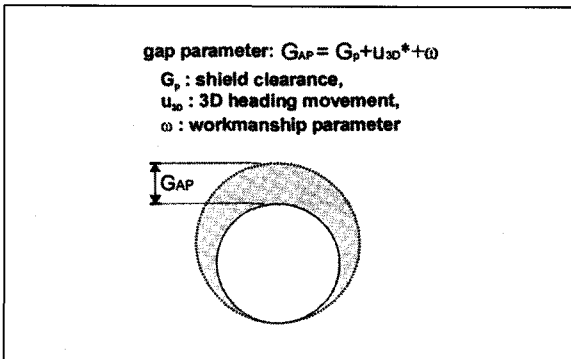


그림 7. Gap Parameter Method

표 2. 지반파라미터를 실제측정치보다 과대하게 선정한 경우

건물 손상	지반 파라미터(과대평가시)	
	S_{max} (or V_1)	i
S_{max}	과대평가	과소평가
최대경사	과대평가	과소평가
곡률	과대평가	과소평가
최대인장변형률	과대평가	과소평가
최대변위비 (Δ/L)	과대평가	과소평가

변위제어법은 경험데이터가 충분한 점토지반의 실드터널에 타당한 것으로 알려져 있다. 즉 모래지반 등은 굴착중 지반의 압축 또는 팽창 변형이 수반되어 Volume Loss 나 Gap의 변화가 심하여 상수 값으로 정하기 어려운 문제가 있다. 따라서 경험데이터가 충분치 않은 기타의 지반에 대하여는 응력 혹은 강성제어 개념을 주로 사용하게 된다. 이중 Percentage Unloading Method법이 강성제어법보다 분명한 물리적 의미를 주므로 선호되는 경향이 있다.

어쨌든 모든 2차원 모델링 방법은 경험파라미터를 요하며 적절한 파라미터의 선정이 해석의 신뢰성을 좌우한다. 이 파라미터는 단지 경험만 가지고 결정하기 어려우므로, 3차원해석 등을 수행하여 Calibration하는 등 파라미터의 정당성 확보에 특별한 노력이 필요하다. 지반거동이 시간 의존성 거동을 보이는 경우 위의 어느 방법도 더 이상 적용할 수 없을 것이므로 3차원 해석 등 별도의 해석 방법이 검토되어야 한다. 지반과 건물을 함께 모델링하여 다루는 방법도 가능하나 마찬가지로 터널의 3차원 영향을 고려하는 것이 해석의 중요한 요소가 된다.

2.4 지반변위의 예측이 손상평가에 미치는 영향

경험적 방법을 이용하여 지반 거동을 예측하는 경우 지반의 침하파라미터의 선택에 따라 예측치와 손상도가 어떤 상관 관계를 나타내는지 인식할 필요가 있다. 일반적으로 i 값을 과대평가하면 건물의 최대경사를 과소평가하

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과 건물 및 지하매설물의 손상도 평가

게 된다. 최대경사를 작게 평가하면 최대변형율이 작게 선정되어 손상도가 실제보다 양호한 쪽으로 평가 될 수 있다. 또한 지반 손실율(혹은 최대침하)을 과대평가하는 경우 손상도도 과대평가 된다. 표 2는 지반파라미터를 실제측정치보다 과대하게 선정한 경우 건물손상지표의 영향을 요약한 것이다.

3. 건물손상도 평가

3.1 개요

터널의 굴착은 불가피하게 지반변위를 수반하고, 지반 변위는 인접구조물의 안전에 영향을 미칠 수 있다. 건물 손상도를 평가하기 위하여는 먼저 손상에 대한 기준 및 등급분류가 필요하다. 이어 지반변위의 평가로부터 건물의 변형율을 산정하고, 평가내용이 건물의 허용기준을 만족하는지 혹은 보수대책이 필요한지를 검토하여야 한다. 그림 8은 건물변형을 정의하기위한 파라미터를 정리한 것이다. 표 3은 건물의 일반적인 총 허용침하를 보인 것이다.

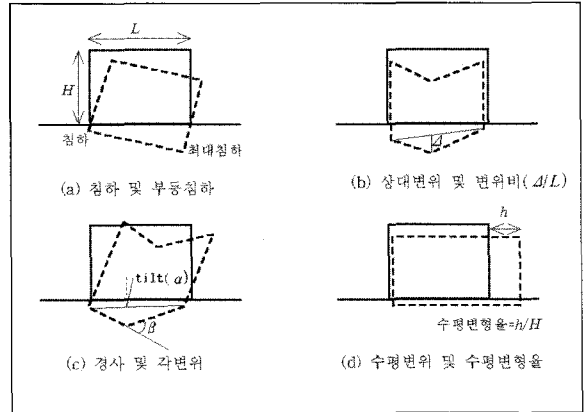


그림 8. 건물변위를 정의하기위한 파라미터

3.2 손상의 분류

만일 경험에 기초한 객관적인 허용침하기준이 마련되지 않으면, 건물의 손상평가지 건물 사용성(performance)과 관련하여 극단적이고 비현실적인 논란이 빚어질 수 있다. 따라서 설계단계에서 적절한 침하제한 기준 등을 마련하는 것이 바람직하다. 객관적인 건물손상분류 체계의 도입은 빌딩의 손상에 대한 위험도 평가를 위한 논리적이고도 실질적인 기준을 제공하게 된다. 영국의

표 3. 건물의 총 허용침하

건물 및 구조 등급	건물형태	최대허용침하(mm)		
		Wilun & Stvarzewski	Polishin & Tokar	Skempton & MacDonald
1	강성구조	150-200	300	점토: 75-125 모래: 50 - 75
2	정정구조	100-500	100	
3	부정정철골구조, 하중지지벽돌조, 철근콘크리트, 보강구조(*)	80-100	150	
4	위 3등급구조물중 (*)조건을 만족하지 않는 구조물, 독립기초의 철근콘크리트 구조물	60-80	75-100	점토: 75 모래: 50
5	대형 슬라브 또는 블록형 조립식 구조물	50-60		

(*): 3등급 구조물은 부정정구조물로서 매층 철근콘크리트 원형보를 갖는 구조, 종방향으로 철근콘크리트 대상기초를 갖는 구조, 두께 250mm 이상이면서 간격이 6m이하인 기둥을 갖고, 대상 또는 Raft 기초를 갖는 콘크리트 뼈대구조물

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과건물 및 지하매설물의 손상도 평가

표 4. 건물손상의 분류체계(벽돌조 또는 석조건물의 보수용이성에 기초)

손상 등급	심각성의 정도	손상 내용 여기서 균열폭은 등급평가를 위한 단지 한 개의 요소에 불과하므로 균열폭으로 직접 손상등급을 평가해서는 안된다.
0	무시가능함	폭이 0.1mm보다 작은 실균열
1	경미함	내부미장공사로 쉽게 처리 가능한 미소균열. 손상은 대개 벽체 내부 마감부에 국한된다. 자세히 관찰하면 외부벽체에서도 균열을 발견할 수 있다. 이 등급의 균열폭은 1mm이내이다.
2	약간손상	균열을 쉽게 메울수 있다. 미장공사를 다시하여야 할 경우도 있다. 재발되는 균열은 적절한 재료로 마감보수할 수 있다. 균열이 외부에서 관찰 될 수 있다. 외부 벽돌이나 벽체석 일부를 바로 맞추어 방수기능을 확보하여야 한다. 문여닫기가 약간 부자연 스럽게 된다. 이 경우의 균열폭은 5mm이내이다.
3	중규모손상	전문석공이 균열부를 열어 조사를 할 필요가 있다. 외부 벽돌이나 벽체석 일부를 바로 맞추거나 부분적으로 교체하여야 한다. 문 여닫기가 부자연 스럽게 된다. 관로의 손상이 있을 수 있다. 방수기능에 손상이 온다. 이때 균열폭은 보통 5내지15mm 이며 간혹 3mm이상의 경우에서도 발생한다.
4	심각한손상	균열부를 해체하여 교체하고, 문과 창문을 보수하는 대규모 보수가 요구된다. 문과 창문이 뒤틀리고 마루 경사가 눈에 띈다. 벽체의 기울기와 부풀음 변형이 눈에 띈다. 기초의 지지력 상실이 있을 수 있다. 매설관에서 기능장애가 발생할 수 있다.
5	매우심각한 손상	이 등급의 손상은 부분 혹은 전면 재건축을 필요로 한다.기초의 지지력이 손실되고 벽체가 심하게 기울어져 지주목 받침공사가 필요하다. 문이 손상되며, 전도의 위험이 있다. 이 때의 균열폭은 보통 25mm이상이며, 균열의 갯수도 중요하다.

Jubilee Line 건설 프로젝트에 이런 체계를 도입하여 민원처리의 일관된 기준으로서 아주 유용함이 입증되었다.

기준을 설정할 때는 우선 모든 건물들이 기초의 거동과 관계없이 어느 정도의 균열을 내포하고 있음을 인정할 필요가 있다. 이런 균열들은 때로 유지관리보수 혹은 미장공사를 통해 쉽게 치유될 수 있고 구조적인 문제와도 크게 관련되지 않는다. 일반적으로 침하에 가장 취약한 구조물은 석조건물이다. 작은 침하에도 벽돌석이 서로 분리되어 나타나므로 전통적으로 건물침하 기준은 석조건물에 대하여 기준을 정하고 다른 건물들은 이를 기초로 보수적인 검토를 수행하는 경우가 많다. 표.4에 벽돌조 및 석조건물에 대한 건물손상분류체계를 예시하였다. 이 체계는 기존의 이론들을 종합하여 맨 처음 Burland et al(1977)에 의해 제시되었다.

표 4의 분류체계는 '손상의 보수용이성'에 기초하여 작성된 것이다. 그러므로 육안으로 손상을 식별할 때는 손상을 보수하는데 요구되는 작업의 종류를 평가하는 것이 중요한

표 5. 손상등급의 분류

손상 등급	손상의 구분	한계인장변형률(ϵ_{lim} %)
0	미적 손상	0 - 0.05
1		0.05 - 0.075
2		0.075 - 0.15
3	기능성 손상	0.15 - 0.3
4	사용성 손상	> 0.3
5	구조적 손상	

것이다. 여기에서는 균열의 폭을 지표로 사용하고 있으나, 손상의 정도를 균열의 폭만으로 분류하려는 유혹을 단호히 저항하여야하며, 보수의 용이성이 무엇보다도 중요하다.

표 5는 손상등급 분류표로서 손상도가 증가함에따라 0부터 5까지 6개의 손상범주를 정하고 있다. 각 범주에 대하여 심각성의 정도를 판단할 수 있다. 특히 2등급 및 3등급 분류가 중요한데, 그 이유는 2등급까지의 손상은 실제로 굉장히 많은 요인에 의해 초래될 수 있으므로 균열의 인과관계를 판정하는 기준과 관련되기 때문이다. 예로 이 범주의 균열은 수축균열, 온도영향 등 건물자체 요인

뿐만 아니라 터널로 인한 지반 거동까지도 복합되어 나타날 수 있다.

Burland & Wroth(1974)는 균열의 시작점을 결정하는 기초파라미터로서 '한계인장변형율(critical tensile strain)' 개념을 도입하여 손상등급과 연관시켰다. 이것은 나중에 Burland et al(1977)에 의해 'Limit Tensile Strain'으로 대체되었다. Boscardin & Cording(1989)은 침하를 야기하는 깊은 굴착문제를 해석하여 표 4의 손상 분류체계는 건물에 유발된 인장변형율의 크기와 관계됨을 보였다. 이 분류는 표 5에 추가하였다. 따라서 평가된 건물의 인장변형율은 잠재적인 손상분류체계와 중요한 연관성이 있음을 알 수 있다.

3.3 건물 변형율의 계산

건물 변형율 계산을 위하여 건물의 영향범위와 관련되는 높이와 길이를 정하는 것은 중요하다. 일례로 그림 9와 같이 단일 터널에 영향을 받는 전형적인 경우를 살펴보자.

통상 영향높이는 터널에서 기초 저면까지의 길이(H)로

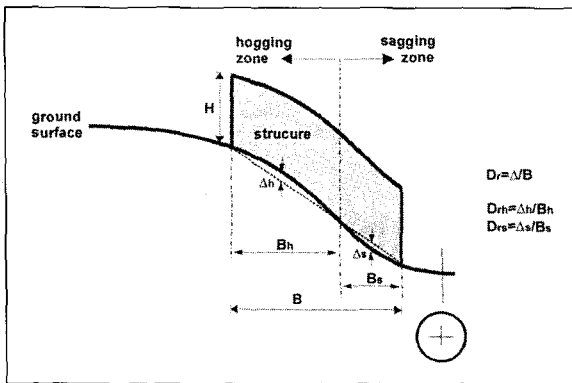


그림 9. 지반과 건물의 변형 파라미터

취해지며, 건물의 지붕은 대체로 무시한다. 또 침하의 변곡점(i)을 기준으로 Hogging Mode(위로볼록)와 Sagging Mode(아래로 오목)의 두 부분으로 분리하여 고

려할 수 있다고 가정한다. 통상 침하곡선의 범위(2.5i)를 넘는 건물길이는 고려하지 않는다. 단일 터널의 경우 건물 변형율을 구할 때 건물의 보길이(span length)를 결정해야 하는데, 보통 Hogging 혹은 Sagging Zone에 위치하는 건물 길이를 보길이라고 한다.

침하로 인한 변형율

지반변형은 건물에 인장변형율을 야기하고 이로써 균열과 손상을 수반할 수 있다. 건물에 대한 침하손상 평가법은 Burland & Wroth(1974)에 의해 제안되었다. 그들은 건물을 연장 L, 높이 H 인 보(beam)로 이상화하여 중앙에 집중하중을 주었을 때 최대변형 Δ를 일으킨다고 가정하였다. Hogging Mode 에서 기초아래 지반을 끌어안는 Restrain Effect는 중립축을 낮아지게 하는 효과를 주어 보의 최저면을 중립축으로 가정하였고, Sagging Mode에 대하여는 중립축이 보 중심선과 일치하는 것으로 가정하였다. 그들은 이러한 중립축의 선정은 실제 건물의 거동 관찰결과와 잘 일치함을 확인하였다.

경사도 Δ/L은 최대 모멘트변형율 ε_b와 전단변형율 ε_d를 이용하여 다음과 같이 산정한다.

$$\Delta/L = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3IE}{2tLGH} \right\} \epsilon_b$$

$$\Delta/L = \left\{ 1 + \frac{H^2 LG}{18IE} \right\} \epsilon_d$$

여기서 t는 보중심선에서 최외곽면까지의 거리 (hogging=H, sagging=H/2)이며 I는 단면2차 모멘트 (hogging=H³/3, sagging=H³/12)이다. 최대 모멘트 변형율은 터널 중심에서 발생하며, 최대 전단변형율은 보의 4분의1점에서 발생한다. 석축 구조물은 등방이 아니더라도 E/G는 보통 2.6, 그리고 ν=0.3 정도의 값을 갖는다.

기초 저면의 위치에서 건물의 침하형상과 일치하는 모양으로 변형한다는 것은 실제로 아주 보수적인 가정이다. 변곡점은 건물을 2개의 Zone으로 구분한다. 즉 -i> y

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과 건물 및 지하매설물의 손상도 평가

또는 $y > i$ 범위에서 Hogging이 일어난다. 그림 9의 변형형상으로부터 Δ_h / L_h , Δ_s / L_s 를 정의할 수 있다. 이렇게 했을 때 Hogging Zone이 더 큰 건물손상을 유발할 수 있음을 알 수 있다. 이러한 가정은 변곡점 양쪽을 각각 별개로 다룰 수 있게 해주며, 상당히 타당한 것으로 받아들여지고 있다. Δ_h , Δ_s 는 꼭 보의 중심에서 일어나지는 않는다. 수치해석을 통해 이 값을 찾아낼 수 있다.

여기서 설명한 방법을 Direct Method라한다. Boscardin & Cording(1989)도 유사한 방법을 제시하였는데, 그들은 최대각변형 β 로부터 Δ/L 를 계산하였다. 그러나 이것은 인장변형율을 약 20%까지 과대 예측할 수 있다고 알려져 있다.

지반의 수평변형율의 중첩

지반의 수평 변형율도 건물손상에 기여한다. 손상평가에 있어 건물 단면을 따른 평균 수평변형율은 국부적인 수평 지반변형율보다 잠재적 손상의 관점에서 보다 더 중요한 변수가 된다. 평균수평변형율 ϵ_h 를 결정하기 위하여 지표침하식을 활용, 보 양쪽 끝에서 수평변위를 계산하였다. 이 차이를 보의 길이로 나누어 평균 수평변형율 ϵ_h 를 구한다.

평균 수평변형율은 모멘트변형율 ϵ_m 와 전단변형율 ϵ_s 을 조합하여 구한다. 최대 조합인장변형율을 사용하여 건물 손상 가능성을 평가할 수 있다. 최대 조합 인장변형율은 대개 Hogging Zone에서 발생한다. 수평변형율과 모멘트변형율은 다음과 같이 직접 더할 수 있다.

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_h + \epsilon_b$$

전단변형율과 수평변형은 Mohr의 변형율 원을 이용하여 구하여야 한다. $\nu = 0.3$ 으로 가정하면 총 인장변형율은 다음과 같이 산정된다.

$$\epsilon_{dt} = 0.35 \epsilon_h + \sqrt{\{(0.65\epsilon_h)^2 + \epsilon_d^2\}}$$

간편차트 이용법

인장변형율을 구하기 위한 대안으로 간편차트가 이용될 수 있다. 여기에는 Boscardin & Cording(1989)도표와 Burland(1995)도표가 있다.

[Boscardin & Cording(1989) 도표]

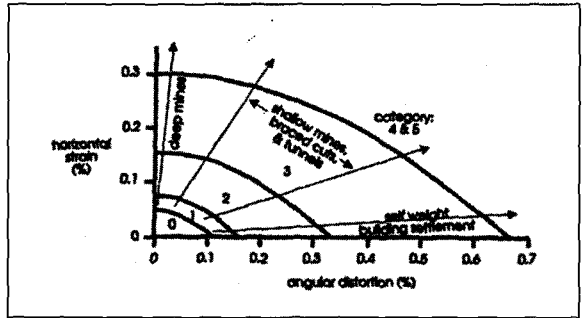


그림 10. 각회전 및 수평변형율에 대한 손상관계 (Boscardin & Cording, 1989)

이 도표는 $L/H = 1$ 인 경우 각회전 β 와 수평변형율 ϵ_h 관계로 나타낸 것이다. 이식은 모멘트변형율을 무시하였고, β 가 Δ/L 에 비례한다고 가정하였다. 실제로 건물의 기울기가 먼저 파악되어야 하기 때문에 β 의 계산은 직접적으로 이루어지지 않는다.

[Burland(1995) 도표]

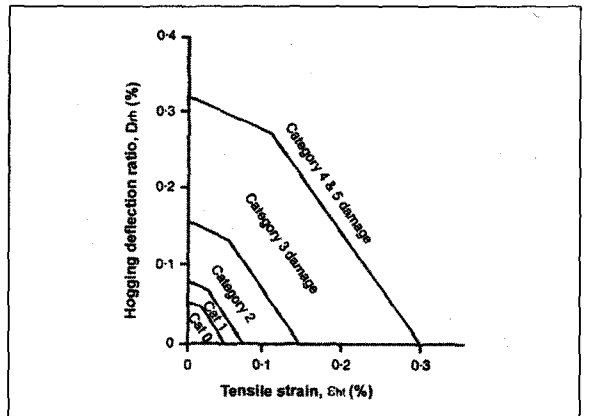


그림 11. 손상등급 분류도표(Burland, 1995)

같은 개념의 지표로서 Δ/L 와 ϵ_n 의 관계로 손상등급을 제시하였다. 그림 11의 도표는 $L/H = 1$ 인 경우 Hogging Mode에 대한 것이다. L/H 에 따라 도표의 내용도 달라진다.

철골건물의 손상평가

철골콘크리트 건물은 석조건물 보다는 휨성이 크다. 따라서 쉽게 손상을 받지 않는다. 손상평가를 위하여 얇은 기초의 뼈대 건물은 석조건물과 같은 방법으로 다룰 수 있다. 이 경우 $E/G=12.5$ 까지 증가한다.

3.4 건물손상도 평가 전략

대부분의 건물은 '손상등급이 0~2에 해당할 경우' 위험도가 낮다고 평가할 수 있다. 그러나 등급2와 3사이의 기준(threshold)이 건물의 기능성, 사용성측면의 손상과 관련하여 특별히 중요하게 다루어진다. 건물 손상도 평가의 주목적은 결국 설계과정에서 모든 건물에 대하여 이 기준 아래의 손상 등급에 위치하도록 제한하려는 것이다.

특별히 예민성을 갖는 것으로 판정된 건물에 대하여는 별도의 세부적인 검토가 이루어져야 하며 일반적으로 설계중 손상평가는 다음과 같이 단계별 평가개념을 도입하는 것이 바람직하다.

- 예비평가(preliminary assessment)
- 2단계평가(second stage assessment)
- 상세평가(detailed evaluation)

예비평가

대부분의 경우에 있어서 침하가 10mm이하인 경우 손상위험도는 거의 무시할 만하다. 예비평가단계에서는 경험데이터를 참고로 개략적인 지표침하 등고선을 그려본다. 이 두 사항을 기준으로 검토요건에 들지 않는 모든 건물을 걸러낸다. 추가적으로, 배제된 건물들이 경사 1:500

을 초과하지 않는지 검토한다.

2단계평가

2단계에서는 Gaussian침하식을 이용하여 건물에 야기된 최대 인장변형율을 산정한다. 산정값을 이용하여 표.5로부터 손상등급을 판정한다. 이 방법은 실제 아주 보수적이다. 즉 건물이 강성을 갖지 않는다고 가정하므로, 건물의 변형이 건물이 없는 자유지반(green field)의 형상을 따른다고 보기 때문이다. 실제로 건물의 강성은 침하비를 감소시키는 경향이 있다. 따라서 수평변형율도 줄어든다. 대부분의 경우 2단계에서 얻어진 판정등급은 단지 참고 가능한 손상 수준으로만 이해되어야 한다. 실무에서 실제 손상은 평가된 등급보다 훨씬 작을 것이다. 2단계는 주로 2차원 문제로 다루게 된다.

상세평가

상세평가는 2단계 평가에서 3등급 또는 그 이상으로 평가된 건물에 대하여 수행한다. 터널건설공법 및 과정이 상세히 고려되어야 하며, 특히 지반거동의 3차원적 특성이 건물배치 및 형상을 고려하여 반영되어야 한다. 이 단계에서는 건물의 세부내용도 파악되어야 한다. 철근콘크리트 프레임 건물은 비교적 변위에 따른 손상도가 낮다. 이 단계에서는 지반-구조물 상호작용의 영향이 특별히 중요하게 다루어 져야한다. 또 건물기초의 강성을 감안하여 2단계평가의 자유지반조건을 보완하여 검토한다. 건물기초의 강성은 침하에 대한 저항능력을 제공하므로 유리한 효과를 나타낸다. 실제건물의 침하형상은 자유지반보다 훨씬 더 넓으나, 훨씬 더 작은 최대침하, 침하비 및 변형율을 나타낸다.

2단계평가에서 지나치게 보수적인 가정을 도입하였으므로 상세평가의 결과는 거의 언제나 2단계에서 판정된 손상 등급보다 더 경미한 등급의 결과를 주게 될 것이다. 상세평가는 필요시 보수/보강대책이 뒤따라야 한다. 이것은 보통 3등급 또는 그 이상인 경우에 반드시 필요하다.

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과 건물 및 지하매설물의 손상도 평가

3.5 건물강성의 영향을 고려한 변형을 평가

건물기초는 그 강성으로 인해 지반변위를 변화시키며, 따라서 야기된 수평변형율은 자유지반의 그것보다 현저히 작게 나타난다. 대상기초, Raft 같은 연속기초는 터널 굴착시 수평변형율이 무시할 만한 수준인 것 같다.

터널굴착시 구조물의 강성이 지반침하에 미치는 영향은 Potts & Addenbrooke(1997)에 의해 조사되었다. 그들은 지반-구조물의 상대적 강성파라미터를 상대굽힘모멘트강성 ρ^* (단위는 m^{-1}), 그리고 상대 축강성 파라미터 α^* 로 정의하여, 자유지반에서 평가한 침하파라미터를 구조물이 있는 경우로 변환하는 방법을 제시하였다.

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s H^2}, \quad \alpha^* = \frac{EA}{E_s H}$$

여기서 H는 구조물 폭의 반($B/2$ 또는 $L/2$)이고 EI는 굽힘강성, EA는 건물의 축강성, 그리고 E_s 는 지반의 대표탄성계수(심도 $z_c/2$ 에서 채취한 시료의 삼축시험결과 축변형율 0.1%에서의 Secant Young 계수)이다. 그들은 그림 12의 모델에 대하여 강성파라미터에 대한 일련의 FEM해석을 수행하여 기초의 강성이 변위비(deflection ratio)와 수평변형율에 미치는 영향을 조사하였다.

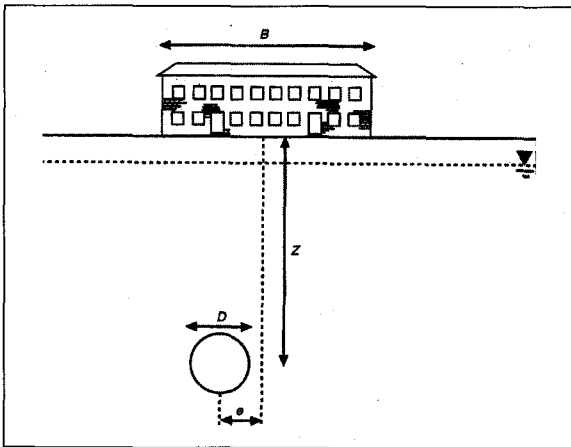


그림 12. 지반강성영향의 조사모델

자유지반에서 평가한 변위비($DR = \Delta/L$)와 수평변형율은 수정계수를 이용하여 다음과 같이 보정한다.

$$DR_{sag} = M_{sag}^{DR} DR_{sag}^g, \quad DR_{hog} = M_{hog}^{DR} DR_{hog}^g$$

$$\epsilon_{hc} = M_{hc}^{\epsilon} \epsilon_{hc}^g, \quad \epsilon_{nt} = M_{nt}^{\epsilon} \epsilon_{nt}^g$$

여기서 첨자 g는 자유지반에서 지반거동으로 평가된 값이며, M^{DR} 및 M^{ϵ} 는 각각 변위비와 수평변형율에 대한 수정계수이다. 그림 13은 수정계수 값을 보인 것이다.

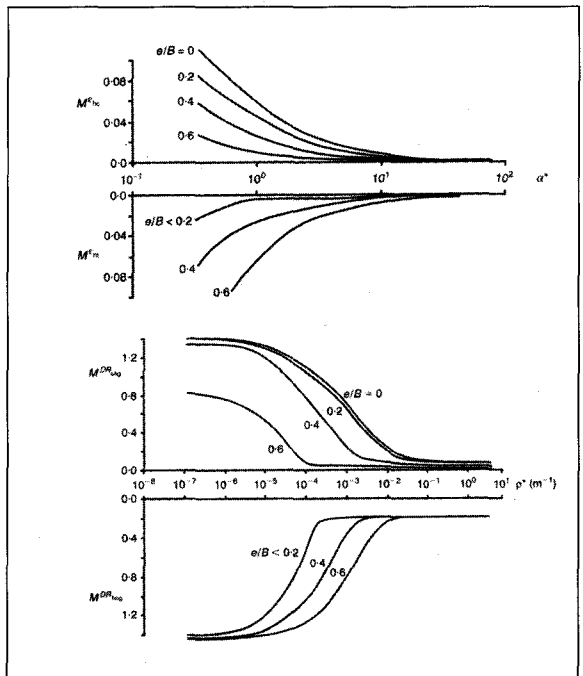


그림 13. 지반강성을 고려하기 위한 수정계수 값

4. 지하 매설관의 손상도 평가

4.1 개요

지하매설물이 터널축과 어떠한 배치상태인가에 따라

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과 건물 및 지하매설물의 손상도 평가

단순2차원 문제 혹은 완전3차원문제로 다를 수 있다. 여기에서는 시간이 많이 소요되는 해석을 수행하지 않고 단순 기준에 근거한 매설관의 손상평가법을 다루고자 한다. 실제로 지반-매설관의 상호작용은 영향요인이 다양하여 관로에 발생하는 응력을 정확히 예측하기 어렵기 때문에 지반거동으로 인한 매설관의 손상가능성은 통상 경험적, 반경험적 상관관계를 이용하여 평가한다.

4.2 평가방법

단계별 평가

관로의 손상 가능성을 평가하는 단순법은 지반거동의 평가를 토대로 허용기준을 만족하는 지 여부를 검토하는 방식으로 이루어진다. 이 절차는 통상 다음 3단계로 이루어진다.

- 1단계 : 관로위치에서의 지반경사 파악 및 허용기준과 비교
- 2단계 : 관 이음매의 회전 및 Pull-out 가능성 검토
- 3단계 : 관의 변형을 산정 및 허용변형율과의 비교

어느 단계에서나 보수적 평가를 위하여 최악의 상황을 가정하는 것이 일반적이다. 즉 1,2단계에서는 관로가 지반변위와 같게 거동한다고 가정한다. 이를 위해 우선 지반변위의 평가가 수행되어야 한다. 2단계에서 실제 이음매의 위치는 무시하고, 이음매가 가장 취약한 위치에 놓이며, 자유롭게 회전 및 미끄럼거동을 한다고 가정한다. 3단계에서는 이음매가 강성이며 모멘트를 전달한다고 가정한다.

지반변위의 평가

지반침하는 앞서 건물손상도 평가에서 검토한 방법과 마찬가지로의 방법으로 산정할 수 있다. 그러나 관이 지표로부터 어느 깊이에 묻혀 있으므로 이 영향이 고려되어야 한다. 일반적으로 점토지반의 경우

$$i = z_0 \left[0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z_p}{z_0} \right) \right]$$

가 되며, 여기서 z_p 는 지표에서 관 중심까지의 거리이다. z_p 에서의 수평변위는 Attewell의 가정을 다시 적용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_{br} = \frac{y}{z_0 - z_p} S_v$$

4.3 관의 손상에 대한 허용기준

관로경사

O'Rourke & Trautman(1982)은 손상이 일어나는 경사도에 기초하여 관로손상 가능성에 대한 예비평가개념의 경험법을 제시하였다. 그들은 모래지반에서 비교적 얇은 터널에 대한 침하 관찰치에 기초하여 횡방향 침하에 대한 S_{max}/i 의 한계치를 표 6과 같이 제시하였다.

표 6. 매설관의 경사 허용기준

관로특성	한계 S_{max}/i
강성관, 관경 > 200mm	0.012(1:400)
휨성관, 관경 < 200mm	0.012-0.040 (1:40-1:140)

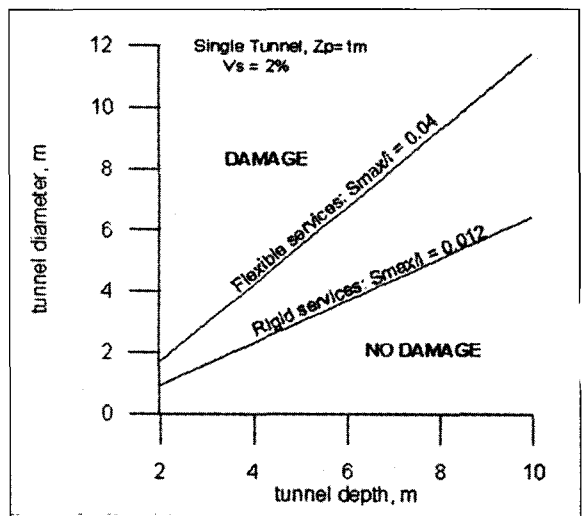


그림 14. 경사에의한 관로손상 기준 예

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과건물 및 지하매설물의 손상도 평가

위 기준은 터널굴착전 관로의 누수가 없고, 과거 누수 이력도 없다고 가정하는 것이다. 만일 관로가 누수이력을 가지고 있다면 어떠한 지반거동도 누수를 악화시킨다고 가정하는 것이 타당할 것이다. 위 기준에 대하여 체적손실(volume loss)이 2% 그리고 $z_p = 1m$ 인 경우 손상평가 기준은 그림 14와 같이 얻어진다.

이 방법은 예비해석에 타당하며 시설의 형태나 조건을 고려하지 않는다. 따라서 특별히 예민한 시설물과 관련된 가스 또는 고압상수도의 경우 접합부의 회전, 이탈(pull-out) 그리고 관 변형율이 별도의 방법을 이용하여 구체적으로 평가되어야 한다.

표 7. 허용이음매 회전 및 Pull-out

이음매 특성	회전각(°)	Pull-out(mm)
누수이력이 있는 가스관, lead-yarn 접합부	none	none
상태가 좋은 가스관, lead-yarn 접합부	1.0	10
상수관, lead-yarn 접합부	1.5	15
가스, 상수관, 고무gasket 접합부	2.5	25

이음매 회전 및 Pull-out 기준

Attewell et al(1986)은 Cast iron관에 대한허용기준을 표 7과 같이 제시하였다.

만일 관에 대한 정보가 충분하거나 관을 특별히 예민하게 다루어야할 필요성이 있는 경우 개별조인트에 대한 검토를 수행하여야 할 때도 있다. 이음매에서의 회전각은 다음과 같이 계산될 수 있는데 이는 보수적인 결과를 준다.

$$\text{관로가 터널방향에 직각인 경우 } \theta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{S_{max}}{\sqrt{2}i} \right)$$

$$\text{관로가 터널방향에 평행인 경우 } \theta = \tan^{-1} \left(0.4 \frac{S_{max}}{i} \right)$$

위 식은 이음매에서 발생 가능한 최악의 상황을 가정한 것이다. 따라서 어떤 경우는 지나치게 보수적인 결과를

준다. 마찬가지로 최대 Pull-out도 관로의 수평변형이 지반의 수평변위와 같다고 보수적으로 가정하여 산정할 수 있다.

4.4 관 변형율의 산정

관로의 허용변형율

매설관중 Cast Iron 관로는 인장변형율에 취약하며 압축 변형율에는 덜 취약하다. 관로에 발생한 총변형율은 모멘트 변형율과 축변형율을 더하여 얻는다. 균열(rupture)이 생긴 Cast Iron의 변형율은 변화정도가 아주 크다. 시험법, 재질에 따라 보통 4000~6000 $\mu\epsilon$ 의 값을 나타낸다. 그러나 실제로 재료는 관 제작과정의 내재적 흠이 있고, 이는 응력을 증가시키는 요인이 되어 실제 파괴는 인장변형율 2000 $\mu\epsilon$ 정도에서도 발생한다. 표 8은 한계인장응력을 기준으로하여 구한 관 재질에 따른 설계변형율이다. 그러나 실제 적용은 불확실성을 고려하여 보수적으로 평가할 필요가 있으므로, 표 9과 같은 허용변형율을 사용한다.(Attewell et al, 1986).

표 8. 설계 변형율

재료	설계 변형율($\mu\epsilon$)	
	인장	압축
pit cast grey iron	370	1550
spun cast grey iron	430-490	1770-2040
ductile iron	500	1020

표 9. 단순법을 적용하기위한 허용변형율

재료	설계 변형율($\mu\epsilon$)	
	인장	압축
pit/spun cast grey iron	100	1200
ductile iron	500	700

관로변형율의 예측

우선 가우스분포곡선을 가정하여 지반거동을 구한다.

횡방향최대곡률 $\frac{d^2S_v}{dy^2}$ 이 Sagging Zone의 중심에서 일

터널굴착으로 인한 지반거동의 예측과 건물 및 지하매설물의 손상도 평가

어난다.

횡방향에 대한 최대곡률은

$$\frac{d^2S_v(y = \sqrt{3}i)}{dy^2} = 0.446 \frac{S_{vmax}}{i^2}$$

수평지반 변형율

$$\frac{dS_h(y = \sqrt{3}i)}{dy} = 0.446 \frac{S_{vmax}}{z_o - z_p}$$

종방향에 대한 최대곡률은

$$\frac{d^2S_v(x_f = i)}{dx^2} = 0.242 \frac{S_{vmax}}{i^2}$$

수평지반 변형율

$$\frac{dS_h(x_f = i)}{dx} = 0.242 \frac{S_{vmax}}{z_o - z_p}$$

지반 침하 파라미터를 위 식에 대입하면 터널직경-깊이에 따른 손상기준을 정할 수 있다.

관변형율이 지반 변형율과 동일하다고 가정하는 것은 변형율을 지나치게 크게 평가하는 경향이 있다. 이를 보완하기 위하여 Attewell et al(1986)는 다음의 가정을 통해 변형율감소계수 평가 방법을 도입하였다.

- 모멘트변형율을 구할 때 파이프의 수직거동은 지반과 같다.
- 최대 수평인장변형율은 변형율감소계수에 의해 보정된다.
- 이음매는 보수적 개념을 도입 강결로 본다.

이때 감소계수 RF를 정의하기 위한 파라미터는 다음과 같다.

E_p : 관의 탄성계수

E_g : 관주위 지반의 탄성계수

A_p : 관의 단면적 $\pi (2r_p - t) t$

R_a : 관면적비 = $A_p / \pi r_p^2$

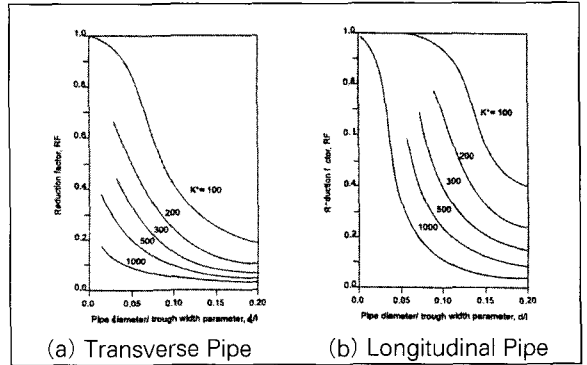


그림 15. 관의 강성 영향을 고려하기 위한 감소계수

K^* : 지반/관로 강성계수비 = $E_p R_a / E_g$

K^* 와 d/i 의 관계곡선, d = 관경

그림 15는 K^* 와 d/i 에 따른 감소계수를 도시한 것이다. 이 그림으로부터 관의 강성을 고려한 축방향 변형율을 구할 수 있다. 관로가 터널축방향과 직각일 경우 관로의 축방향 변형율은 다음의 식으로 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_{xy} = RF \frac{dS_{xy}}{dy}$$

이 방법은 탄성론에 기초하여 관로와 지반사이의 미끄러짐이 없다고 가정하는데, 실제 미끄러짐을 고려하는 해석을 수행하여 비교해보면 이 방법은 아주 보수적임을 나타낸다. 만일 예측된 변형율이 표 9의 기준을 초과한다면 다음 사항들을 검토하여야 할 것이다.

- 지반-관로간 상대적 미끄러짐을 포함하는 보다 정교한 해석
- 관을 탐사하여 이음매의 조건과 성질을 결정하고 재해석을 실시
- 관로 우회설치, 지반과 관로의 분리, 관로내에서 보상그라우팅 실시 등 예방조치를 취한다. 밸브실 등 특별한 부분이 침하구역내에 위치할 때는 추가해석이 필요하다. 이 경우 관은 단순 탄성재료로 가정하여 Pile해석법(Poulos & Davis, 1980)을 준용한다.

5. 맺음말

여기 기술한 지반거동예측 및 건물손상도 평가는 일반적으로 행해지고 있는 방법들을 종합하여 정리한 것이며, 특히 최근 완성된 영국의 Jubilee Line의 적용기준을 많이 참고하였다. 지면 제약상 많은 내용을 상세하게 기술하지는 못하였으므로 필요에 따라 참고문헌을 추가로 조사하여 활용하여야 할 것이다. 특히 손상의 기준은 여러 가지 여건에 의해 달라질 수 있으므로 지역적, 역사적 평가도 고려하여야 한다.

이제까지 기술한 내용들을 다시 요약하면 우선 지반거동의 적절한 평가가 이루어져야 하며, 둘째로 분명한 손상기준 즉 건물의 허용변위를 설정하고, 셋째로 올바른 과정과 이론적 평가법을 도입하는 것이다. 지반거동의 평가의 신뢰도는 축적된 계측(경험)데이터의 양에 비례하므로 충분한 양의 자료를 수집하여 분석하는 일이 중요하다. 수치해석에 의한 지반거동예측은 경험파라미터를 사용하는 2차원해석의 경우 사용파라미터의 정당성(validity)을 확보해야 하는 문제가 있으므로 결과 이용에 신중을 기하여야 한다.

총침하, 변위비, 경사 등 건물변위에 대한 허용기준은 구조물 및 관의 재질, 기초 구조물의 특성 등을 종합고려하여 설정하여야 한다. 이 기준들은 대부분 모형실험 혹은 과거의 피해사례등을 수집분석하여 경험적으로 제시된 것이다. 따라서 특별한 경우를 제외하면 일반적인 허용변위의 설정은 이미 통용되고 있는 기존의 기준들을 최대한 활용하는 것이 타당할 것이다. 문제발생전에 기준을 설정하는 것이 무엇보다 중요하다.

예민한 장비가 설치되어 특별한 관리가 필요한 건물에 대하여는 건물 개개에 대한 구체적인 손상평가가 이루어져야 할 것이나, 일반적으로 여기 제시된 대로 예비평가, 2단계평가, 상세평가의 단계로 정밀도를 높여 가는 방법이 타당할 것이다. 연약지반 터널, 특히 얇은 심도에 건설되는 도심지내 터널의 경우 불가피하게 지반변위가 수반

됨을 인식하여야 한다.

참고문헌

1. Potts, D.M. and Addenbrooke, T.I.(1997). A structure's influence on tunnelling induced ground movements, Proc. ICE Geotech Engng, 125, pp.109-125.
2. Peck, R.B.(1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground—state of the art, Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Foundations Engng, pp225-290.
3. O'Reilly, M.P. and New, B.M.(1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom— their magnitude and prediction, Tunnelling '82, The Institution of Mining and Metallurgy, pp173-181.
4. Burland, J.B. and Wroth, C.P.(1974). Settlement of buildings and associated damage. Settlement of Structures, BGS Conference, Cambridge, pp611-651.
5. Boscardin, M.D. and Cording, E.J.(1989). Building response to excavation induced settlement, J. Geotechnical Engng, ASCE, 115, No.1, pp1-21.
6. Burland, J.B.(1995). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation, Proc. 1st Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engng, IS-Tokyo.
7. Attewell, P.B., Yeates, J. and Shelby, A.R.(1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures, Blackie and Son Ltd, London.
8. New, B.M. and O'Reilly, M.P.(1991). tunnelling induced ground movements: predicting their magnitude and effect, Proc. 4th Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff.
9. O'Rourke, T.D. and Trautman, C.H.(1982). Buried pipeline response to tunnelling ground movements, Proc. Europe'82 Conference, Basel, Switzerland, pp5-12.
10. Lake, L.M., Rankin, W.J. and Hawley, J.(1992). Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas, CIRIA Project Report 30, London.
11. Ward, W.H. and Pender, M.J.(1981). Tunnelling in soft

- ground- General Report, 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.4, pp.261-275.
12. Poulos, H.G. and Davis, E.H.(1980). Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley & Sons, New York.
13. Attewell, P.B. and Woodman, J.P.(1982). Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil, Ground Engineering, Vol.15, No.8, pp13-22,36.
14. Glossop, N.H.(1978). Soil deformation caused by soft ground tunnelling, PhD Thesis, University of Durham.

제 2차 터널 기계화 시공 심포지움 논문 모음 안내

다음과 같이 터널 기계화 시공 관련 심포지움을 2000년에 이어 올해도 개최할 예정이오니 관심 있는 회원님들의 많은 투고와 참여를 바랍니다.

- 주제 : 터널 기계화 시공 관련 분야
- 심포지움 개최 예정일 : 2001년 9월 7일 (금요일)
- 논문초록접수 : 2001년 7월 25일 (A4 1/2page 분량)
- 논문제출마감일 : 2001년 8월 15일
- 제출처 : 터널협회 사무국(2203-3442)