

## 구조물 근접 터널시공시 최적의 보강범위에 관한 연구

이홍성<sup>1\*</sup>, 김대영<sup>2</sup>, 천병식<sup>3</sup>, 정혁상<sup>4</sup>A study on the optimum range of reinforcement  
in tunneling adjacent to structures

Hong-Sung Lee, Dae-Young Kim, Byung-Sik Chun, Hyuk-Sang Jung

**Abstract** Development of underground space is actively performed globally for better life in the surface, and the scale of the space is increasing. Extreme care should be taken in the construction of the underground space in urban areas in order to avoid damage of adjacent structures and interference with existing underground space. In case of shallow tunnels, reinforcement of ground and structures is necessary to minimize the damage to structures due to excavation but any standard for optimum range of the reinforcement has not been established yet. In this paper, a series of numerical analyses have been performed for a 20 m diameter tunnel excavated underneath a structure to investigate the degree of damage of the structure according to vertical and horizontal spacing between the tunnel and structure. In addition to that, optimum range of reinforcement is presented for each case where reinforcement is required. It has been observed that the reinforcement is necessary for the ground condition adapted in the analyses as follows: (1) if horizontal spacing ( $S_H$ ) approaches to 0D (D: equivalent diameter of tunnel) for vertical spacing ( $S_V$ ) of 0.5D, and (2) if tunnel exists underneath the structure for vertical spacing ( $S_V$ ) of 0.75D. The reinforcement is not necessary for  $S_V$  of 1D regardless of  $S_H$ . It also has been obtained that the optimum ranges of the reinforcement around structure foundation are 7 m in depth and whole width of the structure and 5 m beyond tunnel sidewall. These reinforcement ranges have been confirmed to be enough for stability of the structure if types of reinforcement method is appropriately selected.

**Keywords:** Tunneling adjacent to structure, range of reinforcement, numerical analysis

**요 지** 쾌적한 지상공간의 삶을 위하여 전세계적으로 지하공간 개발이 활발히 이루어지고 있으며, 그 규모도 점차 대형화하고 있는 추세이다. 하지만 밀집한 상부 구조물에 대한 피해 우려와 기존 지하공간과의 간섭 등으로 인하여 새로운 지하공간 건설 시 많은 주의가 필요한 실정이다. 천층에 굴착되는 터널의 경우, 굴착으로 인한 상부 구조물의 피해를 최소화하기 위하여 구조물 하부 및 터널 주변지반의 보강이 필수적이나 그 적정범위에 대한 기준은 마련되어있지 않은 실정이다. 본 논문에서는 직경 20 m의 대단면 터널이 구조물 하부에 시공되는 경우에 대해서 수치해석을 실시하여, 터널과 구조물간의 수직 및 수평이격거리에 따른 구조물 피해정도를 조사하였고 보강이 필요한 경우에는 각각의 경우별로 최적의 보강범위를 제시하였다. 본 논문에서 다른 지반조건에 대한 해석결과, 수직이격거리가 0.5D(D: 터널등가직경)인 경우에는 수평이격거리가 0D에 근접하면서부터 보강이 필요한 것으로 나타났으며, 수직이격거리가 0.75D인 경우에는 터널이 구조물 하부에 위치할 때 보강이 필요하였다. 또한 수직이격거리가 1D 이상인 경우에는 수평이격거리에 상관없이 보강이 필요 없는 것으로 나타났다. 구조물 기초지반 보강범위는 깊이 7 m, 폭은 구조물 전체를 포함하여 터널 측벽에서 5 m 벗어난 곳까지이다. 상황에 따라 적절한 보강공법을 선택하였을 경우, 이와 같은 보강범위는 구조물 안정에 충분한 것으로 나타났다.

**주요어:** 구조물 근접시공, 보강범위, 수치해석

## 1. 서 론

최근 급격히 진행되는 도시화에 따른 지상공간의 부족현상을 해결하고 도심지 구간의 교통 문제 해소를 위

하여 지하공간의 개발이 활발히 진행되고 있으며, 앞으로 그 추세는 지속적으로 증가할 전망이다. 구조물이 밀집된 도심지에서의 지하철 및 지하도로의 건설은 인접구조물에 변형과 손상을 유발시켜 민원을 야기시키고, 이로 인해 공기 지연과 공사비 증가가 일어나기 쉽다.

이러한 피해방지를 위하여 많은 기관과 연구자들은 새로운 굴착이 기존 구조물에 미치는 영향에 대하여 연구를 수행해왔다. 그러나 이러한 연구의 대부분은 터널

<sup>1</sup>정회원, 현대건설(주) 기술/품질 개발원, 선임연구원

<sup>2</sup>정회원, 현대건설(주) 기술/품질 개발원, 수석연구원

<sup>3</sup>정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

<sup>4</sup>정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 박사과정

\*교신저자: 이홍성 (E-mail: hongsung@hdec.co.kr)

과 구조물간의 상호거동특성에 주안점을 두었거나(배규진 등, 1998; Lee 2004, Attwell, 1986; Morton & King, 1979; Jacobsz et al, 2001; Hergarden, 1996), 굴착으로 인한 기존 구조물의 피해등급 선정에 관한 연구가 대부분이다(Burland, 1995; Boscardin & Cording, 1989; Son & Cording 2005). 또한 쉴드터널 굴착으로 인한 구조물의 피해정도를 파악하여 안전지대, 주의지대, 위험지대 등으로 구분한 경우도 있으나(일본수도고속도로 공단, 1982; 토목연구소, 1983), 이 경우에도 단지 보강공법의 적용여부만을 명시해 놓았기 때문에 실무자의 입장에서는 어떠한 경우에 어느 정도의 범위를 보강해야 하는지에 대한 명확한 가이드라인을 제공받지 못하고 있다. 또한, 지하공간의 규모가 증가하고 있는 현재에는 이러한 결과마저 큰 도움이 되지 못하고 있다.

본 연구의 목적은 도심지 대형 지하공간 굴착을 위한 설계에 필요한 기본적인 상호거동특성을 제시하고 최적의 보강범위에 대한 가이드라인을 제공하는 것으로서, 이를 위해 도심지 지하에 대형 지하공간이 건설되는 경우에 대한 일련의 수치해석을 수행하여, 굴착으로 인한 기존 구조물의 피해 정도를 파악한 다음, 최적의 보강범위를 반복수치해석으로 찾아냈다. 물론 본 연구결과도 한정된 조건만을 대상으로 하기 때문에 지반조건이나 굴착조건 등이 다른 모든 경우에 그대로 적용할 수는 없으나, 설계자가 기본적인 방향설정을 하는데 있어서는 도움이 될 것으로 판단된다.

## 2. 문헌고찰

### 2.1 굴착-지반변위 상호거동

Peck(1969)에 의하면 터널구조물이 안전하게 시공되어야 하며, 터널공사로 인한 민원을 최소화하고, 터널구조물이 공용기간 내내 제 기능을 지속적으로 발휘할 수 있도록 터널을 시공하여야 한다고 하였다. 터널공사로 인한 대표적인 민원은 터널굴착에 의한 지반변위로 인접구조물에 발생하는 피해이다. 이러한 민원을 사전에 차단하기 위해서는 터널굴착-지반변위 상호거동에 대한 충분한 이해와 함께 굴착으로 인한 지반변위를 최소화하여야 한다.

Cording(1984)은 터널 굴착면에서의 지반변위가 구조물이 위치하고 있는 지표면으로 전달되어 지표면에서의 침하 및 수평변위를 발생시키고, 결국에는 상부구조물이

이와 같은 변위에 노출되어 구조물의 기능 저하나 나아가서는 구조물의 붕괴까지 발생할 수 있다고 언급하였다(그림 1). 이러한 구조물의 피해는 지반 및 구조물의 특성에 따라 서로 다른 형태의 손상을 입게 되는데, 손상정도에 가장 큰 영향을 미치는 요소는 터널 굴착면에서의 변위크기이다. 또한 터널 굴착면에서의 변위는 굴착단면의 크기, 지반의 강도 및 강성, 지보재 강도 및 강성, 굴착공법 등 여러 요소에 의해 영향을 받게 된다. 이와 같은 점을 고려하여 터널 굴착면에서의 변위를 최소화한다면 인접구조물의 변위를 최소화 할 수 있을 것이다.

### 2.2 굴착으로 인한 영향권

그림 2에 나타나 있듯이 터널 굴착으로 인해 영향을 받는 영역은 전통적으로 터널의 주동 파괴면인  $45^\circ+(\phi/2)$

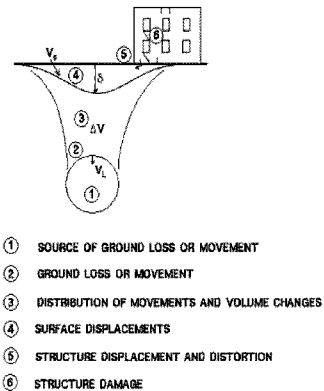


그림 1. 터널굴착으로 인한 인접구조물 손상과정(Cording, 1984)

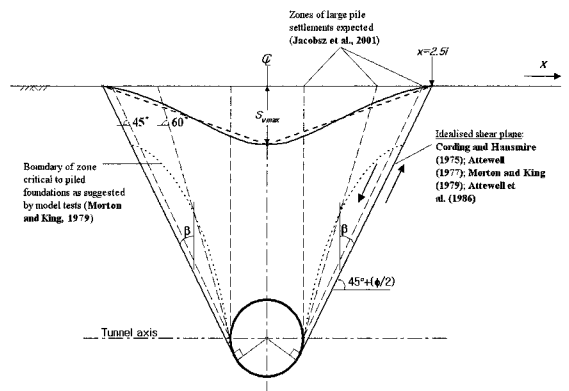


그림 2. 터널굴착으로 인한 영향권(Lee, 2004)

를 기준으로 결정되어 왔다(Cording and Hansmire, 1975; Attewell, 1977; Attewell et al., 1986).

실무에 있어서는 터널 굴착시 인접구조물의 안정성 확보를 위하여 상부구조물이 반드시 그림 2에서 제시한  $\beta$ -라인에서 벗어나 있도록 터널을 계획·설계하고 있다 (Attewell, 1986).

### 2.3 인접구조물 피해등급

Bjerrum(1963)은 그림 3과 같이 여러 구조물에 대한 각변위(angular distortion) 한계를 제안했다. 이 중 일반적인 도심지 건물의 각변위 한계는 1/500로 이 한계를 넘어서면 보강이 필요한 것으로 간주된다.

Boscardin & Cording(1989)은 각변위(angular distortion)와 수평변형률(lateral strain)을 이용하여 피해등급 산정 차트를 제안하였으나, 이 차트의 약점은 건물의 폭과 길이의 비(L/H)가 1이고 건물의 휨강성과 전단강성비(E/G)가 2.6인 경우에만 적용할 수 있다는 것이다. Son &

Cording(2005)은 이 점을 보완하여 L/H 및 E/G에 상관 없이 모든 경우에 적용가능한 피해등급 차트를 그림 4와 같이 제안하였다.

본 논문에서는 해석결과로부터 얻어진 피해등급이 Slight Damage부터 보강이 필요한 것으로 간주하였으며, 보강이 필요 없는 피해등급이라 하더라도 구조물 침하량이 허용기준을 넘어서는 경우에는 역시 보강이 필요한 경우로 분류하였다. 이 때 침하량 허용기준은 Sowers(1962)가 제시한 구조물의 허용침하량을 적용하였으며, 터널 허용전단침하량은 표 2와 같은 일본토질학회 자료(터널공학회, 2002)를 참조하여 결정하였다. 표 2에 의하면 직경 10 m 터널에서 이완영역이 발생하는 단계인

표 1. 구조물의 허용침하량(Sowers, 1962)

침하형태	구조물 종류	최대침하량
전체침하	배수시설	15.0~30.0 cm
	출입구	30.0~60.2 cm
	부동침하의 가능성 석적 및 조적구조	2.5~5.0 cm
	빠대구조	5.0~10.0 cm
부동침하	굴뚝, 사이로, 매트	7.5~30.0 cm
	철근 콘크리트 빠대구조	0.003 S
	강 빠대구조(연속)	0.002 S
	강 빠대구조(단순)	0.005 S

표 2. 반경 5 m 터널 전단침하의 관리기준치(일본토질학회)

지반 레벨	A(경암)	B(연암)	C(풍화암)
I	0.3~0.5 cm	0.5~1 cm	1~3 cm
II	1~1.5 cm	1.5~4 cm	4~9.5 cm
III	3~4 cm	4~11 cm	11~27 cm

표 3. 허용침하량 적용기준

항 목	적용 허용침하량	비 고
터널 전단침하	100 mm	일본토질학회 자료(표 2) 참조 (터널공학회, 2002)
구조물 침하	25 mm	Sowers(1962) (석적 및 조적구조)
구조물 부동침하	18 mm	Sowers(1962): 0.003S (S:지간=6,000 mm)

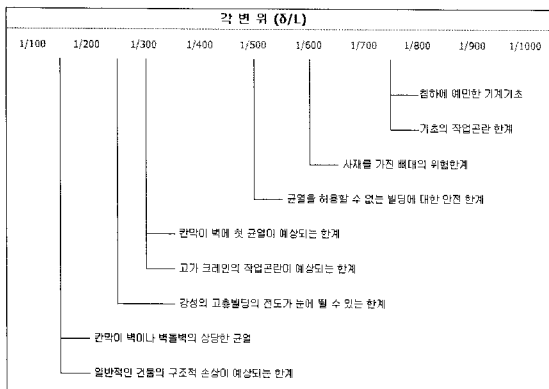


그림 3. 구조물 별 각변위 한계(Bjerrum, 1963)

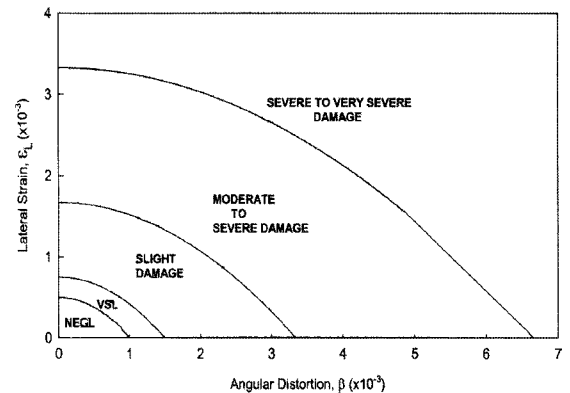


그림 4. Son & Cording(2005)의 건물 피해등급 차트

주의레벨 II의 풍화암에서의 허용침하량은 4~9.5 cm이므로, 본 논문에서 적용된 풍화토지반에 굴착되는 직경 20 m 터널의 허용침하량은 이를 참조하여 10 cm로 결정하였다. 본 논문에서 적용한 구조물(철근콘크리트 뼈대구조, 지간=6 m) 및 터널의 허용침하량을 표 3에 정리하였다.

### 3. 보강공법의 선택

#### 3.1 주입방법제 및 방법제의 선택

지하공간 굴착으로 인하여 지하공간 및 상부구조물의 피해가 예상되는 경우에는 다양한 현장여건을 고려하여 보강공법이 선택되는데, 1차적으로 대상지반의 특성을 고려하여 주입방법 및 주입재가 먼저 결정된다. 그림 5는 지반조건, 투수계수 및 N값에 따른 주입방법의 종류를 보여주고 있다. 그림에 나타낸 바와 같이 점성토의 경우에는 침투주입이 불가능하고 할렬주입만 가능하기 때문에 지반 속에 약액만으로 고화된 맥상의 고결체가 형성된다. 따라서, 약액 자체의 강도를 갖는 현탁형을 채용하는 것이 일반적이다. 사질토나 모래자갈층과 같이 투수성 지반은 개량목적이 차수, 지반강화 어느 경우도 침투주입이 되어야만 균질한 지반개량이 가능하다. 투수계수가  $10^{-3}$  cm/sec 이상인 사질토에서는 비교적 균질한 침투주입이 가능하기 때문에 가능한 물처럼 점성이 낮고 입자를 포함하지 않은 용액형을 사용하지만, 세립분이 거의 없는 경우에는 현탁형 주입재도 적용이 가능하다. 그러나, 국내에서 주로 접하게 되는 개량대상 지반은 세립분을 어느정도 함유하고 투수계수가  $10^{-3}$ ~

$10^{-4}$  cm/sec 전후이며, 이럴 경우 할렬과 침투가 혼재한 주입형태를 갖게 된다. 국부적인 할렬로 인해 먼저 맥상으로 관입되고 그 지점으로부터 파생적으로 지반에 침투되어 가게 된다. 이럴 경우 차수가 주 목적이려면 침투가 용이한 용액형 약액을 사용하는 것이 유리하고, 지반강화가 목적인 경우에는 호모겔의 강도가 큰 현탁형 약액을 적용하여야 하는데 보통 시멘트는 침투주입이 어렵기 때문에 침투성이 우수한 초미립자 시멘트를 사용하기도 한다.

시멘트 종류의 결정은 대상지반의 시료에 대하여 입도 분석을 수행하고 이를 주입재(시멘트)의 입도와 비교하여 아래와 같은 기준을 만족하여 그라우팅이 가능한지를 살펴보는 그라우터빌리티(grautability) 검사를 통해 이루어진다. 현탁형 약액의 침투주입이 가능하려면 아래 식의  $N_1$  과  $N_2$  모두 기준값 이상이어야 하며, 하나라도 기준값 미달이면 용액형 약액이나 할렬주입을 적용하여야 한다.

$$N_1 = \frac{D_{15}}{G_{85}} \geq 15 \quad (1)$$

$$N_2 = \frac{D_{10}}{G_{95}} \geq 8 \quad (2)$$

여기에서,  $D_{15}$  및  $D_{10}$ : 토립자의 10%, 15% 통과직경  
 $G_{85}$  및  $G_{95}$ : 주입재 입자의 85%, 95% 통과직경

#### 3.2 보강지반의 일축압축강도

현재 지반보강현장에서 널리 쓰이고 있는 보강공법의 종류는 매우 다양하다. 따라서 각 현장에서는 그 현장의 보강목적 및 지반조건과 같은 여러 요소를 고려한 다음 최적의 보강공법을 선정하여야 할 것이다. 본 논문에서와 같이 지반보강의 주 목적이 지반의 강도 증가일 때에는 공법 선정 시 각 공법 별로 얻을 수 있는 강도정수를 파악하여 목표강도를 충분히 얻을 수 있는지를 파악하여야 한다. 제트그라우팅공법의 특징은 표 4와 같으며, 지반조건별로 얻어지는 일축압축강도는 표 5와 같다. 또한, 침투주입공법에 대한 설명은 표 6에 나와있다.

#### 3.3 일축압축강도로부터 구한 보강지반의 탄성계수

2차원 수치해석에서 일반적으로 지반모델링에 이용되는 평면요소에 대한 입력물성은 탄성계수, 프와송비, 점

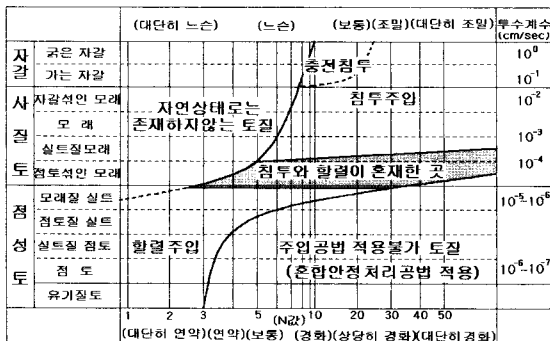


그림 5. 지반조건과 주입방법의 관계(일본약액주입협회, 1988)

표 4. 제트그라우팅공법의 특징(Baumann, 1984)

주입방식	주입압력(MPa)			구근 직경(m)					공법
	시멘트 그라우트	공기	물	점토	모래	실트질 점토	실트질 모래	모래자갈	
단관 주입	25 ~ 40	-	-	-	-	0.4 ~ 0.5	0.8 ~ 0.9	0.9 ~ 1.0	JSP
	40 ~ 60	-	-	-	0.85	-	-	-	
2중관 주입	25 ~ 40	0.5 ~ 0.6	-	-	-	0.6 ~ 0.8	1.1 ~ 1.3	1.3 ~ 1.5	
	40 ~ 60	0.5 ~ 0.6	-	-	1.7	-	-	-	
3중관 주입	1.5 ~ 4.0	0.5 ~ 0.6	30 ~ 40	-	-	0.8 ~ 1.0	1.4 ~ 1.6	2.0 ~ 2.4	RJP, SIG
	1.5 ~ 4.0	0.5 ~ 0.6	40 ~ 60	1.4	-	1.5 ~ 1.7	2.0 ~ 2.3	2.5 ~ 2.8	

표 5. 제트그라우팅 보강지반의 일축압축강도(Baumann, 1984)

시멘트 그라우트	자갈 (MPa)	모래 (MPa)	실트, 점토 (MPa)	유기질토 (MPa)	모래자갈 (MPa)	실트질 모래 (MPa)	점토질 실트 (MPa)
W/C=0.67	≤20	≤15	≤12	≤3	12~18	10~14	6~10
W/C=1	≤20	≤15	≤12	≤3	6~10	5~7	3~5

표 6. 침투주입공법의 특징 및 개량지반의 일축압축강도(천병식 등, 2001)

보강공법	주입압력(MPa)	일축압축강도(MPa)	비 고
SGR	N/A	1.05	압축강도는 실내시험값
MSG	0.1~0.3	4.56	

표 7. 지반보강공법 별 보강지반의 탄성계수

보강공법	자갈 (MPa)	모래 (MPa)	실트, 점토 (MPa)	유기질토 (MPa)	모래자갈 (MPa)	실트질 모래 (MPa)	점토질 실트 (MPa)
제트 그라우팅	W/C=0.67	≤(1,000~4,000)	≤(750~3,000)	≤(600~2,400)	≤(150~600)	600~3,600	500~2,800
	W/C=1	≤(1,000~4,000)	≤(750~3,000)	≤(600~2,400)	≤(150~600)	300~2,000	250~1,400
침투 주입	SGR	-	52.5~210	-	-	-	-
	MSG	-	228~912	-	-	-	-

착력, 내부마찰각 그리고 단위중량이다. 본 연구에서는 지반보강 후 오직 탄성계수만 증가하는 보수적 해석을 수행하였다. 해석의 신뢰도를 높이기 위해서는 정확한 보강지반의 물성 산정이 매우 중요하나 초기 설계단계에서는 정확한 값을 얻기 힘들므로 기존의 사례를 참고하는 것이 일반적이다.

원지반이 점성토인 경우에는 임해식 등(2002)이 발표한 식 (3)과 같은 점성토의 개량지반으로부터 얻어진 일축압축강도와 탄성계수의 관계를 이용하여 탄성계수를 구할 수 있으나, 사질토에 대한 연구사례는 찾을 수 없었다.

$$E=(50 \sim 200)q_c \text{ (MPa)} \quad (3)$$

본 연구에서는 따라서 식 (3)을 점성토뿐만 아니라 사질토에도 적용하여 각 공법별 탄성계수를 표 7과 같이 구하였다. 물론 이는 정확한 사질토 개량지반의 탄성계수라 할 수 없으나 개략적인 지표로 활용될 수는 있을 것으로 판단된다. 표에서 나타나듯이 제트그라우팅 보강지반 공법이 적용된 사질토 개량지반의 경우, 250~4,000 MPa이며, 점성토 개량지반의 경우에는 150~2,400 MPa이며, 침투주입으로 보강된 모래지반의 탄성계수는 52.5~912 MPa이다.

#### 4. 지하공간-상부구조물 거동특성 파악을 위한 수치해석

대형 지하공간 굴착으로 인한 상부 구조물의 피해정도를 파악하기 위하여 지하공간과 상부구조물간의 수평 및 수직이격거리를 변화시키며 2차원 수치해석(FLAC ver. 4.0 이용)을 수행하였다. 해석 개요 및 조건에 대한 보다 상세한 내용은 다음과 같다.

##### 4.1 수치해석 개요

수치해석은 그림 6과 같은 지반에 직경 20 m의 원형 터널 하나가 굴착되는 것으로 모델링하였다. 지표면에는 폭 18 m의 건물이 위치하고 있으며, 이 건물의 하중으로 100 kPa(5~6층 규모)이 작용하는 것으로 하였다. 그림 6은 터널 천단부 위치가 G.L. -10 m이며, 구조물과의 이격거리가 서로 다른 5가지 경우(case 1~5)를 보여주고 있으며, 보다 자세한 터널의 위치는 4.2절에 설명되어 있다.

해석대상지반은 모래-풍화토-풍화암-연암으로 구성되어 있으며, 각각의 두께 및 입력 물성치는 표 8과 같다.

해석의 편의를 위하여 터널은 전단면으로 굴착되는

것으로 하였고, 1차지보재와 강관다단그라우팅 보강은 모델링 하지 않는 대신 그 효과를 고려하기 위하여 강관다단그라우팅 부위를 표 9에 나타난 환산물성을 적용한 해석에서 얻은 최종변위값에 해당하는 내압을 지반반응 곡선에서 구하여 굴착하중이 20%만 작용하는 것으로 하였다. 본 연구에서 고려된 강관다단그라우팅의 제원은 직경 60.5 mm, 길이 12 m, C.T.C. 0.5 m, 설치각도

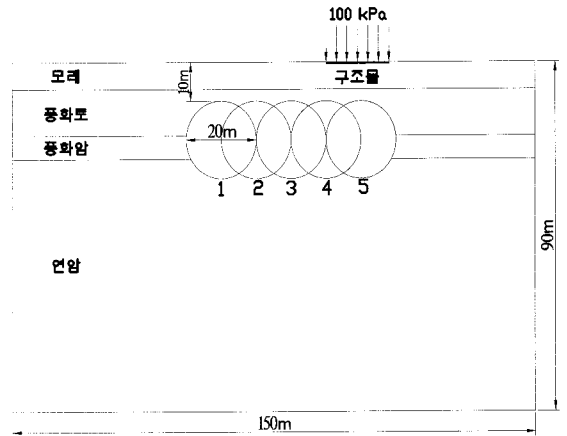


그림 6. 수치해석 단면

표 8. 수치해석 입력 물성치

지 반	두께 (m)	단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	프와송비	탄성계수 (kPa)	점착력 (kPa)	마찰각 (°)	축압계수
모래	7	19	0.35	8,500	0	30	0.5
풍화토	12	19	0.30	30,000	20	30	0.7
풍화암	6	20	0.30	200,000	30	33	1.0
연암	25	22	0.25	1,500,000	100	35	1.0
콘크리트	0.3	-	-	2.3×10 <sup>7</sup>	-	-	-
강관다단 그라우팅	3	19	0.30	420,000	20	30	0.7

표 9. 해석 case

CASE	수직이격거리	수평이격거리	CASE	수직이격거리	수평이격거리	CASE	수직이격거리	수평이격거리		
1	0.5D (10 m)	1D	6	0.75D (15 m)	1D	11	1D (20 m)	1D		
2		0.5D			7			0.5D	12	0.5D
3		0D			8			0D	13	0D
4		건물 하부			9			건물 하부	14	건물 하부
5		건물 직하부			10			건물 직하부	15	건물 직하부

(주) 이격거리는 건물로부터 터널의 이격거리를 D로 나타냄

10°의 2열 보강이다.

또한 상부구조물은 전체를 모델링하지 않고 건물의 바닥과 기초만 빔(beam)으로 모델링하였고, 건물의 변위는 기초에서 계측하였다.

### 4.2 해석 Case

앞에서 언급된 바와 같이 본 연구에서의 수치해석은 터널과 상부구조물간의 수평 및 수직이격거리를 변화시켜가며 15가지 경우에 대하여 수행되었다. 수직이격거리(건물 바닥면에서 터널 크라운까지의 거리)는 10 m(0.5D), 15 m(0.75D), 그리고 20 m(1D)의 세 가지가 적용되었으며, 이 세 가지 경우에 대하여 수평이격거리(터널 우측벽에서 건물 좌측벽까지의 거리) 20 m(1D, 그림 6의 1번 위치), 10 m(0.5D, 그림 6의 2번 위치), 0 m(0D, 그림 6의 3번 위치)인 경우와 건물 하부에 터널이 위치한 경우(터널 중심축과 건물 좌측벽이 연직선상에 있는 경우, 그림 6의 4번 위치) 그리고 건물 직하부에 터널이 위치한 경우(터널 중심축과 건물 중심축이 연직선상에 있는 경우, 그림 6의 5번 위치)에 대하여 해석을 수행하였다. 이와 같은 내용이 표 9에 정리되어 있다.

이 중 심도 10 m에 굴착되는 직경 20 m의 터널은 비현실적일 수도 있으나, 천층에서의 굴착으로 인한 영향을 알아보기 위하여 해석대상에 포함시켰다.

### 4.3 해석순서

표 9에 나타난 15가지 경우에 대하여 수치해석을 수행하여, 2.3절에 언급된 기준을 바탕으로 피해등급 및 침하량을 조사한 다음, 보강이 필요한 등급으로 판정된 경우에 대해서는 보강공법을 적용한 후 재해석을 수행하였다. 보강이 부족한 것으로 판정될 경우에는 추가보강을 적용하여 안정등급이 나올 때까지 수치해석을 반복하였다.

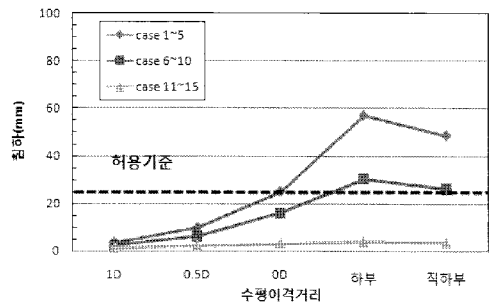
## 5. 수치해석 결과

### 5.1 터널 굴착으로 인한 피해등급 산정

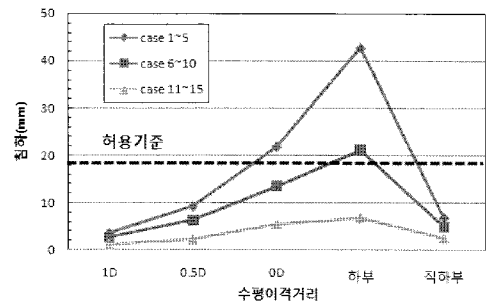
표 9에 언급된 15가지 경우 모두에 대하여 보강이 전혀 이루어지지 않은 상태로 해석을 수행하였고 결과는 다음과 같다. 15가지 모든 경우에 대해서 구조물의 침하량과 부등침하량을 살펴보면(그림 7), 터널과 구조물간의 수평이격거리가 감소함에 따라 구조물 침하와 부등

침하 모두 증가하다가 터널의 위치가 구조물의 하부일 때, 즉 터널의 중심축과 구조물의 좌측벽이 일치할 때 최대값을 보이고 터널 위치가 직하부일 때 감소하는 것으로 나타났다. 터널 천단에서의 침하는 수평이격거리가 감소함에 따라 증가하는 것으로 나타났고, 터널의 위치가 구조물 하부인 경우(그림 6의 4번 위치)에 최대침하량이 나타났으나, 터널 위치가 직하부인 경우와 비교하여 그 차이는 미미한 것으로 나타났다(그림 8).

2.3절에 언급된 허용침하량 기준으로 보강여부를 판



(a) 침하



(b) 부등침하

그림 7. 해석 결과: 구조물 침하

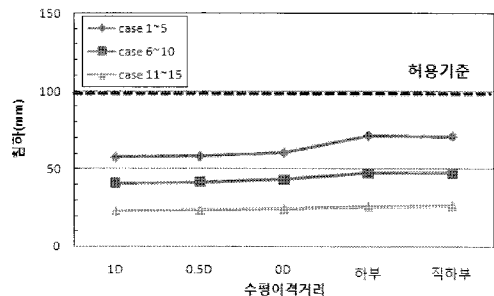
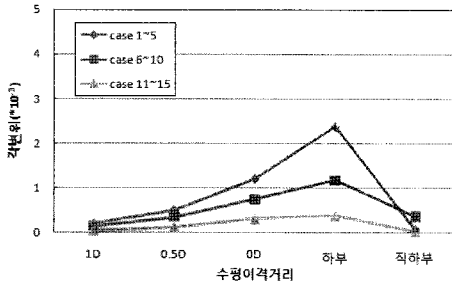


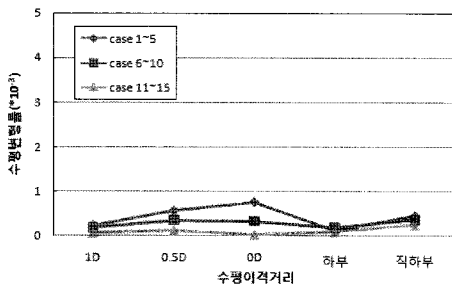
그림 8. 해석 결과: 터널 천단침하

단한 결과, case 3~5와 9,10에서 구조물 침하와 부등침하 중 적어도 한 가지 이상이 허용기준을 초과하는 것으로 나타나 보강이 필요한 것으로 확인되었다. 터널 천단 침하는 모두 허용기준을 만족하였다.

그림 9는 상기의 결과를 이용하여 구한 구조물의 각변



(a) 각변위(angular distortion)



(b) 수평변형률(lateral strain)

그림 9. 해석 결과

위와 수평변형률이다. 전반적으로 각변위는 하부인 경우에서 최대값을 보이는 반면, 수평변형률은 0D에서 최대값을 보이고 하부에서 최소값이 나타났다.

그림 9에서 얻어진 결과를 Son & Cording(2005) 차트에 표시하면 그림 10과 같다. 그림에서 알 수 있듯이 case 3과 4에서 보강이 필요한 경우(slight damage)로 나타났다. 이들은 앞에서 살펴본 바와 같이 침하량 기준에서 이미 보강이 필요한 경우로 판정된 경우이다. 이와는 달리 case 1,2,6,7,8 및 case 11~15는 침하량 및 피해등급 차트에서 모두 보강이 필요없는 것으로 나타났다. 이에 대한 내용을 표 10에 정리하였다.

표 10의 조건별 변위해석결과에서 알 수 있듯이, 구조물의 피해를 유발하는 직경 20 m 터널굴착의 영향범위는 터널과 구조물의 수직이격거리가 0.5D일 때에는 수

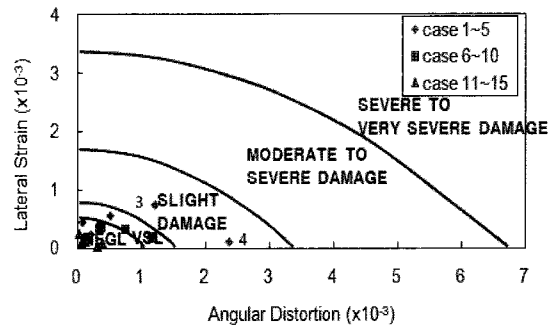


그림 10. 해석 결과: 피해등급 산정

표 10. 조건별 변위 해석 결과

CASE	수직 이격거리	수평 이격거리	각변위	수평 변형률	구조물 침하	구조물 부등침하	터널 천단침하	결과
1	0.5D (10 m)	1D	○	○	○	○	○	-
2		0.5D	○	○	○	○	○	-
3		0D	×	×	×	×	○	보강 필요
4		건물 하부	×	×	×	×	○	보강 필요
5		건물 직하부	○	○	×	○	○	보강 필요
6	0.75D (15 m)	1D	○	○	○	○	○	-
7		0.5D	○	○	○	○	○	-
8		0D	○	○	○	○	○	-
9		건물 하부	○	○	×	×	○	보강 필요
10		건물 직하부	○	○	×	○	○	보강 필요
11~15	1D (20 m)	1D~건물 직하부	○	○	○	○	○	-



평이격거리가 0D 이하일 때(case 3~5, 그림 11(a) 참조), 수직이격거리가 0.75D일 때에는 터널이 구조물 하부에

위치할 때(case 9,10, 그림 11(b) 참조) 구조물에 대한 보강이 필요하며, 수직이격거리가 0.75D 이상인 경우에는 굴착으로 인한 구조물의 피해가 미미한 것으로 나타났다.

Attewell(1986)의  $\beta$ -라인을 적용해보면, 수직이격거리가 0.5D인 경우에는(그림 11(a)) 구조물의 상당부분이  $\beta$ -라인 내로 접근할 때 위험해지고, 수직이격거리가 0.75D일 때에는(그림 11(b))에서는 구조물의 전체가  $\beta$ -라인 내로 접근해야 위험한 것으로 나타났다. 물론 이러한 결과는 구조물 하중크기나 지반조건 등에 의해 다를 수 있으므로 이에 대한 추가연구가 필요하다.

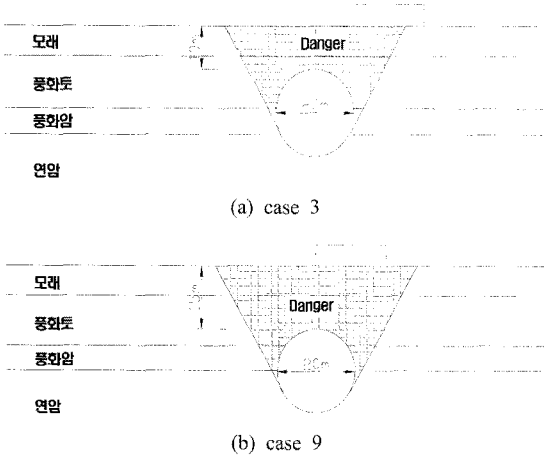
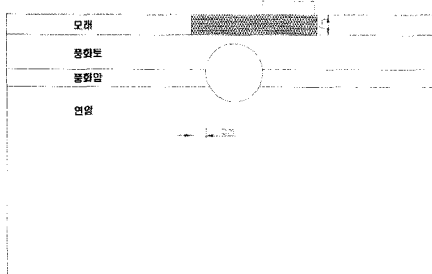


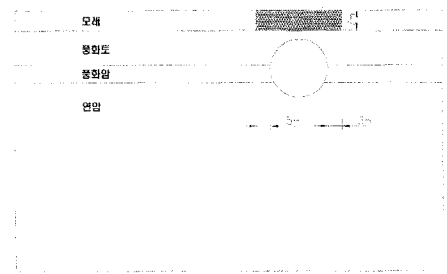
그림 11. 굴착으로 인한 구조물 피해 영향범위

## 5.2 침투주입공법 적용

5.1절의 해석에서 보강이 필요한 것으로 확인된 case 3~5 그리고 case 9~10의 5가지 경우에 대하여 구조물 기초지반에 침투주입보강을 적용한 다음 재해석을 수행하였다. 보강깊이는 7 m로 모래지반까지 보강하였고, 보강 폭은 터널 좌측벽에서 5 m 떨어진 지점부터 구조

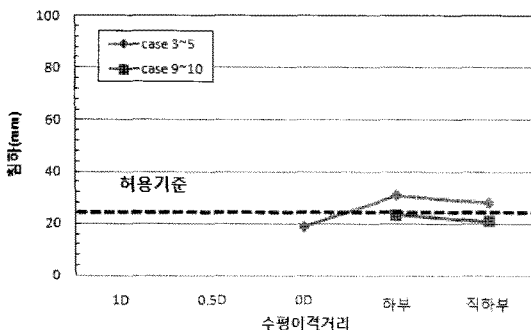


(a) case 3

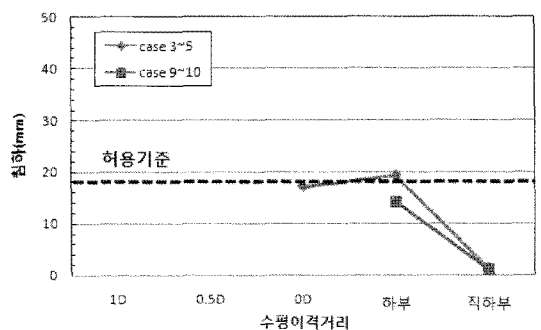


(b) case 5

그림 12. 침투주입공법 적용범위



(a) 침하



(b) 부등침하

그림 13. 해석 결과: 구조물 침하

물 우측벽에서 오른쪽으로 1 m 떨어진 지점까지이며, case 5에서는 터널 좌,우로 5 m 폭의 지반을 보강하였다 (그림 12 참조). 구조물 기초지반 침투주입보강영역의 탄성계수는 표 7을 참조하여 100 MPa를 적용하였다.

그림 12와 같이 보강을 한 후 해석한 결과는 그림 13 및 14와 같다. 보강효과로 인하여 구조물 및 터널의 침하는 지반보강 전의 해석결과에 비하여 감소하였으나, case

4에서 구조물 침하와 부등침하, case 5에서 침하가 여전히 허용기준을 초과하는 것으로 확인되었다. 그림 15는 침투주입보강된 구조물의 각변위와 수평변형률이다.

그림 15의 각변위와 수평변형률을 Son & Cording(2005) 차트에 표시한 결과 모두 안전 등급으로 확인되었다. 다만 허용침하량을 초과한 case 4와 5에 추가 보강이 필요하다.

### 5.3 고압분사공법 적용

허용침하량을 초과한 case 4와 5에 대하여 고압분사 보강을 적용한 다음 재해석을 수행하였다(그림 17). 고압분사보강공법이 적용된 구조물 기초 지반의 탄성계수는 표 7에 언급된 값과 실제 시공현장에서 사용된 값(표 11)들을 참조하여 500 MPa를 적용하였으며, 보강영역의 폭은 침투주입보강범위와 동일하고 깊이만 10 m로 증가하였다. 해석결과 허용기준을 초과했던 구조물 침하와 부등침하 모두 허용기준을 만족시키는 것으로 나타나 고

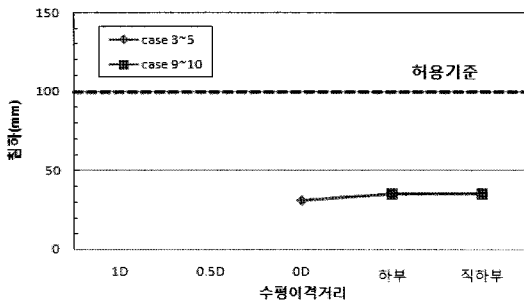
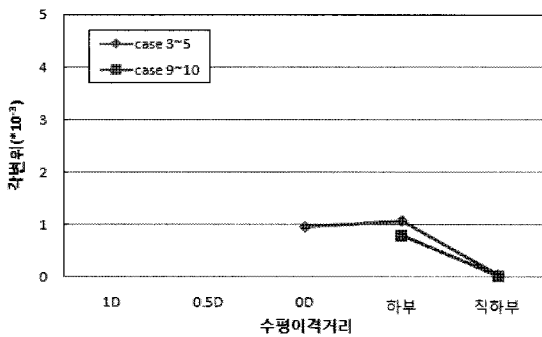
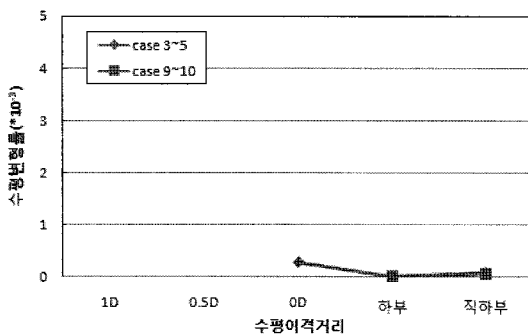


그림 14. 해석 결과: 터널 천단침하



(a) 각변위(angular distortion)



(b) 수평변형률(lateral strain)

그림 15. 해석 결과

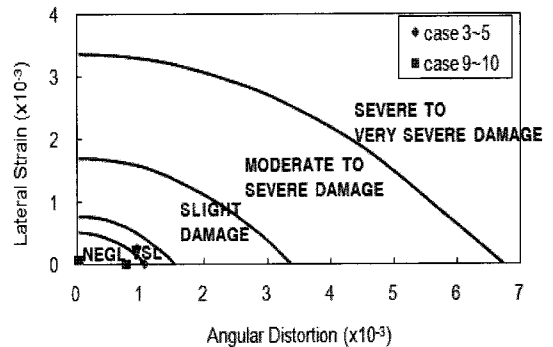


그림 16. 해석 결과: 피해등급 산정

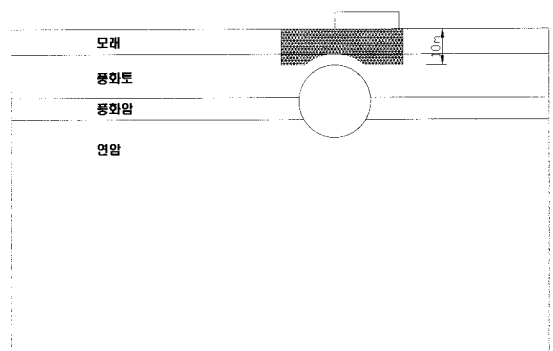


그림 17. 고압분사공법 적용범위(case 4)

표 11. 고압분사보강지반의 탄성계수 적용사례

보강공법	적용현장	대상지반	탄성계수 (MPa)	비 고	참고문헌
제트그라우팅	대만고속철도	풍화암	300	붕괴지역	이홍성(2004)
RJP	지하철 9호선	모래~모래자갈	470	-	Lee et al. (2007)

표 12. 보강영역

CASE	수직이격거리	수평위치	구조물 기초 보강범위	보강공법
1~2	0.5D	1D, 0.5D	보강 불필요	-
3		0D	깊이 7 m 폭 44 m	침투주입
4		하부	깊이 10 m 폭 34 m	고압분사
5		직하부	깊이 10 m 폭 30 m	고압분사
6~8	0.75D	1D, 0.5D, 0D	보강 불필요	-
9		하부	깊이 7 m 폭 34 m	침투주입
10		직하부	깊이 7 m 폭 30 m	침투주입
11~15	1D	1D~직하부	보강 불필요	-

압분사보강공법이 효과적이었음이 밝혀졌다.

### 5.4 결과정리

이상의 결과를 정리하면 다음과 같다. 구조물 기초지반에 대한 보강이 이루어지지 않은 경우에는 터널과 구조물의 수직이격거리가 비교적 작고(0.5D, case 1~5) 수평이격거리가 0D에 근접하면서 구조물에 피해가 발생하기 시작하였다. 구조물 기초지반에 대하여 깊이 7 m, 폭 30~44 m의 영역을 침투주입보강한 결과 구조물의 안정성을 확보할 수 있었으나, 터널 위치가 구조물 하부와 직하부인 경우에는 여전히 침하량이 허용기준을 초과하여 고압분사보강을 적용한 결과 기준을 만족시킬 수 있었다.

또한 수직이격거리가 이보다 약간 큰 경우(0.75D, case 6~10)에는 터널 위치가 구조물 하부와 직하부일 때, 보강이 필요한 것으로 나타났으며, 깊이 7 m, 폭 34 m, 44 m의 영역을 침투주입보강한 결과 구조물의 안정성을 확보할 수 있었다. 반면에, 수직이격거리가 비교적 큰 경우(1D, case 11~15)에는 굴착으로 인한 구조물의

피해가 발생하지 않는 것으로 나타났다. 이와 같은 내용을 표 12에 정리하였다.

여기서 주의해야 할 점은 지반조건, 터널의 크기 및 형상, 굴착방법, 구조물 하중 등 수많은 요소에 의해 구조물 피해정도가 결정되고 보강영역도 결정되기 때문에 본 논문에서 제시하는 결과는 단순히 참고사항으로 간주되어야 한다는 점이다.

## 6. 결 론

구조물에 근접한 대단면 터널의 굴착과 이로 인한 구조물의 피해를 수치해석으로 분석하였다. 구조물과 터널의 수평 및 수직이격거리를 변화시킨 15가지 경우에 대하여 해석을 수행하여 이격거리에 따른 구조물의 피해정도를 파악하였고, 보강이 필요한 경우에는 반복해석을 통하여 구조물의 안정성을 위한 최적의 보강공법 및 범위를 구하였다. 본 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 터널(D=20 m)과 구조물의 수직이격거리가 0.5D일

때에는 수평이격거리가 0D에 근접하면서부터, 수직이격거리가 0.75D일 때에는 터널 위치가 구조물 하부일 때 구조물의 피해가 발생하는 것으로 나타났다. 반면에 수직이격거리가 이보다 큰 경우(1D 이상)에는 굴착으로 인한 구조물의 피해가 발생하지 않는 것으로 나타났다.

2. 터널과 구조물의 수직이격거리가 0.5D이고 터널 위치가 수평이격거리 0D인 경우와 수직이격거리가 0.75D이고 터널 위치가 구조물 하부와 직하부인 경우에는, 구조물 기초지반에 깊이 7 m, 폭 30 m~44 m 범위에 대한 침투주입보강으로 구조물의 안정성 확보 및 허용기준을 만족시켰다.
3. 수직이격거리가 0.5D이고 터널 위치가 구조물 하부와 직하부인 경우에는 침투주입보강공법 적용으로 충분하지 못하여 고압분사보강공법을 깊이 10 m, 폭 30~34 m 범위에 적용하여 안정성 확보 및 허용기준을 만족시켰다.
4. 지반조건, 구조물 하중 크기, 보강공법 종류 등 다양한 요소로 인하여 본 논문에서 제안된 보강영역 및 보강물성을 실무에 바로 적용하기에는 곤란하다. 따라서 본 연구결과를 도심지 근접시공에 수반되는 터널 및 상부 구조물 보강에 대한 가장 기초적인 참고 사항으로 삼는 것이 바람직 할 것이다.

## 감사의 글

본 논문은 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술 평가원에서 위탁시행 한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술C01)에 의하여 연구비가 지원되었습니다.

## 참고문헌

1. 배규진 등 (1998), "Neural Network을 이용한 터널 설계 적정성 평가용 Expert System 개발", 건설기술연구원.
2. 이흥성 (2004), "미고결 암반층에서의 붕괴터널 대책사례", 현대건설 2004 기술세미나 논문집.
3. 임해식, 김경민 (2002), "한국산 고화재에 의한 연약지반의 개량효과-용도별 고화재에 따른 개량지반의 설계정수를 중심으로-", 한국지반환경공학회, 지반환경 제3권 제2호, pp. 11-19.
4. (사)한국터널공학회 (2002), 터널의 이론과 실무.
5. 천병식 등 (2001), "그라우트재의 호모겔과 샌드겔의 강도증진 성상에 관한 연구", 한국지반환경공학회 학술발표회 논문집.
6. 首都高速道路公團 保全施設部 (1982), "首都高速道路に近接する構造物の施工指導要領書(案)".
7. (社)日本薬液注入協會 (1988), "薬液注入工法 設計·施工指針".
8. 土木研究所 基礎研究室 (1983), "近接基礎設計施工要領(案)", 土木研究所資料第 2009号.
9. Attewell, P. B. (1977), "Ground movements caused by tunnelling in soil", Proc. of International Conference on Large Movements and Structures, London, pp. 812-948.
10. Attewell, P. B. et al. (1986), "Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures", Blackie, Glasgow.
11. Baumann, V. (1984), "Das soilcrete-verfahren in der baupraxis", Vorträge der Baugrundtagung, Düsseldorf.
12. Burland, J. B. (1995), "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation", 1st Conference on Earthquake Geotech. Engineering.
13. Boscardin, M. D. and Coridng, E. J. (1989), "Building response to excavation-induced settlement", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, pp. 1-21.
14. Bjerrum, L. (1963), "Discussion to european conference on soil mechanics and foundation engineering", Wiesbaden, Vol. III, pp. 135.
15. Cording, E. J. (1984), "Use of empirical data for braced excavations and tunnels in soil", Lecture Series, Chicago ASCE, Chicago, IL.
16. Cording, E. J. and Hansmire, W. H. (1975), "Displacements around soft ground tunnels", General Report, Session IV, Tunnels in Soil 5th Pan American Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires
17. Hergarden, H. J. A. M., Van der Poel, J. T. and Van der Schrier, J. S. (1996), "Ground movements due to tunnelling influence on pile foundation", Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Rotterdam, Balkema, pp. 519-524.
18. Jacobsz, S. W., Standing, J. R., Mair, R. K., Soga, K., Hagiwara, T. and Sugiyama, T. (2001), "Tunnelling effect on driven Piles", Proc. of International Conference on Response of Buildings to Excavation-Induced Ground Movements, Imperial College, London, CIRIA, pp. 1-15.
19. Lee, H. S., Jue, K. S., Kim, D. Y., Jung, W. H. and Lee, Y. N. (2007), "Urban tunneling under existing structure", Proceedings of ITA 2007.
20. Morton, J. D. and King, K. H. (1979), "Effects of

- tunnelling on the bearing capacity and settlements of piled foundations”, Proc. Tunnelling '79, IMM, pp. 57-68.
21. Lee, Y. J. (2004), “Tunnelling adjacent to a row of loaded piles”, Ph. D Thesis, University College London.
  22. Peck, R. (1969), “Deep excavations and tunneling in soft ground”, Proc., 7th Int'l Conf. on Soil Mech. and Foun. Engr., Mexico City, State-of-the-Art, pp. 225-290.
  23. Son, M. R. and Cording, E. J. (2005), “Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 2, ASCE, pp. 162-177.
  24. Sowers, G. F. (1962), “Shallow foundation”, Foundation Engineering, G. A. Leonards, Ed., McGraw-Hill, New York, pp. 525.

---

접수일(2009.5.21), 수정일(1차: 2009.5.28), 게재확정일(2009.6.2)