

Tunnel 上部地盤의 基礎 支持力과 沈下에 關한 研究

The study on the bearing capacity and settlement of a foundation placed over a tunnel

김수삼¹, 정승용², 김용수³, 권태창⁴

Soo-Sam Kim, Seung-Yong Jung, Yong-Soo Kim, Tae-Chang Kwon

Key Words : Bearing Capacity(지지력), Settlement(침하), Tunnel(터널),
Finite Difference Method(유한차분법)

Abstract

When a foundation on the ground with tunnel is constructed, the ultimate bearing capacity of a footing is reduced by tunnel. In practice, structure may have a considerable damage because of large settlement. This study shows that the settlement which is caused by variety of the ultimated bearing capacity leads fatal damages to the footing above tunnel. Therefore, it is necessary to study on the reduction both of the ultimate bearing capacity which leads a failure and of tolerable settlement which satisfies the safety of the building. For this reason, the variety of ultimated bearing capacity was analyzed using two-dimensional elasto-plastic finite difference method in this paper. As a result, bearing capacity of the foundation above tunnel should be determined after establishing limit of allowable settlement and considering reduction-ratio of bearing capacity.

1. 서론

도심지에서 지하철 건설의 급증으로 인하여 지하철 터널 상부에 고층 빌딩 또는 기타 구조물의 시공이 이루어지는 경우에는 공동의 굴착 후 일정한 힘의 평형상태에 있는 지반에 상부구조물의 시공 중 발생하는 기초하중으로 인한 지반의 응력 재분배 및 상호간섭의 영향이 발생하게 되고, 공동과 기초 사이의 주변지반이 소성 침하되거나 침하에 의한 기초파괴가 발생하게

된다. 따라서, 본 연구에서는 기존의 연구[1]에 대한 기초의 극한 지지력을 기초의 허용침하의 관점에서 기초 지지력에 대한 연구를 2차원의 탄소성 유한차분법(FDM)을 통해 수행하였고, 기초와 터널의 상호간섭에 관한 연구는 기초부분과 터널부분으로 각각의 특성에 따라 나누어 논의하였다.

수치해석에서는 터널이 존재하지 않을 때, 해석실험에 의한 기초 지지력을 기초 지지력 이론과 비교 검증한 후 그 결과를 토대로 터널이 존재할 때, 기초 지지력 저하율 변화에 대한 분석과정에서 기초 극한 지지력의 한계를 지반의 항복한계가 아닌 기초의 구조적 안정성을 가

*1 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과, 교수

*2 비회원, 지구환경전문가그룹, 선임연구원

*3 비회원, 중앙대학교 대학원 토목공학과, 박사과정

*4 비회원, 벽산엔지니어링(주), 과장

질 수 있는 허용침하한계 관점에서 지지력 저하율의 변화를 분석하는 것을 연구목적으로 한다. 이에 따른 연구범위를 아래와 같이 설정하였다.

- (1) 기초 지지력 이론과 수치해석 실험결과 비교 분석 검증
- (2) 기존 터널 상부의 기초 지지력 저하 연구에 대한 비교 분석 검증
- (3) 터널 상부 기초의 극한 지지력 저하와 허용 침하에 대한 변화분석

2. 수치해석

하부터널과 연속기초의 역학적 상호작용을 해석하기 위해 기존의 연구(Badie & Wang, 1990)[1]에서 적용되었던 2차원 압밀해석 프로그램인 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)[2]을 이용하였으며, 단일 토층의 균질한 지반에서 연속기초와 하부터널의 역학적 상호작용을 해석하고자 한다.

본 연구에서 사용된 프로그램(FLAC)은 유한 차분법을 이용하여 각 절점의 구성 방식이 평형 상태에 도달할 때까지 반복계산을 수행하여 최종해를 구하게 되며, 이에 대한 진행과정을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 해석 지반 및 파괴기준 모델 선정
- (2) 해석 경계 및 조건 선정
 - 영향거리 추정에 의한 터널깊이 조건 선정 및 기초폭과 깊이, 터널폭 등 조건 선정
- (3) 수치해석 프로그램(FLAC)을 이용한 해석
- (4) 해석 결과 도출

2.1 해석 대상 지반 선정

본 연구에서 선정한 지반은 기존의 연구(유충식, 1995)[3]에서 적용되었던 지반을 중심으로 본 연구의 목적상 지반의 변형과 밀접한 상관관계를 갖는 지반의 탄성계수를 고려하여 선정하였다. 대상지반의 특성에 따라 분류하면, Kaolin과 Silt-Clay는 점착력이 큰 점성토이며, Kaolin-Sand는 내부 마찰각이 큰 사질토의 특성을 갖고

있으며, 지반의 탄성계수 측면에서 Kaolin-Sand > Kaolin > Silt-Clay의 순서를 갖고 있다.

해석에 사용된 지반 및 기초의 물성치를 Table 1에 나타내었다.

Table 1 각 해석 지반의 물성치

모델 물성치	Kaolin	Kaolin-Sand	Silt-Clay	콘크리트
탄성계수 (KN/m ²)	19,840	42,000	11,000	2.3E+6
포아송 비	0.39	0.32	0.32	0.20
점착력 (KN/m ²)	158.5	9.2	66	none
내부 마찰각	8.00	31.00	13.5	none
단위중량 (KN/m ³)	14.3	17	16	24.8

2.2 해석 항복 기준 모델 선정

본 연구의 해석 항복기준을 모형화하는데 있어서 기초는 선형탄성 재료로, 지반은 Drucker-Prager 항복기준[4]을 따르는 비선형 재료로 모델링하였다. Drucker-Prager 모델의 파괴기준은 전단탄성 에너지가 어떤 일정치에 달하면 재료가 파괴(혹은 항복)된다는 가정에 근거를 두고 있다.

각 해석 지반의 물성치는 다음의 관계식에 의해서 구하며, Drucker-Prager 모델 입력치를 Table 2와 같이 적용할 수 있다.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$\sigma_{max}^+ = \frac{K_\phi}{a_\phi}$$

$$K_\phi = \frac{6}{\sqrt{3(3-\sin\phi)}} C \cos\phi$$

$$a_\phi = \frac{6}{\sqrt{3(3-\sin\phi)}} \sin\phi = a_\phi$$

Table 2 각 해석 지반의 Drucker-Prager 모델 입력치

Model Material Parameter	Kaolin	Kaolin -Sand	Silt -Sand	Elastic
				기초
Elastic Bulk Modulus, K(KN/m ²)	30,061	38,889	10,185	1.2E+7
Mass Density, ρ	1.46	1.73	1.63	2.48
K shear, K _s (KN/m ²)	190.06	10.99	80.36	none
qdil, q _v	0.17	0.72	0.29	none
qvol, q _φ	0.17	0.72	0.29	none
Elastic Shear Modulus, G(KN/m ²)	7,137	15,909	4,167	9.6E+5
Tension Limit, σ ⁺ (KN/m ²)	1,128	15.31	274.9	none

2.3 영향 한계 깊이 산정

유충식(1997)[5]은 지하공동이 한계깊이 (Critical Depth : D_{cr}) 이내에 위치할 경우에만 상부기초의 안정에 영향을 미치는 것으로 규정하고, 이에 대한 영향영역 판별식을 다음과 같이 제시하였으며, 본 연구 대상지역의 영향한계깊이를 Table 3에 나타내었다.

$$\frac{D_{cr}}{B} = 3.03 - 0.74 \frac{E}{B} (1 + 0.1 \frac{E}{B}) + (10.9 + 20.3 \log \frac{W}{B} + 0.6 \frac{E}{B} - 0.25 \frac{c}{\gamma W \lambda}) \sin \phi$$

여기서, D_{cr}: 한계깊이

W : 공동의 크기(터널 폭)

E : 편심

C : 점착력

φ : 마찰각

λ = B'/B : 치수계수

B' : 기준 기초 폭(0.9 m)

B : 적용 기초 폭

Table 3 각 해석 지반의 영향한계깊이

해석 지반	한계깊이(m)	비 고
Kaolin	8.24	B = 2 m W = 2 m
Kaolin-Sand	17.13	
Silt-Clay	10.61	

2.4 해석 경계조건

본 연구에서 사용된 일반적인 경계조건은 연속기초의 폭(B) 2 m, 터널 폭(W) 2 m, 기초의 깊이(D_i) 0 m와 1 m일 경우로 나누었으며, 터널과 기초의 거리(D)는 기존의 연구 가운데에서 유충식(1997)[5]이 제안한 영향영역 판별식을 사용하여 한계깊이를 선정하여 각각의 터널깊이를 결정하였다. 본 해석에서 적용한 터널과 기초의 해석 모식도는 Fig. 1과 같으며, 기초와 터널의 거리에 대한 조건은 2.3절에서 산출된 지반의 영향한계깊이를 최대거리로 선정하여 아래의 Table 4와 같이 각 조건으로 나누어 해석을 수행하였다.

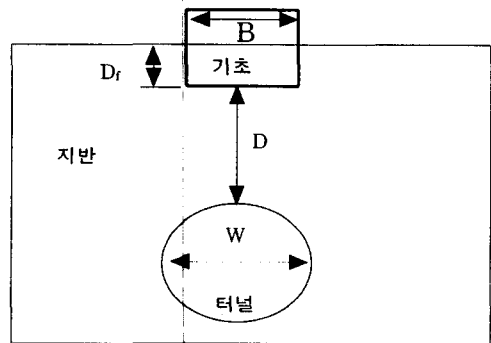


Fig. 1 터널과 기초의 해석 모식도

3. 해석 결과 분석

해석 결과에 대한 분석은 해석 과정에서 도출된 터널이 존재하지 않을 때의 지지력과 터널이 존재할 때의 터널의 심도에 따른 지지력의 변화

Table 4 해석에 적용된 경계조건

지반	D _i /B	D/B(D)				
		1 (2)	2 (4)	3 (6)	4 (8)	
Kaolin	0	1 (2)	2 (4)	3 (6)	4 (8)	
	1	1.5 (3)	2.5 (5)	3.5 (7)	4.5 (9)	
Kaolin-Sand	0	2 (4)	3.5 (7)	5.5 (11)	7.5 (15)	9 (18)
	1	1.5 (3)	3 (6)	5 (10)	7 (14)	8.5 (17)
Silt-Clay	0	1 (2)	2 (4)	3 (6)	4 (8)	5 (10)
	1	1.5 (3)	2.5 (5)	3.5 (7)	4.5 (9)	5.5 (11)

[비고] B : 기초 폭 = 2 m, W : 터널 = 2 m,
D : 기초와 터널 사이의 거리

에 대한 비교분석을 통하여 이를 토대로 기초의 침하한계 관점에서 지지력의 변화에 대한 분석을 수행하였다.

3.1 기초 지지력 검증

해석 대상 지반의 기초 지지력을 기존의 기초 지지력 이론[6]에 의해 산정하면 Table 5 ~ Table 8과 같다.

기초 지지력 이론에 의해 산정된 결과를 비교하여 실제 해석결과에 대한 검증과 아울러 각 지지력 이론의 특성을 다음과 같이 분석하였다.

Table 5 Terzaghi의 이론[7]에 따른 지지력 산정결과

지반 조건	C (KN/m ²)	γ (KN/m ³)	φ (°)	q _u (KN/m ²)			
				D _i = 0		D _i = 1	
				GSF	LSF	GSF	LSF
Kaolin	158.5	14.3	8	1,368	791.6	1,400	815.9
Kaolin-Sand	9.2	17.0	31	756.8	204.9	1,187	358.5
Silt-Clay	66.0	16.0	13.5	794.6	535.8	855.8	597.1

[비고] GSF : General Shear Failure
LSF : Local Shear Failure

Table 6 Meyerhof의 이론[6]에 따른 지지력 산정결과

지반 조건	C (KN/m ²)	γ (KN/m ³)	φ (°)	q _u (KN/m ²)	
				D _i = 0	D _i = 1
Kaolin	158.5	14.3	8	1,435	1,468
Kaolin-Sand	9.2	17.0	31	676.2	1,076
Silt-Clay	66.0	16.0	13.5	812.4	875.0

Table 7 Vesic의 이론[8]에 따른 지지력 산정결과

지반 조건	C (KN/m ²)	γ (KN/m ³)	φ (°)	q _u (KN/m ²)	
				D _i = 0	D _i = 1
Kaolin	158.5	14.3	8	1,445	1,477
Kaolin-Sand	9.2	17.0	31	802.5	1,202
Silt-Clay	66.0	16.0	13.5	833.2	895.8

Table 8 Hansen의 이론[6]에 따른 지지력 산정결과

지반 조건	C (KN/m ²)	γ (KN/m ³)	φ (°)	q _u (KN/m ²)	
				D _i = 0	D _i = 1
Kaolin	158.5	14.3	8	1,435	1,468
Kaolin-Sand	9.2	17.0	31	661.4	1,061
Silt-Clay	66.0	16.0	13.5	813.2	875.8

A. Kaolin 지반의 지지력

Fig. 2에서 보는 바와 같이 이론적 지지력의 크기는 ㉞ ≃ ㉟ > ㉠로 Terzaghi의 지지력 값이 가장 작은 것으로 나타났다. 이는 Terzaghi의 이론적 가정에서는 기초 깊이(D_i) 이상의 흙을 상재하중으로 가정한 반면, Meyerhof는 지표면까지 파괴면을 연장, 가정하여 파괴전단영역에서 지표면까지 전단저항 요소인 점착력(C)을 고려하였기 때문에 Kaolin과 같은 점착력이 큰 점성토 지반에서는 지지력에서 차이를 보이는 것으로 판단된다. 또한, D_i = 0일 때, 지지력이 적으며, 급격한 파괴곡선을 보여주고 있는 반면, D_i

= 1일 때, 지지력이 다소 크고, 완만한 곡선을 보여주고 있다. 이는 관입된 기초의 주변 마찰 저항 요소 차이에 의한 것으로 판단된다.

(N₁)에서 각각 다른 식을 적용하고 있어 일정한 내부마찰각을 갖는 Silt-Clay 지반에서 차이를 보이는 것으로 판단된다.

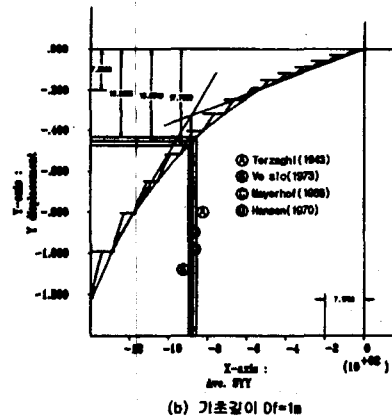
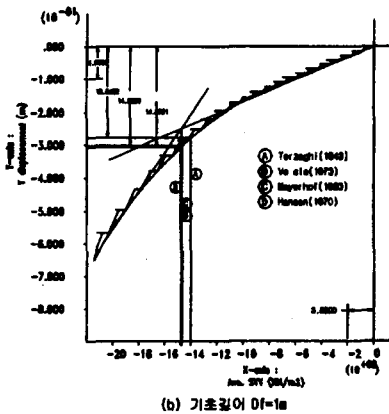
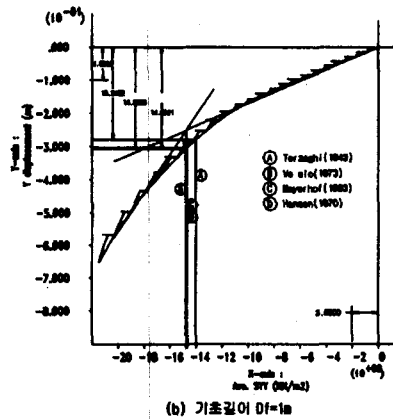
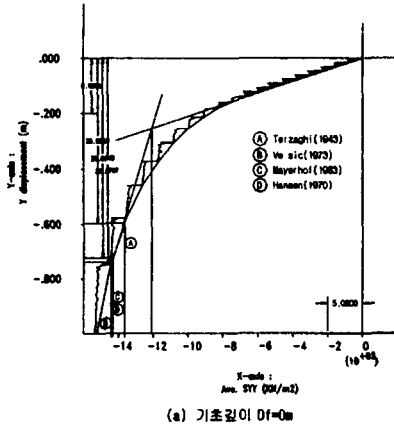


Fig. 2 Kaolin 지반에서의 기초 지지력 (기초 폭 = 2 m)

Fig. 3 Silt-Clay 지반에서의 기초 지지력 (기초 폭 = 2 m)

B. Silt-Clay 지반의 지지력

Fig. 3에서 이론적 지지력의 크기 순서는 ⑥ > ③ > ④로 Silt-Clay 지반이 어느 정도의 점착력을 갖는 점성토 지반인 관계로 Kaolin과 동일하게 Terzaghi의 지지력 값이 가장 작은 것으로 나타났으나, ⑥와 ③가 차이를 보인다. 이는 Meyerhof와 Vesic의 식들이 내부마찰각의 함수

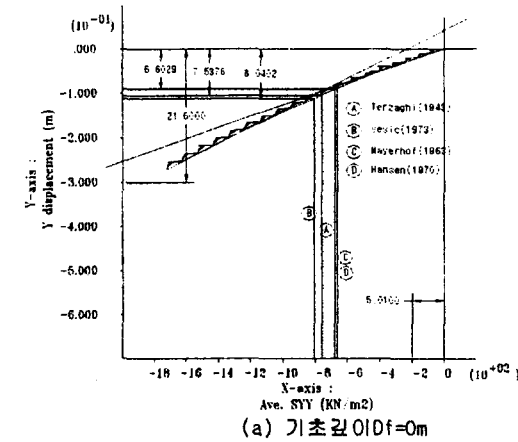
C. Kaolin-Sand 지반의 지지력

Fig. 4는 이론적 지지력의 크기 순서는 ⑥ > ④ > ③로 ⑥와 ④가 큰 차이를 보이고 있다. 이는 사질토의 Kaolin 지반이 Silt-Clay보다 더 큰 내부마찰각을 갖기 때문이며, ④는 지반의 지지력이 작아 더 큰 지지력을 보였다.

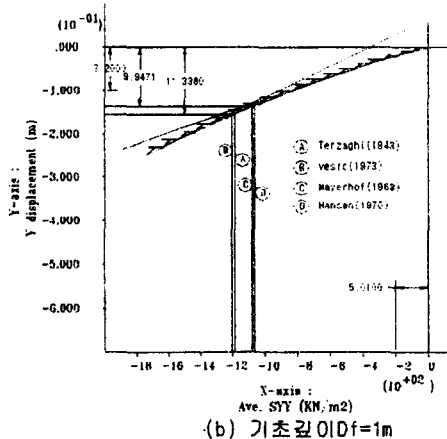
3.2 터널이 존재할 때의 지지력 변화 검증

기존의 연구에서, Badie & Wang(1990)[1]은 기초의 극한지지력을 2차원 유한차분 프로그램인 FLAC으로 해석한 결과 기초와 터널은 유한깊이 안에 있을 때에만 뚜렷한 상호작용이 발생한다고 결론지었다.

따라서 본 연구에서는 실험대상 지반 아래 하부터널이 존재할 때 터널의 깊이에 따른 지지력의 변화를 해석실험을 통하여, 다음과 같은 결과를 얻었다.



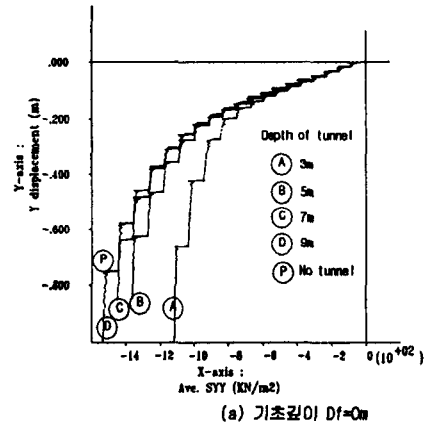
(a) 기초깊이 Df=0m



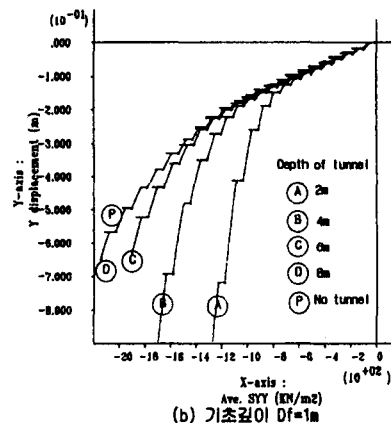
(b) 기초깊이 Df=1m

Fig. 4 Kaolin-Sand 지반에서의 기초 지지력 (기초 폭 = 2 m)

결론적으로 Vesic의 식은 모든 조건에서 가장 큰 지지력을 보이며, Terzaghi의 식은 점성토 성분이 많으면 지지력은 낮아지고, Meyerhof와 Hansen의 식은 사질토 성분이 많아지면 지지력은 낮아지는 경향을 보인다. 해석결과 Kaolin-Sand 지반의 탄성계수가 큰 관계로 변형이 다른 지반보다 미소하게 나타나서 특징적인 파괴곡선이 나타나지 않고 거의 완만한 곡선을 나타내었다. 또한 미소하나마 파괴곡선에서 예상지지력을 가정하여 이론적 지지력과 비교해보면 거의 일치하는 것으로 나타났다.



(a) 기초깊이 Df=0m



(b) 기초깊이 Df=1m

Fig. 5 Kaolin 지반에서 터널 깊이에 따른 지지력 변화 (기초 폭 B = 2 m, 터널 폭 W = 2 m)

앞의 Fig. 5에서 보는 바와 같이 터널의 깊이에 따라 파괴곡선이 일정한 비율로 증가하여, 터널의 깊이에 따른 지지력의 변화가 발생한다는 기존의 연구 결과와 일치하는 것으로 나타났다.

또한, 유충식(1997)[3]의 영향판별식에서 제시한 기초와 터널간의 한계깊이(8 m)에서의 파괴곡선 ㉔와 터널이 존재하지 않을 때의 파괴곡선 ㉐가 일치하는 것으로 나타났다.

Fig. 6에서 보는 바와 같이 Kaolin 지반과 동일하게 지지력의 변화가 발생하는 것으로 나타났으나, Kaolin 지반보다는 약 300 KN/m²의 낮은 기초 재하 하중에서부터 지지력의 변화가 발생하는 것으로 나타났다.

또한, 유충식(1997)의 영향판별식에서 제시한 기초와 터널간의 한계깊이(10 m)에서의 파괴곡선 ㉕와 터널이 존재하지 않을 때의 파괴곡선 ㉐가 일치하는 것으로 나타났다.

Fig. 7에서 다른 지반과 동일하게 지지력의 변화가 발생하는 것으로 나타났으나, 다른 지반보다는 낮은 기초침하 내에서 지지력의 변화가 발생하는 것으로 나타났다. 유충식(1997)의 영향판별식에서 제시한 기초와 터널간의 한계깊이(18 m) ㉖보다는 낮은 15 m 깊이의 파괴곡선 ㉔와 터널이 존재하지 않을 때의 파괴곡선 ㉐가 일치하는 것으로 나타났다.

따라서 결론적으로 한계깊이는 점성토 특성 지반에서는 일치하고, 강성이 큰 사질토 특성 지반에서 과도하게 산정되는 경향이 있음을 알 수 있다.

3.3 기초의 허용침하한계에 따른 지지력 변화

기초 구조물의 피해가 예상되는 침하한계에 따른 지지력을 극한지지력으로 설정하여 터널의 심도에 따른 극한 지지력의 변화를 분석하였다.

Terzaghi(1948)[6]는 기초의 허용 최대 부등침하량으로 0.75 in(1.905 cm)를 제시하였다.

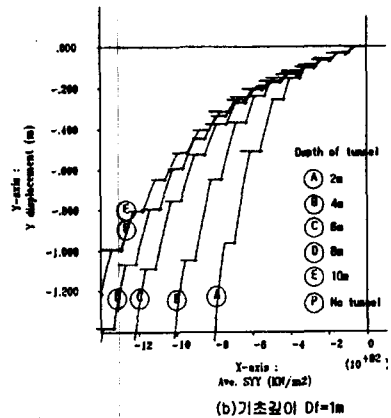
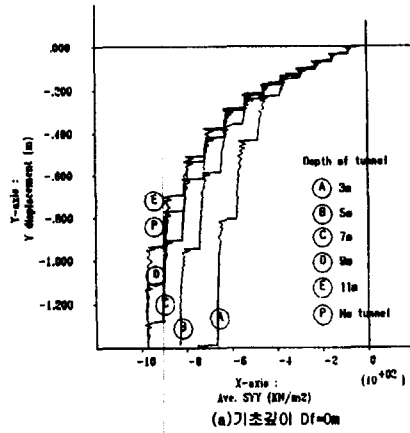


Fig. 6 Silt-clay 지반에서 터널 깊이에 따른 지지력 변화 (기초 폭 B = 2 m, 터널 폭 W = 2 m)

- 크기가 같은 기초들이 같은 깊이에 있을 때:
최대 부등침하량 \approx 1/2 최대 침하량

$$\delta_{max} \approx \frac{1}{2} \Delta_{max}$$

- 크기가 다른 기초들이 다른 깊이에 있을 때:
최대 부등침하량 \approx 3/4 최대 침하량

$$\delta_{max} \approx \frac{3}{4} \Delta_{max}$$

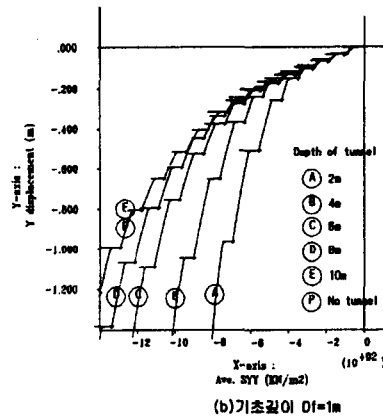
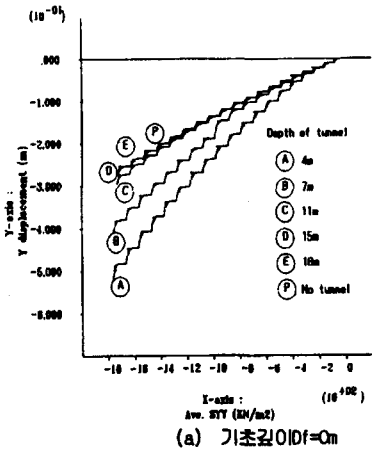


Fig. 7 Kaolin-sand 지반에서 터널 깊이에 따른 지지력 변화 (기초 폭 B = 2 m, 터널 폭 W = 2 m)

따라서, 기초 허용 최대 침하량 (Δ_{max})은 1 ~ 1.5 in 즉, 2.54 ~ 3.81 cm를 제시하고 있다. 또한 Bjerrum(1993)은 Table 9와 같이 구조물의 일반적인 허용침하에 따른 구조물의 피해 한계를 규정하고 있다. 여기에서 허용침하값은 주로 침하에 따른 지반의 한계 각변(angular distortion)로 제시하며, 한계 각변위(S/L)는 두 인접 기둥 사이의 거리(L)에 대한 부동침하량(S)의 비를 나타낸다.

Table 9 Tentative damage criteria (Bjerrum, 1993)

구분	각변위 (S/L)
· 침하에 예민한 기계기초의 작업곤란 한계	1/750
· 경사진 배대의 위험 한계	1/600
· 균열을 허용할 수 없는 빌딩에 대한 안전한계 · 고가 크레인의 작업곤란이 예상되는 한계	1/500
· 칸막이 벽에 첫 균열이 예상되는 한계	1/300
· 강성의 고층빌딩의 전도가 눈에 띄일 수 있는 한계	1/250
· 칸막이 벽이나 벽돌벽의 상당한 균열 · 가요성 벽돌벽의 안전 한계 · 일반적인 건물의 구조적 손상이 예상되는 한계	1/150

National Coal Board의 침하에 의한 피해기준인 Table 10에서의 결과에 의하면, 변형량이 20 cm 이상이면 구조물에 심각한 피해를 미치는 것으로 제시되고 있다.

Table 10 National Coal Board classification of subsidence damage (1975)

구조물의 변형량	피해 정도	전형적인 피해정도
0.03 m 이하	아주 미약	· 회벽에 머리카락 정도의 균열 관측, 부분적으로 미세한 균열이 예상되지만 눈에 보이지 않음.
0.03 ~ 0.06 m	미약한 정도	· 다수의 미세한 균열 관측 (빌딩 내부), 문과 창문이 뽀뽀해짐. 내부장식 수리가 요구됨
0.06 ~ 0.12 m	눈에 띄일 정도	· 빌딩 외벽에 균열 관측, 수도관 등의 균열 가능성
0.12 ~ 0.18 m	심각	· 수도관 파열, 출입문과 창문을 변형, 벽체의 기움 등 각종 피해를 육안으로 확인 가능
0.18 m 이상	아주 심각	· 지붕과 층계의 파손 등 건물의 부분적인 보수 및 재건축 요구

극한 지지력에 따른 기초의 침하량이 기초의 허용침하량의 한계 범위 내에 존재하는지를 알아보기 위해서 3.1절에서 제시되었던 터널이 존재하지 않을 때, 지반의 항복상태에서 극한 지지력에 해당하는 해석결과 침하값을 Table 11에 요약하였다. Table 11에서 보는 바와 같이, 각 지반의 특성에 따라 기초 침하는 9.2 ~ 76 cm의 큰 폭으로 변화하고 있다.

Table 11 기초 지지력 이론에 따른 극한 지지력의 침하량

구 분	극한 지지력의 침하량 (cm)					
	Kaolin		Silt-Clay		Kaolin-Sand	
	D _f =0	D _f =1	D _f =0	D _f =1	D _f =0	D _f =1
Terzaghi (1943)	58	27	66	43	10.5	15.7
Vesic (1973)	72	31	76	47	11	15.7
Mayerhof	72	31	70	45	9.2	13.8
Hansen	72	31	70	45	9.2	13.8

기초 지지력의 결정에 있어, 지반의 항복점에 따라 극한 지지력을 결정하는 대신에 기초가 허용할 수 있는 침하한계에 해당하는 지지력을 극한 지지력으로 설정하면, 터널이 존재할 때 침하한계의 크기에 따라 지지력의 저하 차이는 다음과 같은 경향을 보이게 된다.

Fig. 9는 Kaolin 지반에서 터널이 존재하지 않을 때와 터널이 존재할 때의 재하하중에 따른 침하를 나타낸 것으로, 허용침하한계를 5 ~ 30 cm의 범위로 설정하고, 그에 해당하는 지지력을 터널 존재에 따른 지지력의 차이로 보면 40 ~ 516 KN/m²의 범위 내에서, 초기에는 낮은 지지력 차이를 보인 후 일정하게 증가하는 경향을 나타낸다.

반면, Fig 10에서 보는 바와 같이 Kaolin-Sand 지반에서는 허용침하한계 범위 내에서 118.7 ~ 686 KN/m²의 범위로 초기에 상대적으로 큰 지지력 차이를 보인 후 일정하게 증가한다.

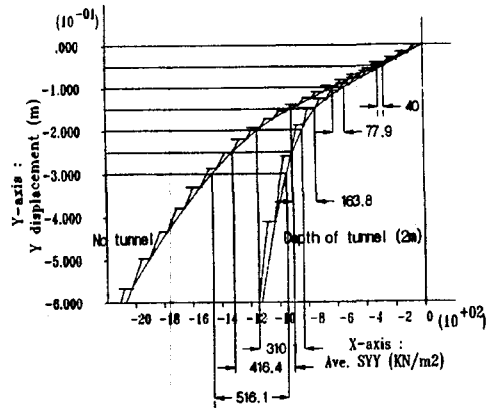


Fig. 9 Kaolin 지반에서 침하한계의 지지력 변화 (D_f = 1 m, B = 1 m, W = 2 m)

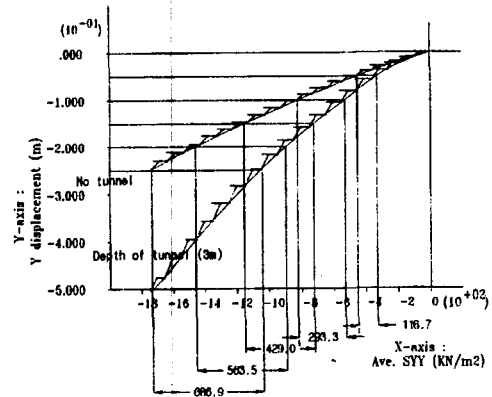


Fig. 10 Kaolin-Sand 지반에서 침하한계의 지지력 변화 (D_f = 1 m, B = 2 m, W = 2 m)

3.4 침하한계 적용시 기초의 지지력 변화를 변화

앞의 3.3절에서 제시된 허용침하한계 적용에 따른 지지력의 변화를 세부적으로 고찰하기 위하여 각 기초 구조물의 허용침하한계의 지지력 저하 변화를 분석하기 위해 표준화된 터널깊이

계수(D/B)에 따른 침하한계의 지지력 저하율(d_s)을 도식화 하였으며, 이에 대한 결과는 다음과 같다.

$$d_s = \frac{q_{st}}{q_{su}} (\leq 1.0)$$

여기서, q_{su} : 터널이 존재하지 않는 경우의 침하한계의 지지력

q_{st} : 터널이 존재하는 경우의 침하한계의 지지력

침하한계(10 cm)의 지지력의 저하율은 Fig. 11에서 보는 바와 같이 Kaolin-sand가 가장 낮은 터널심도에서 $D_f = 0$ 일 때 71%, $D_f = 1$ 일 때 64

%로 가장 큰 저하를 보인 후 일정한 심도까지 100%로 회복 수렴하는 것으로 나타났다.

Kaolin는 가장 낮은 심도에서 $D_f = 0$ 일 때 88%, $D_f = 1$ 일 때 87%의 저하를 보인 후 일정한 심도까지 97% 정도로 회복하는 반면, Silt-clay는 가장 낮은 심도에서 88%의 저하를 보인 후 일정한 심도까지 94%로 적은 회복을 보였다.

침하한계(25 cm) 설정 시에는 Fig. 12에서 보는 바와 같이 지지력의 저하율은 Kaolin-Sand가 가장 낮은 터널 심도에서 $D_f = 0$ 일 때 64%, $D_f = 1$ 일 때 61%로 가장 큰 저하를 보인 후 일정한 심도까지 100%로 회복 수렴하는 것으로 나타났다.

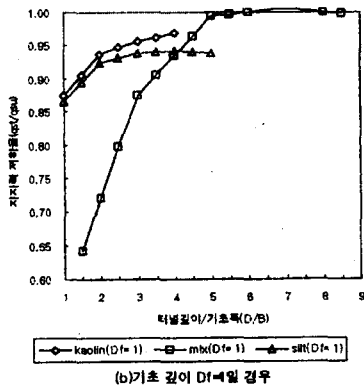
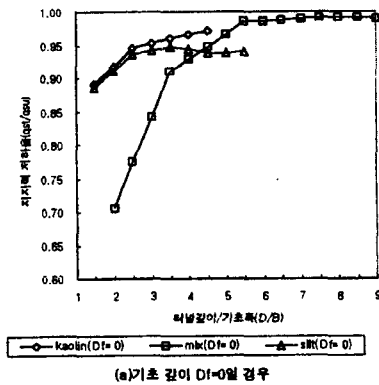


Fig. 11 D/B에 따른 침하한계(10 cm)의 지지력 저하율 변화

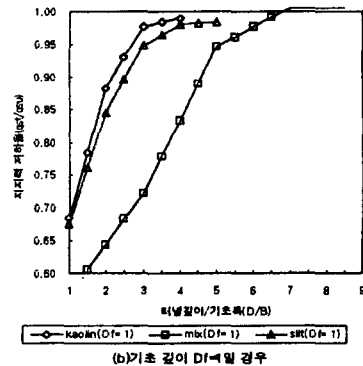
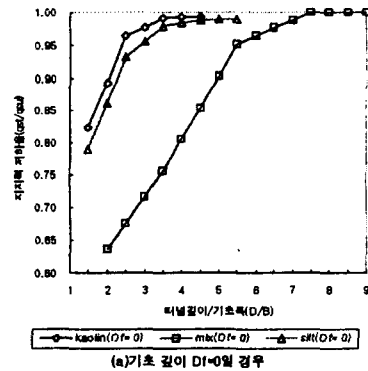


Fig. 12 D/B에 따른 침하한계(25 cm)의 지지력 저하율 변화

3.5 허용침하한계에 따른 지지력 저하율 변화

기초깊이 $D_f = 1$ m일 경우 허용침하한계의 크기에 따른 지지력 저하율의 변화를 Fig. 13 ~ Fig. 15에 도시하였다

터널의 깊이에 따라 지지력(q_t/q_u)의 저하율이 증가하여 Kaolin-sand지반에서는 $q_t/q_u = 1$ 에 수렴하는 것을 알 수 있으나 Kaolin 과 Silt-clay에서 20 cm 이하의 낮은 허용침하한계에서 0.9 정도에서 수렴하는 것으로 나타났다.

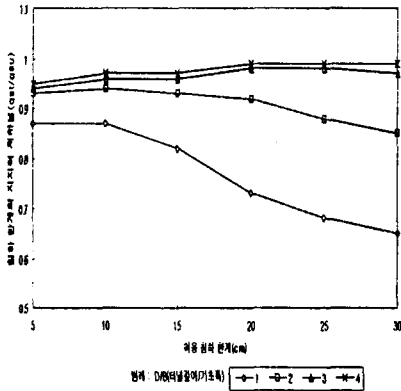


Fig. 13 침하한계에 따른 지지력 저하율 변화 (Kaolin)

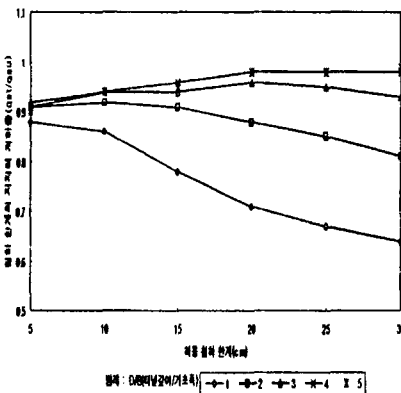


Fig. 14 침하한계에 따른 지지력 저하율 변화 (Silt-Clay)

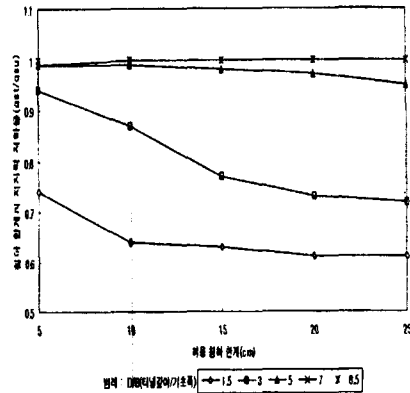


Fig. 15 침하한계에 따른 지지력 저하율 변화 (Kaolin-Sand)

이는 터널의 깊이에 따른 지표침하가 증가하는 결과로 분석되며, 실험과정에서 탄성계수가 낮은 지반에서는 흙의 아칭(Arching) 효과가 발생하지 않음을 알 수 있었다. 허용침하한계의 크기에 따라 지지력 저하율의 변화를 살펴보면 Kaolin과 Silt-Clay 지반에서는 허용침하한계의 증가에 따라 지지력 저하율은 감소하는 반면, Kaolin-Sand 지반에서는 허용침하한계의 증가에 따라 지지력 저하율의 감소를 보인 후 수렴상태에 도달한다. 따라서 지반의 특성에 따라 허용침하한계에 따른 지지력 저하율 감소의 경향성은 다르게 나타나는 것을 알 수 있고, 터널상부의 기초 지지력을 결정할 때 우선적으로 구조물의 구조적 특성(강성, 크기)에 따른 허용침하한계를 결정된 후 이에 따른 각 지반의 지지력 저하율 경향성을 고려하여야 할 것으로 판단된다.

4. 결론 및 향후 연구과제

터널 상부지반의 기초 지지력과 침하에 관한 연구를 수행한 결과 다음과 같은 결론은 얻을 수 있었다.

- (1) 기초와 터널은 유한 깊이 안에 있을 때 뚜렷한 상호작용이 발생하므로 터널 상부의 기초 지지력을 결정할 때, 기초 구조물의 특성에

다른 허용침하한계를 설정한 후 이에 따른 각 지반의 지지력 저하율 경향성을 고려하여 결정하여야 할 것으로 판단되며, 이로 인해 한계깊이 안에서 기초 지지력의 저하가 발생하는 것으로 나타났다.

- (2) 기존에 제시된 Yoo의 한계깊이 영향판별식(1997)은 Kaolin(9 m), Silt-Clay(11 m) 지반에서는 해석결과와 일치하나, Kaolin-Sand(17 m ~ 14 m) 지반에서는 과도하게 산정된 경향이 있음을 알 수 있었다.
- (3) 기초의 극한 지지력이 발생할 때의 침하량을 분석한 결과, Kaolin-Sand(13.8 ~ 15.7 cm), Kaolin(27 ~ 31 cm), Silt-Clay(43 ~ 47 cm)로 지반의 항복파괴 이전에 기초 침하로 인한 구조물의 피해가 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 지지력의 결정은 구조물의 허용침하한계의 관점에서 결정되어야 할 것으로 판단된다.
- (4) 터널이 존재할 때 기초의 허용침하와 지지력 저하율의 관계를 분석한 결과, Kaolin, Silt-Clay 지반에서는 허용침하한계의 증가에 따라 지지력 저하율이 감소하는 반면, Kaolin-Sand 지반에서는 허용한계침하의 증가에 따라 지지력 저하율은 초기에는 감소하는 경향을 보인 후 일정값에 수렴하는 것을 알 수 있었다.

본 연구에서는 해석 대상 지반의 선정시 참고 문헌을 통한 제한적인 역학특성만을 고려하였기 때문에 향후, 광범위한 지반에 대한 정확한 물성치의 선정으로 다양한 지반의 특성 해석이 필요

할 것으로 판단된다. 또한 해석시 적용된 기초의 침하는 즉시 침하(탄성 침하)만을 고려하여 실제 침하와는 차이를 보이기 때문에 지반의 압밀적 특성을 고려한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. A. Badie and M.C. Wang, 1990, "Response of Underground Capacity to Surface Loading", International Congress on Tunnel and Underground Work Today and Future, Chengdu, Sichuan
2. Itasca Consulting Group Incoperation, 1995, "Fast Lagrangian Analysis of Continua, User's Manual, Version 3.3"
3. 유충식, 1995, "연속기초와 Unlined Soft Ground 터널의 역학적 상호작용에 관한 탄소성 유한요소해석", 대한토목학회지, 제15권, 제1호, pp211 ~ 222
4. D. Drucker and W. Prager, 1952, "Soil Mechanics and Plastic Analysis in Limit Design", Quarterly of Applied Mathematics, Vol.10, No.2, pp157-165
5. 유충식, 1997, "지하공동 위에 위치한 확대기초의 지지력 산정 기법", 한국지반공학회지, 제13권, 제1호, pp75 ~ 84
6. B.M. Das, "Principle of Foundation Engineering", pp131-230
7. K. Terzaghi, 1943, "Theoretical Soil Machnics", J. Wiley and Sons, New York, NY
8. A. Vesic, 1975, "Bearing Capacity of Shallow Footing", Chap. 3 in Foundation Engineering Handbook, Edited by Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, NY