

반복전단 방향의 영향에 따른 GBFS의 지진후 침하 거동

The Effect of Shear Direction on the Behavior of the Post-earthquake Settlement of GBFS

백 원 진¹ Baek, Won-Jin

松田 博² Matsuda Hiroshi

박 경 환³ Park, Kyung-Hwan

김 진 영⁴ Kim, Jin-Young

Abstract

In this study, in order to clarify the effect of the direction of cyclic shear on the post-earthquake settlement the multi-directional shear tests were carried out for Toyoura Japan standard sand, Genkai natural sand, Kaolinite and the Granulated Blast Furnace Slag (GBFS). The diameter and the height of the specimen are 75 mm and 20 mm, respectively. In a series of tests, the number of strain cycles was adjusted as $n=5, 20, 30, 100, 200$ and the shear strain amplitudes were varied from 0.1% to 1.0%. The relative densities of each samples were also adjusted as $D_r=50, 60$ and 70%. From the test results for Toyoura sand and GBFS, it is clarified that the post-earthquake settlement is relatively large at the small relative density and becomes large with the shear strain amplitude. When the influence of difference on the direction of cyclic shear decreases, the post-earthquake settlement strain for Toyoura sand is converged to a constant value, but the GBFS increases with the number of strain cycles. In addition, the post-earthquake settlement is in the order of Kaolinite > Toyoura sand > Genkai sand > GBFS.

요지

본 연구에서는 지진후의 침하에 미치는 반복 전단방향의 영향을 명확히 하기 위해, 일본의 표준사인 Toyoura sand와 천연모래인 Genkai sand 및 고로수쇄슬래그(GBFS)에 대해서 다축(다방향) 전단실험을 수행하였다. 공시체는 높이 75mm, 직경 20mm이다. 일련의 실험에서, 변형률 반복 재하회수 $n=5, 20, 30, 100, 200$ 회로 변화시켜 행하였으며, 전단변형률 진폭은 0.1%에서 1.0%까지 변화시켰다. 각 공시체의 상대밀도는 50, 60, 70%를 대상으로 하였다. Toyoura sand와 고로수쇄슬래그에 대한 실험결과로부터, 반복전단후의 침하는 상대밀도가 작을수록 크게 되며, 전단변형률 진폭의 증가와 더불어 크게 나타났다. 반복전단 방향의 차이에 따른 영향이 감소한 후에 Toyoura sand의 전단후의 침하는 일정치에 수렴하지만, 고로수쇄슬래그는 반복전단회수의 증가와 더불어 증가되었다. 또한, 반복전단후의 침하는 Kaolinite > Toyoura sand > Genkai sand > GBFS의 순으로 나타났다.

Keywords : Granulated blast furnace slag, Multi-directional shear, Post-earthquake settlement, Shear strain amplitude

1 정회원, 전남대학교 지역·바이오시스템공학과 조교수 (Member, Associate Prof., Chonnam National Univ., bwj215@jnu.ac.kr, 교신저자)

2 일본지반공학회 정회원, 야마구치대학 공학부 사회건설공학과 교수 (Member of JGSE, Prof., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.)

3 순천제일대학교 토목공학과 겸임교수 (Adjunct Prof., Suncheon First College.)

4 전남대학교 지역·바이오시스템공학과, 석사과정 (Graduate Student of Master Courses, Chonnam National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

지진에 의해서 단기간에 충격파가 모래지반에 전달되어 발생된 과잉간극수압에 의해 지반은 액상화 현상을 일으키며, 간극수압의 소산과 더불어 지반침하가 발생된다. 이러한 침하문제는 지진에 의한 직접적인 지반 피해로 알려져 있으며, 오랜 기간 동안 많은 연구가 행해져 왔다. 이와 같은 지진후의 지반침하에 관한 연구로부터 포화상태에 있는 지반이 지진 등에 의해 교란되어 지면 지반내에 축적된 과잉간극수압의 소산과 더불어 지반침하가 일어나며, 지진과 같은 불규칙한 전단이력에 의한 지반의 침하특성에 대해서도 많은 연구가 행해져 왔다. 그러나 이들 연구의 대부분이 일방향 전단시의 조건을 대상으로 한 것들이다(Seed, H. B. and Silver M. L. (1972), Tatsuoka et. al. (1984), Ohara, S. and Matsuda, H. (1998)).

Fig. 1은 Hyogo-ken Nambu 지진시에 측정된 가속도 파형에 근거하여 얻어진 지반내부의 전단변형률 이력곡선을 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있는 것처럼, 전단변형률의 방향성은 명백하게 일방향이 아닌 복잡한 거동을 나타내고 있다. 즉, 지진에 의해 발생되는 지반 침하를 추정함에 있어서 지진가속도가 다방향으로 작용하는 경우에 대해서도 명확히 할 필요성이 요구되어 진다.

일방향 및 다방향 진동을 받는 모래층의 재압밀 시험 결과의 비교는 설계시에 진동의 영향을 고려할 때, 반드시 필요한 과정이다. 또한, 최근 인공적으로 산출되는 산업부산물인 재순환재료를 토목/지반재료에 이용하기

위하여 천연모래의 대체 재료로써 적용하는 경우가 늘어나고 있다. 이는 환경문제에 의한 천연모래의 채취가 곤란한 상황이며, 대체 재료의 필요성이 대두되고 있는 현실을 고려하여 재순환재료에 대한 많은 연구가 진행되고 있으며(반봉찬, 1996; 이광찬 등 1999, 천병식 등 2002, 유남재 등 2005, 백원진, 이강일, 2006(a, b)), 앞으로도 재순환재료를 매립재료, 용벽의 뒤채움재, 성토재 및 지반개량재로 적용하는 사례가 증가될 것으로 예상된다. 따라서 일본 표준사인 Toyoura sand, 재순환재료(Granulated Blast Furnace Slag : 이하 GBFS로 표기)에 대한 다방향 진동을 고려하고, 그 시험결과를 천연모래와 비교하여 지진후의 지반침하특성에 대해서 검토할 필요가 있다.

한편, 반복전단방향이 모래지반의 침하에 미치는 영향에 관해서 명확히 규명되지 않은 점이 많다. 종래의 연구로서, Pyke 등(1975)의 연구결과에서는 수평직각 2방향으로부터 반복재하를 동시에 행할 때 발생되는 침하는 각 방향으로부터 독립적으로 반복재하를 행해서 얻어진 침하의 합과 같음을 나타내었다. 또한, Nagase 등(1998)은 반복전단후에 발생하는 모래층의 침하에 미치는 재하 방향성의 영향은 없다고 보고하였다.

따라서, 본 연구에서는 다방향으로 발생하는 지진파에 근거한 반복전단을 재현할 수 있도록 수평면상에서 직각 2방향에서 재하가 가능한 다축 단순전단 시험기를 이용하여, 다방향전단과 등가인 일방향 전단진폭의 검토와 교란을 받은 시료의 침하특성에 대해서 천연모래 및 일본의 표준사인 Toyoura sand와 재순환재료의 하나인 고로수쇄슬래그의 결과를 비교하고자 한다.

2. 고로수쇄슬래그의 기본성질

고로수쇄슬래그는 제철과정에서 생성된 용융상태의 고로슬래그를 고압의 압력수(100~350kPa)로 급랭 입상화시킨 것으로, 선철 1ton당 약 300kg정도가 생산되어진다. 고로수쇄슬래그의 성분은, Table 1에 나타낸 것처럼 산화칼슘(CaO), 실리카(SiO₂), 알루미늄(Al₂O₃), 산화마그네슘(MgO) 외에 소량의 유황(S), 망간(Mn), 산화철(FeO)을 함유하고 있다. Fig. 2에 전자현미경으로 촬영한 입자의 사진을 나타낸다. 그림에 나타난 것처럼 고로수쇄슬래그의 입자내부에는 다수의 기포를 가지고 있으며, 각이진 형상을 하고 있음을 알 수 있다. 또한, 고로수쇄슬래그는 수침상태에서 시간경과와 더불어 스

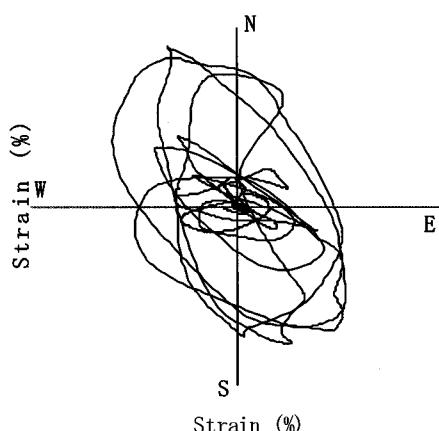


Fig. 1. Orbit of shear strain recorded during 1996 Hyogo-Ken Nambu Earthquake

Table 1. Chemical properties of materials (%)

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	S	MnO	FeO
GBFS	33.4	14.5	41.0	6.0	1.0	0.7	0.4
Portland cement	22.0	5.5	65.0	1.4	1.0	—	3.0
Natural sand	60.0	22.0	0.5	0.8	0.1	0.1	—
Andesite	60.0	17.0	6.0	3.0	0.2	1.0	—
Weathered soil	59.6	22.0	0.4	0.8	0.01	0.1	—

스로 고결되는 잠재수경성을 가지고 있다(佐藤勝久, 1978; 松田博, 2000).

제조시기와 장소가 서로 다른 고로수쇄슬래그의 물리특성을 비교하고자 여섯 곳의 제철소에서 생산된 고로수쇄슬래그와 Genkai sand에 대한 각 시료에 대한 입도분포곡선을 나타낸 것이 Fig. 3이다. 또한 대표적인 GBFS ①, ②, ③과 Genkai sand에 대한 토립자 밀도, 최대/최소 간극비를 비교하여 나타낸 것이 Table 2이다.

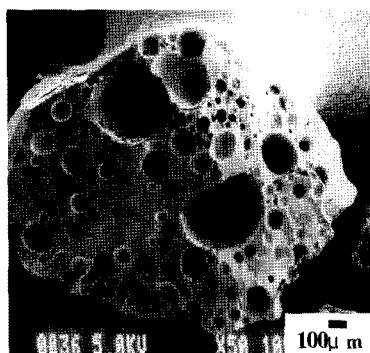


Fig. 2. Micro-photograph of GBFS

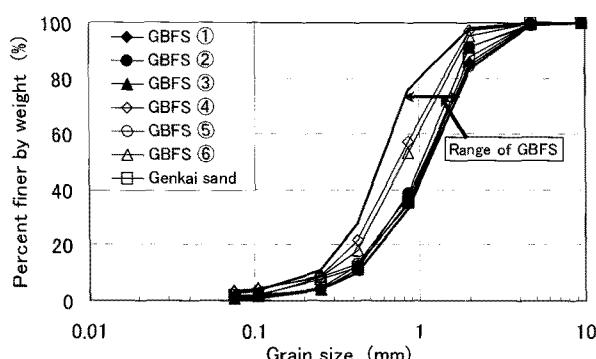


Fig. 3. Grain size distribution curves of GBFS and natural sand

Table 2. Particle density, maximum and minimum void ratios

	ρ_s (g/cm ³)	e_{max}	e_{min}
GBFS ①	2.694	1.396	1.014
GBFS ②	2.695	1.302	0.844
GBFS ③	2.702	1.413	0.904
Genkai sand	2.661	0.802	0.493

고로수쇄슬래그와 Genkai sand는 토립자 밀도는 거의 동일하지만, 고로수쇄슬래그의 최대/최소간극비가 큰 값을 나타내고 있다. 이는 용융상태의 슬래그를 고압력 수를 이용하여 급랭시키는 과정에 입자내부에 다수의 기포를 함유하기 때문이다. Fig. 3에서 알 수 있는 것처럼, 고로수쇄슬래그의 균등계수는 2.5-4.2의 범위에 있으며, 대부분의 고로수쇄슬래그의 입도분포곡선이 Genkai sand의 입도분포와 유사한 범위에 있음을 알 수 있다.

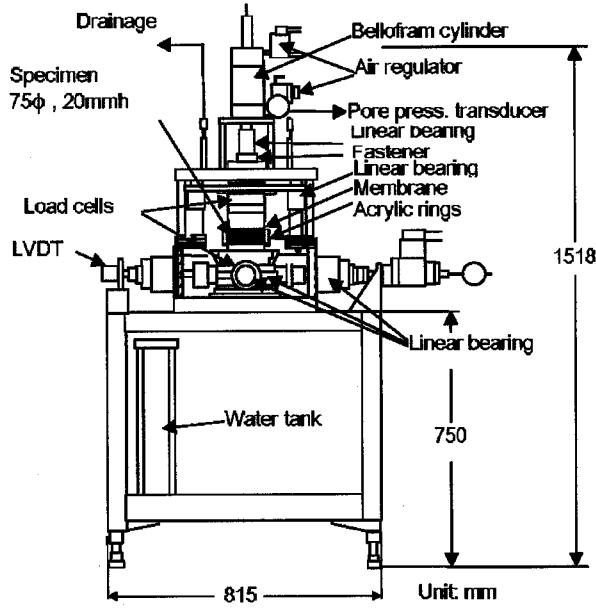
3. 실내모형실험

3.1 다축단순전단 실험장치

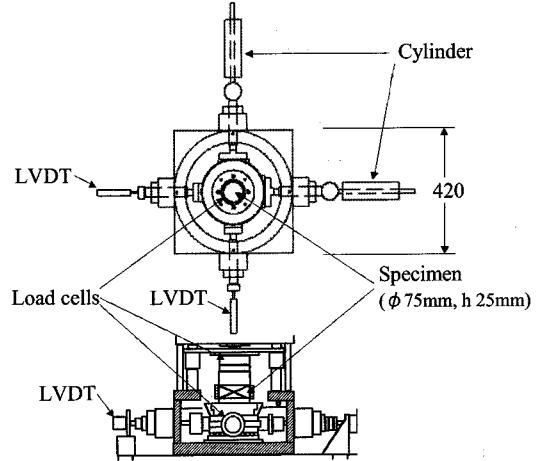
본 연구에서 사용한 실험장치는 다축 단순전단실험기로 그 개요도를 Fig. 4에 나타내었다. 이 실험장치는 수평면상의 직각 2방향에서 독립된 반복전단변형을 공시체에 부가할 수 있는 특징을 가지고 있다. 전단 링내의 공시체는 직경 75mm, 높이 20mm이다. 전단력은 직각 2방향에 설치된 전기유압식 서보시스템에 의해서 가해지며, 각 서보시스템은 독립적으로 제어 가능하므로, 공시체에는 임의 방향에 대해서 임의 파형의 반복전단변형을 가하는 것도 가능하다. 또한, 연직응력은 공기압 서보시스템에 의해서 재하하도록 되어있다(Matsuda et al., 2004).

3.2 실험방법 및 재료

본 연구에서는, 일본 Toyoura에서 생산되는 표준사인 Tououra sand와 자연하천모래인 Genkai sand 및 GBFS를 이용한 일련의 반복전단 시험을 수행하고, 기존에 수행된 Kaolin 점토와의 반복전단후의 침하량의 크기를 비교/분석하였다. 또한 실험조건으로서는 수중에서 포화시켜 공기를 제거한 각시료를 수중낙하법에 의해 예압밀후의 해당 상대밀도(50, 60, 70%)로 되도록 다지고, 상대밀도의 허용오차를 $\pm 3\%$ 로 하였다. 또한 예압밀 시



(a) Side view



(b) Top view

Fig. 4. Multi-directional cyclic simple shear test apparatus

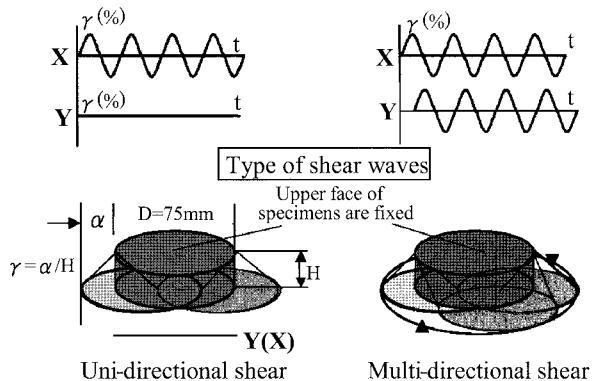


Fig. 5. Shear patterns and a typical deformation of specimens

간은 입상재료인 점을 고려하여 15분~30분을 행하고, 구속압 49kPa을 계속해서 가하고 있는 상태로 비배수 상태에서 반복전단을 수행하고, 반복 전단이 끝난 후 바로 배수를 시켜 과잉간극수압의 소산에 따른 압밀침하량을 측정하였다. 반복전단파형은 sine파로서 Fig. 5(반복 전단중의 공시체 저면의 궤적을 병기 : 본 연구에서는 일방향 전단시의 변형률 진폭 γ 는 sine파의 편진폭을 공시체의 높이로 나눈 값으로, Gyratory shear에서는 궤적의 원의 반경을 공시체의 높이로 나눈 값으로 정의하였음)에 나타내었으며, 일방향 및 다방향 전단시험의 재하방법은 다음과 같다.

- 1) X방향으로만 반복전단을 행하는 일방향 전단시험
- 2) 직각 2방향으로부터 90°의 위상차를 부가하여 반복 전단을 행하는 다방향 전단시험(Gyratory shear)

또한, 공시체의 상대밀도는 $Dr=70(\pm 3)\%$, $60(\pm 3)\%$, $50(\pm 3)\%$ 로 조정하였으며, 일반적으로 지진관련한 문제를 취급할 때 반복전단 변형률의 파형은 Sine파를 적용하며, 주기는 0.1초~5초가 적용되어지나, 본 연구에서는 중간정도의 반복주기를 고려하여 반복전단의 주기는 2초로 하였다(입상재료를 사용한 반복전단주기의 영향은 그다지 크지 않다는 연구결과(백원진 2006 a)를 참고). 그러나 사용재료, 시험조건 등에 따라 이와 같은 동적 시험의 경우, 가진 주파수의 영향이 반복전단중의 침하 및 전단후의 침하에도 영향을 미칠것으로 판단되므로 이에 대한 고려가 필요할 것이다. 전단변형률 진폭은 $\gamma=0.1, 0.3, 1.0\%$ 의 3 경우에 대해 행하고, 반복전단횟수 $n=5, 20, 30, 100, 200$ 회로 하였다.

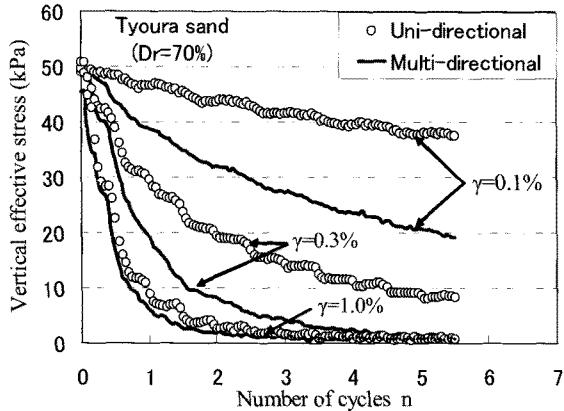
4. 실험결과 및 고찰

4.1 반복전단중의 유효응력 감소

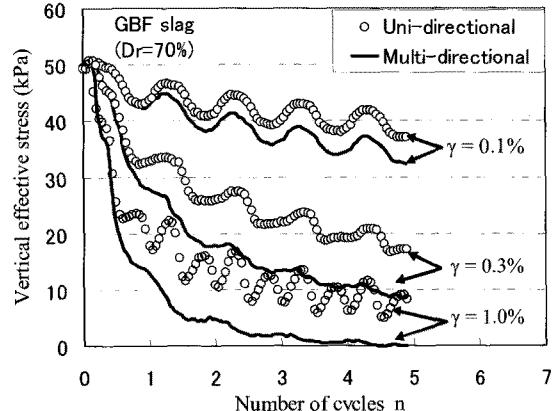
Fig. 6 (a), (b)에 Toyoura sand 및 고로수쇄슬래그의 연직유효응력과 전단횟수와의 관계를 일방향전단과 다축방향전단에 대해 전단변형률 진폭별로 나타내었다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 전단변형률 진폭의 증가와 더불어 양 시료 모두 유효응력 감소량이 증가하고, 동일 전단변형률 진폭에서 전단방향의 영향을 받는 다축방향 전단이 일방향 전단에 비해 유효응력 감소량이

크게 나타났다. 또한, 고로수쇄슬래그의 유효응력 감소량이 Toyoura sand보다 작은 이유로서는 입도분포의 차이와 각진 입자형상에 의해 반복전단 중에 입자사이의 맞물림 현상(interlocking 현상)에 기인되는 것으로 판단된다.

Fig. 7 (a), (b), (c)는 Toyoura sand에 대한 반복전단중의 유효응력감소비($\Delta\sigma_v'/\sigma_{v0}'$; $\Delta\sigma_v'$ 는 유효응력 증분, σ_{v0}' 는 초기유효응력)와 전단변형률 진폭과의 관계를 반복전



(a) Toyoura sand ($Dr=70\%$)



(b) GBFS ($Dr=70\%$)

Fig. 6. Changes in vertical effective stress

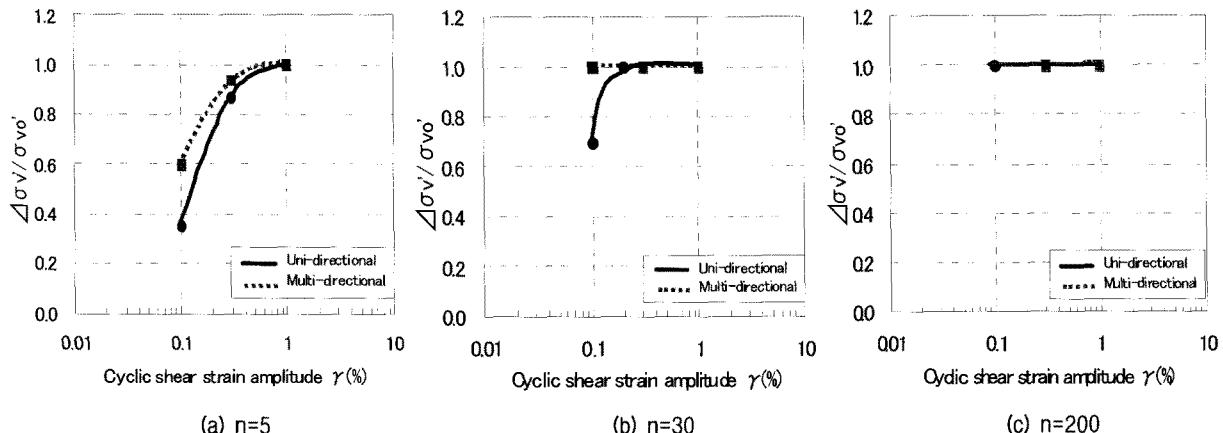
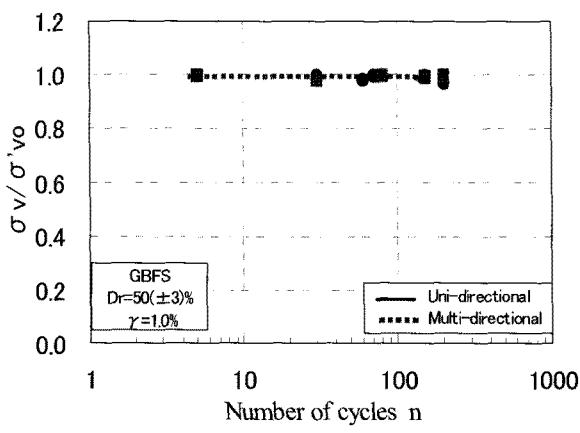
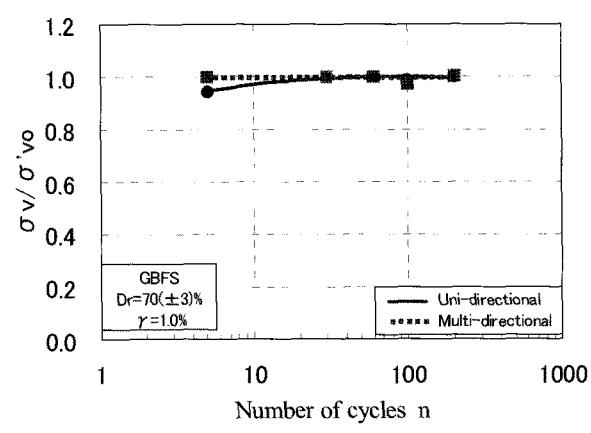


Fig. 7. Relations between $(\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}')$ and γ for Toyoura sand



(a) $Dr=50(\pm 3)\%$



(b) $Dr=70(\pm 3)\%$

Fig. 8. Relations between $(\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}')$ and n for GBFS

단회수 $n=5, 30, 200$ 회에 대해서 나타낸 것이다. 반복횟수 $n=5$ 의 경우, 전단변형률 진폭 1.0%만이 액상화하고 있으며, $n=30$ 의 경우에는 0.2~1.0%에서 액상화 되었고, $n=200$ 에서는 전단변형률 진폭과 관계없이 액상화가 일어났음을 알 수 있다.

Fig. 8은 고로수쇄슬래그의 반복전단중의 유효응력감소비와 반복횟수의 관계를 전단변형률 진폭 1.0%에서의 상대밀도 $Dr=50\%$ 및 70% 에 대해 나타낸 것이다. $Dr=70\%$ 에 있어서는 일방향전단의 반복횟수 5회를 제외하고는 액상화를 일으켰으며, $Dr=50\%$ 에서는 모든 조건에 대해서 액상화 되었음을 알 수 있다.

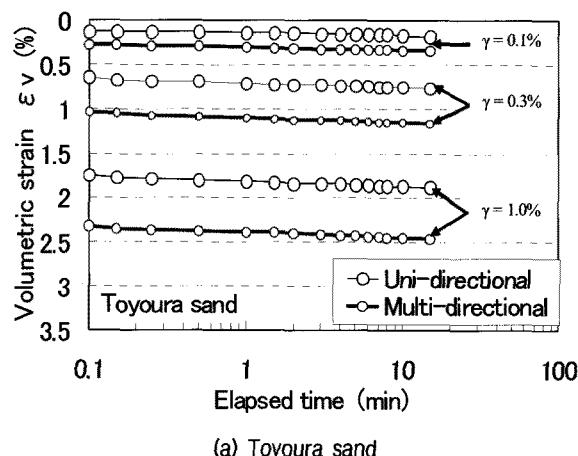
4.2 반복전단중의 침하특성

Fig. 9 (a), (b)에 Toyoura sand 및 고로수쇄슬래그의 반복전단후의 재압밀 과정중의 연직변형률과 경과시간과의 관계를 각 전단변형률의 변화에 대한 일방향 및

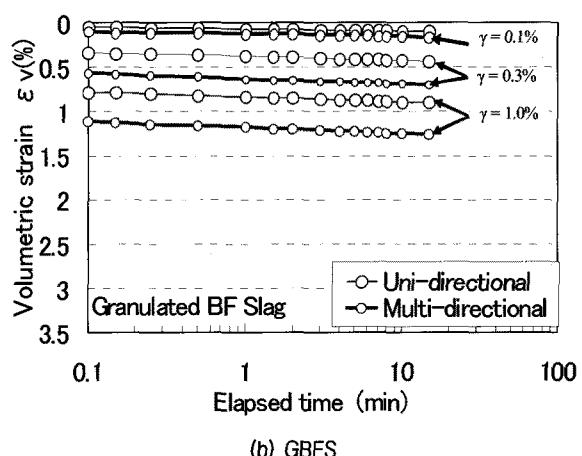
다축방향전단실험의 결과를 나타낸다. 그림으로부터 알 수 있는 바와 같이 침하는 초기에 일시적으로 탄성침하를 일으킨 후 서서히 증가하고 있으며, 두 시료 모두 반복전단시의 전단변형률이 클수록 액상화후의 침하가 크게 됨을 알 수 있다. 또한, 고로수쇄슬래그의 침하가 적게 나타나고 있다. 이는 앞에서 언급한 것처럼 각이진 입자형상과 큰 내부 마찰각에 기인한다.

4.3 반복전단후의 침하특성

Fig. 10은 Toyoura sand에 대한 상대밀도 $Dr=70\%$, 전단변형률 진폭 0.1~1.0%에 대한 침하변형률과 반복횟수의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있는 것처럼 일방향 및 다축방향전단 모두에서 전단변형률 진폭의 증가와 더불어 침하변형률이 증가하고, 전단방향의 영향이 사라진 후에 있어서도 침하변형률이 증가하고 있다. 이는 종래의 연구결과인 Pyke의 제안과 Nagase



(a) Toyoura sand



(b) GBFS

Fig. 9. Relationship between volumetric strain and elapsed time at post cyclic shear test

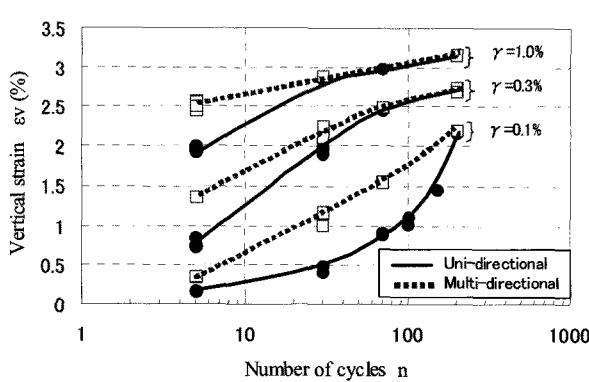


Fig. 10. Relations between ϵ_v and n for Toyoura sand ($\gamma=0.1\sim1.0\%$)

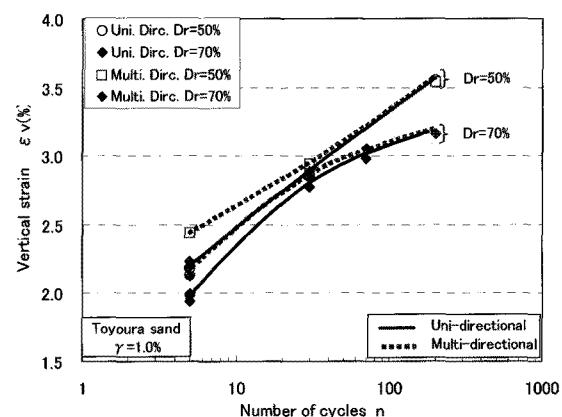


Fig. 11. Relations between ϵ_v and n for Toyoura sand ($Dr=50\%, 70\%$)

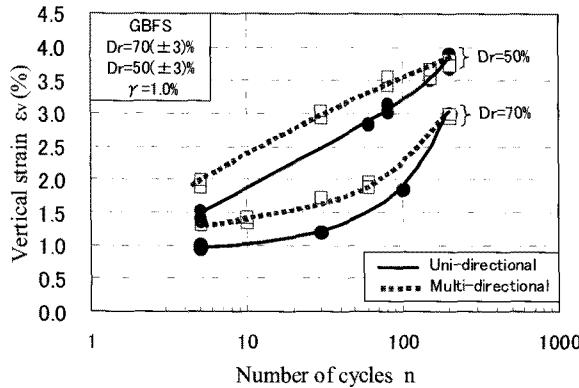


Fig. 12. Relations between ϵ_v and n for GBFS

등이 제안한 반복전단 후에 발생하는 모래층의 침하에 미치는 재하방향의 영향은 없다고 하는 것과 다른 결과이다. 이는 1방향 재하와 달리 90° 의 위상차를 가진 다방향 전단의 경우에 전단변형률을 진폭이 클 경우, 입자의 파쇄도가 크기 때문에 판단된다(Matsuda et. al, 2006). 또한, 전단변형률 0.3% 및 1.0%의 경우, 전단방향의 영향이 사라진 후에는 수렴함을 알 수 있다.

Toyoura sand의 상대밀도 Dr=50%, 70%에 대해 침하변형률과 반복전단횟수와의 관계를 Fig. 11에 나타낸다. 그림으로부터 상대밀도 50%에서는 반복전단횟수 5~7회에서, 상대밀도 70%에서는 30회를 전후로 일방향전단과 다축방향전단의 침하변형률이 일치하여 전단방향의 영향이 사라졌다. 이는 반복전단중의 액상화로 인한 과잉간극수압이 모두 소산된데 따른 것으로 판단되며, 액상화가 일어나지 않은 반복회수에 대해서는 잔류과잉간극수압의 영향이 큰 것으로 판단된다. 또한 전단방향의 영향을 받고 있는 경우에는 전단전의 상대밀도가 클수록 전단후에 발생하는 침하가 감소하며, 전단방향의 영향이 사라진 후에도 상대밀도가 클수록 침하가 작게 일어난다.

Fig. 12는 상대밀도 Dr=50%, 70%(전단변형률 진폭 $\gamma=1.0\%$)에서의 고로수쇄슬래그의 침하변형률 및 반복전단횟수의 관계를 나타낸다. 고로수쇄슬래그의 경우는 Toyoura sand의 결과와 달리 반복전단횟수 200회 전후에서 일방향전단과 다축방향전단의 영향이 없어짐을 알 수 있다. 이와 같이 반복전단횟수가 200회를 전후하여 전단방향의 영향이 상쇄되는 이유로서는 고로수쇄슬래그의 각진 입자형상과 큰 내부마찰각의 영향으로 반복전단중에 액상화에 대한 저항성이 증가하여 유효응력 감소비가 적은 것에 기인하는 것으로 판단된다. 또한, 상대밀도가 클수록 침하변형률이 적게 나타난다.

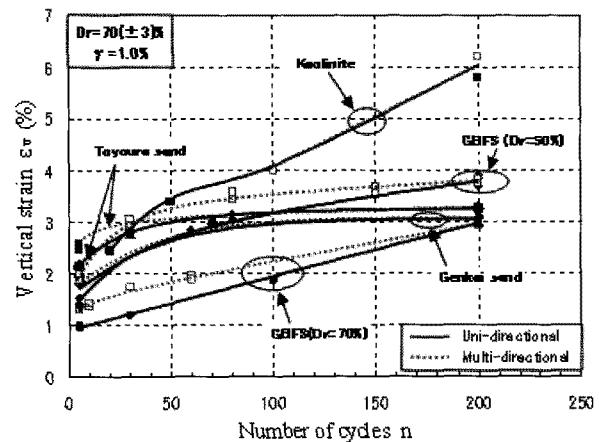


Fig. 13. Relations between ϵ_v and n for all samples (Dr=50%, 70%)

Fig. 13은 각 시료에 대해서 얻어진 상대밀도 70%에 있어서의 침하변형률과 반복전단횟수의 관계를 나타낸 것으로 비교를 위해 고로수쇄슬래그 상대밀도 50%의 결과도 병기하였다. 이 그림에서는 횡축을 일반좌표를 이용하여 반복전단회수의 증가와 더불어 침하변형률이 Kaolin 점토를 제외하고는 일정 값에 수렴해 감을 나타내고자 하였다. 그림에서 나타난 것처럼 전단방향의 영향이 사라진 경우에 있어서는 일방향전단과 다축방향전단에 양측에서 반복전단후의 침하변형률의 크기는 Kaolin 점토 > Toyoura sand > Genkai sand > 고로수쇄슬래그의 순서로 나타남을 알 수 있다. 이를 결과로부터 고로수쇄슬래그는 자연모래에 비해 전단방향의 영향이 사라진 후의 침하억제효과가 있음을 알 수 있다. 이는 고로수쇄슬래그가 큰 내부마찰각을 가지며, 또한 입자가 각진 형상을 하고 있어 입자간의 Inter-locking 효과에 의해 액상화에 대한 저항성이 증대된데 따른 것으로 판단된다. 사질성분이 주를 이루는 Toyoura sand, Genkai sand 및 고로수쇄슬래그의 경우, 입상재료로서 체적압축계수 (m_v)는 압밀시험을 수행한 결과 고로수쇄슬래그 > Genkai sand(Toyoura sand에 대한 기존의 연구는 수행되지 않음)의 순으로 나타났으나, 침하변형률이 역순으로 나타난 것은 입자형상에 따른 영향으로 판단된다(岡田尚樹, 2003).

5. 결 론

본 연구에서는, 실제의 지진동과 같은 전단변형률 이력을 재현 가능한 다축단순전단 실험기를 이용하여 일본 표준사인 Toyoura sand, 자연모래인 Genkai sand 및

고로수쇄슬래그를 이용한, 전단방향의 영향이 사라진 후의 전단변형률 진폭 및 상대밀도에 따른 차이를 비교/검토하였다. 또한 Kaolin 점토에 대한 기존의 연구결과를 이용하여 점토와의 비교로부터 다음과 같은 결론이 얻어졌다.

- (1) 반복전단후의 사용시료들에 대한 침하특성은, 전단 방향의 영향이 사라진 후에도 전단변형률[진폭]이 증가함에 따라 침하변형률도 증가한다. 또한, 반복전 단전의 상대밀도가 작을수록 전단후의 침하변형률이 크게 된다. 이는 1방향 재하와 달리 90°의 위상차를 가진 다방향 전단의 경우에 반복회수가 작을 경우, 입자의 파쇄도가 크기 때문에 판단된다.
- (2) 고로수쇄슬래그(Dr=70%)의 반복전단 중의 유효응력 감소 및 반복전단후의 재압밀시의 침하변형률이 다른 자연모래에 비해 적게 나타났다. 이는 고로수 쇄슬래그가 가지는 큰 전단강도(내부마찰각)와 입자특성 및 전단과정중의 액상화에 저항하는 능력(입자간 Inter-locking 효과)이 큰 것에 기인한다.
- (3) 일방향 및 다축방향전단실험에서의 반복전단중에 발생된 과잉간극수압의 소산과정에서의 유효응력의 감소비 및 반복전단 후에 발생한 침하변형률은 고로수쇄슬래그 < Genkai sand < Toyoura sand < Kaolin 점토의 순으로 나타났다.

다만, 본 연구에서는 반복변형률 파형을 Sine파로 주기 2초에 대해 얻어진 결과로, 가진 주파수의 영향을 고려한 추가실험에서 얻어진 실험결과에 대해 추가로 고려할 필요가 있을 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 반봉찬 (1996), “제철·제강 슬래그의 발생과 그 이용”, 폐기물, 중앙환경신문사, 39권, pp.36-41.
2. 백원진 (2006a), “고로수쇄슬래그의 경화가 액상화 강도에 미치는 영향”, 한국지반공학회 논문집, 제 22권 8호, pp.99-106.
3. 백원진, 이강일 (2006b), “뒷채움재로 이용한 고로수쇄슬래그의 토압특성에 관한 실험적 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제22권, 8호, pp.119-127.
4. 이광찬, 이문수 (1999), “재활용을 위한 전로슬래그의 투수성 고찰(1)”, 한국지반공학회 논문집, 제 15권, 제4호, pp.65-84.
5. 유남재, 박명수, 정길수, 고경환, 김지성 (2005), “슬래그 나침발 뚝으로 개량된 복합지반의 지지력 및 파괴메커니즘에 관한 원심 모형실험”, 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제5호, pp.59-67.
6. 천병식, 정현철 (2002), “모래나침발뚝의 모래대체재로서 동슬래그의 활용”, 한국지반공학회 논문집, 제18권, 제5호, pp.195-207.
- 7.岡田尚樹 (2003), “多方向繰返せん断が沈下・強度特性に及ぼす影響に関する研究”, 山口大学卒業論文.
8. 佐藤勝久, 福手勉, 佐藤峰夫 (1978), “潜在水硬性材料の空港舗装路盤としての評価”, 第13回土質工学会発表会講演論文集, pp.1341-1344.
9. 松田博, 来山尚義, 安藤義樹, 中野恭夫 (2000), “地盤工学において用いられる水碎スラグの特性”, 土と基礎, Vol.30, No.12, pp.41-48.
10. Matsuda H., Shinozaki H., Okada N., Takamiya K. and Shinyama K. (2004), “Effects of multi-directional cyclic shear on the post-earthquake settlement of ground”, 13th World Conference on Earthquake Engineering in Vancouver, B.C., Canada.
11. Matsuda H., Baek W.J., Shinyama, K. and Kitayama, N. (2006), “Effects of particle crushing on the geotechnical properties of granulated blast furnace slag”, Proc. of the Int. Symp. On Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media (IS-Yamaguchi 06).
12. Nagase H. and Ishihara K. (1998), “Liquefaction-Induced compaction and settlement of sand during earthquakes”, Soil and Foundations, 38(1), 65-76.
13. Ohara S. and Matsuda H. (1988), “Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear”, Soils and Foundations, Vol.28, No.3, 103-118.
14. Pyke R., Seed H. B., Chan C. K. (1975), “Settlement of sands under multi-directional shaking”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101(GT4), 379-398.
15. Seed H. B. and Silver M. L. (1972), “Settlement of dry sands during earthquakes”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Dibision, ASCE, Vol.98, No.SM4, 381-397.
16. Tatsuoka F., Sasaki T. and Yamada S. (1984), “Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear”, 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.III, 95-102.

(접수일자 2009. 7. 22, 심사완료일 2010. 3. 26)

토목섬유와 모래로 처리된 초연약지반의 장비주행성에 대한 원심모형실험

Centrifuge Model Tests on Trafficability of Very Soft Ground Treated with Geotextile and Sand Mat

전 상 현¹ Jun, Sang-Hyun

이 종 호² Lee, Jong-Ho

유 남재³ Yoo, Nam-Jae

Abstract

In this study, centrifuge model tests with 50 g gravitational condition were performed to evaluate the bearing capacity of very soft ground, improved by spreading geotextile and sand on the surface of ground, for the heavy machinery to be able to access. For undrained shear strength of ground model, prepared with the clay sampled from the field, being in the range of 3.1~11.7 kPa, bearing capacity tests were performed with the model footing and the loading system built to simulate the heavy machinery on the ground model treated with geotextile and sand. Test results were compared with theoretically and numerically evaluated ones. Test results about load-settlement curves showed that the bearing capacity increases with the increase of the undrained shear strength of ground. Punching shear or local shear failure was also observed. For a relatively low undrained shear strength of ground, settlement behavior is found to be crucial to evaluating the trafficability of machinery whereas bearing capacity becomes a dominant factor with the increase of undrained shear strength of ground. The method for assessing the bearing capacity of the ground related to trafficability of machinery is presented by acquiring the regression relationship between the contact pressure of machinery and settlements using load-settlement curves with the change of the undrained shear strength. Furthermore, results of numerical analyses about load-settlement relation are in relatively good agreement with those of centrifuge model test.

요 지

본 연구에서는 초연약지반의 장비진입을 위해 토목섬유와 모래를 포설하는 표충보강공법의 지지력 평가를 목적으로 50g 중력수준의 원심모형실험을 수행하였다. 연약지반의 비배수 전단강도를 3.1~11.7kPa로 조성하고, 토목섬유와 모래를 설치한 모형지반에 장비하중을 모사한 기초모형을 하중재하장치에 연결하여 지지력 실험을 수행하였다. 원심모형실험결과를 이론적 제안식과 수치해석을 수행하여 비교하였다. 실험결과 지반강도의 증가에 따라 지지력이 증가하는 하중-침하 관계를 획득하였으며, 관입 또는 국부전단의 파괴경향을 관찰하였다. 작은 비배수 전단강도의 지반에서는 침하의 거동이 장비 주행성 평가의 중요한 인자인데 반하여 큰 비배수 전단강도의 지반에서는 지지력이 지배적임을 확인하였다. 비배수 전단강도에 따른 지지력과 침하량의 회귀분석식을 산정하여 장비의 주행성 확보를 위해 지지력을 평가할 수 있는 방안을 제안하였다. 수치해석 결과, 실험결과와 유사한 하중-침하 관계를 얻을 수 있었다.

Keywords : Bearing capacity, Geo-centrifuge, Geotextile, Surface treatment method, Very soft clay

1 정회원, 세경대학 토목과 전임강사 (Member, Full-time Lecturer, Dept. of Civil Engrg., Saekyung Univ., clays@saekyung.ac.kr, 교신저자)

2 정회원, 경동대학교 해양심층수학과 전임강사 (Member, Full-time Lecturer, Dept. of Deep Ocean Water, Kyungdong Univ.)

3 정회원, 강원대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kangwon National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

해성점토로 투기된 준설매립지반은 초연약지반으로 형성되며, 일반적으로 높은 함수비와 낮은 지지력, 큰 변형과 압축성을 지니는 특성을 보인다. 이러한 지반을 건설계획에 적합하도록 조성하기 위하여 소정의 강도를 갖고 압밀침하가 수렴되도록 지반을 개량하는 것이 필수적이다. 지반개량을 위해서는 개량장비의 지반 진입이 우선되어야 한다. 이와 같이 장비진입을 위해 표층지반의 강도를 개선하는 공법을 표층처리공법이라 하며, 크게 물리적 개량공법과 화학적 개량공법으로 나뉘어 여러 종류의 공법들이 사용되고 있다(한국지반공학회, 2005). 표층처리공법 중 토목섬유와 모래를 포설하여 장비의 접지압에 의한 지중응력을 감소시키고, 지지력을 개선하는 방법은 경제성과 심층처리공법과의 연계성이 우수하여 최근 가장 많이 수행되는 공법 중 하나이다.

이러한 공법의 안정성을 검토하기 위해서는 지지력에 대한 평가가 반드시 필요하게 된다. 균질한 지반에 대한 얇은기초의 지지력은 Terzaghi(1943)가 Prandtl의 소성파괴이론을 확장시켜 제안하기 시작하였으며, 이후 Meyerhof(1951, 1963)나 Vesic(1972, 1973) 등 많은 연구자들에 의해 보다 일반화된 해가 제안되었다. 본 과업과 같이 이질층으로 구성되어 있는 지층에서의 지지력을 산정하고자 하는 연구 또한 활발하게 진행되었다. Reddy & Srinivasan(1967)은 이질의 점토층을 대상으로 지지력계수를 비배수 전단강도에 곱하는 산정방법을 제안하였다. Meyerhof(1974)는 연약점토위에 모래층이 놓인 경우의 지지력에 대하여 연구하였으며, Meyerhof & Hanna(1978)는 강도가 다른 두 지층에서의 지지력에 대해 연구하였다. Hanna(1981)는 이질층에서 관입전단계수 (K_s)를 산정하는 설계도표를 제안하였으며, Hanna(1982)는 연약한 지층 아래 단단한 지반이 놓여 있는 경우의 모형실험으로 지지력 산정식을 연구하였다. Michalowski & Shi(1995)는 운동학적 한계해석으로 두 층으로 구성된 지지력 산정에 대한 설계도표를 제시하였고, Okamura et al.(1998)은 원심모형실험을 통하여 하중 확산과 관입전단 메커니즘을 수정 새로운 지지력 산정식을 제안하였다.

한편, 토목섬유 포설시 지지력을 산정하는 연구는 1960년대부터 시작되어 Nieuwenhuis(1977)는 지반을 탄성체로 가정하여 보강효과를 연구하였으며, Bakker(1977)는 토목섬유의 변형을 직선으로 고려하여 지지력을 평가

하였다. Yamanouchi(1979)는 토목섬유위에 성토시 토목섬유를 판으로 가정하여 휨강성이 지반반력을 저지하는 실용식을 발표하였다. Giroud & Noiray(1981)는 토목섬유 보강을 막과 용기억제효과로 나누고, 변형형태를 포물선으로 가정한 해석법을 제안하였다. Nishibayashi(1982)는 모형실험 및 실제지반에서의 거동을 연구하였다. Salem et al.(2000)은 점토지반 위에 토목섬유로 보강된 모래지반에서 보강여부에 따른 지지력비에 대해 평가하였다. 본 연구에서는 위와 같은 기존 연구를 고찰하고, 초연약지반의 장비진입을 위한 보다 실용적인 검토를 위하여 현장과 유사한 조건의 원심모형실험과 수치해석을 수행하였다.

국내에서는 토목섬유와 모래 포설로 표층처리된 지반의 장비진입 가능성을 검토하기 위하여 일반적으로 Meyerhof(1974)가 제안한 연약점토위 모래층으로 구성된 이질층의 지지력식에 보강재의 강도를 추가한 제안식(장민호, 2004 ; 한국지반공학회, 2005)(이후 Meyerhof의 제안식으로 표기)과 Yamanouchi(1979)가 제안한 식으로 극한지지력을 분석하여 평가하게 된다.

그러나 초연약지반의 장비 진입성을 이론적인 극한지지력 산정만으로 평가하는 것은 입력정수 결정의 어려움 이외에도 허용지지력 이내에서 큰 지반변형이 발생할 수 있다는 점에서 충분하지 못하다. 따라서 표층처리공법 적용 지반의 거동분석을 이론식 이외에 실험적으로 규명하여 장비진입 가능성을 평가하는 것이 필요하다.

그러므로 본 연구에서는 초연약지반의 표층개량을 위해 토목섬유위에 모래층(sand mat)을 포설하는 공법의 적용시 장비진입 가능성을 평가하는 목적으로 지지력 실험을 수행하였다. 지지력 실험에는 모형 실험으로 구현하기 어려운 현장의 응력 조건을 실내에서 재현할 수 있는 원심모형실험기(geo-centrifuge)를 이용하였다. 또한, 현재 사용되고 있는 실용식과 비교하고, 실험과 동일한 조건의 유한요소 수치해석을 수행하여 결과를 평가하였다.

2. 대상재료 특성

2.1 점토시료 물리 역학적 특성

본 연구에 사용한 점토시료는 인천신항 00공사 예정지에서 채취한 교란시료이며, 폐조개 등의 불순물이 혼합되어 있다. 점토시료의 물리 역학적 특성 실험에서 혼

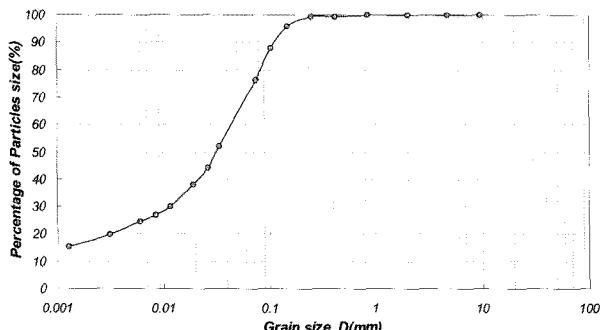


그림 1. 점토시료의 입경가적곡선

표 1. 점토시료의 물리·역학적 특성

특 성	결 과	특 성	결 과
비 중	2.70	액성한계	29.0%
소성한계	16.5%	소성지수	12.5
통일분류	CL	압축지수	0.41
점착력(c_{cu})	0	내부마찰각(ϕ_{cu})	20.2°

합되어 있는 불순물을 제거하기 위하여 No.10체로 체가름을 실시하였다. 현장에서 채취한 시료의 함수비는 60.7%로 나타났다.

해성점토에 대해 물리적 특성을 분석하기 위해 기본물성실험을 수행하였다. 시료의 비중은 2.70, 액성한계는 29.0%, 소성한계는 16.5%, 소성지수 12.5로 나타났다. 입도분석 결과, 그림 1과 같은 입경가적곡선을 획득하였다. 기본물성실험결과, 시료는 통일분류상 CL로 분류되었다. 또한, 압밀시험과 압밀비배수 삼축압축시험을 실시하였다. 그 결과, 압축지수는 0.41로 분석되었으며, 점착력(c_{cu})은 나타나지 않고 내부마찰각(ϕ_{cu})은 20.2°로 분석되었다. 표 1에 시료의 물리·역학적 특성을 정리하였다.

2.2 모형지반의 강도분석을 위한 함수비-비배수 전단강도 관계분석

본 연구에서 원심모형실험을 위하여 조성된 점토지반의 강도 파악은 매우 중요하다. 그러나 조성된 지반의 강도를 직접적으로 측정하기 위해 베인시험이나 콘판입시험을 실시하는 것은 모형지반에 파괴를 가져오므로 적용이 어렵다. 그러므로 간접적으로 점토의 강도특성 평가를 위해 지반의 물리적 특성과 비배수 전단강도와의 관계를 분석하였다. Terzaghi et al.(1996), Leroueil et al.(1983), Elder(1985) 등은 액성지수와 비배수 전단강도가 높은 상관관계를 갖는 것으로 제안하였다. 그러므로 본 연구는 다양한 함수비 조건에서 베인실험을 수

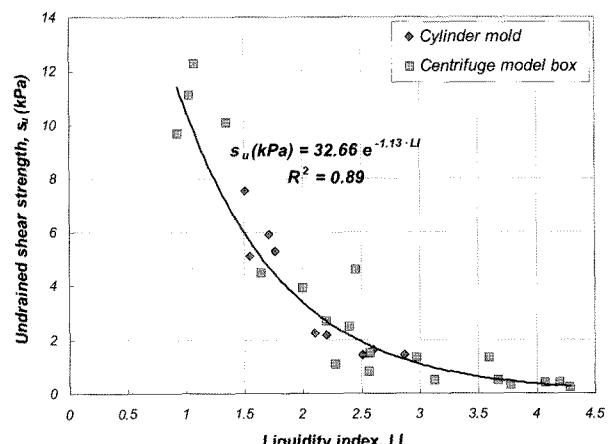


그림 2. 점토의 액성지수에 따른 비배수 전단강도

행하여 액성지수에 따른 비배수 전단강도를 분석하였다.

베인실험을 위해 함수비는 다음 두 가지 조건에서 조성하였으며, 베인실험 결과를 액성지수와 비배수 전단강도의 관계로 그림 2에 나타내었다. 첫 번째는 교란된 시료를 원통형 몰드에 넣고 하중을 가하여 임의의 함수비 조건으로 조성한 후 베인실험을 수행한 방법(그림 2의 Cylinder mold)이다. 이를 위해 먼저, 시료에 해수를 가하여 액성한계의 약 3배인 90%의 함수비조건에서 균질하게 교란하였다. 이 시료를 직경 0.15m, 높이 0.15m의 원통형 용기에 넣고, 용기를 해수에 수침시켰다. 용기 속 시료위에 다공판을 올려놓고 하중을 재하하여 압밀을 유도하고, 침하를 측정하였다. 측정된 침하량으로부터 조성된 시료의 함수비를 파악하였다. 두 번째로는 원심모형실험이 완료된 모형지반에서 베인실험을 실시하고 그 위치에서의 함수비를 측정하여 비배수 전단강도를 분석한 방법(그림 2의 Centrifuge model box)이다.

실험결과, 액성지수가 증가함에 따라 비배수 전단강도가 지수함수 형태로 감소하는 경향이 나타났다. 함수비에 따른 비배수 전단강도 관계를 지수함수식으로 분석한 결과, 식 (1)과 같은 결과를 도출하였다. 본 연구에서는 식 (1)을 사용하여 모형지반의 비배수 전단강도를 추정하였다.

$$S_u (\text{kPa}) = 32.66 \cdot e^{-1.13 \cdot LI} \quad (1)$$

2.3 모형 Mat 및 모래의 강도특성

2.3.1 모형 Mat 인장강도

현장에서 일반적으로 사용하는 폴리에스테르계열의 지오텍스탈일인 PET Mat는 인장강도를 기준으로 적용

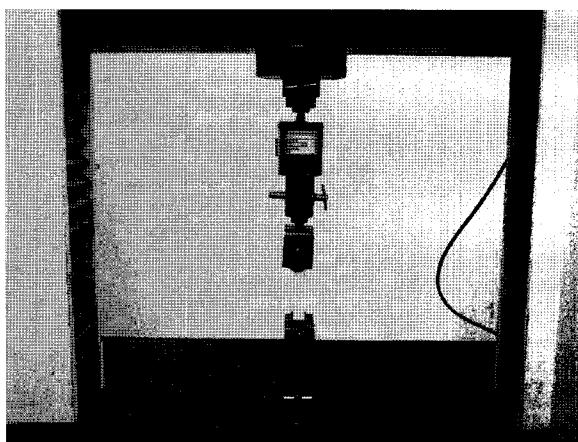


그림 3. 모형 Mat의 인장강도시험 전경

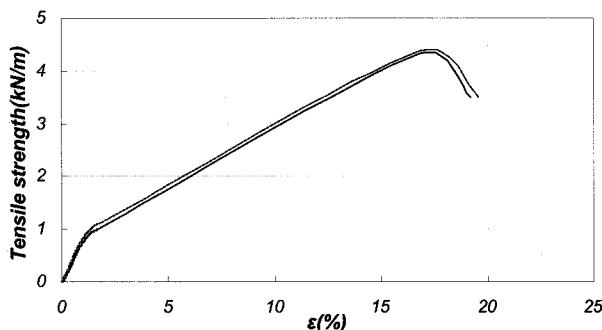


그림 4. 모형 Mat의 인장강도 시험결과

한다. 본 연구에서는 현장에서 많이 사용되는 $200\text{kN}/\text{m}$ 의 인장강도를 갖는 PET Mat를 모사하였다.

이를 위해 시중에서 구할 수 있는 기성품 중 원심모형시험기에서 인장강도와 신율을 모사할 수 있는 부직포 타입의 모형 Mat를 선정하였다. 선정된 모형 Mat에 대하여 인장강도시험을 실시하였다. 인장강도시험은 폭 50mm, 길이 125mm로 모형 Mat를 절단한 후 두장을 겹쳐 2회 수행하였으며, 그림 3에 인장강도시험 전경을 나타내었다. 시험결과, 그림 4와 같이 최대 인장력이 $4.32\text{kN}/\text{m}$ 로 나타났으며, 이때 신율은 16.8%로 분석되었다. 이 모형 Mat를 원심모형실험기에서 50g의 중력가속도로 적용하면, $216\text{kN}/\text{m}$ 의 인장강도를 모델링할 수 있다.

2.3.2 모래의 상태밀도 및 내부마찰각 산정

본 연구에서는 Sand mat를 모사하기위해 모르타르시멘트 용도로 시판되고 있는 주문진 표준사를 사용하였다. 표 2에서와 같이 사용된 모래는 비중 2.60, 유효경 0.21mm, 비소성의 물성을 지닌 전형적인 사질토로서, 균등계수 1.19의 매우 균등한 입도분포를 지녔으며, 통일분류법상 SP로 분류되는 시료이다. 또한, 대상 모래

표 2. 모래의 기본물성

비중	액·소성	유효경	균등계수	곡률계수	통일분류
2.60	비소성	0.21mm	1.19	1.01	SP

표 3. 모래의 최대·최소 건조단위중량 및 간극비

최대 건조단위중량	최소 건조단위중량	최대간극비	최소간극비
$16.82\text{kN}/\text{m}^3$	$13.84\text{kN}/\text{m}^3$	0.879	0.546

표 4. 슬릿폭에 따른 모형 모래층의 상태밀도 및 내부마찰각

슬릿폭(mm)	단위중량(kN/m^3)	상대밀도(%)	마찰각(°)
2.2	14.98	43.0	34.4
2.1	15.04	45.0	34.8
2.0	15.08	46.4	35.0
1.9	15.22	51.2	35.7

의 최대 및 최소 건조단위중량과 간극비는 동일한 시료로 수행한 기존 실험자료(정길수, 2005)를 활용하였으며, 표 3에 정리하였다.

이러한 모래가 모형토조에 조성될 때 형성되는 강도 특성을 분석하기 위하여 상대밀도를 측정하였다. 상대밀도는 원심모형시험에 사용될 모형토조(폭 0.2m, 길이 0.45m)에 강사높이를 0.75m로 고정하여 낙하하는 조건으로 강사장치의 슬릿폭을 조절하면서 건조단위중량을 측정하였다. 측정된 건조단위중량으로 표 3의 결과를 이용하여 상대밀도를 분석하고, Meyerhof(1959)의 제안식에 적용하여 모래의 내부마찰각을 표 4와 같이 추정하였다.

표 4의 결과에서 보는 바와 같이 슬릿폭을 2.0mm로 할 때, 건조단위중량이 $15.08\text{kN}/\text{m}^3$ 으로 측정되었으며, 이 때 상대밀도가 46.4%로 내부마찰각 35.0° 가 추정되었다. 그러므로 본 연구에서는 모형 모래층의 내부마찰각 35° 를 형성하기 위하여 높이 0.75m, 슬릿폭 2.0mm에서 강사하였다.

3. 원심모형시험

준설매립지반의 장비진입시 지지력 분석을 위한 원심모형실험을 50g의 중력가속도에서 6회 실시하였다. 50g 중력수준의 원심모형실험에서 모형 Mat는 $216\text{kN}/\text{m}$ 의 인장강도를 발휘하였으며, 모래는 0.5m의 두께에 30° 의 내부마찰각을 갖도록 모델링하였다. 점토지반은 3.1~11.7kPa의 비배수 전단강도로 형성되도록 조성하여 지지력 실험을 수행하였다.

3.1 원심모형실험기

지반의 거동은 가해진 응력에 큰 영향을 받으므로 그 거동을 정확히 파악하기 위해서는 현장의 응력 상태를 실제와 유사하게 구현하는 것이 매우 중요하다(김명모, 1991). 원심모형실험에서 모형의 축소비를 N으로 하여 중력가속도를 Ng 로 설정하면 모형길이의 N배 증가된 원형 재원의 지반과 구조물, 그리고 그 크기에서의 응력 상태를 모델링하게 된다. 원심모형실험에서 모형과 원형사이의 상사 및 축척관계는 미분 방정식에 의한 차원 해석으로 구할 수 있으며, 동차성원리(Principle of dimensional homogeneity)에 근거한다. 본 연구에서 사용된 상사법칙은 Buckingham의 π 정리에 의해 분석된 상관관계로 Fuglsang & Ovesen(1988)의 연구를 참조하였다. 지지력 실험에 사용한 원심모형실험기는 반경 1.35m, 용량 20g·ton의 기기로 최대 200g까지 가속할 수 있다. 본 연구에서는 축소비, N을 50으로 50g의 중력수준까지 가속하였다.

3.2 시험방법

3.2.1 점토지반조성

점토지반의 조성은 먼저 70%의 초기함수비로 점토시료를 교반하고, 이를 폭 0.2m, 길이 0.45m, 높이 0.6m의 토조에 투기하였다. 여기서, 70%의 초기함수비는 모형 토조에서 하중 재하시 시료의 유실 없이 상재하중을 작용할 수 있는 최대 함수비이다. 점토시료위에 20~40N의 무게를 갖는 재하판을 올려놓고 50g의 중력수준에서 가속시간을 변화하면서 지반을 조성하였다. 조성된 지반의 함수비를 식 (1)에 적용하여 비배수 전단강도를 분석한 결과, 각각 실험조건에서 3.1, 4.9, 6.0, 7.3, 9.1, 11.7kPa의 점토지반 비배수 전단강도를 획득하였다.

3.2.2 모형 Mat 및 모래총 조성

지반조성 후 모형 Mat 2장을 겹치게 포설하여 현장의 216kN/m 인장강도를 모사할 수 있도록 하였다. 모형 Mat은 그림 5와 같이 단부를 길게 하여 토조 상단에 고정함으로써 충분한 신율이 발휘되면서 모형 Mat가 지니는 인장강도가 나타나도록 설치하였다.

모래총은 그림 6과 같은 강사장치를 이용하여 10mm의 두께로 조성하여 50g 중력가속시 0.5m의 두께로 모

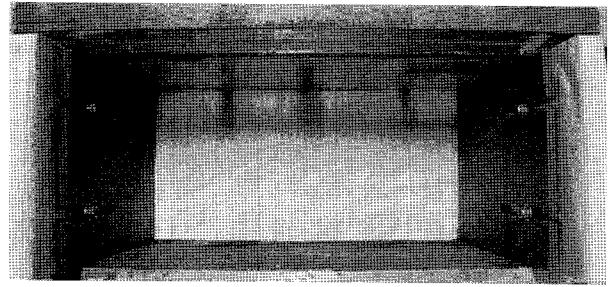


그림 5. 모형 Mat 설치

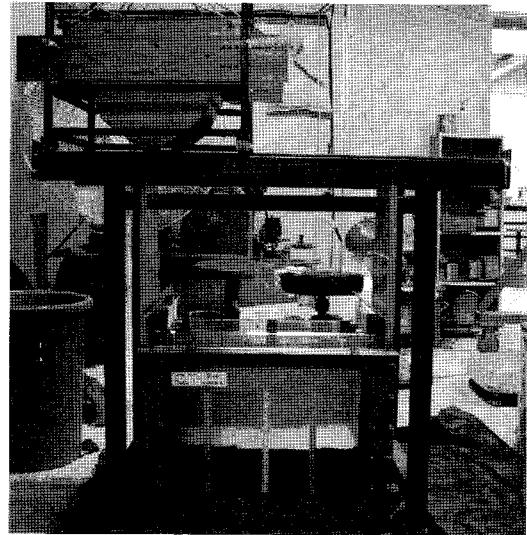


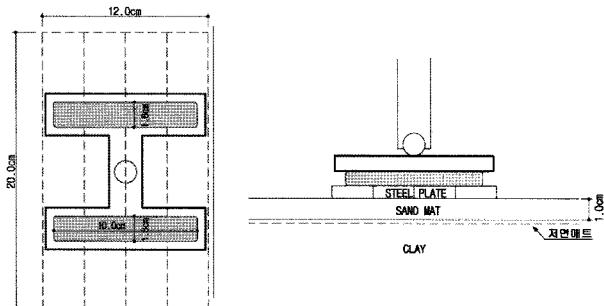
그림 6. 강사장치에 의한 모래총 조성

델링되도록 하였다.

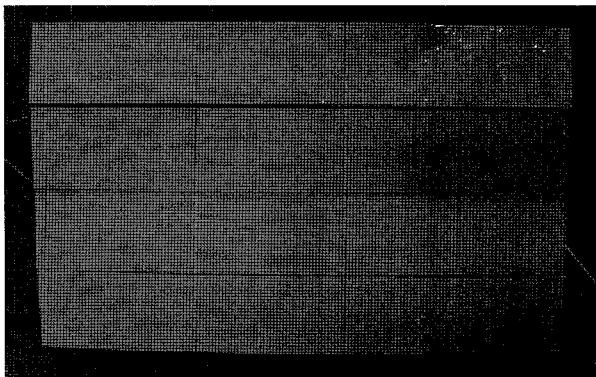
3.2.3 하중재하장치 설치

초연약지반의 장비 진입시 접지압을 감소시키기 위해 현장에서는 몇 개의 이동판을 움직이면서 장비를 진입하곤 한다(그림 7(a) 참조). 본 연구에서는 이를 모사하기 위하여 폭 3cm, 길이 20cm의 고강도 MC 나일론을 4개 연결하여 그림 7(b)와 같이 이동판 모형을 제작하였다. 이 모형은 50g의 중력수준에서 폭 1.5m, 길이 10m의 원형재원에 대한 모델링이다. 재하장비는 초연약지반에서 초기에 진입이 필요한 PBD 장비를 감안하여 한쪽 Caterpillar가 0.9m×10m의 크기를 축소된 모형으로 그림 7(c)와 같이 제작하였다.

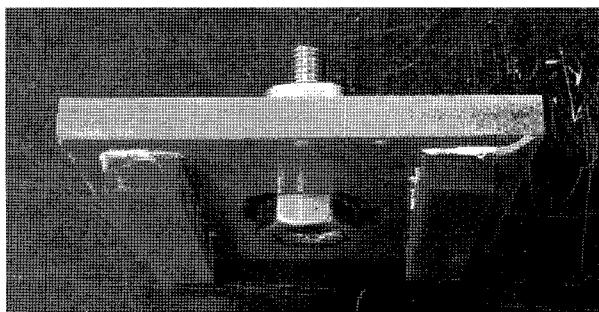
원심모형실험에 적용된 하중재하장치는 최대 8kN까지 작용할 수 있으며, 실험시에는 2mm/분의 속도로 재하하였다. 모형토조에 LVDT를 설치하여 변위를 측정하고, 재하장치에 Load cell을 설치하여 하중을 측정하였다. 그림 8은 원심모형실험을 위해 준비가 완료된 모형토조이다. 주요 실험제원에 대한 원심모형실험의 상



(a) 하중재하장치 모식도



(b) 모형 이동판



(c) 모형 Caterpillar

그림 7. 이동판 및 진입장비 Caterpillar 모형

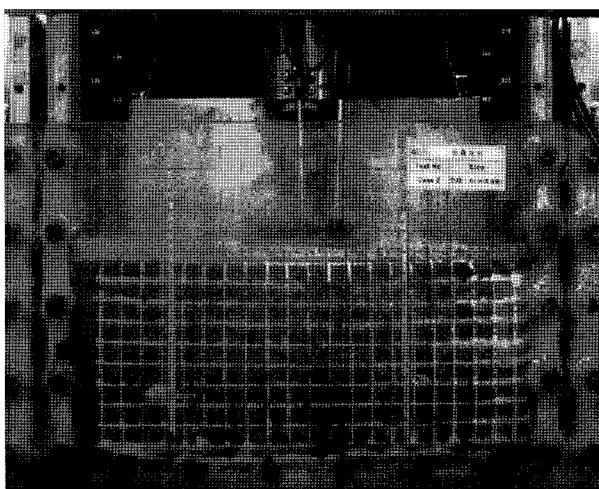


그림 8. 실험준비가 완료된 모형토조

사성을 표 5에 정리하였다.

3.3 시험결과 및 분석

3.3.1 원심모형실험 결과

점토지반의 비배수 전단강도를 6가지 조건으로 조성하여 50g의 중력수준에서 하중재하장치와 모형재하판을 이용한 지지력시험을 수행하였다. 원심모형시험결과, 그림 9와 같이 하중이 재하되면서 지반의 변형이 발생하였으며, 계측기를 이용하여 하중-침하곡선을 획득하여 그림 10에 정리하였다. 그림 10 이하 내용은 원심모형실험에서 획득한 결과를 50g의 중력수준에 대한 상사비를 적용하여 원형의 축적으로 설명하였다.

그림 10과 같이 점토의 비배수 전단강도가 커짐에 따라 하중별 침하량이 크게 나타났다. 6개의 시험 모두에서 시험제원 및 조건에서 극한응력은 나타나지 않았다. 하중-침하관계에서 항복응력으로 판단할 수 있는 변곡점은 3.1kPa의 비배수 전단강도에서만 나타났다. $S_u=3.1\text{kPa}$ 조건에서의 항복응력은 28.0kPa이며, 이 때 침하량은 0.58m로 분석되었다. 또한, 하중-침하의 양 대수 축척에서도 3.1kPa의 조건을 제외하고 곡선의 변곡을 보이지 않았다.

표 5. 주요 실험조건의 원심모형실험 상사성

최대 건조단위중량	모형(model)	원형(prototype)
중력수준	50g	1g
하중재하판	폭	120mm
	길이	200mm
비배수 전단강도	0~20kPa	0~20kPa
점토총 두께	200mm	10.0m
모래총 두께	10mm	0.5m
Mat 인장강도	4.32kN/m	216kN/m

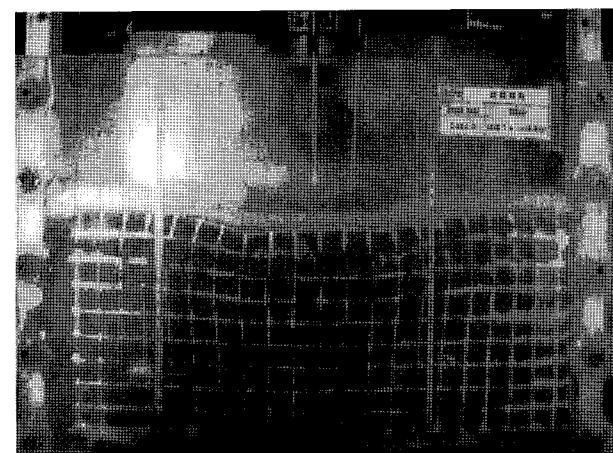


그림 9. 시험종료 후 변형된 모형지반($S_u=4.9\text{kPa}$)

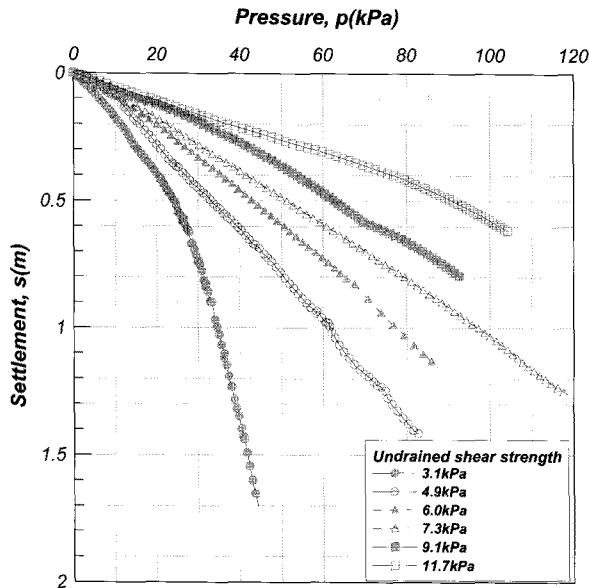


그림 10. 원심모형시험에 의한 하중-침하

다. 실험결과 모두에서 극한지지력을 보이지 않고, 하중이 증가함에 따라 침하의 증가량이 점차 커지는 하중-침하 관계를 보이며, 실험 후 지반변형 형상에서 기초지반 하부 쪄기가 잘 나타나지 않았다. 그러므로 표증처리된 초연약지반의 국부 또는 관입전단파괴의 경향으로 진행되는 것으로 판단된다.

3.3.2 침하량에 따른 지지력

원심모형실험 결과, $S_u=3.1\text{kPa}$ 의 조건을 제외하고 극한 또는 허용지지력을 분석할 수 없었다. 또한, 초연약지반의 장비진입을 위해서는 지지력 뿐 아니라 침하에서도 그 안정성을 확보해야 할 것으로 판단된다. 그러므로 실험결과로부터 침하량에 따른 지지력을 분석하여 표 6에 정리하였다. 비배수 전단강도가 증가함에 따른 선형적인 경향으로 지지력이 증가하는 결과를 보이고 있으며, 침하량이 증가함에 따라 지지력의 기울기도 증가하는 경향이 나타났다.

표 6. 침하량 발생시의 지지력

$S_u(\text{kPa})$	침하량 발생시의 지지력(kPa)					
	$s=0.1\text{m}$	$s=0.2\text{m}$	$s=0.3\text{m}$	$s=0.4\text{m}$	$s=0.5\text{m}$	$s=0.6\text{m}$
3.1	6.0	11.2	15.3	20.0	24.2	27.0
4.9	10.5	15.7	21.0	26.7	33.0	39.0
6.0	10.4	19.7	27.8	35.4	42.9	50.7
7.3	11.9	22.4	31.7	41.3	51.4	60.9
9.1	15.4	31.0	43.3	53.7	62.7	72.6
11.7	18.5	36.8	58.2	76.9	91.2	102.4

침하량에 따라 산정된 지지력과 이론적인 해석 결과와의 비교를 위해 Meyerhof의 제안식과 Yamanouchi의 제안식으로 분석하였다. 제안식 분석에 적용된 입력정수를 표 7에 나타내었다. 두 제안식의 결과를 원심모형 실험 결과와 비교하여 그림 11에 함께 나타내었다.

그림 11과 같이 각 침하량별로 산정된 비배수 전단강도와 지지력과의 관계에서는 먼저, Meyerhof의 결과와 Yamanouchi의 제안식에 의한 극한 지지력은 매우 유사하게 분석되었다. 이론적인 극한지지력 산정결과에 비하여 실험결과는 0.6m의 침하량이 발생할 때까지의 지지력이 작은 결과로 나타났다. 또한, 낮은 전단강도에서는 극한지지력에 도달하기까지 보다 많은 침하량이 예상되는 반면에 비배수 전단강도가 높아짐에 따라 동일한 침하량에서 극한지지력 보다 근접한 결과가 도출되었다. 즉, 강도가 낮은 지반은 극한지지력에 도달하기 전에 큰 침하가 발생할 가능성이 크며, 상대적으로 강도가 높은 지반은 큰 침하에 도달하기 전에 극한지지력에 도달하는 경향이다. 이는 초연약지반에서 낮은 강도에서는 침하가 큰 문제를 발생하며, 지반 강도가 높아질수록 지지력의 문제가 커지는 가능성이 있는 것으로 판단

표 7. 지지력식의 입력정수

항 목	입력값	비고
기초폭	6m	-
점성총 지지력계수 N_c	5.14	-
모래총 지지력계수 N_t	22.45	$\phi=35^\circ$ 적용
모래총 단위중량, r_{sand}	15.64kN/m ³	-
모래총 K_s	1.5~3	Hanna(1981)
매트의 인장강도	216kN/m	-
매트의 파괴각	30°	-

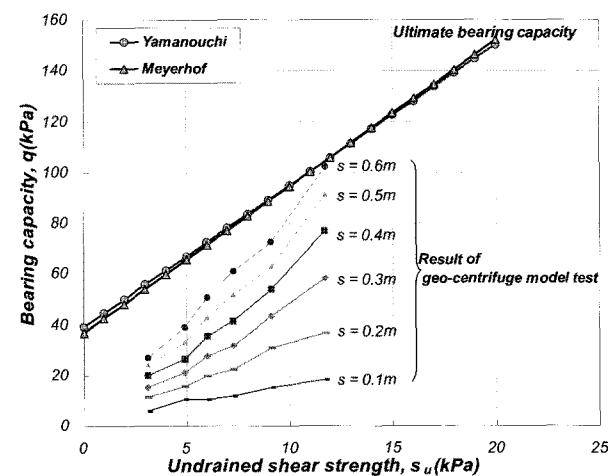


그림 11. 침하량별 비배수 전단강도-지지력 및 이론식 비교

할 수 있다.

점토의 비배수 전단강도에 따라 임의의 침하량에서의 지지력을 산정하기 위하여 최소자승법에 의한 선형 회귀분석을 실시하였다. 그림 11의 각각의 침하량에 따른 비배수 전단강도와 지지력과의 관계를 선형으로 회귀분석하여 기울기(α)와 절편(β), 결정계수(R^2)를 표 8에 나타내었다.

표 8에서 침하량과 기울기, 침하량과 절편을 2차 함수의 회귀분석을 한 결과, 결정계수가 각각 0.998, 0.913으로 높게 나타났으며, 이를 정리하여 식 (2)에 나타내었다.

$$q(\text{kPa}) = \alpha \times s_u(\text{kPa}) + \beta \quad (2)$$

여기서, $\alpha = -13.1 s(\text{m})^2 + 24.0 s(\text{m}) - 0.98$

$\beta = 56.2 s(\text{m})^2 + 49.6 s(\text{m}) - 0.74$ 이다.

그림 12에는 침하량에 따른 지지력의 실험결과와 회귀분석식으로 분석한 결과를 함께 나타내었다. 원심모형실험에 의한 각 침하량별 비배수 전단강도와 지지력의 관계는 식 (2)와 같이 회귀분석된 결과(실선)와 유사하게 나타났다. 그러므로 식 (2)의 회귀분석이 비교적

합리적으로 산정되었다 판단할 수 있다.

이와 같이 산정한 식 (2)를 이용하면, 임의의 강도를 갖는 연약지반에서 장비진입시 장비접지압이 극한지지력 보다 작더라도 이동 및 작업이 가능한 허용침하량에서의 지지력과 비교하여 장비의 진입 가능 여부를 분석할 수 있을 것으로 판단된다.

4. 수치해석

4.1 해석조건

원심모형실험으로 수행한 토목섬유와 모래로 보강된 초연약지반의 지지력을 유한요소 수치해석을 통하여 비교 평가하였다. 원심모형실험단면에 50g의 상사성을 적용한 원형제원으로 그림 13과 같은 단면으로 수치해석을 실시하였다. 본 연구의 수치해석은 상용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis BV사의 Plaxis 2D를 이용하였다.

해석시 적용된 지반의 구성모델과 물성치를 표 9와 표 10에 정리하였다. 해성점성토층은 Modified cam clay 모델을 적용하였으며, Sand mat는 Mohr-coulomb 모델을 적용하였고, PET mat는 인장력만 고려되는 Geogrid

표 8. 침하량에 따른 비배수 전단강도(s_u)-지지력(q) 선형 회귀분석

침하량	$q(\text{kPa}) = \alpha \times s_u(\text{kPa}) + \beta$		
	기울기(α)	절편(β)	결정계수(R^2)
0.1m	1.39	2.37	0.970
0.2m	3.09	1.10	0.988
0.3m	5.06	-2.62	0.987
0.4m	6.62	-4.13	0.980
0.5m	7.71	-3.23	0.981
0.6m	8.64	-1.89	0.990

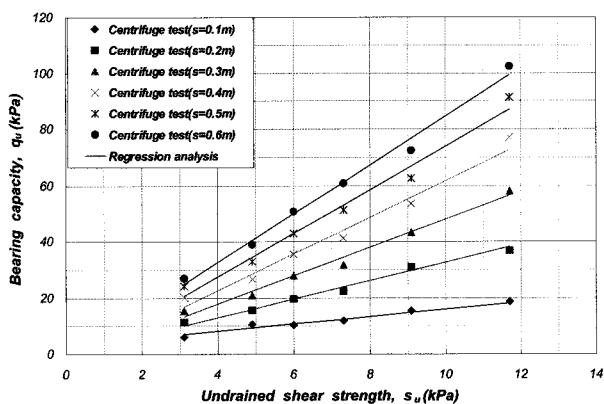
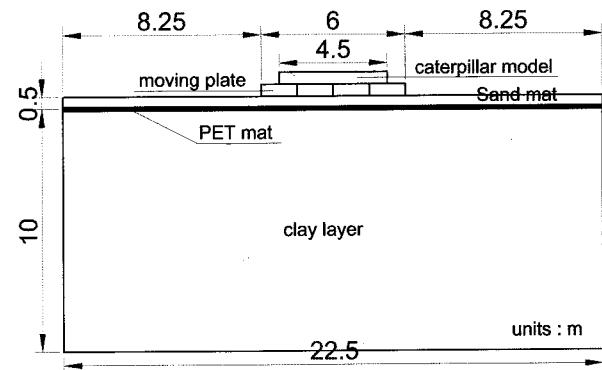
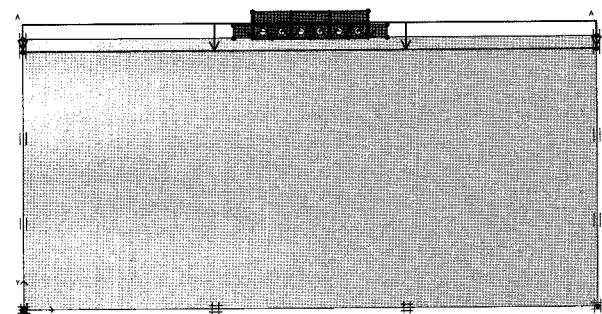


그림 12. 침하량별 비배수 전단강도에 따른 지지력의 실험결과와 회귀분석 결과 비교



(a) 수치해석 모델 제원



(b) 해석모델링

그림 13. 수치해석 모델

표 9. 점토 및 모래지반의 수치해석 입력정수

항 목	점토층(Clay layer)	모래층(Sand mat)
구성모델	Modified cam clay	Mohr Coulomb
습윤단위중량, r_t	15.4kN/m ³	18.0kN/m ³
점착력, c_{cu}	0	0
내부마찰각, ϕ_{cu}	20.2°	35.0°
탄성계수, E	—	25,000kPa
포아송비, v	—	0.30
초기간극비, e_0	1.89	—
압축지수, λ	0.178	—
압축지수, κ	0.035	—

표 10. PET mat 수치해석 입력정수

요소	모델	EA	N_p
Geogrid	Elastoplastic	1,330kN/m	200kN/m

표 11. 비배수 전단강도 유도를 위한 선행압밀하중

비배수 전단강도(kPa)	3.1	4.9	6.0	7.3	9.1	11.7
선행압밀하중, $\Delta\sigma'_v(kPa)$	-0.7	8.3	13.8	20.3	29.3	42.3

요소의 Elastoplastic 모델로 적용하였다.

수치해석은 초기 원자반 형성, 선행압밀하중 재하 및 제거, PET mat 포설, Sand mat 포설, 이동판 및 caterpillar 설치, 변위제어식 하중재하의 순으로 진행하였다.

선행압밀하중 재하 및 제거는 소정의 비배수 전단강도를 갖는 지반을 조성하기 위한 단계이다. 이를 위해 초기 지반을 형성하고 선행압밀하중을 재하하여 지반의 강도 증가를 유도하였다. 선행압밀하중의 크기는 지반과 접하는 이동판 폭의 절반깊이 심도인 지표하 3m(GL.-3m)를 기준으로 산정하였다. 선행압밀하중 재하전 GL.-3m 위치에서 초기 유효응력($\sigma'_{v,initial}$)은 16.2kPa이다. 한편, 비배수 전단강도와 유효상재하중과의 관계인 강도증가율 ($m=s_u/\sigma'_{v}$)의 관계는 인근 영종도 시료를 분석한 김현기 (1998)의 연구결과로 부터 0.19~0.21을 참조하여 본 연구에서는 평균인 0.2를 적용하였다. 그러므로 기준위치에서 소정의 비배수 전단강도를 유도하기 위해서 재하할 선행압밀하중($\Delta\sigma'_v$)은 아래 식과 같이 산정할 수 있으며, 산정 결과를 표 11에 정리하였다. 비배수 전단강도의 유도를 위해 필요한 선행압밀하중보다 초기유효응력이 크게 나타난 비배수 전단강도(s_u) 3.1kPa 조건은 해석에서 제외하였다.

$$\Delta\sigma'_v = \sigma'_{v} - \sigma'_{v(initial)} = \frac{s_u}{0.2} - 16.2 \text{ kPa} \quad (3)$$

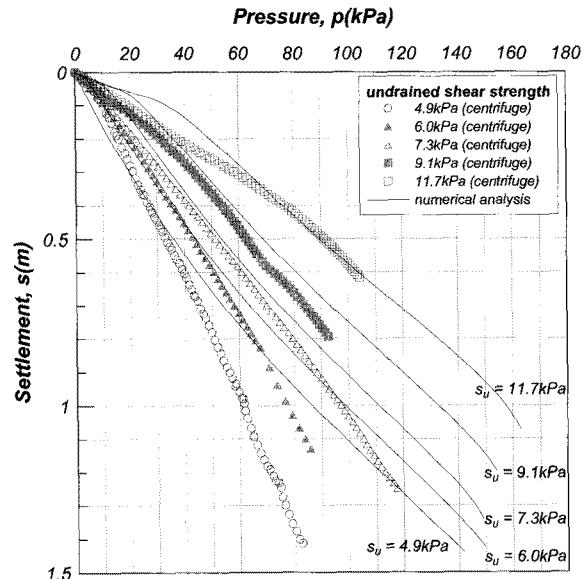


그림 14. 원심모형실험과 수치해석의 하중-침하 비교

4.2 해석결과

점성토 지반의 비배수 전단강도를 4.9~11.7kPa로 유도하여 수행한 수치해석 결과를 그림 14에 실험결과와 함께 나타내었다. 그림 14의 수치해석 결과는 하중이 증가함에 따라 침하량이 증가하는 경향을 보이며, 비배수 전단강도가 증가함에 따라 동일한 하중에서의 침하가 감소하는 경향이 나타났다. 실험결과와는 침하량 0.5m 까지는 유사한 침하경향을 보이고 있으나, 0.5m 이상에서는 실험결과의 침하량이 크게 나타나고 있다. 특히, 수치해석결과는 침하가 증가할수록 하중-침하 곡선의 기울기가 증가하는 즉, 강성이 커지는 경향이 다소 나타나고 있으며, 이는 비교적 큰 변형이 유발되는 결과에서의 수치해석상 한계에 의한 것으로 판단된다.

이와 같이 원심모형실험과 동일한 조건으로 수행한 수치해석 결과, 침하량 0.5m까지 실험과 수치해석에서 비교적 유사한 하중-침하 관계를 획득할 수 있었다. 그러므로 현장의 장비에 따른 하중이 결정되면, 실험 또는 수치해석으로 분석된 하중-침하 관계로부터 침하량을 추정하여 작업이 가능한 범위인지에 대하여 비교 검토 하므로써 장비 진입에 대한 안정성을 분석할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 연구는 초연약지반의 표층개량을 목적으로 토목

섬유 상부에 모래층을 포설하는 공법 적용시 장비진입성을 평가하기 위하여 원심모형실험으로 지지력 실험을 수행하고, 이를 이론식과 유한요소 수치해석을 실시하여 비교 분석하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 지반의 비배수 전단강도를 변화하면서 216kN/m의 인장강도를 갖는 토목섬유와 0.5m두께의 모래층을 원형제원으로 하는 원심모형실험을 50g의 중력수준으로 수행하여 지반 강도별로 하중-침하 관계를 획득하였다.
- (2) 연약지반의 강도는 액성지수와 비배수 전단강도간의 높은 상관성을 갖는 지수함수식을 유도하여 분석하였다.
- (3) 지반의 강도가 증가함에 따라 동일한 하중에서 침하가 감소하는 경향을 보였으며, 기초의 하중-침하관계는 가해진 하중내에서 극한지지력은 나타나지 않았으며 항복응력은 3.1kPa의 가장 낮은 비배수 전단강도 조건에서만 나타났다. 파괴 형태는 국부 또는 관입전단파괴의 경향을 보이는 것으로 분석되었다.
- (4) 하중-침하실험결과를 이론식과 비교한 결과, 지반의 비배수 전단강도가 클수록 작은 침하량에서 극한지지력에 도달하고 강도가 낮은 지반은 극한지지력에 도달하기 전에 큰 침하가 발생하는 것으로 분석되었다. 따라서, 초연약지반에서 작은 강도의 지반은 침하가 중요하나 지반 강도가 증가할수록 지지력의 문제가 지배적인 것으로 나타났다.
- (5) 지반의 비배수 전단강도에 따라 임의의 침하량에서 나타나는 지지력을 회귀분석한 결과를 이용하여 초연약지반에서 장비의 접지압과 침하량으로부터 주행성과 연계된 지반 지지력 평가방법을 제안하였다.
- (6) 선행압밀하중을 재하하여 점토지반의 비배수 전단강도를 조성한 후 변형률 제어조건으로 하중을 가한 유한요소 수치해석을 수행한 결과, 모형실험과 비교적 유사한 하중-침하 관계를 획득하였으며, 특히 침하량 0.5m 이하에서는 결과가 보다 잘 부합되어 나타났다.

참 고 문 헌

1. 김명모 (1991), 사면안정(XI), 대한토질공학회지, 제7권, 제2호, pp.87-91.

2. 김현기 (1998), 인천국제공항 연약지반의 공학적 특성, 석사학위논문, 서울대학교, pp.26-35.
3. 장민호 (2004), 토목섬유 *Sand Mat*로 보강한 지반의 지지력에 관한 연구, 석사학위논문, 순천대학교, pp.20-23.
4. 정길수 (2005), 하중재하방법에 따른 SCP 복합지반의 거동특성, 박사학위논문, 강원대학교, pp.27-28.
5. 한국지반공학회 (2005), 지반공학 시리즈 10 개정판 준설매립, 구미서관, 서울, pp.363-412.
6. Bakker, J.G. (1977), Mechanical behaviour of membranes in road foundations, *Proc. First Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris, Vol.1, pp.139-142.
7. Elder, D. M. (1985), *Stress strain and strength behaviour of very soft soil sediment*, Ph.D. Thesis, Wofson College, Oxford, pp.40-47.
8. Fuglsang L.D. and Ovesen N.K. (1988), The application of theory of modelling to centrifuge studies, *Centrifuge in soil mechanics*, Craig, W., James, Schofield, A. (eds.), Balkema, Rotterdam, pp.119-138.
9. Giroud, J.P. and Noiray, L. (1981), Design of geotextile reinforced unpaved roads, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.107(GT9), pp.1233-1254.
10. Hanna, A.M. (1981), Foundations on strong sand overlying weak sand, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.107(GT7), pp.915-927.
11. Hanna, A.M. (1982), Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, No.3, pp.392-396.
12. Leroueil, S., Tavenas, F., and Le Bihan, J. P. (1983), Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, No.4, pp.681-705.
13. Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M. (1978), Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.565-572.
14. Meyerhof, G. G. (1951), The Ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, Vol.2, No.4, pp.301-331.
15. Meyerhof, G. G. (1959), Compaction of sands and the bearing capacity of piles, *JSMFD, ASCE*, Vol.82, SM1, pp.1-19.
16. Meyerhof, G. G. (1963), Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, No.1, pp.16-26.
17. Meyerhof, G. G. (1974), Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, pp.223-229.
18. Michalowski, R.L. and Shi, L. (1995), Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.121, No.5, pp.421-428.
19. Nieuwenhuis, J.D. (1977), Membranes and the bearing capacity of road bases, *Proc. First Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris, Vol.1, pp.3-8.
20. Nishibayashi, K. (1982), Surface layer stabilisation of soft ground using synthetic chemical fibre sheet, *Proc. Symp. on Recent Developments in Ground Improvement Techniques*, Bangkok, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.236-254.
21. Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1998), Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, *Soil and Foundation*, Vol.38, No.1, pp.181-194.
22. Reddy, A. S. and Srinivasan, R. J. (1967), Bearing capacity of footings on layered clays, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.93, No.2, pp.83-99.

23. Salem, S. S., Hafez, H. H. and El-Sayed A. E. (2000), Stabilizing of soft subgrade mechanically using geosynthetics, *3rd International Conference on Ground Improvement Techniques*, pp.341-348.
24. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp.118-136.
25. Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. (1996), *Soil mechanics in engineering practice 3rd ed.*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp.161-207.
26. Vesic, A. S. (1972), Expansion of cavities in infinite soil mass, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, SM3, pp.265-290.
27. Vesic, A. S. (1973), Analysis of ultimate loads of shallow foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.99, No.1, pp.45-73.
28. Yamanouchi, T. (1979), A proposed practical formula of bearing capacity for earth work method on soft clay ground using a resinous mesh, *Technology reports of the kryushu university*, Vol.52, No.3, pp.201-207.(In Japanese.)

(접수일자 2009. 9. 2, 심사완료일 2010. 3. 5)

펄스 방전 기술에 의한 지반 확공 현상 수치해석 모사

Numerical Simulation of Ground Expansion Induced by Pulse Discharge Technology

박 현 구¹ Park, Hyun-Ku

이 승 래² Lee, Seung-Rae

김 선 주³ Kim, Seon-Ju

조 규 연⁴ Cho, Gyu-Yeon

Abstract

In the present paper, a numerical study was carried out to simulate ground expansion induced by an application of pulse discharge technology. Based on laboratory pulse discharge tests, the characteristics of shockwave were investigated, and then the laboratory tests were numerically simulated using underwater explosion model implemented in a coupled acoustic-structural finite element analysis. In addition, for clayey soils, the expansion of ground was also studied using soil properties obtained from empirical correlations with SPT N values. It was found that the calculation results well agreed with the field test results.

요지

본 연구에서는 펄스 방전 기술의 적용에 따른 지반 확공 현상에 대한 수치해석적인 연구를 수행하였다. 실내 펄스 방전 시험을 통하여 충격파 발생을 측정하였으며 수중 폭발 모델을 바탕으로한 유체-구조물 유한요소해석을 통해 실내 시험에서 계측된 충격파를 모사하였다. 이를 바탕으로, SPT N값으로부터 경험적으로 얻어지는 지반 물성이 적용된 점성토 지반에 대한 확공 해석을 수행하였으며 현장 시험과 유사한 예측 결과를 얻을 수 있었다.

Keywords : Finite element analysis, Pulse discharge, Shockwave, Standard penetration test, Underwater explosion

1. 서 론

도심지에서 이루어지는 근접 굴착 시공은 벽체의 과도한 변형을 억제하여 주변 지반의 침하 및 인접 구조물의 손상을 최소화해야 하며 이를 위해서는 강성이 큰 벽체의 적용 또는 스트럿 및 브레이싱, 그리고 그라운드 앵커 보강 공법 등이 적용된다. 도심지 굴착의 경우 효과적인 토압 지지를 위해 그라운드 앵커가 주로 적용되는데 인접 구조물에 대한 영향을 최소화하기 위

해서는 상대적으로 큰 앵커 인발 저항력이 요구되며 이는 정착장의 길이가 긴 마찰형 앵커의 시공, 고압 주입 및 굴착을 통한 앵커 구근 형성 등을 통해 확보될 수 있다. 그러나 상대적으로 얇은 심도의 지반 및 점성토층에서 이루어지는 굴착의 경우 큰 앵커 인발력을 확보하기가 쉽지 않을 뿐만 아니라 앵커 인발력을 증가시키기 위해 정착장의 길이를 늘이는 것은 타인의 사유재산(토지)을 침범할 수 있기 때문에 근접 시공 시에는 적합하지 않으며 따라서 상대적으로 정착장의 길이가 길지

1 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST, bowstringnine@gmail.com, 교신저자)

2 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST)

3 정회원, 대우 건설 기술연구소 전임 연구원 (Member, Researcher, Daewoo Institute of Construction Technology)

4 정회원, (주)세원리타 과장 (Member, Manager, Sewonrita Corp.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

않으면서 높은 인발 저항력을 제공할 수 있는 그라운드 앵커의 필요성이 대두되었으며 이에 가압, 선단 굴착 등의 방법을 통해 앵커의 단면을 확공시키는 기술이 적용되고 있다(FHWA, 1999).

한편, 최근 들어 가압형 확공 기술의 하나로써 펄스 방전 기술(PDT, pulse discharge technology)을 이용하여 시추공을 확공, 앵커의 단면을 증가시키는 것을 통해 인발 저항력을 증가시키는 공법이 신기술로 지정되어 연구 및 활용되고 있으며(김태훈 등, 2007), 김낙경 등(2009)은 펄스 방전 기술의 적용을 통해 단면이 확장된 앵커가 단순 마찰형 앵커에 비하여 큰 앵커 인발 저항력을 제공함을 현장시험을 통해 확인한 바가 있다. 그러나 펄스 방전 기술에 의하여 지반에 확공되는 메커니즘 및 시추공 주변부 지반의 거동에 대한 계측 결과가 충분하지 않아 현재까지는 실험적인 상관관계를 통해 확공 정도를 평가하고 있다(Kim과 Cha, 2008).

따라서 본 연구에서는 유한요소 수치해석을 통해 펄스 방전에 의해 지반이 확공되는 현상을 모사하고 펄스 방전의 적용에 따른 지반 거동에 대해 살펴보고자 하였다. 문헌연구를 통하여 펄스 방전 현상에 대한 이론적 배경 및 현장 적용 사례를 분석하였고 이를 토대로 하여 수중 폭발 모델을 이용한 수치해석을 통해 실내 펄스 방전 시험에서 유발되는 충격파를 모델링하였다. 마지막으로, 유체-구조물 연성해석을 바탕으로 점성토 지반에 대한 확공 해석을 수행하여 현장 시험과의 비교를 통해 해석방안의 적절성을 논의해 보았고, 지반의 체적 변형 특성 변화에 따른 영향을 살펴보았다.

2. 이론적 배경

2.1 펄스 방전에 의한 충격파 발생 메커니즘

펄스 방전 기술(PDT)은 전기 방전으로 인해 유발되는 매우 큰 에너지를 이용하여 유체에 매우 큰 압력을 갖는 충격파를 발생시키는 기술로써 수중 방전 기술(UED: Underwater Electric Discharge)이라는 명칭으로 통용된다. 지반 확공을 위한 펄스 방전 기술의 적용은 그림 1과 같이 말뚝 및 앵커를 위해 천공된 시추공에 유동성이 매우 큰 모르타르 또는 시멘트 모르타르를 채우고 펄스 방전을 수행하는 것을 통해 이루어지는데, 방전장치의 선단부에서 이루어지는 펄스 방전은 시추공을 채우고 있는 채움 재료에 매우 높은 압력을 갖는 충격파(shockwave)

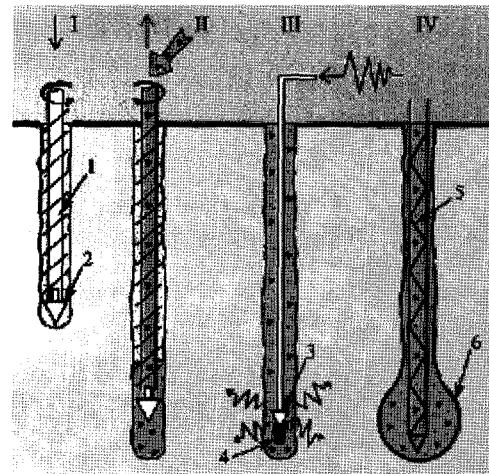


그림 1. 펄스 방전 기술을 이용한 앵커 및 말뚝 확공 원리(Dzhantimirov 등, 2005)

를 발생시키며 이 충격파는 지반의 변형을 유발한다 (Dzhantimirov 등, 2005).

Arsentev(1965)에 따르면 수중에서 유발되는 전기 방전은 높은 펄스 에너지를 발생시키게 되며 이 펄스 에너지는 전극 주변의 유체의 상변화를 유발하여 플라즈마 방전 채널(discharge channel)을 형성하게 된다. 방전 중에 발생되는 에너지가 방전 채널에 유입되어 내부에너지가 증가하게 되면 채널의 체적이 급격하게 팽창하게 되고 이로 인해 주변 유체에 충격파가 발생하게 된다. 이러한 메커니즘은 통상적인 수중 폭발 현상과 유사한 것으로써 수중 폭발의 경우 플라즈마 방전 채널의 형성 대신 폭약의 기화를 통해 기포(bubble)가 형성되고 기포의 팽창으로 인해 충격파가 발생한다(Geers와 Hunter, 2002). 일례로 Wakeland 등(2003)은 수중 방전시험으로부터 계측된 구형 충격파 압력을 충격파 예측 모델을 통해 합리적으로 예측한 사례가 있으며 이는 수중 폭발과 수중 방전이 유사한 메커니즘으로 충격파를 발생시키는 것을 의미한다.

2.2 수중 폭발에 의한 충격파 발생 및 구조물과의 상호 거동 모델링

2.2.1 수중 폭발 모델

기존의 수중 폭발 현상에 대한 연구는 주로 폭약의 폭발로 인해 발생하는 충격파의 압력, 기포의 진동 주기 등 폭발 특성의 예측에 대해 주로 이루어져 왔으며 이는 크게 기포 동역학(bubble dynamics)에 근거한 유사 관계(similitude relation)를 통해 충격파를 예측하는 방법(Price,

1979)과 폭발 역학 및 수리동역학에 근거한 해석적 방법(이재민 등, 1998)으로 나뉠 수 있다. 위의 두 방법은 많은 수치해석 프로그램에 적용되어 충격파 압력의 산정 및 구조물과의 상호작용에 적용되고 있으며(Zhang 등, 2008; Kim과 Shin, 2008), 김재현(2007)에 따르면 구조물의 거동 예측이 주요 관심사일 경우 유사관계에 근거한 해석이 계산 시간을 줄여주면서 합리적인 예측을 제공하는 것으로 알려져 있다.

본 연구에 사용된 ABAQUS 프로그램에서는 폭발로 인해 유발된 유체의 충격파를 예측하기 위해 Geers와 Hunter(2002)가 제안한 기포 하중 모델을 적용하고 있다(HKS, 2004). Geers와 Hunter(2002)의 모델은 유사 관계를 기본으로 거리와 시간에 따른 구형(spherical) 충격파의 압력을 식 (1)과 같이 예측하며, 식 (1)을 기포의 체적 $V(t)$ 과 관련해서 나타내면 식 (2)와 같다.

$$P(R,t) = P_c \left(\frac{a_c}{R} \right)^{1+A} f \left[\left(\frac{a_c}{R} \right)^B \frac{v_c}{a_c} \right] \quad (1)$$

$$\begin{aligned} P(R,t) &= \frac{1}{R} \frac{\rho_f}{4\pi} \left(\frac{a_c}{R} \right)^A \ddot{V}(t) \\ &= \left(\frac{a_c}{R} \right)^{1+A} P_c [0.8251 \exp(-1.338t/T_c) \\ &\quad + 0.1749 \exp(-0.1805t/T_c)] \end{aligned} \quad (2)$$

여기서, R 은 반지름 a_c 를 갖는 폭약의 중심으로부터의 거리, v_c 는 폭약의 폭속(detonation speed), ρ_f 는 충격파 전달 유체의 밀도, P_c , T_c , A , B 는 폭약의 특성과 관련된 재료 상수이다. P_c 는 충격파의 최대압력과 T_c 는 충격파의 감쇄특성과 관련하는 상수로써 각각 식 (3) 및 식 (4)와 같이 나타낼 수 있으며, 식 (3) 및 식 (4)에서 K 와 κ 는 각각 최대압력 및 감쇄특성 관련 상수이고 m_c 는 폭약의 질량을 의미한다.

$$P_c = K \left(\frac{m_c^{1/3}}{a_c} \right)^{1+A} \quad (3)$$

$$T_c = \kappa m_c^{1/3} \left(\frac{a_c}{m_c^{1/3}} \right)^B \quad (4)$$

위의 충격파 압력 예측식과 폭발 전 초기 상태에 대한 조건으로부터, 폭발 후 기포가 진동하는 동안 기포체적의 변화 및 기포 경계면의 속도가 산정되며 기포의 거동은 이중 점근사법(doubly asymptotic approximation)을 통하여 결정된다. 통상적으로 충격파 전달 유체는 압

력만을 전달하는 음향요소(acoustic element)로 고려되며, 위의 식 (2)로부터 결정되는 기포 거동을 경계조건으로 음향요소에 대한 동적 평형 방정식으로부터 충격파 압력의 시간과 공간에 따른 분포를 계산하게 된다.

2.2.2 충격파를 고려한 유체-구조물 상호 거동 모델링

펄스 방전으로부터 발생한 충격파에 의한 지반의 거동을 예측하기 위해서는 충격파를 전달하는 유체와 지반의 상호 거동에 대한 모델링이 요구되며, 본 연구에서는 ABAQUS의 유체-구조물 연성해석(coupled acoustic-structural analysis) 기법을 이용하였다. 본 기법은 앞서 2.2.1절에서 언급한 바와 같이 유체를 압력만을 전달하는 음향요소(acoustic element)로 고려하며, 음향요소와 연속체 요소 각각의 동적 평형 방정식으로부터 각각 경계에서의 가속도 및 압력을 계산하여 이를 요소 간 경계면에 traction으로 적용, 순차적으로 계산하는 staggered scheme을 사용한다. 이 때, 유체와 구조물의 경계면에서는 normal한 방향 압력만이 전달되고, 경계 조건으로 전반사, 자유방사 조건 및 임피던스를 고려한 경계 조건 등을 적용시킬 수 있으며 임피던스 경계조건은 유체와 구조물 경계에 스프링과 dashpot이 달려있는 것으로 모델링 할 수 있다(HKS, 2004).

한편, 유체와 구조물의 상호 거동 시 유체는 어느 수준 이상의 인장 압력을 받을 경우 기포로 변환되는 공동(cavitation) 현상을 겪게 된다. 공동 현상은 크게 구조물 주위에서 반사되어 형성되는 인장력에 의한 국부적 공동(local cavitation)과 자유수면 근방에서 유발되는 광역 공동(bulk cavitation)으로 나눌 수 있으며 깊은 심도에서 폭발 하중에 의한 유체와 구조물의 거동 시에는 광역 공동 현상은 고려하지 않아도 되는 것으로 알려진 반면 구조물과 유체의 상호 거동이 복잡하게 유발되는 경우에는 국부적 공동현상을 고려하여야 하는 것으로 알려져 있다(Klenow와 Brown, 2007). ABAQUS에서는 유체의 인장응력이 공동 압력과 같아지면 유체의 압력을 공동 압력으로 고정하여 계산을 수행한다.

2.2.3 방전에너지를 고려한 등가 폭약 질량 산정

앞서 기술한 바와 같이 수중 폭발에 의한 충격파 압력은 폭약의 종류 및 질량에 따라 결정되며 폭약의 질량은 충격파 발생과 관련한 폭발 에너지로 변환될 수 있다. 일반적으로 단위질량의 폭약의 질량에 따른 에너지 발생량을 연소열(specific combustion, H)이라고 하며

TNT의 경우 연소열 값은 약 4.6MJ/kg으로 알려져 있다 (Price, 1979).

한편, 펄스 방전에 의한 충격파 발생 에너지는 방전 시 유발되는 전기 에너지로써, 유체로 전달되는 전력 P_{power} 및 에너지 $E_{discharge}$ 는 방전 회로에서 계측되는 시간 별 전류 [$I(t)$] 및 전압 [$V(t)$]으로부터 식 (5) 및 식 (6)과 같이 산정될 수 있다.

$$P_{power}(t) = V(t) \times I(t) \quad (5)$$

$$E_{discharge}(t) = \int_0^t P_{power}(\tau) d\tau = \int_0^t V(\tau) \times I(t) d\tau \quad (6)$$

따라서, 수중 폭발과 수중 방전에 의한 충격파 발생 메커니즘의 유사성으로부터 방전에 의해 유체로 전달되는 에너지량은 식 (7)로부터 등가의 폭약 질량으로 환산이 가능하다.

$$W = \frac{E_{discharge}}{H} \quad (7)$$

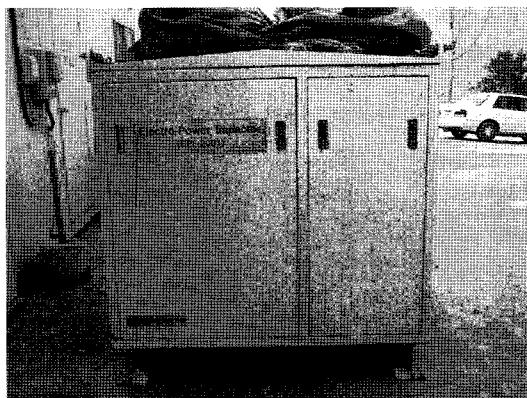
여기서, W 는 등가의 폭약 질량, $E_{discharge}$ 는 방전에너지, 그리고 H 는 연소열(heat of combustion)로 단위질량당 폭발에너지를 의미한다.

3. 실내 방전 시험에 대한 유한요소해석

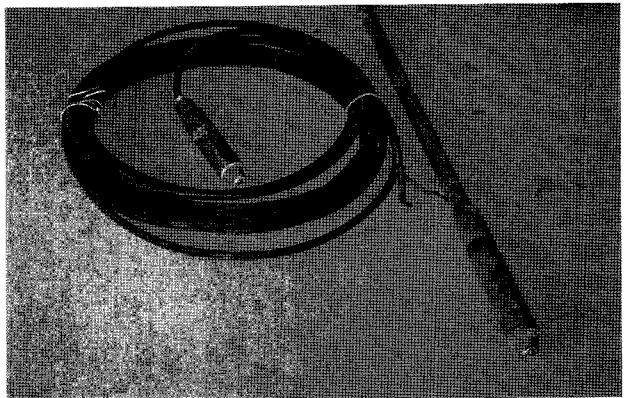
3.1 실내 방전 시험

모르타르를 채운 상태에서 수행한 펄스 방전 시 발생하는 충격파의 크기를 파악하기 위하여 실내 방전 시험을 수행하였다. 펄스 방전 시험 장비는 그림 2와 같다. 6kV 수준의 고전압으로 충전한 후 선단 방전 장치를 직경 250mm의 나일론 챔버에 담긴 시멘트 페이스트에 넣고 스위치를 이용하여 전기 방전하는 순으로 실내 방전 시험을 수행하였다. 선단 방전 장치에서의 전류 및 전압은 방전 장치에 연결된 오실로스코프를 통해 측정하였고 충격파의 압력은 압력 챔버의 내측 벽면부에 설치된 압력셀을 이용하여 약 3.5msec 동안 계측하였다.

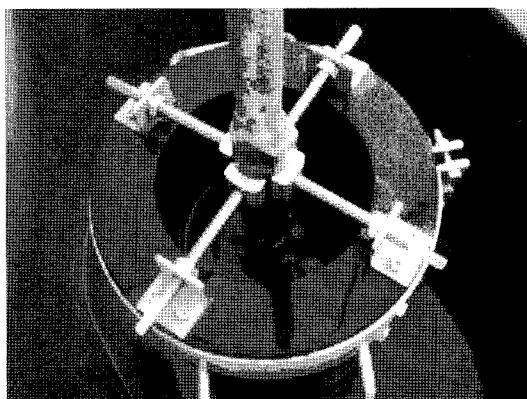
그림 3(a) 및 3(b)는 6kV로 충전한 후 수행한 방전 시



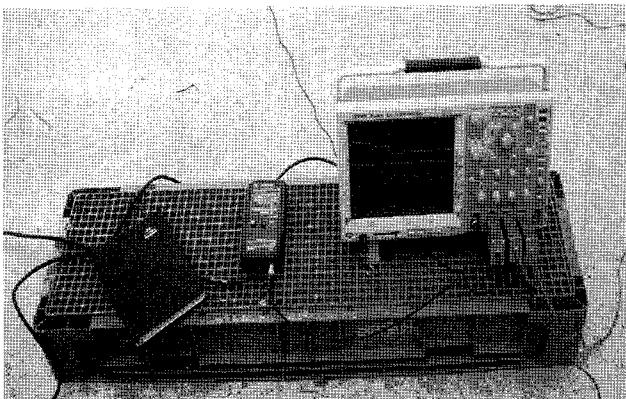
(a) 펄스파워 시스템 장비



(b) 펄스방전 케이블 및 방전 선단



(c) 압력챔버 및 방전 선단 장착



(d) 전압 및 전류 측정 장치

그림 2. 실내 방전 시험 장치

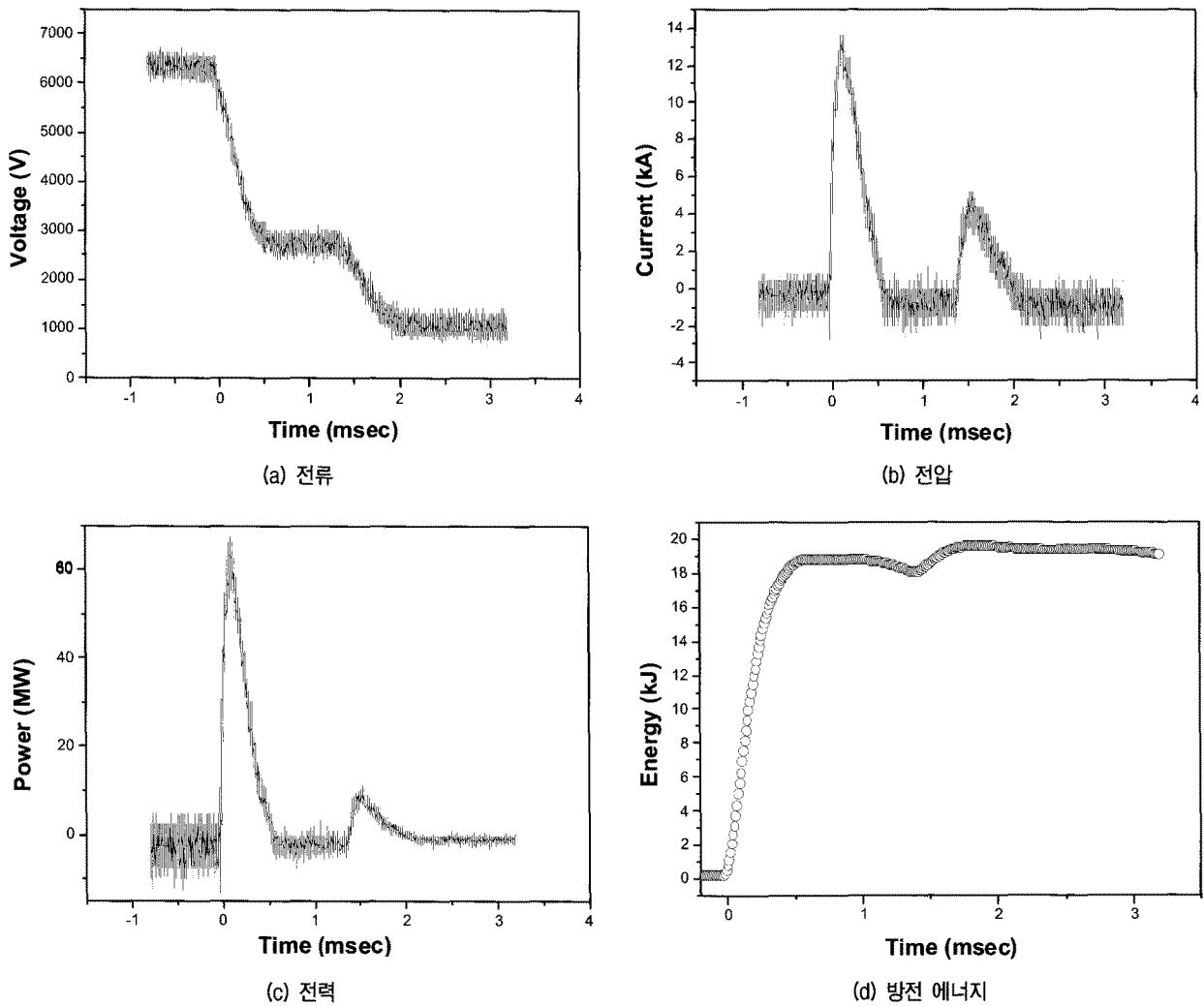


그림 3. 실내 방전 시험에서 측정된 전기적 특성

험 중 측정된 전류와 전압을 나타낸 것으로 약 6kV 및 12kA 크기의 고전압·전류가 발생하는 것으로 확인되었으며, 이에 대하여 식 (5)와 식 (6)을 적용하면 그림 3(c) 및 3(d)와 같은 전력 및 전기 에너지 곡선을 구할 수 있다. 그림에서 볼 수 있듯이 0.5msec의 짧은 시간동안 최대 70MW 크기의 매우 큰 크기의 펄스 파워와 약 20kJ의 전기에너지가 선단부에서 유발되었음을 알 수 있다. 그림 4는 총 3회 수행된 실내 방전 시험(별례 Test 1, 2, 및 3)으로부터 계측된 충격파 압력을 계측한 결과로써, 0.3msec 정도의 시간에 최대 약 5MPa 크기의 압력이 압력 챔버 내부에 가해지는 것으로 나타났으며 최대 압력이 나타난 이후 급격하게 압력이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 결과는 신병우 등(2007)이 물에 대하여 펄스 방전을 수행한 결과와 유사한 것으로써 충격파 전달 매질이 시멘트 모르타르이더라도 물과 유사한 충격파 발생 거동이 일어나는 것으로 판단될 수 있다.

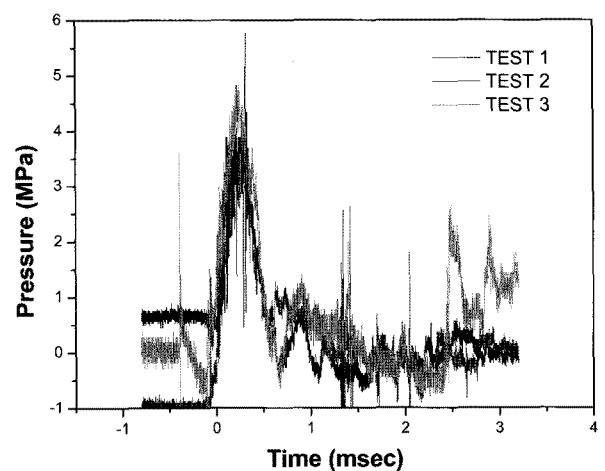


그림 4. 실내 방전 시험에서 측정된 충격파 압력

3.2 실내 방전 시험 시뮬레이션

그림 5(a)는 250mm 직경을 갖는 나일론 소재의 챔버

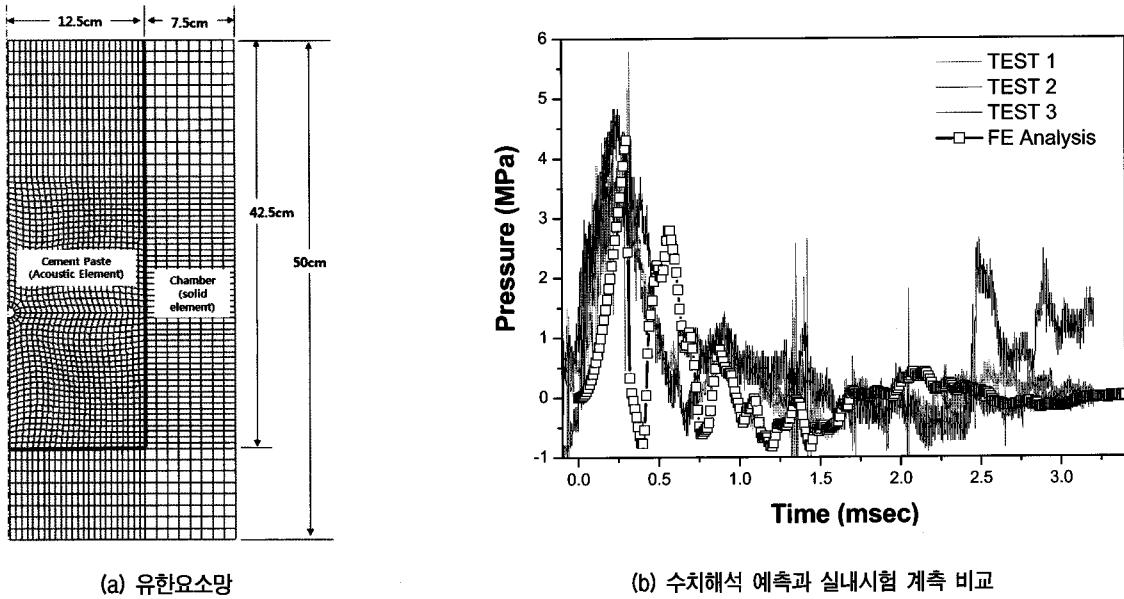


그림 5. 실내 방전시험 모델링 및 해석 결과

에 모르타르를 채운 실내시험에 대한 유한 요소망을 나타낸 것으로 축대칭 acoustic 요소 및 solid 요소를 이용하여 모르타르와 챔버를 모델링 하였으며 경계조건으로 챔버 하부 절점의 변위를 고정하였다. 방전에너지 20kJ에 해당하는 TNT 폭약 질량은 식 (7)에 따라 산정된 약 0.0044kg을 적용하였고, 그림 4의 실험결과를 참조로 폭발에 의한 기포하중 시뮬레이션 시간 $T_{duration}$ 은 0.3msec를 적용하였다. 입력 물성으로 시멘트 페이스트의 밀도는 20kN/m^3 , 체적압축계수 K_f 는 물과 동일한 1.92GPa로 가정하였으며 실험에 사용된 챔버를 구성하는 나일론의 밀도는 13kN/m^3 , 탄성계수는 2GPa, 포아송비 0.35를 적용하였다. 해석 시 모르타르와 챔버의 임피던스(=재료의 밀도×재료의 음파속도)는 각각 1.96×10^6 및 $2.04 \times 10^6 \text{kg}\cdot\text{m}/(\text{sec}\cdot\text{m}^3)$ 으로 유사한 범위를 갖고 있기에 경계면에서 충격파가 전달되는 것으로 고려한 방사(radiation)경계조건을 부여하였으며 공동 현상을 고려하기 위하여 임계 압력 값으로 일반적인 물과 같다고 가정하여 -80kPa을 적용하였다.

그림 5(b)는 3.5msec 동안 챔버의 벽면에 가해지는 radial 방향 압력을 계측결과와 비교한 것으로 수치해석이 최대 압력(약 4.5MPa) 및 시간에 따른 충격파 압력의 변화를 합리적으로 예측하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 실내 방전 실험을 합리적으로 예측한 충격파 모델(기포하중모델의 시뮬레이션 시간 $T_{duration}$, 모르타르의 단위중량, 체적압축계수 K_f , 임피던스를 고려한 유체-구조물 경계 거동)을 이용하여 실제 지반 확공

현상을 예측하고자 하였다.

4. 지반 확공 현상 시뮬레이션

4.1 대상 문제 및 유한 요소 모델링

본 장에서는 유체-구조물 연성 해석을 통한 충격파에 의한 지반 확공 예측 해석의 적용성 및 적절성을 살펴보

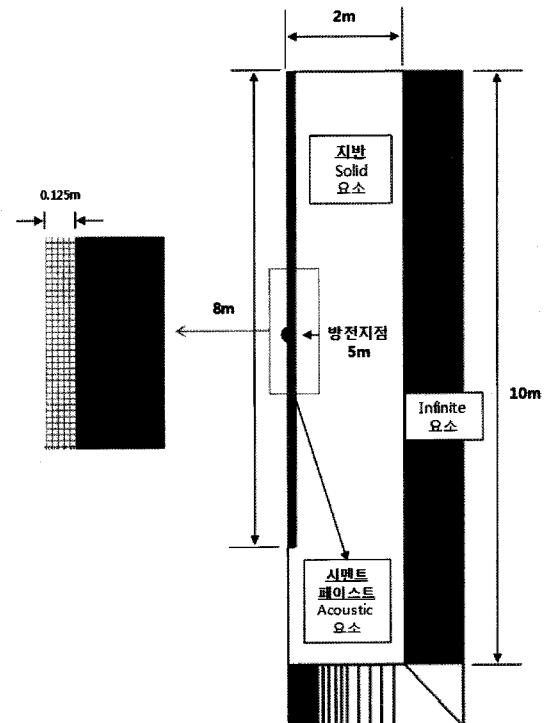


그림 6. 확공해석을 위한 유한요소망

기 위하여 김태훈 등(2007)과 Kim과 Cha(2008)의 현장 실험을 대상문제로 고려하였다. 김태훈 등(2007)과 Kim과 Cha(2008)는 소구경의 연직 말뚝 확공을 위해 펄스 방전 기술을 적용하였고 이 때 천공부의 직경은 250~300mm로, 펄스 방전이 수행되는 깊이는 약 지표면으로부터 3~10m 범위에서 수행한 것으로 나타났다. 이를 참고하여 8m 깊이까지 천공된 250mm의 직경을 갖는 시추공의 확공에 대한 해석을 수행하기 위해 그림 6과 같이 축대칭 조건에 대한 유한 요소망을 작성하였다. 해석의 안정성을 고려하기 위하여 천공부의 유체요소 및 인접 지반 요소를 25mm × 25mm 크기로 세밀하게 분할 하였으며, 방전 위치로부터 횡방향으로 약 2m 및 연직 방향 10m 이후의 해석영역에는 infinite element를 사용하였다. 충격파 발생과 관련되는 입력 자료는 앞서 3장의 실내시험에서 사용한 입력변수를 동일하게 적용하였다.

4.2 지반 입력 물성

본 연구에서는 점성토 지반에서의 확공 현상을 살펴보자 하였다. 매우 짧은 시간 동안 확공 거동이 이루어지는 것을 고려하여 확공 현상을 비배수 거동으로 가정하여 자중의 효과를 고려하지 않은 전응력 해석을 적용하였다. 전응력 해석을 위하여 지반의 구성관계는 비교적 단순한 모델인 선형탄성-von-Mises소성 모델을 적용하여 모사하도록 하였다.

위의 흙의 거동모델에 해당하는 입력 물성은 펄스 방전에 의한 지반 확공에 대한 기존의 연구(Kim과 Cha, 2008)가 지반 분류 및 그에 따른 확공 정도를 SPT N값에 따라 표현하고 있음을 고려하여 도출하였다. 펄스 방전에 의하여 확공되는 지반의 영역이 국부적이기 때문에 일반적인 시험방법을 이용한 지반 물성을 얻는 것이 어려움을 고려해 볼 때 시추공 천공 시 측정되는 SPT N값은 근사적으로 지반의 강도 및 강성정보를 제공하는 것으로 판단될 수 있다. 따라서 본 연구에서는 Kim과 Cha(2008)의 시험

이 수행된 지반 분류(CL)을 고려하여 저소성 점토에 대한 SPT N값-일축압축강도관계 $q_u(kg/m^2) = N_{SPT}/6$ [Peck, 한국지반공학회(2002)로부터 재인용] 및 식 (8)의 비배수전단강도-전단탄성계수 관계(Keaveny와 Mitchell, 1986)로부터 각각 비배수 전단강도와 탄성계수를 산정하였다.

한편 비배수 거동을 나타내기 위한 지반의 체적탄성계수 B 는 식 (9)의 근사식을 이용하여 간극율(n)이 0.5인 지반에 대해 산정하였으며, 앞서 SPT N값으로부터 산정한 전단탄성계수와의 일관성을 유지하기 위한 포아송 비는 식 (10)과 같다. 표 1은 SPT N값이 2, 4, 6, 및 8인 경우에 해당하는 $PI=30$ 정도의 정규압밀 점토지반에 대한 해석 물성을 나타낸 것이다.

$$G/s_u = \frac{\exp[\frac{137 - PI}{23}]}{[1 + \ln 1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}]^{0.8}} \quad (8)$$

$$B = B_{skelton} + \frac{B_w}{n} \approx \frac{B_w}{n} \quad (9)$$

$$\nu = \frac{3B_w - 2nG}{2nG + 6B_w} \quad (10)$$

여기서, G 는 전단탄성계수, s_u 는 비배수 전단강도, OCR 은 과압밀비, B_w 는 물의 체적압축계수, 그리고 $B_{skelton}$ 은 건조된 흙 구조체의 체적압축계수이다.

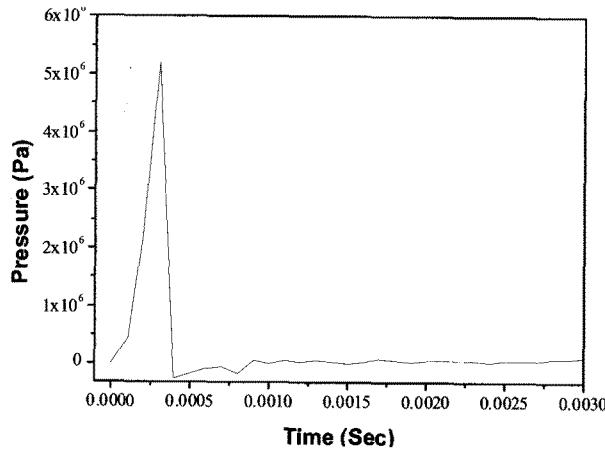
4.3 해석 결과 및 현장 시험과의 비교

4.3.1 펄스 방전에 의한 지반 거동 특성

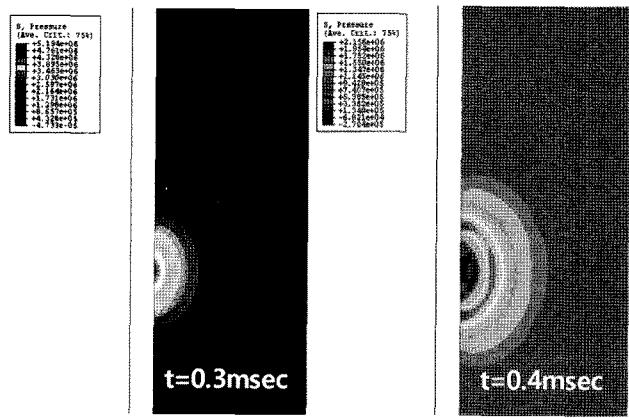
그림 7(a)는 $N_{SPT}=6$ 인 지반에서 1회 펄스 방전에 의해 시추공 벽면에 발생하는 충격파 압력을 예측한 결과를 나타낸 것으로 그림에서 볼 수 있듯이 최대 약 5MPa 압력이 가해지는 것을 확인할 수 있으며 이러한 충격파 압력은 그림 7(b)와 같이 구형파 형태로 지반에 전파되는 것으로 나타났다. 그림 8은 펄스 방전 시 지반의 횡방향 변위를 나타낸 것으로 방전 직후 큰 변위가 발생하

표 1. N_{SPT} 에 따른 확공해석을 위한 입력 물성

N_{SPT}	n	Density (kN/m^3)	s_u (kPa)	G (MPa)	E (MPa)	Poisson's ratio (ν)
4	0.5	18	33.3	3.49	10.47	0.4995638444
6			50	5.24	15.71	0.4993452073
8			66.6	6.98	20.92	0.4991279425
10			83.3	8.73	26.13	0.4989094324



(a) 시추공 벽면에 가해지는 충격파 압력



(b) 지반에서의 충격파의 전파형태

그림 7. 충격파 압력 및 전파 형태

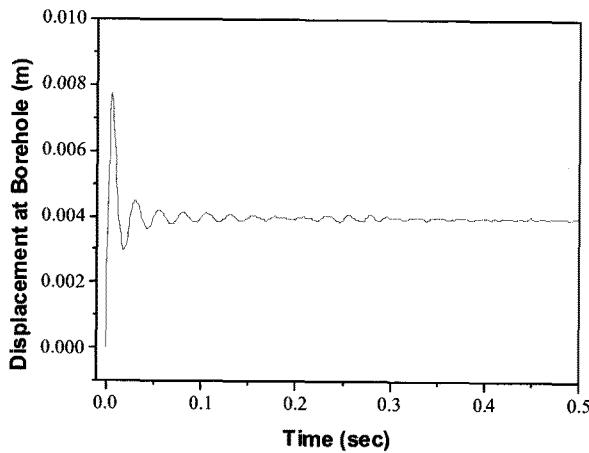


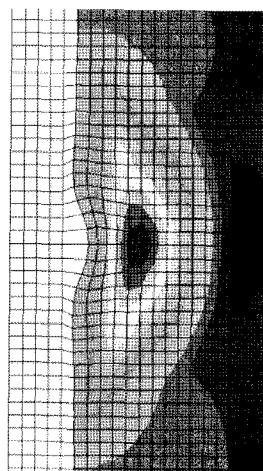
그림 8. 방전위치 깊이의 시추공 벽면에서의 횡방향 변위

지만 충격파 압력이 감소함에 따라 변위가 회복되는 거동을 나타내고 있으며 다소의 진동이 있으나 시간이 지

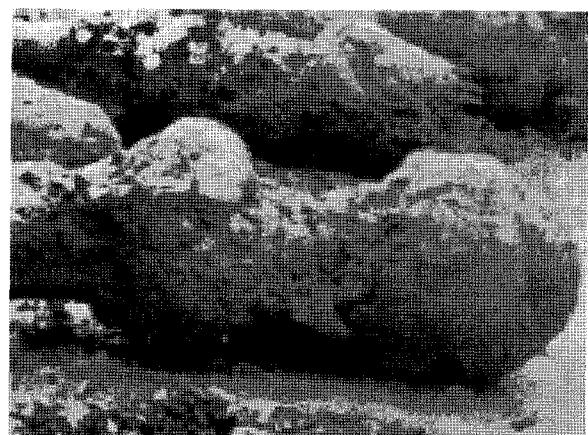
남에 따라 일정한 값으로 변위가 수렴함을 알 수 있다. 40회 방전 시뮬레이션 후 예측된 변형된 지반의 형상은 그림 9(a)에 도시한 바와 같고, 방전 위치를 중심으로 구형 형태의 구근이 형성됨을 확인할 수 있으며 이는 Kim과 Cha(2008)가 현장시험을 통해 확인한 구형 구근(그림 9(b))과 부합하는 것으로 판단된다.

4.3.2 펄스 방전에 의한 확공 계수 비교

Kim과 Cha(2008)는 펄스 방전에 의한 지반 확공을 정량화하기 위하여 구근이 구형으로 형성된다는 가정 하에 식 (11)과 같은 확공 계수(coefficient of expansion, E_c)를 제안하였으며 여기서 d_e 는 방전 후 형성된 구근의 직경, d_0 는 시추공의 초기 직경을 의미한다. 그림 10은 $N_{SPT}=4, 6, 8$, 그리고 10인 경우에 대해 수치해석으로부



(a) 40회 방전 후 지반 변형 형상(수치해석)



(b) Kim과 Cha(2008)의 현장 시험 확공 형상 사례

그림 9. 펄스 방전에 의한 지반 확공 형상

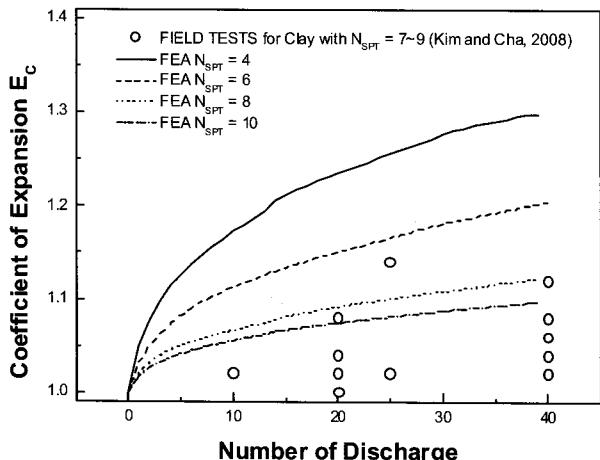


그림 10. 수치해석과 현장 실험에서 얻어진 확공 계수 비교

터 예측된 확공 계수와 Kim과 Cha(2008)가 $N_{SPT}=7\sim 9$ 의 점성토 지반에 대해 수행하여 얻은 확공 계수를 비교한 것이다. 현장 시험 결과가 수치해석에서 $N_{SPT}=6$ 이상의 지반에서 예측되는 확공 계수의 범위 내에 분포하고 있음을 알 수 있으며 지반이 상대적으로 연약한 경우 ($N_{SPT}=4$)에도 확공 계수는 1.3을 넘지 않음을 확인할 수 있다. 위의 해석 결과는 기존 사례(Dzhantimirov 등, 2005; Kim과 Cha, 2008)에서 확인된 점성토지반에 대한 낮은 확공 효율과 일관된 경향을 나타내고 있으며 이로부터 본 연구에서 제안된 해석 모델 및 입력 물성 추정 방안이 펄스 방전에 의한 점성토 지반 확공 현상을 적절하게 모사할 수 있는 근거가 될 수 있을 것으로 사료된다.

$$E_c = d_e / d_0 \quad (11)$$

4.3.3 체적 변형 특성에 따른 확공 특성

Dzhantimirov 등(2005)에 따르면 점성토에서의 상대적으로 낮은 확공 특성은 매우 낮은 투수계수로 인하여 체적의 압축이 되지 않고 충격파가 간극수에 의해 전달되기 때문으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 체적 변형 특성이 달라짐에 따른 지반의 확공 특성의 변화를 살펴보았으며 그림 11은 $N_{SPT}=6$ 인 지반에 대해 체적압축계수를 3% 및 0.3% 크기로 바꾸어 해석하여 산정한 확공 계수를 나타낸 것으로 체적 변형 특성이 확공 거동에 매우 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

일반적으로 흙의 체적 압축 거동은 포화도와 배수 조건에 의해 영향을 받는 것을 고려해 볼 때, Kim과 Cha(2008)이 사질토에서 확인한 높은 확공 계수는 사질토의 빠른 투수성 또는 포화도에 따른 것으로 사료된다. 한편, 사

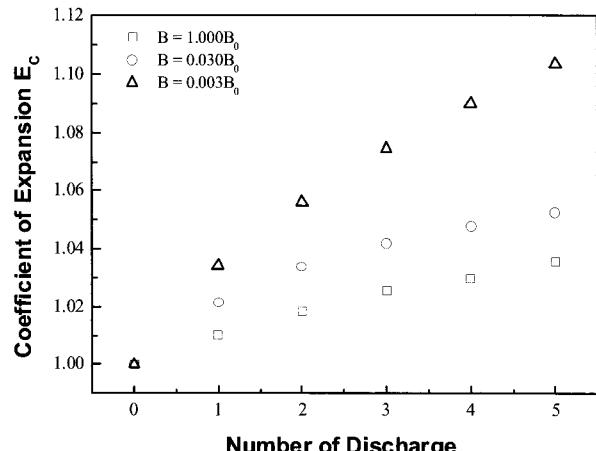


그림 11. 체적 압축 계수 변화에 따른 확공 계수

질토의 경우 점성토와 달리 흙의 강성 및 강도가 응력에 의존하는 특성을 가지므로 이에 대한 고려를 통해 추가적인 연구가 필요할 것으로 사료된다.

5. 결론

본 연구에서는 유한요소해석을 통하여 펄스 방전에 의한 말뚝 또는 앵커 시추공의 확공 현상을 모사하고자 충격파 발생 및 그로 인한 지반 확공 거동에 대한 유한요소법을 이용한 수치해석연구를 수행하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 수중 방전현상을 수중 폭발로 고려하여 실내 방전 시험을 모사하였으며 그 결과 수치해석이 실내 시험 계측과 유사한 충격파 압력(최대압력 4.5MPa)을 예측함을 확인할 수 있었다.
- (2) 수중 폭발 하중 모델을 이용하여 비배수 탄소성체로 고려된 점성토 지반에 대해 확공해석을 수행하였다. 펄스 방전 시 지반에서의 변형 및 압력 전달을 수치적으로 구현할 수 있었고, 지반 확공이 구 형태로 유발됨을 확인할 수 있었다.
- (3) SPT N값으로부터 점성토 지반 물성을 유추하여 다양한 SPT N값에 대한 해석을 수행한 결과, N값이 클수록 지반의 확공이 작게 유발되는 것을 확인할 수 있었다. 전체적으로 점성토의 경우 확공 정도는 N값이 상대적으로 작은 경우에도 미미한 것으로 나타났으며 이는 점성토에 대한 기존의 펄스 방전 확공 실험 결과와 부합하는 것으로 파악된다.
- (4) 점성토의 체적압축계수를 변화시켜 해석을 수행해

본 결과 체적압축계수가 확공에 미치는 영향이 매우 큰 것으로 나타났으며 기존의 사질토에 대한 펠스 방전 실험 결과에 비추어 볼 때, 체적압축계수 및 지반의 배수 등을 고려한 합리적인 유효응력 해석방안이 요구되는 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부 건설핵심기술 연구 개발 사업(06건설핵심C12)의 일환으로써 주관기관 대우건설의 연구비 지원 및 교육과학기술부가 선정한 스마트 사회기반시설 연구센터(생산기반분야, ERC)의 연구비 지원이 있었던 바 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 김낙경, 김성규, 주용선, 서효균, 김선주 (2009), “펠스방전 그라우트 앵커의 확공특성 및 극한 인발력에 관한 연구”, 한국지반공학회 논문집, Vol.25, No.5, pp.5-10.
2. 김재현 (2007), “ALE기법을 이용한 수중합의 수증폭발 충격응답 해석에 대한 연구”, 한국해양환경공학회지, Vol.10, No.4, pp.218-226
3. 김태훈, 차경섭, 김선주, 김유석, 김경오, 고부현 (2007), “펠스압에 의한 지반의 확공특성”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.842-851.
4. 신병우, 윤수동, 김철영, 김태훈, 허억준 (2007), “인발력 증대를 위한 앵커 정착부 확공장치 연구”, 한국구조물진단학회 학술발표회 논문집, pp.305-310.
5. 이재민, 국정현, 최경영, 조용수, 송소영 (1998), “수중 폭발현상에 대한 전산해석”, 한국전산유체공학회, 한국전산유체공학회 학술대회논문집, pp.1-14.
6. 한국지반공학회 (2002), 지반공학 시리즈 5: 굴착 및 흙막이 공법.
7. Arsentév, V. V. (1965), “On the theory of pulse discharge in a liquid”, Zhurnal Prikladnoi Mekhaniki I Tekhnicheskoi Fiziki, Vol.5, No.1, pp.81-57.
8. Dzhantimirov, Kh. A., Krastelev, E. G., Kryuchkov, S. A., Nistratov, V. M., and Smirnov, P. V. (2005), “Geotechnical technology based on electrochemical explosion and equipment for its implementation, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.42, No.5, pp. 172-177.
9. FHWA (1999), Ground Anchors and Anchored Systems.
10. Geers, T. L. and Hunter, K. S. (2002), “An integrated wave-effects model for an underwater explosion bubble”, Journal of Acoustic Society of America, Vol.111, No.4, pp.1584-1601.
11. HKS (2004), Abaqus User Manual Version 6.5.
12. Keaveny, J. M. and Mitchell, J. K. (1986), “Strength of fine-grained soils using the piezocone”, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, pp.668-685.
13. Kim, J. H., and Shin, H. C. (2008), “Application of the ALE technique for underwater explosion analysis of a submarine liquified oxygen tank”, Ocean Engineering, Vol.35, pp.812-822.
14. Kim, T. H. and Cha, K. S. (2008), “A study on characteristics of an in-situ pile using pulse discharge technology”, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol.12, No.5, pp.289-295.
15. Klenow, B. and Brown, A. (2007), “Far-Field Underwater Explosion (UNDEX) Fluid Modeling using Acoustic Elements”, <http://www.aoe.vt.edu/~brown/Papers/pressure%20elementsSAVIAC2007.pdf>
16. Price, R. S. (1979), “Similitude equations for explosives fired underwater”, Technical Report NSWC TR 80-299, NSWC.
17. Wakeland, P., Kincy, M., and Garde, J. (2003), “Hydrodynamic loading of structural components due to electric discharge in fluids”, 14th IEEE International Pulsed Power Conference, pp.925-928.
18. Zhang, A. M., Yao, X. L., and Li, J. (2008), “The interaction of an underwater explosion bubble and an elastic-plastic structure”, Applied Ocean Research, Elsevier Online (<http://www.sciencedirect.com>)

(접수일자 2009. 1. 16, 심사완료일 2010. 3. 22)

말뚝으로 지지된 성토지반 내 편침전단파괴

Punching Shear Failure in Pile-Supported Embankments

홍 원 표¹ Hong, Won Pyo

송 제 상² Song, Jei-Sang

홍 성 원³ Hong, Seongwon

Abstract

The mechanism of load transfer by punching shear in pile-supported embankments is investigated. Based on the geometric configuration of the punching shear observed in sand fills on soft ground, a theoretical analysis is carried out to predict the embankment loads transferred on a cap beam according to punching shear developed in pile-supported embankments. The equation presented by the theoretical analysis was able to consider the effect of various factors affecting the vertical loads transferred on the cap beam. The reliability of the presented theoretical equation is investigated by comparing it with the results of a series of model tests. The model tests were performed on cap beams, which had two types of width; one is narrow width and the other is wide width. Sand filling was performed through seven steps. Two types of loading pattern were applied at each filling step; one is the long-term loading, in which sand fills at each filling step were kept for 24 hours, the other is the short-term loading, in which sand fills at each filling step were kept for 2 hours. The vertical loads measured in all model tests show good agreement with the ones predicted by the theoretical equation. Finally, the predicted vertical loads also show good agreement with the vertical loads measured in a well-instrumented pile-supported embankment in field, where cap beams were placed on too wide space.

요 지

말뚝으로 지지된 성토지반 내에 발달되는 편침전단현상에 의하여 성토하중이 말뚝에 전이되는 메커니즘을 규명하였다. 성토지반 속에 발달하는 편침전단파괴의 기하학적형상에 근거하여 이론해석을 실시하였고 말뚝으로 전이되는 성토하중의 크기를 예측할 수 있는 이론식을 제안하였다. 이 이론식에는 말뚝캡보로의 하중전이 메커니즘에 영향을 주는 여러 매개변수가 포함되어 있다. 이 이론식의 신뢰성을 검증하기 위해 일련의 모형실험을 실시하였다. 모형실험은 말뚝캡보 폭이 좁은 경우와 넓은 경우의 두 종류의 캡보에 대하여 실시하였다. 모래성토는 7단계로 나누어 단계적으로 실시하였으며 매 성토단계에서의 재하시간은 장기재하방식과 단기재하방식의 두 가지 방식으로 실시하였다. 장기재하방식은 매 성토단계에서의 하중재하시간을 24시간으로 하였고 단기재하방식은 하중재하시간을 2시간으로 하였다. 이들 모든 모형 실험에서 측정된 연직하중의 측정값은 제안된 이론식에 의거 산정된 예측치와 잘 일치하였다. 또한 이 이론식의 현장 적용성을 검증하기 위하여 성토지지말뚝이 시공된 한 현장의 계측결과와 이론치를 비교 검토하여 보았다. 이 현장에서는 캡보 사이의 간격을 너무 넓게 설치하였기 때문에 성토지반 내에 지반아침이 발달하기가 어려워 편침파괴가 발달하였을 것이 예상되는 현장이었다. 결국 이 이론식으로 예측된 연직하중은 이 현장에서 측정된 현장계측 결과와도 잘 일치하였다.

Keywords : Embankment, Load transfer, Model test, Pile, Punching shear, Soft ground

1 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engng., Chung-Ang Univ.)

2 중앙대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engng., Chung-Ang Univ.)

3 정회원, 중앙대학교 방재연구소 연구원 (Member, Researcher, Disaster Prevention Research Institute, Chung-Ang Univ., swhong@wm.cau.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

연약지반에 뒤채움이나 성토를 실시할 경우 연약지반이 측방으로 유동하거나 파괴가 될 수 있다(Heyman 1965; Hong 2005). 이러한 연약지반의 과도한 측방유동이나 침하를 방지하기 위하여 성토지지말뚝공법을 적용하여 왔다(Hewlett & Randolph 1988). 성토지지말뚝공법의 성공적인 적용사례는 우리나라보다는 동남아시아나 유럽에서 많이 보고되고 있다(Holmberg 1978; Reid & Buchanan 1984; Johns et al. 1990; Gartung & Verspohl 1996). 이 성토지지말뚝공법은 장기간에 걸친 연약지반 개량공사를 실시함이 없이 연약지반에 성토를 단시일 내에 마무리할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

이런 현장의 필요에 부응하고자 최근까지도 성토지지말뚝으로의 하중전이 특성을 규명하기 위한 연구가 활발히 수행되어 오고 있다(Bujang & Faisal 1993; Low et al. 1994; BS8006 1995; Russell & Pierpoint 1997; Liu et al. 2007; Hong et al. 2007). 특히 Hong et al.(2007)은 말뚝머리가 수열의 캡보로 연결된 성토지지말뚝에 대한 모형실험 및 이론해석을 통하여 캡보 사이 성토지반에 발달되는 지반아침현상에 의하여 상당량의 성토하중이 말뚝에 전달되는 하중전이효과를 자세히 규명한 바 있다.

그러나 성토지지말뚝의 간격이 너무 넓거나 말뚝의 설치 간격에 비하여 성토고가 상대적으로 낮은 경우에는 성토지반 내에 지반아침이 발달되기 어렵게 지반아침현상에 의한 말뚝으로의 성토하중 전이효과는 기대하기가 어렵게 된다. 이러한 경우에는 성토지반 내에 지반아침이 발달하지 못하고 말뚝캡보 윗부분 성토지반 내에 편칭전단파괴가 발생하게 된다. 따라서 성토지지말뚝으로의 성토하중전이는 지반아침현상보다는 편칭전단현상에 의해 이루어질 것으로 판단된다. 결국 성토지지말뚝의 설계에 있어서는 지반아침현상 뿐만 아니라 편칭전단현상에 의한 성토하중전이도 반드시 함께 고려하여야 할 것이다. 그러나 성토지반 내 편칭전단현상에 대한 연구는 지금까지 이루어지지 않고 있다. 따라서 성토지반 내에 발생될 수 있는 편칭전단현상에 대한 말뚝으로의 성토하중전이 메커니즘을 규명할 필요가 있다.

본 연구에서는 먼저 성토지반 내에 발생될 수 있는 편칭전단파괴의 기하학적인 형상을 재고찰하고 이를 토대로 편칭전단현상에 의해 성토지지말뚝으로 전이되

는 성토하중을 산정할 수 있는 이론식을 재정립하고자 한다. 또한 편칭전단현상에 의한 하중전이에 영향을 미치는 요인에 대한 검토도 함께 수행하여 성토지지말뚝의 설계에 참고로 하고자 한다.

또한 본 연구에서 확립 제안되는 편칭전단현상에 의한 연직하중 산정이론식의 신뢰성을 검증하기 위하여 일련의 모형실험을 수행한다. 이 모형실험은 말뚝캡보 폭이 좁은 경우와 넓은 경우의 두 종류의 캡보에 대하여 실시한다. 모래성토는 7단계로 나누어 단계적으로 실시하며 매 성토단계에서의 재하시간은 장기재하방식과 단기재하방식의 두 가지 방식으로 실시한다.

마지막으로 제안이론식의 현장 적용성을 검증하기 위하여 실제 연약지반이 분포하는 한 현장에서 계측관리를 동반하여 시공된 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 계측기록(건설교통부, 1998)을 활용하여 예측치와 현장계측치를 비교 분석한다.

2. 편칭전단파괴

2.1 편칭전단파괴형상

성토지지말뚝이 설치된 연약지반에 성토를 시공하게 되면 성토높이나 말뚝캡보 사이 간격의 상황에 따라 말뚝캡보상의 성토지반 내에 편칭전단파괴가 발생될 수 있다. 즉, 말뚝캡보 사이의 간격이 너무 넓거나 말뚝캡보 사이의 간격에 비하여 성토고가 충분히 높지 못한 경우는 성토지반 속에 지반아침이 발달하지 못하고 편칭전단파괴가 발생될 수 있다.

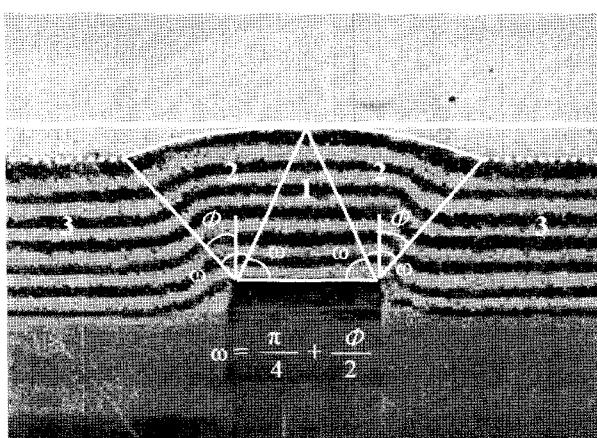
성토지지말뚝으로 지지된 연약지반 상의 성토지반 내에 발생되는 편칭전단파괴의 형상을 관찰하기 위하여 실내모형실험을 실시한 바 있다(홍원표 등 1999). 이 모형실험에서 연약지반의 침하에 따른 성토지반의 변형 상태를 나타낸 사진으로부터 편칭전단파괴형상을 재분석을 해보면 그림 1(a)와 같다. 즉 말뚝지지 성토지반 내 편칭전단파괴의 형상은 지반쐐기영역 1과 소성상태영역 2로 구성되어 있다고 할 수 있다. 성토지반이 침하할 때 지반쐐기영역 1은 변형되지 않았으며 이 지반쐐기영역 양측면의 소성상태영역 2에서만 소성변형이 발생되었음을 알 수 있다. 그림 1(b)는 이 모형실험결과(그림 1(a))에 근거하여 작도한 편칭전단파괴의 기하학적 형상이다.

즉 지반쐐기영역 1은 밑면의 사이각이 ω 인 이등변 삼

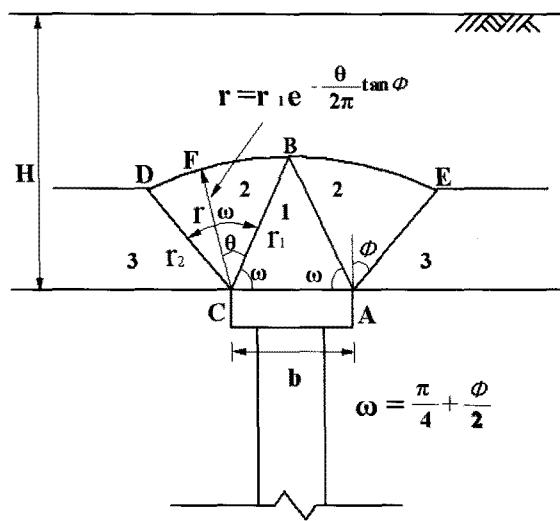
각형으로 도시할 수 있으며 실험에서 측정된 사이각 ω 는 성토지반의 내부마찰각 ϕ 와 $(\pi/4 + \phi/2)$ 의 관계를 가짐을 알 수 있다.

한편 소성영역 2는 영역 3과의 사이에 발달하는 전단띠(Shear band) AE면과 CD면 및 곡선경계면 \widehat{BE} 와 \widehat{BD} 로 도시할 수 있다. 여기서 소성상태영역 2는 지반쐐기 영역 1에서 외측으로 ω 와 동일한 각도로 발생되며 곡선 경계면인 \widehat{BE} 와 \widehat{BD} 는 대수나선으로 표현할 수 있다.

즉 말뚝캡보 위에 편칭전단파괴가 발생할 경우 편칭 전단영역은 말뚝캡보의 두 모서리에서 연직축과 외측으로 흙의 내부마찰각 ϕ 만큼의 각도를 이루는 면과 말뚝캡보 위의 삼각형쐐기의 정점 B에서 좌우로 그려지는 대수나선면으로 둘러싸여 있다고 할 수 있다. 대수나선으로 도시되는 곡선경계면 \widehat{BE} 와 \widehat{BD} 의 곡률반경 r 은 식 (1)과 같이 된다.



(a) 성토지반의 변형거동



(b) 편칭전단파괴의 기하학적 형상

그림 1. 성토지반 속의 편칭전단파괴 형상

$$r = r_1 e^{\frac{\theta}{2\pi \tan \phi}} \quad (1)$$

여기서 r_1 은 $\theta=0$ 일 때의 곡률반경으로 AB 및 BC 의 길이와 같다. 한편 AE 및 CD 에서의 곡률반경 r_2 는 θ 가 ω 일 때이므로 $\omega = (\pi/4 + \phi/2)$ 를 식 (1)에 대입하여 식 (2)와 같이 된다.

$$r_2 = r_1 e^{-(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \frac{1}{2\pi \tan \phi}} \quad (2)$$

2.2 연직하중 산정식

그림 1에 도시된 편칭전단의 기하학적 형상에 근거하여 성토지반 내에서 편칭전단의 발달로 인하여 말뚝에 전이되는 성토하중 P_v 의 산정식을 식 (3)과 같이 유도한 바 있다(홍원표 등 2000).

$$P_v = \gamma b \left(H - \frac{H_3}{2} \right) + \left\{ \gamma \left(H - \frac{H_3}{2} \right) \tan \phi + c \right\} \frac{b}{\tan \alpha} \quad (3)$$

여기서 P_v 는 캡보의 장축방향으로 단위길이당 값으로 표시한 연직하중이다.

식 (3)의 b 는 말뚝캡보의 폭이고 γ , ϕ 와 c 는 각각 성토재의 단위체적중량, 내부마찰각과 점착력이다. 그리고 H 와 H_3 는 각각 성토고와 지반쐐기영역의 높이이다.

또한 α 와 H_3 는 식 (4)와 식 (5)로 나타낼 수 있다.

$$\alpha = \pi/4 - \phi/2 \quad (4)$$

$$H_3 = \frac{b}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5)$$

만약 성토고 H 가 지반쐐기높이 H_3 보다 낮은 높이까지 밖에 성토시공이 되어 있지 않으면 그림 1(b)에 도시된 지반쐐기가 완전히 형성될 수 없을 것이다. 이 경우는 지반쐐기 높이 H_3 와 $\tan \alpha$ 의 값을 각각 H 와 $b/2H$ 로 바꾸어 식 (3)에 대입해야 하므로 연직하중 P_v 는 식 (6)과 같이 나타낼 수 있을 것이다. 따라서 이 경우의 연직하중 P_v 는 식 (3) 대신 식 (6)을 사용하여 산출하여야 할 것이다.

$$P_v = \gamma b \frac{H}{2} + \left\{ \frac{1}{2} \gamma H \tan \phi + c \right\} 2H \quad (6)$$

2.3 이론식의 특징

앞 절에서 제안된 이론식에는 말뚝캡보와 성토재의

특성에 관련된 많은 매개변수가 포함되어 있다. 따라서 성토지지말뚝의 하중전이에 영향을 주는 다양한 요인

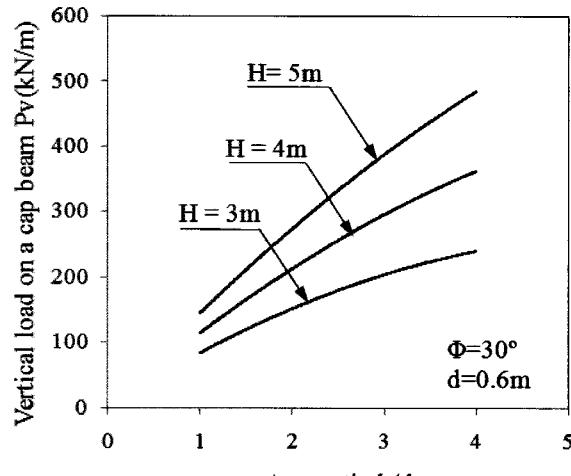


그림 2. 말뚝캡보 폭의 영향

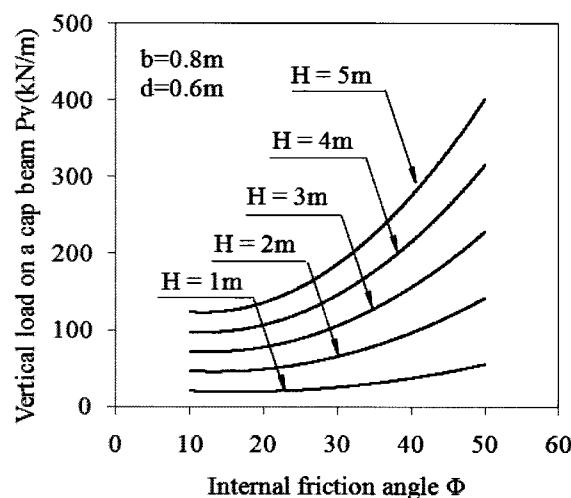


그림 3. 성토재의 내부마찰각의 영향

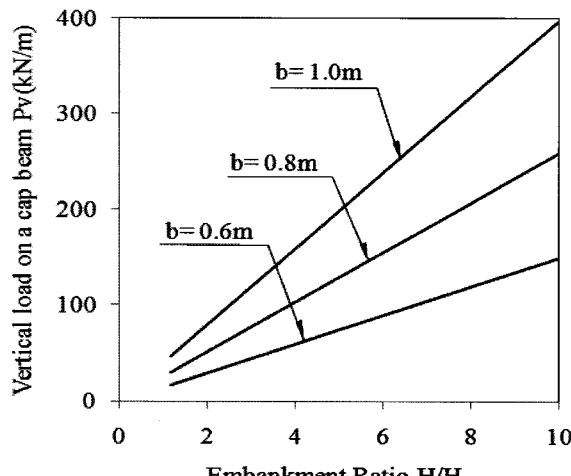


그림 4. 성토고의 영향

의 특성을 검토하기 위해서는 이 이론식을 활용할 수 있을 것이다. 말뚝캡보와 성토재의 특성에 관련된 영향 요인은 크게 둘로 구분할 수 있을 것이다. 즉, 말뚝캡보에 관련된 요인으로는 말뚝캡보의 폭을 대표적으로 들 수 있으며, 성토재에 관련된 요인으로는 성토높이와 성토재의 전단강도정수를 들 수 있을 것이다.

그림 2, 그림 3 및 그림 4는 다양한 매개변수의 변화에 따른 말뚝캡보에 작용하는 연직하중의 변화를 조사한 결과이다. 본 매개변수 영향검토에서는 성토재의 내부마찰각, 성토고 그리고 말뚝캡보폭의 세 가지를 연직하중에 미치는 주요 영향인자로 정하여 검토하기로 한다.

본 검토에서는 성토지지말뚝의 직경이 0.6m이며 말뚝캡보의 폭이 0.8m인 경우를 기본으로 한다. 또한 성토재는 단위체적중량이 15.5kN/m^3 이고 내부마찰각이 30° 인 경우를 기본으로 하여 산정한다. 그리고 성토높이는 지반쐐기의 높이보다 큰 경우만을 대상으로 고려한다.

우선 그림 2는 말뚝캡보의 폭 b 의 변화에 따른 연직하중의 변화를 나타낸 그림이다. 이 그림에서 캡보의 폭은 캡보의 폭 b 와 말뚝의 직경 d 의 비인 b/d 로 환산하여 나타낸다.

그림 2에서 보는 바와 같이 같은 높이의 성토에서는 캡보폭이 넓을수록 성토하중이 더 크게 전이되므로 캡보에 더 큰 연직하중이 작용하게 됨을 알 수 있다. 그러므로 캡보의 강성을 충분히 확보할 수 있다면 폭이 넓은 캡보를 사용할수록 성토하중의 전이가 효과적임을 알 수 있다.

그림 3은 성토재의 내부마찰각의 변화에 따른 연직하중의 변화를 조사한 결과이다. 그림 3에 의하면 성토높이가 같은 경우 성토재의 내부마찰각이 클수록 성토하중이 말뚝에 더 많이 전이됨을 알 수 있다. 따라서 내부마찰각이 큰 성토재를 사용할수록 성토중량이 말뚝캡보로의 하중전이가 더 효율적임을 알 수 있다.

한편 성토고의 증가에 따라 캡보에 작용하는 연직하중의 변화 상태는 그림 4에 도시된 바와 같다. 이 그림에서 성토고는 캡보 위에 발달하는 지반쐐기의 높이 H_3 와 성토고 H 의 비인 H_3/H 로 환산하여 나타냈다. 그림 4에서 보는 바와 같이 말뚝이 캡보에 작용하는 연직하중을 충분히 지지할 수 있도록 설계되어 있다면 성토고가 높을수록 캡보에 전달되는 연직하중은 선형적으로 증가함을 알 수 있다.

3. 모형실험

3.1 모형실험장치

3.1.1 실험장치 계통도

본 연구에 사용된 모형실험장치의 전체 계통도는 그림 5에 도시된 바와 같다. 모형실험장치는 크게 모형말뚝과 토조, 모래살포기 및 하중측정장치로 구성되어 있다. 먼저 토조 내부에 1 열의 말뚝으로 지지된 캡보, 연약지반 및 하중계를 설치한 후 모래살포기로 모래성토층을 단계별로 형성시키면서 말뚝캡보에 작용하는 연직하중을 말뚝과 캡보 사이에 설치한 하중계로 측정한다. 여기서, 하중계(Load cell), 연결판(connection board) 및 컴퓨터로 구성되어 있는 하중계측장치는 성토지지말뚝 위에 설치되어 있는 하중계를 통해 측정된 연직하

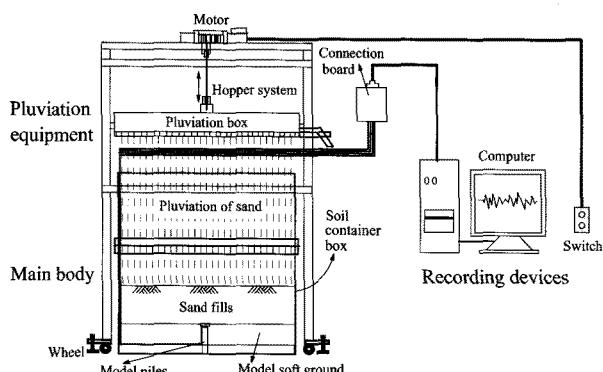


그림 5. 실험장치의 계통도

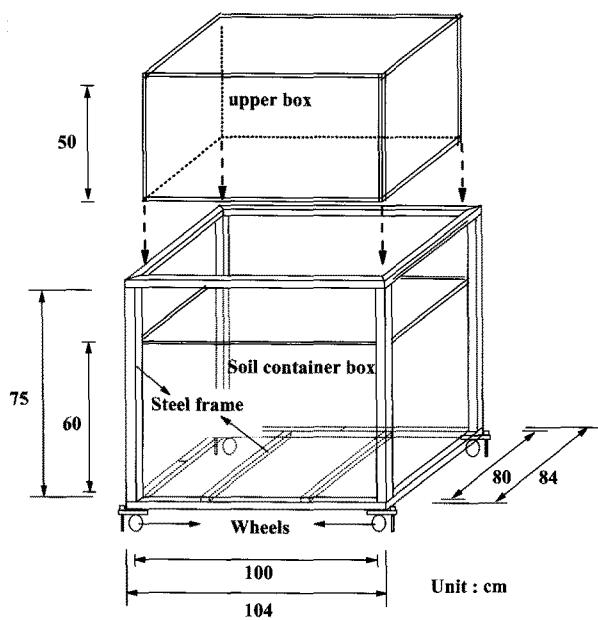


그림 6. 토조 및 토조보강장치

중을 컴퓨터에 입력·저장하는 장치이다.

3.1.2 토조 및 모형말뚝

토조는 그림 6에 나타낸 바와 같이 모형말뚝간의 간격과 성토높이, 말뚝캡의 길이 등을 고려하여 길이 100cm, 폭 80cm, 높이 110cm로 제작하였다. 이 때 모형말뚝의 설치를 용이하게 하고 단계별 성토시 낙하높이를 일정하게 유지시키기 위하여 토조를 연약지반 상부 약 50cm에서 분리가 가능하도록 하였다. 또한, 토조의 재료는 토조 안의 거동을 관찰할 수 있도록 10mm 두께의 투명 아크릴을 사용하여 제작하였다. 모래를 채웠을 때 성토하중으로 인한 토조의 변형을 방지하고 토조의 이동이 용이하게 하기 위하여 그림 6에 도시한 바와 같이 바퀴가 달린 강재프레임으로 토조보강장치를 제작하였다.

그림 7에 상세하게 도시된 모형말뚝은 직경이 3cm이고 길이가 15cm인 알루미늄봉으로 제작하였다. 모형말뚝은 토조 바닥에 미리 마련된 말뚝 고정판에 고정시킨다. 여기서 말뚝 고정판도 알루미늄으로 제작하였다. 그림 7에서 보는 바와 같이 두 개씩의 모형말뚝을 한 개의 캡보로 연결하며 말뚝 사이의 간격을 12cm로 설치한다.

캡보는 두께가 2cm이고 길이가 24cm인 알루미늄판으로 제작하였다. 캡보의 폭은 4cm와 8cm의 두 종류로 제작하여 사용한다. 토조 중앙에 두 개씩의 모형말뚝으로 지지된 캡보 세 개를 일렬로 연결하여 72cm 길이의 캡보를 그림 8(b)에 도시한 바와 같이 설치한다. 첫 번째와 두 번째 캡보 아래와 말뚝머리 사이에 두 개씩 4개의 하중계(Load cell)를 그림 7에서 보는 바와 같이 설치한다. 이와 같이 토조의 내부에 캡보를 씌운 1열의 줄말뚝과 연약지반을 조성한다.

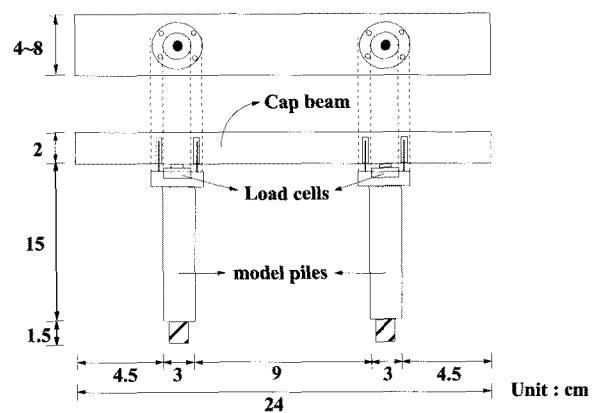
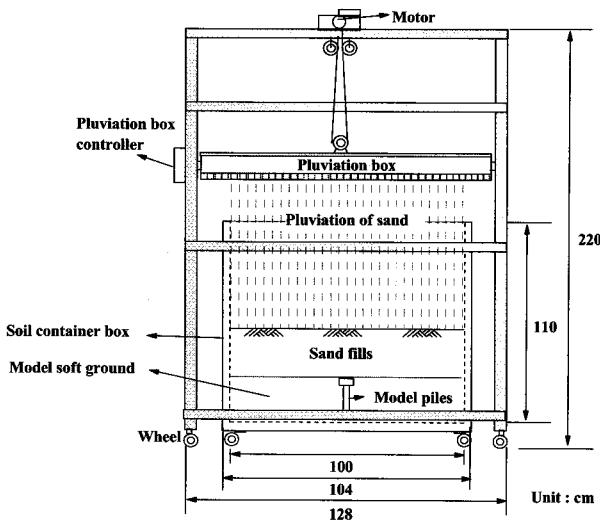


그림 7. 캡보로 연결된 모형말뚝



(a) 정면도

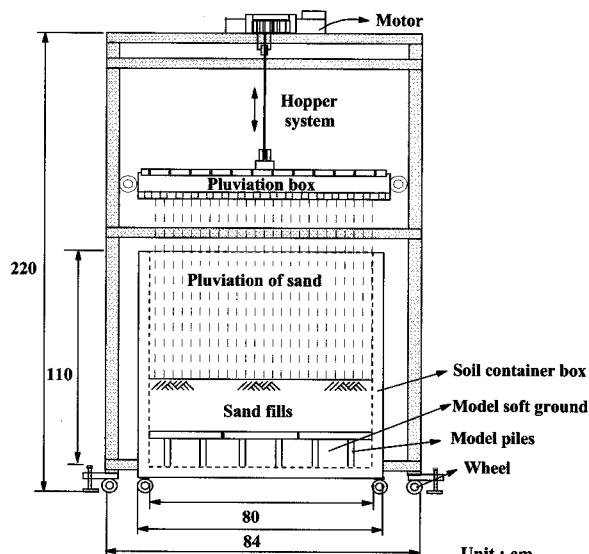


그림 8. 모래살포장치

3.1.3 모래살포장치

토조 속에 모래를 소정의 높이에서 자유낙하시켜 상대밀도를 일정하게 유지시키면서 단계별로 성토를 수행하기 위하여 그림 8과 같이 모래살포장치를 제작하였다. 모래살포장치의 외부차수는 길이 128cm, 폭 117cm, 높이 220cm이며 받침대 밑에 바퀴가 달려있어 자유로이 이동시킬 수 있다. 모래살포장치의 상부프레임에 설치된 모터로 승강기의 원리를 이용하여 스위치를 누르면 모래살포상자를 원하는 위치로 이동시켜 낙하고를 자유로이 조절할 수 있다.

모래살포장치 속에 하단의 토조를 굴려 넣은 상태에서 모래살포상자는 상하로 143cm까지 이동가능하다. 하

단토조 위에 상단토조를 연결시킨 후에는 상하이동 가능거리가 93cm까지가 된다. 따라서 본 모래살포상자는 낙하고를 90cm까지 조절할 수 있다.

모래살포상자의 바닥은 10mm 두께의 상하부철판으로 이루어져 있다. 이 상하부철판에는 10mm 직경의 구멍들이 많이 뚫려있다. 상하부철판의 구멍이 엉갈린 상태에서 모래살포상자 속에 모래를 채워 넣은 후 구멍들이 일치하도록 작동시키면 모래살포상자 속의 모래가 비 오듯이 낙하하게 된다. 상하부철판 중 상부철판은 고정철판이고 하부철판은 이동철판이다. 즉, 모래살포시에 상부철판을 고정점으로 하고 지렛대의 원리를 이용하여 하부철판을 움직인다.

3.2 사용시료

모형실험에서 성토재는 주문진 표준사를 사용하며 토질특성은 표 1에 나타낸 바와 같다. 즉, 균등계수 $C_u=1.78$ 이고 곡률계수 $C_c=0.9$ 이며 비중 $G_s=2.62$ 이다. 또한 건조 상태에서 최대건조단위중량과 최소건조단위중량은 각각 16kN/m^3 과 14kN/m^3 이다. 모래의 상대밀도가 72.8%인 건조모래상태에서 모형실험을 실시한다. 상대밀도가 72.8%일 때 단위체적중량은 15.4kN/m^3 이고 배수삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은 40.2° 이었다. 여기서, 상대밀도 72.8%는 성토모래의 낙하고를 변화시키면서 수행한 상대밀도 실험결과로부터 낙하고 80cm에서 자유낙하시켜 형성된 모래지반의 상대밀도에 해당한다.

한편, 모형실험에 사용한 연약지반재료로는 스펀지고무를 사용한다. 점토를 연약지반재료로 사용하여 하중실험을 수행한 결과와 점토 대체 재료인 스펀지고무로 연약지반을 형성시켜 실험을 실시한 결과를 비교한 이전 연구(홍원표 등 2000)에서 스펀지고무를 연약지반 대체재료로 사용하여도 실용적으로 차이가 없음이 검

표 1. 주문진 표준사의 토질특성

체분석	D_{10}	0.41
	D_{30}	0.52
	D_{60}	0.7
	C_u	1.78
	C_c	0.9
비중(G_s)		2.62
최대건조밀도(kN/m^3)		16.0
최소건조밀도(kN/m^3)		14.0
내부마찰각(상대밀도 72.8%)		40.2°

증된 바 있다.

3.3 실험 계획 및 순서

본 모형실험은 성토지지말뚝 위 성토지반 속에 발달하는 편침전단에 의하여 말뚝에 전이되는 성토하중의 크기를 측정하는 것을 목적으로 한다. 따라서 그림 8(b)에서 보는 바와 같이 먼저 모형말뚝 여섯 개를 12cm간격으로 토조 바닥 고정판에 1 열로 고정 설치한다. 이 말뚝들 위에 폭이 4cm 혹은 8cm이고, 길이가 24cm인 말뚝 캡보 3개를 일렬로 연결 설치한다.

즉 토조 내부에 말뚝과 캡보, 하중계 및 연약지반용 고무스펀지를 설치하고 토조를 모래살포장치에 굴려 넣은 후에 모래살포기를 배치시킨다. 모래살포상자 내부에 8cm 높이로 모래를 쌓고 낙하고가 80cm가 되도록 모래살포상자의 높이를 조절하여 모래를 살포한다. 이와 같이 하여 한층 분량의 모래 살포가 완료되면 이때의 성토높이와 연직하중을 정해진 시간 간격으로 측정하여 PC에 저장한다. 이와 같은 과정을 7회 반복하여 성토고가 50cm정도가 될 때까지 실험을 실시한다.

각 단계별 성토재하시간은 24시간의 장기재하방식과 2시간의 단기재하방식의 두 가지 재하방법으로 실험을 실시한다. 따라서 본 연구에서는 표 2에 정리되어 있는 바와 같이 4가지 경우에 대한 모형실험을 실시한다.

4. 실험결과 및 고찰

4.1 성토하중의 전이거동

그림 9와 그림 10은 장기재하방식실험과 단기재하방식실험에서 말뚝캡보에 전이되는 성토하중의 변화를 나타낸 그림이다. 즉 7단계로 나누어 실시한 각 성토 단계별로 말뚝캡보에 작용하는 연직하중의 변화를 시간에 따라 정리한 결과이다.

성토 초기의 저성토단계를 제외하고는 일반적으로 말

표 2. 실험계획

번호	말뚝캡보폭(cm)	성토단계별 재하시간
1	4	24시간
2	4	2시간
3	8	24시간
4	8	2시간

뚝캡보에 전이되는 연직하중은 각 단계별 성토 직후 급히 증가한 후 시간에 따라 서서히 증가하다가 일정치에 수렴하는 거동을 보이고 있다.

다만 성토 초기의 저성토단계에서는 연직하중의 증가 거동이 분명하지 못한 것으로 나타났다. 특히 첫 번째 재하단계에서는 성토 직후 연직하중이 다소 감소한 후 일정치에 수렴하는 거동을 보이고 있다. 이는 첫 번째 성토단계에서는 성토하중에 의하여 대체연약지반재료인 고무스펀지가 압축되므로 인하여 하중전이가 불완전하여져서 안정될 때까지 연직하중이 다소 감소한 것으로 생각된다. 즉 초기재하단계에서는 성토하중에 의하여 연약지반이 먼저 침하하게 되며 이 침하로 인하여 성토모래가 말뚝캡보 양 옆으로 다소 이동하게 되므로 성토하중의 하중전이 거동에 영향을 끼쳐 연직하중이 감소하게 된 것으로 생각된다.

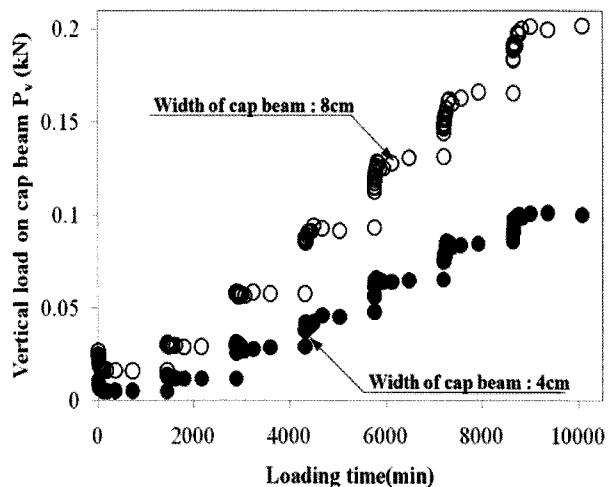


그림 9. 장기재하실험결과

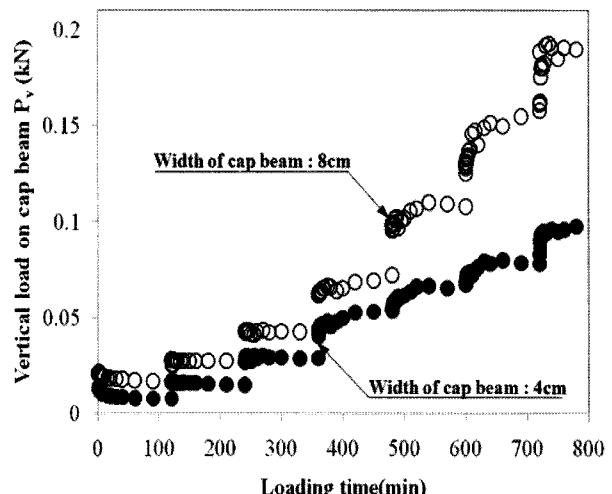


그림 10. 단기재하실험결과

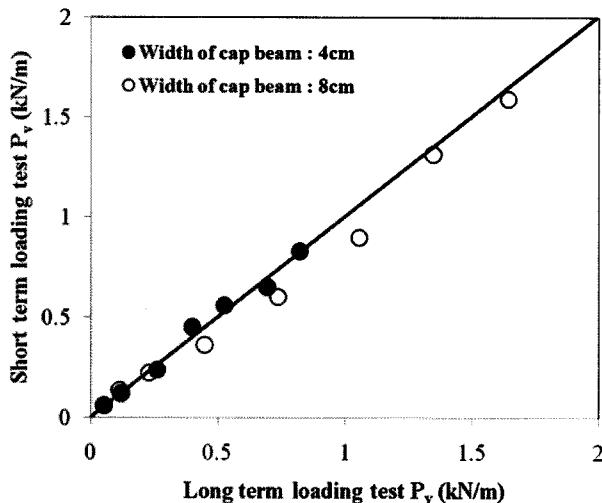


그림 11. 장기재하실험과 단기재하실험의 비교

한편 두 번째 및 세 번째 재하단계에서는 연직하중이 성토 직후 수렴하는 거동을 보이고 있다. 그러나 네 번째 재하단계에서 부터는 성토 직후 연직하중이 점차 증가한 후 수렴하는 정상적인 성토하중의 하중전이거동을 보이고 있다.

이상과 같은 초기재하단계부터 최종재하단계까지의 하중전이거동은 4cm와 8cm 폭의 말뚝캡보에 대한 장기재하실험과 단기재하실험 모두에서 동일하게 나타났다.

그림 11은 그림 9와 그림 10에 도시된 장기재하실험과 단기재하실험에서 말뚝캡보에 전이된 성토하중 중 각 재하단계에서 측정된 최종연직하중을 서로 비교한 결과이다. 즉 장기재하실험과 단기재하실험에서 측정된 각 성토 재하단계별 최종연직하중 값을 각각 그림 11의 횡축과 종축에 나타내어 서로 비교해 보았다. 만약 이들 연직하중 값이 그림 중 중앙의 45도선에 도시되면 두 측정치가 일치함을 의미한다. 그림 11의 결과를 보면 4cm와 8cm 폭의 말뚝캡보에 대한 실험결과 모두 중앙 45도선에 거의 일치함을 알 수 있다. 즉 2시간 단기재하방법에서 수렴된 연직하중은 24시간 장기재하방식에서 수렴된 연직하중과 차이가 별로 없음을 알 수 있다. 따라서 이 결과는 2시간 단기재하방식으로 실험을 실시하여도 충분한 정도의 실험결과를 얻을 수 있음을 의미한다. 이는 성토재료가 모래여서 성토증량의 하중전이가 비교적 빠른 시기에 수렴하기 때문으로 판단된다.

4.2 실험치와 이론치의 비교

그림 12는 말뚝캡보에 전이되는 연직하중의 실험값

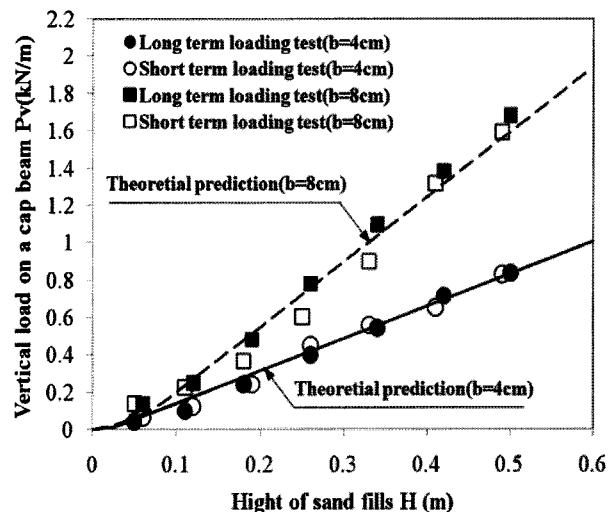


그림 12. 말뚝캡보전이 연직하중의 모형실험치와 이론예측치의 비교

과 예측값을 비교한 결과이다. 실험값은 표 2에 정리된 네 가지 경우의 모형실험에서 측정된 연직하중 값이며 예측값은 식 (3)과 식 (6)을 적용하여 이론적으로 산정한 값이다. 종축의 연직하중은 말뚝캡보에 작용하는 연직하중을 단위길이당 캡보에 작용하는 하중으로 환산한 값이다.

이 그림에 의하면 성토고가 높아짐에 따라 말뚝캡보에 전이되는 성토하중의 크기가 이론적으로 예상한 바와 같이 선형적으로 증가됨을 실험적으로도 확인할 수 있다.

그리고 그림 12에서는 폭이 다른 두 종류의 말뚝캡보에 대한 실험 결과가 도시되어 있으므로 말뚝캡보 폭의 영향도 관찰할 수 있다. 폭이 좁은 말뚝캡보의 연직하중 실험치는 그림 속에 원으로 표시하였고 폭이 넓은 말뚝캡보의 연직하중 실험치는 사각형으로 표기하였다. 실험결과에 의하면 폭이 좁은 말뚝캡보 뿐만 아니라 폭이 넓은 말뚝캡보에서도 캡보에 전이되는 성토하중의 선형적 증가 경향은 동일하게 나타났으며 실험치는 이론적 예측치와 모두 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

또한 그림 12로 부터 말뚝캡보 폭이 넓은 경우는 좁은 경우에 비하여 동일한 성토높이에서 말뚝에 전이되는 성토하중이 크게 작용함도 알 수 있다. 따라서 말뚝캡보의 강성을 충분히 확보할 수만 있다면 말뚝캡보의 폭을 크게 하는 것이 성토하중을 전이시키는데 더 유리함을 확인할 수 있었다. 이는 이론식의 검토결과인 그림 2에서 보여준 바와 동일 한 경향임을 알 수 있다.

그림 12의 결과로 부터 식 (3)은 말뚝캡보 위 성토지 반내에 편침전단이 발생하는 경우 성토지반 속에서 말

뚫캡보에 전이되는 연직하중을 예측하는데 적합한 식임을 알 수 있다.

5. 이론식의 현장 적용성

제 2장에서 설명한 이론에 의거하여 산정된 연직하중의 예측치는 모형실험에서 구한 실험치와 잘 일치함을 앞장에서 확인할 수 있었다. 이 이론을 현장에 적용할 수 있는지를 검증하기 위하여 성토지지말뚝이 시공된 한 연약지반에서 계측을 실시한 결과(건설교통부 1998)를 활용하여 고찰해보고자 한다.

5.1 현장개요

성토지지말뚝이 설치된 본 현장은 지표매립층 아래에 연약한 실트질 점토층이 지표면아래 1.5m에서 9m 깊이 사이에 분포하고 있다. 이 실트질 점토층 아래에는 자갈 섞인 실트질 모래층이 32m 깊이까지 분포되어 있으며 그 아래는 조밀한 풍화토층이 존재하고 있다.

실트질 점성토층의 N값은 7.5m 깊이까지는 2~8이고 7.5m에서 10.5m 깊이 사이에서는 N값이 깊이에 따라 급속히 증가하여 50에 이르고 있다. 10.5m 깊이 이하에서는 N값이 50으로 매우 조밀한 상대밀도를 보인다. 다만 20m 깊이 지점에서만은 N값이 17이 되는 층이 협재되어있다.

성토에 사용한 성토재의 단위체적중량과 내부마찰각은 각각 18.3kN/m^3 과 27.7° 이었다. 직경 406mm, 두께 9mm, 길이 22m인 강관말뚝 3개를 2.5m 간격으로 1열로 시공하고 이들 말뚝두부에 폭 800mm, 두께 600mm, 길이가 7.5m인 철근콘크리트캡보가 설치되어 있다. 이와 같은 말뚝열과 캡보를 8m 간격으로 두 열을 설치하였다. 두 캡보 사이의 간격이 8m 이므로 두 캡보 사이에 지반아침이 발달하기가 용이하지 않을 것이다. 뿐만 아니라 이들 말뚝캡보의 우측에는 또 다른 캡보를 설치하지 않았음으로 캡보 사이에 지반아침이 발달하기가 더욱 어려운 상태이다. 본 현장에서와 같이 캡보를 설치한 상태는 캡보를 단독으로 설치한 상태와 유사하다고 할 수 있을 것이다.

5.2 연직하중의 실측치와 예측치의 비교

그림 13은 성토시공이 진행됨에 따라 말뚝캡보에

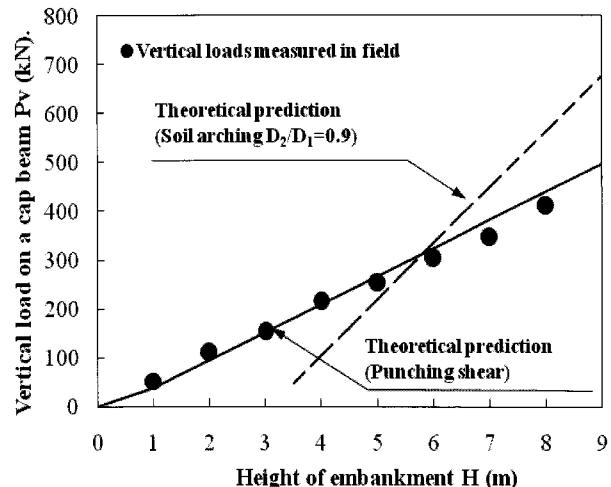


그림 13. 말뚝캡보전이 연직하중의 현장계측치와 이론예측치의 비교

전이되는 성토하중의 전이거동을 보여주고 있다. 말뚝캡보에 전이되는 성토하중은 말뚝캡보에서 측정된 연직하중으로 나타났다. 이 그림에서는 현장에서 측정된 연직하중을 이론식에 의해 산정된 예측치와 비교하고 있다.

여기서 이론식에 의한 예측치는 편칭전단이론과 지반아침이론에 의하여 산정된 두 값을 함께 도시 비교하여 보았다. 우선 편칭전단이론에 의해 예측된 연직하중은 식 (3)에 의해 산정된 결과이며 지반아침이론에 의해 예측된 연직하중은 지반아침이론에 대한 선행연구(Hong et al. 2007)를 참고로 하여 산정하였다. 이 지반아침이론을 적용할 때 필요한 말뚝캡보 사이의 간격비(D_1/D_2)는 0.9로 하여 산정하였다. 여기서 D_1 은 말뚝캡보의 중심간 간격이고 D_2 는 말뚝캡보 사이의 순 간격이다.

그림 13에 의하면 편칭전단이론에 의해 산정된 연직하중의 예측치는 현장에서 계측한 측정치와 잘 일치하고 있는 반면에 지반아침이론에 의해 산정된 연직하중은 계측치와는 잘 일치하지 않고 있음을 볼 수 있다.

또한 현장에서 측정된 연직하중과 편칭전단이론으로 예측한 연직하중은 성토시공이 진행됨에 따라 선형적으로 증가하는 동일한 하중전이거동을 잘 보여주고 있다. 결과적으로, 본 현장에 설치된 성토지지말뚝 위 성토지반 속에서는 지반아침은 발생되지 않고 편칭전단이 발생되었다고 생각할 수 있다. 따라서 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중을 예측하기 위해서는 지반아침의 메커니즘보다는 편칭전단의 메커니즘을 적용하는 것이 적합하다고 할 수 있다.

일반적으로 성토지지말뚝으로 지지된 성토지반 속에서 지반아침을 발달시키기 위해서는 말뚝을 여러 개의 열로 설치하고 각 열에 속한 말뚝의 두부를 캡보로 연결한다. 그러나 성토지지말뚝을 여러 개의 열로 설치하였다고 하여도 말뚝캡보 사이의 간격이 매우 넓거나 성토 높이가 너무 낮으면 지반아침이 성토지반 속에 발달하지 못하고 말뚝캡보 상부에 편침전단만이 발달될 수 있다고 할 수 있다. 이러한 경우는 하나의 말뚝캡보가 존재하는 상태와 유사하다고 할 수 있다. 따라서 성토지지말뚝을 설계할 때는 성토지반 속에 지반아침이 발생되지 못하고 편침전단에 의하여 성토하중이 말뚝에 전이되는 경우도 반드시 검토하여야 한다.

6. 결 론

말뚝으로 지지된 성토지반 내에 발달한 편침전단파괴형상을 모형실험으로 관찰하고 고찰을 할 수 있었다. 편침전단파괴영역은 지반쐐기영역과 소성상태영역으로 구성되어 있다. 지반쐐기영역은 말뚝캡보 바로위에 발생되며 이 지반쐐기영역 양 측면으로 소성상태영역이 발생된다.

편침전단파괴의 형상에 근거하여 성토지지말뚝에 전이되는 성토하중을 산정하기 위한 이론해석을 실시하여 이론식이 확립되었다. 이 이론식에는 성토중량 중 말뚝캡보로 전이되는 연직하중에 영향을 주는 캡보폭, 성토재의 내부마찰각, 성토고와 같은 주요 매개변수가 모두 포함되어 있다. 이 이론식의 검토를 통하여 캡보의 강성을 충분하게 확보할 수 있다면 폭이 넓은 캡보를 사용할수록 그리고 내부마찰각이 큰 성토재를 사용할수록 말뚝으로의 성토하중전이가 더 효율적임을 알 수 있다. 또한 캡보에 작용하는 연직하중을 충분히 지지할 수 있도록 말뚝이 설계되어 있다면 성토고가 증가함에 따라 캡보에 전달되는 연직하중도 선형적으로 증가함을 알 수 있다.

편침전단 메카니즘에 의거 성토지지말뚝에 전이되는 연직하중 산정이론식의 신뢰성을 검증하기 위해 별도의 모형실험을 추가 실시하였다. 두 종류의 말뚝캡보폭에 대하여 모형실험을 실시하였으며 하중재하방식도 매 하중단계에서 장기재하방식과 단기재하방식의 두 가지 방법이 적용되었다. 모형실험결과 성토하중의 재하시간은 2시간 정도로 하여도 충분함을 알 수 있었다. 또한 모형실험에서 측정된 연직하중의 측정값은 편침전단이

론에 의거 산정된 예측치와 잘 일치하고 있고 하중전이 거동도 잘 예측할 수 있었다.

또한 이 이론식에 의해 예측된 연직하중은 캡보의 간격이 너무 넓게 설치된 성토지지말뚝의 한 현장에서 측정된 현장계측 결과와도 잘 일치하고 있다. 결국 두 개의 캡보 사이의 간격이 너무 넓거나 연약지반에 충분한 성토고를 확보하지 못하는 경우에는 성토지지말뚝으로 지지된 성토지반 내에 지반아침이 발달하기가 용이하지 않음을 확인할 수 있다. 이러한 경우의 성토하중의 전이는 지반아침의 메커니즘보다 편침전단의 메커니즘에 의거 발생될 수 있으므로 성토지지말뚝의 설계에 있어서는 지반아침현상 뿐만 아니라 편침전단 현상에 의한 성토하중전이도 반드시 함께 고려하여야 한다.

감사의 글

이 논문은 2009년 중앙대학교 교내학술 연구비 지원에 의한 것임을 밝히며 동 지원에 감사의 뜻을 표하는 바이다.

참 고 문 헌

- 건설교통부 (1998), 성토지지말뚝을 이용한 연약지반상 구조물의 축방이동억지효과에 관한 연구, R&D/96-0063.
- 홍원표, 윤중만, 서문성 (1999), “말뚝으로 지지된 성토지지말뚝”, 한국지반공학회논문집, 제15권 제4호, pp.207-220.
- 홍원표, 이재호, 전성권 (2000), “성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석”, 한국지반공학회논문집, 제16권 제1호, pp.131-143.
- BS8006 (1995), *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*, British Standards Institution, London, pp.105-106.
- Bujang, B. K. H. & Faisal, H. A. (1993), “Pile Embankment on Soft Clay: Embankment”, Proc. International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, FHWA, Vol.II, pp.1069-1082.
- Gartung, E. & Verspohl, J. (1996), “Geogrid reinforced embankment on pile-Monitoring”, Proc. International symposium on Earth Reinforced piled embankment, Fukuoka, Japan, pp.209-214
- Hewlett, W. J. and Randolph, M. F. (1988), “Analysis of piled embankments”, *Ground Engineering*, London, England, Vol.21, No.3, pp.12-18.
- Heyman, L. (1965), “Measurement of the influence of lateral earth pressure on pile foundation”, Proc. 6th ICSMFE, Vol.2, pp.257-260.
- Holmberg, S. (1978), “Bridge approaches on soft clay supported by Embankment piles”, *Geotechnical Engineering*, Vol.10, pp.77-89
- Hong, W. P. (2005), “Lateral soil movement induced by unsymmetrical surcharges on soft grounds in Korea”, Special lecture, Proc. IW-SHIGA 2005, Japan, pp.135-154.
- Hong, W. P., Lee, J. H. and Lee, K. W. (2007), “Load transfer by soil arching in pile-supported embankments”, *Soils and Foundations*,

- Tokyo, Japan, Vol.47, No.5, pp.833-843.
- 12. Johns, C. J. F. P., Lawson, C. R. & Ayres, D. J. (1990), "Geotextile reinforced piled embankment", *Geotextile, Geomembranes and Related Products*, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 8339, pp.155-160.
 - 13. Liu, H. L, Ng, Charles W. W., and Fei, K. (2007), "Performance of a Geogrid-Reinforced and Pile-Supported Highway Embankment over Soft Clay: Case Study", *J Geotech. and Geoenvir. Engng.*, ASCE, Vol.133, pp.1483-1493.
 - 14. Low, B. K., Tang, S. K. and Choa, V. (1994), "Arching in piled embankments", *J. Geotech. Eng. ASCE*, Vol.120, No.11, pp.1917-1937.
 - 15. Reid, W. M. and Buchanan, N. W. (1984), "Bridge approach support piling", *Proc. Conf. Advances in Piling and Ground Treatment*, ICE, pp.267-274.
 - 16. Russell, D. and Pierpoint, N. (1997), "An assessment of design methods for piled embankments", *Ground Engineering*, London, England, pp.39-44.

(접수일자 2010. 2. 10, 심사완료일 2010. 3. 21)

한계해석을 이용한 토사면의 항복지진계수 산정도표 제안 연구

A Study on the Development of a Stability Chart for Yield Seismic Coefficient of Soil Slope Using Limit Analysis

최상호¹ Choi, Sang-Ho

김종민² Kim, Jong-Min

Abstract

Yield seismic coefficient plays an important role in the estimation of permanent displacement of a soil slope subjected to earthquake using Newmark's sliding block theory. However, yield seismic coefficients currently used in practices are not mechanically rigorous since most of them are estimated using limit equilibrium methods considering equilibrium condition only. Therefore, estimation of permanent displacement of a soil slope based on existing yield seismic coefficient may cause problems. Limit analysis estimating the range of mechanically rigorous solution is thought to be effective in evaluating the validity of existing yield seismic coefficient. In this study, a simple stability chart for yield seismic coefficient useful in practices is proposed by considering various slope conditions including stability number, slope inclination, strength parameters, etc.

요지

Newmark 활동블록법을 이용하여 지진시 토사면의 영구변위를 산정할 경우 항복지진계수의 결정은 매우 중요하다. 그러나 기존에 제안된 항복지진계수는 일반적으로 한계평형해석에 기초하고 있어 역학적조건 중 평형조건만을 만족하므로 역학적으로 염밀하지 못하다. 따라서 기 제안된 항복지진계수를 이용하여 토사면의 영구변위를 산정할 경우 문제점을 야기할 수 있다. 한계해석은 역학적으로 염밀한 해의 범위를 산정하는 해석기법으로 항복지진계수의 역학적 염밀성을 판단하는데 유용하다. 본 연구에서는 안정수, 사면경사, 지반물성 등에 따른 다양한 해석조건을 고려하여 실무적용에 유용한 항복지진계수 산정도표를 제안하였다.

Keywords : Limit analysis, Soil slope, Performance based design, Yield seismic coefficient, Stability chart

1. 서론

최근 동남아 국가를 비롯한 주요국가에서 지진활동의 빈도와 규모가 점차 증가되고 있는 추세이다. 이러한 지진경향은 국내의 비탈면 내진설계의 변화에도 적지 않은 영향을 주고 있다. 과거의 내진설계는 안전을

기준의 하중기반설계가 대부분이 였으나 최근에는 변위기준의 성능기반설계(performance-based design)로 점차 변하고 있다. 최근까지 비탈면의 지진 안정성 평가와 영구변위 산정에 관련된 많은 연구가 보고되고 있다. 특히, 수치해석 측면의 연구는 유한요소를 이용한 고급수치해석과 한계평형해석을 포함한 다양한 해석법

1 학생회원, 세종대학교 토폭환경공학과 박사수료 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Sejong Univ.)

2 정회원, 세종대학교 토폭환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Sejong Univ., jongmin@sejong.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

등이 적용되고 있으며 고급수치해석은 지진에 의한 시간-가속도관계의 고려가 가능하나 이것은 숙련도에 따라 적용상 제한이 발생될 수 있으며, 지반의 높은 비선형 거동 때문에 수치해석의 최적해 접근에 많은 어려움이 있다. 한계평형해석은 적용이 간편하고 해석결과가 간단하여 비탈면 안정해석에 광범위하게 사용되고 있으나 파괴면에 작용하는 힘의 평형조건 만을 고려하고 있어 역학적 염밀성이 보장되지 않는 단점을 갖고 있다.

Newmark(1965)는 지진활동에 의한 무한사면의 영구변위를 산정하기 위해 항복가속도를 고려한 활동블럭법(sliding block method)을 제안하였다. 활동블록법은 강성블럭의 활동에 대한 안전율이 1.0이 되는 순간의 강성블럭에 작용하는 가속도를 항복가속도로 정의하고 지반가속도의 크기가 이 항복가속도를 초과할 때 영구변위가 발생한다는 개념이다. 영구변위 산정은 지반가속도와 항복가속도의 차이를 시간에 대해 두번 산정하며, Wilson 등(1983)이 제안한 수치적분 방법이 널리 사용되고 있다(Randall, 1993). Goodman과 Seed(1966)는 실험적으로 활동블럭법의 적용성을 검증하였으며, Franklin과 Chang(1977)은 Newmark법을 이용하여 항복가속도에 따른 영구변위를 예측할 수 있는 도표를 제안하였다. Kutter(1984)는 활동블럭법을 수정하여 점탄소성 활동저항을 갖는 모델을 제시하였고 Sarma(1981)는 과잉간극수압을 고려한 수정모델을 제시하였다. 또한 Chang 등(1984)과 Sawada 등(1994)은 한계해석의 상계정리에 대수나선 파괴면을 적용하여 항복가속도를 산정하고 변위해석을 수행하였다. 항복가속도와 활동블록이론을 이용한 변위해석은 단시간에 양방향으로 작용하는 지진력 요소들을 안정성에 불리한 단방향으로 작용하는 것으로 가정하기 때문에 전체적으로 보수적인 결과를 보이게 된다.

본 연구에서는 한계해석을 이용하여 균질 단순사면에 대해 역학적으로 염밀한 항복지진계수 산정하고 다양한 사면형상을 고려한 안정도표를 제안하고자 한다. 산정된 항복지진계수를 Prater(1979)의 제안값 및 한계평형법(Bishop method)에 의한 해석결과와 비교 평가하여 본 연구의 한계해석으로 산정된 항복지진계수의 적용성을 판단하였다. 또한 해석법에 따라 산정된 항복지진계수를 Newmark 활동블록이론에 적용하여 영구변위를 산정하였으며, 이에 따른 비탈면 안정성 평가에 미치는 영향을 평가하였다.

2. 수치한계해석

2.1 한계해석

한계해석은 소성이론에 근거한 상·하계정리를 이용하여 안정문제의 상·하한값을 도출하는 해석기법이다. 한계해석의 하계해석은 해석대상 토체의 모든 절점에서 Mohr-Coulomb의 항복규준, 평형조건, 응력경계조건을 만족하는 정적허용응력장을 가정하여 역학적으로 염밀한 파괴조건의 하한값을 산정한다. 반면, 상계해석은 해석대상 토체의 모든 절점에서 가상일의 정리, 적합조건, 재료의 흐름조건, 속도경계조건을 만족하는 운동학적 허용속도장을 가정하여 역학적으로 염밀한 파괴조건의 상한값을 산정한다. 따라서 한계해석은 역학적으로 염밀한 파괴조건(파괴하중, 안전율 등)의 범위를 산정해내며, 하한값의 최대값과 상한값의 최소값을 산정하게 되어, 보다 최적화된 해를 찾을 수 있다. 한계해석 경계이론의 가정사항들을 수치해석화하기 위해 선형형상함수를 갖는 유한요소를 이용하여 해석대상 사면을 모델링하였고, 최적해를 산정하기 위해 선형계획법 알고리즘인 Steepest edge active set algorithm을 적용하였다(Sloan, 1988, 1989; Sloan 과 Kleeman, 1995).

2.2 하계해석의 공식화

하계해석은 정적허용응력장의 평형조건만을 고려하므로, 지진시 토사면에 작용하는 하중인 토체의 중량(W) 및 붕괴시 관성력($k_y W$; k_y =항복지진계수)과 토사면내 한 점의 미소 요소에 작용하는 응력은 그림 1과 같다.

대상 토사면의 파괴시 또는 파괴직전의 상태를 의미하는 하계해는 정적허용응력장으로부터 얻어진다. 정적허용응력장은 토체 내 모든 점과 응력불연속면에서의 평형조건, 응력경계조건 그리고 비항복규정($F \leq 0$; F =항복함수)이 만족되어야 한다. 이러한 정적허용 응력조건들은 다음과 같이 식 (1)~식 (4)로 표현될 수 있다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = k_y \gamma ; \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = \gamma \quad (\text{토체내의 평형조건}) \quad (1)$$

$$\sigma_n^a = \sigma_n^b ; \quad \tau^a = \tau^b \quad (\text{응력불연속면의 평형조건}) \quad (2)$$

$$q = \sigma_n = \text{constant}; t = \tau = \text{constant} \quad (\text{응력경계조건}) \quad (3)$$

$$F = (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (2\tau_{xy})^2 - \{2c\cos\phi - (\sigma_x + \sigma_y)\sin\phi\}^2 \leq 0 \quad (\text{비향복조건}) \quad (4)$$

여기서, γ = 흙의 단위 중량, k_h = 항복지진계수, q = 경계 연직응력, t = 경계 전단응력, $\sigma_n^a, \sigma_n^b, \tau^a, \tau^b$ = 인접한 두 개의 응력장 a와 b의 경계면을 따라 발생하는 연직응력(σ_n)과 전단응력(τ)

본 연구에서는 정적허용응력장의 조건을 수치해석식으로 표현하고 이에 최적화 기법을 적용하기 위해 그림 2와 같이 유한요소를 이용하여 사면을 모델링하였다. 요소 내 절점응력의 변화를 식 (5)와 같이 선형으로 가정하여 모든 정적허용응력 조건들이 선형방정식으로 표현되어질 수 있다.

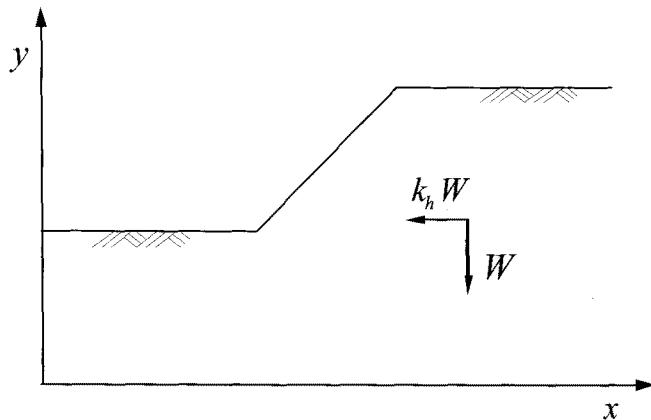
$$\sigma_x = \sum_{I=1,3} N_I \sigma_{xI}; \sigma_y = \sum_{I=1,3} N_I \sigma_{yI}; \tau_{xy} = \sum_{I=1,3} N_I \tau_{xyI} \quad (5)$$

여기서, N_I = 절점좌표의 변수로 표현되는 선형형상 함수

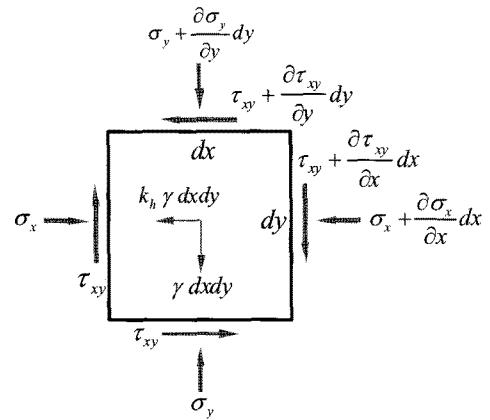
따라서, 정적허용응력조건을 만족하는 하계해석 해의 최대값은 선형계획법을 적용하여 산정할 수 있으며, 본 연구에서는 지진시 토사면의 붕괴를 유발하는 항복지진계수를 최적화의 목적함수로 설정하였다. 항복지진계수의 하한값을 최적화(최대화)하기 위해 선형계획법은 아래의 식 (6)과 같이 쓸 수 있으며, 식 (6)에서 목적 함수와 구속조건은 각각 항복지진계수와 정적허용 응력조건을 나타낸다.

$$\text{목적함수} \quad c^T x \quad (6a)$$

$$\text{구속함수} \quad A_1 x = B_1, \quad A_2 x \leq B_2 \quad (6b)$$

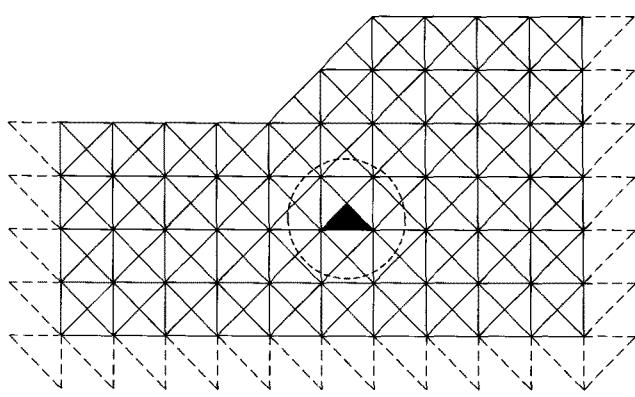


(a) 토사면에 작용하는 지진하중

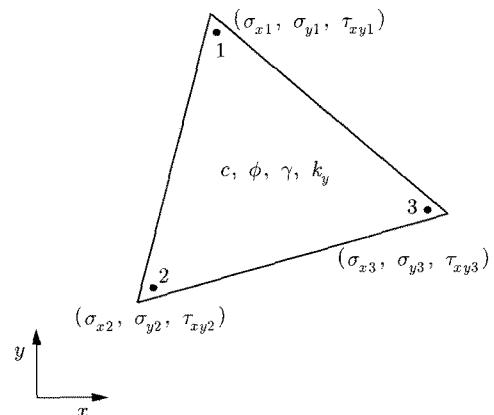


(b) 임의 요소의 응력조건

그림 1. 지진시 토사면에 작용하는 지진하중과 응력조건



(a) 유한요소망 및 경계조건



(b) 유한요소의 응력성분

그림 2. 토사면의 모델링(하계해석)

여기서, $x = \{\sigma_{x1}, \sigma_{y1}, \tau_{xy1}, \dots, \sigma_{xN}, \sigma_{yN}, \tau_{xyN}, k_y\}^T$;
 k_y =항복지진계수; $c = [0, 0, \dots, 0, 1]$; A_1, B_1 =평형조건과
 응력경계조건을 만족하는 선형방정식의 함수행렬, A_2, B_2 =
 비항복조건을 나타내는 선형방정식의 함수행렬

식 (6)의 목적함수에 대한 최적화를 위해 희소행렬(Sparse matrix)문제에 효율적인 Steepest-edge active set algorithm이 사용되었다.

2.3 상계해석의 공식화

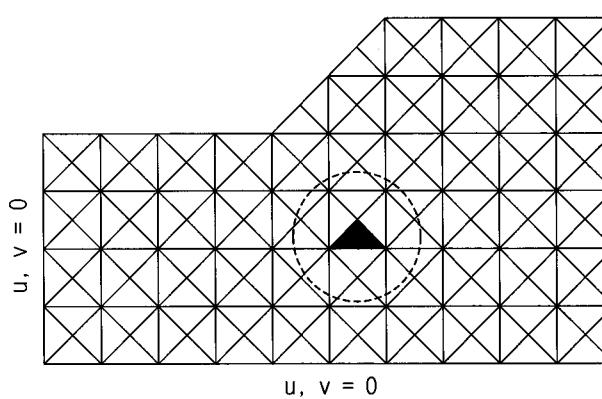
상계해석에서는 운동학적 허용속도장의 적합조건과 구성조건만을 고려하므로 속도를 절점변수로 그리고 소성변형률 증분의 크기를 나타내는 소성증가율(plastic multiplier rate)을 요소변수로 채택하였다. 상계해는 운동학적 허용속도장으로부터 얻어지며 운동학적으로 허용되는 속도장은 토체 내 모든 점과 속도불연속면에서의 관련 유동법칙, 속도 경계조건, 그리고 항복규정($F = 0$)이 만족되어야 한다. 이를 식 (7)~식 (9)와 같이 표현할 수 있으며, 수치하계해석과 동일하게 상계해석의 운동학적 허용속도조건들을 수치모형화 하기 위해서 식 (10)과 같이 절점속도의 변화를 선형으로 가정하였다.

$$\dot{\epsilon}_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_x}, \quad \dot{\epsilon}_y = \frac{\partial v}{\partial y} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_y},$$

$$\dot{\gamma}_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} \quad (\text{적합방정식 및 유동법칙}) \quad (7)$$

$$\Delta u^d = u^b - u^a, \quad \Delta v^d = v^b - v^a$$

$$(\text{속도불연속면에서의 유동법칙}) \quad (8)$$



(a) 유한요소망 및 경계조건

$$F = (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (2\tau_{xy})^2 - \{2c\cos\phi - (\sigma_x + \sigma_y)\sin\phi\}^2 = 0$$

(항복조건) (9)

$$u = \sum_{I=1,3} N_I u_I; \quad v = \sum_{I=1,3} N_I v_I \quad (\text{절점속도}) \quad (10)$$

여기서, λ =소성 증가율(소성 변형이 일어날 때 양수); $\Delta u^d, \Delta v^d$ =각 경계면(불연속면)에서 접선방향 및 연직방향의 속도점프

운동학적 허용속도장의 조건 식 (7)~식 (10)의 공식화에 대한 자세한 설명은 Sloan과 Kleeman(1995) 그리고 Kim(1998)에서 알 수 있다. 상계해석에서 최적화하기 위한(항복지진계수) 목적함수는 식 (11)과 같이 가상일의 방정식으로 표현할 수 있다.

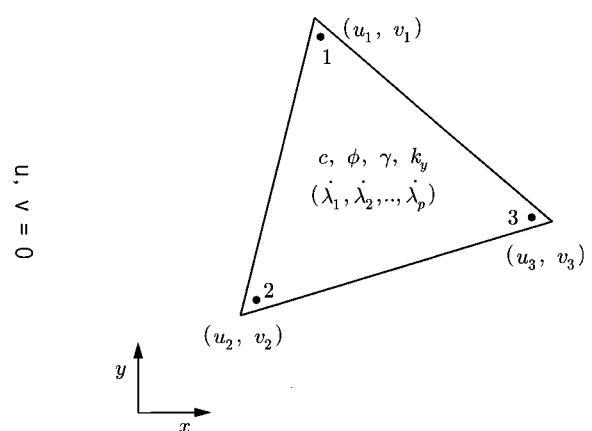
외력이 한일 = 내부에너지 소산

$$\begin{aligned} &= \int_V \gamma u dV + \int_V k_y \gamma u dV \\ &= \int_A c |\Delta u| dA + \int_V (\sigma_x \dot{\epsilon}_x + \sigma_y \dot{\epsilon}_y + \tau_{xy} \dot{\gamma}_{xy}) dV \end{aligned} \quad (11)$$

여기서, γ =토체내의 절점에서 흙의 단위중량; u, v =수평방향 및 수직방향 속도; Δu =속도경계면에서의 접선방향 속도점프

식 (11)을 정리하면 봉괴를 일으키는 항복지진계수는 다음의 식 (12)와 같이 표현될 수 있다.

$$k_y = \frac{\int_L c |\Delta u| dL + \int_A (\sigma_x \dot{\epsilon}_x + \sigma_y \dot{\epsilon}_y + \tau_{xy} \dot{\gamma}_{xy}) dA - \int_A \gamma^e v dA}{\int_A \gamma^e u dA} \quad (12)$$



(b) 유한요소의 응력성분

그림 3. 토사면의 모델링(상계해석)

항복지진계수의 상한값을 최적화(최소화)하는 문제는 식 (7)~식 (9)로 표현되는 운동학적 허용조건 구속 조건으로 하고 식 (12)를 목적함수로 하는 최적화 문제로 표현할 수 있으며, 이를 선형형상함수를 이용한 식 (10)의 유한요소식과 결합하면 다음의 식 (13)과 같은 선형계획법 문제가 된다.

$$\text{목적함수 } c_2^T x_2 + c_3^T x_3 \quad (13a)$$

$$\text{구속조건 } A_{11} x_1 + A_{12} x_2 = 0 \quad (13b)$$

$$A_{21} x_1 + A_{23} x_3 = 0 \quad (13c)$$

$$A_{31} x_1 = B_3 \quad (13d)$$

$$x_2, x_3 \geq 0 \quad (13e)$$

여기서, $x_1 = \{u_1, v_1, \dots, u_N, v_N\}^T$; $x_2 = \{\lambda_{11}, \lambda_{21}, \dots, \lambda_{P1}, \dots, \lambda_{PE}\}^T$; $x_3 = \{|\Delta u_1|, |\Delta u_2|, \dots, |\Delta u_L|\}$; c_2, c_3 = 목적함수 계수의 벡터; A_{ij} ($i=1,2,3$; $j=1,2,3$) = 구속방정식의 계수 행렬

2.4 해석법에 따른 항복지진계수와 파괴형태의 비교

앞 절에서 기술한 수치한계해석 프로그램을 이용하여 산정된 항복지진계수의 적정성을 검증하기 위해 기존 해석방법에 의해 산정된 항복지진계수와 비교를 수행하였다. 기존해석법으로는 국내 비탈면 내진설계지침

(건설교통부, 2006)에서 제안하고 있는 간편해석법인 한계평형해석법을 적용하였으며, 항복지진계수와 파괴형태를 산정하였다. 해석법에 따른 비교를 위한 대상사면의 재원과 지반물성은 그림 4와 같이 결정하였다.

한계평형해석의 다양한 해석법으로 항복지진계수를 산정하기 위해 범용프로그램인 Slope/w(Geostudio 2004)를 이용하여 Ordinary법, Bishop법, Spencer법 해석을 수행하였다. 또한 건설공사 비탈면 설계지침(건설교통부, 2006)에 적용되어 있는 Prater(1979)의 제안값과 함께 비교하였다. 전술한 해석조건과 해석법에 따라 항복지진계수를 산정한 결과를 표 1에 정리하였다.

표 1에서 보듯이 한계해석에 의해 산정된 항복지진계수는 하계해 0.629, 상계해 0.717이고 한계평형법에 의해 산정된 항복지진계수는 한계해석의 범위내에 존재하는 것을 확인 할 수 있었으며, Ordinary법에 의한 항복지진계수를 제외하고 모두 상계해에 다소 근사하였다. 따라서, 수치한계해석으로 산정된 항복지진계수의 상하한 범위는 적절한 것으로 판단된다.

또한 한계해석에 의해 산정된 파괴시점의 변위도와 소성도는 그림 5와 같으며 해석법에 따른 비교를 위해 한계평형해석으로부터 산정된 예상파괴면을 함께 도시하였다. 임의로 파괴면을 가정하여 사면안정성을 평가하는 한계평형해석과 달리 파괴면을 가정하지 않는 한계해석의 변위도와 소성도는 한계평형해석의 해석결과와 비교적 잘 부합하였다. 한계해석에 의해 산정되는 소

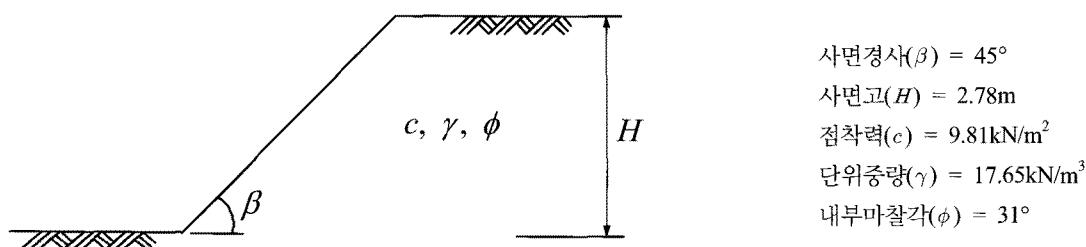


표 1. 해석법에 따른 항복지진계수 비교

해석법		파괴메커니즘	항복지진계수 (k_y)
한계평형해석	Ordinary법*	원호활동	0.640
	Bishop법*	원호활동	0.671
	Spencer법*	원호활동	0.688
	Prater(1979)	대수나선활동	0.670
한계해석	상계해석**	동적허용속도장	0.717
	하계해석**	정적허용응력장	0.629

Slope/W, 한계해석**

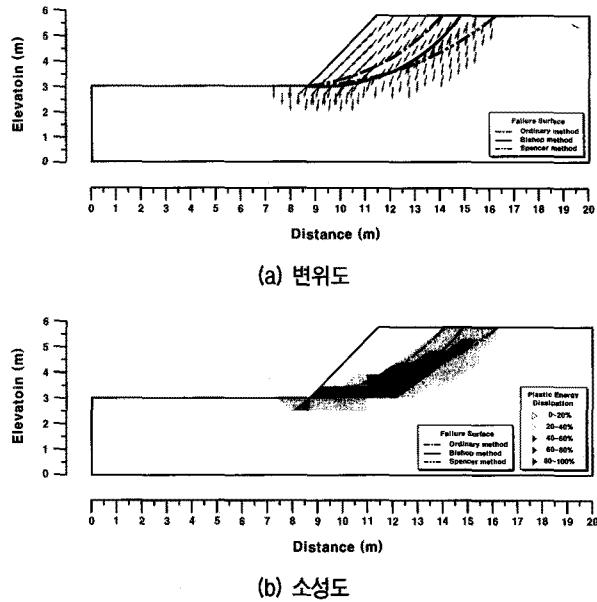


그림 5. 한계해석에 의한 해석결과와 해석법에 따른 파괴활동면

성도는 요소의 음영정도에 따라 소성에너지의 크기를 의미하며 이로부터 역학적 취약부를 판단할 수 있다.

3. 항복지진계수 산정도표

3.1 해석조건

수치한계해석을 이용하여 실무에서 간편하게 사용할 수 있는 항복지진계수 산정도표를 제안하기 위해 다양한 사면조건에 대한 해석을 수행하였다. 해석대상은 균질단순사면으로 제한하였고, 해석조건은 그림 6과 같다. 사면의 제원은 주어진 사면경사와 안정수에 따라 흙의 단위중량과 점착력을 고려하여 결정하였다. 지반물성은 흙의 단위중량, 내부마찰각, 점착력이 있으며 내부마찰각은 $\tan \phi$ 로 표현하여 0.1~0.9의 범위의 값을 적용하였다.

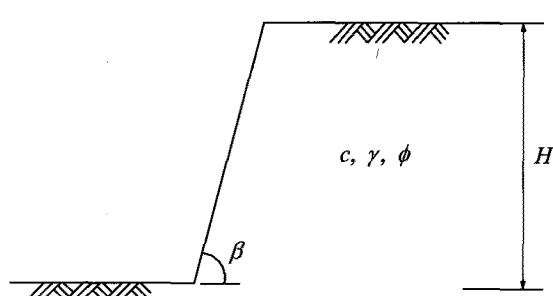


그림 6. 해석조건

3.2 항복지진계수 산정도표

균질단순사면에 대한 내진 설계시 항복지진계수를 간편하게 산정하기 위해 그림 7~그림 9와 같이 도표를 제안하였다. 산정도표는 사면경사, 안정수, 내부마찰각의 다양한 조합에 따라 한계해석을 수행하여 사면조건에 따른 항복지진계수의 상·하한값을 산정하였다. 또한 Prater(1979)의 제안값과 한계평형법(Bishop method)으로부터 최소안전율이 1.0일 경우의 항복지진계수를 함께 도시하였다. 산정도표에서 음영 처리된 영역은 역학적으로 염밀한 항복지진계수의 상·하한계 범위를 나타낸다.

그림에서 보듯이 한계평형해석에 의해 제안된 항복지진계수는 사면경사가 낮을 경우 상한값에 근사하게 나타났으며 사면경사가 증가할수록 하한값에 근사하게 나타났다. 상한계는 파괴시점의 최소값을 나타내기 때문에 한계평형해석에 의해 제안된 항복지진계수를 간편내진설계에 적용할 경우 불안전측면 비탈면 설계가 우려된다. 그러나 하한계에 근사한 항복지진계수는 파괴직전 또는 파괴시를 의미하므로 안전측 비탈면 설계가 가능할 것으로 판단된다.

3.3 영구변위 산정 및 비교

본 절에서는 항복지진계수가 토사면의 영구변위 산정에 미치는 영향을 평가하였다. 영구변위 산정은 비탈면 설계 지침(건설교통부, 2006)에서 제안하고 있는 Newmark 강성변위법을 적용하였으며 지진자료는 Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파를 적용하였다. Hachinohe 지진파는 지진시 장주기 성분이 우세하고 Ofunato 지진파는 단주기 성분이 우세한 지진파로 국내 내진설계시 장·단주기 해석에 가장 많이 이용되는 자료이다.

본 절에서는 해석법에 따른 영구변위를 비교하기 위

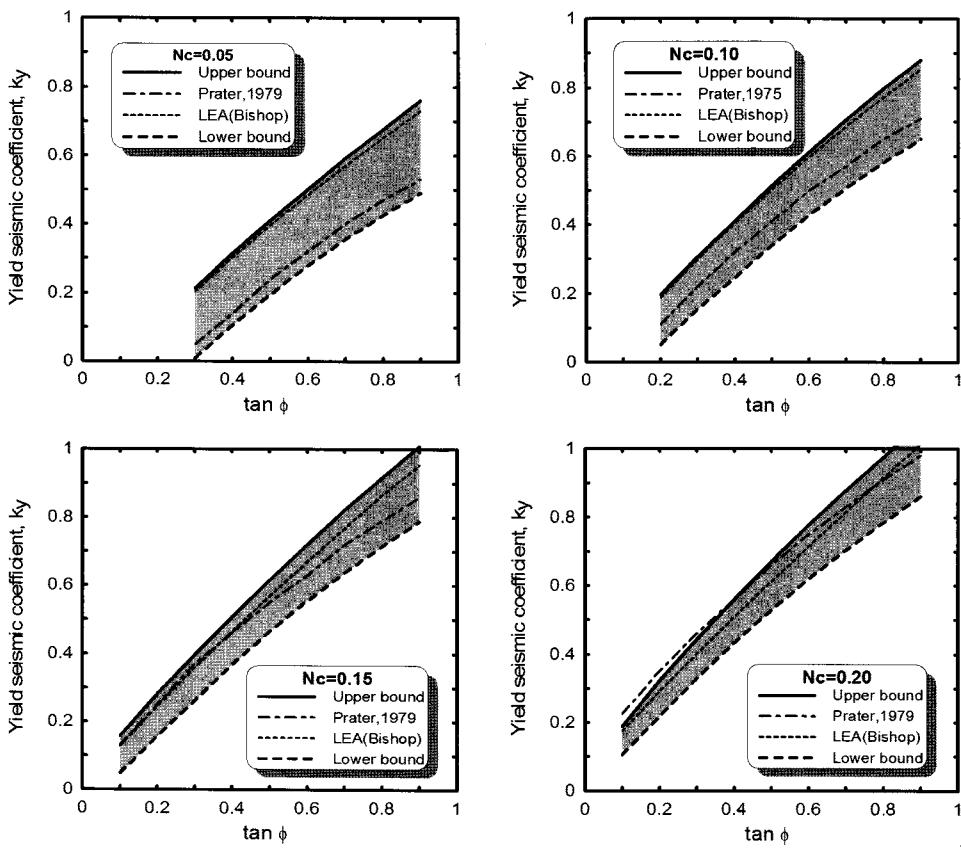
$$\text{사면경사}(\beta) = 10^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$$

$$\text{안정수} N_c = \frac{c}{\gamma H} = 0.05, 0.10, 0.15, 0.20$$

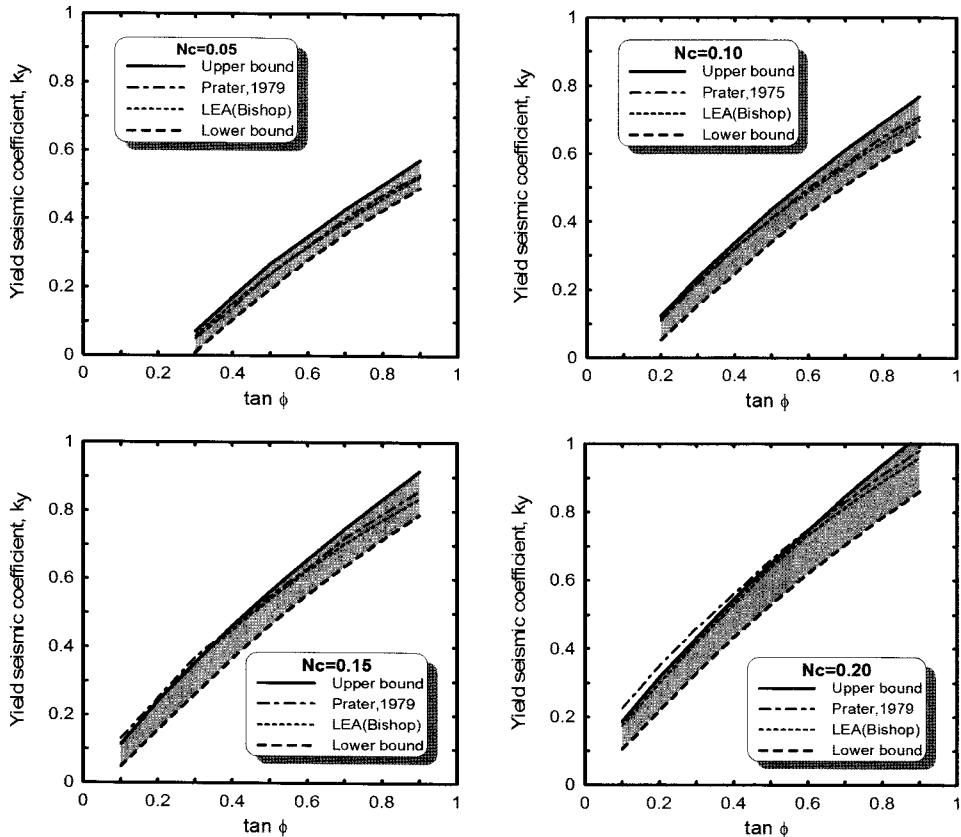
$$\text{마찰계수} (\tan \phi) = 0.1 \sim 0.9; \phi = \text{내부마찰각}$$

$$\text{단위중량} (\gamma) = 17.65 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{점착력} (c) = 9.81 \text{ kN/m}^2$$

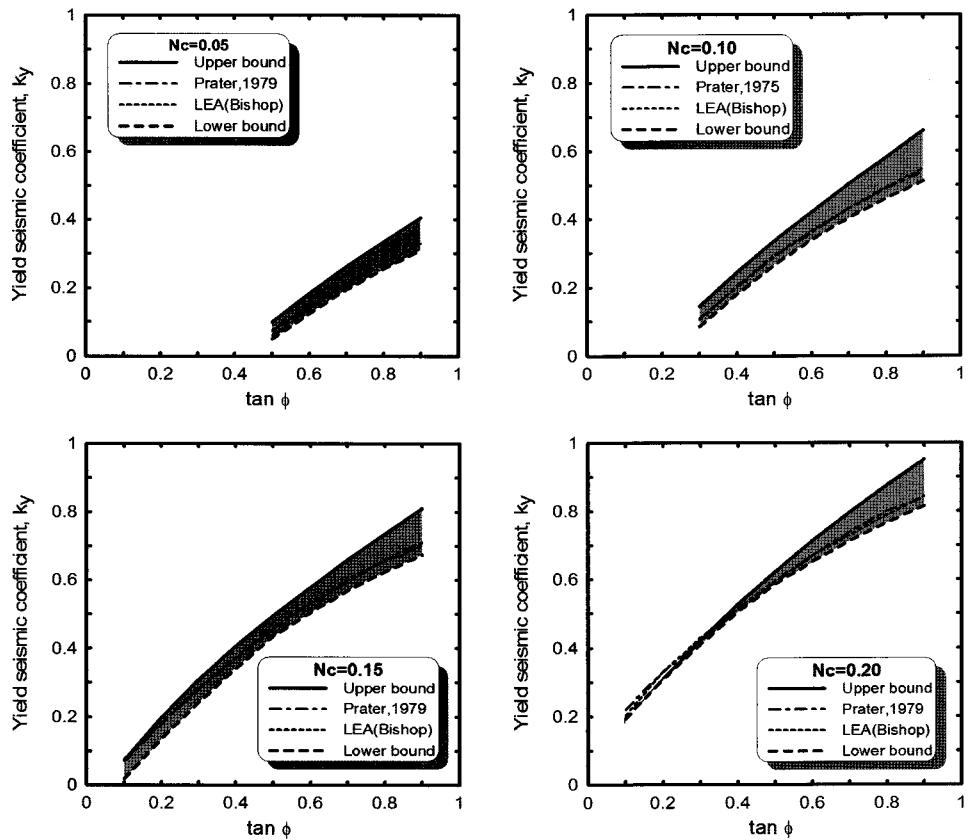


(a) 사면경사 15° 경우

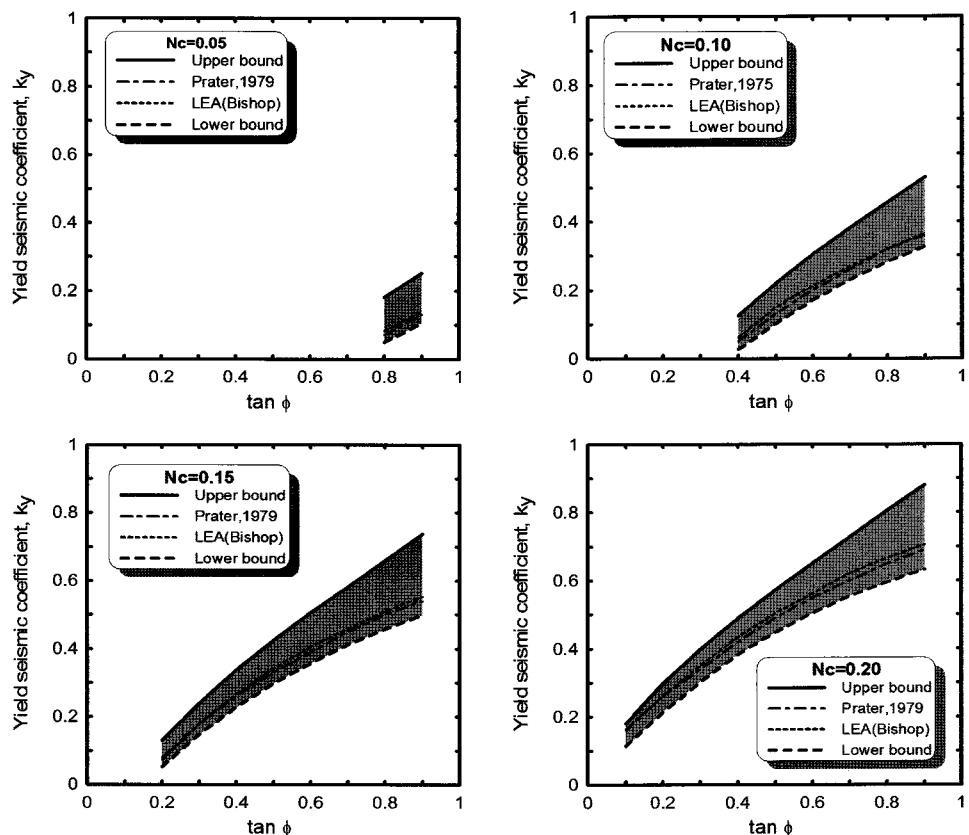


(b) 사면경사 30° 경우

그림 7. 사면경사와 안정수에 따른 항복지진계수 산정도표(계속)



(c) 사면경사 45° 경우



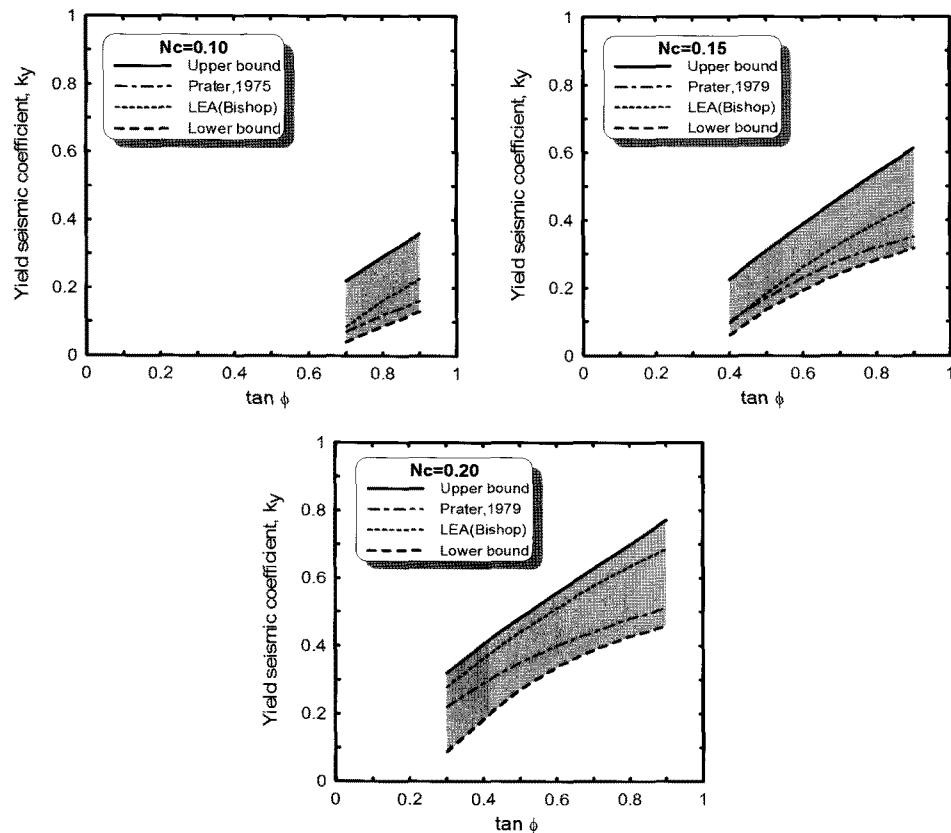
(d) 사면경사 60° 경우

그림 8. 사면경사와 안정수에 따른 항복지진계수 산정도표(계속)

해 그림 8의 사면경사($\beta=60^\circ$, 안정수($N_c=0.15$, 마찰계수($\tan \phi=0.2$)일 경우의 항복지진계수를 적용하였다. 또한 도로구조물의 내진등급 1등급, 재현주기 1000년 일 경우의 최대지반가속도 0.154g를 적용하였으며, 각각의 시간-지진가속도 이력은 그림 10과 같다.

앞 절에서의 해석법에 따라 산정된 항복지진계수를 Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파에 적용하여 영구변위를 산정하였으며, 그 결과를 표 2에 정리하였다.

한계해석에 의한 산정된 항복지진계수를 Hachinohe 지진파에 적용할 경우, 영구변위는 상계해석 14.5mm, 하



(e) 시면경사 75° 경우

그림 9. 시면경사와 안정수에 따른 항복지진계수 산정도표

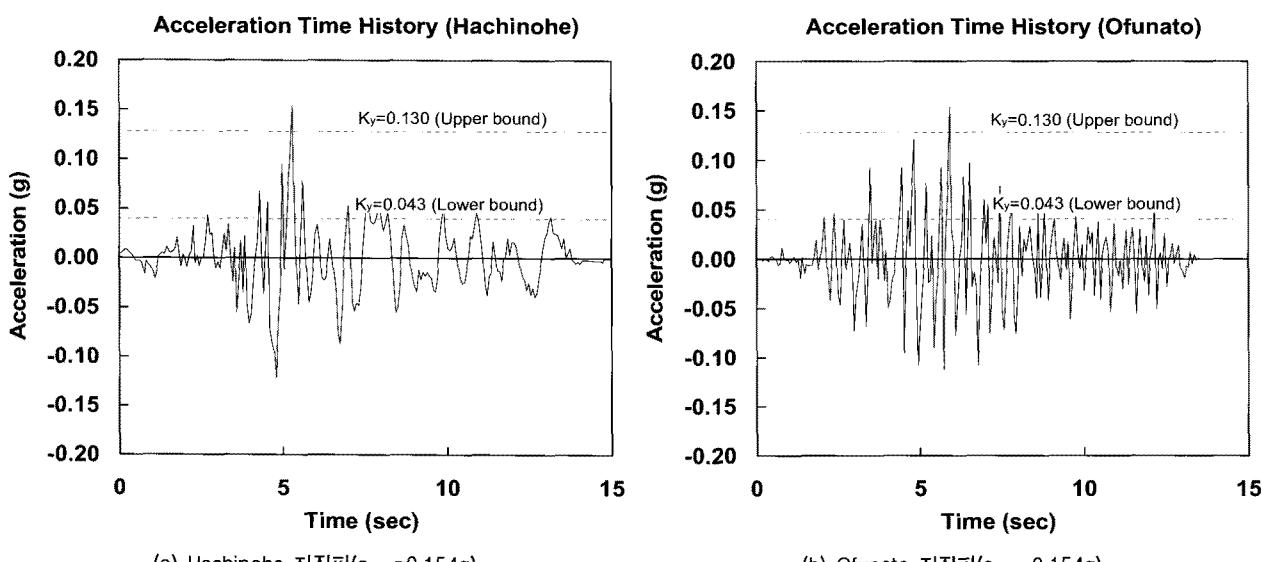


그림 10. 장·단주기성분에 따른 지진파

표 2. 해석법에 따른 영구변위 비교

해석법	항복지진계수 (k_y)	영구변위(mm)	
		Hachinohe 지진파	Ofunato 지진파
한계평형해석	Ordinary법	0.076	78.5
	Bishop법	0.074	83.5
	Spencer법	0.077	76.1
	Prater(1979)	0.080	69.3
한계해석	상계해석	0.130	14.5
	하계해석	0.043	111.5

계해석 111.5mm로 산정되었으며 한계평형해석에 의해 산정된 항복지진계수를 적용할 경우 69.3mm~83.5mm로 나타났다. 그리고 Ofunato 지진파에 적용할 경우, 영구변위는 상계해석 11.2mm, 하계해석 140.8mm로 산정되었으며 한계평형해석은 10.2mm~97.4mm로 산정되었다.

Hachinohe 지진파의 경우 한계평형법은 하계해석에 근사하게 산정되어 안정측 설계가 예상되며, Ofunato 지진파의 경우 Ordinary법과 Bishop법은 상계해석에 근사하게 산정되어 과소평가가 우려되고 Spencer법과 Prater의 경우 하계해석에 근사하여 안정측 설계가 예상된다.

4. 결 론

본 연구는 수평방향의 지진력을 고려하여 항복지진계수의 상·하한값의 범위를 산정할 수 있는 수치한계해석 프로그램을 개발하였다. 또한 다양한 해석조건의 균질 단순사면에 대해 역학적으로 엄밀한 항복지진계수를 간편하게 산정할 수 있는 도표를 제안하였다. 수치한계해석에 의해 제안된 항복지진계수의 적용성을 검증하기 위해 한계평형해석법에 의해 산정된 항복지진계수와 비교·분석하였다. 또한 제안된 항복지진계수가 비탈면 안정성 평가에 미치는 영향을 비교하기 위해 Newmark 활동블록법으로 영구변위를 산정하였으며, 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 지진시 토사면에 작용하는 지진하중에 대한 항복지진계수를 최적화 대상변수로 고려한 수치한계해석 프로그램을 개발하였다. 수치한계해석에 의해 산정된 항복지진계수는 한계평형법에 의해 기 제안된 항복지진계수의 역학적 엄밀성을 판단하는데 이용될 수 있다.
- (2) 수치한계해석으로 산정된 항복지진계수의 적용성

을 평가하기 위해 한계평형해석법(Ordinary법, Bishop 법, Spancer법)에 의해 산정된 항복지진계수(안전율 =1.0)와 비교·분석하였다. 또한 한계평형해석 결과인 예상파괴면과 한계해석의 소성도 및 변위도는 잘 부합하는 것을 확인하였으며, 수치한계해석으로 산정된 항복지진계수의 상·하한 범위는 적절한 것으로 판단된다.

- (3) 실무에서 간편하게 사용할 수 있는 항복지진계수 산정도표를 제안하기 위해 다양한 조건의 균질단순사면에 대한 해석을 수행하였다. 한계평형해석에 의해 제안된 항복지진계수는 사면경사가 낮을 경우 상한값에 근사하기 때문에 불안전측 설계가 예상되며 사면경사가 증가할수록 하한값에 근사하기 때문에 안전측 비탈면 설계가 가능할 것으로 판단된다.
- (4) 또한, Newmark 활동블록법을 이용하여 영구변위를 산정한 결과, 상한계에 근사한 Bishop법과 Spencer법은 영구변위를 과소평가할 우려가 있으며 Ordinary법과 Prater(1975)의 제안값은 파괴직전의 상태를 의미하는 하한값에 근사하므로 안전측의 설계가 가능할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 2009년도 세종대학교 교내연구비 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부 (2006), 건설공사 비탈면 설계기준, pp.405-440.
2. Chang, C. J., Chen, W. F. and Yao, J. T. P. (1984), "Seismic Displacement in slopes by Limit Analysis", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.110, No.7, pp.860-874.
3. Franklin, A. G. and Chang, F. K. (1977), "Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis", *Miscellaneous Paper S-71-17, Soil and pavement Laboratory, U.S.*

- Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
4. Goodman, R. E. and Seed, H. B. (1966), "Earthquake-induced displacements in sand embankments", *J. Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.92, No.2, pp.125-146.
 5. Kim, J. M. (1998), "Limit Analysis of Soil Slope Stability Using Finite Element and Linear Programming", Ph. D. Thesis, Purdue University, West Lafayette, IN, U.S.A.
 6. Kleeman, P. W. and Sloan, S. W. (1995), "Upper Bound Limit Analysis using Discontinuous Velocity Fields", *Computer methods in applied mechanics and engineering*, Vol.127, pp.293-314.
 7. Kutter, B. L. (1984), "Earthquake deformation of centrifuge model banks", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.110, No.12, pp.1697-1714.
 8. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159.
 9. Prater, E. G. (1979), "Yield Acceleration for seismic Stability of Slopes", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.105, No.GT5, pp.682-687.
 10. Randall, W. J. (1993), "Predicting Earthquake-Induced Landslide Displacements Using Newmark's sliding Block Analysis", *Transportation Research Record* 1411, pp.9-17.
 11. Sarma, S. K. (1981), "Seismic displacement analysis of earth dams", *J. Geotech. Engng.*, ASCE, Vol.107, No.12, pp.1735-1739.
 12. Sawada, T., Nomachi, S. G. and Chen, W. F. (1994), "Stability analysis and model test for seismic displacement of a slope", *Prefailure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi and Miura (eds), Balkema, pp.665-671.
 13. Sloan, S. W. (1988), "Lower Bound Limit Analysis using finite Elements and linear Programming", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.12, pp.61-77.
 14. Sloan, S. W. (1989), "Upper Bound Limit Analysis using finite Elements and Linear Programming", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.13, pp.263-282.
 15. Wilson, R. C. and Keefer, D. K. (1983), "Dynamic analysis of a slope failure from the 6 August 1979 Coyote Lake, California", *Earthquake Bull. Seismol. Soc. Am.*, Vol.73, No.3, pp.863-877.

(접수일자 2010. 2. 16, 심사완료일 2010. 3. 24)

도심지 대규모 지하공사의 리스크 분석 체계 개발

Development of Risk Analysis Structure for Large-scale Underground Construction in Urban Areas

서 종 원¹ Seo, Jong-Won

윤 지 혁² Yoon, Ji-Hyeok

김 정 환³ Kim, Jeong-Hwan

지 성 현⁴ Jee, Sung-Hyun

Abstract

Systematic risk management is necessary in grand scaled urban construction because of the existence of complicated and various risk factors. Problems of obstructions, adjacent structures, safety, environment, traffic and geotechnical properties need to be solved because urban construction is progressed in limited space not as general earthwork. Therefore the establishment of special risk management system is necessary to manage not only geotechnical properties but also social and cultural uncertainties. This research presents the technique analysis by the current state of risk management technique. Risk factors were noticed and the importance of each factor was estimated through survey. The systematically categorized database was established. Risk extraction module, matrix and score module were developed based on the database. Expected construction budget and time distribution can be computed by Monte Carlo analysis of probabilities and influences. Construction budgets and time distributions of before and after response can be compared and analyzed so the risks are manageable for entire whole construction time. This system will be the foundation of standardization and integration. Procurement, efficiency improvement, effective time and resource management are available through integrated management technique development and application. Conclusively decrease in cost and time is expected by systemization of project management.

요지

대규모 공간을 대상으로 하는 도심지 공사는 복잡, 다양한 위험요소가 존재하여 체계적인 리스크 관리가 필요하다. 일반적인 토공사와는 달리 제한된 도시공간이라는 특수한 환경에서 공사가 진행되므로 지반 공학적 특성 외에도 사회, 문화적 불화실성을 통합적으로 관리할 수 있는 특화된 리스크 관리체계의 구축이 필요하다. 본 연구는 먼저 대표적인 리스크 관리 기법의 현황 파악을 통해 기술 분석을 하였다. 설문조사를 실시하여 리스크 인자 파악 및 중요도를 평가하고 공법별, 카테고리별 체계적으로 분류된 DB를 구축하였으며 이를 기반으로 리스크 추출 모듈과 매트릭스, 스코어 기능을 개발하였다. 확률 및 영향 데이터를 몬테카를로 분석을 통해 예상되는 총 공사비 및 공사기간 분포를 산출할 수 있으며 대응 전, 후 공사비 및 공사기간 분포의 비교 분석이 가능하여 프로젝트의 전 기간에 걸쳐 리스크 관리가 가능한 분석 체계를 구축하였다. 구축된 리스크 관리 체계는 관리 기술 표준화 및 통합 시스템 구축의 토대가 될 것이며 통합적 리스크 관리기법의 개발 및 실용화를 통해 사업의 예산확보 및 운영상 효율성 증대, 효과적인 공정 및 자원관리가 가능하여 결과적으로 지하공사 사업관리의 체계화 및 효율성 증대를 가져와 전체 공사비, 공사기간 저감의 효과를 기대할 수 있다.

Keywords : Risk management, Simulation, Underground construction, Urban area

1 한양대학교 건설환경공학과 부교수 (Associate Prof., Dept. of Civil and Environ. Eng., Hanyang Univ., jseo@hanyang.ac.kr, 교신저자)

2 한양대학교 건설환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Environ. Eng., Hanyang Univ.)

3 한양대학교 건설환경공학과 박사과정 (PhD Student, Dept. of Civil and Environ. Eng., Hanyang Univ.)

4 한양대학교 건설환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Environ. Eng., Hanyang Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

최근 주요 선진국들을 중심으로 수도권의 인구 과밀 해소와 노후화된 도시의 지속가능한 성장을 위한 도시 재생 및 복합 개발 사업이 활발히 이루어지고 있다. 국내도 이러한 움직임이 시작되어, 서울과 인천을 중심으로 도시 전체의 균형발전과 경쟁력 강화를 위해 뉴타운, 재개발 사업 등 도심지 공간 창출을 위한 노력이 확대되고 있는 추세다.

이러한 도심지 공사는 대규모 지하공간 확보를 위하여 공사규모가 커지고 공사이행기간이 길어지면서 기존 도심지 공사에 비하여 리스크가 증가하게 되어 리스크 요인을 체계적으로 확인하고 정량화하는 리스크 관리의 중요성이 강조되고 있으며(김창학 등, 2000; 황지선, 이찬식, 2004), 사업의 성패에 영향을 주는 핵심 영역 중의 하나라고 할 수 있어 리스크 관리가 더욱 필요 한 시점이다(신규호, 김재준, 2002).

최근 건설공사 리스크 관리에 관한 연구가 활발하게 진행되고 있으며 유인근 등(2006)은 지하구조물 공법의 리스크 요인 분석을 실시하여 최적의 공법 선정 과정을 제시하였고, 이민우와 이찬식(2000)은 건설공사의 시설 물별, 공종별, 직종별 위험도를 제시하였으며 김재욱 등(2003)과 최병호 등(2003)은 건축공사의 공사기간에 관한 리스크를 식별하여 리스크 지수 및 수준을 제시하였으나 리스크 요인의 범위가 건축공사 공법에 따른 리스크 분석과 리스크 요인에 대한 분석에만 그치고 있다. 또한 도심지 대규모 지하공사에 대한 리스크를 중점적으로 분석하는 연구 및 도구에 대한 개발 실적이 미비하다.

이러한 한계점을 해결하기 위하여 본 논문에서는 도심지 대규모 지하공사라는 특수한 환경에서 진행되는 공사에 대하여 지반 공학적 특성과 상, 하수도 전력구 등과 같은 지장물, 인접 구조물, 소음 및 진동, 비산 먼지 등 민원, 안전, 환경 등의 리스크를 설계에서 유지보수단계까지 통합적으로 관리할 수 있는 특화된 리스크 관리 체계를 제시하고자 한다.

이를 위하여 본 논문에서는 공법, 단계, 특성별 리스크 인자 분석, 평가를 통한 리스크 인자 DB를 구축하여 리스크 등록부(Risk Register)를 통해 민원, 안전, 환경, 문화적 요인을 포함한 공사 전반을 정성적으로 분석하여 총 공사비 및 공사기간 분포를 획득하는 것을 목표로 한다.

본 논문은 리스크 인자 조사 및 분류체계 연구를 통한 DB구축과 AHP(Analytic Hierarchy Process) 중요도 분석,

이를 활용한 스프레드시트 기반의 리스크 등록부 개발을 통해 리스크 관리 체계를 구축하는 것으로 연구범위를 한정하였다. 본 연구는 그림 1과 같이 먼저 국내외 문헌 및 자료조사를 기본으로 대표적인 리스크 관리기법의 현황 파악을 통해 기술 분석 및 특징, 문제점을 파악하였다.

기초연구 단계로 도심지 지하공사에서 발생 가능한 리스크 인자 파악 및 수집된 인자들의 중요도를 평가하고 DB를 구축하였다. 구축된 DB에서 맞춤형 리스크 인자를 스프레드시트 리스크 등록부로 추출 할 수 있는 리스크 추출 모듈과 리스크 인자의 확률과 영향을 정성적으로 분석하여 시각적인 그래픽으로 표시하는 리스크 매트릭스. 확률과 영향을 총점으로 환산하여 리스크 인자별 등급 및 우선순위를 파악할 수 있는 스코어 환산 기능을 개발하였다. 리스크 확률 및 영향 분석 데이터를 몬테카를로 분석 시뮬레이터인 크리스탈 볼(Crystal Ball 7)에 입력 및 구동시켜 예상되는 총 공사비 및 공사기간 분포를 산출 할 수 있으며 리스크 대응 전, 후 공사비 및 공사기간 분포의 비교 분석, 리스크 인자별 민감도 분석이 가능하여, 프로젝트의 전 기간에 걸쳐 리스크 관리 및 제어, 통제가 가능한 분석 체계를 구축하였다.

이러한 대규모 도심지 지하공사의 리스크 관리기법의 개발을 통해 사업 예산확보 및 운영상 효율성 증대, 효과적인 공정 및 자원관리가 가능하여 결과적으로 지하공사 사업관리의 체계화 및 효율성 증대를 가져와 전체 공

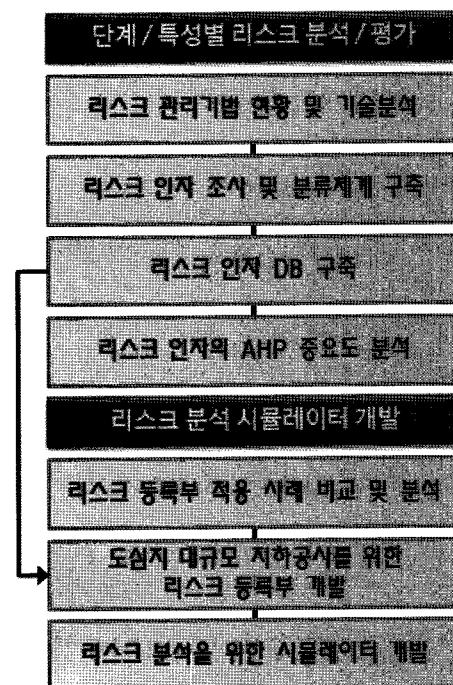


그림 1. 도심지 대규모 지하공사의 리스크 분석 체계

사비, 공사기간 저감의 효과를 기대할 수 있을 것이다.

2. 리스크 관리기법 현황 및 기술 분석

리스크 관리기법에 대한 연구는 꾸준히 이루어져 왔으며, 다양한 기법들이 소개되었고 개발되었다. 본 논문에서는 크게 두 가지의 리스크 관리기법에 대하여 분석을 했다.

선행연구 분석은 첫 번째, 지반/지질 공학적 리스크 접근방식과, 두 번째, 전통적인 리스크 분석 기법의 시스템화로 나누어 수행하였다. 지반/지질 공학적 접근 방식으로, 터널의사결정체계(DAT)는 미국 M.I.T 대학 H. H. Einstein 교수에 의해 개발된 프로그램으로 터널의 공사비 및 공사기간의 정량적 산정기법으로 대상터널 주변의 불확실한 지질 및 예측 불가능한 시공법상의 변수를 함께 고려하여 터널의 시공 과정을 수치적으로 시뮬레이션하고 총 공사비 및 공사기간의 분포를 얻을 수 있는 일련의 공정관리 시스템을 의미한다(Einstein et al, 1999). 즉, 터널공사에서 가장 비중이 큰 지반 공학적 리스크를 분석 및 관리하기 위해 지반 특성에 따른 시공 프로세스 및 사이클 단위의 확률분포 생성 및 모형화를 통하여 총 공사비 및 공사기간을 산출하고 이를 활용한 터널 시공 의사결정 시스템을 말한다(Einstein, 2004; Min et al, 2008).

지반 공학적 리스크 관리 체계인 GeoQ는 2000년 Schiphol 국제 공항의 프로젝트 책임자였던 Jacob이 건설 공사 중 지반 침하가 예측한 것 이상으로 발생하는 것을 인식하여 시공 중 발생 가능한 지반 침하의 범위와 확률을 측정함으로써 리스크 관리를 하도록 제안한 개념이다. GeoQ의 리스크 관리 절차는 6단계 과정으로 진행되며 공사의 규모와 지질의 상태에 관련 없이 다양한 건설 프로젝트에 적용이 가능하다. 프로젝트 목표를 명확하게 파악하기 위하여 정보를 수집하고 이 정보를 기반으로 하여, 리스크를 파악하고 구분하게 된다. 무엇이 예측할 수 있는 리스크인지, 리스크들은 프로젝트에 영향을 어느 정도 미칠 것인지를 분석한 다음 리스크 개선 대책을 선택하고 프로그램을 실행시킨 후에 리스크 평가 결과가 도출된다. 마지막으로 이전 단계를 모두 거친 리스크 정보들이 등록부에 저장되어 지속적으로 리스크를 관리하게 된다(Martin, 2006).

또한 전통적인 리스크 분석 기법의 접근 측면에서 RBES 프로그램은 건설 공사 프로젝트에 사용될 목적으로 미

국의 워싱턴 주 교통부(WSDOT)에서 개발하였으며, 정성적·정량적 리스크 분석을 수행함으로써 프로젝트의 비용과 진행 일정을 통합적으로 분석할 수 있도록 설계되었다. 프로그램을 실행하기 전에 프로젝트의 예측된 공사기간 및 비용, 그리고 중요일정 등의 기본 정보가 필요하다. 리스크 분류 방법에 의하여 리스크 등록부에 리스크 요소들을 입력하고 각 리스크 별 특성을 추가적으로 입력하여 실행시키면 프로젝트의 단계별 비용 분포 및 예상 공사 완공일 분포가 산출된다(WSDOT 2008a).

3. 리스크 인자 조사 및 DB 구축

도심지 지하공사에서 발생 가능한 복잡, 다양한 위험 요인들을 사전에 효율적으로 관리하기 하기 위해서는 체계를 갖춘 리스크 인자 조사 단계를 거쳐야 한다. 본 연구에는 리스크 분석을 위한 예비단계라고 할 수 있는 리스크 인자 도출 및 평가의 구체적인 프로세스를 다음과 같이 제시하였다.

- (1) 리스크 범주 결정을 위한 공법 및 카테고리별 분류 체계 구축
- (2) 문현조사 및 선행 프로젝트 분석, 현장 실사, 전문가 인터뷰, 워크샵, 설문조사
- (3) Risk Breakdown Structure(RBS) 및 DB구축
- (4) 상위 인자 추출, 중요도 분석 및 영향인자 분석

3.1 리스크 인자 조사 및 분류체계 구축

신뢰도 높은 리스크 분석을 위해 프로젝트의 전체 프로세스에서 발생 가능한 모든 리스크를 파악하여 관리해야 한다. 이는 프로젝트의 단계 및 공종이 진행되면서 새로운 리스크를 파악하게 되므로 반복적인 프로세스라고 할 수 있다. 따라서 파악된 리스크를 리스크 등록부에 기록하여 지속적으로 관리하는 것이 필요하다. 리스크 등록부를 효율적으로 관리하기 위한 예비단계로써 리스크인자를 발생 근원 및 영향요소까지 파악해야 하며 일정한 범주 및 기준에 따른 체계적인 분류체계를 구축하는 것이 필요하다.

본 연구는 도심지 지하공사를 대상으로 하는 특수성을 고려하여 주요 흙막이 공법인 H-pile 토류판 공법, CIP 공법, SCW 공법, Sheet 공법, 토류벽 공법, NATM 공법, TBM-Sheild 공법 등 7개 공법으로 한정하였으며, 공기 및 공사비에 직·간접적으로 영향을 줄 수 있는 영향요

소를 지반특성, 설계 및 시공, 안전, 환경, 계약, 운영, 허가, 민원 등 6개의 카테고리로 분류체계를 구축하였다. 그리고 각각의 리스크 인자에 대해 공법 및 카테고리에 따른 코드번호를 부여하였다.

문헌조사 및 선행 연구 분석을 통한 기초 연구를 바탕으로 다수의 도심지 지하 흙막이 및 지하철 공사 현장 실사를 실시하여 발생 가능한 공법 및 카테고리별 리스크 인자를 수집하였다. 이와 함께 터널 및 지하 흙막이 공사 설계, 시공 전문가를 대상으로 한 인터뷰와 설문조사 실시로 추가 리스크 인자를 수집, 보완 하였다.

앞서 구축된 분류체계에 따라 도심지 대규모 지하공

사의 카테고리별 RBS(Risk Breakdown Structure)를 다음과 같이 제시하였다(그림 2). RBS를 작성함으로써 지하공사에 내재되어 있는 리스크를 구체적으로 인식할 수 있을 뿐만 아니라 차후 리스크의 분석과 대응방안 구축 및 리스크 관리에도 용이하다.

3.2 리스크 인자 DB 구축

수집 및 조사된 모든 위험요인들을 리스크 인자 분류 체계에 따라 부여된 코드번호와 적용 공법, 카테고리, 프로젝트 진행 단계별로 구분된 MS-EXCEL 스프레드

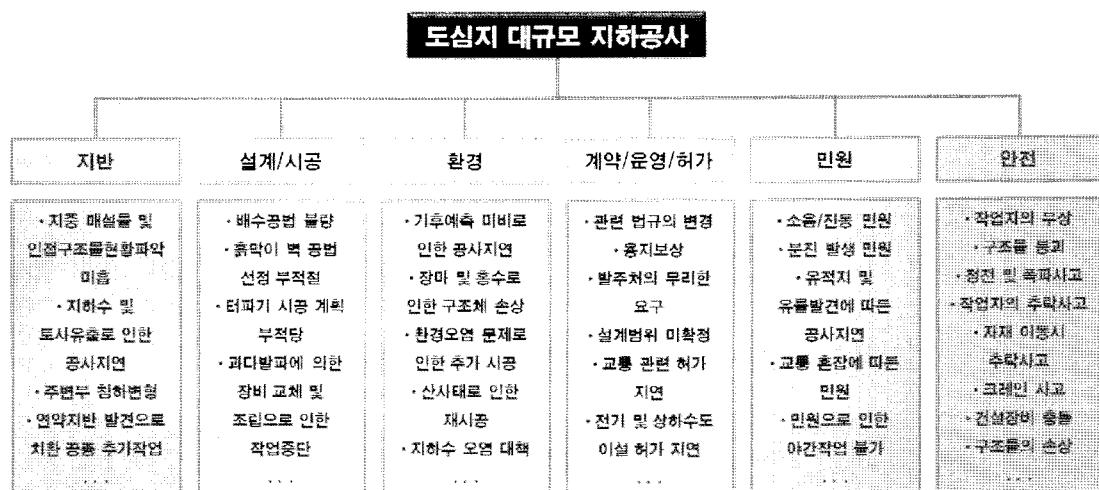


그림 2. 도심지 대규모 지하공사의 Risk Breakdown Structure 구축

코드	항목	카테고리	내용	해당 여부	단점구조물	민원	지반	설계	시공	환경	계약
BVI001	CIP	민원	계약 및 시공 문화재 출토로 인한 공사지연 및 중단	○							
BVI002	CIP	민원	계약 및 시공 진동 관련 민원발생	○							
BVI003	CIP	민원	계약 및 시공 소음 관련 민원발생	○							
BVI004	CIP	민원	계약 및 시공 분진 및 비산먼지 관련 민원 발생	○							
BVI005	CIP	민원	계약 및 시공 종교적 민원 발생	○							
BVI006	CIP	민원	계약 및 시공 노조파업	○							
BVI007	CIP	민원	계약 및 시공 사유지 접속								○
CI001	SCW	지반	계약 및 시공 풍화구간 발생으로 공법 변경								
CI002	SCW	지반	계약 및 시공 세토운 국경암 구간 발생으로 공법변경								
CI003	SCW	지반	계약 및 시공 지하매설을 파손								○
CI004	SCW	지반	계약 및 시공 지질조사보고서의 실제 지질상태의 차이 과다 발생								
CI005	SCW	지반	계약 및 시공 지반조사 항목 및 수량 부적절								
CI006	SCW	지반	계약 및 시공 세토운 지하수 구간 발생								○
CI007	설계/시공	계약 및 시공	개설 개설 미비로 설계 변경								
CI008	설계/시공	계약 및 시공	구조적 결함								
CI009	설계/시공	계약 및 시공	개설 및 시공 도면/시방 누락으로 추가 설계								
CI010	설계/시공	계약 및 설계	설계/설계 부족으로 인한 설계실탈증 누락								
CI011	설계/시공	계약 및 설계	설계기준에 따른 자체수량 상승 및 공사비 증가								
CI012	설계/시공	계약 및 설계	설계 및 설계 부적절한 공법 선정으로 시공 불가								
CI013	설계/시공	계약 및 설계	설계 및 설계 특수공법적용의 불확실성								
CI014	설계/시공	계약 및 시공	구조물/자재 등의 손상 및 고장								
CI015	설계/시공	계약 및 시공	계약기 수량 및 설치위치 부적절								
CI016	설계/시공	계약 및 시공	계약 및 시공 사로장 위치 변경								
CI017	설계/시공	계약 및 시공	설계 및 시공 가설특공 부식/누락								
CI018	설계/시공	계약 및 시공	안전구조물 위치의 설계와 현장간 오차발생	○							
CI019	설계/시공	계약 및 시공	지하매설을 위치의 설계와 현장간 오차발생								○
CI020	설계/시공	계약 및 시공	배수계획 미비로 배수 불량								○
CI021	설계/시공	계약 및 시공	강재 이용부 부설시공으로 일부 재시공								
CI022	설계/시공	계약 및 시공	첫채움 부설로 인한 지반침하								

그림 3. 리스크 인자DB 구축

시트 기반의 리스크 인자 목록을 구성하였다. 총 670개의 인자가 포함되며 리스크 인자 추출 모듈 적용을 위해 각 위험요인은 공사현장의 여건 및 주변 환경에 따라 영향을 받는지의 여부를 인접구조물 영향, 민원 지역, 지하수 발생 위험, 주변 교통 영향, 지하매설물 존재, 사유지 저촉 등으로 표기하였다. 이는 프로젝트 준비 및 초기단계에서 해당 공사의 기본정보에 따라 적합한 인자를 추출할 수 있는 리스크 인자 추출 모듈의 DB라고 할 수 있다. 구축된 리스크 인자 DB는 다음 그림과 같다(그림 3).

3.3 도심지 지하공사에서의 위험요소 도출 및 중요도 분석

도심지 대규모 지하공사에서 발생 가능한 리스크를 도출하고, 계층적 의사결정방법(AHP)을 활용하여 도출된 요인들 간의 중요도 분석을 실시하였다(그림 4). 먼저 지하공사 설계 및 시공 전문가를 대상으로 한 설문조사를 통해 위험요소들 중에서 가장 영향력이 큰 상위 20개의 요소를 도출하였다(표 2). 설문조사는 각 위험요

인들의 발생확률과 함께 공사비와 공사기간에 영향을 주는 정도를 매우 낮음에서 매우 높음의 5단계로 나누어 기록하는 방식을 택하였으며 각 기준은 다음 표 1과 같다.

도심지의 경우 주변에 건물과 같은 인접 구조물이 많기 때문에 흙막이 공사를 위한 천공 작업이나 밀폐 작업이 진동과 소음을 유발하여 민원 발생이 자주 일어나며, 지하에 있는 하수관과 통신 케이블, 도시가스관 등의 지하 매설물로 인해 지하 굴착이 어려울뿐더러, 도시화 이전에 설치된 매설물의 경우 설계상의 위치와 다른 경우가 많아 공사 기간을 지연시키는 점 때문에 가중치가 높게 평가되었다. 안전관리 측면에서는 안전사고로 인

표 1. 위험요소의 가중치 및 빈도수 판정 기준

기준	발생 확률	영향(공사비)		영향(공사기간)
		평균	평균	
매우 낮음	0~10%	1천만원 이하	1일 이내	
낮음	11~30%	1억원 이하	1주일 이내	
보통	31~50%	10억원 이하	1개월 이내	
높음	51~85%	100억원 이하	6개월 이내	
매우 높음	86%~	100억원 초과	6개월 초과	

단계	구분	위험 요인	발생 확률 평균	영향(공사비) 평균	영향(공사기간) 평균	총점(Score) 평균	
						순위	
계약 및 시공	외부적 요인	진동 및 소음 관련 민원발생	3.50	3.63	3.50	12.81	1
계약 및 시공	시공적 요인	인접구조물/지하매설물 위치의 설계와 현장간 오차발생	3.25	3.75	3.50	12.50	2
계약 및 시공	지반/환경 요인	기후변화에 따른 공사지연	3.38	3.63	3.13	12.25	3
계약 및 시공	시공적 요인	흙막이 부설시공으로 인한 토사 붕괴	3.13	3.63	3.88	12.00	4
계약 및 시공	외부적 요인	지장을 위치 변경 및 이설 혼가 지연	3.38	3.38	3.25	11.81	5
계약 및 시공	안전/운영/유지관리	안전사고로 이한 인명피해	3.00	3.75	4.00	11.75	6
계약 및 시공	안전/운영/유지관리	원자재가 상승으로 자재비 상승	2.88	3.63	3.88	11.00	7
계약 및 시공	시공적 요인	환기구 및 출입구 위치 조정으로 설계변경	2.75	3.25	3.50	10.81	8
계약 및 시공	시공적 요인	조달 지역으로 자재 부족	3.00	3.38	3.50	10.56	9
계약 및 시공	지반/환경 요인	지질조사보고서와 실제 지질상태의 차이 과다 발생	2.75	3.63	3.75	10.25	10
계약 및 시공	시공적 요인	장비의 손상 및 고장	2.75	3.63	3.63	10.00	11
계약 및 시공	지반/환경 요인	지하매설물 파손	2.75	3.50	3.75	9.88	12
계약 및 시공	외부적 요인	분진 및 비산먼지 관련 민원 발생	2.38	3.63	4.25	9.75	13
계약 및 시공	외부적 요인	발주처의 과도한 요구	2.75	3.38	3.50	9.75	14
계약 및 시공	안전/운영/유지관리	화재로 인한 구조체 손상	2.75	3.50	3.38	9.69	15
계약 및 시공	시공적 요인	사토장 위치 변경	2.88	3.38	3.38	9.56	16
계약 및 시공	지반/환경 요인	환경오염문제에 의한 공사 지연 및 중단	2.75	3.38	3.57	9.50	17
계약 및 시공	외부적 요인	문화재 출토로 인한 공사지연 및 중단	2.88	3.25	3.43	9.44	18
계약 및 시공	지반/환경 요인	지진, 태풍 등의 자연 재해에 따른 피해	2.75	3.38	3.13	9.31	19
계약 및 시공	안전/운영/유지관리	회사 내부의 조직 및 인적 자원의 부족	2.50	3.63	3.75	9.19	20
계획 및 설계	시공적 요인	설계기간 부족으로 인한 설계항목 누락	2.88	3.13	2.75	9.13	21
계약 및 시공	시공적 요인	배수계획 미비	2.38	3.25	3.75	8.88	22
계약 및 시공	지반/환경 요인	새로운 극경암 구간 발생	2.50	3.50	3.57	8.81	23
계약 및 시공	시공적 요인	착공지연	2.50	3.25	3.50	8.75	24
계약 및 시공	시공적 요인	노선 단면 확장 및 축소로 설계변경	2.25	3.75	3.88	8.69	25
계획 및 설계	시공적 요인	과디설계로 인한 자재수량 상승 및 공사비 증가	2.75	3.25	2.38	8.56	26
계약 및 시공	지반/환경 요인	뒷채움 부실로 인한 지반침하	2.75	3.00	3.00	8.56	27
계약 및 시공	시공적 요인	부적절한 장비 선정	2.75	2.88	3.13	8.56	28
기획 및 타당성 분석	외부적 요인	힘을 변동	2.50	3.25	2.88	8.56	29
기획 및 타당성 분석	외부적 요인	물가상승	2.63	3.25	2.75	8.50	30
계약 및 시공	안전/운영/유지관리	가설 흙막이 전도 및 붕괴	2.13	4.00	3.88	8.44	31
계약 및 시공	안전/운영/유지관리	공사사고(전도, 침하)	2.25	3.75	3.63	8.25	32
계약 및 시공	시공적 요인	불명료한 세부설계/시방	2.13	3.75	3.88	8.25	33
계약 및 시공	시공적 요인	부적절한 지반천공방식 선정	2.38	3.13	3.00	8.13	34
계약 및 시공	외부적 요인	자금조달 지연	2.38	2.88	3.63	7.94	35

그림 4. 도심지 대규모 지하공사의 위험요인 분석 결과

표 2. 상위 20개 위험요인의 AHP 중요도 분석결과

카테고리	위험요인	가중치	빈도수(확률)	중요도	순위
외부적 요인 (EF)	문화재 출토로 인한 공사 지연 및 중단	0.125	0.083	0.1038	5
	진동 및 소음 관련 민원발생	0.232	0.279	0.6473	1
	지장을 위치 변경 및 이설 허가 지연	0.308	0.159	0.4897	2
	분진 및 비산먼지 관련 민원 발생	0.192	0.179	0.3437	3
	발주처의 과도한 요구	0.144	0.301	0.4334	4
시공적 요인 (CF)	조달 지연으로 자재 부족	0.111	0.222	0.2464	4
	장비의 손상 및 고장	0.102	0.113	0.1153	5
	사토장 위치 변경	0.05	0.206	0.1030	6
	인접구조물/지하설물위치의설계와 현장간 오차 발생	0.284	0.204	0.5794	1
	흙막이 부실시공으로 인한 토사 붕괴	0.232	0.132	0.3062	2
안전/운영/유지관리 (SM)	환기구 및 출입구 위치 조정으로 설계변경	0.219	0.123	0.2694	3
	안전사고로 인한 인명피해	0.593	0.228	1.3520	1
	화재로 인한 구조체 손상	0.268	0.047	0.1260	3
	원자재가 상승으로 자재비 상승	0.109	0.407	0.4436	2
지반/환경 요인 (GE)	회사 내부의 조직 및 인적 자원 부족	0.03	0.318	0.0954	4
	지하매설물 파손	0.228	0.185	0.4218	3
	지질조사 보고서와 실제 지질상태의 차이 과다발생	0.188	0.273	0.5132	2
	환경오염문제에 의한 공사 지연 및 중단	0.109	0.296	0.3226	4
	기후변화에 따른 공사 지연	0.436	0.133	0.5799	1
	자진, 태풍 등의 자연재해에 따른 피해	0.04	0.114	0.0456	5

한 인명피해의 중요도가 높게 산정되었다. 3D직종에 속하는 건설 산업의 공사 현장은 건설 장비의 사고와 더불어 작업자들의 안전사고로 인해 작업자들이 항상 위험에 노출되어 있고 사고가 발생할 경우 공사 기간이 지연될 뿐만 아니라 보상 및 재발방지를 위한 추가공사비용에도 영향을 미치기 때문에 중요도가 높게 분석된 것으로 판단된다. 토목 공사의 경우 기후변화에 따라 작업의 유무가 결정되기 때문에 공사기간에 크게 영향을 받기 때문에 중요도가 높게 분석된 것으로 판단된다.

4. 리스크 등록부 개발

4.1 리스크 등록부

리스크 관리 및 분석 프로세스 중 리스크 식별 단계의 결과물인 리스크 등록부는 프로젝트 특성에 따라 형식이 달라질 수 있으나 일반적으로 카테고리별로 식별된 리스크 목록에 따른 근본 원인 및 세부 시나리오, 책임, 영향, 대응 방안의 내용이 포함되며 체크리스트 형식으로 작성된다. 또 입력된 각 리스크 시나리오에 대한 체계적인 관리를 위해 영향과 발생확률을 산정하고 우선순위를 판단하는 정성적 분석을 통해, 공사 전 단계에

걸쳐 발생할 수 있는 리스크를 제어하기 위한 최적의 툴이라고 할 수 있다. 본 연구에서는 다양한 프로젝트에 적용되었던 리스크 등록부의 특성 및 장·단점을 분석하여 도심지 대규모 지하공사의 통합적 리스크 분석 및 관리를 위해 특성화된 리스크 등록부를 개발하였다.

4.2 리스크 등록부 적용사례 비교·분석

WSSC Bi-County Water Tunnel Project에 적용된 리스크 등록부는 재정, 공기, 평판, 법규, 안전, 환경 등 6개의 카테고리로 분류하였으며 리스크 대응 전·후의 확률 및 영향도와 스코어를 표시하여 리스크의 우선순위를 파악할 수 있고 리스크 대응 후 모니터링이 가능한 장점이 있다. 또한 리스크 대응 방안 입력이 가능하다. 반면에 정성적 분석만 가능하다는 단점이 있다(Goodfellow and Headland, 2009). RBES의 리스크 등록부는 공기 및 공사비의 통합적 관리를 시뮬레이션을 통하여 분석이 가능하다. 또한 리스크 대응 전·후의 공기 및 공사비 분포의 비교 분석이 가능하며 총 기간 뿐 아니라 해당연도의 예산 관리도 가능하다. 또한 정량적 수치를 통해 리스크의 위험수준을 한눈에 알아볼 수 있게 하여 사용자 편의성을 높였다. 단 도로공사 중심으로 제작되어 있고 다룰

수 있는 리스크의 수가 제한되어 있다는 단점이 있다 (WSDOT, 2008b). Parsons사의 등록부는 터널시공 프로젝트에 수년간 적용 및 개선된 양식으로 공기 및 공사비 확률분포 산출과 리스크 대응 전·후 비교, 분석에 적합할 뿐 아니라 도심지 공사에 적용 가능한 카테고리 분류를 구성하였다. 하지만 정성적 분석만 가능하며 구체적인 공기 및 공사비를 입력할 수 없기 때문에 정량적 분석이 불가능하다는 단점이 있다(Parsons, 2008).

4.3 도심지 대규모 지하공사를 위한 리스크 등록부 제작

도심지 대규모 지하공사에 적합한 리스크 등록부 작성성을 위해 몇 가지 고려사항이 필요하다. 먼저 최종 결과물인 공기 및 공사비 확률분포를 얻기 위해 각 리스크 목록마다 공기 및 공사비에 영향을 준다고 가정해야 하므로 공기 및 공사비의 확률 및 영향을 기재할 수 있도록 해야 하며 리스크 대응을 통해 발생할 수 있는 공기 및 공사비의 확률 및 영향도 산출하여야 한다. 다음 그림 5와 같이 작성된 리스크 등록부를 활용하여 그대로 시뮬레이션 구동이 가능하도록 하기 위해서는 MS-EXCEL 스프레드 시트를 기반으로 사용자의 편의성을 고려하여 간단하면서 입력 및 구동하기 쉽게 작성해야 한다. 이를 바탕으로 도심지 대규모 지하공사의 리스크 등록부를 다음 그림과 같이 개발 하였다. 시트의 좌측은 대응 전, 우측은 대응 후 입력 및 분석이 가능하도록 하였으며 좌측 상단의 리스크 인자 추출, 위험요인 입력, 시뮬레이션 구동 버튼을 VBA(Visual Basic for Applications) 모듈과 연결시켜 사용자 편의성을 높였다.

5. 리스크 분석을 위한 시뮬레이터 개발

5.1 적합 위험인자 추출 및 입력 모듈

리스크 등록부상에 대상 공사 현장의 환경에 따른 리스크 시나리오를 입력하기 위해서는 적합 위험인자 추출 모듈이 필요하다. 이를 위해 다음 그림 6과 같은 EXCEL VBA를 활용한 유저 폼을 제작하였다. 사용 방법은 먼저 적용공법을 선택하고 대상 공사현장의 여건에 따른 영향요소를 클릭하고 리스크 인자 추출 버튼을 누르면 DB로부터 리스트 박스로 적합 위험인자의 목록을 불러 들일 수 있으며 등록부 입력 버튼을 누르면 리스크 등록부상에 코드와 카테고리, 시나리오의 표제가 등록된다. 또한 리스크 DB에 등록되어 있지 않은 시나리오의 경우에는 위험요인 입력창에 입력하여 등록부상에 기록 할 수 있는 기능이 포함되어있다(그림 7).

리스크 등록부 상에서 리스크 인자별 정성적 분석 및 우선순위 판별을 위해 공기 및 공사비의 발생 확률과 공기 및 공사비의 영향을 매우 낮음에서 매우 높음의 5단계로 입력하면 리스크 매트릭스에 리스크 인자의 특성이 자동적으로 표시가 된다(그림 8). 이때 공기 및 공사비의 정성적 수치는 최대, 평균, 최소의 정량적 기간(일)과 금액(천원)으로 환산되어 표시가 되는데 이에 대한 기준은 링크된 시트에서 공사의 규모 및 금액에 맞게 임의의 변경이 가능하다. 확률과 영향의 총점을 1~25점 까지의 점수로 표시가 가능하여 리스크의 우선순위 판별에 활용이 가능하며 총점 셀은 점수에 따라 바탕색이 변하게 하여 사용자의 편의성을 높였다.

리스크 등록부 입력 후 시뮬레이션 구동을 위해 각

그림 5. 도심지 대규모 지하공사의 리스크 등록부

인자별 정량적 변환 값인 최소, 평균, 최대값을 삼각분포로 변환해 주어야 한다. VBA와 매크로를 활용하여 크리스탈 볼의 입력창에 해당 값이 자동적으로 입력되어

어 삼각분포가 생성된다. 시뮬레이션 구동 버튼을 누르면 여러 리스크 인자들의 삼각분포들은 하나의 공기 및 공사비의 확률분포로 생성된다.

코드 번호(Code Number)	카테고리(Category)	위험 인자(Risk Factor)
C 101	지반	경관 공법 위험인자 진체보기
C 102	지반	새로운 국립공원 구간 발생으로 공법변경
C 103	지반	지하수 흡수율 최소
C 104	지반	지질조사 보고서로 실제 지질설정의 차이로 발생
C 105	지반	지반 조사 안전 및 수중 부작용
C 106	설계/시공	설계/시공 공법으로 발생
C 107	설계/시공	도면이나 설계도면으로 초기 설계
C 108	설계/시공	설계/시공 설계 및 설계 문제
C 109	설계/시공	설계/시공 공법 및 설계 문제
C 110	설계/시공	설계/시공 설계 및 설계 문제
C 111	설계/시공	설계/시공 설계 및 설계 문제
C 112	설계/시공	설계/시공 설계 및 설계 문제
C 113	설계/시공	설계/시공 설계 및 설계 문제
C 114	설계/시공	설계/시공 설계 및 설계 문제
C 115	설계/시공	설계/시공 설계 및 설계 문제

그림 6. 리스크 인자 추출 모듈

카테고리(Category)	민원	특성(Type)	위험
표제(Title)	사유지 전속	코드(Code)	
시나리오(Scenario)	설계도 내 구조물의 일부 ○○구간이 사유지와 접촉하여 해당구간의 시공불가		
원인(Trigger)	축음 및 설계 문제		
발생장소(Place)	○○구간		
책임(Charge)	설계 회사(○○엔지니어링)		
발생확률(Probability)	H	초기화	
공기 영향(Duration Impact)	L	업적	
공사비 영향(Cost Impact)	L	최소	

그림 7. 리스크 인자 입력 모듈

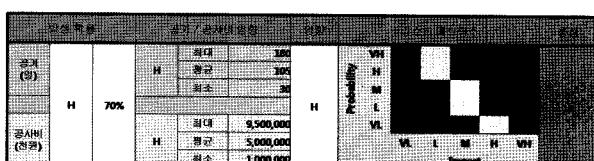


그림 8. 리스크 매트릭스 및 스코어 생성 기능

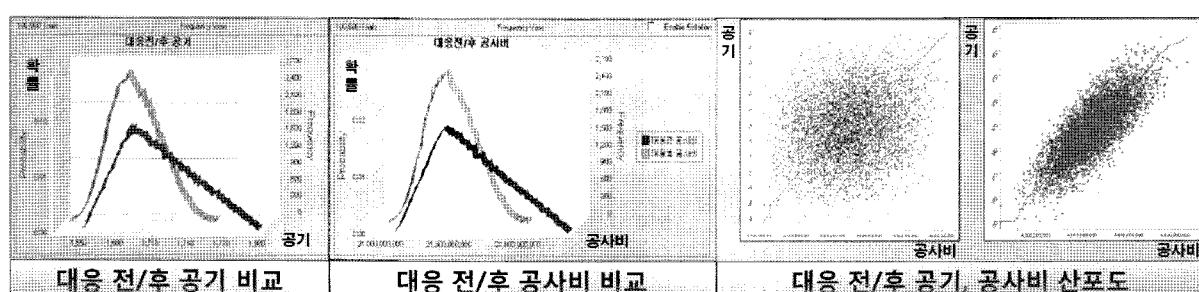


그림 9. 리스크 대응 전, 후 공기 및 공사비 비교

5.2 시뮬레이션 분석

리스크 등록부 상에는 대응 전·후의 확률과 공기 및 공사비 영향의 입력이 가능하다. 따라서 시뮬레이션 분석의 결과인 대응 전, 후의 공기 및 공사비의 확률분포를 오버레이차트와 산포도로 비교 할 수 있다(그림 9). 또한 민감도 분석을 통해 리스크 인자별 우선순위 파악도 가능하다.

6. 결 론

본 연구에서는 대규모 도심지 지하공사의 통합적 리스크 분석 시스템 개발을 위한 리스크 분석 체계 개발을 위해 공법, 단계, 특성별 리스크 인자 분석, 평가를 통한 리스크 인자 DB를 구축하고 리스크 등록부를 활용하여 민원, 안전, 환경, 문화적 요인을 포함한 공사 전반에 대해 분석 및 평가 할 수 있는 체계를 구축하였다. 도심지 지하공사에 특화된 리스크 카테고리 분류체계를 구축하였고 각 리스크 인자의 정성적 평가를 통해 우선순위를 판단해 보았고, 상위 20개의 인자에 대한 AHP 중요도 분석 결과를 산출하여 향후 리스크 대응을 위한 의사 결정의 기초자료로 활용도가 매우 높다. 리스크 등록부는 공사 감독자가 공사의 전 프로세스에 걸쳐 활용할 수 있도록 몬테카를로 시뮬레이션 기능을 통합하여 착공 전 리스크 도출 및 분석에서부터 대응 후 예측까지 공기, 공사비의 비교가 가능하다. 향후 본 논문에서 제안한 내용과 지반 신뢰도 분석 정보를 기반으로 공법, 공종별 시공 리스크를 시공 프로세스에 따라 정량적으로 분석한 확률 데이터를 통합하여 총 공사비 및 공사기간 분포를 획득하는 것이 요구된다.

참 고 문 헌

1. 김재욱, 우광민, 이학기 (2003), “공동주택공사에서의 공기지연 리스크 분석에 관한 연구”, *한국건설관리학회 학술발표대회 논문집*.
2. 김창학, 강인석, 박홍태 (2000), “대형 건설공사의 기획단계 리스크지수 산정에 관한 연구”, *대한토목학회논문집*, 제20권 제5-D 호, pp.559-569.
3. 신규호, 김재준 (2002), “국내개발사업 사전기획단계에서의 효율적 리스크 관리를 위한 리스크 인자 중요도에 관한 연구”, *한국 건설관리학회논문집*, 제3권 제2호, pp.75-86.
4. 유인근, 최상춘, 조택희, 구본우, 윤여완 (2006), “지하구조물 건축현장의 공법별 리스크 분석”, *한국철도학회 학술발표대회논문집*, pp.20-31.
5. 이민우, 이찬식 (2000), “건설공사의 위험도 산정에 관한 연구”, *대한건축학회논문집-구조계*, 제16권 제5호, pp.105-112.
6. 최병호, 구민경, 박찬식 (2003), “건축 리모델링 프로젝트 리스크 요인 분석을 통한 체크리스트 개발에 관한 연구”, *대한건축학회 학술발표대회 논문집*, 제23권 제1호, pp.347-350.
7. 황지선, 이찬식 (2004), “초기 건설공사 리스크인자의 중요도 산정”, *한국건설관리학회논문집*, 제5권 제2호, pp.115-122.
8. Einstein, H. H., Indermitte, C., Sinfield, J., Descoedres, F. P. and Dudit, J. P. (1999), “Decision Aids for Tunneling”, *Transportation Research Record*, Paper No99-0015, pp.6-13.
9. Einstein, H. H. (2004), “Decision aids for tunneling - Update”, *Transportation Research Record*, No.1892, pp.199-207.
10. Goodfellow, R. J. F. and Headland, P. J. (2009), *Transfer of a Project Risk Register from Design into Construction: Lessons learned from the WSSC Bi-County Water Tunnel Project*, RETC 2009.
11. Martin van Staveren (2006), *UNCERTAINTY AND GROUND CONDITIONS: A RISK MANAGEMENT APPROACH*, Elsevier, pp.127-131.
12. Min, S. Y., Kim, T. K., Lee, J. S. and H. H. Einstein (2008), “Design and construction of a road tunnel in Korea including application of the Decision Aids for Tunneling - A case study”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(2), pp.91-102.
13. Parsons (2008), Risk Register.
14. Washington State Department of Transportation (2008a), RBES (Risk Based Estimate Self-modeling), (<http://www.wsdot.wa.gov/projects/projectmgmt/riskassessment>).
15. Washington State Department of Transportation (2008b), Risk Management Plan (RMP) User’s Guide, (<http://www.wsdot.wa.gov/publications>).

(접수일자 2010. 2. 26, 심사완료일 2010. 3. 19)

