준설토 유효활용을 위한 한국형 환경기준 개발

Korean Environmental Standards for Beneficial Use of Dredged Materials

윤	길	림	Yoon, Gil-Lim
0]	찬	원2	Lee, Chan-Won
정	ዯ	섭³	Jeong, Woo-Seob

Abstract

This paper proposed an environmental standard for beneficial use of dredged materials currently considered as waste materials. In Korea, even though chemical analysis of sediments are carried out frequently, their analysis results were not interrelated with the effects of biological lives due to a shortage of data, which may result in difficulty to develope Korean standards for reusing dredged materials. For these, this paper first searched existing foreign standards, analyzed local contaminated sediment data, identified their main components of contaminations and then compared clean-up standards of sediments consisting of lower and higher level. From these analyses new environmental standards considering Korean national sedimental environments and economical recycling aspects because environmental standard levels proposed are higher than background level of sediments in Korea and foreign country's standards, where many experiences and environmental monitoring works have been already performed.

요 지

지금까지 유효활용이 불가능한 항만지역의 발생 준설토사를 자원으로 활용하기 위한 환경기준을 제안하였다. 현 재 국내의 경우 퇴적물의 화학적 분석은 이루어졌으나 생물영향과 연계된 자료의 부족으로 자체적 기준을 개발하는 것은 현실적으로 불가능하다. 그러므로 외국의 기준을 선별하고 국내 퇴적물 오염현황, 국내 퇴적물의 주요 오염성 분, 오염퇴적물 정화기준의 하위기준과 상위기준을 종합적으로 고려하여 국내여건에 적합한 환경기준을 제안하였 다. 본 연구에서 제시된 환경기준은 국내퇴적물의 천연부존량보다 값이 크기 때문에 국내 환경여건에 대하여 적합하 며 많은 경험과 사후 모니터링을 실시하고 있는 선진국의 환경기준과 비교하여 엄격한 수준으로서 준설토사를 경제 적으로 활용할 경우, 환경에 미치는 영향은 크지 않아 향후 준설토사의 처리 및 활용의 적용기준으로 적합할 것으로 판단된다.

Keywords : Background level, Beneficial use, Dredged material, Environmental standard, Recycling

1. 서 론

2000년 이후 준설량은 그림 1처럼 매년 증가하는 추

세를 나타내고 있다. 그리고 2002년과 2004년의 경우에 는 컨테이너공단과 여수청에서 준설물량의 증가 및 부 산청의 준설량의 증가로 급격한 증가를 나타내고 있으

¹ 정회원, 한국해양연구원, 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Korea Ocean Research & Development Institute, glyoon@kordi.re.kr, 교신저자)

² 경남대학교 환경공학과, 교수 (Prof., Environmental Engrg. Department, Kyungnam Univ.)

³ 정회원, 한국해양연구원, 박사후 연구원 (Member, Researcher, Korea Ocean Research & Development Institute)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

므로 향후 항만건설 및 개발시 발생하는 준설토사의 증 가량은 막대할 것으로 추정된다. 현행 해양관련 법규상 모든 준설토사는 오염도와 무관하게 해양폐기물로 분 류되어 유효활용 자체가 불가능한 상태이다. 그래서 현재 주요 항만 및 어항지역에서 발생하는 준설토사가 그림 2에서와 같이 외해투기, 매립장투기 및 기타방법 에 의하여 처리되고 있는 실정이다. 그러나 런던협약 (PIANC, 1996) 등 국제조약의 비준으로 인하여 해양투 기는 더 이상 불가하며 매립장의 경우 기존매립지의 용 량부족, 대규모 매립시설부지확보의 문제 등으로 많은 난관에 봉착하였다. 그러나, 일본 및 유럽 등의 선진국 의 경우 단순매립보다 신기술 및 신공법의 개발로 공학 적 성질이 우수하며 오염도가 낮은 준설토를 방파제, 안 벽 및 호안 시공시 적절하게 건설재료로 이용 등의 유효 활용기술을 적극적으로 활용하고 있으나 국내의 경우 인식의 부족, 폐기물로 분류되는 현행법규 및 관련 기술 의 부족으로 현장에서 재처리 및 유효활용이 실용화되 지 못하고 있는 실정이다.

본 논문에서 준설토사의 유효활용을 위한 환경기준 의 정립을 위하여 타당하다고 판단되는 외국의 준설토 사 활용기준을 선별하여 국내 퇴적물 오염현황, 국내 퇴





그림 2. 발생준설토 처리현황(해양수산부, 2005)

적물의 주요오염성분, 그리고 오염퇴적물 정화기준의 하위기준과 상위기준을 종합적으로 비교 및 분석하여 준설토사의 유효활용을 위한 환경기준을 제안하였다.

2. 환경기준의 자료 및 설정방법

2.1 용어 및 적용범위

본 논문에서 제시하는 주요 항만구역에서 발생하는 준설토사의 처리 및 활용을 위한 환경기준은 준설토사 처리·활용기준이라 정의하고 그림 3에서 준설토사의 오염도별 활용을 위한 모식도를 나타내고 있다. 준설토 사의 경우 개발, 유지 및 오염물질의 정화목적 등의 다 양한 목적으로 발생하지만 오염도에 따른 적용성을 제 시할 수 있는 환경기준은 전무한 실정이다. 본 논문에서 는 오염도에 따른 하위기준과 상위기준으로서 활용가 능기준과 활용우려기준을 제시하였다. 활용가능기준은 인간의 건강 또는 해양생태계의 대표적이고 민감한 생 물들에 미치는 급성/만성적 영향을 고려해 지정하고 기 준미만의 준설토사는 유효활용 및 투기와 관련해서 환 경에 미치는 영향은 거의 없다. 반면 활용우려기준을 초 과하는 준설토사는 처리기술이나 공정을 거치지 않을 경우 유효활용이나 투기에 부적합하며 두 기준사이의 준설토사는 사전의 정밀한 평가가 필요하다.

2.2 국내 퇴적물 오염 및 천연부존량 현황

기준에 포함될 항목은 우리나라 퇴적물의 주요 오염



그림 3. 준설토사처리·활용기준의 적용 모식도

표	1.	오염퇴적물	정화기준	(해양수산부,	2005)
---	----	-------	------	---------	-------

	오염퇴적물 정화복원기준						
	Lower level	Higher level					
Parameter	mg/kg d	Iry weight					
Ag	1	3.7					
As	9	41.6					
Cd	0.68	4.21					
Cr	80	370					
Cu	24	108					
Hg	0.15	1					
Ni	23	52					
Pb	50	220					
Zn	200	410					
Parameter	µg/kg d	ry weight					
Chlordane	0.5	6					
Dieldrin	0.02	8					
DDT	1.6	46					
tPCB	21.6	189					
Parameter	µg/kg d	ry weight					
Acenaphthene	16	500					
Acenaphthylene	44	640					
Dibenzo(a,h)anthracene	63	260					
Anthracene	85	1,100					
Anthracene Benzo(a)anthracene	85 261	1,100 1,600					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene	85 261 430	1,100 1,600 1,600					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene	85 261 430 384	1,100 1,600 1,600 2,800					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene	85 261 430 384 600	1,100 1,600 1,600 2,800 5,100					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene Fluorene	85 261 430 384 600 19	1,100 1,600 2,800 5,100 540					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene Fluorene 2-Methylnaphthalene	85 261 430 384 600 19 -	1,100 1,600 2,800 5,100 540 -					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene Fluorene 2-Methylnaphthalene Naphthalene	85 261 430 384 600 19 - 160	1,100 1,600 2,800 5,100 540 - 2,100					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene Fluorene 2-Methylnaphthalene Naphthalene Phenanthrene	85 261 430 384 600 19 - 160 240	1,100 1,600 2,800 5,100 540 - 2,100 1,500					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene Fluorene 2-Methylnaphthalene Naphthalene Phenanthrene Pyrene	85 261 430 384 600 19 - 160 240 -	1,100 1,600 2,800 5,100 540 - 2,100 1,500 -					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene Fluorene 2-Methylnaphthalene Naphthalene Phenanthrene Pyrene LPAH	85 261 430 384 600 19 - 160 240 - 552	1,100 1,600 2,800 5,100 540 - 2,100 1,500 - 3,160					
Anthracene Benzo(a)anthracene Benzo(a)pyrene Chrysene Fluoranthene Fluorene 2-Methylnaphthalene Naphthalene Phenanthrene Pyrene LPAH HPAH	85 261 430 384 600 19 - 160 240 - 552 1,700	1,100 1,600 2,800 5,100 540 - 2,100 1,500 - 3,160 9,600					

표 2. 각 해역의 주요 오염물질(해양수산부, 2003; 해양수산부, 2005)

물질과 오염물질의 농도를 고려하여 선정하였다. 표 1은 오염퇴적물 정화기준(해양수산부, 2005)를 나타내고 있 다. 국내 퇴적물의 주요 오염물질을 표 2에 나타내었으 며 2003년 이후 전문기관에서 많은 항목을 동시에 분석 한 해역의 자료를 수집하여(해양수산부, 2003; 해양수산 부, 2005) 이 자료를 토대로 각 해역 퇴적물의 오염물질 농도 최대치를 오염퇴적물 정화기준과 비교한 것이다.

퇴적물의 농도 평균과 비교하지 않고 최대치로 비교 한 것은 극심하게 오염된 퇴적물이 있음에도 불구하고 평균으로 비교할 경우 기준이하가 되어 오염되지 않는 것으로 판단하는 경우가 있기 때문이다. 또한 퇴적물의 특성상 물리적 이동 및 확산이 용이하지 않기 때문에 오염원 주변에 오염물질이 집중적으로 분포되므로 동 일 해역에도 지점별로 농도차이가 심한 상태이다.

표 2에서 Cu 및 Fe의 경우 모든 해역에서 오염퇴적물 정화기준의 상위기준을 초과하는 것으로 나타나 주요 오염물질로 분류할 수 있었으며 조사항목의 대부분은 모든 해역에서 하위기준을 초과하는 것으로 나타났다. Zn, Cu, Hg, Mn, Fe, Pb, Ni, PCB, TBT, IL은 3개 해역 이상이 상위기준을 초과하고 있었으며 이것은 국내 퇴 적물의 오염이 진행되고 있으며 일부 심하게 오염된 곳 이 있음을 의미한다.

표 3는 국내 연안 퇴적물중 오염이 심한 2곳을 예로 들어 2005년 한국해양연구원에서 조사한 마산항과 온 산항(해양수산부, 2005) 퇴적물의 표층과 주상시료 오

하모							_						_			
지점 정국	COD	IL	TOC	Cr	Ni	Cu	Zn	As	Cd	Pb	Hg	Mn	Fe	IBI	tPCBs	tPAHs
고흥	0	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	•		0		
부산감만항	0	0	-	0	0	•	0	0	0	0	0	0			0	
부산남항	0	•	0				•	0	0			0				0
부산북항	0		-	0				0	\bigcirc			0			0	
울산장생포항			0	0	0				•							-
인천	0	-	-	0	0	•	0	0	_	0	0	0		0		
진해행암만	0		0	-	0	•	•	0	0	0	0	0				
통영	0		0	0	0	•	0	0	0	0	0	0			0	-
평택	0	0	0	0	0	0	-	0	-	-	-			-		
포항	0	0	0	-	-	•	-	0	0	0	-	-				
광양	-	0	0	-	0	0	-	0	-	-	-	0			•	0
마산	0	٠	0	0	0			0	0	0	0		•		-	0
목포	-	0	0	0		•	0	0	0	0	0	0				0
여수	-	0	0	-	0	•	0	0	0	0	-				•	0
온산	0	0	0	0	0	•	•	0	•		0	0			-	-
묵호	-	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	•		0	-
삼척	-		0	0	0	•	0	0	0	0	0				-	-
시화	0		0	0				0	0	0	0					

(○: 하위기준 초과, ●:상위기준 초과)

염물질 농도와 천연부존량을 나타낸 것이다.

마산항의 경우 표층 22개 지점 및 주상 4지점에 대하 여 조사한 결과 비소(As), 카드뮴(Cd) 및 수은(Hg)은 조 사시점의 오염물질의 농도가 각각의 천연부존량 9mg/kg, 0.2mg/kg, 0.05mg/kg을 초과하였으며 온산항의 경우 표 층 20개지점 및 주상 4개 지점에 대하여 조사한 결과 대 부분의 중금속에 대한 천연부존량이 존재하였으나 조사 에 의한 오염물질의 농도보다 낮은 것으로 나타났다. 앞장에서 언급되었듯이 우리나라는 각 해역별로 파 악된 천연부존량(background level)의 데이터가 제한되 어 있으나, 그림 4와 같이 파악된 국내 퇴적물의 천연부 존량(Hg, Cd, As, Pb, Cu, Ni, Cr, Zn)은 외국의 수준에

시기		200)5년		2005년				
지역 조사항목	<u>:</u>	마신 표층 2 주상 4지점(Dep	산항 2 지점 oth : ≒160cm))	온산항 표층 20 지점 주상 4지점(Depth : ≒160cm)				
parameter (mg/kg)	표층 Avg.±SD	range	주상 Avg.±SD	Background level	표층 Avg.±SD	range	주상 Avg.±SD	Background level	
As	10.4±3.5	4.6~16.4	13.7±1.88	<9	10.96±3.75	4.4~20.5	12.6±2.78	<8	
Cd	1.36±0.57	0.17~2.66	1.07±0.83	<0.2	1.12±1.71	0.15~7.12	0.41 ± 0.26	<0.2	
Cr	79.4±13.3	47.2~114	78.0±19.2	—	65.05±17.52	16.0~99.7	69.1±19.7	<25	
Cu	73.5±21.9	28~133	71.1±34.7	-	179±294	9.05~1208	35.7±29.9	10	
Hg	0.136 ± 0.076	0.03~1.36	0.17±0.25	<0.05	0.14±0.08	0.01~0.59	0.12±0.16	<0.03	
Pb	73.8±18.1	35.3~109	67.4±25.0	-	123±131	20.1~599	53.1±35.5	<20	
Mn	716±106	460~978	651±93.1	_	585±66.6	305~699	429.6±77.1	<300	
Ni	16.7±7.92	0.1~32.4	28.8±2.14	—	21.5±5.95	7.7~126	32.9±30.6	8	
Ag	-	_	-	-	-	_	-	-	
Zn	321±92.0	131~518	286±132	-	365±374	50.3~1662	124±64.5	55	
Fe(%)	4.52±0.37	2.39~5.21	2.88±0.21	-	3.41 ± 0.60	1.24~3.9	3.02±0.67	-	
AI (%)	6.36±0.51	4.79~11.0	8.35±1.39	-	$5.21\pm$	2.77~10.1	7.92±1.54	-	
Se	-	—	-	-	_	_	-	-	
$tPAH(\mu g/kg)$	1681±742	764~3345	-	0	1457±613	353~2633	_	0	
tPCB(µg/kg)	10.2±5.02	0.23~39.9	20.7±13.4	0	2.53±1.37	ND~14.3	3.99 ± 5.29	0	
TBT(mg/kg)	0.097 ± 0.067	ND~0.19	0.196±0.091	0	0.257±0.60	0.028~1.76	0.45±0.39	0	
tPCDDs/DFs(pg/g)	-	_	-	-	-	_	-	_	
COD(mg/g)	19.6±3.94	11.3±74.9	40.2±16.4	—	18.4±5.14	7.1~37.5	25.5±7.24	-	
TOC(%)	2.32±0.41	1.00~4.11	1.85±0.66	-	1.22±0.46	0.19~7.48	2.39±1.92	-	
TN(%)	0.20±0.03	0.07~0.28	0.12±0.1	—	0.16±0.05	0.04~0.58	0.24±0.13	-	
Volatile Sulfides(mg/g)	1.82±1.20	0.01~4.98	1.82±1.86	_	0.22±0.25	0.002~1.11	0.12±0.21	_	
강열감량(%)	19.6±3.94	4.72~14.3	8.59±1.12	_	7.55±1.88	2.8~10.5	8.61 ± 1.56	_	

표 3. 국내 해역 퇴적물의 오염물질 농도(해양수산부, 2005)



그림 4. 외국과 국내 퇴적물의 천연부존량(해양수산부, 2005)

비해 낮았다. 국내 퇴적물의 주요 오염원인 Mn과 Fe는 천연부존량이 파악되지 않았으나, 강변여과수 개발(수 돗물 신뢰향상을 위한 심포지엄, 2006)에 따르면 강변 여과수에 유독 철과 망간이 먹는물 수질 기준을 초과하 여 문제가 되는 것으로 나타났기 때문에 천연부존량이 높을 것이라 판단된다.

2.3 외국기준의 분류

수집된 외국의 기준은 각 국가별로 기준에 포함된 항 목의 종류와 수에서 차이가 많이 났으며(중금속 이외 항 목), 같은 항목인데도 수치 차가 심해 각 항목별로 비슷 한 기준을 선택하여 4개의 그룹으로 분류하고, 표 4에

표 4. 분류된 외국 기준

그룹	국 가	비고
1	미국 위스콘신주, 핀란드, 영국, 덴마크	가장 엄격한 기준
2	벨기에, 스웨덴, 프랑스 네덜란드, 아일랜드	1 그룹보다 높은 기준
3	독일, 스페인, 호주	2 그룹보다 높은 기준
4	미국 육군공병단, 노르웨이	가장 높은 기준

표 5. 그룹별 분류 항목별 기하평균

Chamical	그룹 1	그룹 2	그룹 3	그룹 4	그룹 1	그룹 2	그룹 3	그룹4
Chemical		준설토사 홀	용가능기준			준설토사 홀	날용우려기준	
Metals (mg/kg)								
Antimony	-	-	2	150	-	-	25	200
Arsenic	13.1	21	36	68	49	65	128	837
Cadmium	0.45	1.17	1.55	2.3	2.97	3.6	8.55	11.8
Chromium	41	80	134	300	200	195	652	5,000
Copper	28	40	64	242	125	102	278	1,396
Lead	35	62	84	232	190	198	404	1,342
Mercury	0.16	0.32	0.45	0.50	1.13	0.94	2.47	3.39
Nickel	24	46	47	135	65	123	173	745
Selenium	_	-	-	_	_	-	-	_
Silver	-	_	1	6.1	_	-	4	8.4
Zinc	115	247	327	536	463	615	1,291	6,164
Manganese	460	_	-	_	1,100	-	-	_
Iron(%)	2	-	-	_	4	-	-	_
Organometallic compounds (µg/kg)								
Tributyltin	4.6	17	10	0.15	200	59	205	
(interstitial water μ g/L)	µg/kg	µg/kg	µg/kg	(µg/L)	µg/kg	µg/kg	µg/kg	
Dibutyltin	-	-	-	-	-	-	-	
TBT + DBT + MBT	100	_	-	-	1,000	-	-	_
Organics (µg/kg)								
Total LPAH	-	-	552	5,200	-	-	3,160	29,000
Naphthalene	10	18.7	160	2,100	100	85	2,100	2,400
Acenaphthylene	-	-	44	560	-	-	640	1,300
Acenaphthene	-	-	16	500	-	-	500	2,000
Fluorene	-	-	19	540	-	-	540	3,600
Phenanthrene	50	100	240	1,500	500	1,000	1,500	21,000
Anthracene	10	100	85	960	100	800	1,000	13,000
2-Methylnaphthalene	-	-	70	570	-	-	670	1,900
Total HPAH	-	-	1,700	12,000	-	-	9,600	69,000
Fluoranthene	300	100	600	1,700	3,000	2,500	5,100	30,000
Pyrene	-	-	665	2,600	-	-	2,600	16,000
Benz(a)anthracene	30	100	261	1,300	400	1,000	1,600	5,100
Chrysene	1,100	100	384	1,400	11,000	1,000	2,800	21,000
Benzofluoranthenes(b+k)		-	-	3,200	-	-	-	9,900
Benzo(a)pyrene	300	50	430	1,600	3,000	900	1,600	3,600
Indeno(1,2,3-c,d)pyrene	600	50	-	600	6,000	800	-	4,400
Dibenz(a,h)anthracene	-	_	63	230	-	-	260	1,900
Benzo(g,h,i)perylene	800	50	-	670	8,000	1,616	-	3,200
Total PAH	3,000	-	4,000	-	30,000	-	45,000	-
Oil	170,998	50,000	300,000	_	1,500,000	1,500,000	1,000,000	_

표 5. 그룹별 분류 항목별 기하평균(계속)

	그룹 1	그룹 2	그룹 3	그룹 4	그룹 1	그룹 2	그룹 3	그룹 4
Chemical		준설토사 횔	용가능기준			준설토사 홀	용우려기준	
Pesticides (µg/kg)								
PP'-DDT	-	_	1.0	_	—	-	3.0	
PP'-DDE	-	_	1.5	_	-	-	9.0	_
PP'-DDD	-	_	2.4	_	_	-	14.1	_
Total DDT (sum of 4,4'-DDD, 4.4'-DDE and 4.4'-DDT)	3.5	10	1.6	6.9	43	30	46.0	69
Aldrin	2.0	10	_	10	80	30	_	_
Chlordane	_	-	0.50	10	_	_	6.0	_
Dieldrin	3.1	10	0.02	10	62	30	8.0	_
Heptachlor	_	-	_	10	-	_	-	_
Gamma-BHC (Lindane)	_	10	0.32	10	-	20	1.0	_
Endrin	3.0	10	_	_	1.300	30	_	
Toxaphene	1.0	-	_	_	2	-	_	_
PCB 28	1.0	2.0	2.0	25	30	30	6.0	50
PCB 52	1.0	2.0	1.0	25	30	30	3.0	50
PCB 101	4.0	4.0	2.0	50	30	30	6.0	100
PCB 118	4.0	4.0	3.0	25	30	30	10.0	50
PCB 138	4.0	4.0	4.0	50	30	30	12.0	100
PCB 153	4.0	4.0	5.0	50	30	30	15.0	100
PCB 180	4.0	4.0	2.0	-	30	30	6.0	50
Total PCBs	28.8	14	24.0	57	300	32	77.5	964
Dioxins and Furans ng WHO-TEQ/kg	1.4	-	-	-	10	-	-	_
Chlorinated Hydrocarbons (µg/kg)								
1,3-Dichlorobenzene	-	-	_	170	-	_	-	-
1,4-Dichlorobenzene	_	-	_	110	_	_	_	120
1.2-Dichlorobenzene	_	-	_	35	-	_	_	110
1.2.4-Trichlorobenzene		-	_	31	-	_	-	64
Hexachlorobenzene(HCB)	_	_	2	22	_	-	6	230
Pentachlorobenzene	-	_	1	_	_	-	1	_
Phthalates ($\mu g/kg$)								
Dimethylphthalate	-	_	-	71	-	-	-	1.400
Diethyl phthalate	_	_	-	200	_	-	_	1.200
Di-n-butyl phthalat	-	_	_	1.400	_	-	_	5.100
Butyl benzyl phthalate	_	-	_	63	-	_	_	970
Bis(2-ethylhexyl)phthalate		_	_	1,300	-	_	_	8,300
Di-n-octyl phthalate	_	-	_	6,200	-	-	-	6,200
Phenols $(\mu g/kg)$				-,				- 1
Phenol	-	_	_	420	_	_	_	1.200
2-Methylphenol	_	-	_	63	-	_	-	77
4-Methylphenol	_	_	-	670	_	-	_	3.600
2.4-Dimethylphenol	-	_	_	29	_	-	_	210
Pentachlorophenol	_	_	_	400	_	_	_	690
Miscellaneous Extractables (µg/kg)								
Benzyl alcohol	_	_	_	57	_	_	_	870
Benzoic acid	-	-	-	650	-	-	-	760
Dibenzofuran	_	-	-	540	-	_	-	1,700
Hexachloroethane	_	_	_	1,400	-	_	-	14,000
Hezachlorobutadiene	_	_	-	29	-	_	-	270
N-Nitrosodiphenylamine	_	-	_	28	-	_	-	130

나타내었다.

1 그룹에 미국 위스콘신주(WPDES, 2006), 핀란드 (Helsinki commission, 2004; ICES, 2003), 영국(CEFAS, 2000; CEFAS, 2001), 덴마크(Helsinki commission 2005) 2 그룹에 벨기에(ICES, 2002; ICEs, 2003), 스웨덴(ICES, 2002; ICEs, 2003), 프랑스(ICES, 2002; ICEs, 2003), 아 일랜드(Margot Cronin et al., 2006), 네델란드(ICES 2003) 3 그룹에 독일(Helsinki commission, 2004), 스페인(T.A. Del Valls et al., 2003; OSPAR, 2005), 호주(PORT KEMBFA CORPORATION, 2005) 그리고 4 그룹에 미국 육군공 병단(USACE, 2005), 노르웨이(ICES, 2002; ICES, 2003; Margot Cronin et al., 2006)가 포함된다.

아일랜드의 기준(Margot Cronin et al, 2006)은 3단계 로 구분된 기준이나 실질적으로는 Category 1과 3으로 구분된 2단계 기준으로 볼 수 있기 때문에 그룹의 분류 에 포함하였으나 포르투갈의 기준은 5단계로 분류에서 제외되었다. 일본의 경우 '저질(수저토사)의 판정기준 환경기준'이 설정되어 있으나 퇴적물의 항목별 분석방 법이 산분해법에 의한 것이 아니라 용출시험에 의한 것 이므로 그룹의 분류에서 제외되었다.

표 4에 제시된 각 그룹별 수치를 기하평균 하여 표 5 에 나타내었으며 항목별 수치는 대체적으로 1 그룹 < 2 그룹 < 3 그룹 < 4 그룹의 순이었으나, 유기염소계 항목은 3 그룹 < 1 그룹 < 2 그룹 < 4 그룹의 순서였다. 미국 육군공병단, 핀란드, 네덜란드, 호주를 제외한 다 른 국가는 중금속 이외 항목이 기준에 포함된 것이 많지 않기 때문에 제시된 기준 값이 적은 것으로 나타났다. 중 금속 이외 항목에서 1 그룹은 핀란드의 기준이, 2 그룹은 네덜란드의 기준이, 3 그룹은 호주의 기준이, 4 그룹은 미국 육군공병단의 기준이 그대로 적용된 것이 많다.

3. 환경기준의 제안

3.1 기준에 포함될 항목 선정

대부분의 선진국 '준설토사처리·활용기준'에 포함된 중 금속 항목은 주로 As, Cd, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb, Zn이다. Mn 과 Fe는 주요 포함 항목이 아니며 미국 위스콘신주의 기 준에 포함되어 있고, Ag는 호주의 기준에 포함되어 있다. PAHs 항목은 total PAH로만 제시한 기준과 Naphthalene과 Benzo(a)pyrene 등으로 세분화하여 제시한 기준도 있다 (ICES, 2003; OSPAR, 2005; Helsinki commission, 2005).

유기염소계는 주로 total PCB와 DDT, Aldrin, Dieldrin, Lindane, Endrin이 포함되었으며 일부 기준은 total PCB 를 세분화하여 제시하였다. 선진국의 퇴적물질 기준에는 COD, TOC 등의 유기물 함량을 나타내는 항목이 포함되 어 있으나 준설토사 처리·활용기준에는 유기물 함량을 나 타내는 항목이 없는 것이 특징이다. 그러나 본 연구의 준 설토사 처리·활용기준에는 곤충의 증식환경을 제공할 수 있는 유기물 함량을 나타내는 항목을 첨부하였다.

2006년도에 발생한 진해 신항만 준설투기장의 곤충 (깔따구)사건의 경우에는 준설토사 내의 유기물 농도가 높아 곤충의 증식으로 인하여 문제를 일으킨 경우이다. 표 6은 신항만 투기장내부 준설토 조사 시기별 중금속 의 평균값을 나타내고 있는데 표 1의 오염퇴적물 정화 기준의 하위기준보다 낮아 준설토사의 유효활용의 경 우 유기물이 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

본 논문에서 준설토사처리·활용기준에 우선적으로 포 함된 항목은 국내 연안 퇴적물의 주요 오염물질과 선진국 의 기준에 주요하게 포함되어있는 항목을 고려하여 As, Cd, Cr, Cu, Pb, Hg, Ni, Zn의 중금속과 tPAH, tPCB, DDT, TBT와 유기물 함량 항목인 T-N, T-P로 선택하였다.

국내 연안퇴적물의 주요 오염물질인 Mn과 Fe는 천연 부존량이 높을 것으로 예상되는 점과 다른 중금속에 비 해 생물에 미치는 악영향이 적다는 점 그리고 외국의 기준항목에 주요하게 포함되지 않는다는 것을 고려하 여 본 연구의 기준에 포함하지 않았다. 또한 국내 연안 퇴적물에서 IL, TOC 등도 많은 해역에서 하위기준을 초 과하고 있다. PAH와 PCB를 세분화 하지 않은 것은 준 설토사 활용시의 분석 편의를 고려했기 때문이다.

3.2 오염퇴적물 정화기준과 분류그룹 비교

준설토사의 활용하는데 있어 상이한 기준으로 인하여 발생할 수 있는 문제점을 해소하여 준설토사처리 및 활용 기준의 실효성을 부여하기 위하여 표 1의 오염퇴적물 정 화기준과 비교 평가를 실시하였으며 표 5에서 분류된 기 준을 오염퇴적물 정화기준과 비교하여 표 7에 나타내었다. 표 5에 분류된 기준을 바탕으로 적절한 그룹을 선택 하여 잠정적인 준설토사 활용가능기준·활용우려기준을 제시하였다. 먼저 중금속 항목은 오염퇴적물 정화기준 보다 수치가 다소 높은 2 그룹을 선택하였다. PAH 항목

표 6. 신항 투기장 내부 준설토 조사 시기별 중금속 평균값의 비교(단위: mg/kg, dry weight base)

구분	Zn	Pb	Cd	Ni	Cu	Cr
1차 조사	135.55	24.05	0.41	20.76	13.55	35.19
3차 조사	100.12	18.78	0.30	23.57	14.21	40.67
평균	117.84	21.42	0.36	22.17	13.88	37.93

표 7. 오염퇴적물 정화기준과 분류그룹의 비교

비교 항목	그룹	비교 내용
	1	각 항목별 수치가 다소 낮거나 일부 비슷함
즈그소	2	각 항목별 수치가 대체적으로 다소 높음
507	3	각 항목별 수치가 대체적으로 2~3배 높음
	4	각 항목별 수치가 대체적으로 4배 이상 높음
	1	각 항목별 수치가 매우 낮음
PAH 항목	2	각 항목별 수치가 대체적으로 낮음
	3	각 항목별 수치동일
	4	각 항목별 수치가 3배 이상 높음 (일부 10배 이상 높음)
	1	각 항목별 수치가 대체적으로 비슷하거나 다소 높음
유기염소계 하목	2	각 항목별 수치가 비슷하거나 일부 10배 이상 높음
21	3	각 항목별 수치 대체적으로 비슷함
	4	각 항목별 수치가 5배 이상 높음 (일부 10배 이상 높음)

은 오염퇴적물 정화기준 보다 수치가 3배 이상(일부 10 배 이상) 높은 4그룹보다 수치가 동일한 3 그룹을 선택 하였다. 유기염소계 항목은 오염퇴적물 정화기준보다 수치가 비슷하거나 다소 높은 1 그룹을 선택하였다.

3.3 준설토사 처리·활용기준

앞부분에서 언급된 중금속 항목 2 그룹, PAH 항목 3 그룹, 유기염소계 항목 1 그룹, TBT 3 그룹을 바탕으 로 표 8의 준설토사 처리·활용기준을 제안하였다.

중금속 항목은 2그룹을 선택하였으나, Cd의 경우 제 시된 환경기준과 오염퇴적물 정화기준을 비교했을 때 그 수치가 낮았기 때문에 활용가능기준은 3그룹을 활용 우려기준은 4그룹으로 적용되었다.

Cr의 활용가능기준 및 활용우려기준과 Cu의 활용우려 기준은 오염퇴적물 정화기준과 비교했을 때 그 수치가 동 일하거나 다소 낮았기 때문에 3 그룹의 기준이 적용되었 다. 그리고 Cu의 활용가능기준은 일부 항만의 Cu의 수치 가 높아 60으로 상향되었다. Pb와 Hg의 활용우려기준은 오염퇴적물 정화기준과 비교했을 때 그 수치가 낮았기 때 문에 3그룹의 기준이 적용되었다. Zn과 Ni는 그대로 2그 룹의 기준이 적용되었다. tPAH의 경우 제시된 환경기준과 오염퇴적물 정화기준(해양수산부, 2005)이 동일하나 4그룹 에 제시된 tPAH의 수치가 없기 때문에 호주의 경우처럼 퇴적물질 기준과 준설토사처리·활용기준이 동일하다.

DDT의 활용우려기준은 오염퇴적물 정화기준보다 낮

표 8. 준설토사 처리·활용기준

Chamical	준설토사처리・활용기준				
Chemical	활용가능기준	활용우려기준			
Metals (mg/kg)					
비소(As)	21	65			
카드뮴(Cd)	1.55	11.8			
크롬(Cr)	134	652			
구리(Cu)	60	278			
납(Pb)	62	404			
수은(Hg)	0.32	2.47			
니켈(Ni)	46	123			
아연(Zn)	247	615			
PAHs (µg/kg)					
총다환방향족탄화수소(tPAH)	4,000	45,000			
Organochlorine (µg/kg)					
총유기염소화합물(tDDT)	3.5	69			
총폴리염화비페닐(tPCB)	28.8	300			
TBT (µg/kg)					
트리부틸주석(TBT)	10	205			
PAH (µg/kg)					
나프탈렌(Naphthalene)	160	2,100			
페난트렌(Phenanthrene)	240	1,500			
플로란틴(Fluoranthene)	600	5,100			
피렌(Pyrene)	665	2,600			
벤젠트레신(Benz(a)anthracene)	261	1,600			
크라이센(Chrysene)	384	2,800			
벤조피렌(Benzo(a)pyrene)	430	1,600			
Pesticides (µg/kg)					
클로르데인(Chlordane)	0.50	6.0			
디엘드린(Dieldrin)	0.02	8.0			
폴리염화비닐 28(PCB 28)	2.0	6.0			
폴리염화비닐 52(PCB 52)	1.0	3.0			
폴리염화비닐 101(PCB 101)	2.0	6.0			
폴리염화비닐 118(PCB 118)	3.0	10.0			
폴리염화비닐 138(PCB 138)	4.0	12.0			
폴리염화비닐 153(PCB 153)	5.0	15.0			
폴리염화비닐 180(PCB 180)	2.0	6.0			
기타 (mg/kg)					
총질소(Total nitrogen)	1500	_			
총인(Total phosphorus)	500	_			

있기 때문에 4 그룹의 기준이 적용되었다. 총 질소(T-N) 와 총 인(T-P)의 경우 외국의 준설토사관련 환경기준에 항목이 없는 관계로 미국 환경보호청의 퇴적물질기준 (SQG)의 중간오염수치의 중간값(USEPA, 1996)을 적용 하였다. 퇴적물에서 오염물질의 농도가 퇴적물내 천연 부존량을 초과할 때 오염된 것으로 볼 수 있으므로 본 연구의 준설토사 활용가능기준은 국내 퇴적물 천연부존 량 보다 수치가 높기 때문에 적당하게 설정되었다고 볼 수 있다. 그리고 준설토사의 처리 및 활용에 있어 다양한 경험을 축적하고 장기간에 걸쳐 모니터링을 실시하고 있 는 미국 육군공병단의 기준(4그룹)과 비교했을 때 본 연 구에서 제시된 기준은 매우 엄격한 한 것으로 판단된다.

4. 결 론

외국의 준설토사기준은 퇴적물의 화학적 분석 및 생 물학적 영향에 기초를 두고 있으나 국내의 경우 퇴적물 의 화학적 분석은 이루어졌으나 생물영향과 연계된 자 료의 부족으로 자체적 기준을 개발하는 것은 현실적으 로 불가능하다. 본 논문에서는 국내실정에 적합한 항만 지역의 발생 준설토사 처리·활용을 위한 환경기준을 개 발하고자 우선적으로 선진 외국의 준설토사 활용기준 을 분류하고 상세분석하였다. 그리고 국내 퇴적물의 오 염현황과 국내 퇴적물의 주요오염물질, 오염퇴적물 정 화기준의 하위기준과 상위기준을 종합적으로 고려하여 준설토사 활용가능기준 및 활용우려기준을 제안하였다.

준설토사 처리·활용기준에 우선적으로 포함된 항목 은 국내 연안퇴적물의 주요 오염물질과 선진국의 준설 토사 처리·활용기준에 주요하게 포함되어 있는 항목을 고려하여 As, Cd, Cr, Cu, Pb, Hg, Ni, Zn의 8개 항목의 중금속과 tPAH, tPCB, DDT, TBT 그리고 유기물 함량 항목인 T-N, T-P으로 선택하였다. 중금속중 발암물질인 As, Cd 및 Cr의 활용가능기준은 각각 21mg/kg, 1.55mg/kg 및 134mg/kg 그리고 비발암성 물질의 경우 Cu 60mg/kg, Pb 62mg/kg, Hg 0.32mg/kg, Ni 46mg/kg, Zn 247mg/kg 으로 미육군공병단(USACE)의 하위기준보다 낮은 수치 의 기준을 제안하였다. 본 논문에서 제안된 환경기준은 국내퇴적물의 천연부존량 보다 값이 크기 때문에 국내 환경여건에 대하여 적합한 것으로 판단되며 많은 경험 과 사후 모니터링을 실시하고 있는 선진국의 기준에 비 하여 매우 엄격하여 향후 기준에 적합한 준설토사를 경 제적으로 가치있는 자원으로 활용할 경우 환경에 미치 는 영향은 매우 작을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문은 국토해양부와 한국해양수산기술진흥원이 지원하는 "항만구조물 신뢰성 설계법 개발, PM48000" 연구과제와 한국해양연구원 기본과제인 "하구역 관리 및 기능회복 기술개발, PE98070" 연구비 지원하에 연구 가 가능했으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 1. 창원시 (2006), *수돗물 신뢰향상을 위한 심포지엄*, pp.42-48.
- 2. 해양수산부 (2003), *준설물질 해양배출 평가체제 개발 연구용역*, pp.150-168.
- 3. 해양수산부 (2005), *해양오염퇴적물 조사 정화·복원체계 구축[2]*, pp.239-288.
- 4. CEFAS (2000), The impact of disposal of marine dredged material on the Flamborough Head Candidate Special Area of Conservation (cSAC), CEFAS Contract report AA001, pp.1-6.
- CEFAS (2001), The impact of disposal of marine dredged material on the Thanet Coast and Sandwich Bay Candidate Special Areas of Conservation (cSACs), CEFAS Contract report AA001 cSAC Review Series : Report No.2, pp.16.
- Del Valls, T.A., Casado-Martinez, M.C., Riba, I., and Blasco (2003), "Linking sediment chemical and biological guidelines for characterization of dredged material", pp.101-105.
- Helsinki commission (2004), National instructions for Dredging and disposal of dredged materials, Matters connected with HELCOM recommendations under HELCOM MONAS, pp.1-4.
- Helsinki commission (2005), Examples of procedures of dumping permits submitted by contracting parties, Matters connected with HELCOM recommendations under HELCOM MONAS, pp.1-8.
- Helsinki commission (2005), Short notice on action levels for dredged materials in Denmark, Matters connected with HELCOM recommendations under HELCOM MONAS, pp.1-2.
- 10. ICES (2002), Report of the working group on marine sediments in relation to pollution, Marine Habitat Committee, pp.27-42.
- 11. ICES (2003), Report of the working group on marine sediments in relation to pollution, Marine Habitat Committee, pp.18-48.
- Margot Cronin, Evin McGovern, Terry McMahon and Rick Boelens (2006), Cuidelines for the assessment of dredge material for disposal in waters, Marine Environment and Health Series, No.24, pp.37-56.
- OSPAR (2005), 2005 Assessment of data collected under the Coordinated Environmental Monitoring Programme (CEMP), Assessment and Monitoring Series, pp.19-22.
- PIANC (1996), Handling and treatment of contaminated dredged material from ports and inland waterways "CDM", Vol. 1, Report of Working Group 17.
- PORT KEMBFA PORT CORPORATION (2005), Appendix B : Environmental Assessment of Proposed Dredging and Disposal Activities, Environmental Assessment, Issue No 3, pp.16-20.
- T.A. DelValls (2004), "Chemical and ecotoxicological guidelines for managing disposal of dredged material", Trends in Analutical Chemistry, 23(10-11) : pp.819-828.
- US Army Corps of Engineers (2005), Engineering and Design : Beneficial Uses of Dredged Material, Engineer Manual No. 1110-2-5026.
- US EPA (1996), Soil Screening Guidance: User's Manual, Environmental Protection Agency, Office of Emergency and Remedial Response, Washington, D.C., USA.
- WPDES (2006), Dredging operatioons, General WPDES Permit No. WI-0046558-04-0. pp.1-8.

(접수일자 2007. 8. 16, 심사완료일 2008. 5. 14)

항만준설토사 유효활용을 위한 오염도 평가

Assessment of Contamination of Harbor Dredged Materials for Beneficial Use

윤 길 림' Yoon, Gil-Lim 정 우 d^2 Jeong, Woo-Seob

Abstract

Contamination level assessment of harbor dredged materials is carried out for beneficial use, which generated annually due to port construction and maintenance of harbor channel. The basic purpose of environmental risk assessment was a scientific approach to susceptibility of hazard risk to human's health from different dredged materials. And this paper proposes a guideline of safely beneficial use of dredged materials at both industrial area and residental area, generated from major port execution throughout a sound investigation of their contamination levels. Newly proposed guidelines were in general higher levels compared to both current guidelines of treatment and use of dredged materials and soil environment protection levels. Finally, environmental assessment results of dredged material contamination generated in major ports of Korea for beneficial use based on pre-assessment environmental levels show that some port's dredged materials contain heavy metals such as Cd, As, Cr and Zn, more than base levels which requires more precise contamination investigation. Others were found to be very appropriate for beneficial use.

요 지

본 논문에서 매년 항만개발 및 항로유지의 목적으로 발생하는 준설토사의 유효활용을 위하여 주요 항만 준설토사에 대하여 오염현황을 조사 및 분석하였다. 그리고 준설물질별 인간의 건강에 대한 피해확률을 과학적으로 추정하는 위해성 평가를 실시하여 공업 및 주거지역에서 직접 인체에 대하여 안전하고 유효하게 활용할 수 있는 기준을 제시하 였다. 제시한 기준은 기존의 준설토사 처리·활용기준 및 토양환경보전법상의 환경기준보다 엄격한 것으로 나타났다. 그리고 유효활용에 대한 사전평가를 실시할 수 있는 관련 기준을 근거로 국내 주요항만의 발생준설토사에 대한 오염 도를 평가한 결과, 일부 항만에서 카드뮴(Cd), 비소(As), 크롬(Cr) 및 아연(Zn)이 환경기준을 초과하는 것으로 나타나 정밀한 조사가 이루어져야 할 것으로 나타났지만 대부분 항만에서 발생한 준설토사는 유효활용이 가능한 것으로 나타났다.

Keywords : Beneficial use, Contamination level, Dredged materials, Environmental risk assessment, Port construction

1. 서 론

항만의 유지와 관리, 항로개척 및 보수, 오염 해역의

정화 등을 목적으로 하는 매년 발생하는 준설토사량은 90년대 중반이후 급격히 증가하는 추세로 조사되었다. 그리고 발생한 준설토사의 대부분이 매립 또는 해양

¹ 정회원, 한국해양연구원, 책임연구원 (Member, Principal Researcher, KORDI)

² 정회원, 한국해양연구원, 연수연구원 (Member, Post-Doc, KORDI, jws2713@kordi.re.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게제하여 드립니다.

투기에 의존하여 처리, 처분되고 있는 곳으로 보고되고 있다(해양수산부, 2005). 그러나 발생준설토사의 해양 투기는 오염물질의 재확산으로 인하여 수중 생태계에 악영향을 미칠 우려가 있으며 매립 및 투기는 오염된 준설토사에 의한 주위환경에 2차 환경오염을 야기시킬 우려가 있다. 준설토사의 처리 방법에 따른 부작용이 예 상되지만 최근에 이루어지고 있는 대형 항만개발 과정 에서 준설토사의 평가 및 준설토사 투기로 인한 영향을 저감하는 방안 등이 제시되지 못하고 있는 실정이다. 2007년 8월 현재 준설토사는 해양오염방지법(제 35조 제1항 관련)상 육지에서 처리가 곤란한 폐기물로서 분 류되고 있으며 준설토사의 처리, 처분 및 유효활용에 관 한 법률이나 오염도 조사, 오염항목에 관한 규제치 등이 마련되어 있지 않은 상황이다. 2002년도에 실시한 준설 토사의 기초오염도 조사결과에서도 주요 항만의 준설 토사는 대부분 유기물 및 영양염류 또는 중금속으로 오 염되어 있는 것으로 평가(해양수산부, 2003)되었다.

일부항만의 준설토사의 경우 오염도가 낮아 유효활 용 가능성이 높은 것으로 평가되었지만 활용에 대한 법 적인 기준이 제시되지 못하고 있는 상황이다.

본 논문에서는 현장조사 및 문헌자료를 병행하여 우 리나라 주요항만에서 발생하는 준설토사에 함유된 주 요오염물질의 종류 및 오염도를 조사하였고 준설토사 에 함유된 오염물질들에 의한 인체 건강에 대한 위해성 을 평가하여 안전하게 활용하기 위한 오염물질 기준을 설정하고 관련기준의 상호 비교 및 평가를 통하여 주요 항만 준설토사의 유효활용 가능성을 평가하였다.

2. 국내주요항만의 오염도 조사

2.1 오염도 조사항목의 선정

표 1. 준설토사의 분석평가항목 대상

준설토사의 유효활용을 위한 환경기준의 수립을 위 해서는 향후 발생될 준설토사에 대한 오염도 평가가 선 행되어야 한다. 국내에서는 아직 준설토사의 오염도에 대한 구체적인 법적인 분석 항목이 마련되어 있지 못한 상태이므로 본 논문에서는 기존의 분석 사례를 이용하 여 유추함으로서 분석항목을 선정하였다. 마산만 중금 속 분석 사례 및 부산 신항 건설에 따른 준설 해역의 해저질분석 사례를 통해 준설토사의 오염도 분석항목 을 선정 작업을 수행하였다(해양수산부, 1997). 중금속 류는 해수의 장기적 오염원으로 작용할 뿐만 아니라 생 물체내에 축척되어 독성작용을 나타내기도 한다. 마산 만의 분석항목으로 중금속류인 Cd, Cu, As, Hg, Pb, Cr, Mg, Zn을 분석항목으로 선정하였다. 중금속류 외에 특 정분석항목으로는 부산 신항건설해역의 해저질 중 특 정 유해물질 조사 결과를 토대로 하여 내분비계 장애물 질로 PCBs를 선정하였다. 그리고 국제적 기준에 부합하 기 위해 국제해사기구(IMO)가 2000년에 발표한 준설물 질의 오염농도분석 자료를 분석항목 선정에 참고하였 다(IMO, 2000).

본 논문에서는 마산만과 국제 해사 기구의 자료를 근거 로 준설토사의 분석항목을 표 1에 나타난 Cd, Cu, As, Hg, Pb, Cr, Mg, Zn, PCBs, COD, T-N, T-P로 선정하였다.

2.2 준설토사의 오염도 조사결과

본 논문에서 오염도분석은 해양환경공정시험방법(해 양수산부, 2005)상의 해저퇴적물편 또는 해양오염퇴적 물 조사지침서(해양수산부, 2006)에 의거하여 시료를 채취하고 분석하였다. 표 2는 장래준설계획이 수립되어 있는 주요항만 중 12개항만을 선정하여 준설토사의 오 염현황을 조사한 결과이며 조사지점은 향후 항만계획 등에 의한 준설계획이 예정된 지역을 중심으로 선정하 였다.

Cd는 조사지역에서 0.088~5.487mg/kg, Cu는 조사대상 항만에서 8.603~39.790mg/kg, As는 2.868~9.678mg/kg, Hg 농도는 N.D~0.130mg/kg, Pb 농도는 인천신항이 18.447 mg/kg으로 가장 낮은 농도를 나타냈고, 울산신항이 45.594mg/kg으로 가장 높은 농도를 나타냈다. Cr농도는 30.913~52.452mg/kg, Zn 농도는 42.838~104.517mg/kg, 유기염소계 화합물인 PCB는 N.D~0.210µg/kg 범위로 조사되었다.

해저퇴적물 중 유기물량은 퇴적물의 환경을 평가하

항목 구분	Cd	Cu	As	Hg	Pb	Cr	Mg	Zn	PCBs	COD	T-N	T-P
마산만	•	•	•	•	•	•	•	•				
국제해사기구	•					•		•		•	•	

는데 중요한 척도 중의 하나로 사용된다. 본 조사지역의 COD 조사결과는 6,011.0~16,115.0mg/kg범위로 조사되 었으며, 인천신항 조사지역에서 가장 낮은 농도를 나타 냈고, 속초신항에서 가장 높은 농도로 유기물 오염이 가 장 심한 것으로 조사되었다. 또한, COD와 마찬가지로 저질의 유기물량을 나타내는 지표중의 하나인 강열감 량 조사결과는 3.5~7.7% 범위로 조사되었으며, 인천신 항 조사지역에서 가장 낮은 농도를 나타냈고, 광양항에 서 가장 높은 농도로 조사되었다.

유기물 조사결과를 살펴볼때 속초신항, 평택항, 광양 항은 유기물 오염도가 높은 것으로 나타났으며, 군장항, 대산항, 인천신항은 상대적으로 오염도가 낮은 것으로

표 2. 조사항만 준설토사의 중금속 및 유해물질	오사결과(해양수산부, 2007)
----------------------------	-------------------

구 분	Cd	Cu	As	Hg	Pb	Cr	Mg	Zn	PCB	COD	T-N	T-P	강열 감량
단 위	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	$\mu { m g}/{ m kg}$	mg/kg	mg/kg	mg/kg	%
군장항	0.152	18.837	7.848	0.130	20.436	44.795	-	52.213	0.090	6,802.0	-	-	4.0
대산항	0.139	18.103	2.868	0.020	22.492	43.379	-	45.172	0.130	8,706.0	-	_	4.3
목포신항	0.176	39.790	3.341	0.037	31.977	52.452	-	45.009	0.210	10,934.0	-	_	4.3
부산신항	0.311	19.132	4.139	0.023	26.830	39.833	-	100.737	0.200	13,129.0	-	_	4.8
여수신항	0.228	23.092	3.443	0.033	26.387	43.162	-	104.517	0.210	11,690.0	-	_	4.9
속초신항	0.258	24.370	3.476	0.035	40.550	35.150	-	68.647	N.D	16,115.0	-	-	6.5
영일신항	0.228	29.236	3.942	0.017	40.146	27.367	-	56.548	0.150	8,009.0	_	-	4.2
울산신항	5.487	33.959	9.259	0.010	45.594	45.364	-	57.824	0.160	12,235.0	-	-	4.7
인천신항	0.088	8.603	3.133	N·D	18.447	32.847	-	55.637	N.D	6,011.0	_	-	3.5
평택항	0.141	28.561	3.098	0.003	24.549	45.950	-	77.751	N.D	15,854.0	_	_	6.0
광양항	0.284	21.724	3.953	0.022	30.549	40.378	-	95.975	0.200	12,514.6	_	_	7.7
부산항	0.164	20.884	9.678	0.060	21.521	30.913	-	42.838	0.120	8,107.4	-	-	7.6

표 3. 문헌자료에 따른 준설토사의 오염도 조사결과(해양수산부, 1997)

Ē	1 분	Cd	Cu	As	Hg	Pb	Cr	Mg	Zn	PCB	COD	T-N	T-P	강열 감량
Ę	<u></u> 위	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	$\mu { m g}/{ m kg}$	mg/kg	mg/kg	mg/kg	%
	부산 북항	1.15	8.29	0.48	0.16	N.D	18.53	7986	50.09	N.D	7,212	22.6	0.23	3.25
	부산 감천항	2.21	5.23	N.D	0.2	N.D	54.5	13867	88.84	N.D	13,500	24.6	1.36	4.48
	장항항	2.19	11.47	0.98	0.81	7.61	53.97	11080	86.82	N.D	8,430	166	3.03	2.76
유지	광양 4항로	2.31	3.39	1.79	1.41	N.D	42.13	12192	67.83	N.D	9,472	35.5	3.26	3.37
순설 토사	진해	_	4.5	_	-	N.D	4.1	_	-	N.D	18,332	402	0.4	8.80
	마산	-	3.6	_	_	N.D	8.4	-	_	N.D	22,731	376	0.06	11.36
	삼천	_	2	-	-	N.D	3.6	-	-	N.D	9,745	472	0.04	5.12
	군산 (내항)	_	5.7	_	_	N.D	11.2	_	_	N.D	21,234	251	0.2	4.91
	군산 (외항)	-	2.4	_	_	N.D	5	_	_	N.D	16,335	193	0.04	9.05
오염 우심 준설 토사	주문 진항	7.5	64.2	N.D	_	3.9	1.68	_	_	_	13,632	105.477	6.0	5.93
	군산항	2.59	18.34	3.94	1.62	13.24	67.51	12,555	114.73	-	9,049	112.4	0.47	2.77
	이판장	2.42	23.55	3.13	1.58	11.89	66.69	10,967	106.58	-	16,487	144	0.49	2.88
개발 조서	동부두	2.29	12.40	2.64	0.22	10.27	61.58	11,355	96.08	-	7,432	41.5	2.46	2.46
토사	서부두	1.79	20.24	1.50	2.40	8.68	257.56	7,047	47.88	_	1,290	31.5	2.3	2.14
포작	5부두	2.12	17.91	3.75	3.29	19.93	65.22	11,234	64.98	_	610	53.6	2.8	2.75
	광양항	0.86	3.03	0.26	0.14	ND	59.55	3,093	17.66	_	303	57.8	4.1	1.4

나타났다. 부산항의 경우 강열감량과 COD 조사결과를 보면 강열감량은 7.6%로 높았지만 COD는 8,107.4mg/kg 으로 낮게 나타났다. 이는 유기물 함량은 높으나 생물학적 으로 분해가 잘되는 유기물로 이루어졌다고 볼 수 있다. 본 논문에서는 오염현황조사 및 과거의 문헌자료를 국 내 주요 항만의 준설목적별(유지준설, 오염우심해역, 개 발준설 순)로 분류하여 각 항만의 오염도를 조사하였다. 표 3은 과거 문헌자료(해양수산부, 1997)를 통하여 준 설목적별로 16개 항만에 대한 오염물질별 농도를 조사 한 결과이다. 마산항, 군산(외항) 및 주문진항을 제외한 항구의 경우 강열감량은 장래준설계획이 수립된 항만 에 대한 조사결과 보다 낮게 나타나 유기오염물의 퇴적 이 시간의 경과에 따라 많이 발생한 것으로 나타났다.

3. 환경 위해성에 따른 오염기준 제시

3.1 환경 위해성 평가방법 및 절차

인체의 건강에 대한 위해성 평가는 어떤 독성물질이 나 위험 상황에 노출되어 나타날 수 있는 개인 혹은 집 단의 건강 피해 확률을 추정하는 과학적인 과정으로 사 람이 환경적인 위험에 노출되었을 경우, 발생 가능한 영 향을 정성 또는 정량적으로 추정하는 과정이다. 위해성 평가 과정은 위해성 확인단계, 노출평가, 용량-반응 평 가 및 위해도 결정의 주요 4단계를 통해 수행된다.

첫 번째 위해성 확인 단계는 위해성 평가의 모든 단 계에서 필요로 하는 기초자료를 수집하는 단계로 본 논 문에서는 위해성 확인 단계에서 준설작업이 진행되고 있는 항만에서 발생된 준설토사를 물리, 화학적으로 분 석하여 준설토사에 함유된 오염물질의 종류와 양에 대 해 조사를 하였다.

두 번째 단계인 노출평가 단계는 실제적인 노출환경 으로부터 어느 정도의 위해성에 처해 있는지를 알기 위 한 단계로서 본 논문에서는 준설토사의 유효활용에 대 한 시나리오를 대상으로 하여 노출평가를 실시하였다. 이러한 노출평가 단계에서는 노출의 강도, 빈도 및 기 간, 그리고 노출 경로 등에 대한 요소들이 고려되어야 한다. 또한 발암물질과 비발암 물질에 따른 독성학적 자 료가 언급이 되어야 하며 발암물질의 경우는 누적 위해 성이 비발암 물질의 경우는 누적 효과를 고려해야 한다. 누적 위해성은 발암물질의 경우 더 중요하며, 현재 누적 위해성은 10⁶으로 언급하고 있으며 여기에 대한 자세한 설명은 용량-반응 평가 단계에서 언급하였다. 독성 판단 의 유무가 용량-반응 평가단계에서 결정되므로 독성학 적 자료는 매우 중요하다고 할 수 있다. 특히 발암물질의 경우는 독성학적 자료는 각 사안마다 독립적인 실험을 통하여 생산된, 현장의 특수성을 반영하는 자료를 이용 하는 것이 가장 이상적이겠지만 현실적으로는 매우 어 려운 일이므로 대부분 기존의 표준화된 자료를 이용한 다. 이런 표준화된 자료는 일반적으로 US EPA(1992b) 자료가 많이 이용된다. 이 단계에서는 외국의 문헌을 통 한 식들을 이용하여 노출 빈도와 기간을 설정하여 적용 하였으며 각 노출별로 식을 통해 그 값을 산정하였다 (US EPA, 1995; US EPA 1996).

세 번째 단계인 용량-반응 단계는 어떤 화학물질이 노출된 개체에 미치는 유해한 결과에 대한 잠재력을 평 가하는 것으로 노출과 유해한 영향이 나타날 가능성 사 이에의 관계를 측정하는 것이다. 위해 독성 영향은 발암 및 비발암으로 구분하는 방법으로 조사하고자 하는 준 설토사에 함유된 오염물질을 분류하여 그 독성의 영향 을 예측하였다.

마지막 단계인 위해도 결정 단계는 용량-반응 평가와 노출 평가의 결과를 종합하는 단계이다. 이 단계에서는 세 번째 단계인 각 경로별 노출평가 단계를 종합하여 정리하였다.

3.2 오염물질의 용량에 따른 반응

용량-반응 평가 단계에서는 i) 준설토사에 함유된 오 염물질의 농도별 위해성에 관해 정의하였으며, ii) 오염 물질을 발암, 비발암물질로 분류하고 이들이 인체에 미 치는 영향에 대해 조사하였다.

3.2.1 준설토사의 오염도에 따른 위해성

본 논문에서 준설토사에 함유된 오염물질의 농도별 위해성은 US EPA에서 제시한 것과 같이 Screening level 과 Response level을 기준으로 분류하였다(US EPA, 1994). 준설토사에 함유된 오염물의 농도가 "0"에서 Screening levels(SLs)까지의 범위일 때는 오염허용수준으로 정화 가 불필요한 것으로 보았다. 오염물질의 함량이 SLs에 서 RLs의 범위일 때는 위해성이 우려되는 수준으로 현 장 특수성을 반영한 위해성 평가를 통하여 목표 정화수 준 설정 과정이 필요한 상황이다.

본 논문에서 설정하고자 하는 오염도 기준은 인체에

아무런 영향없이 안전하게 활용이 가능한 오염도 기준 인 SLs 값이다. 준설토사의 오염도에 따른 위해성은 그 림 1에 도식화 하였다.

준설물질에 함유한 특정 화학물질이 위해성을 발현 하기 위해서는 토양 또는 퇴적물에 함유된 물질의 농도 가 안전한 노출 허용 수준을 초과하여야 한다. 오염물질 이 수용체로 전달 될 수 있는 완전한 노출경로가 있어야 하고, 전달된 오염물질과 접촉하는 수용체가 있어야 한 다. 이러한 방법으로 준설토사의 위해도를 나타내기 위 한 값이 SSLs(Sediment Screening Level)이다. 아래 식 (1)은 SSLs를 계산하기 위한 개념적인 수식으로서 준설 토사의 이용도와 노출경로를 고려하여 EPA의 화학적 독성학 자료를 바탕으로 한 것으로서 발암성 물질에 대 한 것과 비발암성 물질에 사용하는 것이 구분된다(US EPA, 1996).

SSLs = <u>총 노출기간 동안</u> 위해성을 나타내지 않는 오염물질섭취량 노출기간동안 직접노출에 의한 총 토양

= 위해성factor×평균 몸무게×위해성을 나타내지 않는 단위×몸무게당 섭취율 토양 섭취율×직접 노출 기간

(1)

3.2.2 발암성 물질과 비발암성 물질의 정의

SSLs는 발암성과 비발암성 물질을 구분하여 계산한 다. 발암물질의 분류는 역학조사에 의한 증거가 확보된 발암물질과 동물실험 자료에 의한 증거가 있는 비발암 물질은 발암물질을 분류하는 근거이다. 표 4는 발암물 질이 인체에 미치는 영향을 나타내고 있으며 인체독성 영향은 물질의 종류 및 양에 따라 달라진다(US EPA 1994).

3.3 준설토사 노출의 평가

준설토사의 노출평가에서는 i) 공업지역 및 주거지역 으로 준설토사의 재활용 용도를 구분하여 준설토사에 함유된 오염물질에 대한 노출 시나리오를 설정하고 ii) 각 노출경로에 따른 SSLs를 발암 및 비발암 물질로 구 분하여 산정하였다.

3.3.1 오염물질의 노출경로

노출경로를 고려할 때 공업 및 주거지역의 노출경로 를 고려하였다. 이것은 전형적인 노출경로로서 오염토 양을 표토(0-2cm)와 심토로 나누어서 시료 채취 및 분석



그림 1. 농도별에 따른 위해성 수준

표 4. 발암물질의 인체 독성

오염물질	증 상
VOCs	
 벤젠	졸음, 현기증, 두통
클로로포름	
살충제	
DDD	
DDE	신경 내분비계 장애
DDT	
As	설사, 변비, 구역질, 결막염, 염색체의 장애
Cd	급성중독 : 목의 자극감, 기침, 흉부 이상감, 호흡곤란 만성중독 : 폐기종, 신장해, 단백뇨 3대 증상의 만성 중독 증상
Cr6+	기침, 녹황색담, 호흡곤란, 폐출혈
Polychlorinated biphenyls (PCBs)	기타 호흡기 장해, 신경 내분비 장해

을 하도록 권장하고 있다(US EPA, 1996). 표 5는 위해 성 평가시 고려한 노출경로에 대한 시나리오를 나타내 고 있으며 주거지역의 경우 직접섭취, 피부접촉을 통한 흡수, 비산먼지/휘발성 물질의 흡입, 지하수를 통한 오 염물질의 섭취를 포함하고 있다(US EPA, 1994). 공업지 역의 경우는 실외에서 일하는 노동자와 실내에서 일하 는 노동자를 분류하여 노출경로를 고려하는데, 실외에 서 일하는 노동자의 경우 오염된 토양의 직접섭취, 피부 접촉을 통한 흡수, 휘발성 물질과 비산먼지의 흡입, 오 염된 지하수의 섭취를 고려하였다. 그러나 실내 노동자 의 경우는 토양의 직접 섭취와 오염된 지하수의 섭취만 을 고려하였다.

3.3.2 노출경로에 따른 위해성의 평가

공업 지역의 경우 실내 노동자와 실외 노동자로 구분하 여 발암성 및 비발암성 물질의 SSLs를 산정하였다. 실외 노동자의 경우 오랜 시간 노출되어 있으며 대부분을 실외 에서 시간을 보낸다. 일반적으로 옥외 노동자의 경우 표 면과 얕은 표면 토양에서의 접촉, 흡입이 대부분이다. 목 표위해성 수준을 10⁶으로 설정하였으며 표 6에 나타나있 듯이 실외 노동자의 경우 토양 섭취율은 100mg/day로 예 상을 하고 있으며 이것은 토양섭취, 피부 접촉에 의한 흡수, 비산 먼지의 흡입, 옥외의 휘발성 물질의 흡입, 오 염된 지하수의 섭취 등이 대부분이다. 반면 실내 노동자 의 경우 대부분 실내에서 보내는 경우가 많다. 그러므로 실내 노동자는 실외 노동자처럼 직접적으로 토양을 접 촉하지는 않는다. 그러므로 SSLs 산정시 실내 노동자의 경우는 토양내의 오염물질이 피부접촉에 의해 흡수되 는 것을 고려하지 않는다. 그러나 실내로 유입되는 먼지 나 오염된 지하수의 섭취, 실내에 존재하는 오염된 공기 로부터 노출되어 있다. 노출빈도의 경우는 옥외에서 일 하는 노동자의 경우 노출빈도를 225day/year, 실내노동 자의 경우 250days/year로 가정하였는데 이 값은 노동기 준에 따라 일주일에 주 5일, 일년에 50주를 기준으로 한 것이다(휴가기간은 두 주로 가정). 그리고 평균 몸무게 70kg(국민표준체위 조사보고서, 1997), 노출기간은 남

		공업	지역		즈거지여				
잠재적 노출 경로	실외	노동자	실내	노동자					
	표토	심토	표토	심토	표토	심토			
직접섭취(소화기)	•	•	•		•				
피부접촉에 의한 흡수	•	•			•				
휘발성물질의 흡입		•				•			
비산먼지의 흡입	•				•				
오염된 지하수 섭취		•		•		•			

표 5. 환경위해성 평가시 고려한 노출경로 시나리오

표 6. 공업지역의 SLs 평가를 위한 노출인자

하 모	<u>ት</u>	용체				
8 T	실외 노동자	실내노동자				
	다량의 토양 노출	토양 노출의 최소				
노출 특성	높은 토양 흡입율					
	오랜 기간의 노출	오랜 기간의 노출				
	섭취(토양 표면)	섭취 (내부먼지)				
レネフロ	피부접촉(토양 표면)	흡입(내부증기)				
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	흡입	오염된 지하수 섭취				
	지하수 오염에 의한 섭취					
	노출인자					
노출 빈도(d/yr)	225	250				
 노출 기간(yr)	25	25				
토양 섭취율(mg/d)	100	50				
흡입율(m ³ /d)	20	20				
몸무게(kg)	70	70				
수명(yr)	70	70				

자의 평균재직기간인 25년을 가정하였다(통계청, 2005). 표 6은 본 논문에서 오염도기준의 설정을 위한 실내 및 실외 노동자의 노출경로의 특징과 각 조건에 따른 가정 치들을 나타내고 있다.

공업지역의 발암성 SSLs(소화기를 통한 직접섭취)는 식 (2)를 이용하여 계산하였다(USEPA, 1994).

Screening level = $\frac{\text{TR} \times \text{BW} \times \text{AT} \times 365 \text{d/yr}}{\text{EF} \times \text{ED} \times 10^{-6} \text{kg/mg} \times \text{SFo} \times \text{IR}}$ (2)

여기서, TR/발암효력계수 (무차원) : 10⁶ BW/평균체중(kg) : 70 AT/평균수명(years) : 70 EF/노출빈도(days/year) 실외노동자/실내노동자 : 225/250 ED/노출기간(years) 실외노동자 / 실내노동자 : 25 / 25 SFo/직접섭취에 따른 발암농도(mg/kg/d) : 화학 물질에 따른 특성치 IR/토양섭취율(mg/d) 실외노동자/실내노동자 : 100/50

주거지역에 대한 발암성 물질의 경우 성인과 어린이 모두를 고려하여 산정하였으나 비발암성 물질에 대한 위해성 평가에서 인간의 소화기를 통한 준설토사의 직 접섭취의 경우 준설토사에 의한 screening level은 6살이 나 그 이전의 나이를 고려하여 수식에 필요한 인자들을 결정하였다. 이것은 부주의로 물체나 손을 입에 넣는 행 동으로 일어날 수 있고, 섭취를 하게 되는 나이가 6살 이전으로 보기 때문이다. 또한 어른들의 경우에 있어서 도 음식이나 담배, 손에 묻어 있는 흙이나 먼지입자로 토양을 섭취할 수도 있다. 식 (3)은 주거지역의 비발암 성 SSLs(소화기를 통한 섭취)를 계산하기 위한 수식이 다(US EPA, 1994).

Screening level = $\frac{\text{THQ} \times \text{BW} \times \text{AT} \times 365 \,\text{d/yr}}{1/\text{RfDo} \times 10^{-6} \,\text{kg/mg} \times \text{EF} \times \text{ED} \times \text{IR}}$ (3)

ED/노출기간(years) : 6 IR/토양섭취율(mg/d) : 200

미국 환경청(US EPA)의 위해성 평가시 산업 환경지 역에서는 50mg/day, 주거지역과 농업 지역 환경에서는 100mg/day를 섭취량으로 많이 사용하여 왔으며 최근의 미국 환경청에서 제시한 성인의 평균 토양섭취량도 50 mg/day를 권고하고 있다. 나이 여섯살을 기준으로 한 토양 섭취량의 경우는 200mg/d를 권고하고 있다. 식 (3) 에 나타난 THQ는 비발암성 물질의 경우에 사용하는 위 험도 지수로서 오염수준이 1 이하인 경우에는 그 위해 도가 발생할 가능성이 없음을 제시해준다. 즉, 오염수준 이 1 이상이 되게 되면 유해영향(독성)이 발현하는 것을 제시하는 값이다. BW의 경우는 평균 몸무게로서 6세까 지를 기준으로 하므로 6세 까지의 평균 몸무게를 적용 하며 평균시간(AT: average time)은 인체가 오염물질의 영향을 받는 기간을 말하는 것으로 6살을 기준으로 하 므로 6년이 되는 것이다. 평균기간은 주로 일로 표현하 므로 365d/yr을 곱해준다.

RfDo는 비발암성 물질의 경우에 적용되는 값으로서 비발암성 오염물질을 인간집단이 평생 동안 같은 농도 로 매일 섭취(소화기를 통한 섭취)하였을 때를 해를 일 으키지 않는 수준의 농도 예상치를 말한다. 노출 기간 (ED : exposure duration)의 경우는 토양섭취를 하는 기 간을 말한다. IR(soil ingestion rate : 토양 섭취율)은 위 에서도 언급했듯이 어린이의 경우는 200mg/d를 권고하 고 있기 때문에 토양 섭취율은 200mg/d를 사용하였다.

3.4 준설토사의 위해도 결정

준설토사를 공업지역 및 주거지역에 유효활용할 경 우 SSLs는 총 노출기간 동안 위해성을 나타내지 않는 오염물질 섭취량을 노출기간동안 총 토양 노출량으로 나누었으며 표 7에 나타내었다. 여기서 "총 노출기간동 안 총 준설토사 노출량"은 모든 노출경로의 위해도를 합한 값이다. 이때 고려하여야 할 노출 경로는 오염물질 의 특성에 따라 달라진다. 크롬의 경우 인체에 위해성을 주는 노출경로는 호흡을 통한 비산먼지의 섭취와 소화 기를 통한 직접섭취이다. 이 때 호흡을 통한 비산먼지의 섭취는 발암성으로 그리고 소화기를 통한 크롬의 직접 섭취는 비발암성으로 분류된다. 따라서, 크롬에 의한 주 거지역의 SSLs는 비산먼지의 섭취에 의한 위해도와 소

	공업지		
	실외노동자	실내노동자	- 주거지역 SSLS
휘발성유기화합물			
벤젠(Benzene)	1.41	260	0.67
클로로포름(Chloroform)	0.51	1200	0.13
 살충제			
DDD	10.9	30	2.44
DDE	7.84	21	1.72
DDT	7.84	21	1.74
·····································	205	613	18.4
PCBs	0.56	3.60	0.32
 중금속			
	54.1	74.3	31.3
비소(As)	1.76	4.80	0.39
바륨(Ba)	790	2,046	548
카드뮴(Cd)	3.5	5.2	1.7
크롬(Cr)	34.5	37.1	26.7
 망간(Mn)	530	954	188
수은(Hg)	1.7	2.4	1.3
납(Pb)	57.5	102.3	39.1
 아연(Zn)	34.2	61.3	23.5
기타			
총질소(T−N)	790	2,046	548
	530	954	188

표 7. 총 위해도를 고려한 SSLs(단위: mg/kg)(※ 진한부분은 발암성 물질을 나타냄)

화기를 통한 직접섭취 위해도의 합으로서 평가하였다. 벤젠은 휘발성 물질에 의한 흡입과 소화기를 통한 직접 섭취 그리고 피부를 통한 섭취에 의한 위해도의 합으로 산정하였다. 클로로포름은 휘발성 물질에 의한 흡입과 소화기를 통한 직접섭취에 의한 위해도의 합으로 산정 하였다.

DDD, DDE, DDT, 비소 그리고 수은 소화기를 통한 직접섭취와 피부접촉을 통한 섭취에 의한 위해도의 합 으로서 산정하였으며, 바륨, 망간, 아연 등은 소화기를 통한 섭취의 위해도 만으로 SSLs를 산정하였다.

4. 준설토사의 유효활용성 평가

4.1 관련 기준의 비교

본 논문에서는 위해성 평가를 통하여 제시한 오염물질 별 SSLs를 준설토사의 유효활용성 평가시 적용될 수 있 는 기준인 준설토사 처리 및 활용기준(해양수산부, 2007) 및 토양환경보전법상의 관련기준(환경부, 2005)과 비교 하였다. 준설토사 처리 및 활용기준의 경우 국내 퇴적 있는 문제점을 해소하여 기준의 실효성을 부여하기 위 하여 오염퇴적물 정화기준(해양수산부, 2005)을 고려하 였다. 그리고 외국의 준설토사의 처리 및 활용과 관련된 기준은 퇴적물의 화학적 분석 및 생물학적 영향에 기초 를 두고 있으나 국내의 경우 퇴적물의 화학적 분석은 이루어졌으나 생물영향과 연계된 자료의 부족으로 자 체적 기준을 개발하는 것은 현실적으로 불가능하므로 외국의 기준을 선별하고 분석하여 국내현실에 적합한 환경기준을 설정하였다. 표 8은 각 기준에 따른 오염물 질의 기준치들을 나타내고 있다. 발암물질인 카드뮴(Cd) 의 경우 주거기역의 SSLs는 준설토사 처리 및 활용기준 의 활용가능기준 및 토양환경보전기준 "가" 지역의 하 위기준인 오염우려기준과 거의 비슷한 것으로 나타났 다. 이는 공업지역의 SSLs는 준설토사 처리 및 활용기 준의 가능기준을 초과하고 토양환경보전기준 "나" 지역 의 하위기준을 만족하는 것으로 나타났다. 비발암성물 질인 아연(Zn)의 경우 주거지역의 SSLs는 준설토사 처 리 및 활용기준과 토양환경보전법의 하위기준에 비하 여 약 8~10%정도의 수준이며 공업지역의 SSLs는 5~9%

물의 천연부존량과 상이한 기준으로 인하여 발생할 수

활용기준	위해성	성평가에 의한	기준	준설토사 처리	및 활용기준	토양환경보전기준					
	공업지역	멱 SSLs	즈기지여	활용	활용	오염우	려기준	오염대책기준			
오염물질	실외 노동자	실내 노동자	SSLs	가능 기준	우려 기준	가 지역	나 지역	가 지역	나 지역		
카드뮴(Cd)	3.5	5.2	1.7	1.55	11.8	1.5	12	4	30		
구리(Cu)	54.1	74.3	31.3	60	278	50	200	125	500		
비소(As)	1.76	4.81	0.39	21	65	6	20	15	50		
수은(Hg)	1.7	2.4	1.3	0.32	2.47	4	16	10	40		
납(Pb)	57.5	102.3	39.1	62	404	100	400	300	1,000		
크롬(Cr)	34.5	37.1	26.7	134	652	4	12	10	30		
아연(Zn)	34.2	61.3	23.5	247.7	615	300	800	700	2,000		
PCBs	0.56	3.60	0.32	28.8	300	-	_	-	-		
총질소(T-N)	790	2,046	548	1,500	_	_	_	_	_		
총인(T-P)	530	954	188	500	-	_	_	_	-		

표 8. 각 기준에 따른 오염물질의 기준치 비교(단위: mg/kg)(※ 진한부분은 발암성 물질을 나타냄)

의 수준으로 매우 엄격한 것으로 나타났다.

본 논문에서 산정한 SSLs가 관련 기준과 비교하여 값 이 상대적으로 적은 것은 발암효력계수(TR)를 10⁶으로 설정하였기 때문이다. 미국의 식품의약청(US FDA)에 서는 이론적인 발암위해성이 10⁴이면 만족할 만한 것으 로 간주하지만 10⁶을 적용한 것은 각 오염물질과 노출 경로에 대한 개별 목표 위해성을 10⁶으로 정할 경우 복 합오염과 다중노출경로에 의한 누적 위해성을 고려할 수 있기 때문이다(US EPA 1996). 미국의 경우 주(state) 및 오염물질에 따라서 목표위해성 수준을 10⁵ 혹은 10⁴ 으로 권장하기도 하므로 이 값을 증가시킬 경우 본 논문 에서 제시한 SSLs는 다른 관련기준에 근접할 것으로 판 단된다.

4.2 국내 준설토사의 오염도 평가

표 9는 공업지역에서 준설토사의 유효활용가능성을 평가하기 위하여 장래 준설계획이 수립된 주요항만 12 개소와 문헌조사를 통하여 얻은 오염도 조사결과 자료 를 위해성평가에 의한 기준, 준설토사 처리·활용기준 및 토양환경보전법상의 관련기준 등을 이용하여 오염 도를 평가하였다. 탈수 및 건조 등의 일반적 처리외 특 별한 처리과정을 생략하기 위하여 하위기준을 중심으 로 평가를 실시하였으며 공업지역의 경우 토양환경보 전법상의 관련기준에서 "나"지역 그리고 위해성 평가를 통하여 제시된 기준에서 토양에 의한 섭취율이 높은 실 외노동자를 기준으로 하였다.

주문진항의 오염우심준설토사는 카드뮴(Cd) 및 구리

(Cu)에 대하여 위해성 평가에 의한 기준과 준설토사 처 리·활용기준에 대하여 하위기준을 초과하여 부적합한 것으로 나타났으나 토양환경기준에 대해서는 적합한 것으로 나타났다. 카드뮴(Cd)은 준설토사처리·활용기 준에 대하여 조사항만중 10개소가 부적합한 것으로 나 타났으며 다른 기준에 대해서는 적합한 것으로 나타났 다. 비소(As)의 경우 조사항만 23개소중 6개소를 제외 한 나머지가 위해성 평가에 의한 기준에 적합하지 않은 것으로 나타났으나 다른 기준에 대해서는 적합한 것으 로 나타났다. 그리고 크롬(Cr)의 경우 전체조사 항만중 위해성 평가에 의한 기준에 대해서 10개소, 토양환경기 준에 대해서 6개소가 적합한 것으로 나타났으나 준설토 사 처리·활용기준에 대해서는 군산항 서부두를 제외한 모두가 기준에 적합한 것으로 나타났다. 아연(Zn)의 경 우 광양항을 제외한 모든 항만 위해성 평가를 통하여 설정된 기준에 부적합한 것으로 나타났지만 나머지 기 준에 대해서는 모든 조사항만이 적합한 것으로 나타났 다. 그 외 오염물질에 대하여 대부분 항만의 준설토사의 오염도는 평가기준에 대하여 적합한 것으로 나타났다. 국내 발생준설토사의 오염물질중 카드뮴(Cd), 비소 (As), 크롬(Cr) 및 아연(Zn)에 대하여 보다 정밀한 조사 분석연구가 필요할 것으로 판단되며 유효활용시 환경 위해성 및 토양환경기준에 적합하지 않은 준설토사는 사전 처리하여 크롬, 카드뮴 및 비소의 함량을 감소시키 거나, 시멘트로 고형화하는 방법 등을 사용하여 오염물 질에 의한 노출을 최소화하기 위한 대책이 필요한 것으 로 평가되었다.

표 9. 조사항만 준설토사의 오염도 평가(〇: 적합, ×: 부적합)

	구 분		Cd			Cu			As			Hg			Pb			Cr			Zn		F	CB	3	-	T-N			T-P	
;	기준	Α	В	С	Α	В	С	А	В	С	А	В	С	А	В	С	Α	В	С	Α	В	С	А	В	С	Α	В	С	Α	В	С
ਹ	장항	0	0	0	0	0	0	×	0	0	0	0	0	0	0	0	×	0	Х	×	0	0	0	0	_	_	-	_	-	-	_
다	산항	0	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	0	\bigcirc	0	0	0	0	0	×	0	×	×	0	0	0	0	_	-	_	_	-	-	_
목	포신항	0	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	0	0	0	0	0	\bigcirc	0	×	0	Х	×	0	0	\bigcirc	0	-	-	_	_	-	-	-
부	산신항	0	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	0	0	0	0	0	\bigcirc	0	×	0	Х	×	0	0	\bigcirc	0	-	-	_	_	-	-	_
여	수신항	0	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	0	\bigcirc	0	0	0	0	0	×	0	×	×	0	0	0	0	-	-	_	_	-	-	_
속	초신항	0	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	0	0	0	0	0	\bigcirc	0	×	0	Х	×	0	0	\bigcirc	0	-	-	_	_	-	-	_
영영	일신항	0	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	0	0	0	0	0	\bigcirc	0	0	0	Х	×	0	0	\bigcirc	0	-	-	_	_	-	-	-
울	산신항	×	×	0	0	0	0	Х	0	0	\bigcirc	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	×	×	0	0	0	0	_		_	_	-	-	-
인	천신항	0	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	\bigcirc	0	0	0	0	\bigcirc	0	0	\bigcirc	Х	×	0	0	0	0	-	-	-	_	-	-	-
린	5택항	0	\bigcirc	0	0	0	0	Х	0	0	\bigcirc	0	0	0	0	\bigcirc	×	0	×	×	0	0	0	0	_		_	_	-	-	-
공	}양항	0	0	\bigcirc	0	0	\bigcirc	×	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	0	0	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	×	\bigcirc	×	×	\bigcirc	0	\bigcirc	0	—	-	_	_	-	-	-
F	¹ 산항	0	0	0	0	0	\bigcirc	\times	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	0	0	0	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	Х	\times	\bigcirc	0	\bigcirc	0	-	-	-		-	-	-
	부산 북항	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	×	×	0	0	0	0	_	0	0	-	0	0	-
	부산 감천항	0	×	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	×	0	×	×	0	0	0	0	_	0	0	_	0	0	_
	장항항	0	×	0	0	0	\bigcirc	\bigcirc	0	0	\bigcirc	×	0	0	\bigcirc	\bigcirc	×	0	×	×	0	0	\bigcirc	0	_	0	\bigcirc	_	0	\bigcirc	_
유지	광양 4항로	0	×	0	0	0	0	×	0	0	0	×	0	0	0	0	×	0	×	×	0	0	0	0	_	0	0	-	0	0	_
준설	진해	0	_	0	0	0	0	_	_	_	_	_	-	0	0	0	0	0	0	_	_	_	0	0	_	0	\bigcirc	_	0	0	_
노작	마산	0	_	\bigcirc	0	0	\bigcirc	-	_	-	-	_	-	0	\bigcirc	0	0	0	0	_	_	-	\bigcirc	0	-	0	0	_	0	0	-
	삼천	0	_	0	0	0	\bigcirc	-	-	_	_	_	-	0	0	0	0	0	0	_	-	_	0	0	_	0	0	_	0	\bigcirc	_
	군산 (내항)	0	-	0	0	0	0	-	_	-	_	-	-	0	0	0	0	0	0	-	_	-	0	0	_	0	0	-	0	0	_
	군산 (외항)	0	_	0	0	0	0	_	_	-	_	-	-	0	0	0	0	0	0	_	_	_	0	0	_	0	0	_	0	0	_
오염 우심 준설 토사	주문 진항	×	×	0	×	×	0	0	0	0	_	_	_	0	0	0	0	0	0	_	_	_	_	_	_	0	0	_	0	0	_
	군산항	0	×	\bigcirc	0	0	\bigcirc	×	0	0	\bigcirc	×	0	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	×	0	\times	×	0	0	-	-	-	0	\bigcirc	-	0	\bigcirc	-
	이판장	0	×	0	0	0	0	×	0	0	0	\times	0	0	\bigcirc	0	×	0	Х	×	0	0	-	-	-	0	0	_	0	\bigcirc	_
개발	동부두	0	Х	0	0	0	0	Х	0	0	0	0	0	0	0	0	×	0	Х	×	0	0	-	-	_	0	0	_	0	0	-
군결 토사	서부두	0	Х	0	0	0	0	0	0	0	X	\times	0	0	0	0	×	\times	X	×	0	0	-	-	-	0	0	-	0	0	-
	5부두	0	Х	0	0	0	0	Х	0	0	×	×	0	0	0	0	×	\bigcirc	×	×	0	0	-	-	-	0	0	-	0	0	-
	광양항	0	0	0	0	0	\bigcirc	0	0	0	0	0	0	0	\bigcirc	0	×	0	×	0	0	0	_	-	_	0	0	_	0	\bigcirc	_

※ A: 위해성평가에 의한 기준, B: 준설토사 처리 및 활용기준, C: 토양환경보전법상의 기준

5. 결 론

본 논문에서는 항만개발 및 건설공사로 인하여 발생 하는 준설토사를 유효하게 활용하기 위하여 국내 주요 항만에 대한 오염물질 및 농도에 대하여 조사를 실시하 였다. 노출경로별 시나리오를 작성하여 준설물질의 인 간 건강에 대한 피해가능 확률을 추정하는 위해성 평가 에 의해 오염기준을 제안하였다.

그리고 오염현황조사 및 문헌자료에 의한 준설토사의

오염도를 관련 기준과 비교·검토하여 유효활용 가능성 을 평가하였다. 연구결과, 공업지역에서 준설토사를 유 효활용할 경우, 노출경로별 위해도를 종합하여 제안된 실외노동자에 대한 발암성물질의 기준은 Cd 3.5mg/kg, As 1.76mg/kg, Cr 34.5mg/kg, PCBs 0.56µg/kg 그리고 비 발암성 물질의 경우 Cu 54.1mg/kg, Hg 1.7mg/kg, Pb 57.5mg/kg, Zn 34.2mg/kg, T-N 790mg/kg, T-P 530mg/kg 이었다. 주거지역은 발암성물질의 기준은 Cd 1.7mg/kg, As 0.39mg/kg, Cr 26.7mg/kg, PCBs 0.32µg/kg 그리고 비발암성 물질의 경우 Cu 31.3mg/kg, Hg 1.3mg/kg, Pb 39.1mg/kg, Zn 23.5mg/kg, T-N 548mg/kg, T-P 188mg/kg 이었다.

준설토사의 위해성 평가를 통하여 제안된 기준은 준 설토사 처리·활용기준 및 토양환경보전법상의 기준보다 엄격하였다. 그리고 유효활용에 대한 사전평가를 실시 할 수 있는 관련기준을 이용하여 국내 주요항만의 발생 준설토사에 대한 오염도를 평가한 결과 일부항만에서 카드뮴(Cd), 비소(As), 크롬(Cr) 및 아연(Zn)이 환경기준 을 초과하는 것으로 나타나 정밀한 조사가 이루어져야 할 것으로 나타났지만 대부분 항만에서 발생한 준설토 사는 유효활용이 가능한 것으로 나타났다. 또한 인체에 대한 준설토사의 위해성 평가로부터 설정한 준설토사 유효활용 기준은 건설재료 등으로 준설토사를 직접 활 용하고자 할 때 적합성 여부를 판단하기 위하여 향후 유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단되었다. 그리고 오 염도가 높은 준설토사의 경우 준설토사를 경량골재, 벽 돌 및 시멘트에 의한 고형화 등으로 가공하여 처리 및 활용하거나, 인간에 대한 노출이 최소화될 수 있는 지하 충진재 등으로 유효활용 가능성을 크게 확대할 수 있을 것으로 평가된다.

감사의 글

본 논문은 국토해양부와 한국해양수산기술진흥원이 지원하는 "항만구조물 신뢰성 설계법 개발, PM48000" 연구과제와 한국해양연구원 기본과제인 "하구역 관리 및 기능회복 기술개발, PE98070" 연구비 지원하에 연구 가 가능했으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 1. 국민표준체위 조사보고서 (1997), 산업자원부 기술표준원, http://www. standard.arts.go.kr.
- 2. 통계청 (2005), http://www.nso.go.kr.
- 3. 해양수산부 (1997), 해운항만 통계연보.
- 해양수산부 (2003), 준설물질 해양배출 평가체제 개발 연구용역, pp.150-168.
- 5. 해양수산부 (2004), *준설토 재활용 방안연구*, 한국해양연구원 연 구보고서.
- 6. 해양수산부 (2005), *해양오염퇴적물 조사 정화·복원체계 구축[2]*, pp.239-288.
- 7. 해양수산부 (2005), 해양환경공정시험방법.
- 8. 해양수산부 (2006), 해양오염퇴적물 조사지침서, 한국해양연구원.
- 해양수산부 (2007), *준설토사 처리 및 활용 환경기준 개발*, 한국 해양연구원 연구보고서.
- 10. 환경부 (2005), http://www.me.go.kr.
- IMO (2000), Final Report on Guidance on Assessment of Sediment Quality. IOC-UNEP-IMO Global Investigation of Pollution in the Marine Environment (GIPME).
- 12. US EPA (1992b), Risk Assessment Guidance for Superfund (RAGS), Volume 1: Human Health Evaluation Manual.
- US EPA (1994), Health Risk Assessments for Superfund Sites: Fact Sheet, Environmental Protection Agency Region VIII Technical Guidance, USA.
- US EPA (1994), Methods for Derivation of Inhalation Reference Concentrations and Application of Inhalation Dosimetry (EPA/600/8-90-066F), Environmental Protection Agency, Office of Health and Environmental Assessment, Washington, D.C., USA.
- US EPA (1995), Drinking Water Regulations and Health Advisories, Environmental Protection Agency, Office of Water, Washington, D.C., USA.
- US EPA (1995), Risk-Based Concentration Table, Environmental Protection Agency Region III, PA, USA.
- US EPA (1996), Soil Screening Guidance: Technical Background Document (EPA/540/R-95/128), Environmental Protection Agency, Office of Emergency and Remedial Response, Washington, D.C., USA.
- US EPA (1996), Soil Screening Guidance: User's Manual, Environmental Protection Agency, Office of Emergency and Remedial Response, Washington, D.C., USA.

(접수일자 2007. 8. 23, 심사완료일 2008. 5. 13)

지반신뢰성 설계를 위한 설계변수의 특성치 연구

Characteristic Values of Design Parameters for Geotechnical Reliability Design

윤	길	림	Yoon, Gil-Lim
윤	બે	원 2	Yoon, Yeo-Won
김	홍	연³	Kim, Hong-Yeon

Abstract

Geotechnical characteristic values for reliability-based design were analyzed using domestic marine clays. Analysis results indicate that there were close to mean values in oder of Student/Ovesen, Schneider and EN 1990's approach. However, it was found that the EN 1990's approach is inappropriate for estimating geotechnical characteristic value due to low reliability of estimation results. Four approaches had a trend of evaluating characteristic value conservatively with increasing of soil variability. Also, stability and settlement of breakwater subjected to nominal stress with unimproved soft grounds were computed to investigate the effects of estimated characteristic values. In case of using the Schneider's approach, the ratio of allowable bearing capacity/acting loads suggested 65% of that obtained from using the arithmetic mean approach, and showed underestimated value of 13.6% of the settlement obtained from the latter. The comparison of case designs using a representative value from arithmetic mean approach with the proposed approaches, using characteristic value showed that the former was mostly overestimated.

요 지

신뢰성 설계를 위한 설계변수의 특성치에 대하여 국내 해양토질을 이용하여 연구하였다. 특성치 산정에 대한 연구 결과, Student/Ovesen, Schneider 및 EN 1990 방법의 순으로 평균치에 근접한 것으로 나타났고, EN 1990 방법은 지반특 성치 산정방법의 신뢰성 차원에서 부적합한 것을 확인하였다. 그리고 제시된 네가지 특성치 산정방법은 토질의 변동 성이 커짐에 따라 특성치를 보수적으로 평가하는 경향을 보였다. 또한 이러한 산정된 특성치가 실 설계에 미치는 영향을 파악하기 위하여 방파제에 대하여 임의 하중하에서 미개량 지반의 지지력 및 침하특성을 검토하였다. Schneider 방법을 이용하여 산정한 결과와 토질정수의 산술평균치를 이용한 결과를 비교한 결과, 허용지지력/작용하중 비의 경우 전자가 후자의 65%로 나타났고, 침하량의 경우에는 13.6%를 제시하여 과소평가한 결과였다. 그리고 과거 설계사례에서 산술평균치로 결정된 대표치에 의한 것과 본 논문에서 각 지역의 자료로부터 산정한 특성치에 따른 설계결과를 비교한 결과, 산술평균치로 결정된 대표치에 의한 설계는 대부분 과대평가의 결과를 제시하였다.

Keywords : Characteristic value, Eurocode 7, LRFD, Marine clay, Reliability-based design, Variability

¹ 정회원, 한국해양연구원 항만·연안공간연구사업단 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Coastal Harbor Engrg., Korea Ocean Research & Development Institute, glycon@kordi.re.kr, 교신저자)

² 정회원, 인하대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Inha Univ.)

³ 정회원, 한국해양연구원 항만·연안공간연구사업단 연구원(인하대학교 토목공학과 박사과정) (Member, Researcher, Coastal Harbor Engrg., Korea Ocean Research & Development Institute)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

LRFD 및 Eurocode를 필두로 한 한계상태 설계기준 은 중국, 일본 등 동북아시아 국가 사이에서도 점차 보 편화되고 있으며, 국내에도 도입이 추진되고 있다. 이러 한 추세는 과거 수십년간 사용되어온 허용응력설계법이 설계값으로서 산술평균치 또는 설계자 의도에 입각한 대 표치를 결정론적으로 채택한데 반해 설계변수의 불확실 성(uncertainty) 즉, 통계학적 변동성(statistical variability) 을 설계에 고려함으로써 보다 합리적이고 안정성 및 경 제성 측면에서 최적화된 기준을 수립하고 표준화하기 위한 국제적인 흐름이라 할 수 있다.

구조공학 분야를 선두로 개발된 북미의 LRFD 코드 는 설계모델에 의해 저항을 계산하고 재료와 설계모델 의 불확실성을 반영하기 위하여 계산된 저항에 저항계 수(resistance factor)를 곱해주는 방식이다. 반면, 유럽의 Eurocode는 점착력이나 내부마찰각과 같은 개개의 토 질강도 특성치(characteristic value)에 부분계수가 적용 되는 저항식에서 각 변수에 직접 가해지는 부분저항계 수(partial safty factor)를 채택하고 있다. 본 연구의 주제 인 특성치의 산정은 지반구조물 설계에 직접 적용되는 설계치(design value)의 결정에 절대적인 영향을 미치며, 설계결과에 뒤따르는 경제성 및 안정성을 좌우하는 중 요한 절차이므로 그 결정에 신중을 기해야 한다.

특성치는 한계상태설계법(limit state design)의 근원 이라 할 수 있는 Eurocode 개발부터 주목되었고, 그 기 본이 되는 EN 1990에서는 특성치에 대한 정의를 내리 고 있다. 또한 지반공학 설계를 위한 Eurocode 7에서는 Student 및 Schneider 방법에 의한 특성치 산정에 대하여 언급하고 있다. 따라서, 본 논문에서는 Eurocode 7의 개 발과정에서 현재까지도 국제적으로 논란의 여지가 있는 토질의 특성치 산정방법에 대하여 다루고자 하였다. 그 중 통계학적 산정방법에 의해 광양 및 부산지역 점성토 의 특성치를 산정하고 상호간 또는 산술평균치와 비교· 분석 하였다. 특성치 산정에 이용된 연구자료는 국내 해 양지반의 불확실성 규명 및 항만구조물 신뢰성 설계법 개 발을 목적으로 대형 항만공사 프로젝트에서 수집하고 통 계분석한 자료이다. 또한 산정된 특성치에 의해 설계치를 추정하여 일정한 구조물 하중에 따른 지반의 지지력 및 침하특성을 분석하였다. 그리고 과거 설계에 적용되었던 대표치와 본 연구에서의 특성치를 가지고 지지력 및 침하 설계를 수행할 때의 결과를 비교·분석하였다.

지반공학적 정수나 파라미터의 특성적인(characteristic) 수치는 설계목적으로 이용되는 특성치에 대한 지반 파 라미터의 확률밀도함수(probability density function) 평 균치의 비로써, 편향계수(bias factor) k_r 값에 의해 정의 할 수 있다. 그림 1은 특성치를 도식적으로 정의하고 있 다. k_r =1.0 일 때 특성치는 확률밀도함수의 평균치와 같 게 된다.

지반 파라미터의 특성치는 일반적으로 한계상태의 발생에 영향을 끼치는 값이 주의깊게 산정된 결과로써 정의된다. 또는 통계학적 개념을 도입하여 한계상태의 발생을 지배하는 가장 불리한 값의 확률이 5%를 넘지 않는 값으로써 정의하기도 한다. 따라서 특성치는 실제 설계가 수행될 때 특정한 한계상태와 지반의 불확실성 조건을 고려하여 선정되어야 한다.

특성치의 통계학적 정의는 현장 토질정수의 평균치 와 연관되며, 시험결과에서 얻어진 추론치가 5% 신뢰수 준이 아닌, 한계상태의 발생에 영향을 미치는 값이다. 다시말해, 특성치는 채택된 특성치 보다 현재의 평균치 $\mu(X)$ 가 크게되는 95% 신뢰수준에 해당된다. 현재의 평 균치 $\mu(X)$ 가 이 값보다 크게되는 95% 신뢰수준에 해당 하는 토질상수의 특성치 X_k 는 통계이론을 사용하여 다 음과 같이 나타낼 수 있다.

$$X_k = \mu(X)[1 - k_n \cdot V(X)] \tag{1}$$

여기서, k_n 은 통계적 확률분포와 시험결과의 수량에 의 존하는 계수(factor)이고, V(X)는 변동계수(표준편차/평 균치)이다.

EN 1990에서는 특성치를 가설적인(hypothetical) 무 제한의 시험에서 얻어지지 않는 규정된 확률을 가지는



그림 1. 특성치의 정의(Becker, 2006)

재료나 제품성질의 값으로서, 이 값은 일반적으로 특정 한 성질로 가정된 통계학적 분포에서 어떤 지정된 신뢰 수준에 해당한다고 정의하면서, 5% 신뢰수준 개념으로 정의해야 한다고 언급하고 있다. 이러한 조건을 정규분 포로 가정하여 특성치를 다음과 같이 나타내고 있다.

 $X_k = \mu(X) - 1.645\sigma(X) = \mu(X)[1 - 1.645V(X)]$ (2)

여기서, μ(X)는 평균치, σ(X)는 표준편차이고, V(X) 는 무제한 시험의 변동계수이다. X와 계수 1.645는 5% 의 신뢰수준을 나타낸다.

EN 1990의 특성치 정의와 식은 구조재료와 관련되는 설계에 대하여 적합한 반면, 지반공학적 설계에는 적절치 못하다. 그 주된 이유는 지반공학적 파라미터를 좌우하는 변수의 특성 때문이다. 예를들어, 지반내에서 파괴는 어느 한 개별적 시험요소의 강도가 아니라 파괴면에 대한 평균강도이다. 따라서, 그것은 시험결과의 5% 신뢰수준이 아닌 평균강도의 95% 신뢰값에 해당하는 요구된 파괴면을 따라 일어나는 평균강도의 5% 신뢰수준이다. 또다른 이유는 일반적으로 지반공학적 설계에서는 단지 제한된 수량의 시험결과만이 가용하므로 통계적으로 주의가 요구된다는 것이다. Student(1908)는 평균치의 95% 신뢰도에 대하여 다음과 같이 제안하였다.

$$X_k = \mu(X) - \frac{t}{\sqrt{N}}\sigma(X) \tag{3}$$

여기서, t는 시험결과의 수량 N에 의해 좌우되는 파라미 터이다.

Ovesen(1995)은 수많은 전단강도 결과의 특성치를 얻기 위하여 다음과 같이 보다 단순화된 식을 사용하였 다. 식 (4)는 식 (3)에서 시험결과 수량 N이 무수히 많은 경우의 파라미터 t를 적용한 결과이다.

$$X_k = \mu(X) - \frac{1.645}{\sqrt{N}}\sigma(X) \tag{4}$$

한편, Schneider(1997)는 식 (4)를 보다 더 단순화하여 식 (5)와 같이 나타내었다.

$$X_k = \mu(X) - 0.5\sigma(X) \tag{5}$$

Schneider는 비교연구에 의하여 k_n =0.5 즉, 식 (4)에서 시험결과의 수량 N이 11일 때 X_k 에 대한 양호한 근사치 가 산정됨을 보였다. 식 (5)는 특성치가 평균치에서 표 준편차의 50%만큼 작게 채택되는 경우를 의미한다. 상 기 제안된 방법들은 보다 합리적인 특성치의 산정을 위 하여 여러 연구자에 의해 제안되었으나 방법에 따라 설 계의 결과가 다소 경제적이기도, 다른 한편으로는 보수 적이기도 하여 특정 방법의 적용성을 논리적으로 합당 화 하기에는 어려움이 있는 것이 현실이다.

3. 국내 해양토질의 특성치 산정

EN 1990, Student(1908), Ovesen(1995) 및 Schneider (1997) 등에 의해 제안된 특성치 산정방법을 이용하여 국내의 주요한 해양토질 특성치를 산정하고 비교, 분석 하였다. 흙의 물리적 특성, 강도특성 및 압밀특성에 해 당하는 30여개 토질 파라미터의 특성치 산정결과 중 일 부를 표 1에 나타내었다.

검토한 4가지 특성치 산정방법 중에서 Student에 의 한 방법이 가장 평균치에 근접하였다. 한편, 본 연구와 같이 시험자료의 수가 많은 경우(광양 1,259, 부산 1,897 data 이상)에는 Student 방법과 Ovesen 방법에 차이가 없이 거의 같은 값을 나타냄을 알 수 있었다. 이는 t값이 시험자료의 수에 따라 영향을 받기는 하나, 일정한 자료 수를 초과하게 되면 95% 신뢰수준에서 1.645에 수렴하 게 되어 결국 시험자료의 수가 많을 경우 Ovesen(1995) 과 Student(1905)의 제안식이 같아지는 데에서 기인한 다. 반면, EN 1990에 의한 방법은 모집단의 분산도에 따라 다르나 대체로 평균치와 비교하여 매우 작은 값을 나타내며, 특히 변동계수가 큰 시험의 경우 0보다 작은 값이 산정되었다.

4. 설계시 지반특성치의 영향

각 제안방법에 따라 산정된 특성치와 산술평균치를 이 용하여 실제 해성점토 기초지반의 지지력 및 침하 설계시 미치는 영향정도를 파악하였다. 이를 위하여 Eurocode에 제안된 부분재료계수에 따라 설계치를 결정하고, 임의 의 방파제 하중이 작용하는 광양 및 부산의 해성점토 지반에 대하여 지지력과 침하량을 비교하였다. 또한 두 지역의 과거 설계사례에서 적용했던 대표치와 불확실 성을 고려한 특성치에 의한 설계치를 가지고 지지력 및 침하해석을 실시하여 결과를 비교하였다.



4.1 설계변수의 설계치의 결정

재료계수 방법(Material Factor Approach: MFA)에서 지반공학적 파라미터의 설계치(X_d)는 설계계산에 대입 되는 지반성질이다. 이는 식 (6)과 같이 특성치(X_k)를 적 절한 부분계수(γ_m)로 나누어 줌으로써 얻어진다. 반면, 저항계수 방법(Resistance Factor Approach: RFA)에서 지 반공학적 파라미터에 대한 설계치는 존재하지 않는다.

$$X_d = X_k / \gamma_m \tag{6}$$

여기서, 부분계수는 추론치의 변동성과 특성치 결정 을 위한 평가방법의 신뢰성을 고려하여 신뢰수준 값으 로부터 결정된다. 조사된 설계치에 대한 부분값(partial value)을 선정할 때, 각각의 설계치가 저항측에 주로 영 향을 미치는지 하중측에 영향을 미치는지를 고려해야 한다. 표 2는 Eurocode 7에서 제시하고 있는 극한한계상 태의 부분계수중 부분재료계수만을 나타낸 것이다.

Case A는 주로 구조물과 지반의 강도가 불충분한 경 우에 불리한 변동하중과 유리한 영구하중의 불확실성 을 다루며, 부력, 수리학적 파괴 및 구조물의 전도 등 큰 침하와 관련되는 문제에 대하여 안전한 지반공학적 크기결정과 구조계산을 제공함이 목적이다. Case B는 주로 하중의 불확실성을 다루며, 대개 기초와 옹벽 등 부재의 구조설계에 중요하다. Case C는 주로 재료성질 의 불확실성을 다루며, 지반성질의 부분계수가 1.0보다 큰 MFA 방법으로서 대개 기초의 크기와 옹벽의 근입깊 이 등 지반내에서 부재 크기의 결정에 중요하다.

현재 국내에는 지반공학적 설계치를 결정하기 위해 제안된 부분계수가 없는 실정이다. 따라서, 여기서는 Eurocode 7에서 언급하고 있는 표 2의 극한한계상태의

표 2. 극한한계상태에 대한 부분재료계수

Parameter	Factor	Case A	Case B	Case C	Case C2	Case C3			
tan φ'	$\gamma_{ an \phi'}$	1.10	1.00	1.25	1.00	1.20			
Effective cohesion, c'	$\gamma_{ extsf{c}'}$	1.30	1.00	1.60 <i>(1.25)</i>	1.00	1.20			
Undrained shear strength, cu	$\gamma_{ m CU}$	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40			
Compressive strength, qu	$\gamma_{ m qu}$	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40			
Pressuremeter limit pressure, plim	$\gamma_{ m plim}$	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40			
CPT resistance	$\gamma_{ m CPT}$	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40			
Unit weight of ground, γ	γg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
Volume in hold are partial fasters either given or implied in the ENV version of EC7									

Values in bold are partial factors either given or implied in the ENV version of EC7.

Values in italics are proposed partial factors not in the ENV that may be in the EN version.

표 3. 주요 설계치 선정결과

Parameter	Area	Mean	Student	Schneider		
	Gwangyang	2.27	2.25	2.01		
e	Busan	1.63	1.61	1.46		
γt	Gwangyang	15.23	15.18	14.69		
(kN/m ³)	Busan	16.45	16.38	15.56		
0	Gwangyang	2.71	2.71	2.70		
Gs	Busan	2.70	2.69	2.68		
qu	Gwangyang	18.81	18.13	11.25		
(kPa)	Busan	32.48	31.59	20.68		
CUU	Gwangyang	12.54	12.15	8.27		
(kPa)	Busan	20.40	19.86	13.06		
0	Gwangyang	1.13	1.11	0.92		
Uc	Busan	0.70	0.69	0.57		
C _v	Gwangyang	0.00260	0.00246	0.00140		
(cm ² /sec)	Busan	0.00559	0.00535	0.00349		

부분계수중 Case A에 대한 값과 앞서 계산된 특성치를 이용하여 설계치를 산정하였으며, 제안되어 있지 않은 파라미터의 부분계수는 1.0으로 간주하였다. 한편, 앞서 산정된 특성치 결과 중 샘플 수가 비교적 많아 Student 방법과 차이가 크지 않은 Ovesen 방법과 0보다 작은 값 이 산정되어 지반공학적 설계에 부적합한 EN 1990 방 법에 의한 특성치는 제외하였다. 지반의 지지력 및 침하 량 계산을 위한 광양 및 부산지역의 주요한 설계치는 표 3과 같다.

4.2 사례분석 1: 특성치와 산술평균치에 의한 결과 비교

지지력과 침하량 검토를 위해 가정된 하중은 해성점 토로 이루어진 기초지반 상에 흔히 계획되는 사석방파 제 자중을 적용하였다. 해상 구조물은 대개 모래다짐말 뚝이나 지반개량 공법 등을 이용하여 지반을 처리한후 시공됨이 일반적이나, 여기서는 단순히 파라미터의 평 균치와 일부 특성치 산정 방법별 원지반 해성점토의 강 도 및 압축특성을 알아보기 위하여 미개량시 지지력과 침하 영향만을 산정, 비교하였다. 검토를 위해 결정된 임의의 단면조건은 그림 2와 같다.

지지력 및 침하량의 계산은 항만 및 어항 설계기준 에 제안된 방법중 실무에서 가장 많이 이용되는 식을 채택하였다. 지지력 계산시 안전율은 1.5를 적용하였 으며, 단위면적당 작용하중(Q)에 대한 허용지지력(q_a) 의 비(q_a/Q)를 이용하여 허용지지력 산정결과를 그림 3 과 같이 비교하였다. Student 방법에 의한 q_a/Q는 평균 치의 97~98%에 달하여 약간 작은 값이 산정된 반면, Schneider 방법에 의한 값은 평균치의 64~66% 범위로 서 매우 과소평가 됨을 알 수 있다.

두 지역을 비교할 때 동일한 작용하중에서 부산지역 토질의 지지력이 광양지역에 비해 약 1.6배 가량 크게 산



그림 2. 설계를 위한 지반 및 하중조건

SANDY GRAVEL



XXXXX

그림 3. 설계치에 따른 q_a/Q의 비교

정되었다. 광양지역에서의 시간경과에 따른 최종압밀침 하량과 잔류침하량 변화를 그림 4에 나타내었다. 압축지 수와 초기간극비가 주요한 변수인 최종압밀침하량은 각 각 1.821m(mean), 1.803m(Student) 및 1.617m(Schneider) 로서 Student 방법은 평균치와 거의 차이가 없는 반면, Schneider 방법은 평균치 대비 약 0.2m(12.6%) 작게 산 정되었다.

그림 5는 부산지역에서의 시간경과에 따른 최종압밀 침하량과 잔류침하량 변화를 나타낸 것이다. 최종압밀 침하량은 각각 1.40m(mean), 1.396(Student) 및 1.222m (Schneider)로서 Student 방법은 역시 평균치와 거의 차 이가 없는 반면, Schneider 방법은 평균치 대비 약 0.18m(14.6%) 작게 산정되었다.



XXXXX



4.3 사례분석 2: 과거 설계적용 대표치, 주요 특성치와 산술평균치에 의한 설계결과 비교

최근 두 지역에서 각각 항만구조물 설계에 입력된 대 표적인 설계치와 불확실성을 고려한 특성치를 통하여 산정한 설계치 사이의 지지력 및 침하량 계산 결과를 비교하였다. 각 사례에서 선정한 설계치는 국부적이고 불충분한 시험결과에서 얻은 단순한 산술평균치 또는 설계자의 임의적 판단에 의한 대표치로서 통계학적 변 동성을 고려하지 않은 수치이다. 이들은 실제적으로 이 미 설계가 완료되었거나 시공중인 사례로서, 변동성이 파악된 대량의 자료에 의해 설계결과를 비교함은 적절 한 경제성 또는 안전마진의 측면에서 의미가 있을 것이 다. 표 4는 최근 광양 및 부산항 지역 항만구조물 건설 공사의 설계에 적용되었던 주요 설계치를 나타낸 것이 다. 적용하중은 상기 동일한 단면의 방파제 구조물로 가 정하였다.

각 사례에서 적용된 대표치와 본 연구에서 산정한 방 법의 설계치에 의해 계산한 q_a/Q 를 그림 6에 비교하였 다. 광양지역(Case A)의 경우 설계 적용값을 지역전체 의 불확실성이 고려된 값들과 비교할 때 평균치에 의해 산정한 q_a/Q에 비해 39.9% 가량, Student 방법에 비해 44.3% 가량, 그리고 Schneider 방법에 비해 111.5% 가량 과대하게 산정되었다. 부산지역(Case B)의 경우는 지역 전체의 평균치에 의해 산정한 q_a/Q에 비해 47.2% 가량, Student 방법에 의한 불확실성 고려시에 비해 60.0% 가 량, 그리고 Schneider 방법에 비해서는 130.0% 가량 과 대하게 산정되었다. 따라서, 지지력 계산에 있어서 두 지역 전반적으로 설계에 채택되었던 입력치가 불확실 성을 고려한 경우에 비하여 최대 2배이상 과대평가함을 알 수 있었다. 또한 사례분석 1에서 평가한 결과와 유사 하게 본 검토에서도 부산지역의 지지력 특성이 광양지 역에 비해 1.6~1.7배 가량 양호한 것으로 나타났다.

그림 7은 동일한 하중과 지반조건에 대하여 원지반의 침하량을 비교한 결과이다. 광양지역(Case A)의 경우 지역전체의 평균값에 비해 약 2.4%, 불확실성이 고려된 설계치 적용결과와 비교시는 Student 방법에 비해 3.7%,

표 4. 설계사례에 적용된 대표치

Case A (Gwangyang)							
Thickness of soft clay(m)	γ_t (kN/m ³)	G_{s}	w (%)	e	Cc		
25.50	15.180	2.714	81.96	2.314	1.161		
Case B (Busan)							
Thickness of soft clay(m)	γ_t (kN/m ³)	G_s	w (%)	e	Cc		
50.325	17.325	2.710	67.90	1.890	0.960		



Schneider 방법에 비해서는 20.4% 가량 크게 산정됨으 로써 Schneider 방법을 제외하고는 대개 큰 차이를 보이 지 않았다. 부산지역(Case B)의 경우 지역전체의 평균 값에 비해 약 24.4%, 불확실성이 고려된 설계치 적용결 과와 비교시는 Student 방법에 비해 25.1%, Schneider 방 법에 비해서는 48.3% 가량 크게 산정됨으로써 일반적 으로 과다하게 산정되는 결과를 보였다.

5. 결언 및 토론

본 논문에서는 국내의 주요한 해양토질에 대하여 불 확실성을 고려한 특성치를 통계적 방법을 이용하여 산 정하고, 그 값을 이용하여 지지력 및 침하량 계산시 영 향정도를 파악하였으며, 기존의 방법으로 선정된 대표 치 및 특성치에 의한 설계결과를 비교하였다.

제안된 4가지 방법을 이용하여 특성치를 산정한 결과, 본 연구에 이용된 자료에서는 Student /Ovesen, Schneider 및 EN 1990의 제안방법 순으로 평균치와 근 접하게 나타났다. EN 1990 방법의 경우에 특성치가 가 장 작게 산정되고, 통계적 변동성에 따라 0보다 작은 값 이 산정되어 지반공학의 설계치를 산정하는데 부적합 한 것으로 나타났다. 계산식이 유사한 Student와 Ovesen 방법을 비교할 때, 시험자료의 수가 적은 경우 Ovesen 의 방법이 다소 크게 산정되나 자료수가 많아질수록 두 값은 일치하게 됨을 알 수 있었다. 이는 Student 방법의 t값은 자료수가 증가함에 따라 감소하는데, 자료수가 커 지면 커질수록 그 감소폭이 작아져 일정값에 수렴하는 경향이 있기 때문으로 판단된다. Ovesen 방법은 N=11 일 때 Schneider 방법과 동일식이 되어 같은 값이 산정 되며, Schneider는 이때 특성치에 대하여 양호한 근사치 가 산정된다고 하였다. 특성치 산정에 제안된 모든 방법 은 통계적 확률분포와 시험자료의 수에 따라 변하는 계 수(k_n)를 표준편차에 곱한 일정비율의 변동성을 평균치 에서 감하여 특성치를 산정하는 방식으로서, 평균치보 다 항상 작게 산정되고 지반의 변동성이 커짐에 따라 특성치가 보수적으로 평가되는 경향이 있다.

각각의 방법에 의해 특성치에서 얻어진 설계치를 이 용하여 계산된 허용지지력을 단위면적당 작용하중과의 비(q_a/Q)로써 나타내어 비교한 결과, Student 방법에 의 한 특성치로부터 계산한 q_a/Q는 평균치와 큰 차이가 없 었다. 반면, Schneider 방법에 의한 특성치로부터 얻은 q_a/Q는 평균치의 64~66% 범위로서 매우 과소평가 됨 을 알 수 있다. 압축지수와 초기간극비가 주요한 변수인 두 지역 최종압밀침하량의 경우 Student 방법에 의한 계 산결과는 평균치와 거의 차이가 없었으나, Schneider 방 법은 평균치 대비 약 12.6~14.6% 작게 산정되었다. 두 지역의 실제 지반조건을 비교할 때 동일한 작용하중에 서 부산지역 토질의 지지력이 광양지역의 그것에 비해 약 1.6배 가량 크게 산정되었다.

최근 수행된 항만건설의 설계에서 결정론적으로 채 택된 설계치와 특성치 산정방법에 의한 설계치를 이용 하여 지지력 및 침하량을 계산한 결과 전반적으로 결정 론적으로 채택된 설계치는 과다한 설계결과를 나타내 었다. 그리고 부산의 지지력 평가 결과가 광양에 비하여 1.6~1.7배 가량 우수한 것으로 나타났다.

지반공학적 불확실성을 통계적으로 정량화할 때, 시 험자료의 불충분으로 변동성이 매우 크게 평가되는 경 우, 구조물의 비경제적인 설계가 발생될 수 있으므로 가 능한 보다 많은 데이터를 확보하는 것이 유리하고 모든 데이터는 필터링의 과정을 거쳐 신뢰수준이 높은 평균 치가 채택되어야 한다. 또한 충분한 시험자료의 수집이 어려운 경우 시뮬레이션 방법 등을 통하여 신뢰할 수 있 는 값을 추정하여야 한다. Eurocode 7에서는 통계학적 방법을 이용하여 특성치를 결정할 경우에 비교 가능한 경험과 실제 설계여건을 고려하여 주의깊게 이용되어야 한다고 규정하고 있다. 따라서, 시험결과와 평가된 값(a prior values)을 조합하여 보다 신뢰도 높은 평균과 표준 편차를 얻을 수 있는 베이지안 기법(Bayesian Approach) 등 다양한 통계학적 결정법을 통한 적절한 특성치의 채 택은 매우 중요하다고 판단된다.

참 고 문 헌

- 1. 대산지방해양수산청 (2006), 대산항 개발 실시설계용역 보고서.
- 부산지방해양수산청 (2005), 부산신항 남컨부두 배후지 준설토
 투기장 가호안 기본 및 실시설계 보고서.
- 여수지방해양수산청 (2006), 여수항 동방파제 축조공사 실시설 계 보고서.
- 4. 윤길림 (2004), 차세대 항만 설계기술 개발 (IV), 한국해양연구원 연구보고서, 해양수산부.
- 5. 윤길림 (2005), 차세대 항만설계 기술개발 (V), 한국해양연구원 연구보고서, 해양수산부.
- 6. 해양수산부 (2005), 항만 및 어항 설계기준(상권).
- Becker, D.E. (2006), "Limit state design based codes for geotechnical aspects of foundation in Canada", *Proceedings of Taipei 2006 International Symposium on New Generation Design Codes for Geotechnical Engineering Practice*, Taipei, Vol.1.
- 8. Harrison, M.W. (1990), HANDBOOK of Statistical methods for

engineers and scientists, McGraw-Hill, Inc.

- 9. Orr, T.L.L. and Farrell, E.R. (1999), Geotechnical design to Eurocode 7, Springer.
- Orr, T.L.L. (2006), "Development and implementation of Eurocode 7", Proceedings of Taipei 2006 International Symposium on New Generation Design Codes for Geotechnical Engineering Practice, Taipei, Vol.1.
- 11. Ovesen, N.K. (1995), "Eurocode 7 for geotechnical design", Proceedings of Bengt B. Broms Symposium on Geotechnical Engineering,

Singapore, Vol.1.

- Poon, K.K. and Kulhawy, F.H. (1999), "Characterization of geotechnical variability", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36.
- Schneider, H.R. (1997), "Definition and determination of characteristic soil properties", *Proceedings of XII International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hamburg, Balkema, Rotterdam, Vol.1.
- 14. Student (1908), "The probable error of a mean", Biometrika, Vol.6.

(접수일자 2007. 8. 25, 심사완료일 2008. 5. 13)

시멘트밀크 배합비에 따른 다양한 지반 내 SDA매입말뚝의 연직지지력

Bearing Capacity of SDA Augered Piles in Various Grounds Depending on Water-Cement Ratio of Cement Milk

홍	원	표	Hong, Won-Pyo
0]	재	<u>क</u> 2	Lee, Jae-Ho
채	수	근	Chai, Soo-Geun

Abstract

The standard construction manual of the SDA (Separated Doughnut Auger) piling method was proposed so that the resisting capacity of the augered piles could work effectively. 438 dynamic pile load tests were performed on 379 test piles, which were installed at 36 sites in Korea by the SDA piling method with application of various water-cement ratio of cement milks. The dynamic pile load test results showed that the bearing capacity of the SDA augered piles depended on the water-cement ratio of cement milks. And couple of the formulas were presented according to water-cement ratio and various grounds to estimate quantitatively both the unit end bearing and the unit frictional capacity of the SDA augered piles. It was also considered that the water-cement ratio of cement milks exerts an influence on the bearing capacity of the SDA augered piles. The presented formulas were compared with the existing formulas, which were presented by several standard design codes to design the augered piles.

요 지

본 연구에서는 SDA(Separated Doughnut Auger)매입말뚝의 지지성능이 잘 발휘될 수 있는 표준시공법에 대한 매뉴 얼을 정리하여 제시하였다. 또한 전국 36개 현장에서 여러 가지 시멘트밀크 배합비를 사용하여 SDA매입공법으로 시공한 379본의 시험말뚝에 대하여 438회의 동재하시험을 시행하였다. 동재하시험결과 SDA매입말뚝의 지지력은 시 멘트밀크의 배합비에 영향을 받음을 알 수 있었으며, 단위선단지지력과 단위마찰지지력을 시멘트밀크의 배합비와 지반종류별로 정량적으로 계산할 수 있는 식을 제안하였다. 또한 시멘트밀크 배합비가 SDA매입말뚝의 지지력에 미치 는 영향을 검토하였고 이들 제안식을 기존의 표준시방서에 제시되어 매입말뚝설계에 적용되는 기존의 식들과 비교 고찰하였다.

Keywords : Augered pile, Cement milk, End bearing capacity, EOID, Frictional capacity, N-value, Pile load test, Restrike, Water-cement ratio

1. 서 론

현재 국내에서는 기성말뚝을 주로 매입말뚝공법으로

시공하고 있다. 그러나 매입말뚝의 시공법과 지지력산 정방법은 타입말뚝과 달리 지지력을 좌우하는 요소가 다양하여 아직 표준화되지 못하고 있는 실정이다. 다만

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

¹ 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 교수, 공학박사 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Chung-Ang Univ.)

² 정회원, 중앙대학교 대학원 박사졸업, 공학박사 (Member, Dept. of Civil Eng., Chung-Ang Univ.)

³ 정회원, 중앙대학교 대학원 박사졸업, 공학박사 (Member, Dept. of Civil Eng., Chung-Ang Univ., csg@gsenc.co.kr, 교신저자)

SIP공법(두성건설, 1987)을 대상으로 정량적인 지지력 추 정방법에 대한 연구가 몇몇 기관 및 대학에서 진행된 바 있다. 이원제(2000), 임해식 외(2001), 이송 외(2002), 김정 수(2003) 및 서영화 외(2003) 등은 매입말뚝에 대한 현장 시험결과를 통계적으로 분석하여 지지력 산정식을 제안 하거나 지지력 특성을 연구하였다. 또한 도로교설계기준 해설(대한토목학회, 2001), 구조물기초설계기준 해설(한 국지반공학회, 2003), 건축기초구조설계기준(대한건축학 회, 2005) 및 한국도로공사(2006)는 선굴착공법 또는 중굴 공법으로 시공하는 말뚝의 지지력 산정식을 제안하였다. 그러나 이들 산정식은 매입말뚝의 시공방법, 지반종 류 및 시멘트밀크 배합비 조건 등을 고려하지 않았으며, 일부 지지력 산정식은 외국 문헌과 외국 기준식에 준해 서 제안함에 따라 시공방법과 시멘트밀크 배합비가 달 라질 경우 지지력이 달라질 수 있다.

채수근(2002), 홍원표 외(2002), Hong & Chai(2003, 2005)는 매입말뚝의 선단지지력과 마찰지지력이 지반 종류에 따라 다르게 적용되어야 함을 시험말뚝에 대한 재하시험결과에 의거 제안한 바 있다. 시멘트밀크 배합 비 역시 매입말뚝의 지지력에 영향을 미치는 매우 중요 한 요소로서 지반종류별로 다르게 적용해야 매입말뚝 의 지지력을 증대시킬 수 있을 것이다.

따라서 본 연구에서는 전국의 36개 현장에서 SDA매 입말뚝 시공법으로 설치된 379본의 시험말뚝에 동재하 시험을 실시하여 세 가지 시멘트밀크 배합비에 대한 매 입말뚝의 선단지지력과 마찰지지력을 지지지반의 종류 별로 검토하여 보다 합리적인 지지력 산정식을 제안하 고자 한다. 더 나아가 지반종류별로 적합한 시멘트밀크 배합비를 제안하여 매입말뚝공법이 타입말뚝공법보다 비경제적인 기초말뚝시공법이 되지 않도록 설계방안을 마련하는 것이 본 연구의 궁극적인 목적이다.

2. 매입말뚝의 지지력 산정식 검토

2.1 말뚝지지력 산정 일반식

일반적으로 말뚝의 축방향 극한지지력의 산정식은 식 (1)과 같이 표현된다(한국지반공학회, 2003). 이 식에 서 단위선단지지력(q_p)과 각 지층의 단위주면마찰력(f_s) 을 알게 되면 축방향 극한지지력을 구할 수 있다.

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + \sum f_s A_s \tag{1}$$

여기서,
$$Q_u$$
 : 말뚝의 축방향 극한지지력(tf)
 Q_p : 극한선단지지력(= q_pA_p)
 Q_s : 극한마찰지지력(= f_sA_s)
 q_p : 단위선단지지력($mN', tf/m^2$)
 m : 선단지지력계수
 N' : 말뚝선단부의 N 치
 A_p : 말뚝 선단면적(m^2)
 f_s : 단위주면마찰력($nN_s, tf/m^2$)
 n : 마찰지지력계수
 N_s : 말뚝주변지반의 평균 N 치

 A_s : 말뚝마찰지지면적(m^2)

2.2 매입말뚝의 지지력 산정식에 대한 고찰

2.2.1 개요

매입말뚝공법은 일본과 한국에서 주로 사용되는 기 성말뚝에 대한 시공법이며, 국내에서 사용하고 있는 대 부분의 매입말뚝시공법도 일본에서 도입된 경우가 많 다. 그러나 천공방식, 시멘트밀크 배합비와 주입방식 및 최종 말뚝설치방법이 일본에서의 공법과 차이가 있으 므로 지지력 산정식도 차이가 있어야할 것이다.

2.2.2 국내 설계기준

표 1에서 보는 바와 같이 구조물기초설계기준 해설 (한국지반공학회, 2003)에 의하면, 선굴착공법으로 시 공된 말뚝의 선단지지력은 지반의 종류와 관계없이 타 입말뚝의 선단지지력을 1/3~1/2로 감소시켜 qp=10~15 N'(≤750tf/m²)인 식을 적용하도록 제안하고 있다. 여기 서 N'는 말뚝선단지반의 N치이다. 주면마찰력도 지반 의 종류와 관계없이 타입말뚝의 마찰지지력을 1/2로 감 소시켜 f_s=0.1N_s(≤5.0tf/m²)인 식을 적용하도록 제안하고 있다. 여기서 Ns는 말뚝주변지반의 평균 N치이다. 한편 건축기초구조설계기준(대한건축학회, 2005)에서는 사질 토에 시공되는 매입말뚝의 단위선단지지력을 q₀=20N' (≤1,200tf/m²)인 식으로 산정하도록 제안하였으며, 점 성토지반에서는 q₀=6c_u(tf/m²)를 제안하였다. 여기서, c_u 는 점성토의 비배수전단강도이다. 단위주면마찰력은 시 멘트밀크가 충진된 경우 사질토에서는 타입말뚝보다 증가시켜 fs=0.25Ns(≤12.5tf/m²)로 제안하였으며, 점성 토지반에서는 f_s=0.8c_u(≤10tf/m²)를 제안하였다. 그리고

이들 식에 대한 안전율은 모두 3을 적용하고 있다. 그러나 이와 같은 기존의 매입말뚝 지지력 산정식에

표 1. 선굴착공법 및 매입공법으로 시공된 말뚝의 지지력 산정식

지지력 설계기준	극한선단지지력(tf)	극한마찰지지력(tf)	안전율
구조물기초 설계기준 해설 (선굴착공법)	Q _P = mN'A _p (tf) mN'≤30×50=1500tf/m ² (타입공법) mN'≤10~15×50=500~750tf/m ² m≤30×1/3~1/2=10~15(선굴착공법)	Q _S = nN _s A _s (tf) nN _s ≤0.2×50=10tf/m ² (타입공법) nN _s ≤0.1×50=5tf/m ² (선굴착공법) n=0.2×1/2=0.1	3
건축기초구조 설계기준 (매입공법)	q _p = 20N'(≤1200tf/m ²) : 사질토 q _p = 6cu∶점성토	f _s = 0.25N _s (≤12.5tf/m ²) : 사질토 f _s = 0.8c _u (≤10tf/m ²) : 점성토	3
Q _P : 극한선단지지력(=q _p A _p) q _p : 단위선단지지력(mN', tf/m ²) N' : 말뚝선단부의 N치 N _s : 말뚝주변부의 평균 N치 C _u : 점성토의 비배수 전단강도(tf/m ²)		Q _S : 극한마찰지지력(=f _s A _s) f _s : 단위주면마찰력(nN _s , tf/m ²) A _p : 말뚝 선단면적(m ²) A _s : 말뚝 마찰지지면적(m ²) q _u : 점성토의 일축압축강도(tf/m ²) n : 마착지지력계수	

표 2. 매입말뚝의 지지력 산정식(COPITA, 2006)

산정식 시공법	지지력 산정식	공 법 명	안전율
선굴착 최종타격공법	$\begin{split} Qu &= \alpha N ' A_p + \left(\beta N_s L + \gamma q_u L_c\right) \psi \left(k N\right) \\ N_s &\leq 25, \ q_u \leq 100 k N/m^2, \ \alpha = 300, \ \beta = 2, \ \gamma = 0.5 \end{split}$	KSD공법	3
선굴착 최종경타공법	$Qu = \alpha N' A_p + (9L_c + 24L_s)\psi \ (kN)$ $\alpha = 250 \cdots (l \le 100D)$ $\alpha = 250 - 50(\frac{l/D - 100}{10}) \cdots (100D < l \le 110D)$	니딩공법 ALT공법	3
선굴착 근고(根固)공법	$\begin{split} Qu &= \alpha N' A_p + (\beta N_s L_s + \gamma q_u L_c) \psi \ (kN) \\ \alpha &= 175 (모래지반, 자갈지반) \ \alpha = 166 (점성토지반) \\ N' &\leq 50, \ \beta N_s = 4.8 N_s + 35 \leq 179 k N/m^2 \\ \gamma q_u &= 0.4 q_u + 15 \leq 95 k N/m^2 \end{split}$	BFK공법 FP-BESTEX공법 (주로 마디가 있는 말뚝을 사용함)	3
선굴착 확대근고공법	$\begin{aligned} Qu &= \alpha N ' A_p + (\beta N_s L_s + \gamma q_u L_c) \psi \ (kN) \\ \alpha &= 250 \cdots (l < 90D) \\ \alpha &= 250 - 2.5 (l/D - 90) \cdots (90D < l \le 110D) \\ \beta &= 2, \ \gamma = 0.5, \ \beta N_s = 15, \ \gamma q_u = 15 \end{aligned}$	RODEX공법 BRB공법 ST-RODEX공법 ATRAS공법 BESTEX공법	3
Q _u : 극한지지력(kN), L _s : 사질토층에 관[L _c : 점성토층에 관[α : 선단지지력계수 <u>A_p</u> : 말뚝선단면적(n	N': 말뚝선단부 N치 입된 말뚝길이(m) qu : 점성토 1축압축강도(kN/m ²) 입된 말뚝길이(m) D : 말뚝직경(m) · β : 사질토지반에서 말뚝주면마찰력계수 n ²) γ : 점성토지반에서 말뚝주면마찰력계수	N_s : 말뚝주변부 평균 N $^{ ilde{ m A}}$ Ψ : 말뚝주면장(m) l : 말뚝길이(m)	

는 시멘트밀크 배합비에 따라 달라지는 지지력 특성이 고려되어 있지 않다. 따라서 시멘트밀크 배합비를 임의 로 결정하여 지반종류에 무관하게 동일한 시멘트밀크 배합비로 시공하는 국내 실정을 감안해 볼 때 매입말뚝 의 지지력은 현장마다 크게 달라져서 이들 산정식에 의 한 산정치와 다르게 된다.

2.2.3 일본 설계기준

일본에서 사용되는 매입말뚝의 지지력 산정식은 표 준관입시험 결과인 N값과 연계하여 이용하고 있으며 표 2에서 보는 바와 같이 공법에 따라 상이한 기준식을 적용하고 있다(COPITA, 일본 콘크리트말뚝 건설기술 협회, 2006). 일본에서 사용하는 매입말뚝시공법은 표 2 에서 보는 바와 같이 선굴착최종타격공법, 선굴착최종경 타공법, 선굴착근고공법 및 선굴착확대근고공법의 네 가 지가 있다(채수근, 2007; 홍원표·채수근, 2007a, 2007b). 이들 공법은 다년간 시행한 시험시공과 말뚝재하시 험 결과로 지지력 특성이 규명되었으며 시공관리체계 가 잘 확립되어 있다. 또한 일본 건설성으로부터 품질에 대한 철저한 심사를 받아 인정된 공법이므로 현장 적용 시 별도의 시험시공과 재하시험을 시행하지 않고 직접 적용하고 있다. 표 2에 제시된 안전율 3은 상시하중 작 용시의 안전율이다.

그러나 이들 공법은 시멘트밀크 배합비와 주입방식 에 있어서 현재 국내에서 적용하고 있는 매입말뚝공법 과 크게 다르다. 국내에서는 말뚝 주변과 선단부에 동일 한 배합비의 시멘트밀크 를 사용하고 있지만, 일본에서 는 대부분 선단부에서는 부배합(W/C=60~70%)으로 하 고, 주변부에서는 선단부와 동일한 배합비 또는 빈배합 의 시멘트밀크를 주입하고 있다(일본 콘크리트말뚝 건 설기술협회, 1994). 천공방식도 국내에서는 배토방식을 채택하고 있지만 일본의 공법은 비배토방식, 즉 교반날 개를 사용하여 시멘트밀크와 토사를 교반시킨다. 최종 설치방법에서도 국내에서는 주로 경타방식을 채택하는 반면에 일본에서는 대부분 회전압입방식으로 말뚝을 설치하고 말뚝의 선단부도 천공심도까지 설치하지 않 고 일정 길이만큼 띄어서 설치하고 있다. 따라서 일본에 서 사용하는 지지력 산정식을 사용할 경우 지지력이 달 라질 수 있다.

3. 시험시공 개요

3.1 SDA매입말뚝 시공법

SDA매입말뚝공법은 상호 역(逆) 회전하는 오거스크 류와 케이싱스크류로 동시에 지반을 천공하고 말뚝을 삽입한 후 압입, 회전관입 또는 경타(輕打) 방식으로 최 종 설치 시공하는 공법이다. 케이싱스크류와 연속날개 를 가진 오거스크류로 천공함에 따라 굴착효율을 높일 수 있을 뿐만 아니라 양호한 연직도(鉛直度)로 말뚝을 시공할 수 있다. 또한 케이싱스크류를 사용하기 때문에 지하수위가 높은 모래·자갈 퇴적층이나 연약한 점성토 지반에서도 공벽을 유지할 수 있으며 지반 교란을 방지 할 수 있다.

굴착된 토사나 암편을 육안으로 관찰할 수 있으므로 각 지층의 확인은 물론이고 말뚝 지지층도 용이하게 결 정할 수 있는 장점이 있다. 그리고 말뚝 삽입 전후에 말 뚝의 선단부와 주변부에 두 번으로 나누어 시멘트밀크 를 충분히 주입함으로써 큰 지지력을 확보할 수 있다. SDA매입말뚝공법의 표준시공방법, 각 단계별 품질 관리 내용, 시공순서도 및 시공장비에 대하여는 채수근 (1997, 2000a, 2007), 홍원표·채수근(2007a, 2007b)의 논 문에 상세히 설명되어 있다.

3.2 현장

SDA매입말뚝의 지지력 특성을 분석하기 위해 표 3 에서와 같이 전국 36개 현장에서 실시한 시험시공 자료 를 이용하였다. 지역별로 구분해 보면 서울 6개 현장, 경기·인천 14개 현장, 충청도 3개 현장, 전라도 6개 현 장, 부산과 경상도 5개 현장 및 강원도 2개 현장 등이다.

3.3 말뚝규격 및 시공조건

시험말뚝으로 고강도 콘크리트말뚝(PHC, Pretensioned spun High strength Concrete, KS F 4306)과 강관말뚝 (SKK400, KS F 4602)을 사용하였다. 그러나 본 연구에 는 PHC말뚝으로 시험한 자료를 주로 사용하였으며, 직 경 400mm말뚝은 17개 현장에서, 직경 450mm말뚝은 2 개 현장에서, 직경 500mm말뚝은 16개 현장에서 각각 이용되었다. 그리고 강관말뚝은 1개 현장에서만 사용되 었다. 말뚝길이는 개략 4.6~33.9m 정도가 사용되었다. 매입말뚝 시공법에는 재료비가 상대적으로 저렴한 고 강도콘크리트말뚝이 주로 사용되었으며, 앞으로도 이와 같은 추세는 지속될 것으로 예상된다. 사용되는 말뚝의 직경도 구조물과 건축물의 규모가 점점 증가함에 따라 커지고 있다. 모든 현장의 말뚝은 SDA매입말뚝의 표준 시공법에 따라 시공하였으며, 최종 말뚝 설치방법으로 는 압입방식 혹은 드롭해머를 사용하는 경타방식을 적 용하였다.

3.4 시멘트밀크 배합비

일본으로부터 SIP공법이 1987년 도입되면서 물시멘트 비(W/C)가 83%인 시멘트밀크가 주로 사용되었다(대한 주택공사, 1997). 표 3에서 보는바와 같이 물시멘트비가 83%인 시멘트밀크는 1.0m³를 만드는데 시멘트 880kg과 물 730kg이 필요하다. 왜냐하면 시멘트의 비중이 3.15 가 되므로 이를 체적으로 환산하면 880÷3.15=280ℓ가 되 며 물 730ℓ와 더하면 1,010ℓ 즉, 약 1m³의 체적이 되기 때문이다. 그러나 이와 같은 빈배합비를 갖는 시멘트밀 크는 너무 묽어서 투수성이 큰 사질토지반에서는 여러 번 주입하더라도 말뚝 주변지반으로 빠져나가 충진이 되지 않으며, 지하수가 많은 경우에는 희석되어 더욱 빈
배합이 되어 지지력이 작아지게 된다. 이에 따라 투수성 이 큰 지반이나 지하수가 많은 현장에서는 부배합으로 변경하여 사용하고 있다(채수근, 2000b, 2002, 2004, 2005; Hong & Chai 2003, 2005).

따라서 83%의 물시멘트비인 시멘트밀크보다 부배합 의 배합비를 사용하는 것이 바람직하다. 사용된 배합비 중 현장기술자나 기능공이 기억하기 쉬운 배합비인 68% 의 물시멘트비를 제안하여 많은 현장에 유용하게 적용 하였다(표 4에 제시된 현장 참조). 68%인 물시멘트비의 시멘트밀크에는 시멘트 1,000kg 대 물 680kg이 소요된 다. 이와 같은 배합비는 풍화토나 풍화암반에서는 매우 효과적인 배합비로 사용되고 있다.

그러나 투수성이 큰 사질지반에서는 말뚝주변부를 충진 하는데 많은 양의 시멘트밀크와 시간이 소요된다. 따라서 많은 현장에서 시멘트밀크 주입을 소홀히 하는 대신 경타방식 위주로 시공하고 있어 지지력 저하는 물 론이고 말뚝이 손상되는 사례가 많이 있다. 더욱이 말뚝 의 수평지지력이 매우 중요한 설계요소인 고속철도현 장에서는 더욱 부배합의 시멘트밀크를 충진하는 것이 요구되었다(채수근, 2000b). 이러한 현장에서는 50%인 물시멘트비의 시멘트밀크 사용을 시도하여 보았지만 주입호스가 파열되어 주입이 곤란하게 됨에 따라 59% 의 물시멘트비를 사용하였다. 59%인 물시멘트비의 시멘 트밀크에는 시멘트 1,100kg 대 물 650kg이 소요된다. 표 4의 인천 운서현장(1, 2)은 말뚝의 선단부와 주변부가 점 성토층에 지지되는 조건이었으며 당초 계획된 68%의 물시멘트비인 시멘트밀크로는 설계지지력이 작아 59% 의 물시멘트비로 변경하여 경제적인 기초말뚝공사를 할 수 있었다. 이와 같은 두 현장에서 경험한 바와 같이 지하수가 많거나 투수성이 큰 사질토지반과 연약한 점 성토지반에서는 59%인 배합비의 시멘트밀크를 적용하 는 것이 설계효율을 높일 수 있다는 것이 많은 현장에서 확인되었다(표 4에 제시된 현장 참조).

한편 국내 현장에선 말뚝의 선단부와 주변부에 동일 한 배합비의 시멘트밀크를 적용하고 있다. 배합비를 다 르게 하면 품질관리가 용이하지 않을 뿐만아니라 말뚝 시공속도가 현저히 떨어질 수 있기 때문이다. 일본에서 도 과거와 달리 최근에는 말뚝의 선단부와 주변부에 동 일한 배합비를 사용하는 추세이다(일본 콘크리트말뚝 건설기술협회, 1994). 따라서 본 연구에서도 선단부와 주변부에 동일한 배합비의 시멘트밀크를 주입하여 시 공한 말뚝의 자료를 이용하여 지지력 특성을 분석한다.

표 3. 시멘트밀크 표준 배합비(m³)

배합비(W/C, %)	시멘트(kg)	물(ℓ)	비고
59	1,100	650	
68	1,000	680	말뚝 수면 및 선난부에 도인하 배하비를 저요하
83	880	730	

현장별로 사용한 시멘트밀크의 배합비는 표 3과 같다.

3.5 지반조건 및 표준관입시험의 N치

지반조건으로는 점성토지반(C, M), 사질토지반(SG), 풍화토지반(RS), 풍화암반(WR) 및 연암반 등 다섯 종류 로 구분하고 이들 지반에 시공된 SDA매입말뚝의 자료 를 수집하였다. 점성토지반(C, M)과 사질토지반(SG)은 통일분류법에 근거하여 구분하였으며, 풍화토지반과 풍 화암반 및 연암반은 서울시 표준지반분류기준(서울특 별시, 1996)에 따라 구분하였다.

표준관입시험은 KS F 2307(한국표준협회, 2002)에 규정된 방법에 따라 15cm의 예비타와 15, 15cm의 본 타로 나누어 연속성 있게 실시되었으며 N치는 본 타의 값으로 하였다. N치의 보정은 상재압에 의한 보정, Rod 길이에 의한 보정 및 Hammer 효율에 의한 보정 등을 실시하나 해머의 낙하효율이 가장 큰 영향을 주는 것으 로 알려져 있으므로 연구논문(이명환 외, 1992)결과에 따라 에너지효율 보정치를 고려한 것으로 국제 표준값 (N₆₀)과 비교하여 연구된 효율 0.86~0.89의 값을 곱해 설 계 N치로 하였다. 본 연구에 적용한 말뚝 주변지반에서 의 표준관입시험치(N₈)는 마찰지지력을 고려하는 각 지 층의 평균 N치를 사용하였다.

4. SDA매입말뚝의 지지력 분석

4.1 재하시험 개요

시험시공된 379본의 시험말뚝 중 340본을 대상으로 총 438회 동재하시험(EOID 273회, Restrike 165회)을 실 시하였다. 이와 같은 말뚝의 시공방법 및 시험방법에 대 한 상세한 내용은 표 4 및 표 5와 같다. 시험시공한 말뚝 에 대해 PDA(Pile Driving Analysis : Pile Dynamics Inc, 1995)에 의한 초기동재하시험(EOID, End Of Initial Driving)을 ASTM D 4945 규정 및 KS F 2591에 따라 실 시하고 Case 분석과 CAPWAP(CAse Pile Wave Analysis Program : GRL Associates Inc, 1996) 분석을 실시하여

표 4. 현장별 말뚝규격, 시공조건 및 지반조건

Site	지는	반조건	Ę	남뚝 규격 달	빛 시공조건		
No.	말뚝선단지반*	말뚝주면지반**	규 격	W/C [†]	관입길이(m)	FIM [‡]	연상 위지
1	ML(2), CL(2)	C, M	Ø 500 PHC	59, 68	27.8~29.2	압입	인천 운서(1)
2	CL(2)	C, M	Ø 500 PHC	59	27.3~28.5	압입	인천 운서(2)
3	SG(5), WR(1)	M, S, SG, WR	Ø 400 PHC	68	10.1~13.4	경타	충주 칠금
4	SG(4)	SG	Ø 400 PHC	83	13.8~14.0	경타	서울 목동
5	GP(4), WR(1)	C, G, SM, WR	Ø 500 PHC	59	17.8~21.0	경타	부산 엄궁
6	RS(1), WR(1)	RS, WR	Ø 500 PHC	83	6.0~14.8	경타	광주 풍암(1)
7	RS(1), SR(1)	G	Ø 500 PHC	59	25.0~25.7	경타	서울 양평
8	RS(2), WR(1)	RS	Ø 500 PHC	68	8.8~13.7	경타	광주 풍암(2)
9	RS(3), WR(2)	RS	Ø 400 PHC	68	18.1~19.3	경타	통영 무전
10	RS(4)	C, G, RS	Ø 500 PHC	68	23.8~27.2	경타	여수 국동
11	RS(3)	SM, RS	Ø400 PHC	68	10.9~14.3	경타	양주 구암
12	RS(6), WR(1), SR(1)	SM, RS	Ø 400 PHC	68	4.6~14.0	경타	과천 주암
13	RS(1), WR(1)	C, SM, RS	Ø 400 PHC	59	14.3~17.9	경타	강릉 입암
14	RS(18)	ML, C, RS	Ø 500 PHC	59	32.4~33.9	경타	인천 항동
15	RS(1), WR(1)	S, C, SM	Ø 400 PHC	68	12.1~13.2	경타	여수 화치
16	RS(2), WR(5)	M, S, G, RS, WR	Ø 500 PHC	83	10.8~13.8	경타	광명 일직
17	WR(3)	M, RS	Ø 400 PHC	68	11.0~12.6	경타	의왕 삼동
18	WR(1), RS(3)	C, RS	Ø 400 PHC	68	11.7~12.1	경타	천안 성정
19	WR(4), RS(7)	SM, RS	Ø 400 PHC	68	8.5~14.0	경타	서산 동문
20	WR(2)	C, SM, G	Ø 400 PHC	68	15.0~15.8	경타	서울 가산
21	WR(2), SR(1)	G	Ø 500 PHC	68	21.5~22.0	경타	서울 잠실
22	WR(1), SR(1)	RS, WR	Ø 400 PHC	68	7.0~13.8	경타	원주 단계
23	WR(5)	S, RS	Ø400 PHC	68	9.0~10.3	경타	인천 논현
24	WR(7)	S, RS, WR	Ø 400 PHC	68	8.2~12.3	경타	서울 중계
25	WR(14)	M, S, G, RS, WR	Ø500 PHC	59	4.7~11.2	경타	오산 부산동
26	SR(3), WR(2)	C, S, G, SG, RS, WR	Ø 400 PHC	68	9.6~11.1	경타	서울 금천
27	SR(8), WR(7)	SG, RS, WR	Ø500 PHC	83	4.9~9.6	경타	안양 박달
28	SR(9), WR(3), SG(4)	C, M, SG, WR	Ø450 PHC	68	13.3~23.9	경타	부산 화명
29	WR(3)	G, M	Ø450 PHC	68	7.7~13.4	경타	광주 첨단
30	SR(2), RS(1)	C, SM, G	Ø500 PHC	59	22.1~25.1	경타	안산 성포
31	SR(84)	C, SM, S	Ø500 PHC	59	22.6~23.7	경타	목포 옥암
32	SR(4), RS(1), WR(2)	S, G, C, RS, WR	Ø500 PHC	59	12.9~16.6	경타	인천 운서(3)
33	SR(2)	ML, C, RS	Ø 500 PHC	59	16.0~29.1	경타	부산 우동
34	RS(3)	S, RS	Ø 400 PHC	83	10.6~10.6	경타	평택 어연
35	RS(1), WR(2)	RS, WR	Ø 400 PHC	83	11.5~21.0	경타	부산 동래
36	WR(4)	M, S, SM, RS, WR	∅609×12t 강관말뚝	50,59	21.8~22.6	압입	평택 방축

*CL, ML : 점성토지반, SG : 사질토지반, RS : 풍화토지반, WR : 풍화암반, SR : 연암반

말뚝 지지지반중 괄호 내 수치는 시험말뚝 본수임

** C : 점토층, M : 씰트층, S : 모래층, G : 자갈층, SG : 사질토층, RS : 풍화토층, WR : 풍화암반

^{*}W/C : 시멘트밀크의 물시멘트 배합비(%) ^{*}FIM : 말뚝 최종설치방법(Final Installation Method)

말뚝의 지지력과 건전도 등을 확인하였다. 동재하시험은 말뚝 시공직후 주면마찰저항이 배제된 조건에서 말뚝의 선단지지력 위주로 측정되는 초기동재하시험(EOID)결 과와 시공 후 일정시간이 경과되어 주입된 시멘트밀크 가 양생된 조건에서 마찰지지력이 측정되는 재항타동 재하시험(Restrike)으로 구분하여 시행하였다.

SDA매입말뚝의 지반종류별 및 시멘트밀크 배합비별 지지력 특성을 분석하기 위해서 점성토층, 사질토층, 풍 화토층, 풍화암반 및 연암반 등 다섯 종류의 지층에 세 종류의 배합비의 시멘트밀크로 시공된 말뚝의 재항타 동재하시험 결과를 이용하였다.

지지력은 단위마찰력(Unit frictional resistance)으로 표현하여 말뚝종류나 직경 등의 영향에 따른 절대값의 차이가 배제되도록 하였다. 시험말뚝에 대한 초기동재 하시험과 재항타동재하시험 결과는 CAPWAP방법으로

표 5. 동재하시험결과

해석하였다. 시험말뚝의 설계지지력, 초기동재하시험시 의 선단지지력 비율 및 재항타동재하시험시의 마찰지 지력 비율은 표 5와 같다. 한편 경과시간별로 전체지지 력에 대한 마찰지지력의 비율은 표 5와 같다.

Cite	설계	동재하시험	험 말뚝본수	시험 조건	(EOID*)		시험 조건(Restrik	e**)
No.	지지력 (tf/본)	EOID	Restrike	단위선단 지지력(tf/m ²)	선단지지력 비율(%)	경과시간 (day)	주면마찰력 (tf)	마찰지지력 비율(%)
1	120	4	5	450~477	71~94	7~25	119~234	63~89
2	120	2	4	305~463	81~85	14~25	156~253	62~81
3	60	6	3	994~1683	90~97	6~7	45~114	24~44
4	70	2	2	974~991	83	7~12	64~70	40
5	90	5	1	705~1077	83~99	4	69	30
6	120	2	2	1171~1547	80~94	5	107~298	32~73
7	120	2	2	583~1176	87~98	16	125~178	40~57
8	80	3	2	423~703	82~98	7~12	69~125	33~35
9	70	5	3	710~1103	88~99	13~64	84~112	43~55
10	110	4	3	489~1140	87~100	7~30	151~236	46~81
11	70	3	3	949~1208	78~97	15~16	84~204	44~91
12	60	8	2	856~1568	88~93	13	95~236	49~86
13	70	2	-	1179~1642	86~94	-	-	-
14	90	18	13	566~758	77~98	6~22	54~223	26~79
15	60	3	-	1847~3806	88~97	-	_	_
16	105	7	6	560~1532	91~100	6~75	136~196	47~62
17	70	3	1	1499~1648	82~95	4	32	14
18	70	4	5	488~744	84~95	12~35	109~156	40~57
19	70	11	10	885~1560	74~89	9~12	71~128	36~61
20	60	2	_	533~1802	87~95	_	_	_
21	110	3	3	644~813	61~75	7~10	155~226	46~63
22	70	2	1	1598~1129	79~81	7	100	51
23	110	5	-	1159~1612	88~100	_	_	_
24	70	7	1	1145~1611	84~98	4	146	73
25	110	14	12	803~1472	79~94	11~14	74~215	25~59
26	60	5	4	1842	87~92	5~8	83~130	$36 \sim 55$
27	105	15	18	1205~1508	97~99	2~14	73~260	22~71
28	85	16	14	1081~2043	79~96	5~23	45~119	27~65
29	70	3	2	561~947	89~91	10	97~101	38~55
30	110	3	3	721~855	93~98	4~19	48~168	30~55
31	150	84	16	1617~2427	84~100	6~15	67~142	13~28
32	110	7	1	1076~1468	86~94	28	77	25
33	120	2	1	1317~1520	77~94	5	164	46
34	60	2	2	560~881	98	5	81~95	47~59
35	65	-	4	_	_	9~33	29~191	15~65
36	120	2	2	298~979	86~92	7~8	397~407	86~87

*EOID(End Of Initial Driving) : 초기동재하시험을 의미하며, 본 연구에서는 타격에너지, 항타응력, 말뚝의 건전도 및 선단지지력을 측정할 목적으 로 시행한 시험임.

** Restrike : 재항타동재하시험을 의미하며, 말뚝 시공후 일정시간이 경과된 상태에서 시행하는 시험으로써 시간경과에 따른 지지력의 변화와 허용지 지력을 구하기 위한 시험임.

4.2.1 선단지지력

1000

800

600

400

200

0

0

단위선단지지력(tf/㎡)

• W/C=59%

○ W/C=68%

10

20

표 4에 정리된 현장의 시험말뚝 중 점성토지반에 지 지된 매입말뚝의 단위선단지지력(q_n)과 말뚝 지지지반 의 표준관입시험치(N')와의 상관성을 분석한 결과는 그 림 1과 같다. 그림 1(a)에서 보는 바와 같이 말뚝의 단위 선단지지력은 말뚝 지지지반의 표준관입시험치와 10~ 20N'범위로 나타났으며 전체평균치는 15N'가 되었다. 또한 그림 1(b)에서 보는 바와 같이 단위선단지지력 (q_p)은 시공 직후 305~477tf/m²이나 시간경과에 따라 시멘트밀크가 양생되어 마찰력이 증가되고 단위선단지 지력은 작게 측정되었다. 일정시간 경과 후에는 말뚝 선 단부의 슬라임과 시멘트밀크의 교반강도가 증가하면서 단위선단지지력이 300~550tf/m² 범위로 나타났다. 그 러나 이와같은 결과는 모두 N'치가 40 이하인 지반에 말뚝이 선단지지된 결과이므로 현장에서 적용할 수 있 는 최대 단위선단지지력으로는 N'값이 40인 지반에 대 응하는 600(=15×40)tf/m²를 선단지지력의 최대치로 제 안한다.

= 20N'

15N

Q_P

40

10N'

50

qР

30

SPT-N'

이 제안식은 구조물기초설계기준해설(한국지반공학 회, 2003)에 제시된 q_p=15N'(≤750tf/m²)과 동일하다. 또 한 표 2에 제시된 일본의 선굴착최종경타공법 보다는 작지만, 선굴착근고공법과는 유사한 것으로 나타났다.

4.2.2 주면마찰력

표 4에서 정리된 현장의 시험말뚝 중 점성토지반에 시공된 말뚝 주변지반의 표준관입시험치(N_s)와 단위주 면마찰력(f_s)과의 상관성을 분석한 결과는 그림 2 및 그 림 3과 같다. 그림 2(a)에서 보는 바와 같이 물시멘트 배합비(W/C)가 59%인 시멘트밀크를 사용하면, 말뚝의 단위주면마찰력(f_s)은 표준관입시험치 N_s와 0.1~0.80N_s 범위로 나타났으며 전체평균치는 0.27N_s가 되었다.

물시멘트 배합비(W/C)가 68%인 시멘트밀크를 사용 한 경우는 그림 2(b)에서 보는 바와 같이 단위주면마찰 력 산정식으로 f_s=0.20Ns를 제안한바 있다(홍원표·채수 근, 2007b).

또한 그림 3(a)에서 보는 바와 같이 시간경과에 따라 시멘트밀크가 양생되어 마찰력이 증가되며 단위주면마 찰력은 최대 18.24tf/m²로 나타났다. 그러나 현장에서













적용할 수 있는 최대단위주면마찰력은 10.0tf/m²로 제안 한다. 이 값은 f_s=0.25N_s인 식에서 점성토지반의 N_s 값이 40인 경우에 해당한다. 그러나 물시멘트 배합비(W/C)가 68%인 시멘트밀크를 사용하는 경우는 그림 3(b)를 참고 로 하여 최대단위주면마찰력을 5.0tf/m²으로 제한한 바 있다(홍원표·채수근, 2007b).

4.3 사질토지반에서의 지지력

4.3.1 선단지지력

표 4에 정리된 현장의 시험말뚝 중 사질토(S), 모래· 자갈퇴적충(SG)지반에 지지된 SDA매입말뚝의 단위선 단지지력(q_p)과 말뚝 지지지반의 표준관입시험치(N')와 의 상관성을 분석한 결과는 그림 4와 같다. 그림 4(a)에 서 보는 바와 같이 말뚝의 단위선단지지력(q_p)은 말뚝 지지지반의 표준관입시험치(N')와 15~35N'범위로 나 타났으며 전체평균치는 25N'가 되었다.

또한 그림 4(b)에서 보는 바와 같이 단위선단지지력 (q_b)은 시공 직후에 705~2,043tf/m² 정도가 되는 것으로 측정되었지만 일정시간 경과 후에는 760~1,629tf/m²로 작게 측정되었다. 선단지지력이 감소되는 것으로 측정 된 것은 시간경과에 따라 시멘트밀크가 양생되어 마찰 력이 증가함에 따라 재항타동재하시험시에 타격에너지 가 작아 선단지지력이 충분히 발휘되는 것을 확인하지 못했기 때문에 선단지지력이 과소평가된 것이다. 한편 현장에서 적용할 수 있는 단위선단지지력은 최대 N'값 50에 대응하는 1,250(=25×50)tf/m²를 단위선단지지력의 최대치로 제안한다.

이 제안식은 구조물기초설계기준해설(한국지반공학회, 2003)에 제시된 산정식 qp=15N'(≤750tf/m²)보다 클 뿐만 아니라, 사질토지반에 대해 건축기초구조설계기준(대한 건축학회, 2005)에 제안된 산정식 qp=20N'(≤1,200tf/m²) 보다도 크다. 한편 표 2에 제시된 일본의 선굴착최종경 타공법 또는 선굴착확대근고공법과 동일하지만, 선굴착 근고공법보다는 큰 것으로 나타났다. 또한 이 값은 사질 토지반에 대해 일본의 도로교시방서에 제시된 15N'(≤ 750tf/m²)보다는 훨씬 큰 편이다(津田, 2003).



그림 4. 사질토지반에서의 단위선단지지력

4.3.2 주면마찰력

표 4에서 정리된 현장의 시험말뚝 중 사질토(S), 모 래·자갈퇴적층(SG)지반에 시공된 말뚝 주변지반의 표 준관입시험치(N_s)와 단위주면마찰력(f_s)과의 상관성을 분석한 결과는 그림 5와 같다. 그림 5(a)에서 보는 바와 같이 물시멘트 배합비(W/C)가 59%인 시멘트밀크를 사 용하면, 말뚝의 단위주면마찰력(f_s)은 표준관입시험치 N_s 와 0.10~0.60N_s범위로 나타났으며 평균치는 0.25N_s가 되었다. 그러나 현장에서 적용할 수 있는 단위주면마찰 력은 최대 N_s 값 50에 대응하는 12.5(=0.25×50)tf/m²를 최대치로 제안한다.

한편 물시멘트 배합비(W/C)가 68%인 시멘트밀크를



사용하는 경우는 그림 5(b)에서 보는 바와 같이 단위주 면마찰력 산정식으로 f_s=0.20Ns를 제안한 바 있다(홍원 표·채수근, 2007b). 그리고 그림 5(c)에서 보는 바와 같 이 물시멘트 배합비(W/C)가 83%인 시멘트밀크를 사용 하는 경우는 단위주면마찰력 산정식으로 f_s=0.15N_s(≤ 7.5tf/m²)를 적용할 수 있을 것이다.

4.4 풍화토지반에서의 지지력

4.4.1 선단지지력

표 4에 정리된 현장의 시험말뚝 중 실트질 모래(SM) 로 대표되는 풍화토지반에 지지된 SDA매입말뚝의 단 위선단지지력(q_p)과 말뚝 지지지반의 표준관입시험치 (N')의 상관성을 분석한 결과는 그림 6과 같다. 그림 6(a)에서 보는 바와 같이 말뚝의 단위선단지지력(q_p)은 말뚝 지지지반의 표준관입시험치(N')와 10~40N'범위 로 나타났으며 전체평균치는 q_p=20N'가 되었다.

또한 그림 6(b)에서 보는 바와 같이 단위선단지지력 (q_p)은 시공 직후에 423~1,847tf/m² 정도로 측정되었지 만 일정시간 경과 후에는 371~1,192tf/m²로 작게 측정 되었다. 이와 같이 선단지지력이 감소하는 것으로 측정



된 것은 시간경과에 따라 시멘트밀크가 양생되어 마찰 력이 증가함에 따라 재항타동재하시험시에 타격에너지 가 작아 선단지지력이 충분히 발휘되는 것을 확인하지 못했기 때문에 선단지지력이 과소평가된 것으로 생각 된다. 따라서 현장에서 적용할 수 있는 단위선단지지력 은 최대 N'값 50에 대응하는 1,000(=20×50)tf/m²를 단위 선단지지력의 최대치로 제안한다.

이 제안식은 구조물 기초설계기준해설(한국지반공학 회, 2003)에 제시된 산정식 qp=15N'(≤750tf/m²)보다는 큰 편이지만, 건축기초 구조설계기준(대한건축학회, 2005)의 제안식 qp=20N'(≤1,200tf/m²)과는 같다. 그러나 최대선 단지지력은 1,200tf/m²보다 작다. 또한 이 값은 표 2에 제시된 일본의 선굴착최종경타공법과 선굴착확대근고 공법 보다는 작지만, 선굴착근고공법 보다는 큰 것으로 나타났다.

4.4.2 주면마찰력

표 4에 정리된 현장의 시험말뚝 중 실트질 모래(SM) 가 대표적인 풍화토지반에 시공된 말뚝 주변지반의 표 준관입시험치(N_s)와 단위주면마찰력(f_s)과의 상관성을 분석한 결과는 그림 7과 같다. 그림 7(a)에서 보는 바와 같이 물시멘트 배합비(W/C)가 59%인 시멘트밀크를 사 용하면, 말뚝의 단위주면마찰력(f_s)은 표준관입시험치 N_s와 0.10~0.55N_s 범위로 나타났으며 평균치는 0.25Ns 가 되었다. 그러나 현장에서 적용할 수 있는 단위마찰력 은 최대 N_s 값 50에 대응하는 12.5(=0.25×50)tf/m²를 최 대치로 제안한다.

한편 그림 7(b)에서 보는바와 같이 물시멘트 배합비 (W/C)가 68%인 시멘트밀크를 사용하는 경우는 단위주 면마찰력 산정식으로 f₅=0.20Ns(≤10.0tf/m²)를 적용할 수 있을 것이다. 그리고 물시멘트 배합비(W/C)가 83%인 시멘트밀크를 사용하는 경우는 그림 7(c)에서 보는바와 같이 단위주면마찰력 산정식으로 f₅=0.15Ns(≤7.5tf/m²) 를 적용할 수 있을 것이다.

4.5 풍화암반에서의 지지력

4.5.1 선단지지력

표 4에 정리된 현장의 시험말뚝 중 풍화암반에 지지 된 SDA매입말뚝의 단위선단지지력(q_p)과 말뚝 지지지 반의 표준관입시험치(N')와의 상관성을 분석한 결과는 그림 8과 같다. 그림 8(a)에서 보는 바와 같이 말뚝의



단위선단지지력(q_p)은 말뚝 지지지반의 표준관입시험치 (N')와 10~40N'범위로 나타났으며 전체평균치는 q_p=25 N'가 되었다. 그러나 풍화암반의 풍화정도에 따라 지지 력차이가 큰 것으로 확인되었다. 일반적으로 풍화암반 의 풍화도가 낮은(D-4) 경우의 말뚝 단위선단지지력은 풍화도가 높은(D-5) 경우보다 크다. 따라서 단위선단지 지력 산정식으로 평균치인 q_p=25N'를 적용하면, 풍화도 가 높은 풍화암반에서는 과대평가할 수 있으며, 풍화도 가 낮은 풍화암반에서는 과소평가할 수 있다.

또한 그림 8(b)에서 보는 바와 같이 단위선단지지력 (q_p)은 시공 직후에 635~2,082tf/m²에서 일정시간 경과



후에 439~1,556tf/m² 정도로 작게 측정되었다. 이는 시 간경과에 따른 마찰지지력 증가로 인해 단위선단지지 력은 시공 직후에 비해 과소평가된 상태이다. 따라서 현 장에서 적용할 수 있는 단위선단지지력은 N'값 50에 대 응하는 1,250(=25×50)tf/m²를 단위선단지지력의 최대치 로 제안한다.

이 제안식은 국내외 규정 중 풍화암반에 시공된 매입 말뚝의 지지력 산정식이 없어 직접 비교하기는 곤란하 다. 다만 N'치 50이상의 화강풍화대 지반에 최종경타방 식으로 시공한 SIP매입말뚝의 선단지지력 산정식으로 김정수(2003)가 제안한 qp=20N'보다는 큰 것으로 나타 났다. 또한 N'치 50이상의 화강풍화대에 경타방식으로 시공한 매입말뚝 중 설계지지력을 만족한 말뚝의 자료 만을 이용하여 이원제(2000)가 제안한 qp=23.5N'보다도 큰 것으로 나타났다. 그리고 한국도로공사(2006)에서 제 안한 qp=20N'보다도 큰 것으로 나타났다.

4.5.2 주면마찰력

표 4에서 정리된 현장의 시험말뚝 중 풍화암반에 시 공된 말뚝 주변지반의 표준관입시험치(N_s)와 단위주면 마찰력(f_s)과의 상관성을 분석한 결과는 그림 9와 같다.



그림 9. 풍화암반에서 단위주면마찰력과 N치의 관계

그림 9(a)에서 보는 바와 같이 물시멘트 배합비(W/C)가 59%인 시멘트밀크를 사용하면, 말뚝의 단위주면마찰력 (f_s)은 표준관입시험치 N_s와 0.10~0.90N_s 범위로 나타났 으며 평균치는 0.36N_s가 되었다. 이 중 단위주면마찰력 산정식으로는 f_s=0.30N_s를 제안한다. 그러나 현장에서 적용할 수 있는 단위주면마찰력은 최대 N_s 값 50에 대응 하는 15.0tf/m²를 최대치로 제안한다. 한편 물시멘트 배 합비(W/C)가 68%인 시멘트밀크를 사용한 경우는 그림 9(b)에서 보는 바와 같이 단위주면마찰력 산정식으로 f_s=0.25N_s(≤12.5tf/m²)를 제안한 바 있다(홍원표·채수근, 2007b). 그리고 물시멘트 배합비(W/C)가 83%인 시멘트 밀크를 사용하는 경우는 그림 9(c)에서 보는바와 같이 단위주면마찰력 산정식으로 f_s=0.20N_s(≤10.0tf/m²)를 적용할 수 있을 것이다.

4.6 연암반에서의 지지력

4.6.1 선단지지력

표 4에 정리된 현장의 시험말뚝중 연암반에 지지된 SDA 매입말뚝에 대해 시공직후 동재하시험(EOID)결과와 일 정시간 경과 후(Restrike)의 결과는 그림 10과 같다. 그 림에서 보는 바와 같이 단위선단지지력(q_)은 시공 직후 에 1,063~2,427tf/m²에서 일정시간 경과 후에 721~ 2,182tf/m² 정도로 작게 측정되었다. 이는 시간경과에 따른 마찰지지력 증가로 인해 단위선단지지력은 시공 직후에 비해 과소평가된 상태임을 보이고 있다. 따라서 현장에서 적용할 수 있는 단위선단지지력은 1,500tf/m² 를 최대치로 제안한다.

연암반 역시 풍화암반과 마찬가지로 국내외 규정이 없어 직접 비교하기가 곤란하다. 다만 이 값은 타입말뚝 의 선단지지력에 대한 최대 제안치와 동일하며, 기존 연 구(채수근, 2002)에서 제시한 단위선단지지력(1,300tf/m²) 보다 큰 것으로 나타났다.

4.6.2 마찰지지력

일반적으로 매입말뚝을 최대 연암반에 선단지지시켜 시공하는 경우는 있지만 큰 마찰지지력 확보를 위해 연 암반에 충분한 깊이까지 시공하지는 않기 때문에 연암 반의 단위주면마찰력 자료를 구하지 못하였다. 따라서 연암반의 단위주면마찰력은 풍화암반과 동일하게 적용 하는 것이 안전측이다.



5. 시멘트밀크 배합비의 영향

5.1 개요

시멘트밀크 배합비를 변화시켜 선단지지력과 마찰지 지력을 측정한 자료를 정리하여 시멘트밀크 배합비가 SDA매입말뚝의 선단지지력과 마찰지지력에 미치는 영 향을 검토하였다. 또한 각 시멘트밀크 배합비별로 제작 한 공시체의 강도를 측정하여 배합비에 따른 강도 변화 를 확인하였다.

5.2 시멘트밀크 배합비의 영향분석

5.2.1 선단지지력에 미치는 영향 분석

시멘트밀크 배합비가 선단지지력에 미치는 영향을 분 석하기 위해 그림 11과 같이 말뚝선단지반이 풍화토층 과 풍화암반인 현장에서 시멘트밀크 배합비를 변화시켜 선단지지력을 측정한 자료를 정리하였다. 시험 결과 풍 화토지반에서 시멘트밀크의 배합비가 68%와 83%인 경 우 평균단위선단지지력은 각각 802tf/m²와 754tf/m²로써 7% 미만정도의 차이밖에 보이지 않았으며, 풍화암반에





서는 평균단위선단지지력이 912tf/m²와 839tf/m²로써 각 각 9% 미만 정도의 차이만을 보였다. 따라서 시멘트밀 크 배합비가 매입말뚝의 선단지지력에 미치는 영향은 매우 작은 것으로 확인되었다. 이것은 말뚝을 최종설치 하는 방법으로 경타방식을 채택할 경우 말뚝 선단부가 천공바닥의 원지반 내에 관입되기 때문인 것으로 판단 된다. 다만 압입방식으로 시공하면 말뚝의 선단부가 원 지반에 설치되지 않을 수 있다. 그러나 부배합의 시멘트 밀크를 사용하여 슬라임과 충분히 교반하면 경타할 때 와 유사한 설계지지력을 얻을 수 있다는 것이 기존 연구 (Hong & Chai, 2005)에서 확인되었다. 따라서 경타방법 이 아닌 압입방법으로 말뚝을 시공할 때는 부배합의 시 멘트밀크를 사용하는 것이 타당하다.

5.2.2 주면마찰력에 미치는 영향 분석

말뚝의 단위주면마찰력(f_s)은 그림 12에서 보는 바와 같이 초기동재하시험(EOID) 때는 말뚝 선단부에서만 약간 측정되었지만 일정 시간이 경과한 후에 실시한 재 항타동재하시험(Restrike)에 의하면 말뚝의 주변부에서 크게 증가된 것이 확인되었다. 또한 그림 12(a)~(c)에서 보는바와 같이 동일한 지반조건이라도 시멘트밀크 배 합비에 따라 단위주면마찰력이 달라지는 것으로 확인 되었다. 특히 빈배합비보다는 부배합비의 시멘트밀크를 사용할수록 단위주면마찰력이 증가된 것을 볼때 시멘 트밀크의 배합비는 매입말뚝의 지지력을 확보하는데 매 우 중요한 요소임을 알 수 있다.

5.3 시멘트밀크 배합비별 강도 분석

5.3.1 시험 개요

매입말뚝의 주면마찰력은 말뚝주변에 주입된 시멘트 밀크의 배합비에 큰 영향을 받음을 알 수 있다. 따라서 이들의 영향을 정량적으로 평가하기 위하여 시멘트밀 크의 배합비 및 재령별 일축압축강도시험을 실시하여 시멘트밀크의 압축강도특성을 평가하였다. 본 시험결과 를 매입말뚝의 현장재하시험 결과와 비교할 경우 매입 말뚝의 주면마찰력을 평가할 수 있을 것이다.

5.3.2 시멘트밀크 공시체 제작, 양생 및 강도시험 시멘트밀크 배합비 및 재령별 강도특성을 알기 위해 시멘트미크의 문서메트비(W/C)는 강강 83% 68% 미

시멘트밀크의 물시멘트비(W/C)는 각각 83%, 68% 및 59%가 되도록 배합하고 재령을 3일, 7일, 14일 및 28일





그림 13. 자연건조중인 공시체

로 하여 단면적 25cm²인 큐브 공시체를 제작하였다.

5.3.3 강도시험 결과

그림 14에서 보는바와 같이 시멘트밀크의 일축압축 강도는 시멘트밀크의 물시멘트비(W/C)가 83%일 때 재 령별로 47.3~124.1kgf/cm²정도로 재령이 증가할수록 압 축강도가 증가하였다. 물시멘트비를 68%로 했을 때는 압축강도가 71.2~246.4kgf/cm², 물시멘트비를 59%로 했 을 때는 130.4~268.0kgf/cm²를 나타내어 물시멘트비가 감소할수록 압축강도가 뚜렷하게 증가하는 경향을 나 타내었다.

그러나 기존 연구(임해식 외, 2001)에 의하면 시멘트 밀크가 슬라임과 섞이면 강도가 감소하며 슬라임의 혼 합비율이 높을수록 강도감소가 큰 것으로 나타났다. 이 에 따라 대한주택공사에서는 슬라임과 시멘트밀크를 충 분히 교반하고, 말뚝의 선단이 천공바닥까지 경타하도 록 시방서에 규정하고 있다.

5.4 합리적인 시멘트밀크 배합비

앞에서 제안된 말뚝의 단위주면마찰력의 제한치를 지반종류별로 시멘트밀크 배합비와 연계하여 도시하면 그림 15와 같다. 그림 15에서 보는 바와 같이 모든 종류 의 지반에서 빈배합 보다는 부배합의 시멘트밀크를 사 용할수록 마찰지지력은 크게 증가하는 것으로 나타났 으며 점성토지반, 사질토지반(모래·자갈층, 풍화토층) 및 암반 순으로 단위마찰지지력이 크게 발휘되고 있음 을 알 수 있다.

그림 15에서 보는바에 의하면 점성토지반에서 10tf/m² 정도의 단위주면마찰력을 얻으려면 물시멘트비(W/C) 가 68% 보다는 59%인 시멘트밀크를 사용하는 것이 효 율적이다. 또한 사질토지반(모래·자갈지반, 풍화토지반)





에서는 물시멘트 배합비(W/C)가 68%인 시멘트밀크를 사용하더라도 10tf/m²의 단위주면마찰력을 얻을 수 있 다. 그러나 투수성이 큰 모래·자갈지반에서는 68% 시멘 트밀크가 주변지반으로 유실되는 경우가 발생될 수 있으 므로 충진이 잘되도록 하기 위해서는 물시멘트비(W/C) 가 59%인 시멘트밀크를 사용하는 것이 바람직하다.

한편 풍화암반이나 연암반층에서는 현재 국내에서 주 로 83%의 물시멘트 배합비(W/C)가 사용되고 있다. 그러 나 암반층에서는 상부에 분포하는 지반의 종류에 따라 결정 선택되는 물시멘트 배합비(W/C)를 같이 사용하게 될 수 있다. 그림 15에 의하면 풍화암반이나 연암반층에 서는 83%의 물시멘트 배합비로 사용하여도 10tf/m²의 단위주면마찰력이 발휘되고 있음을 알 수 있다. 그러나 이 경우도 83%보다 부배합인 68%의 배합비를 사용해 야 합리적인 말뚝 설계와 시공이 가능한 경우가 많이 있었다.

6. 비교·고찰

6.1 선단지지력

앞에서 시멘트밀크 배합비가 선단지지력에 미치는 영향을 분석한 결과, 시멘트밀크 배합비가 매입말뚝의 선단지지력에 미치는 영향은 매우 작은 것으로 확인되 었다. 따라서 앞장에서 제안된 말뚝의 선단지반 종류별 로 단위선단지지력(q_p)을 정리한 결과는 표 6과 같다.

6.2 주면마찰력

앞장에서 분석하여 얻은 말뚝주변의 지반별로 시멘트 밀크 배합비에 따른 주면마찰력 산정식의 결과를 정리



표 6. 지반종류별 단위선단지지력(qp, tf/m²)(홍원표·채수근, 2007a)

지반종류	단위선단지지력 (q _p , tf/m ^²)	최대단위선단지지력 (tf/m ²)	기존 기준식
점성토지반	15N'	600	(a) 구조묵기초석계기준 해석
풍화토지반	20N'	1,000	qp=15N'(≤750tf/m ²):지반구분 없음
사질토지반, 풍화암반	25N'	1,250	(b) 건축기초구조설계기준
연암반	-	1,500	qp=20N′(≤1,200tf/m²)∶사실토시반

표 7. 시멘트밀크 배합비에 따른 지반종류별 단위주면마찰력(f_s, tf/m²)

배합비		W/C(%)		기존 기준식		
지반종류	59	68	83			
점성토지반	0.25Ns (≤10.0)	0.2Ns (≤5.0)	_	(a) 구조물기초설계기준 해설		
사질토지반*	0.25Ns (≤12.5)	0.2Ns (≤10.0)	0.15Ns (≤7.5)	f _s =0.1N _s (≤5.0tf/m ²):지반구분 없음 (b) 건축기초구조설계기준		
암반**	0.30Ns (≤15.0)	0.25Ns (≤12.5)	0.20Ns (≤10.0)	f₅=0.25N₅(≤12.5tf/m²)∶사질토지반		

*사질토지반 : 모래 지반, 모래·자갈 지반, 풍화토 지반 **암반 : 제안값은 풍화암반 기준이며 연암반도 적용 가능함

(): 제한치(tf/m²)



그림 16. 지반종류별 단위주면마찰력 산정식 비교

하면 표 7과 같다. 표 7에서 보는 바와 같이 모든 종류의 지반에서 빈배합 보다는 부배합의 시멘트밀크를 사용할 수록 주면마찰력은 크게 증가하는 것으로 나타났다. 물 시멘트 배합비(W/C)가 68%인 경우를 기준으로 배합비 를 늘리거나 줄이면 단위주면마찰력은 각각 0.05N_s씩 감 소하거나 증가하는 것으로 확인되었다. 이와 같은 현상 은 점성토지반, 사질토지반 및 암반에서 모두 동일하게 나타났다.

이 제안식을 각 지반종류별로 기존의 사용식들과 비 교하여 보면 그림 16과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 단위주면마찰력에 대한 제안식을 지반종류별로 기존 사용식들과 비교 고찰해 보면, 모든 지반에서 제안식은 구조물기초설계기준식(한국지반공학회, 2003)보다 큰 것으로 나타났다. 또한 제안식은 점성토지반에서는 일 본의 도로교시방서 기준식(津田, 2003)보다 작으며, 한 국도로공사(2006)에서 제안한 최대주면마찰력보다 같 거나 크다. 사질토지반과 풍화토에서는 부배합의 시멘 트밀크(물시멘트배합비 59%)를 사용해야만 건축기초 구조설계기준(대한건축학회, 2005)과 동일하고 이보다 빈배합의 경우에는 작게 산정되고 있다. 그러나 풍화암 반에서는 시멘트밀크의 물시멘트배합비가 68%이상의 빈배합일 때 건축기초구조설계기준과 동일하거나 작게 산정되는 것으로 확인되었다.

우리나라에서 사용된 기존의 단위주면마찰력 산정식 은 지반의 구분 없이 표준관입시험치 N'의 0.1배 혹은 0.25배로 일률적으로 제안 사용되고 있으나 본 논문에 서 제안한 바와 같이 지반의 종류에 따라 구분하여 사용 함이 바람직하다.

7. 결 론

SDA매입공법으로 시공한 379본의 시험말뚝에 대해 말뚝재하시험을 시행한 결과를 이용하여 지반종류별로 시멘트밀크 배합비에 따른 연직지지력을 정량적으로 산정하는 경험식을 수립·제안하였다. 이들 시험결과를 분석하여 얻은 결론을 정리하면 다음과 같다.

(1) SDA매입말뚝의 단위선단지지력(q_p)은 말뚝지지지 반의 N'값과 비례관계에 있다. 그러나 시멘트밀크 배합비는 매입말뚝의 선단지지력에 미치는 영향이 매우 작은 것으로 나타났다. 이것은 말뚝을 최종설 치하는 방법으로 경타방식을 채택할 경우 말뚝 선 단부가 천공바닥의 원 지반 내에 관입되기 때문인 것으로 판단된다.

- (2) SDA매입말뚝의 단위마찰지지력(fs)은 말뚝주변 지 반종류와 표준관입시험치 N과 비례관계에 있으며, 특히 선단지지력과 달리 마찰지지력은 시멘트밀크 배합비의 영향이 매우 크다. 즉 68%인 물시멘트 배 합비(W/C)를 기준으로 시멘트밀크의 배합비를 늘 리거나 줄이면 단위주면마찰력은 각각 0.05Ns씩 감 소하거나 증가한다. 이와 같은 현상은 점성토지반, 사질토지반 및 암반에서 모두 동일하다. 다만 단위 주면마찰력의 최대치는 점성토지반에서는 시멘트 밀크 배합비에 따라 최대 Ns값 25 또는 40에 대응하 는 값을 사용하고, 사질토지반과 풍화암반은 최대 Ns값 50에 대응하는 값을 사용하는 것이 타당하다.
- (3) 동일한 지반조건이라도 시멘트밀크 배합비에 따라 단위주면마찰력이 달라지는 것으로 확인되었다. 특 히 빈배합비보다는 부배합비의 시멘트밀크를 사용 할수록 단위주면마찰력이 증가된 것을 볼때 시멘트 밀크의 배합비는 매입말뚝의 지지력을 확보하는데 매우 중요한 요소임을 알 수 있다. 따라서 지반종류 별로 합리적인 시멘트밀크 배합비를 제안할 수 있 는데 점성토지반과 사질토지반은 59%의 물시멘트 배합비(W/C)가 유리하며, 풍화토지반과 풍화암반 은 68%의 배합비를 사용하여야 합리적인 말뚝 설계 와 시공이 가능하다.
- (4) 마찰지지력에 대한 제안식은 전체평균값으로 구한 것이며 지반종류별로 기존 식과 비교 고찰해 보면, 모든 지반에서 국내 구조물기초설계기준식보다 크 다. 그러나 점성토지반에서는 일본의 도로교시방서 기준식보다 작으며, 사질토지반에서는 부배합의 시 멘트밀크(물시멘트배합비 59%)를 사용해야만 건축 기초구조설계외 동일하다. 풍화토지반에서는 건축 기초구조설계기준식보다 작다. 그러나 풍화암반에 서는 시멘트밀크의 물시멘트배합비가 68%이상이 되어야 건축기초구조설계기준과 동일하게 된다.
- (5) 매입말뚝의 지지력은 시멘트밀크의 배합비와 지반 조건 외에도 시공장비의 효율과 현장의 품질관리 정도에 따라 달라질 수 있기 때문에 제안한 지지력 산정식은 지지력을 과대 또는 과소평가할 수 있다. 따라서 표준관입시험의 정밀도를 높이고 현장에서 는 표준시공법과 품질관리 기준을 준수해야하며, 시험시공과 재하시험을 먼저 시행하여 시공장비의

효율과 현장의 품질관리 정도로 결정되는 말뚝길이 와 설계지지력으로 기초설계를 진행하는 것이 바람 직하다.

감사의 글

본 연구는 2007년도 중앙대학교 학술연구비 지원에 의한 것임을 밝히며, 이에 감사드리는 바이다. 또한 본 연구의 말뚝재하시험 수행에 있어서 지에스이앤씨(주) 지반조사 및 재하시험부의 류경렬실장, 김형식대리, 김 준호대리가 많은 도움을 주었으며, 이에 감사의 뜻을 표 하는 바이다.

참 고 문 헌

- 김정수 (2003), *화강풍화대 지반에 매입된 SIP 말뚝의 지지력 평 가에 관한 연구*, 박사학위논문, 한양대학교, pp.161-165.
- 2. 대한건축학회 (2005), 건축기초구조설계기준, pp.172-184.
- 3. 대한주택공사 (1997), 표준시방서(건축) 30535 말뚝선굴착공법, pp.1-9.
- 4. 대한토목학회 (2001), *도로교설계기준 해설*, pp.207-313.
- 5. 두성건설 (1987), *SIP기초공법*, pp.1-68.
- 6. 서울특별시 (1996), *지반조사 편람*, pp.22-24.
- 거영화, 조성한, 최도웅, 한병권 (2003), "말뚝 매입공법의 최적 설계기준 연구", 대한토목학회지, 제51권 제7호 pp.8-16.
- 이명환 외 (1992), "실측에 의한 표준관입시험 함마의 낙하속도 분석", 한국지반공학회지, 제8권 1호, pp.59-66.
- 이 송, 박준홍, 박중배, 김태훈 (2002), "국내 SIP 말뚝의 지지력 특 성에 관한 연구", 한국지반공학회논문집, 제18권 4호, pp.319-327.
- 10. 이원제 (2000), 광섬유센서를 이용한 매입말뚝의 하중전이 측정 및 지지력 특성 연구, 박사학위논문, 고려대학교, pp.114-121.
- 임해식, 박용부, 박종배, 김정수, 한경렬, 김도형 (2001), SIP 공법
 의 품질개선방안과 지지력 산정법 제안에 관한 연구, 대한주택
 공사 주택연구소, pp.68-79.
- 12. 채수근 (1997), "SDA매입말뚝 신공법 연구 및 적용성 검토서", pp.1-110.

- 채수근 (2000a), "Q&A 매입말뚝 시공법", 한국지반공학회지, Vol.16, No.7 pp.63-68.
- 14. 채수근 (2000b), "SDA매입말뚝 신공법 -한국고속철도 3공구 평
 택고가 적용 사례 중심으로", *대한토목학회지*, 제48권 제9호 pp.
 54-62.
- 15. 채수근 (2002), SDA 매입말뚝의 연직지지력 산정, 석사학위논문, 중앙대학교, pp.1-121.
- 16. 채수근 (2004), 기초공사실무, (재)건설산업교육원, pp. 66-70.
- 17. 채수근 (2005), *말뚝기초실무*, (재)전문건설공제조합 기술교육원, pp.22-27.
- 채수근 (2007), 시멘트밀크 배합비에 따른 다양한 지반 내 SDA 매입말뚝의 연직지지력, 박사학위논문, 중앙대학교, pp.1-262.
- 한국도로공사 (2006), "한국도로공사의 SIP공법 소개", 2006 현 장기술자를 위한 기초기술 워크샵, 한국지반공학회, pp.103-124.
- 20. 한국지반공학회 (2003), *구조물기초설계기준 해설*, pp.286-292.
- 홍원표, 한중근, 채수근 (2002), "SDA매입말뚝의 마찰지지력", 대한토목학회 학술발표논문, pp.5-8.
- 22. 홍원표, 채수근 (2007a), "지지지반의 종류별 SDA매입말뚝의 선 단지지력 산정", 한국지반 공학회논문집, 한국지반공학회, 제23 권, 5호, pp.111-129.
- 홍원표, 채수근 (2007b), "지반종류별 SDA매입말뚝의 마찰지지 력 산정", *대한토목학회논문집*, 대한토목학회, 제27권, 제4C호, pp.279-292.
- 24. (社)コンクリート バイル 建設技術協會 (1994), "*埋入み工法 施 工便覽*", pp.13-182.
- 25. 津田 和義 (2003), *旣製 コンクリート杭 基礎構造設計 manual 土木編*, (社)コンク リート バイル 建設技術協會, 附錄5-1~5-5.
- 26. COPITA (2006), (社)コンクリート バイル 建設技術協會, Concrete Pile Installation Technology Association, 2006. 4. NO.39, pp.21-76.
- Hong, Won-Pyo and Chai, Soo-Geun (2003), "Skin Friction Capacity of Separated Doughnut Auger (SDA) Pile", *The Proceeding of the* 13th International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE-2003), Honolulu, Hawaii, U.S.A, pp.740-745.
- Hong, Won-Pyo and Chai, Soo-Geun (2005), "Bearing Capacity Characteristics of Separated Doughnut Auger (SDA) Pile in Clay and Silty Soil", *The Proceeding of the 15th International Offshore* and Polar Engineering Conference (ISOPE-2005), Seoul, Korea, pp.548-554.
- 29. GRL Associates Inc. (1996), Case Pile Wave Analysis Program Manual.
- 30. Pile Dynamics Inc. (1995), PDI User Manual.

(접수일자 2007. 9. 3, 심사완료일 2008. 5. 16)

대나무매트로 보강된 연약지반의 즉시침하량 추정에 관한 고찰

The Immediate Settlement Estimation of the Improved Soft Ground Using Bamboo Mats

김	ዯ	진	Kim, Woo-Jin	김	윤	ठ} ²	Kim, Yoon-Ha
강	진	태	Kang, Jin-Tae	최	용	환	Choi, Yong-Hwan
김	종	렬	Kim, Jong-Ryeol				

Abstract

When the structure is constructed on the soft ground, the embankment is settleed into the soft ground. At this time, the settlement of the structure is needed to predict. We are using bamboo mats construction only as a way of test construction. Under this circumstance, using the equation of Janbu and Perloff, we calculated the settlement, and analyzed the problem, suggesting proper theoretical equations showing the settlement of soft ground using bamboo mat. Using this equations the settlement was calculated and compared with the result of FEM. The result of the application was very close to the numerical value and the trend of theoretical equations. Using the existing equations, the settlement in Janbu's and Perloff's methods were calculated to be 40% of the actual settlement.

요 지

연약지반 위에 토공구조물을 축조할 경우, 기초지반이 지지할 수 없는 큰 하중의 성토를 실시하게 되면 지반파괴가 발생하면서 연약층 내로 성토재료가 함몰하게 된다. 이때, 축조재료가 어떤 깊이까지 연약지반에 침하하여 단면이 형성되는가를 예측할 필요가 있다. 기존의 이론식(Janbu, Peroff의 이론식)을 이용하여 즉시침하량을 계산하고, 결과를 검토한 후 문제점을 분석하여 대나무 매트를 부설한 지반에 적합한 이론식을 제시하였고, 이를 현장에 적용하여 즉시 침하량을 계산하고 지반조사에 의한 침하량과 유한요소해석 결과를 고찰하였다. 그 결과, 침하는 제체 중앙부에서 최대 침하가 발생하였으며 이론식과 비슷한 수치와 경향을 나타내었다. 기존 이론식으로 현장의 즉시침하량을 계산한 결과, Janbu의 방법과 Peroloff의 방법의 침하량은 실제 침하의 40%정도의 침하량이 계산되었다.

Keywords : Bamboo mats, FEM, Settlement, Soft ground

1. 서 론

연약지반은 고함수비이고 지지력이 매우 작기 때문 에 연약지반 상에 구조물을 축조하는 경우, 국부적인 함몰이 심하여 단면형상의 추정이 어렵다. 따라서 가능 한 균등하게 침하를 유발시키는 방안이 강구되어야 한 다. 이러한 문제점의 해결 방안으로써 대표적인 재료가 자연적으로 강성이 큰 대나무를 엮어 매트의 형태(이하 대나무 매트)로 부설하고 그 위에 복토를 실시하는 방 법이 있다. 대나무 매트는 재료 특성인 인장강도와 휨

¹ 정회원, 전남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ.)

² 한국항만기술단 대리 (Asistant Manager, Korea Port Engrg. Corporation)

³ 정회원, 전남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ.)

⁴ 정회원, 전남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ.)

⁵ 정회원, 전남대학교 토목공학과 교수 (Member, Ph.D. Prof., Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ., jrkim@chonnam.ac.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

강성에 의해 지반보강기능과 함몰 등의 국부적인 침하 를 방지하는 기능을 한다. 또한 상재하중을 분산시켜 균 등한 침하를 유도할 수 있어 침하 후의 단면의 형상을 예측할 수 있다. 그 외에 내구성이 뛰어나고 가벼워 다 루기 쉬운 장점이 있다.

이러한 이유로 1970년대 이후 일본 등에서 geotextile 이나 geogrid와 병용하여서 많은 시공이 이루어지고 있 다. 하지만 현재까지 대나무 매트 포설 지반에 대한 침 하량 예측은 시험시공을 거쳐 경험적인 방법으로만 추 정할 뿐, 아직까지 이론이 확립되어 있지 않다.

따라서 본 논문에서는 연약지반 호안 축조 시 대나무 매트를 포설한 현장을 연구 대상으로 하여 즉시침하량을 추정하기 위하여 기존의 이론식인 Janbu방법과 Perloff방 법을 이용하여 즉시침하량을 계산하여 현장의 침하량 과 비교검토 후 문제점을 보완하여 탄성론을 이용하여 이론식을 제시하였다. 실제현장의 침하와 비교하여 제 안식의 타당성을 검토하고 나아가 같은 지반조건과 경 계조건으로서 유한요소 해석을 통해 하중단계별로 실 제 발생하는 변형의 진행과정을 통하여 제안식의 적합 성을 판단하는 방법으로 연구를 수행하였다.

2. 기존이론식에 의한 즉시침하량

본 논문에서는 Janbu방법과 Perloff방법을 이용하여 실제 현장사례에 적용하여 침하량을 계산하고 지반조 사 결과의 침하량과 비교하였다.

2.1 현장개요

본 연구에 적용된 현장은 항로준설공사에서 발생한 준설점토의 투기를 위한 투기장 건설시의 배수로 호안 공사에 대나무 매트를 포설한 현장이다.

2.1.1 지반조건

본 논문의 연구대상지역은 상부는 준설매립층이고 그 아래에 해성퇴적점토층이 분포하고 있다. 시공 당시 (1985년)의 현장 지반조건은 표 1에 나타낸 바와 같다. 실내시험에서 점성토의 예민비와 선행압밀하중과의 경험적 관계들을 비교하여 검토한 결과, 압밀 상태는 심 도 10m 까지는 정규압밀상태 내지 부분적으로는 압밀 진행중인 상태, 10m 이상 깊이에 존재하는 점성토층은 과압밀상태로 추정되었다. 상부점성토층은 선행압밀 압 력이나 이보다 약간 큰 압력상태에서는 압밀계수가 1.0×10⁻³ cm²/sec 내외로 분포하고 있으며 10m 이상의 깊 이에 분포하는 굳은 해성퇴적점성토층의 압밀계수는 1.3×10⁻³ cm²/sec 이상으로 추정되었다.

2.1.2 현장지반의 재조사 결과

현장지반의 재조사는 2000년 9월에 본 배수로 제방 에 대하여 지반조사를 실시하였다. 지반조사에 의한 대

구분	심도(m)	N치	단위중량(t/m ³)	점착력(t/m²)	내부마찰각(°)	압축지수	압밀계수(cm²/sec)
해성퇴적토층	0~10	1~3	1.55	Cu/P=0.23z P=0.55	0	0.9	1.0×10 ⁻³ cm ² /sec
	10 이상	4~15	1.80	5~9	0	0.64	1.3×10 ⁻³ cm ² /sec
모래, 자갈층	퇴적토층 이하	-	2.0~2.4	0	30	-	-





그림 1. 배수호안단면도

표 2. 2000년 9월 지반조사 결과표

BH No.	Depth(m)	Wn(%)	Gs	LL	PI	eo	Cc	E(t/m ²)	$\gamma_t (t/m^3)$	q _u (kg/cm ²)	USCS
BH-2 좌안	11.4	62.99	2.59	64.39	42	1.516	0.546	70	1.607	0.301	СН
BH-3 수로부	7.4	70.38	2.60	50.25	29	1.803	0.96	85	1.570	0.417	СН
BH-4 우안	8.4	62.23	2.61	52.04	23	1.696	0.267	93	1.576	0.463	СН



그림 2. 좌안의 young's modulus

나무 매트의 위치확인결과 그림 1과 같이 확인되었다. 따라서 본 연구에서는 그림 1을 모델로 하여 침하량 예 측을 수행하였다.

호안단면을 시추한 결과 좌안은 -3.6m, 수로부에서는 -2.6m, 우안은 -1.9m에서 각각 대나무 매트가 발견되었 다. 거의 같은 깊이로 등침하 될 것이라는 예상과 달리 좌안이 침하가 심하여 전체적으로 경사진 형상으로 추 정되었는데 그 이유는 지반조사 결과, 우안에 비하여 좌 안의 지반의 강도가 더 작음을 알 수 있었고 이로 인하 여 좌안에 침하가 많이 발생하였다고 판단된다.

불교란 시료를 채취하여 각종 물성 및 역학적 실험을 실시하였고 그 결과를 요약정리하면 표 2와 같고 지반 해석시 중요한 지반정수인 young's modulus는 일축압축 실험에 의하여 결정하였다. 실험에 의해 결정된 young's modulus는 좌안, 수로부, 우안에서 각각, 70t/m², 85t/m², 93t/m²으로 계산되었으며 그림 2~4에서 나타냈다.

2.2 침하량 예측

본 연구에서는 좌안, 중앙부, 우안의 지반이 각기 별 개의 것으로 보고 각 부분의 성토고에 대하여 각각의





지반정수를 적용하여 개별적으로 침하량을 계산하였으 며, 단면도에서 수로부의 성토높이가 좌안이 우안에 비 해 낮으나 시공 당시 양안을 같은 수준으로 성토시공하 여 제체 안정후 수로부를 굴착하였으므로 침하량 계산 과정에는 수로부의 성토고를 좌안과 우안의 평균성토 고를 적용하였다. 대나무 매트 포설폭은 48m, 대나무 매트 위 성토체 전체의 높이를 성토고로 하였으며 하중 강도(q)는 성토체의 단위중량(1.72t/m²)과 성토고에 의 해 계산하였다.

2.2.1 Janbu 방법

Janbu 방법에 의한 연약지반의 평균즉시침하량은 식 (1)에 의해 계산된다.

$$\rho_i = \mu_o \mu_1 \frac{q B}{E} \tag{1}$$

여기서, μ₀ : 지표면 아래 깊이 D에서 영향계수

- μ1 : 기초형상에 대한 영향계수
- q : 하중강도
- B : 기초 폭

E : young's modulus

위 식 (1)에서 young's modulus는 지반조사에 의한 값 을 적용하였고 μ₀ 및 μ₁는 그림 5를 이용하여 산정하였

표 3. Janbu방법 계산에 적용된 지반 정수

위 치	μο	μ_1	E(t/m ²)	B(m)	H(m)	q(t/m ²)
좌 안	1	0.15	70	48	7.8	13.42
수로부	1	0.15	85	48	7.15	12.30
우 안	1	0.15	93	48	6.5	11.18

표	4.	Janbu	방법에	의해	계산된	침하량
---	----	-------	-----	----	-----	-----

적	용공식	$\rho_i = \mu_o \mu_1 \frac{q B}{E}$		
	좌 안	1.38		
침하량(m)	수로부	1.04		
	우 안	0.87		

표 5. 형상과 강성에 대한 계수

<u>Shape</u>		Center <u>Center</u>	Corner <u>Corner</u>	Middle Short Side	Middle Long Side
(Circle	1.00	0.64	0.64	0.64
Rigi	d circle	0.79			
S	quare	1.12	0.56	0.76	0.76
Rigio	d square	0.99			
	Length/Width				
	1.5	1.36	0.67	0.89	0.97
	2	1.52	0.76	0.98	1.12
	3	1.78	0.88	1.11	1.35
Rectangle	5	2.10	1.05	1.27	1.68
	10	2.53	1.26	1.49	2.12
	100	4.00	2.00	2.20	3.60
	1000	5.47	2.75	2.94	5.03
	10000	6.90	3.50	3.70	6.50

다. 표 3은 Janbu방법 계산에 적용된 지반정수들을 나타 낸 것이며, 표 4는 식 (1)을 이용하여 각 위치의 침하량 을 계산한 것이다.

2.2.2 Perloff 방법

식 (2)는 Perloff에 의해 제안된 연약지반의 즉시침하 량 계산식이다. 본 연구에서는 영향계수를 표 5와 표 6 그리고 그림 6의 도표로써 제시하여 기초의 가장자리 및 중앙부에 대한 침하량을 산정하였으며, 평균 침하량 은 식 (3)을 이용하여 계산하였다.



그림 5. 점착성 흙의 즉시침하 추정 도표

표 6. 수정계수

	E _{S1} /E _{S2}						
П/В	1	2	5	10	100		
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
0.1	1.000	0.972	0.943	0.923	0.760		
0.25	1.000	0.885	0.779	0.699	0.431		
0.5	1.000	0.747	0.566	0.463	0.228		
1.0	1.000	0.627	0.399	0.287	0.121		
2.5	1.000	0.550	0.274	0.175	0.058		
5	1.000	0.525	0.238	0.136	0.036		
~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	1.000	0.500	0.200	0.100	0.010		





$$\rho_i = Iq B \left[ \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \right] \alpha \tag{2}$$

여기서, I : 영향계수

- q : 하중강도
- B : 기초 폭
- Es : 흙의 young's modulus 탄성계수
- vs : 흙의 poisson's ratio
- α : 수정계수

$$\rho_{av} = \rho_e + \frac{(\rho_c - \rho_e)}{2} \tag{3}$$

각 단면별 young's modulus는 지반조사에 의한 값을 적용하였다. 표 7은 Perloff방법 계산에 적용된 지반정 수들을 나타낸 것이며, 표 8은 식 (2)와 식 (3)을 이용하 여 각 위치의 침하량을 계산한 것이다.

2.2.3 기존 이론식에 의한 즉시침하 계산결과실제 계측에 의해 측정된 침하량과 본 연구에서 사

#### 표 7. Perloff 방법 계산에 적용된 지반 정수

위	치	$V_S$	l _e	I _c	$E_s(t/m^2)$	B(m)	H(m)	q(t/m ² )	α
좌	안	0.5	1.26	2.53	70	48	7.8	13.42	0.1
수로	2부	0.5	1.26	2.53	85	48	7.15	12.30	0.1
우	안	0.5	1.26	2.53	93	48	6.5	11.18	0.1

표 8. Perloff 방법에 의해 계산된 침하량

이 키	침 하 량(m)				
키 시	가장자리	중앙부	평균		
좌 안	0.87	1.75	1.31		
수로부	0.65	1.32	0.99		
우 안	0.55	1.21	0.88		

#### 표 9. 기존 이론식에 의한 즉시침하량 계산 결과

해석 방법	좌안	수로부	우안
실제 침하량(m)	3.6	2.6	1.9
Janbu 방법(m)	1.38	1.04	0.87
Perloff 방법(m)	1.31	0.99	0.88

용된 이론식에 의해 계산된 침하량을 표 9에 나타내었 다. 실제 침하량에 대해 Janbu의 방법과 Perloff의 방법 모두 작게 침하량이 계산되었는데 이러한 원인은 연약 층의 두께와 기초의 근입깊이, 기초 형상에 대한 영향 계수가 상당히 작은 값을 취하고 있기 때문으로 판단 된다.

기존의 제안식들은 상재하중과 지반의 young's modulus 그리고 영향계수의 관계에서 침하량 계산식을 유도하 였다. 그러나 실제는 상재하중이 재하될 때 그에 대한 지반반력이 야기되고 상재하중과 지반반력의 차이만큼 구조물이 침하하게 되는데 이 지반반력에 대한 사항이 공통적으로 고려되어 있지 않다. Perloff의 제안식의 경 우, 연성 기초에 대하여 중심부, 가장자리에 대한 침하 량을 계산할 수 있는 장점은 있으나 영향계수가 기초를 구성하는 재료의 특성을 반영하지 않았다는 문제점이 있다. 또한 제안식의 적용시 실제 흙구조물이 연약지반 에 성토될 때는 상재하중에 의해 침하하게 되고 연약지 반은 일반적으로 포화되어 있으므로 지하수위와 지표 고가 동일하다. 따라서 성토체가 침하하는 동시에 지하 수위의 영향으로 상재하중이 침하한 만큼 경감되게 된 다. 따라서 기존의 이론식을 사용하여 대나무 매트가 포 설된 지반의 즉시침하량을 추정하는 데에는 약간의 무 리가 따른다고 판단되어진다.

# 3. 대나무 매트 포설시 침하량 예측

### 3.1 대나무 매트의 공학적 특성

#### 3.1.1 대나무 매트의 의의

점성토로 구성되고 고함수비상태에 있는 연약지반에 는 바로 토사의 투입에 의한 복토나 성토는 불가능하다. 따라서 여러 가지로 표층을 강화하여 지지력을 강화하 려는 공법이 제안되고 있다. 그 대표적인 것이 geotextile, geogrid공법 등이다. 이 가운데 P.P 매트 또는 sheet공법 이라고 부르기도 하는 geotextile공법은 우리나라 연약 지반 표층처리 공법으로 가장 널리 쓰이고 있는 공법이 다. 그러나 이 공법은 고가이고 그 위에 복토를 할 경우 직접적으로 장비의 투입이 어렵고 또한 복토가 균일하게 포설되지 않는다. 특히 지반이 고함수비일 경우 sheet와 지반사이의 전단저항이 극도로 저하되어 오로지 sheet의 인장저항에만 의존하는 경우가 많아 연약지반에서는 효과를 보지 못하는 경우가 매우 많다. 그 이유는 재료 가 강성이 없는 얇고 유연한 재료이기 때문에 상재하중 에 의한 지반변형(침하 또는 함몰)을 스스로가 지탱하 지 못하기 때문이다.

이와 같은 문제점을 보완하기 위한 공법으로서는 sheet 나 geotextile보다 큰 강성을 갖는 재료를 이용하는 것이 다. 여기에 적합한 재료는 한국 어느 곳에서나 자생하고 있는 값싸고 강성이 큰 대나무를 이용하는 것이다. 대나 무로 대발을 엮어 사용하면 위에서 언급한 문제점을 해 결할 수 있다. 또한 경제성이 좋으며 수상에서도 시공이 가능하고 조립이 용이하고 바로 성토작업과 장비의 투 입이 가능하다는 장점이 있다. 이는 강성이 매우 큰 매 트이기 때문에 성토에 의한 지반변형을 평균화시키려 는 경향이 매우 크고 또한 일정량 침하되면 지반 지지력 과 평형을 이루어 뜬기초 역할도 겸하고 있다.

### 3.2 이론 전개

#### (1) 기본공식

그림 7(a)는 연약지반 위에 대나무 매트를 포설한 후, 성토한 상태를 나타낸 것이다. 매트에 작용하는 힘들은 성토에 의한 재하중, 지반반력이다. 성토중량과 지반반 력은 일정하게 분포한다고 가정하고 그림 7(b)와 같은 모델로 단순화할 수 있다. 매트의 침하를 포물선 형태로 가정하며 이에 대한 침하는 다음과 같은 방법으로 구할 수 있다.

포화점토는 재하초기의 지반거동을 탄성체로 가정할 수 있으므로 Hook's 법칙(식 (4))을 기본 가정으로 하여 등분포 하중을 받는 연성기초의 즉시침하량을 유도할 수 있다.

$$\epsilon_z = \frac{q}{E} \tag{4}$$

침하는 이러한 연직변위의 적분이므로 식 5와 같이 나타낼 수가 있다.

$$\rho_z = \int_{z=0}^{\infty} \epsilon_z dz \tag{5}$$

E가 일정하다고 보고 재하폭 B에 대해서 식 (4)와 (5) 를 이용하면 아래와 같은 기본식을 도출할 수가 있다.

$$\rho_i = \frac{qB}{E} \tag{6}$$

그런데 연약지반에 작용하는 연직의 힘은 상재하중 q와 지반반력 r이다. 결국 지반에 작용하는 힘은 (q - r) 이고, 평면변형문제에 상응하는 평면응력문제에 대한 해를 이용하기 위하여 poisson's ratio와 관계를 갖는 등 가계수, *E*_T를 적용하면 식 (7)과 같이 유도된다.

$$\rho_i = \frac{(q-r) B}{E_T} \tag{7}$$

여기서,  $E_T = \frac{E}{(1-\nu^2)}$ 이므로  $E_T$ 를 식 (7)에 대입하면 기 본 침하량 계산식이 다음과 같게 된다.

$$\rho_i = \frac{(q-r) B(1-\nu^2)}{E}$$
(8)



(2) 지반반력, r

본 연구 대상 현장과 같이 연약지반 상에 제방과 같 은 대상 하중이 작용하는 경우의 침하량 예측은 일반적 으로 Poulos과 Davis(1974년)가 제안한 식을 사용하여 계산하게 된다. 따라서 본 논문에서도 Poulos과 Davis가 제안한 공식을 이용하였으며, 식 (9)에 나타내었다.

$$y_e - y_c = \frac{4r(1-\nu^2)b\ln 1/2}{\pi E}$$
(9)

여기서, y_e, y_c : 각각 가장자리 부분의 침하량과 중앙부 의 침하량

그림 5에서 중앙부와 가장자리의 침하관계를 다음과 같이 정의한다.

$$y_e = \alpha y_c \quad (0 < \alpha < 1) \tag{10}$$

식 (10)을 식 (9)에 대입하여 지반반력 r에 대하여 정 하면 식 (11)과 같다.

$$r = -\frac{\pi E(\alpha - 1)y_c}{4b(1 - \nu^2)\ln 1/2}$$
(11)

여기서, α(형상계수)는 모형실험을 통하여 결정된다.

중앙부의 침하량(y_o)은 식 (8)에 의한 침하량과 같은 의미를 가지므로 지반반력 r을 구하는 공식은 식 (12)와 같이 유도할 수 있다.

$$r = q \left( \frac{\alpha - 1}{\frac{2\ln 1/2}{\pi} + \alpha - 1} \right) \tag{12}$$

(3) 상재하중강도, q

준설점토를 이용한 매립지반의 경우는 지반이 포화되 어 있다고 가정할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 기초지 반이 포화되어 있다는 가정하에 보상기초의 개념을 도 입하여 지반에 작용하는 상재하중강도를 계산하였다.

$$q = \gamma h + (\gamma - \gamma_w) D_f \tag{13}$$

(4) 침하량 계산

본 연구에서 사용한 평균침하량은 식 (14)와 같다.

$$y_{av} = \frac{y_e + (y_c - y_e)}{2}$$
(14)

최초에 작용하는 하중강도(q1)는 q=γH를 이용하여 구 하고 이때 식 (14)로 계산된 평균침하(yav1)를 Df로 하여 식 (13)으로 두 번째 하중강도(q2)를 구한다. 다시 q2를 이용하여 ρ2를 계산하며 같은 방법으로 (yav2)를 산출한 다. 이 방법을 반복수행하면 q_{n+1} < q_n이므로 ρ_{n+1} < ρ_n 를 얻게 된다. 이는 침하가 일어나면서 지하수위에 의해 상재하중이 감소하고 이로 인해 침하량이 감소함을 의 미하는데 반복수행과정에서 상재하중, 지반반력 그리고 침하에 의한 지지력의 증가관계에서 평형상태에 이르 게 되어 결국은 yav=Df가 되는데 이때의 yav가 최종평균 침하량이 된다. 그리고 이때의 ρn은 yc이므로 yc=ayc의 관계에 의해 가장자리의 침하량이 산출되며 최종적인 침하단면형상을 알 수 있다.

### 3.3 현장 적용

본 연구에서 논의된 형상계수, α를 결정하기 위하여 사례현장을 대상으로 PLAXIS 7.11이라는 프로그램을 이용하여 유한요소해석을 실시하였다. 이때 모든 해석 에 대하여 지반정수 및 단면에 대한 자료는 지반조사 및 실내시험에 의한 값을 적용하였다.

### (1) α의 결정

적용된 모델은 연약지반상에 대나무 매트를 포설하 고 사면 기울기 1:2로써 삼각형형태로 성토한 단면이고 연약지반의 넓이가 150m, 두께가 20m, 대나무 매트 포 설 폭이 48m, 성토고 12m이다. 해석 결과는 표 10에 나 타내었다. modeling에 있어서 원지반 점토에 대해서는 Soft soil(Cam-clay) model을 undrain 형태로 성토체에 대해서는 linear-elastic model, drain의 형태로 적용하였 다. 또한 시공 상황을 고려하여 성토고 2m씩, 6단계성 토로 해석하였다.

표 10에서 보듯이 요한요소해석을 통해 a를 조사한 결과 대나무매트 부설시 a는 0.64~0.67로 산출되었다.

표 10. 성토단계별 침하량 및  $\alpha$ 

성토 단계	단부침하(m)	중앙부 침하(m)	단부/중앙( $\alpha$ )
1단 성토	0.79	1.22	0.64
2단 성토	1.71	2.65	0.64
3단 성토	2.38	3.61	0.66
4단 성토	2.81	4.17	0.67
5단 성토	2.95	4.36	0.67
6단 성토	3.07	4.58	0.67

시공시의 단면을 고려하여 현장과 비슷한 3단 성토시의 α를 선택하여 본 연구의 제안식에서는 α=0.66을 결정하 였다.

### (2) 제안식의 적용

제안식을 이용한 침하량 계산에 적용된 모든 지반정 수는 본 연구 2장의 기존의 이론식을 통한 침하 계산시 의 정수들과 동일하게 적용하였다. 각 단계별 침하량은 본 연구에서 제안한 식을 이용하여 3장에서 언급한 방 법으로 계산을 실시하였다.

### 1) 좌안

표 11은 좌안 해석시 적용된 지반정수이며, 표 12는 제안식에 의한 좌안의 근입깊이별 침하량을 나타낸 것이다.

#### 표 11. 좌안 해석시 적용된 지반정수

𝓊(t/m³)	H(m)	B(m)	E(t/m ² )	ν	α
1.72	7.8	48	70	0.5	0.66

#### 표 12. 제안식에 의한 좌안의 근입깊이별 침하량

$\overline{}$	D _{fo} (m)	D _{f1} (m)	D _{f2} (m)	D _{f3} (m)	D _{f4} (m)
	0.00	3.21	2.44	2.63	2.58
q(t/m²)	13.42	10.21	10.98	10.73	10.84
r(t/m ² )	5.90	4.49	4.83	4.75	4.77
y _{av} (m)	3.21	2.44	2.63	2.58	2.58

여기서 가정된 침하와 산출된 침하가 같게 되면 침하깊 이에 대해서 지반이 평형상태라고 볼 수 있으므로, 지반 이 2.58m 정도까지 침하한다고 할 수 있을 것이다.

### 2) 수로부

표 13은 수로부 해석시 적용된 지반정수이며, 표 14

## 표 13. 수로부 해석시 적용된 지반정수

$\gamma_t (t/m^3)$	H(m)	B(m)	E(t/m ² )	ν	α
1.72	7.15	48	85	0.5	0.66

#### 표 14. 제안식에 의한 수로부의 근입깊이별 침하량

	D _{fo} (m)	D _{f1} (m)	D _{f2} (m)	D _{f3} (m)	D _{f4} (m)
	0.00	2.43	1.94	2.03	2.01
q(t/m²)	12.30	9.87	10.36	10.27	10.29
r(t/m ² )	5.41	4.34	4.59	4.52	4.53
y _{av} (m)	2.43	1.94	2.03	2.01	2.01

는 제안식에 의한 수로부의 근입깊이별 침하량을 나타 낸 것이다.

수로부의 경우는 지반의 침하가 2.01m정도까지 침하 한다고 할 수 있다.

### 3) 우안

표 15는 우안 해석시 적용된 지반정수이며, 표 16은 제 안식에 의한 우안의 근입깊이별 침하량을 나타낸 것이다.

#### 표 15. 우안 해석시 적용된 지반정수

$\gamma_t (t/m^3)$	H(m)	B(m)	E(t/m ² )	V	α
1.72	6.5	48	93	0.5	0.66

#### 표 16. 제안식에 의한 우안의 근입깊이별 침하량

	D _{fo} (m)	D _{f1} (m)	D _{f2} (m)	D _{f3} (m)
	0.00	2.01	1.65	1.70
q(t/m²)	11.18	9.17	9.53	9.47
r(t/m²)	4.92	4.03	4.19	4.17
y _{av} (m)	2.01	1.65	1.70	1.70

### 우안의 경우 예상침하량은 1.70m로 예측되었다.

### (3) FEM 해석

본 연구에서 적용한 modeling에 있어서 원지반 점토 에 대해서는 soft soil(cam-clay) model을 undrain 형태로, 성토체에 대해서는 linear-elastic model, drain의 형태로 적용하였다. 또한 시공 상황을 고려하여 단계성토로 해 석하였다.

#### 1) FEM 해석에 필요한 지반정수의 결정

#### 표 17. FEM 해석에 사용된 Parameter

Property	성토재	연약지반 (좌안)	연약지반 (수로부)	연약지반 (우안)	
$\gamma_{d}(t/m^{3})$	1.3	1.2	1.2	1.2	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1.72	1.7	1.7	1.7	
е	0.4	1.5	1.8	1.7	
$k_x$ , $k_y$ (m/day)	1	2.57×10 ⁻⁷	$2.57 \times 10^{-7}$	2.57×10 ⁻⁷	
E(t/m ² )	1,000				
ν	0.3	0.49	0.49	0.49	
λ		0.31	0.42	0.12	
K		0.05	0.038	0.01	
c(t/m ² )		1.5	2.1	2.3	
EA (대나무 매트)	22,212t				







그림 10. 우안 해석결과

### 2) 해석 결과

대나무 매트를 포설한 2차원 연약지반의 유한요소해 석을 실시하고 각각의 결과를 다음과 같이 해석하여 고 찰하였다.

평균침하량은 식 (14)에 의하여 계산하였으며 해석결 과 침하량을 표 18에 나타내었다.

표 18. 해석 단면의 침하량

단면	단부침하(m)	중앙부 침하(m)	평균 침하(m)
좌안	2.49	3.01	2.75
수로부	1.87	2.55	2.21
우안	1.26	1.83	1.55

#### 표 19. 해석방법에 따른 침하량

해석 방법	좌안	수로부	우안
실제 침하량(m)	3.6	2.6	1.9
제안식(m)	2.58	2.01	1.70
FEM(m)	2.75	2.21	1.55

#### 3.4 해석방법별 침하량 비교

본 연구에서 이용된 해석방법에 대한 결과를 표 19에 나타내었다. 지반조사에 의한 실제 침하 위치와 각 방법 별 결과를 볼 때 본 연구에 의한 제안식의 방법이 실제 보다 침하량이 작게 산출되었지만 시공된지 17년의 시 간에 대한 압밀침하량을 감안할 경우 근사수치임을 알 수 있다.

## 4. 결 과

대나무 매트가 포설된 연약지반의 즉시침하량예측에 있어서 기존의 즉시침하량예측 이론식(Janbu, Perloff) 으로 현장의 즉시침하량을 계산한 결과, 실제 침하량과 상당한 차이를 보였으며 대나무 매트 포설지반의 즉시 침하 예측에 부적합한 것으로 나타났다. 따라서 본 연구 에서 다음과 같은 식을 제안하여 대나무 매트가 포설된 연약지반의 즉시 침하량을 예측하였다.

$$\rho_i = \frac{(q-r) B(1-\nu^2)}{E}, \ r = q \left( \frac{\alpha - 1}{\frac{2 \ln 1/2}{\pi} + \alpha - 1} \right)$$

위의 제안된 식을 이용하여 대나무가 포설된 지반의 침하량을 예측한 값과 현장에서 지반조사를 통하여 직 접 계측한 값을 비교한 결과 매우 근접한 것을 볼 수 있었다. 또한 본 연구 대상지반을 유한요소 해석방법을 이용하여 비교한 결과 제안된 이론식과도 유사한 결과 를 얻을 수 있었다. 따라서 대나무가 포설된 연약지반 의 즉시침하량을 예측하는데 있어서, 본 논문에서 제안 한 공식을 사용하여도 별 무리가 없을 것이라 판단되어 진다.

# 참 고 문 헌

- 1. 김우진 (2004), *대나무 매트가 포설된 초연약 지반의 거동특성 연구*, 석사학위논문, 전남대학교.
- 박병기, 이문수 (1994), 연약지반의 변형해석, 개량공법 및 시공 관리에 관한 연구, 한국과학재단.
- 3. 한국지반공학회 (1997), 지반공학시리즈 6, 연약지반, 구미서관
- Binquet, J. and K. L. Lee (1975), "Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs(I), J. of the Geot. Engg. Div.", *ASCE*, Vol. 101, No GT12, pp.1241-1255.
- D. T. Bergado, L. R Anderson, N. Miura and A. S. Balasubramaniam (1996), "Soft Ground Improvement In Lowland and Other Environments", *ASCE*.

- M. S. S. Almedia, A. M. Britto and R. H. G. Parry (1986), "Numerical modelling of a centrifuged embankment on soft clay", *Can. Geotech.* J. 23., pp.103-144.
- 7. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1974), *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Hohn Wiley & Sons.
- 8. Timoshenko. S.P. and Woinowsky-Kriegers, S. (1959), *Theory of Plates and Shells*, 2nd Edn., McGraw-Hill.
- 9. Toyotoshi YamanouchiI, Keinosuke Gotoh (1979), A Propose Practical Formula of Bearing Capacity for Earthwork Method on Soft Clay Ground Using a Resinous Mesh, 九大工學集報.
- 10. Toyotoshi YamanouchiI, Keinosuke Gotoh and Tokuji Annoura (1979), Calculation of Settlement of Resinous Mesh in Its Applications to Earth Works by the Use of Slab Theory, 九大工學集報.

(접수일자 2007. 11. 2, 심사완료일 2008. 5. 14)

# 붕괴절토사면의 수치해석시 암반물성치 및 해석모델에 대한 고찰

# A Study on Jointed Rock Mass Properties and Analysis Model of Numerical Simulation on Collapsed Slope

구	호	본	Koo, Ho-Bon	김	승	희	Kim, Seung-Hee
긲	승	혀 ³	Kim. Seung-Hyun	[ه	정	엽 ⁴	Lee. Jung-Yeup

#### Abstract

In case of cut-slopes or shallow-depth tunnels, sliding along with discontinuities or rotation could play a critical role in judging stability. Although numerical analysis is widely used to check the stability of these cut-slopes and shallow-depth tunnels in early design process, common analysis programs are based on continuum model. Performing continuum model analysis regarding discontinuities is possible by reducing overall strength of jointed rock mass. It is also possible by applying ubiquitous joint model to Mohr-Coulomb failure criteria. In numerical analysis of cut-slope, main geotechnical properties such as cohesion, friction angle and elastic modulus can be evaluated by empirical equations. This study tried to compare two main systems, RMR and GSI system, by applying them to in-situ hazardous cut-slopes. In addition, this study applied ubiquitous joint model to simulation model with inputs derived by RMR and GSI system to compare with displacements obtained by in-situ monitoring. To sum up, numerical analysis mixed with GSI inputs and ubiquitous joint model proved to provide most reliable results which were similar to actual displacements and their patterns.

### 요 지

절토사면 및 천심도 터널의 경우 불연속면을 따른 블록의 미끄러짐 및 회전 등이 안정성에 큰 영향을 미친다. 절토 사면이나 터널의 초기 설계 단계에서 안정성 검토를 위해 수치해석을 널리 사용하는데, 대부분의 상용화된 프로그램 들은 연속체 해석에 기반을 두고 있다. 불연속면을 고려하여 연속체 해석을 수행할 수도 있으며, 절리를 포함한 암반자 체의 강도를 감소시킴으로써 모사하는 것이 대표적인 방법이다. 또한, 연속체 해석방법인 Mohr-Coulomb 모델에 편재 절리모델 (ubiquitous joint model)을 적용함으로써 불연속면을 고려하는 방법이 있다. 절토사면의 수치해석시 주 입력 치인 절리암반의 점착력, 마찰각, 탄성계수 등은 암반분류법(rock classification system)에 의한 경험식으로 도출할 수 있으며, 본 논문에서는 이 중 RMR 및 GSI 시스템에 의한 경험식을 통해 얻은 입력치를 실제 위험절토사면에 적용함 으로써 두 시스템의 차이를 비교해 보고자 하였다. 또한 RMR 및 GSI 시스템으로 도출한 입력치에 편재절리모델을 혼합하여 적용함으로써 계측을 통해 얻은 변위량 및 변위양상과의 차이를 분석하였다. 분석 결과 GSI 시스템으로 도출한 입력치에 편재절리모델을 혼합하였을 경우의 수치해석결과가 실제현장의 변위량 및 변위양상과 가장 유사한 결과를 얻을 수 있음을 확인할 수 있었다.

Keywords : Cut-slope, FLAC, GSI, RMR, Ubiquitous joint model

¹ 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재·환경연구실 책임연구원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Disaster and Environ. Research Div., KICT, hbkoo@kict.re.kr, 교신저자)

² 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재·환경연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Disaster and Environmental Research Div., KICT)

³ 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재환경연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Disaster and Environmental Research Div., KICT)

⁴ 정회원, 한국건설기술연구원 지반방재·환경연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Disaster and Environmental Research Div., KICT)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서 론

천심도 터널이나 절토사면의 경우 연암 이상의 양호 한 암반을 만나게 되면 절리, 단층, 암맥, 습곡 등 여러 가지 불연속면에 의해 개개의 블록으로 분리되는 양상 을 띠게 된다. 구조물 상부 얕은 심도의 경우 작용하는 현지암반응력이 사면이나 터널의 안정성에 영향을 미 칠 정도로 크지 않기 때문에 오히려 불연속면을 따라 발생하는 블록의 미끄러짐 및 회전 등이 터널이나 사면 의 안정성에 더 큰 영향을 미치게 된다. 이와 같은 절토 암반사면이나 터널의 초기설계단계에서 이루어지는 수 치해석은 주로 설계단면의 안정성 및 안전율 검토에 그 목적을 두고 있다.

수치해석은 크게 불연속체해석과 연속체해석으로 나 눌 수 있다. 불연속체 모델에 의한 해석은 절리암반의 개별 블록들의 움직임을 일일이 계산하므로 실제의 거 동과 가장 근접한 해석방법이라고 할 수 있지만, 현재의 지반조사 수준으로는 사면 및 터널 내부의 절리발달사 항을 정확히 파악하기가 불가능하고, 계산용량이 과다 하게 소요된다는 단점을 가지고 있다. 반면에 연속체 모 델에 기반을 둔 해석방법은 모델 설정이 용이하고 계산 속도가 빠르며 이미 상용화된 프로그램이 많이 개발되 었다는 장점이 있지만, 연속체에 가까운 토사와 달리 불 연속체인 절리암반을 모사함에 있어 실제 사면이나 터 널의 거동 특성을 실질적으로 표현하는 것에는 많은 한 계성을 지니고 있다. 불연속체 해석과 연속체 해석의 이 러한 단점들을 극복하기 위해 불연속면이 고려된 연속 체 해석을 수행하는 방향으로 연구들이 활발히 진행중 에 있다.

불연속면을 고려하여 연속체 해석을 수행하는 경우 절리암반의 강도를 감소시킴으로써 해석을 수행할 수 있다. 현재 국내에서는 RMR(Rock Mass Rating)에 의한 경험식으로부터 얻은 물성을 적용시키는 방법이 가장 널리 사용되고 있으며, 그 밖에 Q system에 의한 경험식 도 사용되고 있다. GSI(Geological Strength Index)에 의 한 경험식으로부터 절리암반의 물성을 도출하는 시스 템을 이용하여 절리를 포함한 암반의 강도를 구하기도 한다(Hoek and Brown, 1997). Marinos 등(2005)은 불연 속면이 존재하여 이방성을 가진 암반의 경우 GSI 시스 템이 주요 불연속면을 혼합하여 적용하는 안을 제안하 기도 하였다. 현재도 다양한 시스템을 적용하여 암반의 강도 및 물성을 추출하는 방법이 국내외 연구진에 의해 활발히 진행되고 있다(Karmen과 Borut, 2004; 선우춘 등, 2004).

연속체 해석방법인 Mohr-Coulomb 모델에 편재절리 모델 (ubiquitous joint model)을 적용함으로써 불연속면 을 고려하는 방법이 있다. 편재절리모델은 불연속면에 의해 블록으로 나누어진 불연속면 암반을 불연속면의 특성이 반영된 물성을 가진 등가연속체로 간주하여 해 석하는 것이다. 편재절리모델은 주요 불연속면 1, 2개 만을 반영하므로 완전한 불연속체 해석방법에 비해 보 수적인 결과를 도출할 수 있다(한국암반공학회, 2007).

본 연구에서는 한국건설기술연구원에서 조사한 11개 붕괴절토사면 및 터널갱구부 사면에 대하여 RMR 및 GSI에 의한 경험식을 활용하여 절리암반의 물성을 도 출하였으며, 이를 통하여 두 시스템의 차이를 비교하고 자 하였다. 또한, 실제변위가 발생한 터널갱구부 사면에 대하여 RMR 및 GSI에 의한 경험식으로 도출한 절리암 반물성을 적용하고, 추가로 편재절리모델을 혼합함으로 써 실제 변위량 및 변위양상과 가장 유사한 결과를 도출 하는 해석방법에 대해 고찰하고자 하였다. 이를 통하여 절리를 포함한 암반의 연속체 해석에서 가장 효율적인 접근방법에 대해 논하였다.

### 2. RMR 및 GSI 시스템에 의한 절리암반의 물성

#### 2.1 RMR에 의한 절리암반 물성산정

RMR 값은 암석의 일축 압축강도, 암질지수(R.Q.D.), 불연속면의 평균간격, 불연속면의 상태 및 지하수의 상 태 등을 고려한 각 요소의 배점을 합하여 산출하게 되며, RMR 값을 이용한 다양한 경험식으로부터 절리를 포함 한 암반의 물성치를 도출할 수 있다(Bieniawski, 1978). 특히, 암반의 변형계수(deformation modulus)는 모든 수 치해석에서 매우 중요한 변수로 작용한다. 본 연구는 Bieniawski(1978)와 Serafim & Pereira(1983)에 의해 제 안된 경험식인 식 (1)과 식 (2)를 적용하여 절리를 고려 한 변형계수를 산출하였다. 이 중 식 (2)는 RMR>10 이 상인 범위에서 적용이 가능하다는 장점이 있으나 암반 이 불량한 경우에는 변형계수가 너무 높게 나오는 경향 이 있다는 단점이 제기되고 있으므로 사용상 주의를 요 한다(Hoek and Diederichs, 2006).

$$Bieniawski : E = 2RMR-100 (GPa)$$
(1)

Serafim & Pereira : 
$$E = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$
 (GPa) (2)

절리암반의 점착력과 내부마찰각을 산정하는 과정에 는 Bieniawski(1989)와 Trueman(1988)이 제안한 경험식 인 식 (3)과 식 (4)를 사용하였다.

$$c = 5 \times RMR (KPa)$$
(3)

$$\Phi = 0.5 \text{RMR} + 5 (^{\circ}) \tag{4}$$

### 2.2 GSI에 의한 절리암반 물성산정

Hoek과 Brown(1997)은 기존의 경험식들이 암질이 불 량한 암반에 적용할 수 없다는 점을 보완하기 위하여 몇 번의 수정작업을 거쳐 식 (5)와 같은 경험식을 제안 하였으며, 이 식은 일반화된 Hoek-Brown 식으로 불리 고 있다.

$$\sigma_1^{'} = \sigma_3^{'} + \sigma_{ci} (m_b \frac{\sigma_3^{'}}{\sigma_{ci}} + s)^a$$
(5)

여기서, 
$$m_b = m_i \exp(\frac{GSI-100}{28})$$
,  
 $s = \exp(\frac{GSI-100}{9})$ ,  
GSI>25에 대해 a=0.5,  
 $\sigma_1$ '과  $\sigma_3$ '는 파괴시 최대 및 최소 주응력,  
m_b는 암반에 대한 Hoek-Brown 상수 값,  
s와 a는 암반의 성질에 좌우되는 상수,  
 $\sigma_{ci}$ 는 신선암의 일축압축강도

주어진 암반에서 파괴시 주응력들 사이의 관계는 실 험실 시험에 의해 결정되는 신선암의 일축압축강도 o_{ci} 와 상수 m_i에 의해서 정의된다. 최대(o₁')및 최소(o₃')주 응력의 관계는 선형적이며, Mohr-Coulomb의 파괴조건 은 식 (6)과 같다.

$$\sigma_1' = \sigma_{cm} + k \sigma_3' \tag{6}$$

여기서, σ_{cm}은 암반에서의 일축압축강도이고, k는 σ₁'과 σ₃'의 상관관계에서의 기울기를 나타낸다. 내부마찰각 (Φ')과 점착력(c')의 값은 식 (7) 및 식 (8)로부터 계산될 수 있다.

$$\sin\phi' = \frac{k-1}{k+1} \tag{7}$$

$$c' = \frac{\sigma_{cm}(1 - \sin\phi)}{2\cos\phi}$$
(8)

매우 불량한 암반에 대해서 RMR 값을 산정하기 곤란 한 점을 극복하기 위하여 GSI 개념을 도입하여 강도정 수 값들을 결정하는 방법이 제시되었다. GSI 값은 지보 설계 지침 등을 제공하는 RMR이나 Q 분류법과는 달리 암반의 강도정수를 추정하는데 주 목적이 있다. RQD 값 에 대한 의존성이 높은 RMR 이나 Q 시스템과는 달리 GSI 값은 RQD를 배제하고 기본적인 현지 암의 불연속 면의 상태 및 지질구조의 산출 상태 등에 초점을 맞추기 때문에 암반의 물성치 산정을 위해 계발된 특화된 시스 템이라고 할 수 있다(선우춘 등, 2004; Marinos 등, 2005). GSI 값을 산정하는 데에는 암반의 절리발달구조와 불 연속면 표면상태의 2가지 요소가 주 변수로 활용되고 (그림 1), 지질학적인 암종 구분에 따라 Hoek-Brown 상 수값인 m을 결정할 수 있다(그림 2). GSI 값은 여러 나 라에서 다양하게 적용되고 있으나, 숙련자의 경험 및 판 단이 필요하다는 한계로 인하여 국내에서는 석회석 광 산 등 일부에만 적용되었을 뿐 아직 활성화되지 않고 있는 것으로 판단된다. 국내 석회석 광산의 경우 RMR

ROCK MASS CI STRENGTH ES' Based upon the category that yoi the 'average' un that exposed roc blasting may giv quality of the une blast damage mu diamond fill cor smooth blasting adjustments. It is the Hoek-Brown rock masses wh small compared under considerat	ARACTERISTICS FOR TIMATES appearance of the rock, choose the u think gives the best description of disturbed in situ conditions. Note k faces that have been created by a a misleading impression of the ferlying rock. Some adjustment for ay be necessary and examination of e or of faces created by pre-split or may be helpful in making these also important to recognize that criterion should only be applied to ert he size of individual blocks is with the size of the excavation tion.	SURFACE CONDITIONS	VERY GOOD Very rough,fresh unweathered surfaces	600D Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	<ul> <li>POOR</li> <li>Slickensided, highly weathered surfaces with</li> <li>compact coatings or fillings of angular fragments</li> </ul>	<ul> <li>VERY POOR</li> <li>Slickensided, highly weathered surfaces with</li> <li>Soft clay coatings or fillings</li> </ul>
STRUCTURE			DECRE	ASING S	SURFACE		
	BLOCKY - very well interlocked indisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	CES	B/VG	B/G	B/F	B/P	влур
	/ERY BLOCKY - interlocked, artially disturbed rock mass with nutfraceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	ICKING OF ROCK PIE	VB/VG	VB/G	VB/F	VB/P	VB/VP
	BLOCKY/DISTURBED- folded and/or faulted with angular blocks ormed by many intersecting liscontinuity sets	ECREASING INTERLO	BD/VG	BD/G	BD/F	BD/P	BD/VP
	DISINTEGRATED - poorly inter- ocked, heavily broken rock mass with a mixture or angular and ounded rock pieces	ă ∳	D/VG	D/G	D/F	D/P	D/VP

그림 1. GSI Chart(Hoek and Brown, 1997)

Bask				1	`exture	
type	Class	Group	Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
				(18)Gr	eywacke—	
	Non-Clastic	Organic		7	Chalk—	
				(8.21)	Coal—	
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone	Micritic Limestone	
		Chemical		Gypstone 16	o Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non-foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25-31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4–8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33 Granodiorite (30) Diorite (28)		Rhyolite (16) Dacite (17) Andesite 19	Obsidian (19)
	Dark		Gabbro 27 Norite 22	Dolerite (19)	Basalt (17)	
	Extrusive pyroclasti	c type	Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

*These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

그림 2.	암종에	따른	m 값의	분류(Hoek	and	Brown,	1997)
-------	-----	----	------	---------	-----	--------	-------

을 이용하여 결정된 암반강도에 있어서는 한계점이 존 재하며, GSI를 이용하여 암반의 강도를 추정하는 것이 효과적이라고 연구된 바 있다(선우춘 등, 2004).

대부분의 지반공학 프로그램들은 그 간편성으로 인하 여 점착력과 마찰각으로 표현되는 Mohr-Coulomb 파괴 기 준에 근거를 두고 개발되었다. 직선형태인 Mohr-Coulomb 파괴기준과 달리, Hoek-Brown 파괴기준의 경우 곡선형 태이기 때문에 Hoek와 Brown(1997)은 곡선을 직선으로 근사화시켜 점착력 및 마찰각을 도출하는 방법을 제안하 였다. 본 연구에서는 Hoek와 Brown(1997) 등이 제안한 근사화 과정에 기반하여 절리암반의 물성 및 강도정수를 도출하였으며, 계산 과정은 참고논문(Hoek and Brown, 1997)에 자세하게 서술되어 있으므로 생략하였다.

### 3. 편재절리 모델

탄소성 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용하는 것은 절 리암반의 파괴메커니즘의 범위를 제한할 수 있다. 이는 특정한 지질학적 요소에 의해 파괴의 전체조건이 영향을 받을 수 있기 때문이다. 즉, 절리나 단층 등의 불연속면에 의해서 전체거동이 영향받을 수 있으며, 이러한 고려 없 이 연속체 해석을 적용한다면 지질학적인 요소들이 간과될 수 있다(이종선 등, 2005). Holland와 Lorig(1997)는 RMR 시스템으로 암반의 물성치를 산정하고 Mohr-Coulomb 모델을 적용하여 일반적인 수치해석을 수행할 경우 불 연속체 해석모델을 사용하여 도출한 결과보다 보수적 인 값을 도출한다고 논하였으며, Marinos 등(2005)은 불 연속면이 존재하여 이방성을 보이는 절리암반의 경우 GSI 값으로 도출한 물성치에 주요 불연속면을 혼합하여 적용하는 것이 더욱 신뢰성있는 결과를 보인다고 논하 였다. 편재절리모델은 등가 연속체 모델(equivalent joint model 혹은 compliant joint model) 이라고도 불리는데, 근본적인 원리는 불연속면에 의해 블록으로 나누어진 불 연속 암반을 불연속면의 특성이 반영된 물성을 가진 균질 연속체로 간주하여 해석하는 것이다(박연준과 Dawson, 1997). 편재절리모델은 항복 이전에는 탄성거동을 보이 지만, 항복이 발생하면 완전 소성체의 거동을 하며 종래 의 소성유동법칙을 따른다. 본 모델의 경우 근본적으로 절리가 발달한 암반을 구현하는 것이므로, 매질의 파괴 는 매질 내의 불연속면에서만 발생하고, 무결암(intact rock)은 파괴되지 않는다(박연준과 유광호, 1998). 편재 절리 모델은 그림 3과 같이 일정방향의 불연속면이 무 한히 내재되어 있는 형태라고 생각할 수 있으며, 절리암 반의 물성치 중 특히 점착력에 민감한 영향을 미친다 (Clark, 2006).

편재절리모델을 적용하여 암반의 강도를 평가한 사



그림 3. 편재절리모델에서 적용되는 무한 불연속면(FLAC Version 5.0, 2005)



그림 4. Mohr-Coulomb 모델과 편재절리모델의 차이(Clark, 2006)

례가 Clark(2006)에 의해 제시되었다. 그림 4는 연속체 해석에 기반을 둔 Mohr-Coulomb 모델(M-C 모델)을 편 재절리모델에 의해서 도출한 암반의 거동과 비교하고 있다. 두 모델은 항복전까지는 비슷한 거동을 보이나, 항복점을 넘어서부터는 M-C 모델이 탄성 거동을 지속 적으로 보여주는 것에 비해서, 편재절리모델은 비선형 거동을 보이는 차이를 가지게 된다. 불연속면을 따라 점 진적으로 전단이 발생하면서 소성영역으로 진입한 후 비선형적인 연화 거동(softening behavior)을 나타내는 것이 지반공학적인 관점에서 실제 절리를 포함한 암반 의 파괴거동과 잘 부합한다.

# 4. RMR 및 GSI 시스템에 의한 절리암반의 물성 도출

본 연구에서는 RMR 및 GSI 시스템의 비교를 위해



그림 5.11개 사면에 대한 GSI값 선정

한국건설기술연구원에서 조사한 11개 절토사면 및 터 널 갱구부사면을 사례로 선정하였다. 각 위험절토사면 에 대해 현황도 작성(face mapping) 및 상세현장조사를 실시함으로서 RMR 및 GSI 값을 산정하는데 필요한 자 료를 수집하였으며, GSI의 도출 예로서 11개 암반사면 에 대한 GSI 도시 결과를 그림 5에 나타내었다. 최종적 으로 도출한 절리암반의 점착력, 마찰각 및 탄성계수 값 은 표 1에 나타냈고, 그림 6~그림 8에 각각 도출된 점 착력, 마찰각 및 탄성계수 값들을 비교하여 그래프로 나 타냈다.

RMR 및 GSI 시스템의 의해 도출한 점착력 값을 비교 해보면, 그림 6에서 보듯이 GSI 시스템으로 도출한 값이 RMR 시스템으로 도출한 값보다 모든 현장에서 크게 나 옴을 확인할 수 있다. Cai 등(2004)은 GSI 관련 연구에서 Hoek와 Brown(1997)에 의해 제안된 GSI 시스템이 근거 한 곡선형태의 Hoek-Brown 파괴기준을 Mohr-Coulomb 파괴기준 형태로 직선화시키는 과정에서 삼축시험을 통해 얻은 값보다 평균적으로 25%정도 큰 점착력 값이 도출됨을 확인하였다. 하지만 본 사례연구에서는 GSI 시 스템으로 도출한 값을 RMR 시스템으로 도출한 값과 비 교할 경우 그 차이는 더욱 벌어져 최소 2~3배, 심한 경 우에는 5배가 넘는 차이가 발생하는 것으로 확인되었다. 두 시스템에 의해 도출한 마찰각 값을 비교해 보면, 그림 7에서와 같이 뚜렷한 경향 없이 큰 차이를 보이지 않음을 확인할 수 있다. 마지막으로 RMR 및 GSI시스템 으로 도출한 탄성계수 값을 비교해보면, 그림 8에서 보듯

표	1.	11개	사면에	대한	암반물성치	도출
---	----	-----	-----	----	-------	----

버승	청자	RMR 시스템					GSI 시스템					
신오	23	RMR	C (t/m ² )	Φ (°)	$E (\times 10^3 \text{ t/m}^2)$	GSI	m	$\sigma_{ci}$ (MPa)	C (t/m ² )	Φ (°)	$E (\times 10^3 \text{ t/m}^2)$	비포
1	울진	40	20	25	562	30	10	22	65	26	150	천매암
2	덕천	23.4	11.7	16.7	147	20	4	34.9	44	16	105	탄질셰일
3	항가	61	30.5	35.5	1,880	35	15	152.7	546	30.9	421.7	응회암
4	성암	38	19	24	501	37	8	62.8	196	26.2	374.96	석회암
5	석현	39	19.5	24.5	531	15	33	19.2	48	31.3	584.3	화강암
6	신시	46	23	28	794	26	6	52.3	123	21.2	181.66	편암
7	독상	29.8	14.9	19.9	313	24	10	38.6	83	24.3	139.09	천매암
8	용곡	46.2	23.1	28.1	804	43	8	120.0	421	27.7	668.34	편암
9	갈문	56	28	33	1,413	60	15	52.8	301	37.7	1,292.16	응회암
10	운알	60	30	35	1,778	60	33	127.5	835	44.9	1,778.28	편마암
11	관전	41.7	20.9	25.8	620	25	4	69.5	108	17.9	197.69	편암









이 점착력의 경우와는 반대로 대부분의 현장에서 RMR 시스템으로 도출한 탄성계수 값이 GSI 시스템으로 도 출한 값보다 크게 나옴을 확인할 수 있다. 앞에서 언급 했듯이 RMR 값에 근거하여 암반의 탄성계수를 도출할 경우, 암반이 불량한 경우 실제값보다 더 큰 탄성계수 값을 도출할 수 있다는 단점이 지적되었으며 이러한 단 점이 결과에 반영된 것으로 간주할 수 있다. 즉, 점착력 은 RMR에 근거한 값이, 그리고 탄성계수 값은 GSI에 근거한 값이 더 작은 값을 도출하는 경향을 찾아낼 수 있었으며, 이러한 차이에 착안하여 다음 단계인 수치해 석을 진행하고자 하였다.

# 5. 현장 적용

### 5.1 현장 조사

### 5.1.1 현장 개요

본 연구에서는 울진군 기성면 정명리와 울진군 원남면 덕신리를 잇는 신설노선 구간 중 울진군 기성면 망양리 에 설치될 예정인 00터널 입출구부에 위치한 절토사면을 선정하여 수치해석을 수행하였다. 00터널은 쌍굴형의 타 입으로 울진방향 입구부와 포항방향 출구부로 이루어져 있으며, 포항방향 출구부는 울진방향 입구부로부터 북쪽 으로 약 60m 떨어져서 시공 중에 있다. 터널 주변의 사면 은 터널 입출구부를 바라보면서, 우측사면(사면방향 ; 55/075(dip/dip direction)), 정면사면, 좌측사면으로 구성되 며, 전체적으로 드자 형태로 이루어져 있다. 주요 논의대상 사면은 우측사면으로, 총연장 85m(STA.7+020~7+105), 최대높이 45m의 혼합사면이며, 울진방향 터널 입구부 에 직접 인접하여 존재한다(한국건설기술연구원, 2007). 연구지역을 구성하는 암석은 하부로부터 선캠브라아 기 암석인 원남통의 원남층과 동수곡층이고, 이를 관입 한 평해화강암과 화강편마암으로 구성되며, 연구지역의 암석은 천매암과 편암이 주요 구성암석으로서 원남통 의 동수곡층에 대비된다(윤석규와 신병우, 1963).

원남층은 일반적으로 편마상 또는 편리구조가 발달 되며, 지역적으로 안구상 구조가 현저히 발달된 편마암 층이 분포하기도 한다. 이들 암층의 전반적인 주향은 NE-SW 방향이며, 50~80°의 경사로 서북쪽으로 경사 지나, 경우에 따라 수직 또는 동남쪽으로 기울어 있기도 하다. 원남층을 이루고 있는 편암과 화강편마암과의 접 촉부의 경우 그 경계가 명확하지 못하며, 이 지역의 원 남층의 편리의 방향은 N40°W 방향으로 전반적인 주향 방향과는 차이가 뚜렷하다.

동수곡층은 00터널 주변부의 분포 암석으로 편암과 천매암이 반복되는 형태로 노출된다. 동수곡층과 원남 층의 경계는 주변 화강암질의 영향으로 명백하지 않지 만 정합 관계로 추정된다. 망양 지역 내 동수곡층의 편 암의 주향은 N70°W~EW이며, 편암의 우백대 발달 부 분은 비교적 견고한 암반이 확보되어 있는 반면 편암의 우흑대 발달 부분과 천매암 노출 부분은 판열성에 의해 쉽게 쪼개짐이 발생하는 상황이다.

우측사면에 나타나는 주요 편리의 발달 방향은 60/040 이며, 터널 갱구부에 가까워질수록 편리의 경사는 점차 수직에 가까워지는 형태이며, 울진 방향 터널 입구부 내 굴착부에서는 편리의 방향이 역방향으로 전환되기 시 작하고, 포항 방면 터널 갱구부에 이르러는 대규모 습곡 의 배사축을 형성하고 있다. 습곡배사축 부분의 구성암 석은 탄질을 포함한 천매암으로 암반강도가 현저히 떨 어진다.

터널 주변에서 관찰되는 주요 소규모 단층은 편리 발달 방향과 거의 유사하므로 최초 편리면 형성 이후 광역 지 구조 운동의 영향으로 편리 방향을 따라 재동(reworking) 된 것으로 판단된다. 소규모 단층들은 폭 10~20cm의 단층점토(fault gouge)를 포함하는 것이 특징으로, 단층 점토는 수리 조건상 젖음(wet)에 해당된다. 그러나 본 단층의 경사방향은 절토사면의 경사방향에 대하여 거 의 수직이므로 발달 방향만 고려한다면 안정하다고 할 수 있다. 이상의 관찰 결과들을 종합하여 연구대상 현장 의 GSI 값을 산출하는데 있어서 불연속면 표면조건은 Poor를 선택하였으며, 지질구조는 Blocky/Disturbed 를 사용하여 30의 GSI 값을 결정하였다(그림 5). 그리고 m 값은 천매암에 해당하는 10으로 결정하였다.

### 5.1.2 변위 계측

터널갱구부 소단 상부 및 법면에는 폭 2~5cm의 인 장균열이 다수 관찰된다. 숏크리트 부분의 인장균열은 STA.7+075~105 구간에서 발생된 인장균열과 이어져 발생된 것으로 보이며, 인장균열의 방향성은 사면방향 과 역구배를 이루고 있어 3~5cm 정도 단차를 유지하 며 그림 10(b)과 같이 사면반대 방향으로 발생되었다. 이들 숏크리트의 붕괴 형태는 사면 안쪽의 침하량이 상 대적으로 많음을 보여주는 것이며 이는 입구부 사면의 좌측법면에서 발생된 인장균열이 연결되는 형태로 판 단된다. 현장조사를 시행했을 당시의 시점(2007년 1월) 을 기준으로 00터널은 7m 정도 반단면 굴진(STA.7+103 →STA.7+110)을 한 상태에서 막장을 숏크리트로 폐쇄 했으며, 강관다단을 50cm 간격의 1열로 120° 범위내에 서 보강을 실시한 상태였다. 터널 내부는 1m 간격으로 강지보공을 설치하였으나, 7m 지점에서 시공된 강지보 공 연결 볼트 중 우측부 2개소가 탈락되어 터널보강 기 능을 제대로 수행하기 어려운 실정이며, 인접부근 벽체 하단부는 숏크리트가 탈락되어 지하수가 일부 유출되 었고 백태현상이 관찰된다(그림 9와 그림 10). 그림 9는



(a) 00터널 입구부사면그림 9. 00터널 입구부사면 및 터널 갱구부에 대한 전체모습

(b) 터널 갱구부 전경

71







(b) 인장균열 연결상태

그림 11. 입구부 사면 인장균열 발생 위치



그림 10. 사면법면부, 터널갱구부 균열양상 및 붕괴모식도



터널 갱구부 상단에서 발생한 인장균열(b) 및 연약대를 따라 약대 지반 부위가 함몰된 양상의 붕괴발생 형태 모식도(c)를 나타내고 있다. 현장에서 계측한 자료에 따르면 입구부 사면의 법면

본 사례연구 대상 00터널의 입구부사면(a) 및 터널갱구

부 전경(b)를 나타내고 있으며, 그림 10은 위에서 서술

한 인장균열 현황 중 사면 내 인장균열 발생 상황(a),

과 상부자연사면 내 발생된 인장균열의 수는 총 10 개이 다. 또한 울진방향 터널의 굴진을 시작하고 포항방면 접

근 도로를 개설하는 공사 중에 최초 인장균열이 발생된 것으로 보고되어 있다. 1번~4번 균열은 입구사면의 STA.7+075~7+095 구간의 4소단 상부 법면에 존재하 는 것이며, 5번~7번 균열은 울진방향 터널 갱구부 상 단 숏크리트 피복부의 4소단부에 존재하는 것이다. 또 한 9번과 10번 균열은 터널 갱구부 사면 상단 상부자연 사면 내 균열이었다(그림 11). 인장균열의 발생 형상을 살펴 보았을 때, 터널 갱구부 상단의 인장균열(5번~7 번)은 입구부 사면 측에서 발생된 인장균열(1번~4번)

의 연장선 상에 놓인다(그림 12(b)). 3번 균열을 제외한 1번, 2번, 4번의 균열 확장폭은 2~5cm의 범위에 놓이 며, 5번~7번 균열의 경우 확장 폭이 2cm에 불과하다. 즉, 터널 갱구부 상단부의 인장균열은 자발적으로 확장 된 것이라기보다는 입구부 사면의 측법면에서 발생한 인장균열의 확장, 토립자 세굴, 약대의 후방 전도 현상 등에 기인하여 연차적으로 발생된 것이라고 할 수 있다. 터널입구부에서도 터널에 작용하는 편토압으로 인하 여 내공변위가 발생하였다. 본 연구에서는 터널 내부에 대해 3D 스캐닝을 실시하여 발생된 내공변위를 정량적으 로 조사하였다. 터널의 내공변위 조사는 터널 입구부를 포함하여 STA.7+100~110 구간을 대상으로 하였으며, 총 3회에 걸쳐 터널 스캐너 내공단면을 측정하였다. 터널 3D 스캐닝을 위해 사용된 장비는 지오데이타(Geodata)사 에서 만든 LMS-Z360i로서, 본 장비는 사각 영역을 최소 화하여 최상의 포인트클라우드(pointcloud)를 신속히 얻 을 수 있으며, 이를 통하여 터널 및 지하동굴의 체적,



(a) Target 부착

형상, 치수 등의 3차원 자료를 취득한다는 특징을 가지 고 있다. 터널의 내공변위를 확인하기 위하여 터널 입구 부인 STA.7+100 지점에 LMS-Z360i를 설치하고 장비에 서 발사되는 레이져를 반사시킬 수 있는 타겟을 터널내 부에 부착시켰으며, 터널 입구부인 STA.7+100부터 공 사 중지 시험인 STA.7+110 까지 단면 형상 자료를 취득 하였다(그림 13). 취득한 영상은 그림 14(a)와 같은 형상 을 보이며 획득한 데이터를 분석하여 STA.7+110 지점 의 경우 약 6mm의 최대내공변위를 도출할 수 있었다 (그림 14(b)).

### 5.2 수치해석 조건

본 수치해석 단계에서는 절토사면을 포함한 터널갱 구부의 변위양상 및 크기를 확인하기 위해 FLAC을 이용 하였다. FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)은 유한차분법을 이용한 지반 범용 프로그램으로 지반요소,



(b) 3D 스캐닝







(a) 터널 스캐닝 데이터

그림 14. 터널 3D 스캐닝 시험 결과

그림 13. 터널 3D 스캐닝 시험 순서

표 2. 00터널 수치해석 조건

구분	해석위치	보강공법	굴착공법	하중분담율
00터널	STA. 7+110	— 강관다단 1열 (0.5m 간격) — Type VI	반단면	40-30-30

보요소, 케이블 요소 등의 구성요소를 사용한다(Itasca, 2005). 00터널의 경우, 울진방향으로 7m 정도 반단면 굴 진작업 후 강관다단을 0.5m 간격으로 1열로 시공한 상 태이며, 터널 내 우측면 부분에 숏크리트 탈락 및 종방 향 균열이 발생되어 있다. 또한 현장개요에서 서술했듯 이 갱구부 상단 법면에도 소단부를 중심으로 균열이 수 개소 발생되어 있다. 본 수치해석 단면은 STA.7+103~ 7+110까지의 굴착 구간 중 토압의 영향을 가장 많이 받 는 지점인 STA.7+110 부근을 대표단면으로 결정하였 다. 수치해석을 수행하면서 0.5m 간격의 강관다단 1열 및 Type VI의 보강공법을 적용하였고, 반단면 굴착 및 40-30-30의 하중분담율을 적용하였다(표 2). 그림 15는 수치해석을 위한 유한요소망으로 약 11,130 개의 요소 로 구성되었다. 우측 경계는 x 방향 변위만을 구속하였 고, 하부 경계는 x 방향과 y 방향을 모두 구속하였다. 수치해석의 입력치인 암반의 물성에 대해서는, 다음 과 같이 총 5개의 경우로 나누어서 각각의 경우에 해당 하는 입력치를 적용하였다.

- 각종 문헌조사, 경험식, 현장시험 값을 총괄한 최 저값
- 2) RMR에 근거하여 도출한 암반물성
- 3) GSI에 근거하여 도출한 암반물성
- 4) RMR에 근거하여 도출한 암반물성 + 편재절리모 델 적용
- 5) GSI에 근거하여 도출한 암반물성 + 편재절리모델 적용

1번의 경우는 설계단계에서 종종 쓰이는 최저 물성치 를 적용했을 때의 결과를 보기 위하여 선정하였다. 현장 의 접근성이 떨어지고 실내/현장 실험이 용이하지 않을 경우 보수적인 해석을 위해 종종 최저값을 산정하여 안 정해석을 실시하는 경우가 있으며 1번의 경우가 이를 대변한다고 할 수 있다. 2번과 3번의 경우는 각각 RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성을 적용하였을 경 우의 변위양상 및 크기를 보기 위하여 선정하였다. 마지 막으로 4번 및 5번의 경우는 RMR 및 GSI에 근거하여



그림 15. 수치해석단면 및 주요 불연속면(편리)

도출한 암반의 물성이 각각 탄성계수 및 점착력 부문에 서 과대평가되는 경향이 있으므로 이를 보완하기 위한 차원에서 편재절리모델을 적용한 것이다. 이때 입력사 항인 주요 불연속면은 상세한 현장조사를 통해 절토사 면 내에서 가장 우세하게 발달해있으면서 사면 내 전도 파괴 등 안정성에 큰 영향을 미친 set 1(편리면)을 선정 하였다. set 1 편리면은 1군의 불연속면으로서 절토사면 의 바닥과 약 100°의 경사를 보이며 절토사면과 역경사 를 이루고 있으며, set 1 불연속면의 점착력은 0, 마찰각 은 32°로 선정하였다. 이와 같은 내용을 간략하게 정리 하여 그림 15에 나타내었다.

#### 5.3 해석 결과

총 5가지 해석조건에 대하여 수치해석을 수행하였고, 우선 최저물성치를 적용하였을 경우(1번)에 대한 해석 결과를 살펴보았다(그림 16). 변위 결과값을 획득하기 위해 그림 15에 표시한 터널 갱구부 및 사면 법면부의 변위측정 대상구역에 미리 다수의 포인트를 지정하였 으며, 그래프 상의 곡선은 각각의 지점에서 획득한 변위 값을 나타낸다. 그림 16은 터널갱구부 근처의 수평방향 및 수직방향 변위를 나타내며, 최대 변위는 약 5m 이상 으로서 이는 현장 상황과 맞지 않는 대규모 파괴에 해당 하고, 따라서 더 이상의 해석을 진행하는 것이 무의미하 였다. 즉, 보수적인 해석으로서 최저값을 적용할 경우















암반물성치를 적용한 경우(2번 및 3번)에 대한 해석 결 과를 살펴보았다(그림 17). 그림 17(a) 및 17(b)는 각각 RMR 및 GSI에 근거한 암반물성치를 각각 적용하였을 경우의 터널갱구부 근처의 수평방향 변위를 나타낸다. 그래프에 나타난 바와 같이 터널갱구부 근처 수평방향 의 최대 변위는 RMR 및 GSI 시스템에 의한 경우가 각 각 약 0.6mm(그림 17(a)), 1.2mm(그림 17(b)) 로서 실제 터널갱구부 최대변위값인 6mm(그림 14(b))보다 과소평 가됨을 확인할 수 있었다. 즉, RMR 및 GSI 시스템 모두 암반물성의 감쇠기법(techniques of reduction)을 통하여 실제암반의 물성치를 도출하는 데 어느정도 신뢰성을 보이고 있으나, 각각 탄성계수 및 점착력 값이 과대평가 됨으로써 실제 계측치보다 작은 값을 도출할 수 있다는 것을 확인하였다.

마지막 단계로, RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반 물성치를 입력하고 주요 불연속면을 반영한 편재절리 모델을 혼합하였을 경우(4번 및 5번)에 대한 해석 결과를 살펴보았다(그림 18). 그림 18(a) 및 18(b)는 각각 RMR 및 GSI에 근거한 암반물성치를 적용하고, Mohr-Coulmob

현장의 변위상황과 맞지 않는 결과가 도출될 수 있다는 것을 확인하였다.

다음 해석 단계로, RMR 및 GSI에 근거하여 도출한



그림 18. RMR 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 입력하고, 편재절리모델을 혼합하였을 경우에 대한 해석결과



그림 19. GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 입력하고, 편재절리모 델을 혼합하였을 경우에 대한 해석결과 중 사면법면부 변위

면에 변위가 집중되고 터널갱구부의 변위는 상대적으 로 과소평가됨을 확인할 수 있다. 하지만 그림 20(c)에 해당하는 GSI+편재절리모델의 경우, 터널 갱구부 상단 절토사면 법면부에 해당하는 사면 법면부에서 큰 변위 가 발생하였고, 터널갱구부 우측 및 좌측벽면에도 우측 상단에서 좌측하단으로 작용하는 편토압 방향으로 변 위가 발생하는 양상을 나타냈다. 이는 실제로 입구부 사 면 및 터널 갱구부 사면 법면부에서 인장균열이 발생한 양상 및 인장균열 크기, 그리고 터널갱구부 좌·우측 법 면에서의 편토압 방향의 변위 발생양상 및 변위 크기와

모델에 편재절리모델을 입혀서 해석했을 경우의 터널갱 구부 근처의 수평방향 변위를 나타낸다. 그림 18(a) 그래 프에 나타난 바와 같이 터널갱구부 근처 수평방향의 최 대변위는 4번(RMR+편재절리모델)의 경우 약 1.6mm 로 서 여전히 과소평가됨을 확인할 수 있다. 하지만 그림 18(b)가 나타내는 5번(GSI+편재절리모델)의 경우 최대 변위는 약 5.1mm로서 3D 스캐닝 시험에서 얻은 최대변 위값인 6mm(그림 14(b))와 유사한 변위값을 도출함을 확인할 수 있었다. 이는 편재절리모델이 입력물성치 중 점착력에 가장 큰 영향을 주는 해석모델이기 때문에, 점 착력이 과대평가되는 경향이 있는 GSI에 근거한 암반 물성치에 적용하였을 경우, 실제 현장과 유사한 상황으 로 보정이 이루어졌기 때문으로 추측된다. 이와 같은 추 측을 바탕으로 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치를 적용하고 이에 편재절리모델을 혼합한 경우(5번, GSI+ 편재절리)의 해석결과를 더 분석하였다.

그림 19는 터널갱구부 상단의 사면법면부 변위를 나 타낸다. 법면부의 최대변위는 약 4.5cm 근처로서 그림 12(a)에서 나타낸 사면법면부의 계측그래프와 유사한 변위량을 보임을 확인할 수 있다. 추가적으로 1번(최저 치), 3번(RMR) 및 5번(GSI+편재절리모델) 경우의 수치 해석 변위벡터 결과를 그림 20(각각 (a),(b),(c))에 나타 냈다. 그림 20(a)에 해당하는 최저치를 적용한 변위벡터 를 살펴보면, 전체적으로 사면 및 터널갱구부가 모두 붕 괴되었다. 그림 20(b)에 해당하는 RMR에 근거한 물성 을 적용한 변위벡터를 살펴보면, 터널 바로 윗부분의 사






그림 20. 최저물성치 적용, RMR에 근거하여 도출한 암반물성치 적용 및 GSI에 근거하여 도출한 암반물성치에 편재절리모델을 혼 합하였을 경우에 대한 수치해석 변위벡터

유사하게 도출되었으며, 따라서 실제 현장의 결과와 가 장 잘 맞는 신뢰성 있는 변위양상 및 결과가 나왔음을 확인할 수 있다.

## 6. 결 론

실제 현장의 수치해석시 사용하는 대부분의 상용프 로그램들은 탄소성 모델인 Mohr-Coulomb 모델에 기반 하고 있으며, 개별 블록들로 구성된 암반과 달리 연속체 해석을 수행한다는 단점을 가지고 있다. 불연속체인 암 반을 연속체해석에 적용하기 위해서는 암반강도정수의 감쇠(reduction of technique)가 필요하며, 이 과정의 일 환으로 RMR 및 GSI 시스템을 통하여 도출한 암반물성 치가 적용될 수 있다. 본 연구에서는 RMR 및 GSI에 근 거한 경험식들을 도입하여 국내에서 발생한 11개 위험 절토사면 및 터널갱구부 사면에 적용하였으며, 이를 통 하여 두 시스템의 차이를 평가하고자 하였다. 또한 더욱 정교한 현장상황의 모사를 위해 편재절리모델을 도입 하여 RMR 및 GSI 시스템을 통해 도출한 암반물성치에 혼합·적용하였다. 일련의 과정을 통해서, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) RMR 시스템은 탄성계수 값을, 그리고 GSI 시스템
   은 점착력 값을 각각 과대평가하는 경향을 보인다.
- (2) 수치해석 결과, GSI에 근거한 경험식을 통해 도출 한 암반물성치에 주요 불연속면을 내재시키는 편재 절리모델을 혼합하였을 경우 현장의 실제변위와 가 장 유사한 변위량과 패턴을 도출할 수 있었다. 이는 GSI 시스템이 과대평가하는 점착력 부분을 편재절 리모델이 보완해주고, 아울러 주요 불연속면인 편 리면을 내재시킴으로써 현장상황과 가장 유사한 조 건을 유도했기 때문으로 판단된다.
- (3) 본 연구에서 제안한 GSI+편재절리모델방법이 절리 가 발달한 암반사면 및 천심도 터널의 설계 및 해석 에 유용하게 활용될 수 있을 것으로 판단된다. 본 연구는 한 개의 현장에 국한하여 수치해석을 진행 했기 때문에, 향후 다양한 절토사면 및 천심도 터널 에 적용하고 데이터베이스를 확보함으로써 국내실 정에 맞는 신뢰성 있는 수치해석방법을 구축하는 것을 향후 과제로 삼고자 한다.

## 참 고 문 헌

- 박연준, Dawson E.M. (1997), "편재절리모델의 유용성과 한계 성", *터널과 지하공간*, 한국암반공학회, 제 7권, pp.202-207.
- 박연준, 유광호 (1998), "편재절리모델을 이용한 절리 암반 사면 의 안정성 해석", *터널과 지하공간*, 한국암반공학회, 제 8권, pp.

287-295.

- 선우춘, Rao K.U.M., 정소걸, 전양수 (2004), "석회석 광산에서의 GSI 분류법에 의한 암반특성연구", *터널과 지하공간*, 한국암반 공학회, 제 14권, 제 2호, pp.86-96.
- 4. 윤석규, 신병규 (1963), 한국지질도 울진도폭, 국립지질조사소, 23 p.
- 이종선, 김시격, 김도훈, 정재동 (2005), "절리 암반터널의 불연 속체해석과 연속체해석에 관한 고찰", 한국철도학회 논문집, 제 8권 1호, pp.82-86.
- 6. 한국건설기술연구원 (2007), 망양1 터널 입구부 붕괴절토사면 안 정성 해석 및 대책안 제시 연구, 한국건설기술연구원, 건기연 2007-078, 267 p.
- 7. 한국암반공학회 (2007), 사면공학, 건설정보사, 서울, 525 p.
- Bieniawski Z.T. (1978), "Determining Rock Mass Deformability -Experience from Case Histories", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstract*, Vol.15, pp.237-247.
- 9. Bieniawski Z.T. (1989), *Engineering Rock Mass Classification*, John Wiley & Sons.
- Cai M., Kaiser P.K., Uno H., Tasaka Y. and Minami M. (2004), "Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses using the GSI System", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.41, No.1, pp.3-19.
- 11. Clark I.H. (2006), "Simulation of Rockmass Strength using Ubiquitous

Joints", 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Hart & Verona, Paper: 08-07.

- Hoek E. and Brown E.T. (1997), "Practical Estimates of Rock Mass Strength", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.34, No.8, pp.1165-1186.
- Hoek E. and Diederichs M.S. (2006), "Empirical Estimation of Rock Mass Modulus", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.43, pp.203-215.
- Holland K.L. and Lorig L.J. (1997), "Numerical Examination of Empirical Rock-mass Classification Systems", *International Journal* of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol.34:3-4, Paper No. 127.
- 15. Itasca Consulting Group, Inc. (2005), FLAC Version 5.0, Minneapolis.
- Karmen F.B. and Borut P. (2004), "Displacement Analysis of Tunnel Support in Soft Rock around a Shallow Highway Tunnel at Golovec", *Engineering Geology*, Vol.75, pp.89-106.
- Marinos V., Marinos P. and Hoek E. (2005), "The Geological Strength Index : Applications and Limitations", *Bull Eng Geol Environ*, Vol.64, pp.55-65.
- Serafim L.J. and Pereira P.J. (1983), "Consideration on the Geomechanical Classification of Bieniawski", *Proc. of the International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisbon, Vol.2, pp.33-42.
- Trueman R. (1988), An Evaluation of Strata Support Techniques in Dual Life Gateroads, Ph.D Thesis, University of Wales.

(접수일자 2007. 11. 19, 심사완료일 2008. 5. 23)

# 실트의 비배수 전단강도 및 밀도와 전단파속도와의 상관관계

## Correlating Undrained Shear Strength and Density of Silt with Shear Wave Velocity

ዸ	상	춘	Oh, Sang-Hoon	박	동	선²	Park, Dong-Sun
정	재	ᡥ	Jung, Jae-Woo	박	철	<b>수</b> ⁴	Park, Chul-Soo
목	영	진⁵	Mok. Young-Jin				

#### Abstract

Recently, a new seismic probe, called "MudFork", has been developed and can be utilized for accurate and easy measurements of shear wave velocities of cohesive soils. To expand its use to estimate undrained shear strength and density, a preliminary investigation to correlate these properties with shear wave velocity was attempted. Cone penetration tests and a seismic test, using MudFork, were performed at a silty soil site near Incheon, Korea. Also, undisturbed samples were obtained using thin-wall tube samplers, and the shear wave velocities and undrained shear strengths of the samples were measured in the laboratory. A simple linear relationship between shear strength and shear wave velocity was obtained, and a tentative relationship between density and shear wave velocity was also defined.

## 요 지

최근에 벤더 엘리먼트를 이용한 현장탄성파 프로브(probe, MudFork로 명명됨)가 개발되어 정밀하고 수월하게 연약 지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 이 탄성파시험의 용도를 확장하고자 강성도 측정과 함께 전단강도와 밀도를 추정할 수 있는 상관관계를 시도하였다. 인천의 한 연약지반 현장에서 콘시험과 MudFork를 사용하여 현장탄 성파시험을 수행하고, 시료를 채취하여 실내에서 삼축압축시험과 병행하여 공시체의 전단파 속도를 측정하였다. 이 결과로부터 연약지반의 전단강도와 전단파속도의 상관관계와, 밀도와 전단파속도의 상관관계를 정립하였다.

Keywords : Density, Seismic test, Shear strength, Shear wave velocity, Soft soils

## 1. 서 론

연약지반의 강도, 압축성 및 밀도 추정은 지반공학 문제 해결에 핵심이 되는 중요 인자이고 지반공학자에 는 영원한 숙제이다. 이 논문에서는 이러한 지반공학자 의 숙제해결에 일조하고자 연약지반의 강도를 추정하 는 여러 가지 방법을 간략하게 고찰하고, 추정방법의 정밀성과 수월성을 개선하고자 새로운 계측방법을 제 시하고자 한다. 이 방법의 핵심은 벤더 엘리멘트를 현 장탄성파시험에 접목하여 현장의 강성도(stiffness)를 측정하고, 이 강성도로부터 비배수강도와 현장밀도를 추 정하는 것이다. 이 새로운 방법을 정착시키기 위해서는

¹ 정회원, 경희대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ.)

² 정회원, 한국토지공사 차장 (Member, Manager, Korea Land Corp.)

³ 정회원, 경희대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ.)

⁴ 정회원, 경희대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ.)

⁵ 정회원, 경희대학교 토목·건축대학 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ., yjmok@khu.ac.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

 정밀하고 수월한 현장시험법을 개발하고 2) 현장시 험에서 계측한 물성(여기서는 강성도 또는 전단파 속도) 과 비배수강도 및 밀도와의 상관관계 정립이 필요하다. 최근에 벤더 엘리먼트를 이용한 현장탄성파 프로브 (probe, MudFork로 명명됨, 목영진 외 2008)가 개발되어 정밀하고 수월하게 연약지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 따라서 첫 번째 과제는 어느 정도 해결 단계에 있어, 두 번째 과업을 시작하게 되었다. 이 연구 에서는 이 프로브를 이용하여 인천의 한 연약지반에서 전단파 속도를 계측하고, 계측한 전단파 속도를 이용하 여 비배수강도 및 밀도와의 상관관계를 도출한 일련의 과정을 설명하고자 한다.

## 2. 연구 배경

비배수 전단강도 시험법의 현황을 간략하게 기술하 여, 연구 배경과 내용을 설명하고자 한다.

## 2.1 실내 시험

초연약한 점성토에 적용하는 실내시험은 주로 일축압 축과 삼축압축시험으로, 교란되지 않은 공시체 사용을 전제로 하고 있다. 시료의 교란도가, 이방성(anisotropy) 과 변형속도(strain rate), 등 다른 인자보다 전단강도에 가장 큰 영향을 주고 있다. 또한 이 교란의 영향을 배제 하려는 노력으로, 재압축 방법(recompression technique, Bjerrum, 1973)과 SHANSEP방법(Ladd et al., 1977)이 있으나 기술적 한계를 갖고 있다(Jamiolkowski et al., 1985). 시료의 교란을 줄이는 방안으로 면적비 10% 이 하의 박판(thin-wall) 튜브 샘풀러(sampler) 사용하고, 샘 풀러는 압입식으로 관입하고, 채취 즉시 밀봉하여 함수 비 변화를 방지하고, 이동 및 취급에 충격, 진동 및 온도 변화를 최소화 하도록 제안하고 있다. 임해지역의 연약 한 점토는, 상기와 같이 세심하게 시료를 채취하여도, 시료 추출 시 너무 연약해 자중을 이겨내지 못하거나, 조개껍질이 혼재 되어 샘풀러에 관입되고 추출하는 과 정에서 교란을 일으키고 공시체 제작에 어려움이 있다. 또한 고운 모래(fine sand) 협재층에서 시료가 채취된 경 우, 연약지반을 대표하는 강도 추정에 걸림돌이 되고 있 다. 일반적으로 연약한 해성점토는 교란에 의해 물이 유 입되어, 추출한 시료로 부터 측정한 자연함수비가 액성 한계보다 큰 경우가 많다. 요약하면, 실내 시험은 교란 과 지반 대표성의 한계에서 한계가 있다.

#### 2.2 현장 시험

표준관입시험(SPT)은 스플릿수푼 샘플러(split-spoon sampler)를 타입하여, 관입저항을 가늠해 보는 일종의 사운딩(sounding) 개념의 시험으로 주로 사질토를 대상 으로 사용하고 있다. 샘플러 주변지반이 경험하는 펀칭 (punching)충격에 대한 저항은, 정적인 전단저항 메커니 즙(mechanism)과는 상당한 거리가 있다. 명칭과는 달리 타격에너지, 햄머 종류, 시험자의 숙련도 등에 따라 관 입저항(N값)의 차이가 큰 "비표준화" 된, 특히 점성토에 서는 연경도 정도를 파악하는 간편한 반면에 거친 사운 딩 방법이다.

현장 베인전단시험은 롯드(rod)에 연결한 베인(vane: 십자 모양의 날개)을 지중에 관입하고 회전시켜 베인 주 변의 원통형 토체가 전단될 때의 회전력(토크, Torque) 을 측정하여, 비배수전단강도를 산출한다. 이 시험은 원 통형의 전단면(shear plane)에 전단파괴가 일어나는 전 단 메커니즘(mechanism)에 충실하다는 장점이 있다. 그 럼에도 불구하고 강도의 이방성(anisotropy)과 전단속도 (strain rate)에 대한 보정이 필요하다. Bjerrum(1972)이 제시한 보정계수, μ는 넓게 분산된 데이터로부터 구하 였기 때문에, 산출된 베인강도도 정확한 값으로 간주하 기는 힘들다.

콘관입시험(CPT)은 베인시험보다 저렴한 비용으로 신 속하게 비배수 강도를 측정할 수 있는 탁월한 방법으로 비배수 전단강도와 콘저항값과의 관계는 식 (1)과 같다.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k^*} \tag{1}$$

여기서  $S_u$ 는 비배수 전단강도,  $q_e$ 는 콘저항값,  $\sigma_v$ 는 시험 지점에 작용하는 토피하중(total overburden pressure),  $N_k^*$ 는 콘지수(cone factor)이다. 콘지수는 콘저항값과 보정 베인강도(corrected vane strength)를 비교하여 결정된 계 수이다. 따라서 식 (1)로 계산된 비배수강도는 보정베인 강도 만큼 넓게 분산되는 것은 당연하다. 더욱이 콘지수 는 그림 1과 같이 소성지수와 일관성 있는 경향이 없이 무작위로 변화하여,  $N_k^*=14\pm5$  값의 범위로 규정하고 있 다. 한편 Robertson & Campanella(1998)는 현장 콘저항 값과 실내시험 전단강도를 비교하여 콘지수 15를 추천 하였다. 그러나 정밀한 토질조사에서는 현장베인과 콘



그림 1. 여러 점성토의 콘지수(Lunne & Klevan, 1982)

시험을 병행하여 그 현장에 맞는 콘지수를 사용할 것을 권장하고 있다.

#### 2.3 전단강도와 강성도

정규압밀 점성토의 전단변형특성(전단응력(т)과 전단 변형도(ү)의 관계)은 그림 2와 같이, 쌍곡선(hyperbolic) 모 델로 표현할 수 있다(Kondner, 1963; Hardin & Drenevich, 1972). 전단강도( $C_u$  또는  $\tau_{max}$ : 참고문헌에 충실하고자 기호 병용)와 강성도( $G_{max}$ : 미소변형 전단변형계수)는 밀접한 관계에 있고, 압밀이 진행되어 단단해 질수록 두 계수 모두 증가하고 있다. 미소변형 전단변형계수( $G_{max}$ ) 는 지반의 전단파속도(Vs)와 식 (2)와 같은 관계에 있으 며, 전단파 속도는 현장탄성파시험으로 구할 수 있다. 즉, 정규압밀점성토의 전단강도와 전단파속도(강성의 한 잣대로 많이 쓰임)도 밀접한 상관관계에 있다.

$$G_{\rm max} = \rho V_s^2 \tag{2}$$

여기서 ρ는 지반의 밀도이다. Simonini와 Cola(2000), Mayne와 Rix(1993)는 탄성파 콘(Seismic cone), 크로스 홀, 표면파시험(SASW), 실내공진주시험 결과와 콘 저 항치의 상관관계를 맺어 전단강도와 강성도가 밀접한 관계가 있음을 입증하였다.

이 연구에서는 정규압밀 점성토의 전단강도와 전단 파속도(강성의 잣대)의 상관관계를 규명하고자 한다. 최 근에 벤더 엘리먼트를 이용한 현장탄성파 프로브(probe, MudFork로 명명됨)가 개발되어 정밀하고 수월하게 연 약지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 손쉬운 탄성파시험과, 잘 정립된 상관관계를 이용하면, 전단강 도와 강성도를 한 번에 측정할 수 있는 매우 매력적인 현장조사 기법이 될 것으로 기대한다. 한 걸음 더 나아 가, 전단파속도와 밀도의 관계 정립을 시도하였다. 인천 의 한 연약지반 현장에서 이 MudFork를 이용한 현장탄 성파시험과 콘시험을 수행하고, 시료를 채취하여 실내 에서 삼축압축시험과 병행하여 벤더 엘리먼트로 공시 체의 전단파 속도를 측정하였다. 이 결과로부터 점성토 의 전단강도와 전단파속도의 상관관계를 규명하고, 밀 도와 전단파속도의 상관관계를 시도하였다.

## 3. 실내 시험

#### 3.1 시료 및 공시체

인천의 한 연약지반 현장에서, 3개소를 시추하여 각 각 깊이 3m, 5m, 8m에서 직경 76mm 씬월(thin wall)튜 브 샘플러로 시료를 채취하였다. 이 시료로부터 자연함 수비와 아터버그 시험을 하여 표 1과 그림 3과 같이 정



그림 2. 정규압밀점성토의 전단응력-전단변형도



그림 3. 다양한 시료의 상태(왼편: 시추공 BH1의 3m에서 채취한 연한 시료, 중간: 시추공 BH2의 3m에서 채취한 비교적 굳고 조개껍질이 낀 시료, 오른편: 깊이 5m에서 채취한 황갈색의 모래가 낀 시료)

표 1. 시료의 일반적 물성

시추공	채취심도 (m)	자연 함수비	LL	PL	ΡI	Gs
	3.2	43.86	35.68	28.82	6.86	2.71
BH 1	5.2	37.57	38.79	29.98	8.81	2.69
	8.2	36.43	34.18	27.37	6.81	2.72
	3.4	38.96	32.03	28.11	3.92	2.70
BH 2	5.4	42.41	31.66	28.64	3.01	2.68
	8.4	34.54	31.57	29.30	2.27	2.70
	3.6	38.82	32.03	25.87	6.16	2.70
BH 3	5.6	39.65	31.96	28.07	3.89	2.69
	8.6	35.22	32.46	25.36	7.10	2.71

리하였다. 자연함수비와 소성지수는 실트질 함유량에 따라 각각 35-44%, 2-9%의 범위에 있다. 자연함수비로 부터 포화도는 100%, 비중은 평균값 2.70을 사용하여 0.73-1.36 범위의 간극비가 산출되어(표 2), 교란 및 seam 층 존재를 제외한다면, 깊이에 따른 간극비 변화가 작은 지반이다. 자연함수비가 액성한계보다 크게 측정되었는 데, 이는 연약한 점성토에서 종종 있는 경우로 시료채취 과정에서 교란에 일부 기인된 것으로 판단된다. 한 튜브 에서도 소성지수는 3-7%, 연경도도 변하는 국부적 변화 가 있는 지반이다. 특히 심도 5m에서 채취한 시료는 황

#### 표 2. 실내시험 결과

시추공	공시체	채취심도 (m)	단위중량 (t/m ³ )	е	재압축 구속압 ( _σ ΄, kPa)	재압축 전 전단파속도 (m/s)	재압축 후 전단파속도 (m/s)	비 배 수 전단강도 (Cu, kPa)	비고
	1-3m-1	3.2	1.79	1.15	33	35	39	10	
	1-3m-2	3.2	1.83	1.05	34	21	57	7	
	1-3m-3	3.2	1.75	1.27	32	14	25	5	교란이 심함
	1-3m-4	3.2	1.75	1.27	32	26	23	3	교란이 심함
BH 1	1-5m-1	5.2	1.86	0.98	44	59	84	15	seam층 포함
	1-5m-2	5.2	1.90	0.89	44	78	108	32	
	1-5m-3	5.2	1.90	0.89	44	85	115	28	
	1-8m-1	8.2	1.97	0.75	62	79	106	40	
	1-8m-2	8.2	1.92	0.85	61	66	116	27	교란이 심함
	2-3m-1	3.4	1.93	0.83	35	66	93	32	
	2-3m-2	3.4	1.95	0.79	36	86	104	37	
рц <u>э</u>	2-5m-1	5.4	1.85	1.00	46	25	129	42	Silt질 많음
DF Z	2-5m-2	5.4	1.72	1.36	45	15	102	31	Silt질 많음
	2-8m-1	8.4	1.98	0.73	64	124	123	47	
	2-8m-2	8.4	1.91	0.87	62	41	115	30	
	3-3m-1	3.6	1.90	0.89	35	68	87	27	
	3-3m-2	3.6	1.92	0.85	35	66	101	26	
DU 2	3-5m-1	5.6	1.84	1.02	45	16	116	30	교란이 심함
рп з	3-5m-2	5.6	1.84	1.02	45	19	63	11	교란이 심함
	3-8m-1	8.6	1.97	0.75	65	46	106	38	
	3-8m-2	8.6	1.96	0.77	64	64	108	41	



그림 4. 벤더 엘리먼트와 전단파 계측 모식도

갈색의 고운 모래(fine sand)가 불규칙하게 끼어 있었다. 통일 분류법 ML로 분류되며 연경도와 실트질 함유량이 국부적으로 변하고, 반면에 깊이별 간극비 변화가 크지 않은 점을 종합해 볼 때, 지반특성을 규명하기에 까다로 운 지반으로 평가 된다.

교란이 비교적 적은 중간 부분에서, 모래나 조개껍질 이 낀 부분을 피하여 공시체를 제작하였다(그림 3 참 조). 같은 깊이에서도 시추공에 따라 연경도가 심하게 차이가 나고 있다. 공시체의 부피와 무게를 측정하여 0.73-1.36 범위의 간극비를 산출하였다(표 2 참조).

#### 3.2 전단강도 측정

비배수 삼축압축시험(UU 시험)을 수행하여 비배수 강도를 측정하였다. 이 지반은 비교적 안정한 입자구조 (soil skeleton)를 갖는 실트질 점성토(ML)여서, 재압축 방법(recompression technique)이 공시체 교란 극복에 효 과적일 것으로 판단하여 현장구속응력에 상응하는 등 방구속압으로 재압축 하였다. 전단강도는 14~47kPa의 범위로 깊이에 따라 증가하고 있다. 표 2는 각 공시체의, 무게와 부피로 산출한 간극비, 재압축에 사용한 등방 압 밀 구속압, 전단 직전의 구속압, 전단강도, 공시체의 상 태에 대한 정성적 기록이 수록되어 있다. 항목, 재압축 전 후의 전단파 속도는 다음절에서 설명하기로 한다. 깊 이 3m 에서는 시추공 BH1의 공시체는 상당히 연약하고 시추공 BH2와 BH3의 공시체는 비교적 단단한 것으로 대비되어, 국부적인 연경도의 변화에 의한 것이거나, 건 조 작용(desiccation)에 의한 과압밀의 영향인 것으로 판 단된다. 시추공 BH2와 BH3의 깊이 3m의 공시체는 다 소 과압밀된 것으로 판단된다. 깊이 5m에서는 모래가



그림 5. 공시체 BH1-3-1의 재압축 전후의 전단파 기록

협재되어, 입도 차이에 의한 강도의 편차가 큰 편이다. 깊이 8m의 공시체는 비교적 일관성 있는 강도가 측정되 었다. 이 강도 분포는 뒤에서 콘시험 결과와 같이 도시 되었다.

## 3.3 강성도 측정

삼축압축 셀(cell)의 공시체 받침(base pedestal)과 캡 (top cap)에 각각 발진자와 감지기 벤더 엘리먼트(bender element)를 장착하여, 전단 전에 공시체의 전단파 속도를 측정하였다. 발진자 엘리먼트를(source element) 신호발 생기(function generator)와 전압증폭기(power amplifier) 를 사용하여 30-50volts, 1.0-2.5kHz의 한 파장의 정현파 로 가동하여 전단파를 발생하고, 공시체의 축방향으로 전파되어 감지기 엘리먼트(receiver element)에 도달한 전단파를 오실로스코프로 계측하였다(그림 4 참조). 교 란 극복을 위한 재압축의 효과를 평가하기 위해 재압축 전과 후에 전단파를 계측하였다. 그림 5는 시추공 BH1 의 3m에서 채취한 공시체(BH1-3-1)의 재압축 전후의 전단파 기록이다. 재압축 전과 후의 전단파 도달 시간 (shear wave arrival time)은 각각 3.77msec. 와 1.46msec. 이다. 발진자와 감지기 사이의 거리(공시체길이에서 벤 더 엘리먼트 길이를 제외한)를 이 전단파 도달 시간으로 각각 나누어 전단파속도 22.3m/sec와 57.7m/sec.가 얻어 졌다. 이 전단파속도 증가는 공시체가 교란에 의해 이완 되었다가 다시 재압축되어 강성이 증가한 것을 의미한 다. 이 탄성파속도는 뒤따르는 절에서 현장에서 계측한 값과 비교 분석하였다. 다른 공시체의 재압축 전후의 전 단파 속도는 표 2에 수록하였다.

## 4. 현장 시험

#### 4.1 콘 시험

3개소에서 콘시험을 수행한 콘저항값의 프로파일 은 그림 6과 같다. 대략 깊이 2m 까지는 건조 작용 (desiccation)에 의해 과압밀되었고, 그 이하에서는 깊이 에 따라 강도가 1차적으로 증가하는 정규압밀 점성토의 특성을 보이고 있다. 깊이 5m 부근에서 가는 모래와 실 트가 협재되어 있다. 전반적으로 CPT 2와 CPT 3의 콘 저항값이 CPT 1의 값보다 크게 측정되고 있다. 특히 깊 이 4m 까지는 약 1.5-2배 까지 차이나고 있다. 콘지수 15를 사용하여 현장 전단강도(Cu)를 계산하여 실내 시 험값과 같이 도시하였다(그림 6의 중간 그림). 얕은 깊 이(3m)의 국부적인 연경도 변화와 깊이 5m의 협재층의 영향을 감안할 때 콘지수 15는 합리적인 값이고, 실내 시험값과 일관성 있는 전단강도가 산출되었다. 또한 공 시체 재압축이 이 지반에서는 효과적인 교란극복 방법 으로 평가된다. 시험 결과를 종합하여 이 지반의 대표 전단강도 프로파일(profile)은 그림에서 굵은 직선으로 표시하였다. 일반적으로 정규압밀 점성토 지반은 비배 수강도와 유효상재하중의 비(소위 c/p ratio)가 일정하 다. 정규압밀점토의 소성지수 8일 때 c/p 비는 0.12이다. 이 비 0.12로 전체단위 중량 1.88t/m³을 사용하여 각 깊 이의 유효상재하중을 계산하여 전단강도를 도시한 결 과(오른쪽 그림의 점선), 이 지반의 대표 프로파일에 크 게 미치지 못하고 있다. 이 지반은 ML로 분류되는 실트 질을 다량 포함한 지반으로 밀도와 전단강도가 일반 정 규압밀점토(clay)의 값보다 큰 편이다.

### 4.2 현장 탄성파 시험

최근 개발된 관입형 탄성파 프로브(probe: MudFork) 를 사용하여 매 0.5m마다 전단파 속도를 측정하였다. 이 프로브는 두 블레이드(blade)로 이루어진 포오크 (fork) 형태로, 한 블레이드에는 발진자 엘리먼트, 다른 블레이드에는 감지기 엘리먼트를 장착하였다. 이 프로 브를 SPT (standard penetration test) 롯드(rod)로 관입시 켜 가며, 두 블레이드 사이를 통과하는 전단파를 계측하 여 전단파 속도를 산출한다(그림 7 참조). 전단파 신호 계측과 전단파속도 계산 방법은 실내 시험과 동일하다. 이 프로브의 사양과 현장시험에 대한 설명은 참고문헌 (목영진 외, 2008)에 있으며, 여기서는 지면 관계상 생략





그림 8. 전단파속도 프로파일

한다. 그림 8은 현장 전단파 속도를 실내 시헙값과 함께 도시한 것으로 언뜻 보기에는 일관성 없이 무작위로 변 화하는 것처럼 보인다. 2m 깊이의 현장값은 과압밀된 층의 강성이고, 깊이 5m 부근의 두 값은 협재층의 값이 다. 이러한 국부적 변화를 제외하면, 현장의 전단파 속 도는 깊이에 따라 일차적으로 증가하고 있다. 실내시험 값도 재압축 전후의 전단파속도 증가를 보여주고 있다. 깊이 3m에서는 얕은 심도의 국부적 연경도 변화와 깊이 5m에서는 모래 협재층의 영향을 받아 측정값이 전단강 도와 마찬가지로 편차가 크나, 깊이 8m에서는 일관성있 는 값을 보여주고 있다. 이러한 국부적인 변화와 공시체 상태의 정성적인 판단(표 2의 비고란 참조)으로 재압축 후의 전단파 속도를 취사선택하여, 상당히 일관성 있는 전단파속도 프로파일을 오른쪽 그림에 다시 도시하였 다. 이 그림에서 굵은 직선은 이 지반을 대표하는 전단 파속도 프로파일을 표시한 것이다.

## 5. 전단강도 및 밀도와 전단파 속도의 상관관계

#### 5.1 전단강도와 전단파 속도

그림 6과 그림 8에서 결정한 이 지반의 대표 전단강 도와 전단파속도 프로파일을 그림 9에 함께 도시하였 다. 두 값이 깊이에 따라 나란히 일차적으로 증가하여 서로 일차적 비례관계를 이루고 있다. 이 관계를 그림 10과 같이 전단강도-전단파속도 평면에 실내실험 데이 터를 배경으로 하여 도시하였다. 실내시험결과만으로도 상당히 일관성 있는 상관관계를 보여주고 있다. 이는 공 시체가 시료 채취과정에서 교란되고 재압축에 의해 복 원되는 과정에서, 전단강도와 전단파속도가 서로 유사 하게 변화하기 때문인 것으로 짐작 된다. 소성이 다른 여러 점성토에서, 이러한 간단한 상관관계의 데이터가 집적된다면, 공학적으로 매우 유용하게 활용될 것이다.

### 5.2 밀도와 전단파속도

밀도(간극비)는 강도 및 침하에 관련된 공학적 문제 를 해결하는데 가장 기본이 되는 중요한 지수이다. 기존 의 미소변형 전단변형계수(*G*_{max})와 간극비에 대한 경험 식을 검토하여, 이 지반에 적용할 수 있는 관계식을 제



그림 10. 비배수 전단강도와 전단파 속도의 상관관계

안하고자 한다. 앞에서 도출한 대표 전단파속도 프로파 일과 이 지반의 밀도의 평균값 0.19 t·sec/m(표 2에서 평균단위중량 1.88t/m³을 중력가속도로 나눔)로 식 (2) 를 사용하여 G_{max}를 계산하였다. 아래와 같은 Hardin & Black(1969)의 점성토에 대한 경험식을 사용하여 간극 비(e)를 계산하여 그림 11에 도시하였다.

$$G_{\rm max} = 1230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} OCR^k \sqrt{\sigma_0}$$
(3)

여기서, OCR은 과압밀비,  $\sigma_o$ 는 평균유효응력, k는 점토 의 소성지수와 관련되는 계수이다.  $G_{max}$ 와  $\sigma_o$ 의 단위는 psi를 사용하였다. 계산된 간극비는 그림 11과 같이 공 시체로부터 계산한 실측치(표 2 참조)와 상당한 차이가 나고 있다. 이 지반은 ML로 분류되는 실트가 다량 함유 된 소성이 작은 지반으로 일반 점토(clay)와 다른 특성 을 보이고 있다. 전단강도도 일반 연약한 점토보다 크 고, 밀도도 큰 편이다. 실트질 지반의 거동은 소성에 따 라 고운 모래(fine sand)로부터 점토의 거동에 이르기까 지 판이하다. 이 지반도 소성지수가 작고, 전단강도와 밀도가 크며, 깊이에 따른 밀도 변화도 작아, 고운 모래 (fine sand)와 유사한 거동을 보일 가능성이 있다. 아래 와 같은 Richart(1977)의 모래에 대한 상관식을 적용하 여 간극비를 계산하였다.

$$G_{\rm max} = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\overline{\sigma_0}}$$
(4)



그림 11. 간극비 프로파일

여기서,  $G_{\max}$ 와  $\sigma_0$ 의 단위는  $kg/cm^2$ 이다. 계산된 간극비 는 실측치보다 크나 깊이에 따른 경향이 유사하여 (식 (4)) 의 계수를 조정하여 아래와 같은 상관식을 제안하였다.

$$G_{\rm max} = 2400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\overline{\sigma_0}}$$
(5)

여기서,  $G_{\max}$ 와  $\sigma_0$ 의 단위는 kPa이다. 이 상관식이 여러 인천 지역의 실트질 연약지반에서 검증되면 매우 유용 한 밀도추정식이 될 것이다.

## 5. 결 론

최근에 벤더 엘리먼트를 이용한 현장탄성파 프로브 (probe, MudFork로 명명됨)가 개발되어 정밀하고 수월 하게 연약지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 손쉬운 탄성파시험과 잘 정립된 상관관계를 이용하면, 강성도 측정과 함께 전단강도와 밀도까지도 측정할 수 있는 매우 매력적인 현장조사 기법이 될 것이다. 이러한 방법을 개발하고자 인천의 한 연약지반 현장에서 이 MudFork를 이용한 현장탄성파시험과 콘시험을 수행하 고, 시료를 채취하여 실내에서 삼축압축시험과 병행하 여 벤더 엘리먼트로 공시체의 전단파 속도를 측정하였 다. 이 결과로부터 점성토의 전단강도와 전단파속도의 상관관계와, 밀도와 전단파속도의 상관관계를 정립하였 다. 이 연구에서 맺은 결론은 아래와 같다.

- 인천지역의 실트질(ML) 점성토의 전단강도는 전단 파속도와 일차적 비례관계에 있다.
- (2) 이 실트질 점성토는 일반 연약한 점토와 다른 거동 을 보여, 밀도와 전단파속도 상관관계는 모래의 경 험식을 수정하여 제안하였다.
- (3) 이 연구에 사용한 탄성파 프로브는 현장조사에 매
   우 효과적인 장점을 보유하고 있다.
   또한 부수적인 연구 결과로는,
- (4) 인천지역의 연약지반은 실트 함유량 위치에 따라 다르고, 모래질의 얇은 층이 끼어 있는 등 변화가 심하여, 국부적 시료의 실내시험 결과로는 전반적 인 지반의 물성 파악이 힘들어, 콘이나 탄성파 시험 을 병행하는 것이 바람직하다.
- (5) 인천지역의 연약지반은 투수성이 불량한 고운 모래지 반의 특성과 유사한 거동을 보이는 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 일부 건설교통부 건설핵심기술연구개발사 업의 연구비지원(C105A1000013 - 06A030001220)에 의 해 수행되었습니다.

## 참 고 문 헌

- 목영진, 정재우, 오상훈, 김학성 (2008), "연약지반 강성측정을 위한 벤더 엘리먼트 프로브", *대한토목학회 논문집*, 제28호, 제 2C호, pp.125-131.
- Bjerrum, L. (1972), "Embankment on Soft Ground", Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., Vol.II, pp.1-54.
- Bjerrum, L. (1973), "Problems of soil mechanics and construction on soft clays", *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, Vol.3, pp.11-159.
- Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. (1972), "Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.98, No. SM7, pp.667-692.
- Hardin, B.O., and Black, W.L. (1969), "Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays", J. Soil Mech. Found Div., ASCE, Vol.95, No. SM6, pp.1531-1537.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellorra, R. (1985), "New developments on field and laboratory testing of soils", *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol.1, pp.57-153
- Kondner, R. L. (1963), "Hyperbolic Stress-Strain Response : Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.89, No.SMI, pp.115-143.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977), "Stress-deformation and strength characteristics", Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.421-494.
- Lunne, T., and Kleven, A. (1982), "Role of CPT in North Sea Foundation Engineering", Norwegian Geotechnical Institute Publication #139.
- Mayne, P. W., and Rix, G. J. (1993), "G_{max} q_c Relationships for clay", *Geotech. Testing J.*, Vol.16(1), pp.54-60.
- Richart, F. E. Jr. (1977), Dynamic Stress-Strain Relations for Soils, State of the Art Report, Proc. Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol.2, pp. 605-612.
- Robertson, P. K., and Campanella, R. G. (1998), Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design. U.S. Department of Transportation. Report No. FHWA-PA-87-022+ 84-24. Vol.2.
- Simonini, P., and Cola, S. (2000), "Use of piezocone to predict maximum stiffness of Venetian soils", *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, ASCE, Vol.126(4), pp.378-382.

(접수일자 2007. 11. 21, 심사완료일 2008. 5. 14)

# 불포화토의 K₀ 압밀 삼축압축실험시 모관흡수력에 따른 정지토압계수 및 전단강도에 관한 연구

# K₀ Values and Shear Strengths under K₀ Consolidated Triaxial Tests According to Matric Suction for an Unsaturated Soil

김 태 경' Kim, Tae-Kyung 오 세 붕² Oh, Se-Boong

#### Abstract

In this study, the behaviour of an unsaturated soil was analyzed by performing  $K_0$  consolidated triaxial tests. Unsaturated triaxial tests were performed with matric suctions for weathered soils and stress paths under consolidation and stress-strain relationships under shear were obtained. As a result, the  $K_0$  value decreased as the matric suction increased. Besides, both isotropic and  $K_0$  conditions had similar shear strength envelopes at the same matric suction. Especially, strength parameters could be obtained by stress variables used in the critical state theory more reasonably than by those of Mohr circles at failure.

#### 요 지

본 연구에서는 불포화토를 대상으로 K₀ 압밀조건에서 삼축시험을 수행하여 거동을 분석하였다. 이를 위하여 풍화 토 시료를 성형하여 모관흡수력을 조절한 불포화 삼축압축시험을 수행하였으며 압밀시 응력경로 및 전단시 응력-변형 률 관계를 분석하였다. 실험결과 모관흡수력이 증가할수록 K₀ 값은 작아지는 것으로 나타났다. 또한 불포화토의 파괴 포락선은 동일한 모관흡수력에 대하여 등방압밀조건과 K₀ 압밀조건에서 유사한 결과를 가지는 것으로 나타났다. 특 히, 한계상태이론에서 사용하는 응력변수를 적용할 경우 Mohr 원을 이용하여 구하는 경우에 비하여 보다 합리적으로 강도정수를 획득할 수 있었다.

Keywords :  $K_0$  condition, Matric suction, Shear strength, Triaxial tests, Unsaturated soils

## 1. 서 론

흙의 조직은 토립자와 간극으로 나누어지며 간극은 물과 공기로 채워져 있다. 포화토의 경우에는 간극공기 압을 배제한 유효응력으로 응력변수를 정의할 수 있다 (Terzaghi, 1936). 반면 불포화토의 간극속에는 물과 공 기의 압력 차이가 발생하므로 표면장력과 확산이중층 의 원리에 의하여 모세관 현상과 흡착현상이 발생한다. 이러한 이유로 불포화토에서는 흡수력을 가지게 되며 입 자를 서로 잡아당기는 역할을 한다(Chandler & Gutierrez, 1986; Fredlund & Rahardjo, 1993). 이로 인하여 불포화 토에서는 포화도가 증가하는 습윤과정시 팽창과 붕괴 가 일어날 수 있다 (Jennings & Burland, 1962).

Bishop(1959)은 이미 1950년대부터 유효응력을 불포 화토의 간극공기압을 포함하여 정의하였다.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \tag{1}$$

¹ 정회원, 영남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yeungnam Univ.)

² 정회원, 영남대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., School of Civil and Environmental Engrg., Yeungnam Univ., sebungoh@yu.ac.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

여기서  $\sigma'$ 는 유효응력,  $\sigma$ 는 전응력,  $u_a$ 와  $u_w$ 는 각각 간극공기압과 간극수압을 나타낸다.  $\chi$ 는 포화도에 의 존하는 변수로서 완전 포화시는 1의 값을 가지고 완전 건조시는 0의 값을 가진다. 최근 들어 Bishop 응력을 적 절하게 정의하면 불포화토의 전단강도를 포화토와 동 일한 Mohr-Coulomb 파괴규준으로 정의할 수 있다고 보 고되고 있다(Oberg & Sallfors, 1995; Bolzon et al, 1996; Khalili & Khabbaz, 1998).

한편 독립 상태변수(independent state variable) 접근 법은 식 (1)에서 나타난 순연직응력 σ-u_a와 모관흡수 력 u_a-u_w 항으로 독립적인 응력상태 변수를 분리하여 전단강도를 평가한다(Fredlund et al, 1978). 이러한 접근 법은 많은 연구 및 실무에서 받아들여지고 있는 실정이 다(Escario & Saez, 1986; Vanapalli et al, 1996). Fredlund et al(1978)에 의하면 동일한 순연직응력 조건에서 모관 흡수력의 증가에 따라 전단강도가 선형적으로 증가한다. 이후 Vanapalli et al(1996)과 Rassam & Williams (1999) 의 연구에서는 모관흡수력이 증가하면서 점차 비선형적 인 변화를 나타내는 것으로 확인되었다.

국내에서도 불포화토의 거동에 대한 연구가 1990년 대 들어서 활발하게 진행되고 있다. 송창섭(1994)은 충 적 실트질 모래를 사용하여 불포화토의 거동 예측을 위 한 구성식을 개발하였으며, 김찬기(1998)는 Lade모델을 이용하여 국내 풍화잔적토의 거동을 예측하였다. 또한 이성진(2002)은 화강풍화토를 이용한 실험에서 모관흡 수력의 증가에 따른 겉보기 점착력의 비선형적인 증가에 대하여 쌍곡선형태로 수식화한 결과를 발표한바 있다. 이러한 연구들은 대부분 등방압축조건의 삼축시험을 토대 로 이루어져 왔다. 이미 포화토의 경우에는 K₀ 압밀조건에서 의 거동과 등방압밀시료의 경우를 비교한 연구들이 축적되어 있다 (Ladd, 1965). 하지만 불포화토에 대한 K₀ 압밀조건에 서의 거동 특성은 그 연구 성과가 미흡한 것으로 여겨진다. 지반은 비등방적인 응력상태 압축이 이루어진 상태 에서 나타난 거동이 실제적이다. 이러한 지반 요소의 변 형계수, 응력-변형률 관계, 강도에 대한 관찰과 자료의 축적이 이루어져야 해석이나 현장실험에 거동을 적절 하게 반영할 수 있다. 본 연구자들은 불포화토의 K₀ 압 밀시 정지토압, 변형계수, 응력-변형률 관계, 강도에 관 한 연구를 수행중에 있다(김태경과 오세붕 2006).

따라서 본 연구에서는 기존의 삼축압축장비를 모관 흡수력조절이 가능하도록 개조하여 국내 풍화토를 대 상으로 K₀ 조건 삼축압축시험을 수행하였다. 이를 토대 로 모관흡수력의 변화에 따른 불포화토의 거동을 평가 하였다. 특히 한계상태 이론을 적용한 불포화토의 파괴 규준 및 강도정수를 산정하는데 초점을 두었다.

## 2. 시험조건

본 연구에서는 시료를 불포화상태로 만들기 위하여 기존의 삼축시험장비(일본 Seiken사, DTC-367L)를 개 조하여 사용하였다 (김태경과 오세붕, 2006). 삼축시험 기의 개요도는 그림 1과 같다. 개조된 삼축시험장비는 2중셀 구조로 외부셀과 내부셀로 구분된다. 이중 내부 셀은  $K_0$  압밀시 시료의 체적을 측정하여 시료의 횡방향 변화량을 측정하게 하는 역할을 한다. 내부셀에는 갭센 서가 설치되어있으며, 이 갭센서는 시료의 압밀과정에 서 일어나는 횡방향 변위의 상대적 변화를 측정하게 된 다. 캡센서에서 측정되는 변화량은 피드백라인을 통하 여  $K_0$  컨트롤서보로 보내어진다.  $K_0$  컨트롤서보는 내부 셀에서 측정된 횡방향 변위의 변화량을 피드백 라인을 통 해 받아들여 구속압을 증가시켜  $K_0$  상태를 유지시킨다.

하부 좌대(base pedestal)는 불포화토를 시험하기 위 하여 세라믹 디스크를 사용하였으며, 상부 캡(top cap) 은 기존의 다공판을 이용하였다. 상부 배수라인은 공기 압을 적용할 수 있도록 되어 있으며 공기압은 레귤레이 터로 조절한다. 하부 라인은 압밀 및 전단시 시료내부에 서 배수되는 물의 통로가 된다.

본 연구에 사용된 시료는 지방도로 건설현장에서 채 취한 시료로 실내에서 자연건조 후 10번체를 통과한 입 자들을 이용하였으며 물리적 특성은 표 1과 같으며 입도



그림 1. 삼축압축시험기 개요도

#### 표 1. 시료의 물리적 성질

시료	$\gamma_{dmax} \ (g/cm^3)$	OMC (%)	소성지수 (PI, %)	#200 (%)	$G_s$	USCS
SG-4	1.74	14.8	14	33.9	2.71	SC

분포곡선은 그림 2와 같다. 실험에 사용된 시료는 직경 50mm, 높이 100mm의 실린더 형태로 재성형하여 시험 을 수행하였다. 이 때 시료를 오븐 건조시킨 후, 적당량 의 물과 골고루 교반시켜 해당 함수비로 만들었다. 이렇 게 교반된 흙을 직경 50mm의 실린더 형태의 스플릿 몰 드에 넣고 유압잭으로 정적다짐을 하여 높이 100mm로 성형하였다. 이러한 정적다짐 과정 중에 층 분리로 인한 특이 현상은 실험과정중에 관찰되지 않았다. 다짐곡선 에서 최대 건조단위중량에 상응하는 함수비는 14.8 %가 되었으며 초기 간극비는 0.514였다.

삼축압축실험을 수행하기 전 시험 시료의 공기함입치 (air entry value)를 알아보기 위해 압력판 추출시험을 수 행하였다. 사용된 압력판 추출시험기는 Soil & Moisture 사에서 제작한 것으로 세라믹 디스크의 공기 함입치는 2기압이다. 압력판 추출시험기의 세라믹 디스크는 물과 공기를 분리하여 일정한 압력이하에서 물은 통과 시키 고 공기는 통과하지 못하는 역할을 한다.

압력판 추출시험은 습윤과정을 거치지 않고 시료를 충 분히 포화시킨 후 건조과정을 수행하였다. 실험결과 삼축



그림 2. 입도분포곡선

표 2. K₀ 압밀 삼축실험 초기조건 및 결과

압축실험에 사용될 시료의 공기함입치는 그림 3에서 보여 지듯이 20kPa 정도로 나타났다. 따라서 삼축시험에서 모관 흡수력 효과가 충분히 나타나도록 모관흡수력이 공기함입 치 이상인 20, 50, 80kPa를 적용하여 실험을 수행하였다. 삼축압축시험시에는 완성된 시료를 실험장치에 거치 후 포화과정을 수행하였다. 시료가 포화되면 상부 배수 구를 통해 공기압을 주입하여 모관흡수력을 조절하였 다. 일정한 모관흡수력을 가한 상태에서 시료내부의 함 수비가 평형화가 이루어지도록 48시간이상 방치하였다. 시료내부에서 더 이상의 물이 빠져나오지 않는 것을 확 인한 후  $K_0$  압밀과정을 수행하였다. 일정한 순체적응력 까지  $K_0$  압밀이 완료되면 전단과정을 수행하였다.

삼축시험에서는 모관흡수력의 영향과 순체적응력의 영향을 알아보기 위해 다양한 조건에서 실험을 수행하 였다. 이때 모관흡수력은 20, 50, 80kPa의 경우에 대하 여 실험을 수행하였으며 순체적응력은 각 모관흡수력 에 대하여 100, 200, 300, 400kPa로 실험을 수행하였다. 전단시 변형률 속도는 0.002%/min으로 하였다. 이때 초 기조건 및 파괴시 응력은 표 2에 정리하였다.



그림 3. 압력판 추출시험 결과

			-					-			-
구분	범례	$\sigma_{hc}$ (kPa)	$\sigma_{vc}$ (kPa)	$K_0$	$e_c$	ψ (kPa)	u _a (kPa)	 (kPa)	q _c (kPa)	 (kPa)	q _f (kPa)
ㅠ늰ㄷ	K100/0	73	168	0.43	0.508	0	0	104	95	135	200
포와도 ( <i>K</i> /0)	K200/0	155	313	0.49	0.495	0	0	208	158	270	347
(11/0)	K300/0	223	470	0.47	0.473	0	0	305	248	404	543
불포화토	K100/20	93	182	0.48	0.510	20	20	104	89	144	212
(K/20)	K300/20	239	504	0.45	0.480	20	20	308	265	376	468
	K100/50	112	240	0.33	0.498	50	50	104	128	145	248
물포화도 (K/50)	K200/50	184	402	0.38	0.483	50	50	207	217	269	403
(11/30)	K300/50	262	551	0.42	0.460	50	50	308	289	392	540
불포화토	K100/80	142	270	0.33	0.510	80	80	105	129	163	304
(K/80)	K400/80	368	746	0.43	0.495	80	80	414	378	517	687

불포화토의 Ko 압밀 삼축압축실험시 모관흡수력에 따른 정지토압계수 및 전단강도에 관한 연구 91

표 2에서  $\sigma_{hc}$ ,  $\sigma_{rc}$ 는 압밀완료 시 수평응력과 연직응 력이고 e,는 압밀완료 시 간극비이며 ψ는 모관흡수력,  $u_a$ 는 간극 공기압이다. 그리고  $p_c$ ,  $q_c$ 는 압밀완료 시 순 체적응력, 축차응력이며  $p_f$ ,  $q_f$ 는 파괴 시 순체적응력, 축차응력이다. 범례는 압밀완료시 순 체적응력과 모관 흡수력으로 표시하였다. 즉 K300/50은 순 체적응력 약 300kPa까지 K₀ 압밀한 경우로 모관흡수력은 50kPa이다. 각 모관흡수력에 따른 구분은 (K/모관흡수력의 크기)로 나타냈으며, 예를 들어 K/50은 모관흡수력이 50kPa인 시험들을 칭한다.

K₀ 압밀시험 결과와 비교를 위하여 등방압밀시험도 일부 수행하였다. 포화시료의 경우에는 100, 200, 300kPa 로 압밀한 후 전단을 일으켰다. 그리고 불포화 시료의 경우에는 순 압밀응력 41kPa에 대하여 모관흡수력 20, 50, 100kPa인 경우를 시험하였다. 그 조건 및 결과는 표 3과 같으며  $\sigma_e$ 는 등방 압밀응력이다.

## 3. 삼축시험 결과 및 분석

#### 3. 1 불포화토의 K₀ 압밀특성

그림 3(a)에서는 K₀ 압밀 시 수평응력과 연직응력간

의 관계를 나타내고 있다. 압밀과정에서 응력경로는 다 소 비선형적인 형태를 나타내고 있으며 응력이 증가함 에 따라 선형적인 형태로 전환되고 있다. 모관흡수력이 증가할수록 동일한 순연직응력에 대한 순수평응력은 감소하는 경향을 보이며 그 경향은 압밀종료시 응력만 을 나타낸 그림 3(b)에서 뚜렷하게 나타난다.

그림 4(a)에서는 K₀ 압밀시 순체적응력에 따른 축차 응력의 경로를 보여주고 있으며, 그림 3과 마찬가지로 압밀과정에서 응력경로는 초반에는 다소 비선형적인 형태를 나타내고 있다. 모관흡수력이 증가할수록 동일 한 체적응력에 대한 축차응력은 증가하는 경향을 보이 고 있다. 이러한 경향은 그림 3(b)에서와 같이 모관흡수 력이 증가할 경우 K₀ 값은 감소하여 동일한 연직응력에 서 더 작은 수평응력을 가지는 것으로 나타난다. 따라서 모관흡수력이 증가할 경우 최종압밀시의 축차응력도 증가하는 것으로 나타났다. 하지만 모관흡수력 50kPa이 상이 되면 동일한 체적응력에 대한 축차응력은 거의 유 사한 값을 가지는 것으로 나타났다. 특히 최종 압밀응력 을 나타낸 그림 4(b)를 보면 이러한 경향이 뚜렷이 나타 난다.

불포화토에서 정지토압계수는 식 (2)와 같이 정의할 수 있다.

구분	범례	$\sigma_c$ (kPa)	ψ (kPa)	(kPa)	 (kPa)	(kPa)	$\binom{q_f}{(kPa)}$
	1/0	100	0	0	100	181	245
포화토		200	0	0	200	365	440
		300	0	0	300	491	572
	I/20	61	20	20	41	89	144
불포화토	I/50	91	50	50	41	105	193
	I/100	141	100	100	41	136	285









그림 5. 압밀시 K₀ 값의 변화

$$K_0 = \frac{\sigma_h - u_a}{\sigma_v - u_a} \tag{2}$$

그림 5(a)에서는 순체적응력에 따른 K₀ 값의 변화를 보여주고 있다. K₀ 값은 체적응력이 증가함에 따라 감 소하다가 증가하며 한 값에 수렴하는 경향을 나타낸다. 그림 5(b)에서 보여지듯이 최종적으로 나타난 K₀ 값은 모관흡수력이 증가할수록 감소하는 경향을 보이고 있 다. 모관흡수력에 따른 K₀ 값은 다음과 같은 상관관계 를 보여준다.

$$K_0 = 0.00001\psi^2 - 0.0024\psi + 0.4739 \tag{3}$$

## 3.2 불포화토의 전단시 거동

모관흡수력 0, 20, 50, 80kPa에 대하여 각각 순체적응 력 100, 200, 300, 400kPa일 때의 전단시 응력경로는 그 림 6과 같이 나타났다. 실험결과 동일한 순 체적응력 하



그림 6. K₀ 압밀삼축시험시 응력경로

에서 모관흡수력이 0kPa인 경우(포화상태)와 모관흡수 력이 20kPa인 경우 응력경로가 비슷한 것으로 나타났 다. 실험시료의 공기함입치가 20kPa이므로 아직 시료내 부에서 모관흡수력의 영향이 적어 포화토의 응력경로 와 유사한 경로를 가진 것으로 판단된다. 하지만 모관흡 수력이 50, 80kPa일 경우는 공기함입치 이상의 모관흡 수력을 가지므로 포화토의 응력경로보다 높은 응력경 로를 가지는 것으로 나타났다. 그리고 동일한 모관흡수 력의 경우 순 체적응력이 증가할수록 큰 축차응력을 가 지는 것으로 나타났다.

그림 7에서는 구속압에 따라 세분화한 응력-변형률 관계를 보여주고 있다. 포화토의 경우 보다 불포화토의 축차응력이 더 크게 나타나고 있다. 불포화토의 경우 모 관흡수력의 증가로 인해 더 큰 축차응력을 가지는 것으



그림 7. K₀ 압밀 삼축시험시 구속압에 따른 응력-변형률 관계

로 판단된다. 하지만 그림 7의 (c)에서 보여 지듯이 포화 토의 체적응력 300kPa일 때 축차응력이 모관흡수력이 20kPa인 경우보다 큰 값을 가지는 것으로 나타났다. 이 는 다른 결과들과는 일관되지 않으며 실험상의 오류로 판단된다.

전단시의 응력-변형률 관계에서 초기 축차응력을 이 동하여 그림 8(a)에 나타내었다. 포화토에 비해 불포화 토에서 더 큰 축차응력의 변화를 가지는 것으로 나타났 으며, 모관흡수력이 클수록 축차응력의 변화량이 증가 하는 경향을 가지고 있다. 그림 8(b)에서는 축차응력을 최대축차응력으로 규준화하여 도시하였다. 그림에서 보 이는 것과 같이 구속응력이 증가하거나 모관흡수력이 증가할수록 규준화된 관계에서 강성이 작게 나타나는 것을 확인 할 수 있었다.

## 4. 불포화토의 강도정수

Fredlund et al(1978)은 순응력과 모관흡수력을 독립 적인 응력변수로 정의하였으며, 불포화토의 전단강도를



식 (4)와 같이 정의하였다.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \tag{4}$$

여기서, σ-u_a는 순연직응력, u_a-u_w는 모관흡수력 을 의미한다. 그리고 c'는 포화토의 점착력, φ'는 내부 마찰각으로 포화토의 실험결과로부터 구할 수 있다. φ^b 는 모관흡수력에 다른 겉보기 점착력의 변화 기울기를 나타내는 흡수마찰각이다. 식 (4)에서 모관흡수력에 따 른 겉보기점착력 c는 다음과 같이 정의한다. 겉보기 점 착력은 순연직응력이 0일 때 전단강도를 의미한다.

$$\bar{c} = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \tag{5}$$

불포화토의 전단강도는 순연직응력이나 모관흡수력 의 증가에 따라 증가하게 된다. 이러한 관계를 σ-τ-ψ 축에서 나타내면 그림 9와 같다. 그림에서와 같이 모관 흡수력이 증가할 때 불포화토의 파괴규준은 공간상에 서 유일한 파괴면을 형성하고 있음을 알 수 있다.

Mohr-Coulomb 이론을 이용하여 불포화토의 강도정 수를 산정할 경우에는 Mohr원의 접선을 이용하여야 하 므로 회귀분석에 따라 그 값이 달라질 수 있다. 따라서 본 연구에서는 불포화토의 파괴규준을 파괴시의 축차 응력을 이용하여 정의하였다.

불포화토의 파괴시 축차응력은 다음과 같이 나타난다.

$$q_f = d + M \overline{p_f} + N \psi_f \tag{6}$$

여기서,  $q_f$ 는 파괴시 축차응력,  $p_f$ 는 파괴시 순 체적 응력 $(p_f - u_a), \psi_f$ 는 파괴시 모관흡수력 $((u_a - u_w)_f)$ 이다.



그림 9. 불포화토의 Mohr-Coulomb 파괴규준

그리고 M은 한계상태 기울기, N은 모관흡수력에 따른 순 점착력 성분의 변화 기울기, d는 모관흡수력이 0일 때의 p-q축의 절편을 나타낸다.

식 (6)에서 순점착력 성분  $\overline{d}$ 를 다음과 같이 정의 하면,

$$\overline{d} = d + N\psi_f \tag{7}$$

이고 불포화토의 파괴규준은 그림 10과 같이 나타낼 수 있다.

식 (7)을 식 (6)에 대입하면 파괴시 축차응력은 다음 과 같다.

$$q_f = \overline{d} + M \overline{p_f} \tag{8}$$

이 때 삼축압축조건/시 마찰각과 관련된 파괴규준의 기울기는 다음과 같이 나타난다.

$$M = 6\sin\phi' / (3 - \sin\phi'), \qquad (9a)$$

$$\sin\phi' = 3M/(6+M) \tag{9b}$$



그림 10. 불포화토의 파괴규준

그리고 순점착력 성분은 다음과 같이 나타난다.

$$\bar{c} = c' + \psi_f \tan\phi^b, \tag{10a}$$

$$\overline{d} = M\overline{c} \cot\phi' \tag{10b}$$

식 (10)을 식 (7)에 대입하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M(c' + \psi_f \tan \phi^b) \cot \phi' = d + N \psi_f \tag{11}$$

이로부터 식 (7)의 d와 N은 c',  $\phi'$ ,  $\phi^b$ 로 나타낼 수 있다.

$$d = Mc' \cot \phi', \tag{12a}$$

$$N = M \tan \phi^b \cot \phi' \tag{12b}$$

따라서 그림 10의 관계를 실험적으로 획득한 후, φ' 은 식 (9b)로부터 도출할 수 있고 c', φ^b는 다음 식 (13) 과 (14)로 부터 도출할 수 있다.





$$c' = \frac{d}{M\cot\phi'} = \frac{d}{M}\tan\phi' \tag{13}$$

$$\tan\phi^b = \frac{N}{M} \tan\phi' \tag{14}$$

그림 11에서는 K₀ 압밀 삼축실험 결과 나타난 순체적 응력에 따른 최대축차응력을 보여준다. 최대축차응력은 순체적응력이 증가할수록 평행한 기울기를 가지며 증 가하고 있다. 그리고 모관흡수력에 따라 겉보기 점착력 성분  $\overline{d}$ 는 그림 11에서 순체적응력이 0일 때 절편에 해 당한다. 따라서 파괴포락선의 기울기와 관련된 M 또는  $\phi'$ 는 일정한 값으로 획득할 수 있으며, 모관흡수력에 따 른 겉보기 점착력을 도출할 수 있다.

그림 11에서와 같이 모관흡수력에 따른 파괴포락선 은 실험결과와 거의 일치한다. 그림 11(a)에서 모관흡수 력이 0인 포화시료에서 등방압밀조건과  $K_0$  압밀조건에 서의 파괴포락선이 거의 동일한 위치에 있다는 것을 확 인 할 수 있다. 모관흡수력이 50인 경우에도 실험치의 최대 축차응력이 계산된 포락선의 파괴시 축차응력보 다 다소 크게 나타났지만 거의 파괴포락선과 일치하는 것으로 나타났다. 모관흡수력이 100인 경우 비록 실험 결과가 한 점밖에 없지만 계산된 포락선과 잘 일치하는 것으로 나타났다. 그림 11(b)에서도 모관흡수력 20, 80 인 경우를 비교해본 결과 약간의 분산은 있었지만 등방 압밀조건과  $K_0$  압밀조건에서 거의 동일한 파괴포락선 을 가지는 것으로 나타났다.

그림 12에서는 그림 11에서 구한 모관흡수력에 따른 겉보기점착력을 실험치와 비교하였다. 실험치는 식 (8) 을 이용하여 겉보기점착력  $q_f - Mp_f$ 를 구하였다. 설정된 실선은 실험치를 회귀분석한 결과로서 그 함수값은 그 림 11에 나타난 축차응력축의 절편에 해당한다.



그림 12. 파괴시 모관흡수력에 따른 겉보기점착력 성분

그리고 모관흡수력에 따른 겉보기 점착력은 전반적 으로 실험치와 분석치가 일치하는 결과를 보이지만, 실 험치가 다소 산만한 분포를 보이며 최대 20%정도 분석 치와 차이를 보인다. 전반적으로 등방압밀시험결과는 회귀분석 결과보다 다소 작거나 유사한 겉보기 점착력 을 나타내며 K₀ 압밀 시험결과는 다소 크거나 유사한 결과를 나타내고 있다.

이러한 겉보기 점착력의 분산적인 분포는 그림 11에 나타난 포락선의 절편을 함수값으로 정의하기 때문에 일어난다. 그러나 절편은 150kPa 미만의 작은 범위로 규정되어 700kPa정도의 범위를 갖는 그림 11의 결과에 큰 영향을 끼치지는 않았다.

그림 11과 12로부터 그림 10의 관계를 실험적으로 획 득하였다. 그리고 식 9, 13, 14로부터 구한 불포화토의 강도정수를 표 4에 정리하였다.

그림 13에서는 모관흡수력의 변화에 따른 파괴시 최 대주응력과 최소주응력을 나타내고 있다. 각 모관흡수 력단계에 대하여 표 4에서 구한 강도정수를 이용하여 불 포화토의 파괴규준을 나타낸 결과 실험적으로 구한 파 괴시 Mohr 원의 접선을 잘 나타내는 것으로 나타났다. 실제로 접선을 따라서 파괴규준을 도출하는 것은 여

러 모관흡수력에 대한 결과를 일관되게 회귀분석하는 것이 곤란한 경우가 많다. 따라서 불포화토의 파괴시 축 차응력을 이용하여 불포화토의 강도 및 파괴규준을 정

표 4. 불포화토의 강도정수



그림 13. 파괴시 주응력에 따른 파괴포락선

의하는 것이 합리적이라고 판단된다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 불포화 조건에서의 K₀ 압밀 삼축압축실험 을 수행하여 압밀 및 전단시 거동을 분석하였다. 시료는 점 토질모래(SC)로 분류되는 풍화토를 정적으로 다짐하여 재 성형하였다. 불포화토의 강도정수를 파괴시의 축차응력을 이용하여 도출하였다. 실험결과를 정리하면 아래와 같다.

- (1) 동일한 시료에 대하여 K₀ 값은 모관흡수력이 증가 할수록 감소하는 경향을 보이고 있으며 그 상관관 계를 찾을 수 있었다. 압밀과정에서 순수평응력은 모관흡수력이 증가하면 감소하고 동일한 체적응력 에 대한 축차응력은 증가하는 경향을 보였다.
- (2) K₀ 압밀후 응력-변형률 관계에서는 모관흡수력이 클수록 동일한 변형률에 대한 축차응력이 크게 나 타났으며 동일한 모관흡수력에서 순체적응력이 증 가함에 따라 축차응력도 증가하는 것으로 나타났다.
- (3) 모관흡수력이 동일한 경우 등방조건과 K₀ 조건에서 거의 동일한 파괴포락선을 가지는 것으로 나타났다. 그리고 모관흡수력이 증가함에 따라서 겉보기 점착 력은 유사하게 증가하는 것으로 나타났다.
- (4) 불포화토의 강도정수를 한계상태이론의 응력변수 를 적용하여 구한 결과 기존의 Mohr-Coulomb 이론 을 이용하여 구한 결과보다 용이하고 합리적인 결 과를 얻을 수 있었다. 따라서 이러한 기법을 적용하 면 다양한 모관흡수력에 따른 파괴시 Mohr 원의 접 선을 이용하여 불포화토의 강도정수를 획득하는 것 보다 더 합리적일 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 한국건설교통기술평가원에서 주관한 건설 핵심기술연구개발사업의 수탁과제인 "불포화 사면 및 다짐 지반 최적화 표준설계를 위한 지반정수 산정 기술 (04핵심기술A01-08)"의 연구비지원으로 수행되었으며, 이에 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 김태경, 오세붕 (2006), "불포화 풍화토의 K₀압밀삼축실험", 2006

*한국지반공학회 봄학술발표회 논문집*, pp.860-865.

- 김찬기 (1998), "풍화잔적토의 응력-변형률 거동 특성", 대한토목 학회논문집, 제18권, 제III-6호, pp.899-909.
- 송창섭 (1994), "불포화토의 거동예측을 위한 구성식 개발", 서 울대학교, 박사학위 논문.
- 이성진 (2002), "화강풍화토의 불포화 전단강도 특성에 관한 연 구", 대한토목학회논문집, 제22권, 제1-C호, pp.81-88.
- Bishop, A. W. (1959), "The Principle of Effective Stress", Technisk Ukeblad, 106(99), pp.859-863.
- Bolzon, G., Schrefler, A. and Zienkiewicz, O. C. (1996), "Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated state", *Géotechnique*, Vol.48, No.2, pp.279-289.
- Chandler, R. J. and C. I. Gutierrez. (1986), "The filter-paper method of soil suction measurement", *Géotechnique*, Vol.36, pp.265 -268.
- Escario, V. and Saez, J. (1986), "The shear Strength of partly saturated soils", *Géotechnique*, Vol.36, No.3, pp.453-456.
- Fredlund, D. G., Mogensten, N. R. and Widger, R. A. (1978), "The shear strength of unsaturated soils", *Canadian Geotechical Journal*, 15, pp.313-321.
- Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993), Soil Mechanics for Unsaturated Soils, JOHN WILEY & SONs, INC. pp.217-296.

- Jenning, J. E. and Burland, J. B. (1962), "Limitation to the use of effective stress in partly saturated soils", *Géotechnique*, 12(2), pp.125-144.
- Khalili, N. and Khabbaz, M. H. (1998), "A unique relationship for *χ* for the determination of the shear strength of unsaturated soils", *Géotechnique*, Vol.48, No.5, pp.681-687.
- Ladd, C. C. (1965), "Stress-strain Behavior of Anisotropically Consolidated Clays during Undrained Shear", *Proc., 6th ICSMFE, Montreal*, Vol.1, pp.282-286.
- Oberg, A. L. and Sallfors, G. (1995), "A rational approach to the determine of the shear strength parameters fo unsaturated soils", *Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils*, Paris, pp.151-158.
- Terzaghi, K. (1936), "The shear resistance of saturated soils", 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Vol.1, pp.54-56.
- Rassam, D. W. and Williams, D. J. (1999), "A relationship describing the shear strength of unsaturated soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, pp.363-368.
- Vanapilli S. K. Fredlund D. G., Pufahl D. E., and Clifton A. W. (1996), "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, pp.379-392.

(접수일자 2008. 1. 7, 심사완료일 2008. 4. 30)

# 보강토 옹벽에 적용되는 연직 배수시스템의 강우시 수압 저감 효과 - 수치해석 연구

## Performance of a Chimney Drain in Reinforced Earth Wall for Reduction of Pore Water Pressure During Rainfall - a Numerical Investigation

ቶ	そ	식'	Yoo, Chungsik
김	선	빈²	Kim, Sun-Bin
정	혁	상	Jung, Hyuk-Sang

#### Abstract

This study is concernsed with the effect of a chimney drainage system installed at the back of reinforced soil block on preventing the pore water pressure development. A series of finite-element analyses based on transient seepage analysis were performed for a number of cases with different patterns of the chimney drainage system. The results were thoroughly analyzed to get insight into the mechanism of pore water pressure reduction effect of the chimney drainage system. It is shown that a vertical drainage system installed at the back of reinforced zone can be an effective means of maintaining the wall stability during rainfall by preventing pore pressure increase in the reinforced as well as the backfill zones. Also shown is that the optimum height of the chimney drain is 50% of the wall height. Practical implications of the findings were discussed.

## 요 지

본 논문에서는 보강토 옹벽에 있어서 보강토체 배면에 설치되는 연직배수층의 강우시 간극수압 증가 억제효과에 대한 내용을 다루었다. 이를 위해 먼저 다양한 배수시스템 설치 조건에 대해 유한요소해석법에 근거한 부정류 침투해 석을 수행하였으며 그 결과를 토대로 연직배수층의 간극수압 저감 메카니즘을 고찰하였다. 또한 매개변수 연구 결과 를 토대로 다양한 연직배수층의 최적설치 높이를 검토하였다. 그 결과 보강토체 배면에 설치되는 연직배수층은 강우 시 보강토체 내외부에 모관흡수력이 감소하는 현상을 억제시킴으로서 전단강도 저하를 억제할 수 있는 것으로 나타났 으며 옹벽높이의 50% 정도 높이로 설치할 경우 최적의 효과를 발휘할 수 있는 것으로 검토되었다.

Keywords : Drainage system, Finite element analysis, Geosynthetics, Reinforced earth wall

## 1. 서 론

경제성, 시공성, 수려한 외관 등의 장점을 가진 보강 토옹벽은 1990년도 중반 이후 국내에 널리 보급 되었으 며 현재는 콘크리트 옹벽의 대체 공법으로서 인정받고 있는 등 이제는 실생활에서 흔히 볼 수 있는 구조물로 자리 매김하고 있다. 과거 기술적인 제한으로 인해 조 경, 부지조성 및 도로 성토부 등에 제한적으로 적용되

¹ 정회원, 성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수 (Member, Prof. Dept. of Civil & Environ. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

² 정회원, 성균관대학교 사회환경시스템공학과 박사과정 (Member, Graduate Student. Dept. of Civil & Environ. Engrg., Sungkyunkwan Univ., ksb9677@hanmail.net, 교신저자)

³ 성균관대학교 토목환경공학과 석사과정 졸업

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.



(a) 2003년 사고사례



(b) 2006년 사고사례

그림 1. 강우시 발생한 보강토 옹벽 사고사례

었으나, 연구 및 기술개발을 통해 해상구조물, 교대의 날개벽, 연약지반 적용, 하천 및 해안 보호용 옹벽 등으 로 사용범위가 확대되고 있다. 그러나 보강토 옹벽의 역 학적 이해 부족으로 부적절한 설계/시공이 이루어지는 경우가 있어 이론과 실무의 차이를 좁히기 위한 종합적 인 연구가 필요하다(유충식 2003).

매년 장마기간 혹은 장마가 종료된 이후, 즉 우기시, 다양한 토류구조물의 붕괴 사고가 많이 발생하는데 보 강토 옹벽의 붕괴 사고 또한 예외는 아니며 여름철 강우 시에 집중되고 있어 강우와 밀접한 관계를 가지고 있다 (유충식 2005, Koerner & Soong 2001). 우기시의 이러한 집중적인 붕괴는 여러 가지 원인이 복합적으로 작용하 여 발생하나 보강토 구조물의 경우 그 중의 가장 큰 원 인으로는 강우의 보강토체 및 배면토체에 강우가 침투 하여 간극수압의 증가로 인한 유효응력의 감소 및 전단 강도 감소를 꼽을 수 있다. 그림 1에서는 장마기간 동안 발생한 두 건의 보강토 옹벽의 사고 현장 전경을 보여주 고 있는데 두 사고 현장의 공통점은 우기시 붕괴되었다 는 점이며, 다양한 원인이 복합적으로 작용하였으나 그 중의 하나는 강우로 인해 보강토체 및 배면토에 간극수 압 증가로 인한 전단강도 감소 및 수압발생으로 인한 외력 증가가 옹벽 붕괴 원인으로 조사되었다.

이러한 강우가 연계된 보강토의 붕괴 내지 구조적 문 제발생은 보강토 혹은 배면토 토체내로 유입되는 강우 를 신속하게 배수시킴으로서 간극수압 증가로 인한 문 제 발생 소지를 줄 일수 있다. 일반적으로 국내에서는 보강토 옹벽에 적용하는 배수시스템으로서 전면벽체와 보강토에 사이에 배수층을 설치하여 옹벽기초 하부에서 배수시키는 개념을 적용하고 있는데 보다 적극적인 방



그림 2. 연직배수층 설치 개념(Collin 1997)

법으로서 보강토체 배면에 연직배수층(chimney drain)을 설치하는 방안을 고려할 수 있다(그림 2). 본 연구에서 는 이러한 관점에서 기존의 보강토 옹벽 시공에 있어서 연직배수층을 설치할 경우 강우시 보강토 옹벽의 토체 의 간극수압 증가 억제 메카니즘을 검토하기 위해 불포 화토 개념이 접목된 부정류해석을 수행하였으며 그 결 과를 토대로 연직배수층의 역할을 정성·정량적으로 검토하고 설치 높이 측면에서의 최적화를 위한 연구를 실시하였다.

## 2. 유한요소해석에 의한 침투해석

#### 2.1 불포화토의 전단강도 및 침투해석 기본 이론

대부분의 토류구조물이 그러하듯 보강토 옹벽 및 성 토사면의 토체는 평상시에 불포화상태에 있다고 할 수 있으며 강우시 침투수에 의해 부의 간극수압(모관흡수 력)이 증가하여 식 (1)로 정의 되는 전단강도가 감소되 어 전반적인 안전율이 감소하게 된다. 즉, 불포화토의 유효응력 σ'는 아래 식 (2)와 같이 정의 되는데 여기서 σ는 전응력, u_w는 간극수압, x는 0.0~.1.0의 사이의 값 을 갖는 모관흡수력계수, 그리고 u_a는 간극내 공기압으 로 정의 된다.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + x(u_a - u_w) \tag{1}$$

일반적으로 *χ*는 포화도로 대치될 수 있는 것으로 보 고되고 있다(Oberg and Sallfors, 1997; Vanapalli et al., 1996). Fredlund et al.(1978)는 불포화토에 적용되는 수 정 Mohr-Coulomb 파괴 규준으로 아래 식 (2)를 제안한 바 있다.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$
(2)

여기서 τ_f=전단강도, (σ-u_a)=파괴면에 작용하는 순 수 직응력, 그리고 φ^b=모관흡수력에 비례하는 전단강도 증 가율을 나타내는 저항각이다. 식 (1)과 (2)로부터 유추 할 수 있는 바와 같이 강우로 인한 불포화토의 모관흡수 력 감소는 전단강도 저하로 이어지며 따라서 이로 인한 안정성의 문제가 발생할 수 있다.

한편, 불포화토에서의 흐름은 포화토에서의 흐름과 는 달리 흙의 포화도에 따라 좌우된다. 즉, 불포화토의 포화도에 따라 모관흡수력(matrix suction)이 달라지며 이에 따라 투수특성 또한 달라지므로 불포화토의 흐름 해석에서는 포화도와 모관흡수력의 관계를 나타내는 흙-수분특성곡선(soil water characteristic curve; SWCC) 과 모관흡수력과 투수계수의 변화를 나타내는 투수계수 곡선(hydraulic conductivity function)을 고려하여야 한다. 불포화 흐름의 2차원 지배방정식은 식 (3)과 같다.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_w \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \right) = m_w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \tag{3}$$

여기서, k_w와 h_w는 각각 흙의 투수계수 및 수두, m_w는 흙의 함수특성을 나타내는 SWCC 의 경사, p_w는 물의 밀도, g는 중력가속도를 의미한다. 식 (3)의 좌변은 Darcy의 법칙에 근거한 흙속에서의 물의 흐름을 나타내 며, 우변은 단위시간에서의 흙 속에 존재하는 물의 체적 의 변화를 의미한다. 따라서 본 연구에서 대상으로 하고 있는 강우시 보강토체 및 배면토에서의 간극수압변화 에 대한 평가를 위해서는 불포화흐름이 고려된 부정류 상태에서의 침투해석을 실시하여야 하며 이때 SWCC와 포화도에 따른 투수계수 곡선이 필요하다.

#### 2.2 해석조건

본 연구에서는 높이 5m의 옹벽을 대상으로 하였다 (그림 3). 해석에서는 강우시 배수층의 역할과 연직배수 층의 간극수압 저감효과를 정성·정량적으로 평가하기 위해 1) 전면 배수시스템이 막힘현상(clogging) 등의 원 인으로 인해 기능이 원활하지 못한 경우(CASE A), 2) 원활하게 작용하는 경우(CASE B), 3) 연직배수층이 적 용된 경우(CASE C)를 고려하였다. 또한 연직배수층이 적용되는 경우에는 연직배수층의 설치조건에 따른 효 과를 검토하여 최적의 설치조건에 대한 검토를 수행하 였다. 이격거리 변화를 통해 연직배수시스템의 최적화 에 관한 검토를 수행하였다.

#### 2.3 해석 모델링

본 연구에서는 상용프로그램 SEEP/W를 이용하여 부 정류 침투해석을 수행하였다. 부정류 해석은 2006년 여름 에 발생한 서울지역 강우자료를 토대로 6월(168.5mm/12day) 과 7월(1014.5mm/25day)에 발생한 강우에 대한 침투해 석을 실시하였다. 그림 4는 해석에 적용된 유한요소모





그림 5. 뒤채움흙의 SWCC와 투수계수곡선

델의 개요도를 보여주고 있는데 해석 모델링에 있어 보 강토체 및 배면토체는 4절점 평면변형요소를 적용하였 으며 경계조건의 설정에 있어서 하부 기초지반 측면 경 계면에는 지하수위를 고려하여 일정수두조건을 그리고 하단 경계면에는 'no flux' 경계조건을 설정하여 암반층 이 존재하는 것으로 모델링하였다.

본 연구에서는 현장조건을 반영하기 위해 앞서 소개 한 2003년에 발생한 붕괴사례 조사시 검토된 시공조건 을 반영하여 뒤채움흙으로는 세립분이 30%정도 포함된 화강풍화토가 적용되는 것으로 가정하였다(유충식 등 2005). 침투해석에서 필요한 포화투수계수는 유충식 등 (2005)에서 조사된 바와 같이 5.97×10⁻⁷m/sec를 적용하 였으며 기초지반은 풍화암이상의 견고한 암반으로 가 정하여 8.0×10⁻⁸m/sec를 적용하였다. 한편, SWCC와 투 수계수곡선은 유충식 등(2005)에서 조사된 입도분포곡 선을 토대로 추정하였다. 즉, Arya와 Paris(1981)가 제안 한 방법을 토대로 입도분포곡선으로부터 SWCC를 추정 한 후 이를 토대로 다시 Fredlund 등(1994)이 제안한 방 법을 토대로 투수계수곡선을 추정하였다. 한편, 지하수 위는 옹벽기초로부터 2.1m 하부에 위치하는 것으로 가 정하였다. 그림 5는 해석에 적용된 뒤채움흙 및 배면토 에 적용한 SWCC와 투수계수곡선을 보여주고 있다. 부 정류 침투해석의 결과는 해석이전 초기 간극수압 분포 결과에 좌우되므로(Blake 2003) 부정류 해석 실시이전 에 6월 이전의 강우 결과를 토대로 초기 간극수압 분포 를 구현하였다(그림 6).

한편, 일반 배수시스템이 적용되고 전면배수가 원활



하지 못한 경우(CASE A)의 해석에서는 배수층의 포화 투수계수가 뒤채움흙의 포화 투수계수와 동일한 값을 갖는 것으로 가정하였으며 배수가 원활한 경우(CASE B)에는 7×10⁻⁴m/sec를 적용하였다. 아울러 연직배수층 을 적용한 경우(CASE C)에서는 보강토체 배면에 원활한 배수기능을 갖는 연직배수층(포화투수계수 7×10⁴m/sec) 이 설치되는 경우에 대한 모델링을 수행하였다.

## 3. 결과 분석 및 고찰

## 3.1 배수조건에 따른 영향

그림 7은 전면배수층만 설치된 경우에 있어서 배수기



능이 상실된 경우인 CASE B의 경우에 대해서 보강토 체 배면(단면 C-C)에서의 7월 강우 발생시 간극수압 분 포 경향을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 전반적으로 7월 중 지속되는 강우로 인해 배면에서의 모관흡수력이 감소하는 경향을 뚜렷이 관찰할 수 있는데 보다 구체적 으로 살펴보면 7월 강우 시작전에는 약 10kPa의 부의 간극수압이 형성되어 있으나 7월 강우로 인해 거의 소 멸되는 것으로 나타나 이를 앞서 기술한 불포화토의 전 단강도와 연계시킬 때 전단강도의 저하가 발생할 수 있 음을 보여주고 있다.

한편, 그림 8은 배수시스템 조건별로 강우 완료 시점 에서 단면 C-C, 즉 보강토체 배면에서의 간극수압 분포 도를 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 블록벽체 배면에 전면배수층만이 포설된 CASE A와 CASE B의 경우 배 수기능 확보여부에 따라 벽체부에서의 차이만 보일뿐 보강토체 및 배면에서는 거의 차이를 보이지 않고 있는 데 이는 전면배수시스템 만으로는 보강토체 배면에서 의 수압을 해소시킬 수 없음을 의미하며 우리나라와 같 이 6~8월에 발생하는 집중강우시에는 전면배수시스템 만으로는 충분한 배수기능을 확보할 수 없을 수도 있음 을 보여주고 있다. 반면에 보강토체 배면에 연직배수 시스템이 적용된 CASE C의 경우 7월 강우시에도 약 20kPa의 모관흡수력이 형성되어 있어 연직배수시스템 을 적용할 경우 강우시 보강토체 배면에서의 간극수압 증가를 억제할 수 있음을 보여주고 있다. 이러한 경향은 벽체전면으로부터 2.7m, 기초부에서 2.7m 상부에 위치 한 지점에서의 시간에 따른 간극수압 변화경향을 보여





주고 있는 그림 9에서 보다 상세히 관찰할 수 있다. 즉, 여기서 보이는 바와 같이 전면배수시스템만이 적용되 는 경우에는 7월 강우로 인해 측정지점에서의 수압이 꾸준히 증가하여 모관흡수력이 거의 상실되는 경향을 보이고 있으나 연직배수시스템이 적용된 경우에는 그 증가 정도가 크지 않아 약 10kPa의 감소 효과가 있는 경향을 관찰할 수 있다.

위에서 언급한 경향은 배수시스템 조건별로 시간에 따른 간극수압 분포도를 보여주는 그림 10에서 보다 상 세히 관찰할 수 있다. 즉, 이 그림에서는 강우 종료 후 5일 경과시 간극수압 분포도를 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 CASE A의 경우 보강토체 및 보강토 배면까 지 지하수위가 2m 가량 증가하고 특히 전면블록 벽체에 1.5m 이상 수위가 상승하는 경향을 보여주고 있으며 CASE B의 경우 전면시스템의 기능으로 인해 벽체 배



그림 11. 연직배수층 설치시 경과시간에 따른 간극수압 분포

면 및 보강토체에서는 어느 정도 수압감소 현상을 보이 고이는 있으나 보강토체 배면에서는 2m 가량 수위가 증 가하는 경향을 보여주고 있다. 이는 본 해석 대상 옹벽 조건에 있어서 전면배수시스템이 충분한 기능을 확보 한다고 하더라도 지속적인 강우로 인해 모관흡수력 저 감으로 인한 전단강도 감소뿐만 아니라 배면 수압이 작 용하여 작용하중도 증가하는 결과가 발생하여 결국 외 적 안정성에 문제가 발생할 수 있음을 보여준다고 하겠 다. 반면, 연직배수시스템이 적용된 CASE C의 경우에 는 보강토체와 배면토에 수압증가가 발생하지 않음을 알 수 있어 수압저감효과 매우 효과적인 것으로 나타났 다. 그림 11은 연직배수시스템이 적용된 경우에 대해 7월 강우시 시간대 별로 간극수압 분포도를 보여주고 있는 데 보이는 바와 같이 비교적 큰 강우강도에서도 보강토 체 및 배면토에 강우로 인한 수압증가가 충분히 억제되 는 경향을 잘 관찰할 수 있다.

#### 3.2 연직배수층 최적 배치 조건

1) 설치 높이의 영향

연직배수층을 적용하는데 있어 시공성 및 경제성 측 면에서 연직배수층의 설치 높이는 매우 중요한 설계항 목이라고 할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 연직배수층 의 설치 높이(*H*_d)에 따른 배수효과를 정량적으로 검토 하기 위해 연직배수층의 높이를 옹벽 기초부에서 부터 0.3H, 0.5H, 1.0H의 높이로 변화시키며 해석을 수행하 였다. 해석 결과의 분석에 있어서는 배수효과를 명확히 관찰할 수 있는 지점인 A'-A'(전면으로부터 이격거리 1.2m), B'-B'(전면으로부터 이격거리 2.7m), C'-C'(전면 으로부터 이격거리 5.4m) 단면에서 간극수압의 분포를 강우 시작 후 17일 경과시점에서 간극수압을 토대로 분 석하였다.

그림 12는 그 결과를 보여주고 있으며 표 1은 B'-B' 단면에서의 결과를 수치로 제시하고 있다. 보이는 바와 같이 검토 단면에 따라서 정량적인 차이는 있으나  $H_d$ 가 증가할수록, 즉 연직배수층 높이가 높아질수록, 간극수 압 증가정도가 감소하나  $H_d = 0.5H$ 의 경우가  $H_d = 1.0H$ 의 경우와 거의 유사한 결과를 보이고 있어 경제성 측면 에서  $H_d = 0.5H$ 로 연직배수층을 설치할 경우 본 연구대 상의 옹벽/강우 조건에 있어서 충분한 간극수압 증가 억 제효과를 확보할 수 있는 것으로 검토되었다.

한편, 이러한 결과는 보강토체 배면 중앙부에서  $H_d$ 에 따른 간극수압 변화경향을 보여주는 그림 13에서 잘 관 찰할 수 있다. 즉, 해당 시간에 있어서 검토 지점의 간극 수압은  $H_d$ 가 증가하면서 감소하는 경향을 보이고 있으 나  $H_d = 0.5H$  이상에서 감소율이 급격히 떨어지는 경향 을 보이고 있어 앞에서 언급한 바와 같이  $H_d = 0.5H$ 를 확보함으로써 충분한 간극수압 증가 억제 효과를 확보 할 수 있는 것으로 나타났다.

#### 2) 설치 위치의 영향

연직배수층 설치시 보강토체 배면을 기준으로 수평



그림 12. 연직배수층 높이에 따른 간극수압 분포도

표 1. 단면 B'-B'에서의 배수층 높이에 따른 간극수압 비교표

지점 위치*	B'-B' 전면에서 2.7m 이격된 지점의 간극수압(kPa)								
(m)	0.0H	0.3H	0.5H	1.0H					
5.4m	-15.74	-16.96	-23.55	-37.01					
4.8m	-9.28	-10.78	-18.66	-31.55					
4.2m	-2.06	-4.11	-14.26	-25.9					
3.6m	5.19	2.32	-10.77	-20.09					
3.0m	12.05	7.24	-8.26	-14.03					
2.4m	18.62	10.29	-4.7	-7.53					
1.8m	25.02	11.06	0.4	-0.6					
1.2m	31.38	9.77	4.82	4.92					
0.6m	37.83	8.94	8.55	8.96					
0.0m	44.5	9.87	11.46	11.82					

* 옹벽하단부로 부터의 높이



설치위치 또한 보강토체 및 배면토체 배수 측면에서 중 요한 검토항목이라고 할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 연직배수층 설치위치에 있어 블록벽체 전면으로의 위 치( $L_a$ )를 5.4m, 8.1m, 10.1m 로 변화시키며 해석을 수행 하였다. 그림 14는 그 결과를 강우 개시 후 17일 경과 시점에서 B'-B'단면에 대해 제시하고 있는데 보이는 바 와 같이  $L_a$ 에 따라 그다지 큰 차이는 없으나  $L_a = 5.4m$ , 즉 보강토체 배면에 설치하는 경우가 간극수압 저감에 가장 효과적인 것으로 나타났다.



그림 14. 연직배수층 수평설치 위치에 따른 보강토체 배면 간극수압 분포도

## 4. 결 론

본 연구에서는 보강토 옹벽에 있어서 보강토체 배면 에 설치되는 연직배수층의 강우시 간극수압 증가 억제 효과에 대한 내용을 다루었다. 이를 위해 먼저 다양한 배수시스템 설치 조건에 대해 유한요소해석법에 근거 한 부정류 침투해석을 수행하였으며 그 결과를 토대로 연직배수층의 간극수압 저감 메카니즘을 고찰하였다. 또한 매개변수 연구 결과를 토대로 다양한 연직배수층 의 최적 배치조건에 대한 내용을 검토하였다. 본 연구의 결과는 다음과 같이 요약될 수 있다.

- (1) 전면 벽체 배면에 설치된 배수층에 의한 배수시스 템의 배수기능이 원활하지 못한 경우 보강토체 및 보강토 배면에 모관흡수력이 감소하여 양의 간극수 압이 유발 될 수 있으며 그 증가량은 강우조건 및 뒤채움흙의 배수특성에 따라 달라 질 수 있으나 본 연구에서 대상으로 한 조건에 있어서 옹벽 저부로 부터 약 2m의 지하수 상승효과가 있는 것으로 나타 났다.
- (2) 본 연구에서 대상으로 한 장마기간 동안의 집중 강 우시 전면 배수시스템이 배수기능을 충분히 확보하 더라도 상부에서의 강우 유입이 있을 경우 보강토 체 배면에 간극수압이 증가하여 수압이 작용할 수 있으며 따라서 외적안정성에 대한 안전성이 위협 받을 수 있다.
- (3) 전면 배수시스템과 아울러 연직배수시스템을 병행 적용한 경우에 있어서는 옹벽 상부에서 강우시 보

강토체 및 배면토체의 간극수압 증가를 현저히 억 제할 수 있는 것으로 나타나 수압저감 공법으로 매 우 효율적으로 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

(4) 연직배수시스템의 적용에 있어서 설치 높이는 옹벽 높이의 0.5배 정도로 설치하는 경우 간극수압 증가 억제 효과에 있어서 최적의 효과를 확보할 수 있는 것으로 나타났으며 설치 위치는 보강토체 배면에 위치시키는 것이 가장 바람직한 것으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 한국 과학재단 기초과학연구사업 특정기 초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0) 및 (주)동양건 설산업의 지원으로 이루어졌으며, 이에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

- 유충식, 정혜영, 정혁상 (2005), 집중강우시 발생한 블록시 보강 토 옹벽의 붕괴사례, 한국토지반공학회, 한국지반공학회논문집, 제21권 4호, pp.135-43.
- 유충식, 정혁상, 정혜영 (2004), 강우로 인한 보강토 옹벽의 붕괴 사례에 관한 연구, 한국토목섬유학회 2004년 가을 토목섬유 학 술발표회 논문집, pp.51-59.
- Arya, L. M. and Paris, J. F. (1981). "A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data", *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45, pp. 1023-1030.
- Blake, J.R. and Renu, J.P. (2003), Prediction of rainfall induced transient water pressure head behind a retaining wall using a high-resolution finite element model, Computers and Geotechnics 30, pp.431-442.
- Collin, J. (1997), "Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed." National Concrete Masonry Association (NCMA), Virginia, USA.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. and Widger, A. (1978), "Shear strength of unsaturated soils", *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 15, pp. 313-321.
- Fredlund, D. G., Xing, A., and Juang, S. (1994), "Predicting the permeability functions for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve", *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 31, pp. 533-546.
- Koerner, R. M. and Soong, T. Y. (2001), "Geosynthetic reinforced segmental retaining walls", *Geotextiles and Geomembranes*, 19(6), 359-386.
- Oberg, A and Sallfors, G. (1997), "Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve", *Geotech Test. J.*, 20(1), pp.40-48.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., and Clifton, A. W. (1996), "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction", *Can. Geotech. J.*, 33, pp.379-392.

(접수일자 2008. 2. 18, 심사완료일 2008. 5. 22)

# 1차압밀과정중의 크리프의 영향을 고려한 연약 점성토지반의 침하거동 해석

# An Analysis of the Settlement Behavior of Soft Clayey Ground Considering the Effect of Creep during the Primary Consolidation

백	원	진	Baek, Won-Jin	松 田	博	Matsuda, Hiroshi
최	ዯ	정³	Choi, Woo-Jung	김 찬	フ] ⁴	Kim, Chan-Kee
송	병	관⁵	Song, Byung-Gwan			

#### Abstract

This paper is performed to examine the effect of creep during the primary consolidation and the applicability of the Yin's EVP (Elasto-Visco-Plastic) model. In ordinary consolidation theories using the elastic model, the primary consolidation process can be expressed but the secondary consolidation process cannot. It is due to the viscosity, which can express the secondary consolidation, and is sometimes related to the scale effect (difference of the thickness of clay layer between laboratory sample and field condition) such as hypotheses Type A and Type B shown by Ladd et al. (1977). Usually, the existence of the creep during the primary consolidation has been confirmed and the Type B is well acceped. On the other hand, from the large-scaled consolidation tests the intermediate characteristic between Type A and Type B was proposed as Type C by Aboshi (1973). In this study, to clarify the effect of creep on the settlement-time relation during the primary consolidation in detail, Type B consolidation tests were performed using the separate-type consolidation test apparatus for a peat and clay. Then the test results were analyzed by using Yin's EVP Model (Yin and Graham, 1994). In conclusion, followings were obtained. At the end of primary consolidation, the compression for the subspecimens should not be the same because of the difference of the excess pore water pressure dissipation rate. And the average settlement measured by the separate-type consolidometer coincides with the analyzed one using the Yin's EVP model. As for the dissipation of the excess pore water pressure, however, the measured excess pore water pressure dissipates faster compared with the Yin's model.

#### 요 지

본 연구는 1차압밀 중의 크리프의 영향과 Yin이 제안한 탄-점-소성 모델에 대한 적용성을 검토하였다. 탄성모델을 이용한 일반적인 압밀이론은, 1차압밀 과정을 표현할 수 있으나 2차압밀을 표현할 수 없다. 이러한 결과는 2차압축을 표현할 수 있는 점성에 기인하며, 때로는 Ladd 등(1977)이 제안한 가정 A 및 B와 같은 스케일효과(실험실 공시체와 현장조건 사이의 점토층 두께의 차이)와 관련되어진다. 통상적으로 1차압밀 중의 크리프의 존재는 많은 연구자에 의해 확인되어졌으며, 가정 B가 잘 맞는 것으로 되어있다. 한편, 대형압밀시험을 통해 가정 A와 B의 중간적인 특성이

¹ 정회원, 전남대학교 생물산업공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Bio-Systems & Agriculture Eng., Chonnam National Univ., bwj215@jnu.ac.kr, 교신저자)

² 일본 지반공학회 정회원, 일본 야마구치대학교 사회건설공학과 교수 (JGSE Member, Prof., Dept. of Civil & Environ. Eng., Yamaguchi, Univ., Japan)

³ 정회원, 원광대학교 토목환경공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Course, Dept. of Civil & Environmental Eng., Wonkwang Univ.)

⁴ 정회원, 대진대학교 공과대학 건설시스템공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Dajin Univ.)

⁵ 정회원, 전남대학교 지역·바이오시스템 공학과 박사과정 (Member, Ph.D, Course, Dept. of Regional & Bio-systems Eng.)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

Aboshi(1973)에 의한 가정 C로써 제안되어졌다. 본 연구에서는 1차압밀 중의 침하-시간관계에 대한 크리프의 영향을 명백히 하기 위해, peat와 점토에 대해 분할형 압밀시험기를 이용하여 가정 B의 압밀시험을 행하였다. 그리고 Yin의 탄-점-소성 모델을 이용하여 실험결과를 해석하였다. 얻어진 결과는 다음과 같다. 1차압밀 종료시에 분할 공시체의 압축은 과잉간극수압 소산속도의 차이에 의해 동일하지 않았다. 또한 분할형 압밀시험기에 의해 측정된 평균변형률과 Yin의 EVP 모델을 이용한 해석치는 잘 일치하였다. 그러나 과잉간극수압의 소산에 대해서는 측정치가 Yin 모델에 비해 빨리 소산되었다.

Keywords : Creep, EVP model, Primary consolidation, Separate-type consolidometer

## 1. 서 론

연약 점성토 지반 상에 구조물을 축조할 때, 시공기간 및 공용개시 후에 발생하는 잔류침하나 부등침하 등에 대한 정확한 예측 및 억제대책 등이 중요한 문제가 된 다. 그러나 일반적으로 총침하량을 산정할 경우에 이용 되어지는 Terzaghi의 탄성압밀이론은, 점성에 대한 영향 을 고려할 수 없어 유효응력 일정하에서 발생하는 크리 프에 의한 2차압밀을 고려할 수 없다(압밀현상은 점토 지반의 재하 후 상당한 시간적 지연을 두고 발생하는 것으로 이같은 시간적 지연은 수리학적 지연과 소성적 지연으로 나누어 생각할 수 있다. 그런데 수리학적 지연 은 점토의 투수성, 압축성 및 배수거리에 관계되며, 점 토의 소성적 지연은 일정한 유효응력하에서 변형이 시 간과 함께 증가하는 성질(creep)과 관련되며, 실험실에서 얻어진 침하곡선 중에서 수리적 지연이 주요한 역할을 하는 1차압밀과 침하곡선상의 소성적 지연이 주요한 역 할을 하는 2차압밀로 나타낸다). 이와 같은 2차압밀의 원 인에 대해서는 미시적 관점에서 여러 가지가 고려되어지 나, 거시적으로 토립자 구조골격의 시간의존성이라는 입 장으로부터, 구조골격의 구성식에 유변학적 모델을 적용 해서 2차압밀을 설명하고자 하는 시도는 Taylor(1948)에 의한 연구를 시작으로 많이 행하여 졌다. 특히, 연약층 의 층두께에 따른 영향을 고려하지 않은 경우 압밀변형 에 큰 차이를 나타내게 된다. Ladd(1977)는 이러한 점토 의 2차압밀에 대한 견해를 가정 A와 B로 나타내었다. 가정 A는 1차압밀 중에 점성변형을 일으키지 않는 경우 로, Terzaghi의 압밀이론과 같이 2차압밀이 발생하지 않 는 경우를 나타내며, 가정 A를 지지하는 것은 압밀은 시료두께 H의 제곱에 비례해서 발생하므로 압밀침하 변형률-시간곡선은 그림 1에서처럼 층두께가 크게 되 면, 오른쪽으로 평행 이동하는 형태를 취하게 된다. 가정 B는 1차압밀 중에 점성변형이 발생하지만 최종적으로 는 수렴하게 된다는 입장이다. 또한 Barden(1969)은 재 료정수와 압밀하중 △p'가 동일할 경우, 층두께의 차이 에 의한 영향을 평균압밀도 U와 시간계수 Tv의 관계로 부터 층두께에 따라서 U-Tv의 관계가 달라짐을 나타냈 으며, 이는 그림 1의 가정 B를 지지하는 입장이다. 한편, Aboshi(1973)는 층두께가 다른 공시체를 이용한 1차원 압밀시험을 수행하고, 시료두께가 클수록 1차압밀의 침 하변형률은 증가하지만, 가정 B와 같이 2차압밀이 중첩 되지 않으며 동일 구배를 가진 평행한 곡선으로 되는 가 정 A와 B의 중간형태를 나타내는 결과를 보고한 바 있다. Mesri(1994) 등은 자연퇴적토의 시료에 의한 압밀데이터를 조사하여 자연점토에 대해 이차압밀계수  $C_{\alpha}(\Delta e/\log t)$ 와 압축지수 C_사이에는 상관관계(C_/C_=0.025~0.10의 범위)가 존재하며, 이들 관계로부터 다음과 같은 구성식 을 제안하였다.

$$\int_{0}^{t} \frac{\partial e}{\partial t} dt = \int_{0}^{t_{p}} \left[ \left( \frac{\partial e}{\partial \sigma'_{v}} \right)_{t} \frac{d\sigma'_{v}}{dt} + \left( \frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_{v}} \right] dt + \int_{t_{p}}^{t} \left( \frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_{v}} dt \quad (1)$$

상기 식의 좌변은, 압밀개시로부터 시간 t까지의 전압 축량이며, 우변의 제1항은 압밀개시로부터 시간 t,까지 의 압축량 즉, 1차압밀량이고, 제2항은 시간 t,로부터 t 까지의 압축량으로 2차압밀량이다. 그러나 1차압밀 중 의 ( $\partial e/\partial \sigma'_v$ )_t·( $d\sigma'_v/dt$ )와 ( $\partial e/\partial t$ )_{$\sigma'_v}를 분리할 수 있는$ 데이터는 아직까지 보고되지 않았으며 분리하는 것 또한 매우 어려운 실정이다.</sub>

또한, Yoshikuni(1994)는 1차원압밀조건에 대해 Maxwell 액체 모델을 이용한 탄-점성압밀모델을 제안하여 점성 토의 정규압밀과 과압밀상태의 구별없이 압밀거동을 표 현할 수 있다고 제안하였으나, 이 모델의 경우 압밀정수 의 산정이 Yin의 모델에 비해 복잡하다.

따라서 본 연구에서는, 표준압밀시험에서 얻어진 압밀



그림 1. 압밀곡선에 대한 점토층 두께의 영향(Ladd et. al., 1977)

정수를 이용하여 해석이 가능한 Yin and Graham(1994) 이 제안한 탄-점-소성 압밀이론을 살펴보고, 1차압밀 중 의 크리프가 2차압밀에 미치는 영향을 명확히 하기 위해 압밀과정 중에 큰 크리프변형을 나타내는 peat의 교란 및 불교란시료에 대해 층별계측형 압밀시험기를 이용하 여 공시체내부의 침하변형률, 과잉간극수압과 시간관계 를 조사하였다. 마지막으로 실내시험결과와 EVP 모델 의 해석결과를 비교하여 적용성을 검토하고자 한다.

## 2. 등가시간개념을 이용한 Yin의 탄-점-소성 압밀 이론

연약점성토에 대한 압밀해석에 있어서, Terzaghi는 간극비와 재하이력과 과정에 의존하지 않는 연직유효 응력 σ,' 사이의 선형관계를 가정하였다. e-σ,'관계를 체적압축계수를 이용하여 나타내었으며, 압밀속도를 정 의하는 압밀계수가 압밀과정에서 일정이라고 가정하였 다. 이러한 가정은 실제의 점토 거동에 대해 간극수압이 0일때 변형률이 발생하지 않음을 나타낸다. 이와 같은 한계를 극복하기 위해 Yin & Graham은 크리프를 포함 한 재하증분에 의한 응력완화 및 변형률속도의 영향을 고려한 1차원 탄점소성(EVP) 구성모델을 제안하였다. 이 모델에서 정의한 등가시간 t,는, 해석결과로부터 결 정된 기준시간선 $(t_e=0)$ 에서 현시점 $(\sigma_z', \epsilon_z, t_e)$ 까지의 일 정유효응력하에서의 변형률 증가기간을 나타낸다. 또한 한계시간선(t。=∞)은, 크리프속도가 0이 되는 등가시간 t_e = ∞ 에서의 시간선으로 정의되어지며, 한계시간선보 다 상부의 거동은 시간의존성을 가진 점탄소성을 나타 내고 하부의 거동은 시간의존성을 가지지 않는다. 자세 한 개념에 대해서는 참고문헌을 참조하기 바란다.

Yin & Graham에 의해 제안된 EVP 모델을 이용하여 점토층의 침하량과 과잉간극수압 소산과정을 계산하기 위한 기본식은 다음과 같다.

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_v} g(u, \epsilon_z)$$
⁽²⁾

$$\frac{\partial \epsilon_z}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \epsilon_z)$$
(3)

$$g(u, \epsilon_z) = \frac{\psi/V}{t_0} \left\{ \exp\left(-\epsilon_z \frac{V}{\psi}\right) \right\} \left(\frac{\sigma_z - u}{\sigma_{z\,0}}\right)^{\lambda/V} \tag{4}$$

여기서, 식 (4)는 EVP 모델의 크리프함수,  $m_v$ 는 체적압축 계수, V는 비체적,  $\psi$ 는 크리프 파라메타,  $t_0$ 는 기준시간선 에 관한 파라메타,  $C_v$ 는 압밀계수를 나타낸다. 또한, 본 모 델에서는 파라메타로서  $m_v = \partial \epsilon_z / \partial \sigma_z' = (\kappa/V) / (\sigma_z - u)$ 를 이용하며, 시간 t 및 심도 z에 의존한다.

본 연구에서는 EVP 모델의 기본식을 유한차분법을 이용하여 해석을 수행하였다.

## 3. 실내시험 재료 및 방법

#### 3.1 실험장치

점토층 내부의 변형거동 및 간극수압변화는 압밀거 동을 파악하는데 중요하다. 본 연구에서 사용한 층별계 측형 압밀시험장치는 Aboshi 등(1981)에 의해 고안된 시험기를 수정/보완한 것으로, 점토층을 몇 개의 층으로 분할(H=20mm, D=60mm)하여 각 층의 응력조건이나 배수조건이 분할하지 않은 경우와 동일하게 되도록 각 층을 연결하여 압밀을 행하는 장치이다(松田 등, 2006). 본 실험장치의 특징은, 각 층별로 상부에 침하측정장치



그림 2. 층별 계측형 압밀시험기

를 이용하여 분할된 각 공시체의 정확한 침하량을 측정 하므로써 압밀과정 중의 내부변형률 변화를 측정할 수 있다. 또한, 각 공시체의 하부에 설치한 간극수압계를 통해 내부에서의 간극수압 소산과정을 손쉽게 측정할 수 있으며, 각 층을 분할하여 압밀을 행하므로 전체적으 로 비교적 큰 압밀층 두께에도 불구하고 각 층별로 하중 을 재하하기 때문에 주면마찰에 의한 재하응력의 감소 를 줄일 수 있다는 특징을 가지고 있다. 실험기의 개요 를 그림 2에 나타낸다.

#### 3.2 실내시험 재료 및 방법

본 연구에서 이용한 시료는, Yokohama 현에서 Thin wall sampler에 의해 채취한 Peat와 교란점토를 재성형 한 점토이다. 표 1에 시료의 물리/역학적 성질을 나타내 었으며, 그림 3에 입도분포곡선을 나타내었다. 또한, 표 준압밀시험에서 얻어진 e-logp곡선을 그림 4에 나타내

었다. 표와 그림에서 알 수 있는 것처럼, 불교란 Peat의 압축지수가 큰 값을 나타냄을 알 수 있다. 충적점성토층 의 경우 일반적으로 불교란 시료의 압축지수는 교란시 료의 압축지수보다 작다고 알려졌으나 본 연구에서 교 란시료를 작성함에 있어서 불교란 시료를 함수비가 용 탈되지 않도록 비닐봉지에 넣은 상태에서 강제적으로 교란시키는 과정에서 입자의 재배열 및 안정(입자간 결 합)에 의해 교란 시료에서 더 작은 압축지수가 얻어진 것으로 판단된다.

본 연구에서는, 1차압밀 중의 크리프가 점성토의 압밀 특성에 미치는 영향을 조사하기 위하여, 층별계측형 압밀 시험기를 이용해서 순간재하압밀시험을 행하였다. 공시체 시료는 압밀중에 큰 크리프 특성을 나타내는 Yokohama peat의 교란시료(PBd-10)와 불교란시료(PBu-10) 및 일반 적인 충적점토로서 Yokohama 점토(YB-10)를 이용하였 다. 각 시료에 대해서 하중재하조건은 압밀압력 39.2kPa, 78.4kPa에서 각 분할층에 단면배수조건하에서 2단계의

#### 표 1. 시료의 물리/역학적 특성

Samples	Condition	$(g/cm^3)$	$egin{array}{c} w_n \ (\%) \end{array}$	$egin{array}{c} w_L \ (\%) \end{array}$	$I_p$	$C_c$	$e_0$
Vakahama Daat	Disturbed	0.16	365.3	045 1	167.0	3.40	8.41
TOKOIIailia Feat	Undisturbed	2.10		245.1	107.2	4.13	
Yokohama Caly	Disturbed	2.69	95.6	113.3	69.1	0.77	3.02

#### 표 2. 시료상태 및 하중재하조건

Test No. Sample		Condition of samples	σ ₀ (kPa)	$\Delta \sigma$ (kPa)	<i>H</i> ₀ (ст)	Subspecimens No.	
PBd-10	Doot	Disturbed	70 /	70 /	10	5	
PBu-10	Peal	Undisturbed	/0.4	/0.4			
YB-10 Clay		Disturbed	78.4	78.4	10	5	





예압밀을 수행하고, 그 후 소정의 압밀압력하에서 순간 재하압밀시험을 행하였다. 표 2에 재하형태 및 실험조 건을 나타낸다.

## 4. 실내시험 결과와 수치해석결과의 비교

#### 4.1 실내시험결과

층별계측형 압밀시험기를 이용하여 압밀증가하중 △σ =78.4kPa에서 수행한 각 공시체에 대한 변형률-시간관 계곡선을 나타낸 것이 그림 5(a), (b)이다. 그림에서 No.1 은 배수층을, No.5는 비배수층의 실험결과를 나타낸 다. 압밀은 배수면측이 빠르게 진행되고 비배수면측에 비해 최종압밀침하량이 크게 됨을 알 수 있다. 또한 1 차압밀 종료시의 각 분할공시체의 침하변형률은 각각 다르며 심도방향으로 침하변형률이 서로 다르게 나타 남을 알 수 있다. 이것은 순간재하와 같이 재하속도가 빠른 경우, 간극수압 소산속도의 차이로 인해 비배수



면측(No.5)에서 잔류하는 과잉간극수압이 크기 때문 에 배수면측(No.1)에서 과잉간극수압이 소산된 이후 에도 비배수면측에서 간극수압이 완전히 소산되기까 지 시간이 필요하며, 점토층의 두께 증가로 인한 scale effect의 영향(Ladd의 가정 A와 유사한 결과)으로 판단 된다. 1차압밀 종료후에는 각 분할공시체에서 거의 동 시에 침하곡선이 직선적으로 되는 2차압밀이 발생하 고 있음을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 동일 유효응 력하에서는 2차압밀곡선의 구배가 동일하다고 하는 Aboshi 등의 연구결과와 일치하는 결과이다. 또한, 층 전체의 평균변형률로 정리한 것이 그림 6이다. 그림에 서 압밀초기에는 동일 시간에서의 PBd-10과 YB-10은 거의 동일크기의 침하변형률이 발생하고 있으나 압밀 중반에서 PBd-10의 침하변형률이 크게 됨을 알 수 있 으며, PBu-10의 불교란 Peat에서는 전체적으로 큰 침 하가 발생하였다.

본 연구에서 수행한 층별계측형 압밀시험에서는 각 분할 공시체의 저부(Z/H=0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0)에서의 과잉간극수압을 측정하여 공시체내부의 간극수압변화 를 정확히 측정할 수 있다. 그림 7은 정규화된 과잉간극 수압의 시간변화를 나타낸 것이다. 재하직후, 모든 시료 에서 하중증분과 동일한 과잉간극수압이 발생하여 시 간경과와 더불어 배수면에 가까운 층으로부터 간극수 압의 소산이 발생하였다. 앞에서 얻어진 침하변형률-시 간관계와 간극수압 소산과정에 대한 결과로부터 peat가 교란되었을 때, 간극수압의 소산이 늦어지며 침하변형 률도 장기간에 걸쳐서 발생함을 알 수 있다. 이러한 결 과는 小林(1999)가 보고한 결과와 동일한 결과를 나타 낸다.





그림 7. 정규화된 과잉간극수압 소산과정



그림 8. 변형률과 유효응력 관계

4.3 1차압밀 중의 점성변형

각 분할공시체의 상태경로를 표현하기 위해 변형률 과 σ'의 관계를 나타낸 것이 그림 8이다. 그림으로부터 ϵ-σ'관계가 각 분할 공시체별로 큰 차이를 나타냄을 알 수 있다. 이와 같이 각 분할공시체에서 상태경로가 다른 것은 배수면측의 No.1의 상태점이 비배수면측의 No.5보다 빠르게 이동하므로 동일 유효응력 σ'점을 통 과할 때의 변형률 속도는 No.5보다 No.1이 크기 때문이 다. 이것은 Taylor and Merchant(1940)가 제안한 다음 식 (6)을 이용하여 설명이 가능하다. 즉, 우변 제2항은 1차 압밀중에도 유효응력의 변화와 더불어 발생하므로 점 토골격이 점성을 나타냄을 의미한다. 즉, 각 분할공시체 의 상태경로가 다르다는 것은 1차압밀중에도 점토골격 이 점성에 의한 압축성분을 가지고 있음을 의미한다. 또 한, 동일 유효응력하에서는 배수면측보다 비배수면측의 변형률이 큰 원인은 임의의 유효응력에 도달하기까지 의 시간에 관계되어 있으며, 장기간 압밀을 받은 비배수 면측에서 동일 유효응력하에서의 점성변형(시간의존성 압축)이 크기 때문이다. 각 시료별로는 점토에 비해 Peat 가 압밀의 전과정에서 큰 변형률을 나타내고 있다. 이것 은 임의의 동일 유효응력에 도달하기까지의 압밀시간 이 길어서 동일 유효응력하에서의 크리프변형이 크기 때문이다.

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \cdot \frac{d\sigma'}{dt}\right)_t + \left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_{\sigma'} \tag{6}$$

그림 9는 Peat에 대한 각 분할공시체의 변형률속도의 경시변화를 나타낸 것으로, 그림에 병기한 직선은 다음 의 방법으로 구하였다. 통상의 일차원 압밀에서의 2차 압밀계수  $\epsilon_{\alpha}$ 는 다음 식 (7)과 같이 정의되어진다.




$$\epsilon_{\alpha} = \frac{d\epsilon}{dlogt} = \frac{1}{1+e} \frac{de}{dlogt} \tag{7}$$

식 (7)을 정리하면 다음의 관계가 얻어진다.

$$\log(\dot{\epsilon}) = \log(0.434\,\epsilon_{\alpha}) - \log t \tag{8}$$

여기서,  $\epsilon_{\alpha}$ 는 표준압밀시험에서 하중단계별 변형률-시 간곡선에서 간극수압 소산후의 직선부분의 기울기로 식 (7)을 이용하여 구해진 값이며, PBd-10( $\epsilon_{\alpha}$ =3.264), PBu-10( $\epsilon_{\alpha}$ =2.018)이다. 식 (8)에서 알 수 있는 것처럼, 변형률 속도는 Mesri(1994)가 제안한 일정유효응력하에 서의 간극비의 변화에 대응하며,  $\epsilon_{\alpha}$ 와 경과시간 t에 의 해서 계산되어진다.

그림으로부터 변형률 속도의 변화는 각 시료에 따라 상이한 결과를 나타내며, 압밀초기에 배수면측에서 크 게 되며 압밀진행과 더불어 감소하는 것을 알 수 있다. 그러나 양 시료 모두 임의시간에서 배수면측과 비배수 면측의 변형률 속도의 크기가 역전되는 경향을 보인다. 이것은 과잉간극수압의 소산이 배수면측에서 빠르게 진행된 결과라고 판단된다. 또한, 그림에서 직선보다 상 부의 부분은 ( $\partial e/\partial \sigma'$ )_t에 대응하는 변형률로서 1차압밀 중에도 크리프 변형이 존재함을 알 수 있다.

그림 5와 그림 7로부터 변형률과 유효응력관계를 도 출할 수 있으며, 특정의 유효응력  $\sigma'$  (=80, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150kPa)에 도달하는데 소요된 시간을 구 하면 그 시간까지 발생된 침하변형률을 유효응력의 관 계로부터 계산하여 일정 유효응력하에서 경시변화를 구할 수 있다. Peat의 교란 및 불교란 시료에 대한 결과 를 나타낸 것이 그림 10이다. 그림에 나타낸 직선은 각



그림 10. Strain-time curves on primary consolidation

각 일정 유효응력하에서 얻어진 변형률 시간관계를 직 선으로 근사시킨 것으로 그 경사는  $\epsilon_{\alpha}$ 를 나타내며,  $\epsilon_{\alpha}$ 는 유효응력 증가와 더불어 크게 되는 경향을 나타낸다. 즉, 일차압밀중의 일정 유효응력하에서 발생되는 변형 률(2차압밀계수)은 일정이 아니며, 유효응력 증가와 더 불어 크게 됨을 나타낸다.

### 4.4 EVP 모델에 의한 수치해석결과

Yin and Graham(1994)에 의해 제안된 EVP 모델은 표 준압밀시험에서 구해진 3개의 파라메타를 이용하며 가정 A에서 이용하는 파라메타의 수와 거의 동일하다. 표 3에 본 연구에서 이용한 각 시료의 토질정수를 나타낸다. 표 에서  $\kappa/V$ 는 팽창지수  $C_{\gamma}$ 와 유사하며, 과압밀영역의 재하 -제하-재재하 곡선으로부터 추정할 수 있다. 여기서 V는 체적비( $1+e_0$ )이다. 또한,  $\lambda/V$ 는 압축지수  $C_c$ 와 유사하 며, 정규압밀영역의 탄소성 거동을 나타내는데 이용되는



그림 12. 불교란 Peat에 대한 수치해석결과 비교

그림 11. 교란 Peat에 대한 수치해석결과 비교



 $\psi$ 

λ

κ

k

(cm/s)

### 표 3. EVP 모델에 이용한 수치해석 파라메타

Conditions

Soil

정수이다.  $\psi$ 는 정규압밀상태에 대해  $\Delta e/\ln\left[(t_0 + t_e)/t_0\right]$ 로 정의되어지는 값이다. 본 연구에서 사용한 ta는 압밀 정수의 적용의 편의성을 위하여 Yin이 제안한 t₀를 사용 하지 않고 표준압밀시험에서 얻어진 S-logt 곡선에서 logt법에 의해 계산된 1차압밀 종료시간을 이용하여 계 산된 값이다.

본 연구에서는 Yin에 의해 제안된 EVP 모델의 수치 해석은 유한차분법을 이용하여 수행하였다(Matsuda et. al., 2007). 그림 11(a)는 PBd-10의 교란 Peat의 평균변형

률에 대한 Terzaghi 모델과 EVP 모델에 의한 해석결과

V

 $(1 + e_0)$ 

를 나타낸다. 그림에서 탄성이론을 이용한 Terzaghi 모델 에 의한 해석결과는 점성에 의한 2차압밀과정을 표현할 수 없기 때문에 1차압밀과정은 잘 일치하고 있으나 전체 적으로 과소평가하고 있음을 알 수 있으며, EVP 모델에 의한 해석결과는 전 압밀과정에 대해 실험치와 잘 일치 한 결과를 얻었다. 또한 그림 11(b)는 과잉간극수압-시간 관계를 EVP 모델에 의한 결과와 실험결과의 비교를 나 타낸 것이다. 해석결과가 압밀초기에 비배수면에서 실험 치보다 약간 큰 값을 나타내지만 압밀후반에는 잘 일치 한 결과를 나타냈다. 하중재하 직후의 정규화된 과잉간

 $H_0$ 

(mm)

 $t_0$ 

(day)

 $\Delta \sigma$ 

(kPa)

 $\sigma_0$ 

(kPa)

극수압이 1보다 큰 값을 나타내는 것은 비배수면의 압밀 속도 지연에 의한 부의 과잉간극수압에 기인한다(Baek et. al., 2006). 이러한 결과는 Yin and Graham(1996)도 점토층의 두께가 일정범위를 초과하였을 때 부의 과잉 간극수압이 발생함을 나타내었다.

그림 12(a)는 PBu-10의 불교란 Peat의 평균변형률에 대 한 Terzaghi 모델과 EVP 모델에 의한 해석결과를 나타낸 다. 그림에서 탄성이론을 이용한 Terzaghi 모델에 의한 해 석결과는 점성에 의한 2차압밀과정을 표현할 수 없으며, EVP 모델에 의한 해석결과는 실험치와 잘 일치한 결과를 나타냈다. 또한 그림 12(b)는 과잉간극수압-시간관계를 EVP 모델에 의한 결과와 실험결과의 비교를 나타낸 것이 다. 해석결과보다 실험결과가 약간 빠른 소산을 나타내고 있으며, 이는 불교란 상태의 Peat가 압밀 중에도 안정된 점토골격을 유지하여 큰 투수계수를 나타내기 때문이다. 접토에 대한 실험결과도 EVP 모델에 의한 평균변형률에 대한 해석결과가 실험치와 잘 일치한 결과를 나타내었다.

### 5. 결론 및 고찰

본 연구에서는 1차압밀과정중의 크리프변형이 침하-시 간관계에 미치는 영향을 명확히 하기 위하여 상대적으로 크리프변형이 큰 Peat와 점성토를 이용하여 실험을 수행 하고, Yin and Graham에 의해 제안된 EVP 모델을 이용하 여 수치해석을 행하였다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 순간재하와 같은 재하속도가 빠른 경우, 비배수면 측의 잔류간극수압에 의한 소산속도의 차이로부터 각 분할 공시체의 침하변형률은 심도에 따라 다르 게 분포하고 있다.
- (2) 각 분할공시체의 상태경로는 차이를 나타내며, 1차 압밀중의 점토골격이 가진 점성의 영향에 의해 동 일 유효응력하에서는 배수면측보다 비배수면측의 변형률이 크게 된다.
- (3) 1차압밀중의 일정 유효응력하에서 발생되는 변형률
  은 일정이 아니며, 유효응력 증가와 더불어 증가하
  는 경향을 나타낸다.
- (4) Yin의 EVP 모델에 의한 평균변형률에 대한 해석결 과는 실험결과와 잘 일치하였으며, 비배수면측에서 하중재하초기에 발생된 부의 과잉간극수압에 대한 초기상승현상을 재현할 수 있었다.
- (5) 압밀과정중의 점토골격의 유지에 의해 불교란 Peat

에 대한 과잉간극수압 소산과정에 있어서는, 실험 결과가 해석결과보다 빠르게 소산되었다.

### 감사의 글

이 논문은 건설교통부 건설핵심기술 연구개발사업 친환경 지능형 도로설계 기술개발 연구단('05~'10)의 친환경 지능형 도로설계 및 평가시스템 개발(제1세부과 제) 연구결과의 일부분입니다.

### 참 고 문 헌

- 1. 小林正一 (1999), "層別計測による泥炭の圧密特性に関する基礎 的研究",修士論文,山口大学理工学研究科.
- 松田 博, 白 元珍, 白 宗和 (2006), "一次圧密中の粘土のクリープ に関する一考察", 日本土木学会中国支部 第58回研究発表会論文 集, pp.876-878.
- Aboshi, H. (1973), "An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary creep settlement", *8th ICSMFE*, 8.
- Aboshi, H., Matsuda, H. and Okuda, M. (1981), "Preconsolidation by separate-type consolidometer", *Proceedings of 11th ICSMFE*, 3, pp.577-580.
- Baek, W., Moriwaki, T. and Sasaki, Y. (2006), "Numerical analyses on consolidation of clayey ground improved by vertical drain system based on 3-D Elasto-Viscous model", *Soils and Foundations*, Vol.46, No.2, pp.159-172.
- Barden, L. and Younan, N. A. (1969), "Consolidation of layered clays", *Canadian Geotechnique Journal*, Vol.6, pp.413-429.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schosser, F. and Poulos, H. J. (1977), "Stress-deformation and strength characteristics", *Proc.* 9th ICSMFE, Tokyo 2, State of the are report, pp.421-494.
- Matsuda, H., Baek, WJ, Baek, JH, Sutou, Y. and Sato, H. (2007), "Effect of creep on the settlement-time relation during primary consolidation of clay", *Int. Workshop on Constitutive Modelling-Development, Implementation, Evaluation & Application.*
- Mesri, G., Lo, D.O.K and Feng, T. W. (1994), "Settlement of embankment on soft clays", *Proc. of Settlement 94*, Vol.1, pp.8-56.
- Taylor, D. W. and Merchant W. (1940), "A theory of clay consolidation accounting for secondary compression", *Journal of Mathematics and Physics*, Vol.19, pp.167-185.
- Taylor, D. W. (1948), "Fundamentals of soil mechanics", John Wiley & Sons, pp.208-249.
- Yin, J. H. and Graham, J. (1994), "Equivalent times and onedimensional elastic visco-plastic modeling of time-dependent stressstrain behavior of clays", *Canadian Geotechnique Journal*, Vol.31, pp.42-52.
- Yin, J. H. and Graham, J. (1996), "Elastic visco-plastic modeling of one-dimensional consolidation", *Geotechnique*, Vol.46, No.3, pp.515-527.
- Yoshikuni, H., Kusakabe, O., Hirao, T. and Ikegami, S. (1994), "Elasto-Viscous modeling of time-dependent behavior of clay", *Proc. of the 13th ICSMFE, New Delhi, India*, Vol.1, pp.417-420.

(접수일자 2008. 2. 27, 심사완료일 2008. 5. 19)

### 다짐지반의 모관흡수력 변화에 따른 탄성계수 평가를 위한 VPPE-BE 시험 시스템 개발

### Development of VPPE-BE Testing System to Evaluate Modulus under Post-Compaction Variation in Matric Suction for Unsaturated Compacted Soils

0]	세	현	Lee, Sei-Hyun	서	원	석²	Seo, Won-Seok
추	연	<u>ዓ</u> ³	Choo, Yun-Wook	김	동	<del>ረ</del> 4	Kim, Dong-Soo

### Abstract

The volumetric pressure plate extractor (*VPPE*) was modified for the measurement of shear wave velocity ( $V_s$ ) at various levels of matric suction as well as soil water characteristic curve (*SWCC*). A non-destructive technique with a pair of bender element (*BE*) was employed in order to measure the  $V_s$  and the corresponding maximum shear modulus ( $G_{max}$ ) of unsaturated soil specimens. Three types of soil were collected from different road construction sites in Korea. For all test soils, the variations in  $G_{max}$  with the various levels of water content and matric suction were investigated using the developed apparatus. Compared with the preceding results from the suction-controlled torsional shear (*TS*) testing system and in-situ seismic tests, the feasibility for evaluating modulus characteristics of unsaturated compacted soils with the developed VPPE-BE system was assessed. It was confirmed that the newly developed system would be potentially helpful in modeling seasonal variation of modulus.

### 요 지

본 논문에서는 불포화 상태로 존재하는 다짐 지반에 대하여 함수특성곡선의 획득뿐만 아니라 다양한 모관흡수력 변화에 따른 탄성계수 평가를 위해 종래의 압력판 추출 시험기(VPPE)를 개선하였다. 이를 위해, 비파괴 시험이 가능한 벤더엘리멘트(BE) 시험 시스템을 도입하여 전단파 속도와 최대 전단탄성계수를 평가하였다. 개발된 시험 시스템을 이용하여 시공 중인 국내 도로 현장에서 채취된 3종의 노상토에 대해 모관흡수력 및 함수비 변화에 따른 최대 전단탄 성계수의 변화를 평가하였다. 또한 시험결과를 기존의 모관흡수력 조절 비틂전단시험 및 현장 탄성파 시험으로부터 획득한 결과와 비교함으로써 개발된 시험 시스템의 타당성을 검증하였다. 본 연구에서 제안된 새로운 VPPE-BE 시스 템은 향후, 탄성계수의 계절적 변화 모델 개발을 위한 도구로서의 효율적인 적용이 가능함을 확인하였다.

Keywords : Bender Element (*BE*), Matric Suction, Maximum Shear Modulus ( $G_{max}$ ), Unsaturated Compacted Soil, Volumetric Pressure Plate Extractor (*VPPE*), Water Content

¹ 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST)

² 정회원, 미 텍사스 오스틴 주립대학교 연수연구원 (Member, Post-Doctoral Fellow, Dept. of Civil, Architectural and Environmental Engrg., Univ. of Texas at Austin) 3 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 연구교수 (Member, Research Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST)

⁴ 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST, dskim@kaist.ac.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

### 1. 서 론

지표에 노출된 사면과 더불어, 도로, 철도를 위해 조성 된 다짐 지반의 경우, 일반적으로 불포화 상태로 존재한 다. 지표 부근에 위치한 불포화 지반의 경우, 강우 및 건조 와 같은 자연현상으로 인하여, 계절적인 함수비 변화를 경험한다. 계절적 함수비 변화는 일반적인 지반 거동에 영향을 줄뿐 아니라, 지반-구조물의 역학적 설계 및 내진 설계에서 중요한 요소인 전단탄성계수에도 큰 영향을 미 친다(Kim 등, 2003; Kim 등, 2006; Vinale 등, 1999). 따라 서 현장 지반이 경험하는 함수비 변화에 따른 탄성계수의 변화를 신뢰성 있게 예측하여 설계단계에서 미리 반영하 고, 시공 후 다짐관리에 활용하는 것은 매우 중요하다.

최근 적용되고 있는 역학적-경험적 설계개념(Mechanistic-Empirical Design)의 AASHTO 2002 포장설계법은 계절 적 함수비 변화에 따른 탄성계수의 변화를 함수비 영향 모델을 통하여 고려한다(NCHRP, 2004). 이는 AASHTO 93 포장설계법에서 소개된 유효회복탄성계수 개념에 비하여 현장 지반이 경험하는 함수비 변화에 따른 회복 탄성계수의 변화를 보다 엄밀히 예측할 수 있다는 점에 서 진보적이고 합리적이다. 그러나 제안된 함수비 영향 모델은 다짐함수비를 조절하여 성형된 시편들의 탄성 계수 측정 결과들을 기반으로 결정되었다(Witczak 등, 2000). 이는 다짐시마다 입자 배열 등과 같은 구조적 변 화를 유발하므로, 다짐 후 계절적 영향에 의해 함수비가 변하는 현장 상황과는 큰 차이를 나타낼 수 있다(Vinale 등, 1999; Kim 등, 2003).

실제 현장 지반은 일정한 함수비와 밀도에서 다짐시공 이 이루어진 후 시공 또는 시공 후 공용기간 중에 강우나 건조에 의해 함수비 변화가 발생하게 된다. 또한 포장 하 부구조 노상층과 같은 지표 부근의 지반은 지하수위 위에 존재하여 불포화토의 특성을 나타내므로 모관흡수력 (Matric Suction)의 차이에 따라 지반의 거동이 특성화 된 다. 따라서 실내시험에서도 실제 현장 상황과 같이 하나의 다짐함수비로 시편을 성형한 후, 모관흡수력을 조절하여 함수비 변화에 따른 탄성계수의 변화를 평가하는 다짐후 방법(post compaction method)이 보다 합리적인 평가 방법 으로 인식되고 있다(Witczak 등, 2000; Kim 등, 2006).

전술된 인식과 함께, 노상토의 다짐후 함수비 변화에 따른 회복탄성계수의 변화를 평가하는 연구 결과가 발 표되었다(Drumm 등, 1997; Ceratti 등, 2004; Khoury 등, 2004). 이들 연구는 다짐후 시편의 함수비가 증가하는 습윤(wetting)과정을 모사하기 위해 배압을 이용하여 시 편 바닥으로부터 물을 강제로 주입하거나, 자연적으로 물을 흡수시키는 방법을 사용하였고, 시편의 함수비가 감소하는 건조(drying)과정을 모사하기 위해서는 상온 건조 또는 오븐 건조 방법을 사용하였다. 그러나 이들은 불포화토의 핵심 특성인 모관흡수력과 함수비 사이의 관계를 체계적으로 고려하지 못하고 있다.

이와 같은 필요에 따라 Kim 등(2003)과 서원석 등 (2007)은 지반의 동적물성치를 평가하는 대표적 실험인 공진주/비틂전단시험 시스템을 모관흡수력 조절이 가능 하도록 개선하여 모관흡수력 및 함수비 변화에 따른 지반 의 변형특성을 평가하였다. 하지만 공진주/비틂전단시험 의 시험시편은 길이가 100mm로 비교적 길기 때문에 각 모관흡수력 단계에서 함수비 평형화에 도달하기 위해서 는 많은 시간이 소요된다. Leong 등(2006)은 점토질 모래 계열(SC)의 100mm 길이의 시편은 하나의 모관흡수력 단 계에서 함수비 평형화를 위해 7일에서 12일 정도의 시간 이 필요하다고 보고한 바 있다. 추후 다양한 지반에 대한 D/B를 구축하고, 이를 바탕으로 탄성계수에 대한 함수비 영향모델을 구성하기 위해서는, 빠른 시간에 효율적으로 신뢰성 있는 결과를 획득하는 시험 시스템이 필요하다.

이를 해결하기 위하여 본 연구에서는 불포화 지반의 함수특성곡선을 획득하기 위해 사용되는 압력판 추출 시 험기와 시편의 탄성계수를 간편하게 평가할 수 있는 벤 더엘리먼트 시험을 결합하여 불포화 지반의 탄성계수를 비교적 빠른 시간에 효율적으로 평가할 수 있는 시험 시 스템을 제안하였다. 개발된 시스템을 이용하여 3종의 노 상토에 대해 모관흡수력 및 함수비 변화에 따른 탄성계 수의 변화를 평가하였고, 이를 현장 탄성파 시험 및 기존 비틂전단시험으로부터 획득한 결과(서원석 등, 2007)와 비교하여 본 시험 시스템의 타당성을 검증하였다.

### 2. 모관흡수력 조절 탄성계수 평가 시스템

# 2.1 압력판 추출 시험기(Volumetric Pressure Plate Extractor, VPPE)의 개선

본 연구에서는 모관흡수력 조절을 통하여 함수비 변 화 및 탄성계수 변화를 평가하기 위해, 함수특성곡선 획 득에 많이 활용되는 기존의 압력판 추출 시험기를 전단 파 속도(*Vs*) 측정이 가능하도록 개선하였다. 압력판 추출 시험기는 압력셀 내 시험 시편에 공기압을 이용하여 모 관흡수력을 조절하여, 발생하는 함수비 변화를 측정하 여 시편의 함수특성곡선(Soil Water Characteristic Curve, *SWCC*)을 평가하기 위해 사용된다. 이외에도 함수특성 곡선을 구하기 위해 Tempe 압력셀, 데시케이터 등 여러 장비들이 개발되어 이용되고 있다. 각각의 시험 장비에 따라 적용범위와 장단점이 있으나, 강우로 인한 습윤과 정 및 증발로 인한 건조과정을 반복하며 이에 따른 함수 특성곡선과 탄성계수의 변화를 연구하기 위해서는 압 력판 추출 시험기가 가장 적합하다.

압력판 추출 시험기는 압력셀과 세라믹 디스크, 시편 으로부터 나오고 들어가는 물의 양을 측정할 수 있는 뷰 렛시스템으로 구성된다. Soilmoisture Equipment Corp. 에서 개발하여 널리 사용되고 있는 압력판 추출 시험기 는 세라믹 디스크의 최대 공기 함입치(High Air Entry Value)가 200kPa로, 다량의 세립분이 포함되어 있는 실 트 및 점토 계열 시편에 대해서는 건조측으로의 함수비 조절 폭에 한계가 있다. 따라서 본 연구에서는 최대 공 기 함입치가 500kPa인 세라믹 디스크를 사용하여 보다 넓은 함수비 범위까지 시험을 수행할 수 있도록 시험 시스템을 개선하였다. V.를 측정하기 위하여 벤터엘리 먼트를 그림 1과 같이 구속용 시편링의 양 끝단에 설치 하여, 한쪽 단에서 가진되는 전단파가 시편을 통과하여 반대편 벤더엘리먼트에 도달하도록 하였다. 또한 벤더 엘리먼트 시험을 위한 구속용 시편링의 사용에 따라 압 력판 추출 시험기의 내경을 기존 시험기의 약 1.5배로 확대하였다. 시료의 기본 물성에 따라 정도의 차이는 있 으나 건조와 습윤과정을 겪으면서 함수비 변화에 의해 시편의 부피 변화가 발생하게 되고, 이는 시편의 간극비 변화와 함께 단위중량을 변화시킨다. 벤더엘리먼트 시 험으로부터 평가한 시편의 Vs를 보다 정확하게 최대 전 단탄성계수(Gmax)로 변환하기 위해서는 시편의 부피 변 화를 측정할 필요가 있다. 본 연구에서는 Bently Nevada



사의 비접촉식 트랜스듀서인 프록시미터(Proximitor)를 압력판 추출 시험기에 부착하여 시험 중 시편으로 물이 들어오고 나감에 따라 유발되는 부피변화를 측정하였 다. 사용된 프록시미터는 모델명 3300XL 11mm로 선형 측정 범위는 4mm 이다.

본 연구에서 제작한 벤더엘리먼트 시험이 가능하도 록 개선된 압력판 추출 시험기의 개요도와 실제 모습을 그림 1과 사진 1에 각각 나타내었다.

### 2.2 벤더엘리먼트(Bender Element, BE) 시험

시편의 탄성계수를 측정하기 위해 벤더엘리먼트(Bender Element)를 구속용 시편링에 설치하였다. 벤더엘리먼트 는 기계적 에너지와 전기적 에너지의 상호변환이 가능 한 압전센서로서, 삼축시험기, 압밀시험기 등 다양한 실 내시험 장비에 부착되어 다양한 시험 조건에서 비교적 간단하게 시편의 전단파 속도(V_s)를 측정하고 이를 바탕



(a) 시험 시편이 설치된 시험 시스템의 모습



(b) 시험 준비가 완료된 후의 모습 사진 1. 개선된 VPPE-BE 시험 시스템

으로 미소 변형률 영역(γ<10⁴%)에서의 최대 전단탄성 계수(*G_{max}*)를 평가하기 위해 사용된다. 측정된 *V_s*는 식 (1)을 이용하여 *G_{max}*로 변환된다.

$$G_{\rm max} = \rho \, V_s^2 \tag{1}$$

여기서, ρ = 단위 중량

본 연구에서 사용된 벤터엘리먼트(PZT 5H, Piezocrystal bender elements, Morgan Matroc Inc., Bedford, Ohio, USA)는 가로 12.7mm, 세로 8mm, 두께 0.7mm를 가지 고, 절연을 위해 폴리우레탄으로 이중코팅하였으며 이 후 에폭시를 이용하여 구속용 시편링에 약 4mm 정도 돌출된 상태에서 캔틸레버 형식으로 고정하였다. 또한 시편 내 물에 의한 수신 신호에서의 누화(cross-talk)현 상을 방지하기 위해 전도성물질(silver conductor)을 폴리우레탄 코팅위에 재코팅하고 이를 그라운드에 연결 하였다(Santamarina 등, 2001).

이성진(2004)은 국내 화강풍화토의 함수특성곡선을 획득하기 위해, 내경 50mm, 높이 15mm의 구속용 시편 링을 사용하였다. 본 연구에서는 벤더엘리먼트의 설치 및 벤더엘리먼트 시험시 발생하는 근접장 영향을 최소 화하기 위해, 구속용 시편링의 내경을 85mm, 높이를 20mm로 증가시켰다. 또한 벤더엘리먼트 시험시 구속링 을 매질로 하여 신호가 전달되는 것을 차단하기 위해 연성이 좋은 우레탄을 구속링 부품들 사이에 설치하여 흡진기(damper) 역할을 하도록 하였다.

벤더엘리먼트가 설치된 구속용 시편링은 그림 2에 나 타내었다.

### 2.3 제안된 시험 시스템의 장점



본 시험 시스템에서 사용하는 시험 시편의 높이는

20mm로 공진주/비틂전단시험 또는 삼축압축시험에서 사용하는 시편의 높이인 100mm 또는 150mm보다 월 등히 작다. 일반적으로 시편에 모관흡수력을 가한 후 함수비 평형화에 이르는 시간은 시편 높이의 제곱에 비례한다(Soilmoisture Equipment Corporation). 이와 같이 본 시험 시스템은 기존 시험 시스템과 비교하여 상당히 빠른 시간 안에 시험을 완료할 수 있어, 다양한 종류의 흙을 대상으로 실험을 수행하여 D/B를 구축하 고, 이를 바탕으로 탄성계수에 대한 함수비 영향모델 을 구성하는데 있어서 매우 효율적이다. 또한 시편으 로부터 물이 나오는 건조과정뿐만 아니라, 물이 침투 해 들어가는 습윤과정까지 간편하게 구현이 가능하므 로 시험과정에 따른 탄성계수의 이력현상을 평가하는 것이 가능하다.

공진주/비틂전단시험, 삼축압축시험과 달리 압력판 추출 시험에서는 시험 시편에 가해지는 수직 순응력(net stress)의 값은 0이다. 따라서 구속응력의 영향을 받지 않고, 오직 모관흡수력에 의한 함수비 변화에 따른 탄성 계수의 변화 경향을 평가 할 수 있는 이점이 있다. 이는 AASHTO 2002 설계법과 같이 응력에 따른 영향과 함수 비 변화에 따른 영향을 독립적으로 고려하는 모델식을 구성할 경우, 합리적인 시험 방법이 될 것이다.

또한 불포화토의 함수특성곡선, 전단강도, 탄성계수 등의 물성을 평가할 때, 각각의 모관흡수력 단계에서 의 함수비 평형화 시점을 정확하게 결정하여야 한다. Sivakumar(1993)는 연구 결과에서 함수비 변화량이 0.04%/ 일 이내가 되는 시간을 평형화 시점으로 발표하였고, 많 은 선행연구자들도 뷰렛 시스템으로 시편으로부터 나 오고 들어가는 물의 양을 측정하여 평형화 시점을 결정 하였다(Vinale 등, 1999; Kim 등, 2003; 이성진, 2004). 본 시험 시스템에서는 뷰렛 시스템 뿐 아니라, 프록시미 터를 이용하여 물의 유입과 방출로 인한 시편의 부피 변화율을 측정하고, 동시에 벤더엘리먼트 시험으로부터 시편의 V₈ 변화율을 함께 평가함으로써 평형화 시점을 보다 정확하게 결정할 수 있다.

### 3. 시험시료와 시험절차

### 3.1 시험시료

본 연구를 통해 개발된 시험 시스템을 검증하기 위해, 3곳의 다짐 현장에서 채취한 교란시료를 이용하였다. 각 시험 시료에 대해 입도분포시험(체가름 시험)과 다 짐시험(수정 Proctor 다짐, D 다짐)을 수행하였으며, 그 결과를 그립 3과 그립 4에 각각 나타내었다. 이 중 2종 (UCS-1, UCS-2)은 낮은 소성지수 및 세립분 함유량이 1% 내외이고 통일분류법으로 SW, SP에 해당하는 모래 계열 다짐 지반이지만, 나머지 1종(UCS-3)은 14.2%의



표 1. 시험 시료의 주요 기본물성치

	구분	UCS-1	UCS-2	UCS-3
	D ₉₅ (mm)	7.8	4.1	4.0
	D ₅₀ (mm)	2.4	0.8	0.34
입도분포	Cc	1.2	0.8	-
시험	Cu	6.9	5.1	-
	#200 통과량 (%)	1.3	0.9	33.9
	#4 통과량 (%)	83.7	95.7	96.6
ł	비중 (Gs)	2.65 2.67		2.71
소성	지수 (PI, %)	NP	4.9	14.2
승 너크	통일 분류	SW	SP	SC
ੱ ਦੱਸ	AASHTO 분류	A-1-a	A-1-b	A-2-6
디지지형	OMC (%)	10.5	10.6	14.8
니러시험	$\gamma_{d,max}$ (t/m ³ )	2.03	2.04	1.84

높은 소성지수 및 세립분 함유량이 33.9%, SC로 분류되는 점토 성분을 다량 함유한 흙으로 나타났다. 또한 다 짐곡선에서도 UCS-3의 최적함수비와 최대 건조단위중 량이 나머지 2종의 시료와 많은 차이가 있음을 알 수 있다. 이상과 같은 각 시험 시료의 주요 기본물성치를 표 1에 정리하였다.

### 3.2 시험 절차

각각의 시험 시료를 다짐시험으로부터 획득한 최적함 수비와 최대건조단위중량의 95%로 맞추어 그림 1과 같 이 구속용 시편링에 성형하였고, 이를 압력판 추출 시험 기의 세라믹 디스크 위에 올려놓는다. 이 때 세라믹 디스 크는 사전에 충분히 물에 적셔 포화된 상태로 준비한 다. 이후, 세라믹 디스크의 가장자리에 물을 붓고 시편 이 물을 빨아드려 포화될 때 까지 기다린다. 포화가 완 료되면 세라믹 디스크 위의 물을 화장지로 제거하고, 구 속셀을 설치한 후, 공기압을 이용하여 시편에 모관흡수 력을 가하게 된다. 세라믹 디스크의 공기함입치(Air-Entry Value)를 고려하여 0.1, 1, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 400kPa와 같이 9단계로 모관흡수력을 변화시켜가며 시 험 시편의 함수비와 V.를 평가하였다.

시편의 포화 후 모관흡수력을 0.1kPa에서 400kPa까 지 단계별로 증가시키며 첫 번째 건조과정(1^{*} Drying Process)을 구현하였다. 각 모관흡수력 단계에서 시료 내부에 모관흡수력이 균등하게 발현되어 함수비 평형 화가 이루어지면, 프록시미터를 이용하여 시편의 높이 변화를 측정하고, 함수비 변화를 평가하기 위해 시편으 로부터 유출된 물의 양을 뷰렛 시스템으로 측정한다. 마 지막으로 벤더엘리먼트 시험을 수행하여 시편의 V_s를 측정한 후, 다음 모관흡수력 단계로 넘어간다. 시료의 세립분 함유량, 소성지수 등 기본물성에 따라 다르지만, 각 모관흡수력 단계에서 24시간 이내에 대부분의 시료 가 함수비 평형화에 도달하는 것을 확인하였다.

1차 건조과정이 완료되면, 셀 내부의 공기압을 단계 별로 감소시키며 1차 습윤과정(1st Wetting Process)을 수행하게 된다. 이 과정 중에는 물이 시편 내부로 들어 가면서 시편의 함수비 및 부피가 증가하게 된다. 이를 건조과정과 마찬가지로 뷰렛 시스템과 프록시미터를 이용하여 측정하고, 벤더엘리먼트 시험을 통해 V_s를 평 가한다.

이후 같은 방법으로 3종의 시험 시료에 대해 2차 건

조과정(2nd Drying Process)을 수행하였고, UCS-2 시료 에 대해서는 2차 습윤과정(2nd Wetting Process)까지 시 험을 수행하였다.

### 4. 시험결과 및 분석

### 4.1 모관흡수력 및 함수비에 따른 G_{max}의 변화

본 연구에서 벤더엘리먼트 시험을 통해 획득한 전단파 의 가진 및 수신 신호의 대표적인 예를 그림 5에 나타내었 다. 신호발생기(HP 33120A)에서 하중주파수 5kHz의 정현 파를 발생시켜 가진 신호로 이용하였고, 고분해능 오실로스 코프(HP 54624A)에서 128번 신호평균(Signal Averaging) 을 수행하여 획득한 가진 및 수신 신호는 2MHz 샘플주 파수로 플로피 디스크 내에 저장하여 분석을 수행하였다. 벤더엘리먼트 시험에서 Vs 측정은 전단파의 전파거리 와 전파시간의 결정이 중요하다. 많은 선행 연구들에 따 르면 가진 및 수신 벤더엘리먼트의 끝단 사이의 거리 (tip-to-tip)가 전파거리로 고려된다(Dyvik 등, 1995; Viggiani 등, 1995). 본 연구의 시험시스템에서는 전파거리가 78mm 로 측정되었다. 전파시간의 결정은 그림 5에 나타낸 바 와 같이 가진 신호의 가진 시점과 수신 신호의 전단파 도달 시점의 차이를 이용하는 Start-to-Start 방법을 적용 하였다. 전단파의 최초 도달 시점은 수신 신호에서 P파 및 근접장 효과에 따른 신호를 고려하여 주요한 전단파 의 도달을 확인한 후, 전단파 도달 이전에 이들의 영향 을 받지 않는 부분의 평균 전압값(DC)과 첫 번째 전단 파의 측정 전압값이 일치하는 시점(그림 5, "Arrival")으 로 결정하였다(김동수 등, 2005).

시험 시료 UCS-2에 대해 1차 건조과정, 습윤과정, 2차 건조과정, 습윤과정을 순차적으로 수행하면서 획득한 파 형을 그림 6에 나타내었으며 위에서 언급한 Start-to-Start



그림 5. 벤더엘리먼트 시험시 전형적인 신호 및 전단파 수신 시간 결 정예



방법으로 추정한 전단파 성분의 도달시점을 하향 화살 표로 표기하였다. 그림 6에서 신호와 함께 표기된 각 신 호의 이름은 각 과정의 모관흡수력 단계를 의미한다. 예 를 들어, "1D-20"은 1차 건조과정의 모관흡수력 20kPa 에서 획득한 신호를, "2W-50"은 2차 습윤과정의 모관흡 수력 50kPa에서 획득한 신호를 의미한다. 모관흡수력이 증가함에 따라 시편의 함수비가 감소하는 건조과정에 서는 전단파의 도달시점이 점차적으로 빨라지고, 모관 흡수력이 감소함에 따라 시편의 함수비가 증가하는 습 윤과정에서는 전단파의 도달시점이 늦어지는 것을 확 인할 수 있다. 그러나 같은 모관흡수력에서의 신호라 할 지라도 건조과정인지, 습윤과정인지에 따라, 또한 1차 과정인지 2차 과정인지에 따라 전단파의 도달시점이 조



그림 6. 건조 및 습윤과정을 반복하며 획득한 파형(UCS-2)

금씩 다른 것을 확인할 수 있다. 이와 같은 이력현상 (Hysteresis)은 탄성계수 뿐 아니라 함수특성곡선, 불포 화 전단강도, 불포화 투수계수 등 많은 불포화 지반 설 계 정수에서 관찰된다(박성완 등, 2006; 이성진, 2004; Nishimura와 Fredlund, 2002).

본 연구에서 개발된 시험 시스템을 이용하여 수행된 UCS-1, UCS-2, UCS-3에 대한 시험결과를 그림 7~9에

나타내었다. 건조/습윤 과정에서 나타나는 함수특성곡 선 및 모관흡수력에 따른 전단탄성계수의 변화를 각 그 림의 (a), (b)에 나타내었고, 이를 조합하여 획득한 함수 비에 따른 전단탄성계수의 변화를 (c)에 나타내었다. 건 조과정에서는 모관흡수력이 0.1kPa에서 400kPa로 증가 함에 따라 흙 입자사이의 접촉응력 증가로 인한 전단탄 성계수의 증가가 관찰되었다. 반면, 습윤과정에서는 모



관흡수력이 감소함에 따라 함수비의 증가와 전단탄성 계수의 감소가 나타났다. 또한 0.1kPa~400kPa의 범위 내에서 건조 및 습윤과정을 반복하는 동안 함수특성곡 선과 모관흡수력에 따른 전단탄성계수 변화에서 이력 현상이 관찰되었다. 함수특성곡선의 결정에 있어서는 이력이 진행될수록 건조과정과 습윤과정의 결과가 수



렴하는 경향을 나타낸다(그림 7(a), 8(a), 9(a)). 이는 기 존의 국내 화강풍화토에 대한 연구결과(이성진, 2004) 와 비슷한 경향으로, 시험의 효율성을 고려하여 2차 건 조과정의 함수특성곡선을 시료의 대표적인 함수특성곡 선으로 결정함이 합리적이다. 동일한 모관흡수력 조건 에서 건조과정의 함수비(Wc.drving)는 습윤과정의 함수비 (wc,wetting)보다 큰 값을 보이는 반면, 건조과정의 전단탄 성계수( $G_{max,drving}$ )는 습윤과정의 전단탄성계수( $G_{max,wetting}$ ) 보다 작은 값을 보인다. 건조과정을 모관흡수력에 의한 하 중 재하(Loading) 단계, 습윤과정을 하중 제하(Unloading) 단계로 생각하면, 건조과정 중 가해진 선행 하중에 의한 잔류 응력이 습윤과정의 모관흡수력에 더해져 보다 큰 전단탄성계수를 나타내는 것으로 판단된다. 이는 압밀 시험 중 수직하중의 제하 단계에서 과압밀에 의한 잔류 수평하중의 영향에 의해 하중 재하 단계보다 큰 전단파 속도를 보이는 Fam과 Santamarina(1997)의 연구 결과와 유사하다.

그러나 특이할 만한 점은, 같은 시험결과를 함수비와 전단탄성계수의 관계로 나타내어 보면, 이력현상이 현 저히 사라지고 하나의 경향성을 가지는 곡선으로 수렴 하고 있다(그림 7(c), 8(c), 9(c)). 이는 매우 유용한 현상 으로, 모관흡수력에 따른 전단탄성계수의 변화를 건조 과정과 습윤과정으로 구분하여 평가하여야 하는 불편 함을 극복할 수 있다. 즉, 탄성계수의 계절적 변화를 모 관흡수력-탄성계수의 관계보다는 함수비-탄성계수의 관계로 설정함이 보다 적용성에 있어 합리적이며 편리 하다고 판단된다.

### 4.2 모관흡수력 조절 비틂전단시험 및 현장 탄성파 시 험 결과와의 비교

본 연구에서 개발된 시험 시스템을 통해 획득한 시험 결과의 검증을 위해, 시료가 채취된 각 현장에서 표 2에 정리되어 있는 바와 같이 현장 탄성파 시험을 수행하고, 본 연구에서 획득한 시험 결과와 비교하였다. 건기와 우 기에 현장을 방문하여 현장 탄성파 시험과 현장함수비 측정을 수행하였고, 현장에서의 함수비 변화에 따른 탄 성파 속도를 평가하였다. 또한, 동일 시료에 대해 수행 된 서원석 등(2007)의 비틂전단시험 결과를 이용하여 단계별 모관흡수력 및 함수비에 따른 전단탄성계수 평 가 결과를 비교하였다. 이를 위해, 그림 7~9에 나타낸 시험 결과 중 2차 건조과정에서 획득한 전단탄성계수를

본 연구에서 획득한 시험 결과와 비틂전단시험 결과 의 단계별 모관흡수력에 따른 전단탄성계수의 변화를 비교하여 그림 10에 나타내었다. 본 연구에서 벤터엘리 먼트를 통해 획득한 전단탄성계수 값은 동일한 모관흡 수력에서 비틂전단시험을 이용하여 획득한 결과보다 작게 평가되고 있는데(그림 10(a)), 이는 시험시편의 구 속조건에서 기인한다고 판단된다. 비틂전단시험의 경우 41kPa의 등방 구속압이 주어진 상태에서 시험이 수행되 었고, 본 연구에서는 시편의 수직 순응력이 0인 압력판 추출 시험기 내에서 시험이 수행되므로 구속응력 조건 에서 차이를 보이고 있다. 그러나 각 모관흡수력에서의 전단탄성계수 값을 비틂전단시험의 최소 모관흡수력

그림 10. 모관흡수력 조절 비틂전단시험 결과와의 비교(UCS-1)

대표 전단탄성계수로 이용하였다.



	Matric Su	ction, Ua-L	lw, kPa				Gr	avimetric	vvater Co	ontent, %	
0.1	1	10	100	1000		0	5	5 	10 Materia 0	15	
È.					Max	o E					
¥	- ж	* * *			4S 5	<b>o</b> <del>[</del>			×	ӁӁ	
Ę		a B	*		01 l	οĘ			×	<u></u>	
-		Ø	~ ×		прои 15	<i>o</i> =		×	X		
Ē				*	snji	οĘ		• *	¥	Cross	h
<u></u> <u></u> <u></u> <u></u> − *	- VPPE+BE	J	ø		Še 25	<b>o</b> ‡			Ŧ	• SASV	V
	- TS		4		₩ 30	οŧ	UCS-1				72
Ē		 ]			35 	0 <u>F</u>	1100 4	_	F		
원석 등	, 2007)	5/10	0/20/50/100/2	200kPa		_		20/50/1	00/150/2	200/300/400kF	'n
비틂전딘	난시험		모관흡수력 3	5절					모관흡수	력 조절	

UCS-2

SASW

UCS-1

크로스홀 시험, SASW

(a) UCS-3 그림 11. 현장 탄성파 시험 및 모관흡수력 조절 비틂전단시험 결과와 의 비교

단계인 5kPa에서의 전단탄성계수 값으로 정규화하면

두 시험을 통해 획득한 전단탄성계수의 변화율이 모관



UCS-3

크로스홀 시험, SASW

* VPPE+BE

표 2.	비교된	현장	탄성파	시험과	모관흡수력	조절	비틂전단시험
------	-----	----	-----	-----	-------	----	--------

현장 탄성파 시험

(서원석

흡수력에 따라 매우 유사한 비율로 증가함을 확인할 수 있다(그림 10(b)). 5kPa이 아닌 다른 모관흡수력에서의 전단탄성계수로 정규화 하여도 그 경향은 유사할 것으 로 판단된다.

또한 각 시험 방법에 의해 획득한 함수비에 따른 전 단탄성계수의 변화를 그림 11에 나타내었다. 그림 10에 서 나타난 현상과 마찬가지로 구속응력 조건에 의해 본 연구에서 획득한 전단탄성계수 값은 동일한 함수비에 서 비틂전단시험으로부터 획득한 결과보다 작게 평가 되었다. 현장 탄성파 시험 결과 역시, 절대값에서 다소 차이를 보이고 있으나, 이는 현장의 조성조건 및 다짐관 리가 실내의 시료조성과 차이가 있기 때문으로 판단된 다. 그러나 현장 지반의 조성 후 계절적 변화를 나타내 는 함수비 변화에 따른 전단탄성계수 값이 선행 연구 결과들과 비교하여 유사한 경향성을 보이며 변화하고 있음을 확인하였다. 특히, 함수비 변화에 따른 전단탄성 계수의 변화율 및 경향이 매우 흡사하여, 추후 계절적 함수비 변화 및 모관흡수력에 따른 탄성계수 평가 및 D/B 구축에 있어 본 연구에서 개발한 VPPE-BE 시스템 이 적합한 시험 기법임을 확인하였다.

### 5. 결 론

본 연구에서는 불포화 다짐 지반의 계절적 함수비 변 화에 따른 탄성계수를 평가하기 위해, 불포화 지반의 함 수특성곡선 평가에 널리 사용되는 압력판 추출 시험기와 시편의 전단과 속도를 평가할 수 있는 벤더엘리먼트 시 험을 결합하여 불포화 지반의 탄성계수를 빠른 시간에 효율적으로 평가할 수 있는 시험 시스템을 제안하였다.

개발된 시험 시스템을 이용하여 국내 3곳의 도로 현 장에서 채취된 시료에 대하여 건조 및 습윤과정을 반복 하면서 함수특성곡선과 모관흡수력에 따른 전단탄성계 수의 변화를 평가하였다. 모관흡수력이 증가하는 건조 과정에서는 모관흡수력이 증가함에 따라 전단탄성계수 가 증가하였고, 모관흡수력이 감소하는 습윤과정에서는 전단탄성계수가 감소하였다. 또한 건조 및 습윤과정을 거치면서 함수특성곡선과 모관흡수력에 따른 전단탄성 계수 변화에서 이력현상이 관측되었으나, 함수비-전단 탄성계수 관계로 변환하면서 이력현상이 현저히 사라 지고, 시험 과정에 상관없이 하나의 경향성을 가지는 곡 선으로 수렴하였다.

본 연구에서 개발된 시험 시스템 및 이를 통해 획득

한 시험결과의 검증을 위해, 시료가 채취된 각 현장에서 건기와 우기에 수행된 현장 탄성파 시험 결과와 선행 연구에서 수행된 모관흡수력 조절 비틂전단시험 결과 와 비교하였다. 시험 방법 및 구속응력의 차이에 의해 전단탄성계수 절대값의 차이는 존재하나 모관흡수력 및 함수비의 변화에 따른 전단탄성계수의 변화율은 매 우 유사한 경향을 보이고 있어, 추후, 불포화 지반의 모 관흡수력에 따른 탄성계수 평가 및 D/B 구축 연구를 위 한 활용 가능성 및 적합성을 확인하였다.

### 감사의 글

본 연구는 스마트 사회기반시설 연구센터(SISTeC) 및 2006년도 2단계 두뇌한국21(BK21)사업의 연구비 지 원을 받아 수행되었습니다. 이에 깊은 감사를 드립니다.

### 참 고 문 헌

- 김동수, 윤준웅, 이세현, 추연욱 (2005), "공진주/비틂전단 시험 및 벤더엘리먼트 시험을 이용한 사질토 지반의 최대전단탄성계 수 평가", 한국지반공학회논문집, 제21권, 제10호, pp.17-25.
- 박성완, 신길호, 김병수 (2006), "시험도로 노상토의 불포화 함수 특성 및 이력현상", 한국도로학회논문집, 제8권, 제2호, pp.95-104.
- 서원석, 이세현, 김동수 (2007), "다짐후의 흡수력 조절 시험을 이용한 노상토의 함수비에 따른 변형특성 평가 : I. 거동", 대한 토목학회 논문집, 제27권, 제1D호, pp.89-99.
- 이성진 (2004), "화강풍화토의 불포화 전단강도 및 함수특성곡선 산정에 관한 연구", 공학박사 학위논문, 한국과학기술원.
- Ceratti, J.A., Gehling, W.Y.Y. and Nunez, W.P. (2004), "Seasonal Variations of a Subgrade Soil Resilient Modulus in Southern Brazil", *Transportation Research Record*, No. 1874, pp.165-173.
- Drumm, E.C., Reeves, J.S., Madgett, M.R. and Trolinger, W.D. (1997), "Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123, No.7, pp.663-671.
- Dyvik, R. and Madshus, C. (1985), "Lab Measurements of Gmax using Bender Element", Proc. ASCE convention on Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, pp.186-196.
- Fam, M. and Santamarina, J. C. (1997), "A Study of Consolidation Using Mechanical and Electromagnetic Waves", *Geotechnique*, Vol.47, No.2, pp.203-219.
- Leong, E.C., J. Cahyadi and H. Rahardjo (2006), "Stiffness of a Compacted Residual Soil", *Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils, Unsaturated Soils 2006 (ASCE GSP 147)*, pp.1169-1180.
- Khoury, N.N. and Zaman M.M. (2004), "Correlation Between Resilient Modulus, Moisture Variation and Soil Suction for Subgrade Soil", *Transportation Research Record*, No. 1874, pp. 99-107.
- Kim, D.S., Seo, W.S. and Kim, M.J. (2003), "Deformational Characteristics of Soils with Variations of Capillary Pressure and Water Content", *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.71-79.

- Kim, D.S., Seo, W.S. and Lee, S.H. (2006), "Development of Modulus-Soil Moisture Model for Subgrade Soils Using Suction Control Testing System", ASCE Geotechnical Special Publication-Pavement Mechanics and Performance, No. 154, pp.256-263.
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) (2004), "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures", NCHRP 1-37A Final Report.
- Nishimura, T. and Fredlund, D.G. (2002), "Hysteresis Effects Resulting from Drying and Wetting under Relatively Dry Conditions", *Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils*, Unsat 2002, Brazil, pp.301-305.
- Santamarina, J. C., Klein, K. A. and Fam, M. A. (2001), Soils and Waves, John Wiley & Sons, LTD, pp.238-282.
- Sivakumar, V. (1993), "A Critical State Framework for Unsaturated Soils", Ph.D. Thesis, University of Sheffield.

- Soilmoisture Equipment Corporation, "Volumetric Pressure Plate Extractor and Hysteresis Attachments", Operating Instructions: Model 1250, Santa Barbara, CA, USA.
- Viggiani, G. and Atkinson, J. H. (1995), "Interpretation of bender element tests", *Géotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154.
- Vinale F., d'Onofrio A., Mancuso C., Santucci de Magistris, F., Tatsuoka F. (1999), "The Prefailure Behaviour of Soils as Construction Materials", 2nd International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Italy, 26-29 September 1999, Keynote and Theme Lectures, pp.1-141.
- Witczak M.W., Andrei D. and Houston W.N. (2000), "Resilient Modulus as Function of Soil Moisture – Summary of Predictive Models", Development of the 2002 Guide for the Development of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP 1-37A, Inter Team Technical Report (Seasonal 1).

(접수일자 2008. 3. 7, 심사완료일 2008. 5. 19)

### 말뚝 설치를 통한 콘크리트궤도의 누적소성침하 감소 효과

# The Effects of Pile Installation on the Reduction of Cumulative Plastic Settlements

0]	수	형	Lee, Su-Hyung	[ه	일	화	Lee, Il-Wha
0]	성	진²	Lee, Sung-Jin	긲	대	상²	Kim, Dae-Sang

### Abstract

An active application of concrete track is being expected for the future constructions of Korean railroad. In comparison with the existing ballasted track, a concrete track is very susceptible for the settlement, since its rehabilitation requires much time and cost. When a concrete track is constructed on fine-grained subgrade soil, excessive cumulative plastic settlements due to repetitive train road may occur. In this case, the settlement of the concrete track may be effectively reduced by installing a small number of small-diameter piles beneath the track. This paper presents the effect of pile installation on the reduction of cumulative plastic settlement of concrete track. A method combining experiential equation and numerical method is proposed. Using an existing experiential equation and the estimated earth pressure distribution, the cumulative plastic strain was calculated. From the results, it is verified that the effects of the pile installation is significant to effectively reduce the cumulative plastic settlement of concrete track. The reduction effects of the cumulative plastic settlement according to the pile number and pile arrangement are presented.

### 요 지

향후 국내 철도 건설에는 콘크리트궤도의 활발한 적용이 예상된다. 콘크리트궤도의 경우 기존의 자갈도상 궤도에 비해 침하로 인한 사용성 저하가 크고 그 복구가 어렵기 때문에, 침하에 대한 보다 엄격한 대처가 요구된다. 특히 반복되는 열차하중에 의해 발생하는 소성변형의 축적에 의한 장기 침하를 예측하는 것은 철도 궤도의 합리적인 설계 와 유지관리를 위해 필수적이다. 세립토로 구성된 연약한 노반 위에 설치되어 과도한 누적소성침하가 예상되는 경우, 소수의 소구경 말뚝을 설치하면 침하를 효과적으로 억제할 수 있을 것으로 예측된다. 본 논문은 경험식과 수치해석을 결합한 방법을 통해 말뚝 설치에 의한 누적소성침하량의 감소 효과를 평가하였다. 본 논문에서는 3차원 유한차분법을 이용하여 말뚝이 설치된 콘크리트궤도를 모델링하여 열차하중에 의해 발생하는 지중응력 상태를 파악하고, 산정된 응력 분포를 소성변형 예측을 위한 경험식에 적용함으로써 콘크리트궤도에서 발생하는 장기 소성침하를 예측하였다. 해석 결과의 분석을 통해 누적소성침하량의 감소 목적으로써의 말뚝 설치 효과를 확인하였다. 또한 말뚝 설치개수 및 말뚝 배치에 따른 누적소성침하 감소 특성을 제시하고 누적소성침하 감소를 위한 효과적인 말뚝 배치를 제안하였다.

# Keywords : Concrete track, Cumulative plastic settlement, Experiential equation, Fine-grained subgrade, Finite difference method, Pile

¹ 정회원, 한국철도기술연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Track and Civil Eng. Dept., Korea Railroad Research Institute, geoxlee@krri.re.kr, 교신저자)

² 정회원, 한국철도기술연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Track and Civil Eng. Dept., Korea Railroad Research Institute)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

### 1. 서 론

경부고속철도 2단계, 호남고속철도 등의 향후 철도 건설에는 콘크리트궤도의 본격적인 적용이 예상된다. 콘크리트궤도의 경우 기존의 자갈도상 궤도에 비해 침 하로 인한 사용성 저하가 매우 크고 그 복구가 어렵기 때문에 침하에 대한 보다 엄격한 대처가 요구된다. 특히 반복되는 열차하중에 의해 발생하는 소성변형의 누적 에 의한 장기 침하를 억제하는 것은 철도 궤도의 합리적 인 유지관리를 위해 필수적이다.

최근 전면기초만으로도 충분한 지지력이 확보되지만 과도한 침하 발생이 예측되는 경우 소수의 파일을 설치 하여 침하량을 효과적으로 감소시키고자 하는 "piled raft 기초"개념의 말뚝 사용 증대되고 있다. Burland 등 (1977)이 처음으로 제안한 이러한 개념의 기초설계에서 는 말뚝이 기초의 전체적인 지지력을 증대시키기 위한 목적 보다는 침하를 감소시킬 목적으로 주로 사용되며, 유럽지역을 중심으로 그 사용이 확대되고 있다. Piled raft 기초의 경우는 기존의 무리말뚝에 비해 소수의 말 뚝이 사용되므로, 말뚝의 적절한 배치를 통해 효과적으 로 침하량 감소를 시키는 것이 매우 중요하며, 이에 관 련된 모형시험 및 수치해석을 통한 연구가 이루어져 왔 다(Sommer et al., 1991; Randolph, 1994; Horikoshi & Randolph, 1996; 김홍택 등, 1999; Kim et. al., 2002). 일 반적으로 콘크리트궤도가 연약한 지반에 설치되는 경 우에도 열차하중에 대한 궤도 자체의 지지력이 문제가 되는 경우는 거의 없으며, 주로 허용치 이상의 과도한 침하가 문제가 되고 있다. 따라서 piled raft 기초의 개념 을 철도 분야에 적용하여, 궤도 하부에 소수의 소구경 말뚝을 적절히 배치하여 설치하면 연약지반에 설치된 콘크리트궤도에 발생하는 침하를 효과적으로 감소시킬 수 있을 것으로 기대된다.

일반적으로 탄성침하는 수치해석을 통해 비교적 정

확한 예측이 가능하지만, 반복하중에 의해 축적되는 소 성침하의 경우는 현재까지 개발된 수치해석 기법을 통 해서는 정량적이고 실질적인 예측치를 얻기 어려운 상 황이다. 따라서 지금까지 철도 궤도 하부의 장기 소성 침하는 주로 반복 압축시험 또는 현장계측 결과를 토대 로 제안된 경험식을 적용하여 예측되어 왔다. 이러한 경 험식을 적용할 때 가장 주안점을 두어야 하는 부분은 소성변형을 일으키는 원인이 되는 열차하중에 의한 궤 도 하부지반의 응력 상태를 정확하게 평가하는 것이다. 본 논문에서는 말뚝 설치로 인한 콘크리트궤도의 누적 소성침하감소 효과를 수치해석과 경험식을 결합한 방 법을 통해 평가하였다. 말뚝이 설치된 콘크리트궤도의 해석을 위해 3차원 유한차분법을 이용하여 지반을 모델 링하였으며, 말뚝과 콘크리트 슬래브는 유한요소로 모 델링하였다. 수치해석을 통해 산정된 응력 분포를 Li와 Selig(1996)가 제안한 소성변형 예측을 위한 경험식에 적용함으로써 콘크리트궤도에서 발생하는 누적소성침 하를 예측하였다. 또한, 지반 조건과 말뚝 배치를 변화 시킨 parametric study를 수행하였으며, 지반 조건에 대 해서는 노반하부 원지반의 강성을 변화 시켰고, 말뚝 배 치에 대해서는 말뚝의 열수와 간격을 변화 시켰다. 해석 결과로 지반 조건과 말뚝배치의 변화에 따른 콘크리트 궤도의 누적소성침하감소 효과를 제시하였다.

### 2. 고속철도 콘크리트궤도 형식

콘크리트궤도에는 다양한 형식이 있지만, 국내의 경 우는 토공구간에 대하여 그림 1과 같은 형식으로 설치되 고 있다. 이 형식의 콘크리트궤도에서는 강화노반 위에 도상강화층(HSB, Hydraulically Stabilized Basecourse)이 최소두께 300mm, 최소폭 3,800mm로 설치되고, 그 위 에 궤도콘크리트층(TCL, Track Concrete Layer)이 최소 두께 240mm, 최소폭 3,200mm로 설치된다.



그림 1. 토공구간 콘크리트궤도 형식

표 1. 국내 고속철도 콘크리트궤도 노반의 다짐도 및 두께

강화 노반	보조도상층	<i>E</i> ⊮≥≥ 120MN/m ² , <i>E</i> ⊮/ <i>E</i> ⊮ < 2.2 두께 : 200mm	
	입도 조정층	<i>E</i> ⊮≥≥ 80MN/m², <i>E</i> ⊮/ <i>E</i> r/ < 2.3 두께 : 300mm(돋기), 450mm(깎기)	
 스	·부노반	<i>E₁₂≥</i> 80MN/m ² , <i>E₁₂/E₁₁</i> < 2.3 최대건조밀도의 95%이상	
하부노반		<i>E_{v2}≥ 60MN/m², E_{v2}/E_{v1} &lt; 2.7 최대건조밀도의 90%이상</i>	

콘크리트궤도의 하부에는 일정 강성과 두께를 갖는 강화노반이 설치된다. 강화노반은 노반의 상부에 강성 이 큰 재료로 이루어진 층을 부설함으로써 상부노반의 변형을 최소화하기 위해 설치된다. 또한, 강화노반은 보 조도상층과 입도조정층으로 나뉘며, 입도조정층은 상부 노반이 입자가 큰 보조도상층으로 관입되는 것을 감소 시키고 도상 표면의 침투수가 상부노반으로 유입하는 것을 차단하는 기능을 하게 된다.

강화노반의 재료로는 일본의 경우 쇄석, 아스팔트 콘 크리트와 고로슬래그가 사용되고 있으나, 국내에서는 현재 입도 조정된 쇄석만을 사용하고 있다. 일반적으로 강화노반의 강성은 지반반력계수(K₃₀) 또는 재재하시의 탄성계수(Ev₂)를 이용하여 규정된다. 향후 국내 고속철 도 콘크리트궤도의 토공구간에는 E_{v2}를 이용한 규정이 적용될 예정이며, 표 1에 나타낸 바와 같이 재재하시의 탄성계수(E_{v2})와 초기 재하시 탄성계수(E_{v1})에 대한 재 재하시 탄성계수 비(E_{v2}/E_{v1})를 이용하여 총 50cm~65cm 의 충두께로 설계하도록 되어 있다. 강화노반의 하부에 는 일정 강성(다짐도) 이상의 노반층을 조성하도록 규 정하고 있다.

### 3. 해석 방법

### 3.1 경험식을 이용한 누적소성침하 예측

포화토와 불포화토에 대한 삼축압축시험 또는 직접 전단시험을 이용한 반복 압축시험 결과에 의하면 세립 토 지반에서 반복하중에 의한 소성변형의 축적은 크게 세 가지 메커니즘에 의해 발생하는 것으로 알려져 있다. 첫째는 소성 전단 변형, 둘째는 압밀, 셋째는 다짐에 의 한 변형의 축적이다. 지금까지 반복하중에 의해 축적되 는 소성변형율을 예측하기 위한 다양한 모델들(Hyde and Brown, 1976; Monismith 등, 1975; Baladi 등, 1983) 이 개발되어 왔다. Li와 Selig(1996)는 실험결과와의 비 교분석을 통해 기존의 예측식들을 종합하여 평가하고, 개선된 소성변형율 예측식을 아래와 같이 제안하였다.

$$\epsilon_p = a \left( \frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m N^b = \alpha \beta^m N^b \tag{1}$$

여기서, *a*, *m*, *b*는 흙의 종류, 강도 상태, 축차응력 등에 따른 계수이며, *N*은 하중 반복 횟수이며, *σ*_d와 *σ*_s는 각 각 지반 내 축차응력 및 흙의 정적 압축강도이다.

식 (1)은 많은 수의 반복압축실험 결과를 토대로 흙의 소성변형율에 영향을 미치는 중요한 요소로서 지반에 작용하는 축차응력, 흙의 정적강도, 반복응력의 횟수, 흙의 종류를 선택하여 유도된 것이다. 계수 *a*, *m*, *b*는 흙의 종류에 따라 결정되며, Li와 Selig(1996)가 제시한 대표적인 값은 표 1과 같다.

식 (1)에 사용된 변수 중에 가장 결정하기 어려운 것 이 열차하중에 의해 지중에 발생하는 축차응력이며, 정 확한 소성변형율 예측을 위해서 가장 중요한 부분이라 할 수 있다. 하지만 지금까지는 탄성이론을 적용한 대략 적인 축차응력의 예측이 이루어졌다. 특히 기존의 자갈 도상궤도와 달리 복잡한 하중전달 방식에 의해 열차하 중이 지중에 전달되는 콘크리트궤도의 경우는 단순한 탄성이론만을 적용하여 축차응력의 변화를 예측하는데 한계가 있다. 따라서, 본 연구에서는 탄소성모델을 적용 한 3차원 유한차분해석을 이용하여 콘크리트궤도에서 열차하중에 의한 지중 축차응력을 산정함으로써 보다 정확하게 소성변형을 예측할 수 있는 기법을 제시하였다.

소성침하는 식 (1)에 의해 산정된 소성변형율을 토층 깊이에 따라 적분함으로써 구할 수 있다. 원지반을 적절 한 두께의 여러 층으로 나누고 수치해석에서 산정된 축 차응력 분포를 식 (1)에 적용하여 각 층의 평균 누적 소 성변형율을 구하였으며, 깊이 5m까지 각 층의 소성변형 율을 아래의 식 (2)를 이용하여 합산함으로써 콘크리트 궤도 전체의 소성침하(ρ)를 산정하였다.

$$\rho = \sum_{i=1}^{n} \epsilon_p^i h_i \tag{2}$$

여기서, n은 층의 수, hi는 층깊이이다.

소성 침하 예측 시 하중 반복 횟수는 경부선 천안 조 치원구간의 연간 통과톤수인 약 30MGT(Million Gross Ton)에 대하여 본 연구의 해석에서 적용한 2개의 축으로 이루어진 1대의 대차에 의한 하중 340kN(축중 170kN× 2축)을 비교하여, 하중이 연간 약 900,000회 반복하여

### 3.2 말뚝이 설치된 콘크리트궤도의 수치해석 모델링

수치해석에는 Itasca Consulting Group, Inc.에서 개발한 상용 유한차분해석 프로그램인 *FLAC3D*(Fast Lagrangian Analysis of Continua 3D) Version 2.0을 사용하였다. 그 림 2에는 수치해석 모델의 모식도를 나타내었다. 원지 반으로부터 3m 높이로 강화노반과 상부노반이 성토된 경우에 대하여 모델링 하였으며, 모델링의 범위는 일반 적인 단선 궤도 폭과 대차 간격(한대의 대차에 의한 영 향 범위)을 고려하여 폭 7.2m, 길이 18.2m로 결정하였 다. 길이 18.2m의 궤도는 설치 간격이 0.65m인 29쌍의 레일 체결구를 포함한다. 궤도 하부의 노반 및 원지반은 깊이 15.0m까지 고려하였다. 원지반은 비교적 연약한 점성토 지반을 대상으로 하였으며, 12m 깊이까지 균질 하게 분포하는 것으로 가정하였고, 폭은 90m로 성토 하 단부 폭(18m)의 5배가 되도록 하여 경계효과를 배제하 고자 하였다. 경계조건으로는 4개의 옆면을 수평방향, 바닥면을 수직방향으로 각각 구속하였다. 그림 3은 말 뚝을 1열, 10.4m 간격으로 설치한 경우의 중앙 단면에 서의 하중재하 후 수직응력 분포로, 좌우 경계 부근에서 하중재하의 영향이 없는 정적지중하중 상태가 나타나 므로 해석영역이 충분한 것으로 평가되었다.

지반에 대해서는 강화노반, 상부노반 및 원지반을 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용한 선형탄성-완전소성 재료로 모델링하였다. 노반층과 원지반의 두께 및 탄성계 수는 표 1에 제시된 조건을 참조하여 결정하였으며, 강도 는 일반적으로 사용되는 값을 적용하였다. 원지반의 강성 에 대해서는 탄성계수를 10MPa, 20MPa, 30MPa, 40MPa 의 4가지 경우로 변화시켰다. 표 2는 해석에 사용된 노반 층 및 원지반층의 두께, 탄성계수 및 강도를 나타낸다. 콘크리트궤도에 대해서는 TCL층은 shell요소를 사용

하여 크기 3.2m×18.2m, 두께 0.24m인 판으로 모델링하



그림 3. 말뚝을 1열로 설치한 경우의 하중재하 후 수직응력 분포(gf/m²)

였고, HSB층은 크기 4.0m×18.2m, 두께 0.3m의 탄성연 속체로 모델링하였다. 레일은 beam요소를 이용하여 모 델링하였다. 레일패드는 수직방향으로 등가의 축강성을 갖는 beam요소로 모델링 하였으며, 이를 통해 레일의

표 2. 흙의 종류에 따른 계수 *a, m, b*의 대표적인 값(Li와 Selig, 1996)

흙의 종류 (통일분류)	а	b	т
СН	1.2	0.18	2.4
CL	1.1	0.16	2.0
MH	0.84	0.13	2.0
ML	0.64	0.10	1.7

#### 표 3. 노반 및 원지반의 물성치

Ś	강회	노반	사비니바		
물성	보조도상층 입도조정층		3711	편지한	
탄성계수	120MPa	80MPa	80MPa	10MPa~40MPa	
포아송비	0.2	0.2	0.2	0.3	
점착력	1.0kPa	1.0kPa	3.0kPa	10.0kPa	
내부마찰각	35°	35°	32°	10°	
두께	0.2m	0.3m	2.5m	12.0m	



그림 4. 말뚝을 3열로 설치한 경우의 수치해석 요소망

#### 표 4. 궤도 재료 및 말뚝의 물성치

beam요소와 TCL층의 shell요소가 연결되어 열차하중이 하부로 전달될 수 있도록 하였다. 궤도 재료의 물성치는 전형적인 값을 사용하였으며 표 3에 나타내었다. 그림 4에는 해석에 사용된 요소망을 나타내었으며 말뚝을 3 열, 5.2m 간격으로 설치한 경우이다.

#### 3.3 하중 재하

작용하중으로는 고속열차 대차 1대의 주행하중을 정 적 집중하중으로 환산하여 고려하였다. 열차하중의 동 적 효과를 고려하여 산정되는 주행윤중(*P_d*)은 정적윤중 (*P_s*)에 열차속도의 함수인 속도 충격률을 곱하여 구할 수 있다. 일반적으로 속도에 따른 충격계수는 열차속도 를 *V*라고 하면, 장대레일에 대하여 1+0.3*V*/100를 적용 한다. 설계속도 300km/hr에 대하여, 고속열차 축하중 170kN의 1/2인 85kN을 정적윤중으로 적용하면 아래의 식 (3)과 같이 주행윤중을 산정할 수 있다.

$$P_d = P_s \times (1 + 0.3 \, V/100)$$
  
= 85 × {1 + 0.3 (300/100)} = 161.5kN (3)

결정된 주행윤중은 그림 2와 같이 경계영역 중앙의 레일 상부 네 지점에 차륜 종방향 간격이 2.6m인 두 쌍 의 정적 집중하중으로 재하되었다.

### 3.4 말뚝 모델링 및 배치

3.3.1 적용 말뚝의 특성 및 모델링본 연구에서는 콘크리트 슬래브만으로도 지지력은

재료	모델	물성	값
		탄성계수	210GPa
	Doom OptO人	포아송비	0.3
네걸	Dealli TETT	단면적	$7.75 \times 10^{-3} m^2$
		단면2차모멘트	$3.09 \times 10^{-5} m^4$
레일패드	Beam 유한요소	축방향강성(레일패드강성)	40×10 ³ kN/m
		탄성계수	29.1GPa
TCL	Shell 유한요소	포아송비	0.2m
		두께	0.24m
		탄성계수	10.0GPa
HSB	탄성연속체	포아송비	0.2
		두께	0.3m
		탄성계수	10.0GPa
말뚝	말뚝 유한요소	포아송비	0.2
		직경	0.3m

동의 변화를 검토하기 위해, 말뚝의 열수와 말뚝 간격을 변화시켜 해석을 수행하였다. 말뚝의 열수는 그립 5에 나타낸 것과 같이 열차진행방향으로 말뚝을 1열, 2열, 3열로 배치하여 해석을 수행하였으며, 각각 1열로 설치 된 경우는 궤도 중앙에, 2열로 설치된 경우는 레일 하부 에, 3열로 설치된 경우는 궤도 중앙과 좌우 측변에 말뚝



충분히 확보되나 과도한 침하가 예상되는 경우 침하량 감소 목적으로써의 말뚝 설치 효과를 평가하고자 하였 다. 따라서 말뚝 선단이 단단한 지반에 안치된 선단지지 말뚝이 아닌 주면마찰력에 의해 대부분의 하중을 지지 하는 직경 30㎝의 소구경 마찰말뚝을 대상으로 하였다. 이는 Tan 등(2004)이 매우 연약한 지반에 설치된 구조 물에 대하여 짧은 마찰말뚝을 이용하여 효과적으로 침 하를 억제한 예와 같이, 침하량 감소 목적의 말뚝 사용 에 관련된 piled raft 기초의 기본 개념을 따른 것이다. 말뚝은 *FLAC3D*에 내장된 말뚝요소를 이용하여 모델 링 하였다. 말뚝요소는 두개의 절점으로 이루어진 선형

유한요소이며, 각 절점에 부착된 전단 및 연직 스프링을 통해 주변 지반요소에 대한 상대변위와 전단항복을 고 려할 수 있다. 모든 말뚝의 길이는 10m로, 각 말뚝은 50cm 길이의 20개의 말뚝요소를 사용하여 모델링하였 다. 말뚝 요소의 각 절점에 부착된 전단스프링의 단위 길이당 스프링계수는 ITASCA(1997)에서 제시한 일반 적인 값인 11.3GN/m²을 적용하였으며, 말뚝과 지반사 이의 부착력 및 마찰각은 각 층별로 지반 점착력과 내부 마찰각의 2/3 값을 적용하였다.

3.3.2 말뚝의 배치

다양한 말뚝 배치 형태에 따른 콘크리트궤도 침하거





열을 배치하였다.

말뚝열의 개수와 더불어 열차진행방향의 말뚝 간격도 변화 시켰으며, 종방향 말뚝 간격을 체결구 간격(0.65m) 의 4배(2.6m), 5배(3.25m), 8배(5.2m), 16배(10.4m)로 변 화시킨 경우에 대하여 각각 해석을 수행하였다.

즉, 말뚝 배치에 대해서는 그림 5에 나타낸 바와 같이 말뚝열을 3종류로, 말뚝간격을 4종류로 변화시킨 12종 류의 형태를 고려하였다.

### 3.4 지반조건

지반조건에 대해서는 원지반의 강성을 변화 시킨 해 석을 수행하였으며, 강화노반 및 상부노반층은 표 2에 제시한 기준을 따라 시공되었다고 가정하였다. 상부하 중에 의해 하부지반의 응력이 크게 증가하는 구조물 기 초와 다르게 열차 하중을 받는 콘크리트 궤도의 경우는 원지반이 높은 응력수준에 이르지 않기 때문에 본 연구 와 같은 선형탄성-완전소성 모델을 사용한 경우 원지반 의 강도는 해석결과에 거의 영향을 미치지 못한다. 따라 서 침하량 평가를 목적으로 하는 본 연구에서는 원지반의 강성만을 변화시킨 해석을 수행하였다. 원지반은 균질한 점성토 지반(CH)로 가정하였으며, 탄성계수를 10MPa, 20MPa, 30MPa, 40MPa 4종류로 변화 시켰다. Bowles (1988)가 제시한 전형적인 흙의 탄성계수 범위에 의하 면 10MPa~40MPa의 탄성계수는 아주 연약한 점성토에 서 중간정도 연약한 점성토의 범주에 해당한다.

### 4. 해석 결과

### 4.1 말뚝 설치개수에 따른 누적소성침하량의 변화

표 5는 해석결과로 산정된 반복 열차하중에 의한 콘 크리트궤도의 10년경과 후의 누적소성침하량을 말뚝 간격 및 열수와 지반조건에 따라 정리하여 나타낸 것이 다. 그림 6은 말뚝 설치 개수에 따른 콘크리트 궤도의



그림 6. 말뚝 설치 개수에 따른 누적소성침하량의 변화

마뜨여스	마뚜가격(m)	해석범위 내	단위길이당	원지반 강성에 따른 누적소성침하량(mm)					
2427	2 ~ 신 ~ (11)	말뚝개수	말뚝개수	10MPa	20MPa	30MPa	40MPa		
No pile	_	0	0	34.3	24.9	20.2	18.6		
	10.4	2	0.11	32.7	19.2	19.0	14.7		
104	5.2	4	0.22	19.3	17.6	16.3	15.9		
12	3.25	6	0.33	10.9	9.6	10.6	9.6		
	2.6	8	0.44	7.1	7.0	7.3	6.9		
	10.4	4	0.22	24.0	16.9	15.2	12.9		
<b>00</b> 4	5.2	8	0.44	9.6	8.1	7.6	6.8		
22	3.25	12	0.66	1.7	2.7	3.4	3.1		
	2.6	16	0.88	3.0	2.1	2.7	2.5		
	10.4	6	0.33	19.7	15.2	13.8	11.1		
0 <b>CH</b>	5.2	12	0.66	8.9	5.8	5.7	5.8		
9월	3.25	18	0.99	0.7	1.8	2.3	2.4		
	2.6	24	1.32	0.7	1.7	2.5	2.6		

표 5. 말뚝 배치 및 지반조건에 따른 누적소성침하량

누적소성침하량의 변화를 나타내며, 여기서 말뚝 개수 는 해석에서 고려한 궤도 길이 18.2m 범위에 설치된 총 말뚝 개수이다.

말뚝 설치 개수에 따른 누적소성침하량의 감소는 비 선형적으로 나타나서, 그림 6에서 설치된 말뚝 개수가 1개에서 12개로 증가하는 경우는 말뚝개수가 증가함에 따라 누적소성침하량이 감소하는 효과가 상당히 크나, 말뚝 개수가 16개 이상으로 증가하면 그 감소효과가 떨 어지는 것으로 나타났다. 즉 궤도 1m 당 말뚝 개수가 약 0.9개/m(18.2m 길이에 16개의 말뚝 설치된 경우) 이 상인 경우는 말뚝 설치 개수 증가에 의한 누적소성침하 량 감소 효과가 상대적으로 작아지는 것으로 평가되었다.

그러나, 궤도 단위 길이 당 같은 개수의 말뚝을 설치 한 경우에도 말뚝 간격이나 열수에 따라 누적소성침하 량이 상당한 차이를 나타내고 있으며, 이를 통해 누적소 성침하량의 효과적인 감소를 위해서는 적절한 말뚝 배 치가 필요한 것을 알 수 있다.

현재 설치되고 있는 고속철도의 콘크리트궤도의 경 우 20~30mm의 궤도침하에 대처할 수 있도록 설계되고 있다. 표 5에서 원지반 강성이 10MPa, 20MPa이고 말뚝 을 설치하지 않은 경우 누적소성침하량은 각각 34.3mm, 25.4mm로 20mm를 초과할 것으로 예측되었으며, 이 경 우 각각 궤도 1m당 0.22개, 0.11개의 소수의 말뚝을 설 치함으로써 누적소성침하량을 허용치 이하로 효과적으 로 감소시킬 수 있는 것으로 나타났다. 그러나 본 연구 에서 적용한 누적소성침하량 산정 기법에 대한 실제적 인 검증이 아직 이루어 지지 않았기 때문에 이러한 정량 적인 분석은 무리가 있으며, 해석 결과를 실제 문제에 적용하기 위해서는 향후 실물 재하시험이나, 현장 계측 을 통한 추가적인 연구가 반드시 필요하다.

### 4.2 말뚝 배치에 따른 침하량

표 6은 말뚝의 간격과 열수가 다르지만 단위 길이당 말뚝 설치개수가 같은 조건인 경우의 누적소성침하량 을 비교하여 나타낸 것이다. 표 6에 나타난 바와 같이 단위 길이당 동일한 개수의 말뚝이 설치된 경우에도 말 뚝 배치에 따라 누적소성침하량의 상당한 차이가 나타 났다.

표 6에 나타낸 말뚝 배치에 따른 누적소성침하량을 검 토하면, 단위 궤도길이 당 동일한 개수의 말뚝을 설치하 는 경우 말뚝 열을 감소시켜 배치할수록 소성침하 감소 효과가 큰 경향이 나타났다. 예외로 말뚝 간격이 10.4m 간격으로 2열로 배치한 경우와, 5.2m 간격으로 1열로 배치한 경우를 비교할 때 원지반 강성이 20~40MPa에서 는 말뚝을 1열로 배치하는 경우보다 2열로 배치하는 경 우가 누적소성침하가 작게 나타났으나, 이를 제외하면 모두 원지반 조건에 상관없이 말뚝을 작은 수의 열로 배치하는 것이 누적소성침하가 더 작게 나타났다.

또한 표 6에서 원지반 강성이 작을수록 말뚝 배치에 따른 누적소성침하량의 차이가 큰 경향이 나타났다. 특 히, 원지반 강성이 10MPa인 경우 다른 경우에 비해 그 차이가 크게 나타났으며, 동일한 개수의 말뚝을 1열로 배치한 경우 2열로 배치한 경우에 비해 누적소성침하량 이 말뚝간격에 따라 각각 3.7mm, 2.5mm 감소하였고, 말뚝을 1열로 배치한 경우 3열로 배치한 경우에 비해 8.8mm 감소하였으며, 2열로 배치한 경우 3열로 배치한 경우에 비해 7.2mm 감소하였다. 따라서 누적소성침하 감소 목적으로 말뚝을 설치하는 경우 3열로 말뚝을 배 치하는 것은 매우 부적절하며, 말뚝을 1열로 설치하는 것이 가장 효율적인 것으로 평가되었다.

마뜬 배치 형태	원지반 강성에 따른 누적소성침하량(mm)						
될국 매시 영내	10MPa	20MPa	30MPa	40MPa			
말뚝을 5.2m 간격으로 1열로 배치	19.3	17.6	16.3	15.9			
말뚝을 10.4m 간격으로 2열로 배치	24.0	16.9	15.2	12.9			
말뚝을 2.6m 간격으로 1열로 배치	7.1	7.0	7.3	6.9			
 말뚝을 5.2m 간격으로 2열로 배치	9.6	8.1	7.6	6.8			
말뚝을 3.25m 간격으로 1열로 배치	10.9	9.6	10.6	9.6			
 말뚝을 10.4m 간격으로 3열로 배치	19.7	15.2	13.8	11.1			
말뚝을 3.25m 간격으로 2열로 배치	1.7	2.7	3.4	3.1			
말뚝을 5.2m 간격으로 3열로 배치	8.9	5.8	5.7	5.8			

표 6. 말뚝단위길이 당 말뚝개수가 동일한 경우 말뚝 배치에 따른 누적소성침하량

### 6. 결 론

본 연구에서는 수치해석과 경험식을 결합하여 말뚝 이 설치된 콘크리트궤도 하부의 누적소성침하를 예측 할 수 있는 기법을 제안하였다. 제안된 해석기법은 탄소 성 지반모델을 적용한 수치해석을 통해 비교적 정확하 게 산출된 지중응력 상태를 경험적인 소성침하의 예측 식에 적용하는 방법으로, 현재까지는 열차 반복하중에 궤도의 소성침하를 예측하기 위한 가장 적합한 방법인 것으로 판단된다. 그러나 좀 더 합리적인 소성침하 예측 을 위해서는 작용하중 및 구조물 특성에 따른 응력수준 과 국내 토질특성에 맞는 새로운 경험식의 개발이 필요 하다.

해석 결과의 분석으로 부터 유추할 수 있는 누적소성 침하 감소 목적으로서의 말뚝 설치 효과는 다음과 같다.

- (1) 궤도 1m당 말뚝 설치개수가 1개 이하인 경우는 말 뚝 설치개수의 증가에 따라 누적소성침하량이 급격 히 감소하는 효과가 나타났다. 따라서 선단이 암반 에 안치되지 않은 소수의 소구경 마찰말뚝을 설치 하여 열차 반복하중에 의한 콘크리트 궤도의 누적 소성침하량을 합리적이고 경제적으로 감소시킬 수 있는 것으로 평가되었다.
- (2) 말뚝 열과 간격을 변화시켜 말뚝 배치에 따른 말뚝 설치효과를 누적소성 침하량 감소 측면에서 분석한 결과, 단위 궤도 길이에 대하여 동일한 말뚝을 설치 하는 경우는 말뚝을 여러 열로 배치하는 것 보다 단 일 열로 배치하는 것이 효과적인 것으로 나타났다.

본 연구는 piled raft 기초의 개념을 철도분야에 적용 하여 말뚝 설치를 통한 콘크리트궤도의 효율적인 침하 억제 가능성을 타진하기 위한 것으로 아직까지는 근본 적이고 이론적인 단계에 있다. 따라서 제시된 예측기법 을 정량적으로 활용하기 위해서는, 현장계측 및 반복재 하시험을 토대로 한 연구가 병행되어 실질적인 측면의 검 증이 필요하며, 더불어 실무적인 관점에서 타 지반보강공 법과의 경제성 측면의 비교 분석이 이루어져야 할 것이다. 이 논문은 2006년 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구임(KRF-2006-611-D00034)

### 참 고 문 헌

- 김홍택, 강인규, 황정순, 전웅진, 고용일 (1999), "유전자 알고리 즘을 이용한 Piled Raft 기초의 최적설계", 한국지반공학회 '99 가을학술발표회, pp.415-422.
- Baladi, G. Y., Vallejo, L. E. and Goitom, T. (1983), "Normalized characterization model of pavement materials", *ASTM special technical publication* 807, ASTM, pp.55-64.
- Bowles, J. E. (1988), "Foundation Analysis and Design". 4th edition, McGraw-Hill.
- Burland, J. B., Broms, B. B. and De Mello, V. F. B. (1977), "Behaviour of Foundations and Structures", *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Tokyo, Vol.2, pp.495-546.
- Itasca Consulting Group Inc. (1997), "FLAC3D Manual: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 2.0", Itasca Consulting Group Inc., Minnesota, USA.
- Horikoshi K and Randolph M. F. "Centrifuge modeling of piled raft foundation on clay", *Geotechnique* 1996; 46(4); 741-752.
- Hyde, A. F. L. and Brown, S. F. (1976), "The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading", *Geotechnique*, 26(1), pp.173-184.
- Kim, K, Lee, S-H, Kim, K-S, Chung C-K, Kim, M. and Lee, H. (2002), "Optimum Pile Arrangement for Minimizing Differential Settlements in Piled Raft Foundation", *Computers and Geotechnics* Vol.28, pp.235-253
- Li, D. and Selig, E. T. (1996), "Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils", *J. Geotech Engrg.*, ASCE, 124(4), pp.316-322.
- Monismith C. L., Ogawa, N., and Freeme, C. R. (1975), "Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading", *Transp. Res. Rec.*, No. 537, pp.1-17
- Sommer, H., Tamaro, G. and De Benedicttis, C. (1991), "Messes Turm, Foundations for the Tallest Building in Europe", *Proceeding 4th International Deep Foundation Institute Conference*, Stressa, 1991, pp.139-145.
- Tan, Y. C., Chow, C. M. and Gue, S. S. (2004), "Piled Raft with Short Piles for Low-Rise Buildings on very Soft Clay", *15th SEAGC*, Bangkok.

(접수일자 2008. 3. 12, 심사완료일 2008. 5. 7)