

연약지반상에 측방유동을 받는 교대말뚝기초의 거동분석

The Analysis of Pile Bridge Abutments on Soft Clay for Loading from Lateral Soil Movement

이 송¹ · 강대원²

Song, Lee · Dae-Won Kang

Abstract

Pile Bridge Abutments constructed on a soft base are affected by a lateral flow. Lateral flow pressure acting on Pile is very difficult to calculate because of, interaction of ground and Pile. So, it is difficult to estimate displacement of Pile Bridge Abutments. This paper studied about possibility of the displacement estimation of Pile Bridge Abutments by using the equivalent sheet pile wall theory that was Randolph proposed in 1981. Analysis program through using the SAGE CRISP that is FEM program. Analysis data used Centrifuge test results of Springman(1991), Bransby(1997) and Ellis(1997)'s paper. In conclusion, maximum displacement that is carried out by centrifuge test and numerical analysis has occurred at the head of pile, as well as Maximum displacement of pile is closely similar. But the moment acting on pile of numerical analysis is under estimated compare to the centrifuge test. Through the comparative study, it is found that displacement estimation by equivalent sheet pile wall is in relatively good agreement with the results of centrifuge test.

Keywords : Pile Bridge Abutments, Lateral flow, equivalent sheet pile wall

1. 서론

연약지반상에 시공되는 교량의 경우 교대배면의 편재하중으로 인해 측방유동의 영향을 받는다. 측방유동을 받는 구조물의 경우 지반의 변위 뿐만 아니라 파괴에 대한 검토도 수행되어야 한다. 그러나, 교대말뚝기초는 변위에 비해 파괴에 대하여 상대적으로 높은 안정성을 가지고 있다. 또한 지반의 측방유동으로 인한 교대말뚝의 미소한 변형에도 교량의 사용성이 저하될 수 있기 때문에 교대말뚝의 횡방향 변위에 대한 검토가 설계시 필히 이루어져야 한다. 측방유동을 검토하기 위해서는 사전설계시 적용할 수 있는 측방유동의 예측법이 필요하지만 국내 설계시방서나 설계기준 등에서는 측방유동을 정량적으로 평가할 수 있는 판정기준이나 측방유동압의 크기 및 분포형태 또는 평가산정방법등이 구체적으로 규정되어 있지 않다. 따라서, 설계

시 측방유동으로 인한 말뚝의 횡방향 변위를 정확히 검토하는 것이 어려운 실정이다.

게다가, 지반과 말뚝의 변형 및 파괴현상에 대한 3차원적인 거동 분석이 이루어져야 하지만, 측방유동현상의 발생 메커니즘이 매우 복잡하여 측방유동압의 크기, 분포형태등을 정량적으로 파악하기가 어렵고 측방변위의 예측도 쉽지 않다.

이에 본 논문은 비배수 지반에서 측방유동현상을 받는 교대말뚝기초를 비배수 강도 파라미터만을 이용하여 Randolph (1981)가 제시한 등가널말뚝이론을 이용한 수치해석을 통해 측방유동현상에 의한 말뚝의 변위 예측의 가능성을 살펴보고자 한다. 수치해석단면은 Springman(1991), Bransby (1997), Ellis(1997)논문의 원심모형실험 자료를 사용하였고, 해석 프로그램은 FEM 프로그램인 SAGE CRISP을 이용하였다.

1 정회원, 서울시립대학교 토목공학과, 교수

2 학생회원, 서울시립대학교, 박사과정

2. 이론적 배경

2.1 축방유동

연약한 점성토 지반에 상재하중이 작용하게 되면 하부 지반에서는 상재하중으로 인한 지중응력이 증가하게 되고, 시간의 흐름에 따라 과잉간극수압이 소산되어 가면서 지반의 체적이 감소하여 지반변형이 발생하게 된다. 그러나 점성토 지반의 경우 재하속도에 비하여 과잉간극수압의 소산속도가 매우 느리기 때문에 작용하는 재하 하중이 어느 한계를 넘어서면 하부 점성토지반은 소성상태에 도달하게 된다. 이에 따라 소성화된 점성토 지반이 축방으로 이동하게 되어 축방변위가 발생하게 되고 인접 토층의 융기가 발생하게 된다. 이에 따라 인접구조물이나 점성토 지반에 설치된 말뚝의 안정에 중요한 영향을 미치게 된다. 이와 같이 지반에 작용하는 상재하중이 어느 한계를 초과하면서 지반을 소성화시켜 과도한 수평방향으로의 변형이 유발되는 현상을 축방 유동이라고 한다(그림 1).

2.2 축방유동을 받는 말뚝

지반에 설치된 말뚝의 주요기능은 수직하중과 수평하중에 저항하는 것이다. 여기서 수평하중에 저항하는 말뚝은 하중의 전달매체와 지지방식에서 수동말뚝과 주동말뚝 2가지로 구분할 수 있다.

수동말뚝은 그림 2(b)와 같이 말뚝에 직접 가해지는 외부 하중을 지반에 전달하여 지반의 반력을 이용하여 수평하중에 저항하는 형태의 말뚝이다. 이에 반해 그림 2(a)와 같은 주동말뚝의 경우에는 토층의 수평이동이나 수평응력의 증가 등 어떤 원인에 의해 말뚝주변의 지반이 먼저 변형하여 발생하는 축방토압을 말뚝이 먼저 받아 부동지반에 전달시켜 그 부동지반의 반력으로 작용하는 수평하중을 지지하는 말뚝이다.

이러한 주동, 수동 말뚝의 최대 차이점은 말뚝에 가해지는 수평하중이나 토압이 수동말뚝에서는 지반과 말뚝의 상호작용 결과로서 정해지는 반면 주동말뚝에서는 상부구조물에 의

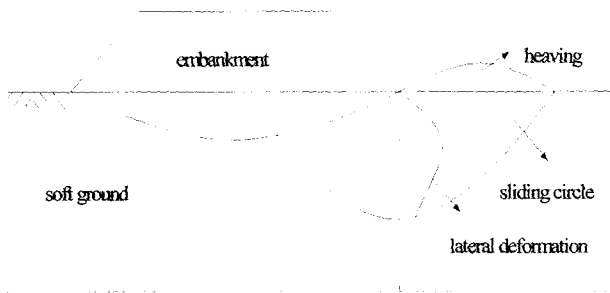


그림 1. 축방유동의 발생모식도

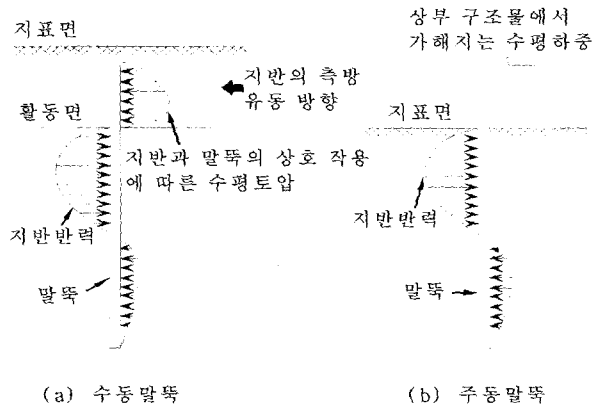


그림 2. 주동말뚝과 수동말뚝

해 직접적으로 전달된다는 점이다. 말뚝과 주변지반의 상호작용이 대단히 복잡하기 때문에 수동말뚝은 주동말뚝에 비하여 해석하는 방법이 매우 복잡하다는 것을 알 수 있다.

주동말뚝은 말뚝의 수평지지력 문제로 자주 취급되어 왔다. 이러한 주동말뚝에 관한 각종 문제는 지진력, 편토압, 파력, 풍력 등을 받는 구조물의 해석에 관련된 연구가 비교적 많이 이루어졌다. 그러나 수동말뚝은 비교적 최근에 이르러 기초공학 분야에서 주목되기 시작한 말뚝으로써 교대의 기초, 성토 지지, 산사태 방지 등 지반의 축방변형이 발생하는 연약지반층의 구조물기초말뚝, 사면과파 또는 축방변형을 방지하기 위하여 많이 이용되고 있다.

2.3 등가널말뚝 이론

2.3.1 3차원 모델링

Bransby와 springman(1996)은 점토층에 상재하중을 가할 경우 그림 3에서 C-C단면을 이용하여 수동말뚝의 3차원 FEM해석을 수행하였다. 3차원해석은 2차원해석에 비하여 3차원 교대말뚝기초를 보다 현실에 맞게 모델링함으로써 지반과 말뚝사이의 상호작용효과를 더 이상적으로 표현하지만 해석에 필요한 Mesh를 구성하는데 너무 많은 시간과 노력이 소요되고 전문가적인 지식을 필요로 하게 된다. 따라서 논문에서는 보다 쉽게 모델링이 가능하고 일반적으로 사용

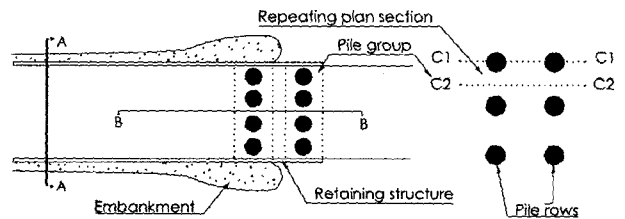


그림 3. 교대말뚝기초 단면도

하는 2차원 평면변형조건에서 해석을 수행하였다.

2.3.2 2차원 모델링

위와 같은 3차원 모델링의 어려움을 극복하기 위하여 2차원으로 이상화하려는 시도가 꾸준히 이루어지고 있다. Randolph(1981)는 아래 그림 4와 같이 말뚝과 말뚝사이의 흙을 단위 두께당 휨강도를 갖는 하나의 등가널말뚝으로 치환하는 방법을 제시하였다.

이러한 등가널말뚝 방법을 통하여 그림 3에서 B-B단면의 열방향 말뚝의 강성을 표현할 수 있다.

그림 5는 등가널말뚝방법의 가장 간단한 형태로 말뚝과 지반을 등가널말뚝으로 치환하여 말뚝이 위치한 Mesh부분에 등가널말뚝을 매입한 경우로써 흙과 말뚝의 변위가 동일하게 나타나는 문제점을 가지게 된다. 이 방법은 원심모형시험을 역해석하기 위해 Springman(1984)에 의해 적용되었다.

Naylor(1982)는 흙과 등가널말뚝을 연결하는 'link element'

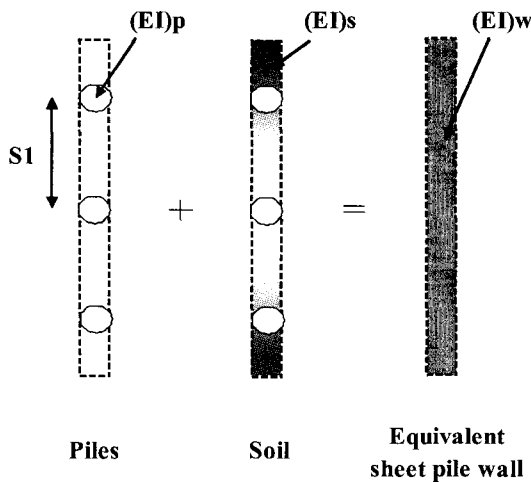


그림 4. 등가널말뚝 모식도

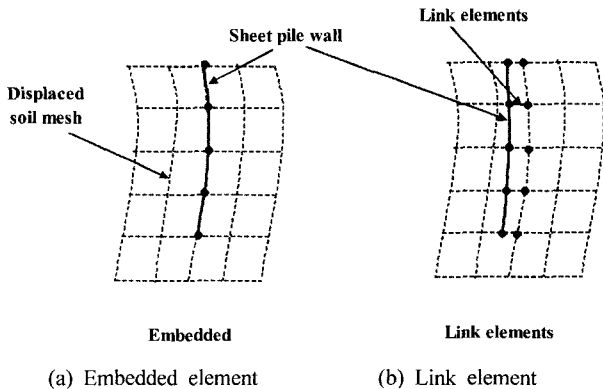


그림 5. Embedded, Link elements

를 제시하였다. 이 방법은 그림 5(b)와 같이 등가널말뚝과 흙입자가 따로 거동하기 때문에 'embedded element'와 같은 변위예측상의 불합리성을 극복하고자 하였다. 이때, 이러한 요소의 거동은 아래 식 (2) 또는 식 (3)과 같은 하중-변이 관계로써 움직이게 된다. 이를 Naylor는 선형으로 가정하였다.

$$(EI)_w = (EI)_p + (EI)_s \tag{1}$$

여기서, $(EI)_w$ = 단위 두께당 등가널말뚝의 휨강도

$(EI)_p$ = 말뚝의 휨강도

$(EI)_s$ = 단위두께당 흙의 휨강도

$$\begin{aligned} \frac{p}{G} &= \frac{(\rho/d_p)}{G} \\ &= 16\pi (1-\nu) [2(3-4\nu) \ln\left(\frac{D}{d_p}\right) \\ &\quad - \frac{2}{(3-4\nu)}]^{-1} \left(\frac{\delta}{d_p}\right) \end{aligned} \tag{2}$$

여기서, ρ = 축방향 말뚝의 단위길이당 응력

d_p = 말뚝직경

$p = (\rho/d_p)$ = 말뚝단면에 작용하는 등가하중

δ = 경계영역 말뚝의 변위

G = 탄성체의 전단계수

ν = 프아송비

D = 경계영역원의 직경

$$p = \chi X (\delta/d_p)^\nu \tag{3}$$

X = 응력-변형과 하중-변이관계를 연결하는 변수

$$\begin{aligned} (6 + \pi) = 9.14 \leq (P_{ult}/c_u) \leq (4\sqrt{2} + 2\pi) \\ = 11.94 \end{aligned} \tag{4}$$

여기서, P_{ult} = 최대등가하중

'link element'에서 하중-변형관계는 하중에 따른 흙과 말뚝의 변위 차이에 의하여 조정되어지며, 이를 통하여 3차원 단면을 2차원으로 모델링하게 된다. 이때, Naylor는 'link element'에서 말뚝이 연성체일 필요가 없으며, 흙의 거동이 탄성상태로 규정지를 필요가 없음을 언급하였다. 그러나 Springman(1984)은 'link-element' 사용시 말뚝이 비교적 강성을 띄어야 함을 발표하였다.

Stewart(1992) 또한 평면변형조건 연구에서 'link-element'를 적용하였다. 이때 'link element'의 강성은 선형으로 가정하였으나, 추가적으로 한계압력을 규정하였다. 이 경우

'link element'의 전단강도 또한 고려하여 해석을 수행하였으나 이러한 강도정수는 산정하기 어려운 것으로 나타났다. 또한 해석시 사용된 강도정수 또한 전체적인 하중-변위 거동에 영향이 적은 것으로 알려져 있다.

본 논문에서는 link element의 변수 산정의 어려움 때문에 embed element를 사용하여 해석을 수행하였다.

3. 해석단면

본 논문에서 비배수 해석을 위해 사용된 Springman(1991), Bransby(1997), Ellis(1997)논문의 원심모형실험 단면은 그림 6~8과 같다. 그림에 나타난 지반의 물성치는 논문에 나와있는 물성치이고, 그 물성치를 수치해석을 수행하는데 사용하였다.

Springman과 Bransby는 Pressure를 가하였고, Ellis는 모래 성토를 수행하여 하중을 가하였다. 또한 모든 해석단면에서 연약지반 상부에 1m의 모래를 포설하였고, 그 하부에

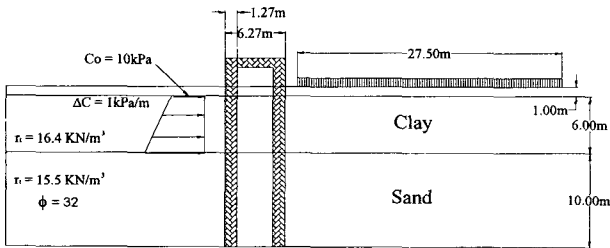


그림 6. Springman analysis section(two row pile)

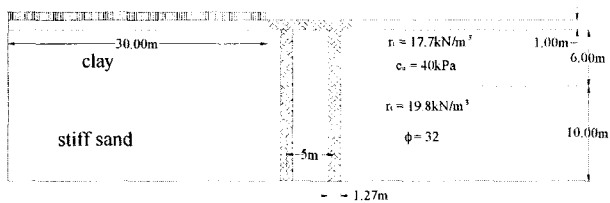


그림 7. Bransby analysis section(pile length 16m)

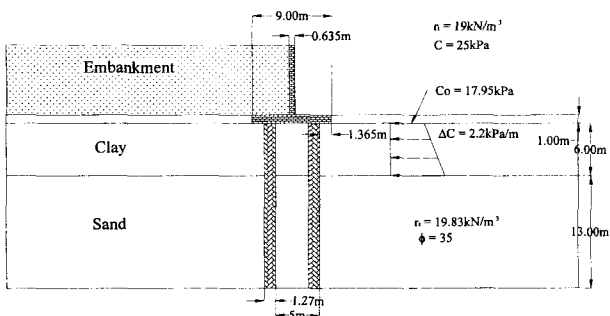


그림 8. Ellis analysis sections(pile length 19m)

서 점토층과 모래층을 형성하였으며, 점토층의 두께는 6m로 모두 같다. 이때 해석단면치수는 Prototype으로 변환된 값으로 표현하였다.

각 단면별 원심모형 데이터를 분류하여 살펴보면, 표 1과 같이 표현될 수 있다. 이때, 원심모형 시험시에 사용된 가속도장은 모두 100G이며, 말뚝하부 지지층의 구속조건은 자유단이다. 표1의 단면의 수치는 모두 prototype으로 변환된 값이다.

수치해석에 사용된 구성모델은 말뚝은 Isotropic Elastic 모델을 사용하였고, 지반은 Elastic-Perfectly Plastic 모델을 사용하였다.

표 1. 원심모형 시험조건

	Springman	Bransby	Ellis
중력가속도장(G)	100G	100G	100G
실험적용횟수	2회	2회	1회
하중재하방법	Surcharge Load	Surcharge Load	성토재하
총재하시간 (day/단계)	14	13.7	순간재하
총 재하높이	-	-	8m
재하단계(단)	4	4	4
점토층높이(m)	6	6	6
등가널말뚝탄성계수(kPa)	4.5E+06	4.5E+06	4.5E+06
말뚝 간격(m)	6.67	6.67	6.70
모형말뚝재료	Aluminum	Aluminum	Aluminum
말뚝지지유형	Free	Free	Free
배수조건	비배수	비배수	비배수

표 2. 등가널말뚝의 탄성계수 산정

말뚝	외경	1.27	m
	내경	1.026	m
점토	Ep	7.0E+07	kPa
	Γ _{t_pile}	23.9	kN/m ³
점토	cu	12.5	kPa
	Poisson's ratio	0.49	
산정치	Γ _{t_soil}	16.4	kN/m ³
	Ip	7.3E-02	m ⁴
	Is	1.0	m ⁴
	Iw	1.1	m ⁴
	Es	6.5E+03	kPa
	EsIs	6.6E+06	N · m ²
	EpIp	5.1E+09	N · m ²
	(EI)w=(EI)p+(EI)s	5.1E+09	N · m ²
	Ew	4.5E+06	kPa

표 3. 비배수 조건 해석 단면의 물성치

	등가널말뚝 Ew(kPa)	말뚝간격 (cm)	연약지반의 강도(kpa)	
			c _o	ΔC/m
Ellis	4.5E+06	6.70	17.95	2.2
Bransby	4.5E+06	6.70	40	0
Springman	4.5E+06	6.67	10	1

표 2는 등가널말뚝해석을 수행하기 위하여 등가 탄성계수 산정의 예를 나타내었다. 표 3은 각 단면들의 등가널말뚝해석을 하기위해 산정한 비배수조건 해석 단면의 물성치를 나타내고 있다.

첨자 s, p, w는 각각 흙, 말뚝, 등가널말뚝을 나타낸다.

4. 해석결과

3차원 교대말뚝 기초를 2차원 등가널말뚝 이론을 이용하여 Plain strain 조건으로 해석을 수행하였고, 이 때 유효요소해석을 위해 영국의 Cambrige 대학에서 개발한 SAGE CRISP을 사용하였다. SAGE CRISP은 평면변형률 조건과 축대칭조건에서 배수조건별로 해석이 가능하고, 탄성, 탄소성, 소성모델의 해석과 압밀해석을 수행할 수 있다.

4.1 변위 해석

비배수 해석의 적용성을 파악하기 위하여 Springman(1991), Bransby(1997), Ellis(1997)의 원심모형시험 자료를 이용하여 비배수 해석을 수행하였다.

그림 9는 대표적인 비배수 조건의 수치 해석단면으로써, 등가널말뚝 해석시 그림 10과 같은 원호형태의 축방변위양

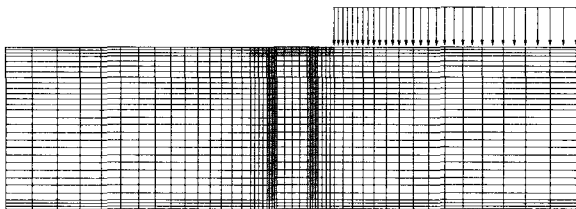


그림 9. 비배수 해석단면

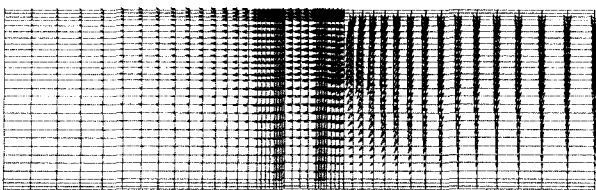


그림 10. 비배수 해석시 축방변위 벡터

상을 가지게 된다. 변위는 말뚝의 두부에서 가장 크게 나옴으로 지점에서는 변위가 발생하지 않았다. 그리고 말뚝의 심도에 따른 변위 양상을 살펴보면 그림 11과 같이 상부에서 최대 변위가 발생하는 것을 볼수 있다. 원심모형실험결과와는 말뚝의 회전으로 하부에서 (-)변위가 발생하였지만 수치해석시에는 말뚝의 회전은 발생하지 않아 하부에서는 변위가 0이므로 나타났다. 원심모형 실험이나 수치해석결과 모두 말뚝의 두부에서 최대 변위가 발생하는 것을 볼수 있다. 따라서 교량의 사용성 문제는 바로 말뚝두부에서의 변위의 과대 변위로 인해 발생한다는 것을 알 수 있다.

교대의 이용성의 문제가 말뚝의 파괴에서 비롯되는 것이 아니라 대부분이 축방유동으로 인한 교대말뚝의 과대 변위에서 비롯되기 때문에 변위의 예측이 매우 중요하다.

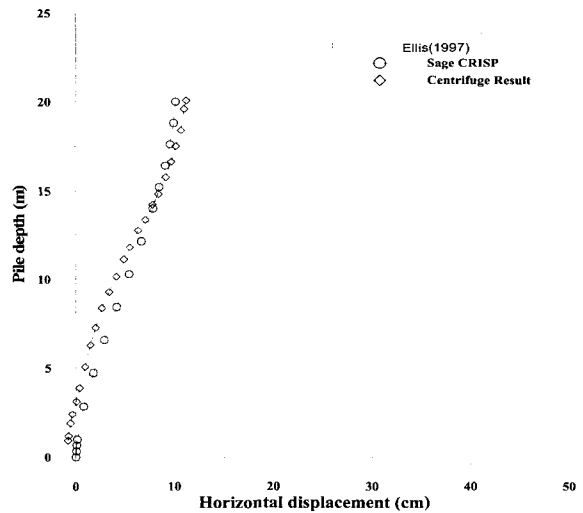


그림 11. 심도에 따른 말뚝의 변위비교

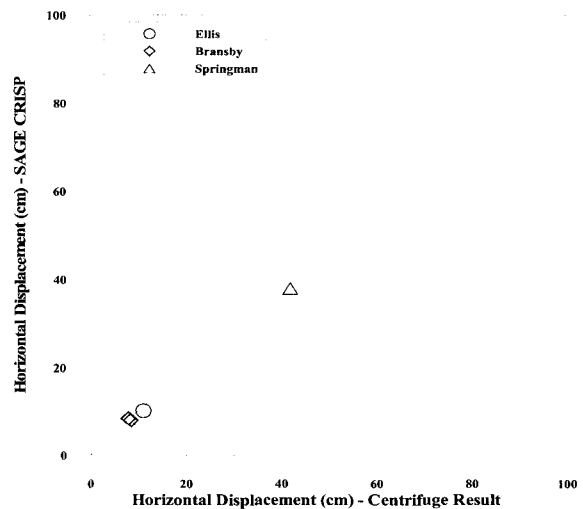


그림 12. 비배수 해석시 말뚝의 최대변위 비교

그림 12는 각 단면의 원심모형 실험결과와 수치해석결과를 서로 비교해놓은 것이다. 모든 실험결과와 수치해석결과가 말뚝의 두부에서 최대 변위가 발생하였고 그 최대 변위의 크기를 비교하였다. 그 결과 대체적으로 수치해석결과가 원심모형 실험결과와 모두 비슷하게 나오는 것을 확인할 수 있었다.

따라서 설계시 등가널말뚝 이론을 이용한 교대말뚝기초의 변위를 예측하는 것이 가능하다는 것을 알 수 있었다.

4.2 모멘트 해석

설계시 말뚝의 파괴에 대한 안정성 평가를 위하여, 말뚝의 모멘트 분포를 파악하여야 한다. 이에 등가널말뚝에 작용하는 모멘트와 원심모형시험 결과 말뚝에 작용하는 모멘트를 비교해본 결과를 비교해 보았다.

말뚝 해석결과 등가널말뚝에 작용하는 모멘트가 그림 13과 같이 원심모형 실험 결과에 비해 작게 산출되었다. 이는 등가널말뚝이론이 흙과 말뚝을 하나의 등가널말뚝으로 치환하여 해석을 수행하기 때문에, 원심모형 실험시 측정되는 말뚝만에 작용하는 휨모멘트에 비해 등가널말뚝에 분산되어 작용하는 모멘트와 많은 차이가 발생하는 것으로 생각된다.

따라서 등가널말뚝이론을 이용하여 말뚝의 안정성 평가를 하기에는 많은 문제점이 있는 것을 알 수 있다.

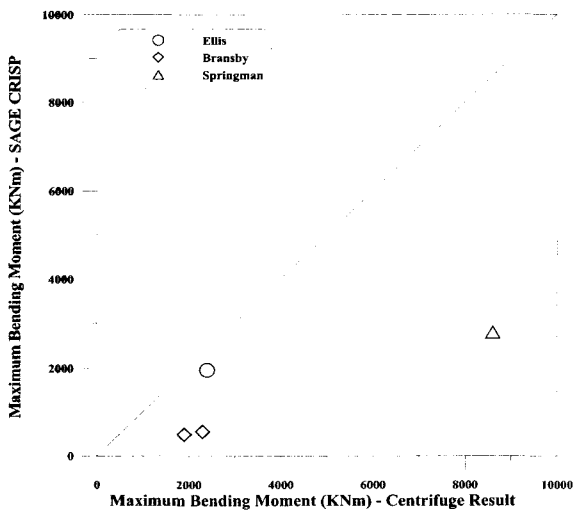


그림 13. 비배수해석시 최대모멘트 비교

5. 결론

본 연구에서는 교대말뚝기초의 거동분석을 위하여 등가널말뚝이론을 이용하여 비배수조건에 대하여 2차원 평면변형조건에서 해석을 수행하였다. 해석프로그램에 SAGE CRISP을 이용하였으며, 해석을 수행한 결과 다음과 같다.

- (1) 말뚝의 심도에 따른 횡방향 변위형태 분석결과 원심모형 실험과 등가널말뚝해석시 모두 말뚝의 두부에서 최대 변위가 발생하였고 유사한 형태를 이루었다.
- (2) 수치해석결과와 원심모형 실험결과를 비교·분석해본 결과 말뚝의 최대 변위와 변위 양상이 매우 근접함을 확인할 수 있었다. 따라서 비배수 조건인 경우 비배수강도 파라미터만을 이용한 등가널말뚝 해석을 실시하여 교대말뚝의 변위를 예측할 수 있을 것으로 판단된다.
- (3) 등가널말뚝이론을 이용한 수치해석결과 말뚝에 작용하는 모멘트는 원심모형실험의 결과에 비하여 크게 과소평가 하는 것으로 나타났다. 이는 등가널말뚝에 말뚝과 흙의 등가탄성계수를 사용하면서 말뚝의 탄성계수 감소로 인해 말뚝에 작용하는 모멘트를 과소평가하는 것으로 생각된다. 따라서 말뚝의 안정성평가지 등가널말뚝 해석은 적용성이 떨어지는 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2003년도 서울시립대학교 학술연구비에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Bransby, M. F., Springman, S. M(1996). "3-D Finite Element Modelling of Pile Groups adjacent to Surcharge Loads", 19(4), 301-321.
2. Bransby, M. F., Springman, S. M(1997). "Centrifuge Modelling of Pile Groups Adjacent to Surcharge Loads", Soils and Foundation, Japanese Geotechnical Society, 37(2), 39-49
3. Ellis, E. A(1997). "Soil-Structure Interaction for Full-height Piled Bridge Abutments Constructed on Soft Clay", Ph.D Dissertation, University of Cambridge.
4. Naylor D.J (1982), "Finite element study of embankment loading on piles", Report for the UK Department of Transport (HECB)
5. Randolph, M. F(1981), "Pilot study of lateral loading of piles due to soil movement caused by embankment loading", Report for the UK Department of Transport(HECB).
6. Springman, S. M. and Bolton, M. D(1991). "Modeling the behavior of piles subjected to surcharge loading", Proc. of Centrifuge 91, pp.253-260
7. Springman, S. M.(1984). "Lateral loading on piles due to embankment construction. MPhil thesis", University of Cambridge.
8. Stewart, D. P.(1992). "Lateral loading of piled abutments due to embankment construction", PhD thesis, University of Western Australia.