

원심모형실험을 이용한 방파제의 안정성 검토

An Investigation of Breakwater Stability by Centrifuge Model Tests

유 남 재* 홍 영 길** 김 동 건***
Yoo, Nam-Jae Hong, Young-Gil Kim, Dong-Gun

Abstract

In this paper, centrifuge model tests and numerical analysis on the breakwater structure were performed to investigate the stability and behavior of breakwater in field.

In centrifuge model tests, construction sequence of breakwater structure such as preparation of weathered rock and sand deposit, construction of D.C.M, rubble mound with crushed stones and installment of breakwater structure was reconstructed like field condition and the behavior of ground settlement and breakwater displacement during stage of construction was observed during tests. For the final stage of simulating the horizontal movement of breakwater due to wave force, horizontal load was applied by horizontal loading apparatus being specially designed so that horizontal displacement of structure could be observed.

Numerical analysis were also carried out and its results were compared with test results to assess the property of centrifuge model tests with respect to the behavior of structure as well as ground.

키워드 : 방파제, 안정성, 원심모형실험

Keywords : breakwater, stability, Centrifuge model test

1. 서론

본 연구는 방파제 축조공사와 관련하여 기초지반에 존재하는 연약지반 개량공법으로 DCM 공법을 적용한 현장조건에 대하여 원심모형실험을 통한 지반 침하 및 방파제 구조물의 안정성을 평가하는데 그 목적이 있다. 따라서 현장조건과 유사하게 D.C.M 공법으로 형성되는 개량체를 모사하기 위하여 개량체 모형재료에 대한 일축압축강도 실험을 수행하여 실제 현장조건을 적합하게 모사하도록 지원한다. 그리고 현장지층, 연약지반(해성점

토층) 개량, 케이슨기초 등을 모사한 원심모형실험을 수행한다. 원심모형실험은 지반조성, 지반개량, 사석마운드 조성 및 케이슨 설치, 하중제하 등의 시공순서를 고려하여 단계적으로 수행한다. 위치별, 심도별로 다른 개량율이 적용되는 공법의 기하학적 특성 반응을 위하여 시공단계를 고려한 2차원 수치해석을 수행하여 지반거동 및 수평제하에 따른 수평변위를 분석하고, 이를 원심모형실험 결과의 변위와 비교하여 해석단면의 타당성을 검토하였다.

2. 이론적 배경

2.1 원심모형실험

원심모형시험기를 이용한 토목구조물의 거동에

* 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사, 교신저자

** 한림성심대학 토목과 교수, 공학박사

*** 강원대학교 대학원 토목공학과 박사과정

대한 최초의 연구는 프랑스의 E. Phillips가 1869년에 해협을 횡단하는데 설치할 강교(Steel Bridge)의 원심모형시험에 의한 타당성 조사 가능성을 제안한 연구였다. 원심모형시험기의 응용이 구조공학보다 지반공학에 그 적용 효율성이 있음은 그 후 60년이 지난 1930년에 접어들어서 지반의 자중효과가 토류구조물에 미치는 영향이 큰 사실을 적용하고부터 이다. 미국과 구 소련이 각각 독립적으로 원심모형 시험기를 제작하여 인위적으로 토류구조물의 자중을 가속시킴으로써 현장 응력상태를 실험실에서 재현시키는 실험을 수행하였다. 미국의 Columbia 대학의 Bucki는 초소형 원심모형시험기를 사용하여 광산터널의 안정성에 관한 모형시험을 수행하였으나 실험장비에 대한 개발의 뒷받침이 없어서 매우 한정적인 연구에 그쳤다. 구 소련의 모스크바에서 1932년에 Pokrovskii는 Gidro-TeXgeo Institute of Hydrogeology and Hydraulics의 토질실험실에서 사력덱, 상토, 제방 등의 토류 구조물의 안정성에 관한 원심모형시험을 수행하였다. 그 이후 소련에서는 20여 개의 초소형 원심기를 설치하여 토목 및 군사목적의 연구 프로젝트를 지속적으로 수행하여 1936년 제1회 ICSMFE에서 Pokrovskii와 Fiodorov의 연구결과에 대한 발표가 부분적으로 이루어 졌으나, 그 이외의 원심모형시험기를 이용한 많은 연구업적이 서방세계에 알려지지 않은 채 미공개 상태로 있다가 1960년대 말에 Sokolovski, Pokrovskii, Fiodorov에 의해 영국에서 소련 연구업적에 관한 번역물의 발간으로 서방세계에 알려지게 되었다.

2.2 기본 원리

원심모형시험은 실내에서 축소된 모형을 사용하여 인위적으로 모형을 가속시킴에 따라 토립자의 자중을 증가시킴으로써 현장상태의 응력을 재현시키고, 축척감소에 따른 압밀 시간을 단축시킬 수 있는 경제적으로 실험을 수행할 수 있는 효율적인 실험기법으로 알려져 있으며 현재 국외에서는 대부분의 모형시험이 원심모형시험 내지는 현장원형 실험을 수행하고 있는 실정이다.

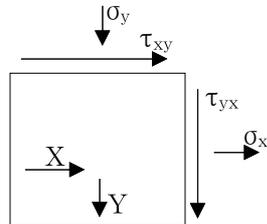


그림 1. 힘의 평형상태

원심모형시험의 기본원리는 축소된 모형을 인위적으로 증가시킨 자중효과로 상쇄시킴으로써 힘의 평형관계를 유지하는데 있다. 그림 1에 보인 바와 같이 2차원 평면변형상태의 임의의 요소에 작용하는 힘의 평형식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + Y = 0 \quad (2)$$

여기서, X, Y는 X, Y방향의 자중이다.

이와 같은 평형식에서 원심모형시험에서는 1/N의 축소된 모형을 사용하고 흙의 자중을 N배 가속시킴으로서 평형관계식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial (x/N)} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial (y/N)} + NX = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial (x/N)} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial (y/N)} + NY = 0 \quad (4)$$

위와 같은 관계식에서 N값은 서로 상쇄되어 일반적인 힘의 평형방정식과 동일하게 된다. 따라서 원심모형시험에서는 축소된 모형으로 흙의 자중을 인위적으로 증가시키어 현장 원형구조물의 초기 응력 상태를 재현시키고 어떠한 형태의 경계조건에서 응력이 가하여져도 기본적인 힘의 평형 관계식을 만족시킴으로 원심모형시험에서 현장과 동일한 재질의 시료를 사용하여 시험을 수행하면 현장 구조물과 같은 응력-변형 거동을 원심모형시험에서 재현시킬 수 있다. 모형시험에서 원형구조물의 거동을 정확히 재현시키기 위하여 상사성(Similarity)이 만족되는 조건에서 원형의 거동을 지배하는 요소가 모형시험에서 모사 되어야 한다. 원형과 모형의 상사관계 및 축척관계는 차원해석(Dimensional Analysis)이나 미분 방정식(Differential Equations)을 사용하여 구할 수 있다. 차원해석은 어느 변수들에 의하여 표시되는 자연현상의 물리적 관계를 나타내는 방정식은 동차원이어야 한다는 차원의 동차성원리(Principle of Dimensional Homogeneity)에 근거한다.

3. 실험 방법

본 연구에서는 방파제 축조공사 중 방파제의 연약지반 보강에 따른 지반거동 및 수평변위 특성을 분석하기 위하여 원심모형실험을 수행하였다. 원심모형실험에서 현장의 지반조건 및 구조물 제원에 근거한 상사성과 모형토조의 제원을 감안하여 현장조건을 1/5로 축소시킨 다음 중력수준 50g에 대한 상사법칙을 적용하여 실험을 수행하였다. 원심모형실험 검토단면에서 보는 바와 같이 50g의 중

력수준에 대한 상사성과 시험기의 규모 한계상 단면을 1/5로 축소하여 모형은 1/250로 제작하였다. 축소조건에 따라 지층은 상부 점토층 9.6cm, 퇴적 모래층 4.28cm, 하부점토층 2.0cm, 퇴적자갈층 0.92cm 그리고 하부 기반암층 5.0cm로 조성하였다.

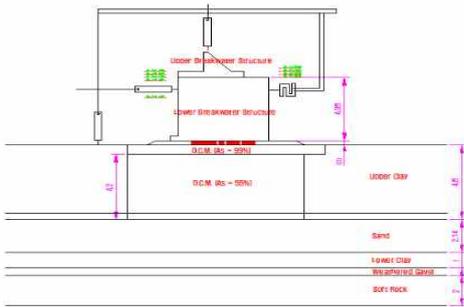


그림 2. 원심모형실험 검토단면

3.1 모형 제작

현장 조건을 모사하기 위하여 점토층 보강용 DCM 개량체와 모형 케이슨을 제작하였다.

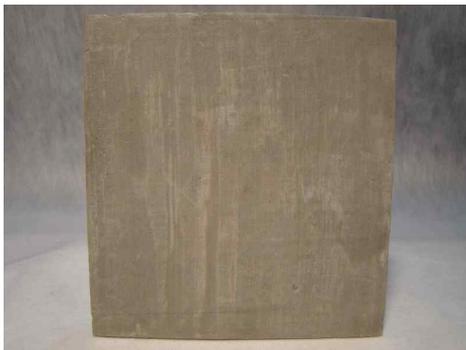


그림 3. DCM 개량체



그림 4. 모형 케이슨

개량체는 설계배합강도에 부합되도록 일축압축 강도시험을 수행하여 배합비율을 결정한 후 모형을 제작하였고, 케이슨 모형은 상사성을 적용하여 크기를 결정하고, 케이슨 하중을 적용할 수 있도록 내부에 납을 채웠다.

3.2 지층 조성

MC 나일론재 강판을 이용하여 최하부층의 연암층을 모사하고 상사성을 고려하여, 현장 함수비 81.8%로 점토층을 조성하였다.



그림 5. 지층 조성

3.3 점토층 보강

원지반 조성 후 시공순서에 따라 별도의 거치기 간을 두지 않고 기초공법으로 적용되는 D.C.M 개량체 보강을 수행하였다. 하부 개량체를 58% 개량율에 따라 그림과 같이 총 10개의 개량체를 타설하였고, 타설 완료 후 100% 개량율에 해당하는 상부 개량체를 하부 개량체 상부에 설치한다.



그림 6. DCM 타설

3.4 기초사석층 조성

기초지반에 영향이 없도록 다짐을 하지 않는 조건에서 상사성을 고려하여 5mm 높이로 현장 단

위중량에 맞도록 기초 사석층을 조성한다.



그림 7. 기초사석층 조성



그림 9. 수평하중 재하

3.5 케이스 설치

1/250 축소모형을 제작하여 현장의 하중조건에 따라 동일한 하중을 재하하기 위하여 상사성을 고려하여 케이스 내부에 납을 채워 설치하였다. 케이스 거치 후 현장조건을 고려하여 5개월의 방치기간에 해당되는 시간동안 50g로 중력가속시켜 기초 사석층 및 지반의 변위를 측정하였다.

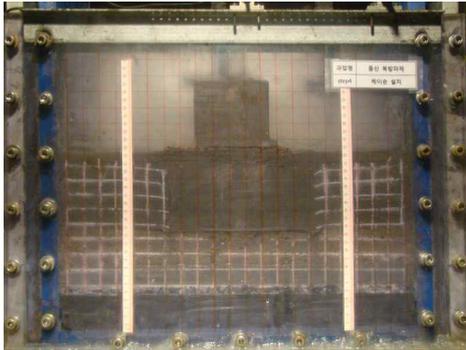


그림 8. 케이스 설치

3.6 수평재하

상치콘크리트 상부와 케이스 측면에 변위계를 설치하고, 수평재하장치에는 Loadcell을 장착하여 하중재하 시 작용하는 변위 및 하중을 측정할 수 있도록 하였다. 장비설치 완료 후 50g 중력수준으로 가속한 조건에서 수평력을 작용시켜 이에 따른 케이스 변위와 지반변위를 측정한다.

4. 실험 결과

4.1 기초사석층 조성 후 침하

아래 그림은 사석층 조성에 따른 원지반 층의 침하량의 변화를 도시한 것이다. 4.5개월 경과시점에서 약 6.0mm의 지반 침하가 발생하였고, 이후 수렴하는 경향을 나타내었으며, 원지반 측면에서는 침하가 거의 발생하지 않았다.

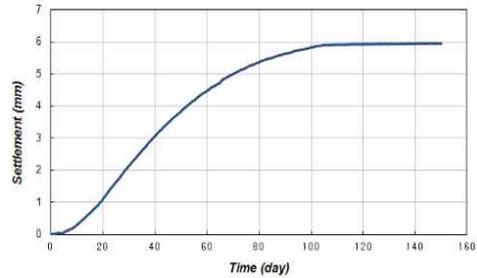


그림 10. 시간-침하 곡선(사석층 조성)

4.2 케이스 거치 후 침하

케이스 거치에 따른 지반침하의 변화는 다음 그림 11에 나타내었다. 상사법칙을 적용한 결과, 케이스 시공단계에서는 40.0mm의 침하량이 발생하였고, 기초지반 측부에서는 지반 침하가 거의 발생하지 않았다.

4.3 상치콘크리트 거치 후 침하

그림 12는 상치콘크리트 거치 후 50g의 중력가속도로 원심모형을 수행하여 시간에 따른 연직변위를 나타냈다. 상사성을 고려한 결과, 발생한 침하량은 21.5mm로 나타났고, 수렴 시 25.2mm로 준공 후 3.7mm의 잔류침하량이 발생하였다.

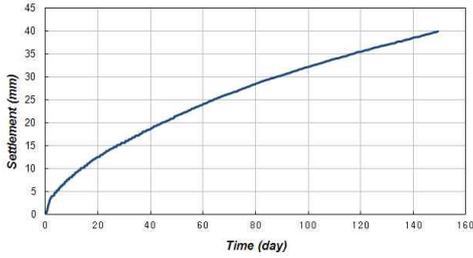


그림 11. 시간-침하곡선(케이슨 설치)

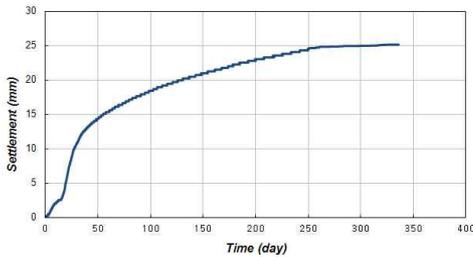


그림 12. 시간-침하곡선(상치 설치)

4.4 수평재하

수평재하에 따른 케이슨의 수평변위를 분석한 결과는 아래 그림과 같다. 그림에서 보듯이 수평하중재하에 의한 재하점의 수평변위는 초기에 일정하게 증가하다가 점차 변위가 커지는 경향을 나타냈다. 또한 초기에 수평하중 증가에 따라 변위가 빠르게 증가하다가 하중 약 25kN/m^2 이후에는 하중에 따라 변위가 다소 작아지는 경향을 보였다. 수평하중 약 72kN/m^2 에서 37.5mm 변위 발생하였다.

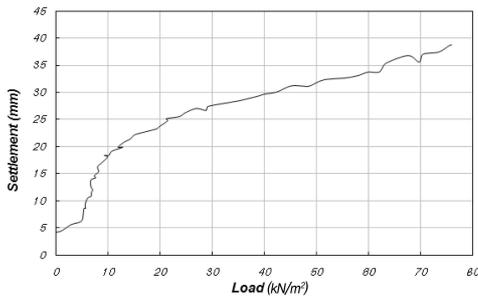


그림 13. 수평하중-변위 곡선

5. 수치해석

5.1 개요

원심모형실험결과 분석된 케이슨 및 지반 거동 경향의 타당성 검토하고, 그 안정성을 평가하기 위하여 FEM 수치해석을 수행하여 비교 분석하였다. 적용된 수치해석 프로그램은 PLAXIS BV사의 PLAXIS v8.2를 사용하였다. 수치해석은 원심모형 실험 결과의 타당성을 검토하기 위해 실험조건과 동일한 1/5 축소모형 및 조건에 대한 해석과 현장 조건에 대한 안정성 검토를 수행하였다.

표 1. 수치해석에 적용된 물성치

구분	적용 물성치
상부 점토	$r_{\text{sat}} = 15.2\text{kN/m}^3$, $c_{\text{ref}} = 4.0\text{kN/m}^2$ $C_{\text{incr}} = 1.25\text{kN/m}^3$, $E_{\text{ref}} = 1,470\text{kN/m}^2$ $\nu = 0.40$
하부 점토	$r_{\text{sat}} = 17.0\text{kN/m}^3$, $C_{\text{ref}} = 50.5\text{kN/m}^2$ $C_{\text{incr}} = 1.25\text{kN/m}^3$, $E_{\text{ref}} = 1,470\text{kN/m}^2$ $\nu = 0.40$
Crush Stone	$r_{\text{sat}} = 20.0\text{kN/m}^3$, $c = 0.0\text{kN/m}^2$ $\phi = 40^\circ$, $E_{\text{ref}} = 500,000\text{kN/m}^2$ $\nu = 0.30$
단주	$r_{\text{sat}} = 15.2\text{kN/m}^3$, $c_{\text{ref}} = 337.0\text{kN/m}^2$ $E_{\text{ref}} = 350,000\text{kN/m}^2$, $\nu = 0.27$
DCM 개량체	장주 $r_{\text{sat}} = 15.2\text{kN/m}^3$, $C_{\text{ref}} = 203\text{kN/m}^2$ $E_{\text{ref}} = 220,000\text{kN/m}^2$, $\nu = 0.30$

5.2 원심모형단면에 대한 수치해석

5.2.1 해석모델

원심모형실험 단면에 대한 지반거동분석을 위하여 유한요소해석으로 아래 그림 14~15와 같이 해석단면 및 유한요소망을 구성하였다.

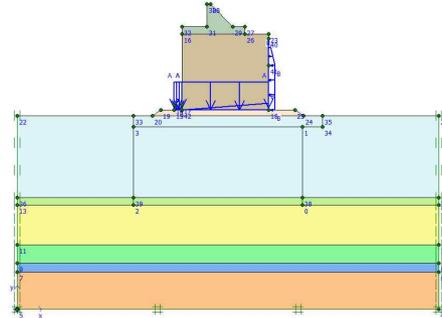


그림 14. 실험단면에 대한 해석모델

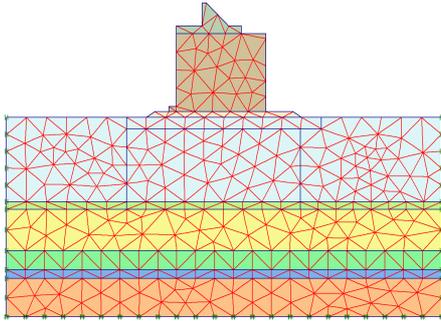


그림 15. 유한요소망

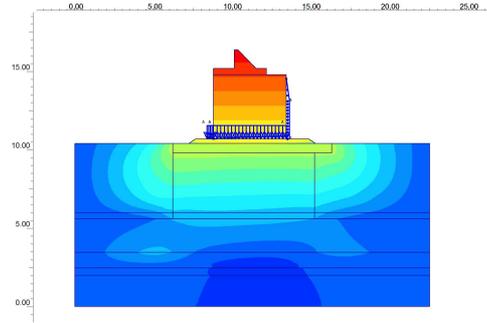


그림 18. 모형단면의 수평변위분포

5.2.2 해석결과

아래 그림은 수평하중재하에 의한 방파제구조물 및 지반의 거동에 대한 수치해석결과를 도시한 것이다.

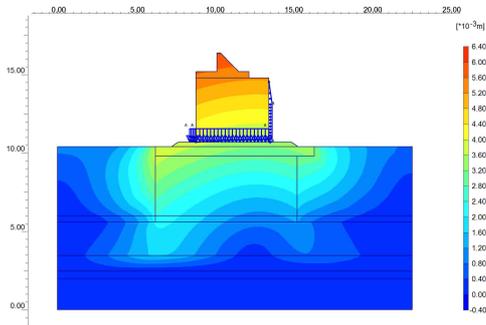


그림 16. 모형단면의 전체변위 분포

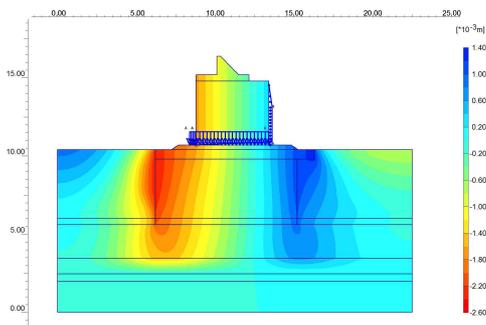


그림 17. 모형단면의 연직변위분포

케이슨 상부에서 30.2mm의 최대변위가 발생하였고, 지반부 최대변위는 기초사석층 상부에서 18.9mm가 발생하였다. 최대 연직변위는 12.0mm, 수평재하부의 수평변위는 29.7mm가 발생하였다. 또한 상사성이 적용된 결과에 대하여 원심모형실험과 비교한 결과, 하중재하위치에서 수평변위 5.9mm(상사율 고려시 29.7mm)가 원심모형실험에서의 수평변위 37.5mm와 유사하므로 수치해석 모델 및 입력정수가 적합한 것으로 판단된다.

5.3 실측척에 대한 수치해석

5.3.1 해석모델

원심모형실험을 위해 축소된 단면에 대한 실험 결과 및 수치해석결과를 분석하여 해석 입력정수의 적정성 분석, 검토된 입력정수를 적용한 설계단면에 대한 수치해석으로 축소모형 적용의 한계 보완하기 위해 설계단면에 대한 지반거동분석을 위하여 유한요소해석으로 아래 그림과 같이 해석단면 및 유한요소망 구성하였다.

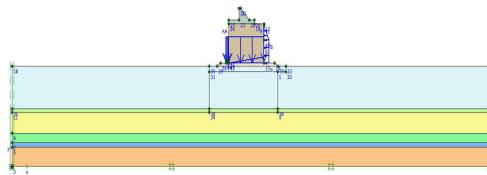


그림 19. 설계단면에 대한 해석모델

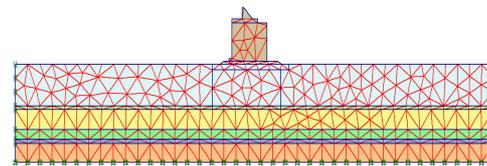


그림 20. 설계단면에 대한 유한요소망

5.4 해석결과

원심모형실험을 위해 축소된 단면에 대한 실험 결과 및 수치해석결과를 분석하여 해석 입력정수의 적정성을 분석하고, 검토된 입력정수를 적용한 설계단면에 대한 수치해석으로 축소모형 적용의 한계성 보완하였다. 수치해석결과를 다음의 그림 21~23에서 도시하였다. 그림에서 보듯이 각 지점에서 발생한 변위는 케이슨 상부에서 79.7mm의 최대변위가 발생하였고, 지반부 최대 변위는 기초 사석층 상부에서 51.8mm 발생하였다. 또한, 최대 연직변위는 30.4mm, 최대 수평변위는 방파제 상부에서 79.7mm가 발생하였다. 분석결과, 원심모형실험이 비교적 현장조건을 잘 모사한 것으로 판단된다.

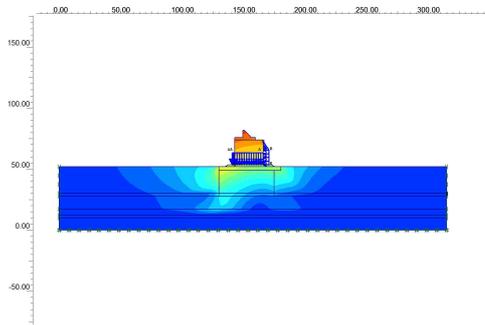


그림 21. 설계단면의 전체변위 분포

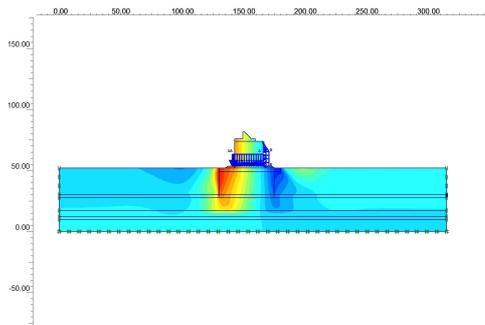


그림 22. 설계단면의 연직변위 분포

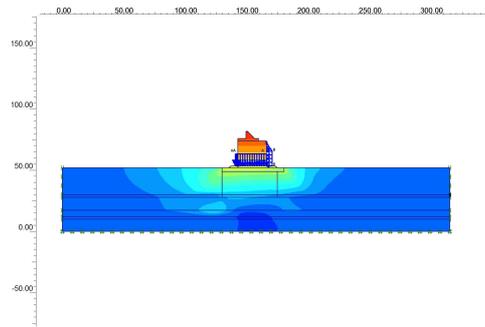


그림 23. 설계단면의 수평변위 분포

6. 결론

본 연구는 방파제 축조와 관련하여 기초지반에 존재하는 개량공법으로 DCM 공법을 적용한 현장 조건에 대하여 원심모형실험을 통한 지반 침하 및 방파제 구조물의 안정성을 분석하고, 수치해석 결과와 비교 분석하여 아래와 같은 결론을 도출하였다.

1) 실험단면에 대한 원심모형실험 결과, 기초사석층 조성에 따른 침하는 4.5개월 경과시점에서 약 6.0mm의 지반침하가 발생하였고, 이후 수렴하는 경향을 나타냈다. 케이슨 시공단계에서는 5개월 경과시점에서 40.0mm의 침하량이 발생하였고, 이는 케이슨 하중이 사석층에 작용하면서 케이슨 하중에 의한 사석층 침하가 주로 작용한 것으로 판단된다. 상치콘크리트 거치 후 5.4개월 경과 시 21.5mm의 침하량이 발생하였고, 이후 수렴 시 25.2mm의 침하량이 발생하여 준공 후 3.7mm의 잔류 침하량이 발생한 것으로 나타났다.

2) 구조물 시공완료 후, 파랑하중에 따른 방파제 안정성 평가를 위하여 정적 수평재하시험을 수행한 결과, 수평변위는 초기 수평하중 증가에 따라 변위가 빠르게 증가하다가 하중 25kN/m^2 이후에는 하중에 따라 변위가 다소 작아지는 경향을 보였고, 수평하중 약 72kN/m^2 에서는 약 37.5mm의 변위가 발생하였다.

3) 원심모형실험을 통한 방파제 구조물의 안정성 검토에서 축소된 모형 및 단순화된 단면 적용에 따른 한계를 극복하기 위하여 유한요소법으로 수치해석을 수행하였다. 먼저, 원심모형실험단면에 대한 수치해석으로 지반모델과 해석입력정수를 검토하였다. 그 결과, 수치해석에 의해 비교적 합리적인 지반거동 결과를 도출할 수 있을 것으로 분석되었다. 이에 따라 실축척에 대한 안정성 검토를

수행한 결과, 최대 변위는 상부에서 79.7mm가 발생하였고, 지반부 최대 변위는 기초사석층 상부에서 51.8mm가 발생하였다. 수평하중에 따른 최대 수평변위는 방과제 상부에서 79.7mm가 발생하였고, 실험결과와 비교해 볼 때 원심모형실험이 비교적 현장조건을 잘 모사한 것으로 분석되었다.

참 고 문 헌

- [1] 강대수, “연약점토의 2차원 압밀에 관한 원심 모형실험”, 석사학위논문, 강원대학교, 1997.
- [2] 김경석, “유한요소해석을 이용한 암반근입말뚝의 지지력 비교”, 석사학위논문, 서울대학교, 1997.
- [3] 엄재경, “상재하중하 역T형 옹벽의 골동거동에 관한 원심모형실험”, 석사학위논문, 강원대학교, 1996.
- [4] 이명옥, “사면에 인접한 옹벽의 원심모델링”, 공학박사학위논문, 강원대학교, 1998.
- [5] 전동욱, “원심모형실험에 의한 연약점토의 자중압밀에 관한 연구”, 석사학위논문, 강원대학교, 1997.
- [6] Bloomquist, D. G., and Townsend, F. C., “Centrifugal Modeling of Phosphatic Clay Consolidation”, *Sedimentation/Consolidation Models*, pp.565~580, 1984.
- [7] Dafalias, Y. F. and Herrmann, L. R., “Bounding Surface Plasticity II : Application to Isotropic Cohesive Soils”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.112, EM12, pp.1263~1290, 1986.
- [8] Desai, C. S. and Siriwardane, H. J., *Constitutive Laws for Eng. Materials*, Prentice-Hall, pp.204~245, pp.282~295, 1984.
- [9] Hsieh, H. S., Kavazanjian jr. E. and Borja, R. I., “Double-Yield-Surface Cam-Clay Plasticity Model I: Theory”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.116, No.9, pp.1381~1401, 1990.
- [10] Jafroudi, S., “Experimental Verification of Bounding Surface Plasticity Theory for Cohesive Soils”, *Ph D Thesis of University of California*, Davis, 1983.
- [11] Schofield, A. N. and Wroth C. P., *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, 1968.
- [12] Townsend, F. C., “Centrifuge Modeling of Time-dependent Deformations”, *Sedimentation /Consolidation Models*, pp.60~64, 1984.