

부등침하를 받는 매설관 기초지반 보강 모델링 연구

A Study on Modeling of the Ground Reinforcement under a Pipe Joint Subjected to Differential Settlement

孫 俊 翼*¹ 鄭 夏 翼*²
Sohn, Joo -Ik Jung, Ha -Ik
洪 性 完*³ 姜 仁 鐸*²
Hong, Sung -Wan Kang, In -Tak

Abstract

This paper reports the application study of the ground reinforcement under a pipe joint. The soil-reinforcement interaction helps to minimize the stress concentration at joint. The settlement pattern and the earth pressure variation have been evaluated under the pipeline subjected to differential settlement. The pipeline is fixed at one side with the other side set free being loaded with a uniform surface loading. The problem has been studied by means of laboratory model test and finite element technique, and the analysis results are compared for both non-reinforced and reinforced cases to evaluate the effectiveness of the soil reinforcement for restraining the settlement of the pipeline.

요 지

본 논문은 매설관 기초지반 보강의 적용성에 관해 연구한 것이다. 지반 보강상호작용해석에 의하여 연결된 파이프 부재사이의 부등침하를 최소화 하고 이음부에 발생하는 응력집중 현상을 감소시킬 수가 있다. 부등침하를 받는 매설관 하부의 침하형태와 토압의 변화 형태, 그리고 보강재의 변형 형태를 분석하였다. 매설관은 일단은 구조물에 고정되어 있고 타단은 지반속에 매설된채 자유로 되어 있으며 지표면에 재하된 일정한 등분포 하중을 받는다. 실내모형 실험과 유한요소 해석을 병행 하였으며, 해석결과를 비보강과 보강 조건에 대하여 상호 비교하여 매설관 침하억제를 위한 지반보강의 효과를 검토하였다.

1. 서 론

지하매설관의 전형적인 파괴형태 중의 하나는

과도한 수직전단 변형에 의한 이음부의 파괴이다. 이러한 종류의 파괴는 보통 여러 현장조건에 의한 매설관의 부등변형에 의하여 발생한다.

*¹ 정회원, 한국건설기술연구원 선임 연구원

*² 정회원, 한국건설기술연구원 연구원

*³ 정회원, 한국건설기술연구원 연구위원

이러한 문제는 해안매립지역 등과 같은 연약지반에서 쉽게 찾아볼 수가 있다.

일반적으로 매설관의 설계에서는 수직 상재하중과 이에 상응하는 파이프 단면변형을 고려한다. 그러나 매설관이 연약지반에 설치된 경우에는 과도한 지반침하에 의한 매설관의 축방향 변형을 추가적으로 고려하여야 한다. 만약에 관이 매설된 지반에 부등침하가 생기면 관거축을 따라 인장 또는 휨변형이 발생하게 되며 결국 매설관의 휨파괴나 이음부 파괴를 초래하게 된다.

현재까지, 과도한 지반침하를 받는 매설관을 지지하는 데에는 파일기초가 보통 사용되어 왔다. 그러나 이 방법은 비 경제적이고 중요한 매설관의 특수한 경우 이외에는 사용되지 않는다. 또한 이 방법은 주변지반이 침하함에 따라 매설관에 추가적인 하중을 부과하게 된다. 따라서 근간에는 부등침하를 받는 매설관의 축방향 변형을 감소시키는 새로운 방법에 대한 연구가 수행되고 있다. 즉 매설관베딩의 강성을 증가시키는 방법, 주변 연약토를 양질토로 치환하는 방법, 매설관 하부 기초지반을 보강하는 방법 등이다. 이들 방법중에서 베딩강성 보강방법이 가장 효과가 크고, 그 다음이 하부기초지반 보강방법이라고 제시되었다.¹⁾ 그러나 경제적인 면에 있어서는 현장조건에 따라 그 반대가 될 수도 있으며 따라서 보강방법의 선정은 현장조건과 기타 설계요구조건에 따라 선정이 되어야 한다.

본 연구에서는 부등침하를 받는 매설관의 변형을 억제하기 위한 지반보강의 효과를 분석하였다. 여기에서는 매설관의 일단이 구조물에 고정되어 있고 지표면에 등분포상재하중이 작용하므로 관거축방향을 따라 부등침하가 발생하는 조건을 고려하였다. 해석은 실내 모형실험과 유한요소 모델링으로 실시하였다. 실내 모형실험에서는 매설관 하부의 침하량과 토압 그리고 보강재에 작용하는 인장변형률을 측정하였다. 유한요소해석에서는 지반보강재의 상호작용을 모델링하기 위하여 접촉면모델(interface model)이 적용되었으며 보강재는 등방선형 변형률 경화현상을 나타내는 탄소성체로 가정하였다.

2. 실내모형실험

2.1 재료특성

모형실험에 사용된 흙은 실트질 점토에 세립질 모래가 혼합된 것으로 통일분류법에 의하면 ML에 해당된다. 흙의 비중은 2.65이며 입도분포 실험결과 균등계수 8.7, 곡률계수 1.07로 나타났으며 다짐실험 결과 최대 건조밀도 1.73g/cm³, 최적함수비 15%로 나타났다. 삼축압축 실험은 압밀배수(CD)실험을 실시하였으며 실험결과는 수치해석시 쌍곡선 모델의 매개변수 산정에 이용이 되었다.

모델 관거로는 울트라파이프를 사용하였으며 관의 특성은 밀도 0.91g/cm³, 항복응력 270kg/cm², 탄성계수 13800kg/cm²이다. 관의 규격은 내경이 30mm이고 외경이 40mm이며 두께는 5mm이다. 이음부는 콘크리트 홈관의 연결부를 모사하기 위하여 슬리브 이음방식으로 하였다.

보강재는 합성고분자 지오그리드를 선정하였다. 그 이유는 지오그리드는 격자구조로 되어 있어 지반의 토립자와 상호결속하는 기능이 크기 때문이다.

2.2 실험조건 및 절차

모형토조의 규격은 가로 1.5m, 세로 1.0m, 높이 1.2m이고 토조바닥에는 로울러를 부착시켜 토조의 수평이동이 가능케 하였다. 상재하중은 유압재하 장치를 이용하여 가하였으며 상재하중의 크기를 유압게이지의 수치와 비교 검증하기 위하여 재하판과 피스톤 사이에 로드셀을 설치하였다.

관의 전체길이는 125cm이고 4개의 이음부를 가진 5개의 부재로 연결되었다. 구조물에 고정된 매설관을 모사하기 위하여 일단은 모형토조 벽면에 고정시켰다. 지표면에서 50cm 하부에 파이프를 매설하였다. 관 하부에 발생하는 수직토압을 측정하기 위하여 관하부의 지반내에 4개의 토압계를 설치하였으며, 관과 보강재의 변형도를 측정하기 위하여 관과 보강재에 변형도계(strain gage)를 부착하였다. 실내모형실험 시스템의

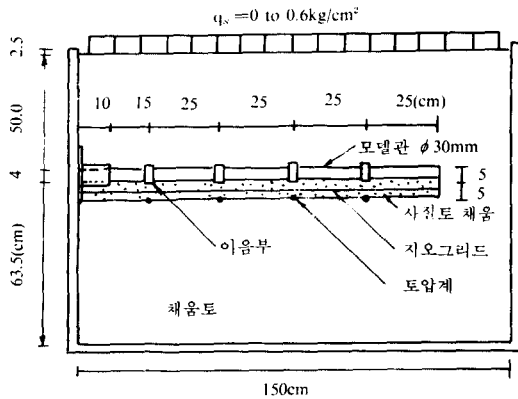


그림 1 모형실험 시스템개요

개요는 그림 1에 도시된 바와 같다.

실험준비는 다음과 같은 절차로 진행하였다. 시료를 토조내에 넣고 다져 토조바닥에서 63.5cm 높이까지 채운다. 보강재를 설치하는 경우에는 관저설치예정 하부지반을 10cm 굴착한다. 굴착바닥면에 토압계를 설치한 다음 모래를 5cm 채우고 보강재를 깔후에(이때 보강재에 변형도계는 미리 부착되어 있고 일단을 토조벽체에 고정시킴) 다시 보강재 위에 모래를 5cm 채운다. 다음에 관을 설치하고 시료를 다지면서 파이프 상단의 50cm 높이까지 채운다.

실험준비가 완료된 후에 모형토조를 하중재하 후레임이 설치된 곳으로 이동시켜 시료표면에 등분포 상재하중을 0.6kg/cm²까지 매 단계별로 0.2kg/cm²씩 증가시켜가며 각 하중단계별로 관하부의 토압, 관과 보강재의 변형량, 관의 침하등을 측정하였다.

3. 유한요소 모델링

3.1 요소망과 경계조건

지반침하에 따른 관의 변형 해석은 원칙적으로 3차원으로 해석되어야 하지만 본 해석은 부등침하에 의한 매설관의 변형특성을 규명하는 것이 목적이므로 해석의 편의상 2차원으로 이상화하였다. 그리고 해석의 주요 관심부분이 관의 축방향 침하 형태이므로 관을 보로 모델링하였다.

해석대상은 그림 2에 나타낸 바와 같이 건물이나 맨홀과 같은 고정구조물에 암거가 연결되어 있고 균등한 상재하중이 작용하여 암거 양 끝에서 부등지반침하가 발생하게 되는 현장조건으로 그림 1에서의 실내 모형실험과 동일한 경계조건을 고려하였다.

관의 직경 및 관부재의 길이는 그림 1에 도시한 바와 같고 관의 이음부는 비등방성 탄성체로 간주하여 수평방향으로 상당한 양의 변형을 허용하고 수직방향으로는 극히 적은 양의 변형을 허용하여 연성이음부에서의 변형조건을 모델링하였다.

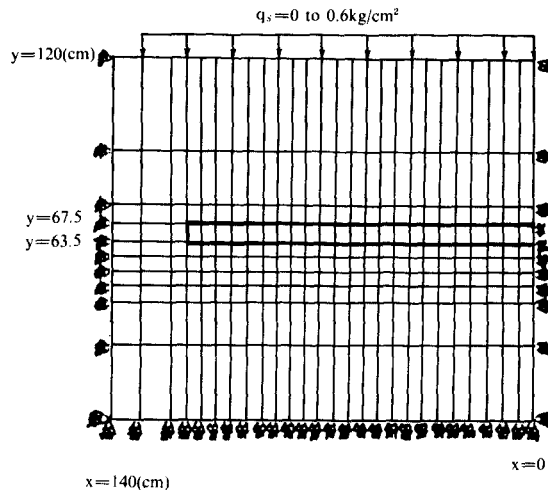


그림 2 유한요소망

그림 2에서 보는바와 같이 요소의 양단경계를 수직방향으로만 변위를 일으키는 roller로 가정하였다. 흙의 거동은 비선형적이고 응력이력에 의존하므로 초기응력조건을 지정하였으며 요소의 단위중량과 위치를 고려하여 선정하였다. 흙은 쌍곡선 모델에 근거 균질한 연속체로 가정하였다. 관에 부등침하가 유발되도록 지표면에 전체적으로 동일한 변위를 재하하였다.

흙 구조물계의 하중이나 변위는 하중이력(load history) 개념을 도입하여 작용시키고, 하중이력은 단계별로 이력함수(history function)를 통하여 고려하였다. 하중은 모형실험의 조건과 동일하게 하기 위하여 모형실험에서 재하관으로 균등하게 지표전면을 침하시켰기 때문에 이와 마찬가지로

지로 지표면에 재하판의 폭만큼 수직방향의 하중을 재하하였으며 그 최종크기는 모형실험에서와 같이 0.6kg/cm^2 로 하였다. 그리고 이력함수는 4단계의 동일한 증분단계를 지정하여 0.2kg/cm^2 의 단계적 하중증분조건을 고려하였다. 최대허용 계산반복수는 10으로 지정하였으며 상대 계산오차의 반복수렴기준은 0.01로 하였다.

3.2 재료의 모델링

흙의 거동 특성은 Kondner가 제안하고 Duncan이 발전시킨 쌍곡선 모델(Hyperbolic model)을 사용하여 모델링하였다.

Duncan이 제안한 모델을 수치해석상에 그대로 적용할 경우에는 응력변화에 따른 체적변화가 제대로 반영되지 않기 때문에 전단팽창성 흙(dilatant soil)과 같이 응력에 대하여 체적변화가 민감한 흙에는 수치 해석상에 문제를 야기시키게 된다. 따라서 이와같은 문제점을 해결하기 위하여 Herrmann이 다음과 같은 계산식을 제안하였으며⁷⁾ 본 연구에서는 이것을 프로그램상에 포함시켰다.

$$\nu = 1/2(1 - E_s/3B) \quad (1)$$

여기에서 ν 는 포아손비, E_s 는 탄성계수이고 B 는 체적변형계수이다.

해석에 적용된 쌍곡선 모델의 매개변수 값은 표 1에 나타난 바와 같으며 이들 수치는 삼축압축실험 결과로부터 보정하여 구한 것이다.

표 1 쌍곡선모델의 매개변수 값

매개변수	매개변수 설명	수 치
K	변형계수 정수	130
K_{ur}	변형계수 정수	390
n	변형계수 지수	0.59
C	점착력	$0.28(\text{kg/cm}^2)$
ϕ	내부마찰각	$31(^{\circ})$
R_f	파괴비	0.72
K_b	체적계수 정수	45
m	체적계수 지수	0.59
ρ	밀도	$0.0017(\text{kg/cm}^3)$

매설암거의 기초지반 보강재로서 지오그리드를 사용할 경우에는 연약지반상에 그대로 포설할

경우 지오그리드의 우수한 장점인 지반과의 상호 결속기능을 제대로 발휘할 수가 없으므로 지오그리드가 포설되는 부분에는 모래, 자갈과 같은 사질토로 치환하여야만 그 기능을 제대로 이용할 수가 있다. 따라서 여기에서는 지오그리드가 포설된 부분에 연약지반을 제거하고 사질토로 치환한 조건을 고려하였다. 이 치환토는 선형 등방성 탄성모델로 모델링하였으며 재료의 물성치는 탄성계수 700kg/cm^2 , 포아손비 0.4, 밀도 0.0018kg/cm^3 로 하였다.

그리고 관 요소는 선형 등방성 탄성모델로 모사하였다. 관의 해석은 일반적으로 횡단면에 대한 평면변형(plane strain) 조건으로 실시되지만 본 해석에서는 지반의 부등침하에 의한 관의 축방향 변형 해석이 대상이므로 관을 보로 가정하고 종방향에 대하여 실시하였다. 관을 종방향으로 해석하기 때문에 먼저 원통형의 관 단면을 사각형 형태의 보로 변환시켜 고려하였다. 변환 단면의 탄성계수는 다음과 같이 구한다.

$$E_{tr} = E_o(I_o/I_{tr}) \quad (2)$$

여기에서 E_o 와 I_o 는 모형관의 탄성계수와 관성모멘트이고 E_{tr} 과 I_{tr} 은 변환관의 탄성계수와 관성모멘트이다. 또한 본 연구에 적용된 프로그램은 2차원의 평면변형 해석을 목적으로 개발된 것이므로 해석대상 관이 평면변형 방향으로 연속적이지 않기 때문에 특별한 고려가 요구된다. 따라서 다음과 같은 등가의 변형계수를 지정하여 매설관의 축방변위 구속이 생기지 않도록 하는 것이 필요하다.⁷⁾

$$E_{eq} = E_{tr}(1 + 2\nu_o)/(1 + \nu_o)^2 \quad (3)$$

$$\nu_{eq} = \nu_o/(1 + \nu_o) \quad (4)$$

여기에서 E_{eq} 와 ν_{eq} 는 등가의 계수이고 ν_o 는 평면변형 조건에서의 포아손비이다. 이음부요소는 수직 또는 수평방향으로 변위를 제어하기 위하여 선형비등방성 탄성모델을 사용하였으며 이 모델의 응력-변형도 관계식은 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{12} & C_{22} & 0 \\ 0 & 0 & C_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

사용된 관과 이음부요소의 물성치는 표 2에 나타난 바와 같다. 관의 물성치는 제품 카타로그의 값을 사용하였고³⁾ 이음부의 매개변수 수치는

수직변위 만을 제한할 수 있도록 충분한 값을 수차례에 걸쳐 시행착오를 거친 후 결정하였다.

표 2 관과 이음부 요소의 물성치

관		이음부	
매개변수	수 치	매개변수	수 치
E_o	5190(kg/cm ²)	C11	10
ν_o	0.262	C12	10
ρ	0.00091 (kg/cm ³)	C22	1.0E+05
		C33	10

보강재는 등방성 선형 변형을 경화현상을 나타내는 탄소성체로 가정하였으며 재료의 파괴는 극한변형율을 ϵ_{ult} 에서 발생하며, 항복과 파괴는 축력에 의해서만 좌우되는 것으로 하였다. 해석에 적용된 보강재는 지반과 완전히 결속을 이룬 것으로 가정하여 미끄러짐 변형은 별도로 고려하지 않았다. 보강재의 물성치는 표 3에 나타난 바와 같으며 이는 제품 카다로그의 수치를 인용한 값이다.⁴⁾

표 3 보강재의 물성치

매개변수	매개변수 설명	수 치
E	탄성계수	3.0E+04(kg/cm ²)
E_p	소성계수	1.5E+04(kg/cm ²)
Y	항복응력	3110 (kg/cm ²)
ϵ_{ult}	극한변형률	0.1 (%)
A	단면적	0.011 (cm ²)
I	관성모멘트	1.1E-05(cm ⁴)

4. 결과분석

지반보강에 따른 압거변형 억제효과를 검토하기 위하여 상재하중 q_s 를 0에서 0.6kg/cm² 까지 0.2kg/cm²씩 증가시키며 재하실험을 실시하였으며 각하중 단계별로 관거의 침하, 기초지반의 토압, 지오그리드의 변형도 등을 측정하였다. 그림 3은 비보강과 지오그리드 보강조건에 대한 관거의 침하형태를 도시한 것이다. 여기에서 실선과 사선은 각각 모형실험과 수치해석의 결과를 나타내고 있다. 침하데이터는 관거의 고정단

을 기준으로 한 상대적인 값이다.

그림 3에서 보는 바와 같이 기초지반의 보강으로 인하여 상당히 많은 양의 침하가, 특히 고정단 $x=10cm$ 에서 감소되었음을 알 수 있다. 여기에서 EXP와 COM은 실험결과와 수치해석 결과를 나타내며 NR과 SR은 비보강조건과 보강조건을 각각 의미한다. 보강조건(SR)의 경우 각각의 방법에 의하여 얻은 침하곡선은 파이프의 우측단을 제외하고는 거의 유사한 형태를 나타낸다. EXP-SR의 경우에 침하곡선이 우측단에서 약간 상승하는 것은 토조벽체 부근에서 마찰로 인하여 발생하는 아아칭 현상에 기인한다고 볼 수 있다. 그러나 유한요소에서는 양측경계를 물러로 가정하였기 때문에 시료와 경계벽체 간에 마찰이 생기지 않아 COM-SR의 곡선이 나타내는 바와 같이 우측단 부분에서 침하곡선이 상대적으로 다른 양상을 나타내며 특히 고정단($x=10cm$) 부근에서는 더욱 그렇다. EXP-NR의 침하곡선을 보면 관에 발생된 응력이 극한강도를 초과하여 결국 관이 이음부에서 급격한 휨이 발생하였다는 것을 알 수 있다. 그러나 수치해석에 있어서는 관이 선형탄성체로 모델링되었기 때문에 그렇게 급격한 휨이 발생하지 않는다. 모형실험에서의 보강조건과 비보강조건의 경우 최대침하량은 각각 5.7cm와 9.0cm로 나타났으며 지반보강에 의하여 약 40% 정도의 침하감소 효과가 생겼음을 알 수 있다.

또한 보강재에 발생한 인장변형률을 하중 단계별로 측정하였으며 그 결과를 그림 4에 수치해석 결과와 함께 도시하였다. 모형실험과 수치해석에서 모두 보강재는 좌측단에 고정된 조건을 고려하였다. 모형실험에서는 관의 고정부재 하부에 매설된 보강재에 발생하는 변형도를 측정하기 위하여 $x=3cm$ 와 $x=13cm$ 에 변형도계를 설치하였다. 고정부재는 $x=10cm$ 까지 연장된다. 그밖에 다른 변형도계는 보강재를 따라 발생하는 변형도를 측정하기 위하여 $x=30cm, 45cm, 62cm, 87cm$, 그리고 110cm 위치에 각각 설치하였다. 그림 4의 모형실험 결과를 살펴보면 최대변형이 발생하는 위치는 약 $x=45cm$ 지점으로 고정단으로부터 약 30cm 떨어진 지점이며 고정단으로부터 2번째 이음부에 해당한다. 상재하중이 0.2kg/cm²

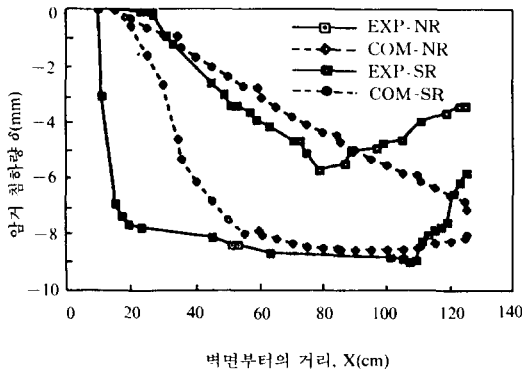


그림 3 관의 침하형태

에서 0.6kg/cm^2 로 증가함에 따라 최대 변형을 발생위치가 더욱 분명하게 나타나며 변형률 곡선 형태가 거의 같은 양상으로 증가한다. 또한 이 지점은 그림 3에서의 침하곡선의 변곡 지점($x=80\text{cm}$)과 고정단($x=15\text{cm}$) 지점의 중앙부근에 위치하고 있음을 지적할 수 있다. 한편 수치해석 결과를 살펴보면 최대 인장응력 발생지점이 $x=65\text{cm}$ 지점으로 고정단에서 3번째 이음부에 해당된다. 이는 고정단과 자유단($x=125\text{cm}$)사이의 중앙지점에 가깝다. 이와같이 최대 인장변형 발생지점이 모형실험 결과와 비교하여 우측으로 약 25cm 이동된 이유로는 앞에서 언급한 바와 같이 관거 자유단 부근에서의 아아칭 효과가 수치해석에서는 고려되어 있지 않기 때문이며 이는 오히려 현장조건에 더욱 부합되는 조건일

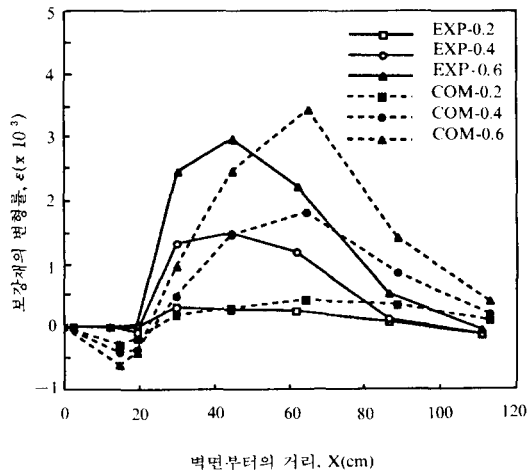


그림 4 보강재에 발생한 변형도

수 있을 것으로 사료된다.

앞의 그림 3과 4에서 본 바와같이, 보강되지 않은 관의 하부에 발생하는 지반 침하는 보강재 설치에 의한 응력전이 메카니즘에 의하여 억제된다. 응력전이 효과는 NR과 SR의 조건에 대한 수직토압 분포를 도시한 그림 5에서도 잘 살펴볼 수가 있다. 그림 5는 $q_s=0.6\text{kg/cm}^2$ 일 때에 관하부에서 측정된 수직토압의 분포를 나타내고 있다.

그림 5의 수직응력 분포곡선이 나타내는 바와 같이 관우측단 하부에서 측정된 토압이 고정단 쪽으로 전이되었기 때문에 고정단에 인접한 토압은 증가하게 되어 이에 따라 보강재의 인장응력도 함께 증가하게 됨을 볼 수 있다. 모형실험 결과에 의하면 우측부분의 토압이 좌측부분으로 이동하였기 때문에 비보강의 토압보다 크게 나타나고 있다. 수치해석 결과도 모형실험 결과와 유사한 추세를 나타내고 있으며 단지 비 보강상태에서 자유단 부근의 수직토압이 모형실험 결과보다 작은 값을 나타내고 있다. 그림 5에서 σ_v 는 관하부에서 측정된 수직토압이고 q_s 는 지표면에 작용한 상재하중이다. 모형실험시 비보강조건인 경우 자유단 하부에서의 응력비 σ_v/q_s 는 약 1.25이며 보강조건에서는 약 0.6을 나타내고 있다. 수치해석 결과에 의하면 비보강 조건인 경우 σ_v/q_s 값은 자유단 하부에서 약 0.9를 보강조건에서는 약 0.75를 나타내고 있다. 관거 하부에서의 수직응력 σ_v 는 관거에 의하여 하중의 일부가 지탱이 되므로 상재하중 q_s 보다 작은 값을 나타냄이 일반적이라 할 수 있으나, 이 경우에는 고정단을 중심으로 관거의 침하가 시계방향으로 부등하게 발생하면서 작용하는 모멘트 효과에 의한 하중의 등분포 현상도 생각할 수 있다. 모형실험의 결과가 σ_v/q_s 의 값이 1.0보다 큰 수치를 나타냄은 계측오차로 추정할 수도 있으나 모멘트에 의한 하중의 등분포 현상을 고려하면 가능한 수치일 수도 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 부등침하를 받는 매설관 하부 기초지반의 지반보강에 따른 지반변형 억제효과

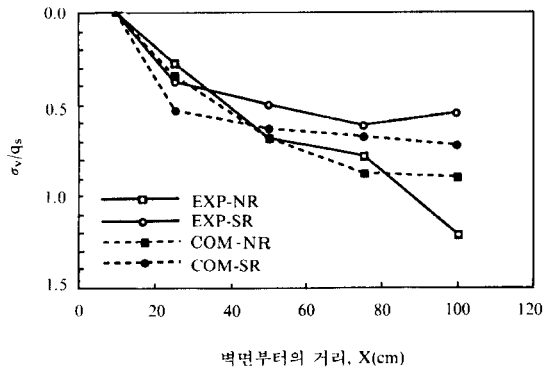


그림 5 관거 기초지반 토압분포

를 살펴보기 위하여 실내모형실험과 수치해석을 실시하여 그 결과를 분석하였다. 매설관의 침하, 지반내의 토압 및 응력, 보강재의 인장변형도 등의 실험 및 수치해석 자료를 보강상태와 비보강상태를 비교하여 보강효과를 분석하였다. 지반 보강에 따른 관거의 침하억제 효과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 기초지반의 보강으로 인하여 상당히 많은 양의 침하가 특히 관거 고정단 하부에서 감소되었다.
- 2) 실내모형실험과 유한요소해석에서 구한 침하 형태는 비보강조건과 보강조건의 경우 거의 유사한 형태를 나타내었다. 단지 유한요소해석에서 비보강조건의 경우는 고정단 부분에서 상재하중이 증가됨에 따라 관내에 발생된 응력이 극한강도를 초과한 경우에는 실측치와 상당한 차이를 나타내고 있다.
- 3) 관거 하부지반 보강재의 인장변형도의 변화 추세는 모형실험과 수치해석 결과가 상호유사한 형태를 나타내고 있다. 최대 인장변형도의 발생위치는 고정단에서부터 대략 두번째 혹은 세번째 이음부 하부임을 나타내고 있고 이는 최대 부등침하 발생위치인 첫번째 이음부 하부에서 우측으로 이동된 지점이다.
- 4) 지반보강에 의한 응력전이 메카니즘에 의하여 매설관의 침하억제효과가 나타나고 있음을 보였다. 자유단 부근의 수직토압은 지반보강에 의하여 부분적으로 보강재의 인장응력으로 전환되어 보강재에 전달되므로 기초지반내의

수직토압의 분포가 더욱 균등하게 됨을 나타낸다.

이상과 같은 연구결론은 제한된 모형실험조건에서 추론된 것이므로 일반 현장조건에 적용하기에는 아직 어려움이 있다. 그러나 본 연구결과로부터 매설관의 부등침하를 억제하기 위한 기초지반 보강효과는 정량적으로 입증되었다고 할 수 있다. 향후 매설관의 다양한 현장조건들을 대상으로 그 보강효과를 해석, 검토한 후 일반 현장조건에도 확대 적용이 가능토록 할 필요가 있다.

감사의 글

본 연구에 후원을 아끼지 않은 한국토지개발공사 기술연구부에 본지면을 통하여 깊은 감사를 표한다.

참고 문헌

1. 손준익의 3인(1990), "연약지반 매설암거의 설계 및 시공에 관한 연구(Ⅱ)", 한국토지개발공사.
2. 손준익의 3인(1989), "연약지반 매설암거의 설계 및 시공에 관한 연구(Ⅰ)", 한국토지개발공사.
3. 삼중물산(주), 울트라 파이프 카다로그.
4. Netlon Limited, Tensar Geogrids Catalogue.
5. Duncan, J. M., and Chang, Y. Y., (1970), "Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.96, No.SM5.
6. Duncan, J. M., Byrne P., Wong K. S. and Mabry P.,(1980), "Stress-strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses," Report No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley.
7. Herrman, L. R.,(1978), "User's Manual for REA (General Two-Dimensional Soils and Reinforced Earth Analysis Program), Dept. of Civil Engineering Report, University of California, Davis.
8. Sohn, J, Lee, W. J., and Lee, B. S.,(1990), "Soil-Reinforcement Interaction under a Joint of Buried Conduit," Proceedings of 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol.2.

(접수일자 1991. 1. 23)