

## 지반-보강재 상호작용에 의한 매설관의 부등침하 억제효과

### Soil-Reinforcement Interaction to Restrain Differential Settlement of Buried Pipeline

O 손준익\*,    정하익\*\*  
Sohn, Joon-Ik    Jung, Ha-Ik

#### ABSTRACT

This paper reports the application study of the ground reinforcement under a buried pipeline subjected to differential settlement via a finite element modelling. The Soil-reinforcement interaction helps to minimize the differential settlement between the adjoining pipe segments. The settlement pattern and deformation slope of a pipeline have been evaluated for a boundary condition at the joint between a rigid structure and a pipeline. The analysis results are compared for both non-reinforced and reinforced cases to measure the effectiveness of the soil reinforcement for restraining the settlement of the pipeline.

#### 1. 서론

일반적으로 매설관의 설계에 있어서는 매설관에 작용하는 수직상재하중과 상재하중에 대한 관의 단면방향의 변형을 고려하고 있다. 그러나 관이 연약지반에 설치되어 있는 경우에는 상당량의 지반 부등침하가 예상되며 이로 인하여 관축방향으로 과도한 인장이나 휨변형 유발되면 결국 관의 뒤틀림이나 이음부 파괴가 초래되기 때문에 매설관의 축방향 변형을 설계에 반영하여야 한다. 따라서 최근에는 지반 부등침하에 대한 매설관의 축방향 변형을 감소시키기 위하여 매설관 베딩의 강성을 증가시키는 방법, 양질토로 주변연약토를 치환하는 방법, 매설관 하부지반을 보강하는 방법 등 새로운 공법에 대한 많은 연구가 수행되고 있다.

본 논문에서는 지반보강방법에 의한 매설관의 변형억제 효과를 분석하고자 유한요소해석을 통하여 지반과 보강재 사이에 발생하는 상호작용을 규명하여 이에 대한 타당성을 역학적으로 입증하고자 하였다. 일반적으로 지반보강재로는 토목 섬유층에서 지반과의 결합력이 큰 지오그리드를 사용하는 것이 이와같은 조건에서는 유리하다. 따라서 본 연구에서는 지오그리드를 대상으로 보강효과를 분석하였으며 양질의 모래, 자갈층으로 치환하여 보강재로 보강한 조건을 검토하였다. 관거와 구조물 접합부의 경계조건을 고려하였으며 보강재 설치에 따른 매설관 침하량의 변화형태, 매설관 변형경사각의 변화형태를 살펴보았다. 지반-보강재의 상호작용을 모델링하기 위하여 접촉면 모델이 적용되었으며 보강재 요소는 등방선형 변형률경화 현상을 나타내는 탄소성체로 모델링하였다.

#### 2. 유한요소 모델링

##### 2.1 요소망과 경계조건

본 연구에서는 지반부등침하가 발생하는 현장조건을 그림 1과 같이 관로의 한쪽 끝이 건물이나 맨홀같은 구조물에 고정이 되어 있어 지반침하가 발생함에 따라 관거의 상대변형이 일어나는 조건으로 하였으며, 이에 대한 유한요소망과 경계조건은 그림 2와 같이 이상화하여 모델링 하였다.

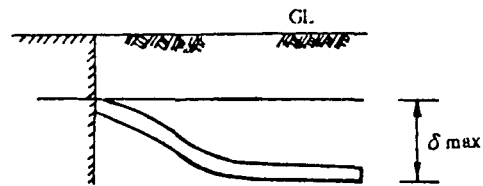


그림 1 지반부등침하에 대한 지중매설관의 변형

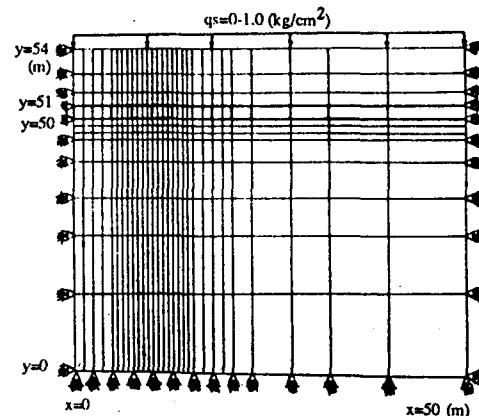


그림 2 유한요소망과 경계조건

본 해석은 매설관의 축방향 변형특성을 규명하는 것이 목적이므로 3차원으로 해석되어야 하지만 해석의 편의상 2차원으로 이상화 하였으며

\* 한국건설기술연구원 선임연구원  
\*\* 한국건설기술연구원 연구원

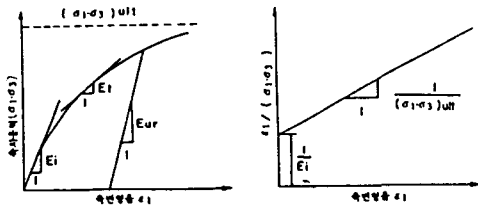
관을 보로 모델링하였다. 요소의 양단경계는 수직방향으로만 변위를 일으키는 roller로 가정하였다. 관은 좌측단부만을 고정시켰으며 관의 직경은 1.0m 관부재의 단위길이는 2.5m이고 관이음부는 연성이음부를 고려하여 비등방성 탄성체로 모델링 하였다.

흙의 거동은 비선형적이고 응력이력에 의존하므로 초기응력조건(initial stress condition)을 지정하였으며 요소의 단위중량과 위치를 고려하여 산정되었다. 흙은 쌍곡선 모델(Hyperbolic model)에 의거하여 균질한 연속체로 가정하였다. 하중조건으로는 지표에 최대 1kg/cm<sup>2</sup>의 등분포 하중을 재하시켰으며 하중은 하중이력(load history) 개념을 도입하였으며, 하중이력은 단계별로 이력함수(history function)를 통하여 고려하였다. 그리고 최대허용 계산반복수는 10으로 지정하였으며 상대 계산오차의 반복수렴기준은 0.01로 하였다.

## 2.2 각 요소의 모델링

### 1) 흙요소

흙의 거동 특성은 Kondner가 제안하고 Duncan이 발전시킨 쌍곡선 모델(Hyperbolic model)을 사용하여 모델링하였다.<sup>6)</sup> 쌍곡선 모델의 특성을 살펴보면 그림 3과 같은 응력-변형 관계곡선을 나타낸다.



(a)  $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$  좌표계 (b) 변환좌표계

그림 3 쌍곡선 모델의 응력변형곡선

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 수치해석상에 문제를 야기시키게 된다.<sup>6)</sup> 따라서 이와 같은 문제점을 해결하기 위하여 Herrmann이 다음과 같은 계산식을 제안하였으며 본 연구에서는 이것을 프로그램상에 포함시켰다.

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

여기에서,  $E_s$ 는 탄성계수이고  $B$ 는 체적변형계수이다.

해석에 적용된 쌍곡선 모델의 매개변수 값은 표 1에 나타낸 바와 같으며 이들 수치 는 삼축압축실험 결과로부터 보정하여 구한 것이다.

표 1 쌍곡선모델의 매개변수 값

매개변수	매개변수 설명	원지반	단위
K	변형계수 정수	130	
Kur	변형계수 정수	390	
n	변형계수 지수	0.59	
C	점착력	0.28	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi$	내부마찰각	31	°
Rf	파괴비	0.72	
Kb	체적계수 정수	45	
m	체적계수 지수	0.59	
$\rho$	밀도	0.0017	kg/cm <sup>3</sup>

표1의 매개변수 들의 상관관계는 다음과 같다.

$$E_i = K Pa (\sigma_3/Pa)^n \quad (2)$$

$$E_{ur} = K_{ur} Pa (\sigma_3/Pa)^n \quad (3)$$

$$R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)f / (\sigma_1 - \sigma_3)ult \quad (4)$$

$$B = K_b Pa (\sigma_3/Pa)^m \quad (5)$$

여기에서  $E_i$ 는 초기탄성계수,  $E_{ur}$ 은 재하시 탄성계수,  $R_f$ 는 파괴응력비,  $B$ 는 체적 팽창계수를 각각 의미한다. 그리고,  $Pa$ 는 대기압,  $(\sigma_1 - \sigma_3)f$ 는 파괴상태에서의 축차응력이고  $(\sigma_1 - \sigma_3)ult$ 는 극한상태에서의 축차응력이다.

매설암거의 기초지반 보강재로서 지오그리드를 사용할 경우에는 연약지반상에 그대로 포설할 경우 지오그리드의 우수한 장점인 지반과의 상호결속기능을 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<sup>2</sup>, 포아슨비 0.4, 밀도 0.0018kg/cm<sup>3</sup>로 하였다.

### 2) 관요소

관과 베딩 요소는 선형등방 탄성모델로 모델링하였으며 이 모델의 일반적인 설명은 생략하기로 한다. 관의 해석은 일반적으로 횡단면에 대한 평면변형을(plane strain) 조건으로 실시되지만 본 해석에서는 지반의 부등침하에 의한 관의 변형 해석이 주요 대상이므로 관을 보로 가정하고 종방향에 대하여 실시하였다. 관을 종방향으로 해석하기 때문에 먼저 원통형의 관 단면을 사각형 형태의 보로 변형하였다. 변환단면의 탄성계수는 다음과 같이 고려되었다.

$$E_{tr} = E_o(I_o/I_r) \quad (6)$$

$$I_o = \pi(D - D_o)^2/64 \quad (7)$$

$$I_r = BH^3/12 \quad (8)$$

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 해석대상관이 평면변형 방향으로 연속적이지 않기 때문에 특별한 고려가 요구된다. 따라서 다음과 같은 등가의 변형계수를 지정하여 매설관의 축방향변위 구속이 생기지 않도록 하는 것이 필요하다.<sup>8)</sup>

$$E_{eq} = E_{tr}(1+2\nu)/(1+\nu) \quad (9)$$

$$\nu_{eq} = \nu/(1+\nu) \quad (10)$$

여기에서  $E_{eq}$ 와  $\nu_{eq}$ 는 등가의 계수이고  $\nu$ 는 평면변형 조건에서의 포아손비이다. 해석에 적용된 관의 물성치는 제폼카타로그의 값을 사용하였고 표 2에 제시된 바와 같다.<sup>9)</sup>

표 2 관과 이음부 요소의 물성치

관		이 음 부	
매개변수	수 치	매개변수	수 치
E	5190 (kg/cm <sup>2</sup> )	C11	10
$\nu$	0.262	C12	10
$\rho$	9.1E-4 (kg/cm <sup>3</sup> )	C22	1.0E+5
		C33	10

### 3) 이음부요소

이음부 요소는 수직 또는 수평 방향으로 변위를 제어하기 위하여 선형 비등방성 탄성 모델을 사용하였으며 이모델의 응력-변형도 관계식은 다음과 같다.

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

사용된 이음부 요소의 물성치는 표2에 나타난 바와 같다. 이음부의 매개변수 수치는 수직변위만을 제한할 수 있도록 충분한 값을 수차례에 걸쳐 시행착오를 거친 후 결정하였다.

### 4) 보강재 요소

보강재 요소는 변형 경화(strain hardening) 형태의 거동을 나타내는 탄소성체로 취급하였으며 이것의 응력-변형을 관계곡선은 그림 4와 같다.

보강재의 파괴는 극한 변형을  $\epsilon_{ult}$ 에서 발생하며, 항복과 파괴는 축력에만 의존하며 전단력과 모멘트에는 영향을 받지 않는다고 가정하였다. 그리고 재료가 소성범위에 있을때 원강성은 소성계수만으로 결정된다고 가정하였다.

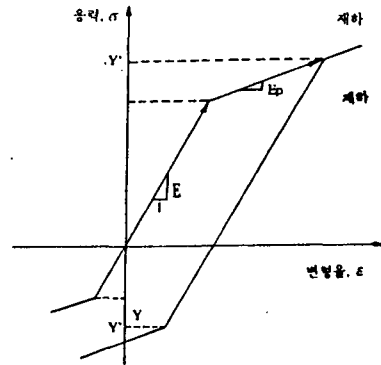


그림 4. 보강재 요소의 거동 특성

적용된 지반-보강재 상호작용 모델은 그림 5에 나타낸바와 같다. 그림에서 보는 바와 같이 보강재 주변 지반과 보강재와의 미끄러짐은 가상적으로 설치한 부착 스프링에 의해 조절이 되도록 되어 있다. 접촉부에서의 거동을 표현하기 위하여 동일한 좌표값을 가지는 한쌍의 격점을 만들어서 하나는 지반에 다른 하나는 보강재에 부착하고 이 두개의 격점사이에 수직 및 접선 방향의 스프링을 부착하였다. 보강재의 수직방향에 대하여는 지반과 보강재가 서로 같은 변위를 나타내지만 접선 방향으로는 상대변위  $\delta$ 에 의하여 서로 다르게 나타난다. 접촉면에서의 전단응력이 최대허용부착응력에 도달하였을 때에는 미끄러짐 상태(ISPRG = 0)가 되며 상대변위  $\delta$ 는 미끄러짐량이 된다. 그러나 부착이 깨어지지 않았을때 (ISPRG = 1) 상대변위  $\delta$ 는 균등하게 분포된 가상의 부착 스프링에 의하여 구속된다. 따라서 가상 스프링의 강성  $X_k$ 를 변화시켜 보강재의 미끄러짐 상태를 적절하게 모델링 할 수가 있다.

접촉부에서의 최대부착응력  $\tau_{max}$ 은 Coulomb의 법칙, 즉  $\tau_{max} = C + f \sigma_n$ 에 의해서 구해진다. 만약에 이것이 초과되면 지반과 보강재에 하중으로 작용하고 있는  $\tau_{max}$ 에 의하여 미끄러짐이 구속된다. 상대변위 증분( $\Delta\delta$ )계산시 ISPRG=0 또는 ISPRG=1이 적용되는가 하는 것은 발생된 전단 응력이 최대부착 전단응력( $\delta_{max}$ )를 초과하느냐의 여부에 따라 결정된다.

위에 언급한 바와 같이 정확한 지반-보강재 사이의 미끄러짐을 모사하기 위해서는 적절한 부착 스프링계수, 마찰계수 그리고 점착력이 선정되어야 한다.

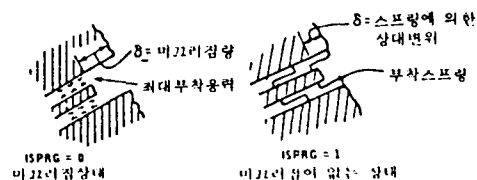


그림 5. 흙과 보강재의 상호작용

해석에 적용된 보강재는 지반과 완전히 결속을 이룬 것으로 미끄러짐 변형은 별도로 고려하지 않았다. 보강재의 물성치는 표3에 나타난 바와 같으며 이는 제품 카타로그의 수치를 인용한 값이다.<sup>6)</sup>

표3 보강재의 물성치

매개 변수	매개 변수 명	수 치
E	탄성계수	3.0E+04(kg/cm <sup>2</sup> )
E <sub>p</sub>	소성계수	1.5E+04(kg/cm <sup>2</sup> )
Y	항복응력	3110 (kg/cm <sup>2</sup> )
E <sub>ult</sub>	극한변형율	0.1 (%)
A	단 면 적	0.011 (cm <sup>2</sup> )
I	관성모멘트	1.1E-05(cm <sup>4</sup> )

### 3. 해석결과 분석

#### 3.1 관거침하량의 변화형태

상재하중 변화에 따른 관거의 침하 형태는 그림 6에 도시되어 있다. 여기에서 가로축은 관거의 축방향 상대거리 X/L<sub>0</sub>를 나타내고 있으며 상대거리는 관거 고정단에서부터의 관거 축방향 거리 X를 관거 단위길이 L<sub>0</sub>(2.5m)로 나눈 값이다. 그림에서 보는 바와 같이 상재하중이 증가함에 따라 침하량이 커지며, 보강재의 설치에 따라 침하량의 감소효과가 크게 발생하였음을 알 수 있다.

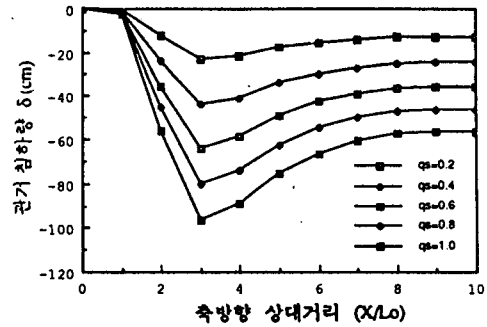
그림에서 하중이 1.0 kg/cm<sup>2</sup> 인 경우 비 보강 상태의 침하곡선을 살펴보면 X/L<sub>0</sub>=3 인 지점에서 암거의 침하곡선은 큰 각도로 꺾이고 있다. 즉 비 보강 상태에서는 관거 고정부로부터 첫째와 셋째 이음부에서 집중된 전단하중을 받게됨을 나타내고 있다. 침하곡선으로 볼 때 첫번째 이음부에서 전단파괴가 발생할 가능성이 제일 크다.

지반보강 상태의 침하곡선을 살펴보면 X/L<sub>0</sub>=6 인 지점에서 최대치가 약 78cm를 나타내고 있으며 약 24%의 침하감소 효과가 나타남을 알 수 있으며 최대침하 발생 위치도 X/L<sub>0</sub> = 3에서 6으로 이동하고 있어 우측으로 응력전이 현상이 발생하였음을 알 수 있다.

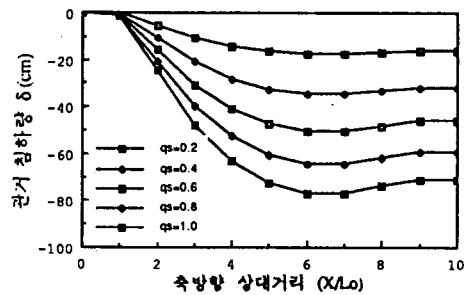
#### 3.2 관거 변형경사각의 변화형태

관거 이음부의 변형경사각의 예측은 지반부동 침하가 큰 지역에서는 매우 중요한 설계요소가 된다. 여기에서 변형 경사각이란 그림 7에 나타난 바와 같이 좌측 끝단 관거고정부에서부터 시작하여 각 관거 구간의 침하곡선 기울기의 차를 의미한다. 즉 한 이음부에서의 변형경사각은 우측 관거구간 침하곡선 경사각에서 좌측 관거구간의 침하곡선 경사각을 제한 값으로 시계방향이면 플러스, 시계 반대 방향이면 마이너스 부호로 정의하였다.

관거 침하곡선으로부터 관거변형경사각을 산



(a) 비보강의 경우



(b) 보강의 경우

그림6. 관거의 침하형태

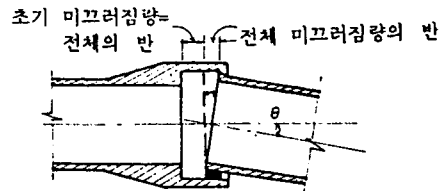
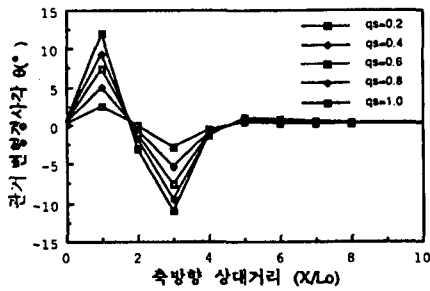


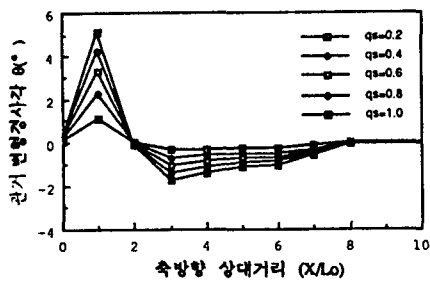
그림7. 관거 이음부의 변형경사각

정하여 비 보강조건과 보강조건을 비교하기 위하여 그림 8과 같이 도시하였다.

그림8에서 보는 바와 같이 하중이 1.0 kg/cm<sup>2</sup> 인 경우 비보강 조건과 보강 조건에 대한 관거의 변형 경사각을 살펴보면 보강의 경우가 비보강의 경우에 비하여 X/L<sub>0</sub>=1 지점에서 그 최대치가 약 2.5배, X/L<sub>0</sub>=3인 지점에서는 약 6.5배가 됨을 알 수 있다. 또한 X/L<sub>0</sub>=3 이상의 구간에서는 응력전이 현상으로 인하여 지반보강의 경우(SR) 변형경사각이 완만하게 감소하는 것을 볼 수 있다. 이는 지반부동침하에 의한 관거의 상대변형이 이음부에서 상당량 감소하므로 응력 집중현상을 경감시킬 수 있음을 나타낸다.



(a) 비보강의 경우 (NR)



(b) 보강의 경우 (SR)

그림 8 관거의 변형경사각

#### 4. 결론

지반보강을 위한 방법으로 지반내에 보강재를 삽입하여 흙과 보강재의 마찰저항력으로부터 지반의 강성을 증가시키는 보강토 공법이 여러가지로 응용되어 왔다. 관거의 축방향 변위를 억제하는 목적으로 보강토를 사용한 예가 일부 보고되고 있으며 국내에도 특정한 지역에서는 적용한 사례가 있다. 그러나 그 적용사례가 충분히 연구되어 있지 않고 이에 대한 타당성이 공학적으로 입증되어 있지 않은 실정이다. 따라서 이에 대한 실질적인 연구를 통하여 보강재 이용에 대한 신뢰성을 입증하고 특히 국내 연약지반상의 적용성 여부에 대한 검토가 이루어져야 한다.

따라서 본 연구에서는 유한요소해석을 통하여 부등침하를 받는 지하 매설관의 기초보강에 의한 이음부에서의 변형억제효과를 분석하고자 하였다. 기초보강재로는 지오그리드 형태를 고려하였으며 해석시 지반-보강재의 역학적 상호작용을 고려하였다. 관거의 침하량과 변형경사각을 비교하여 보강효과를 분석하였으며 도출된 결과는 다음과 같이 요약 될 수 있다.

1. 지반-보강재의 역학적 상호작용에 의하여 부등침하를 받는 매설관의 침하억제효과 및 이음부 변형경사각의 감소효과를 나타낸다.
2. 지반보강에 따른 응력전이 현상에 의하여 최대 침하 발생 위치가 구조물 전합부에서 반대쪽으로 이동하였으며 약 24%의 침하량 감소효과가 나타났다.

3. 관거의 변형경사각은 지반 보강조건과 비보강조건 모두 최대치가 구조물과 관거 이음부에서 발생하였으며 비보강조건은 보강조건에 비하여 그 최대치가 약 2.5배에 달한다.
4. 지반 보강의 경우 세번째 이음부 이상의 구간에서는 비보강의 경우와 비교하여 변형경사각이 완만하게 감소함을 보이며 이는 응력전이 현상에 기인한다. 세번째 이음부에서의 변형경사각의 크기는 비보강 조건의 경우 보강조건의 약 6.5배가 된다.

이상과 같은 결론은 제한된 조건에서 해석적 기법을 이용하여 유추된 것이므로 일반조건에 적용되기에는 아직 미흡한 감이 있다. 향후 시험 시공과 계속 등을 통하여 실제 현장에서 측정된 자료와 비교 검증하여 실용화 하는 것이 바람직하다.

#### 감사의 글

본 연구원에 후원을 아끼지 않은 한국토지개발공사 기술 연구부와 연구수행에 도움을 준 건설기술연구원의 홍성완 박사 그리고 강인택 연구원에게 본 지면을 통하여 심심한 사의를 표합니다.

#### 참고문헌

1. 손준익 외3인, (1990), "연약지반 매설관거의 설계 및 시공에 관한 연구(II)", 한국토지개발공사.
2. 손준익 외3인, (1990), "연약지반 매설관거의 설계 및 시공에 관한 연구(I)", 한국토지개발공사.
3. 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.
4. Duncan, J. M. and Chang, Y. Y., (1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.96, No. SM5.
5. 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.
6. Herrmann, 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.
7. 삼중물산(주), 울트라 파이프 카다로그.
8. Netlon Limited, Tensar Geogrids Catalogue.