

## 수치해석기법에 의한 매설관의 베딩보강 설계방안

### Design Approach for Bedding Reinforcement of a Buried Pipeline Based on Numerical Modeling

손준익\* · 정하익\*\*

Sohn, Joon Ik · Jeong, Ha Ik

#### Abstract

This paper reports the application study of the bedding reinforcement under a buried pipeline subjected to differential settlement. Three different field conditions have been considered and evaluated via a finite element modeling. The deformation of a buried pipeline has been evaluated for each boundary condition together with the settlement restraining effects of the bedding reinforcement. A guideline of the bedding reinforcement design has been proposed so as to put it to practical use for general field applications. The design guideline incorporates the procedure and method for the selection of typical sections suggested by conventional empirical approach and for the determination of bedding thickness based on the numerical analysis results performed in this research.

#### 요 지

본 연구에서는 유한요소해석을 통하여 부등침하를 받는 매설관의 베딩보강에 관한 적용성을 검토하였다. 지반부등침하가 발생하는 현장 조건을 크게 세 가지로 구분하였으며 각 경계조건별로 베딩강성에 따른 매설관의 변형형태와 변형억제효과를 분석하였다. 기존의 매설관 설계방법인 경험적 방법에 본 연구의 해석적 방법을 가미하여 현장조건에 따른 매설관의 베딩보강방법을 제시하였다. 철근 콘크리트 베딩보강 방안을 제시하여 일반현장에 실용적으로 활용할 수 있도록 하였다. 본 설계방안에는 기존의 경험적 방법에 의하여 제시된 표준단면도의 선택과 본 연구에서 수행된 수치해석 결과를 바탕으로 제시된 베딩두께 결정 절차와 방법이 함께 반영되어 있다.

#### 1. 서 론

연약지반의 현장조건에서는 매설관의 단면방향 변형 뿐만 아니라 지반부등침하에 의한 매설관의 축방향 변형을 설계에서 특별히 고려해 주어야 한다.

\* 정희원 · 한국건설기술연구원 수석연구원

\*\* 정희원 · 한국건설기술연구원 연구원

이제까지 지반침하로 인한 매설관 변위가 심각하게 될 경우에는 이를 방지하기 위해서 매설관 기초부에 말뚝을 설치하여 상재하중을 견고한 기초위에 직접 전달시키는 방법을 택하여 왔다. 그러나 이 공법은 공사비가 많이 들어 중요한 매설관 구조물이 아닌 경우에는 많이 사용되고 있지 않다. 또한 이 방법은 매설관 주변의 지반이 침하함에 따라 견고한 기초

위에 설치되어 있는 매설관 정돌출(positive projection) 조건을 초래하면서 암거에 하중을 부가시키고 이로 인하여 매설관 단면 두께를 더욱 증가시켜야 하는 단점도 있다.

최근에 매설관의 축방향 변형을 감소시키기 위한 방안으로 매설관 콘크리트 베딩 강성을 증가시키는 방법, 양질토 치환방법, 매설관 기초지반 보강방법 등이 연구된 바 있다.<sup>(1)</sup> 이 중에서 현재 국내에서는 베딩보강방법의 경우가 가장 많이 사용되고 있으며 각 기관별로 경험적인 방법에 의하여 베딩단면을 설정하여 사용하고 있으나 각 기관별로 베딩단면이 서로 상이하여 일관성 있는 단면이 제시되지 못하고 있다. 따라서 본 연구에서는 기존의 경험적 방법에 해석적 방법을 가미하여 매설관 기초베딩설치에 의한 매설관의 변형억제효과 분석과 베딩 설계방안을 제시하고자 한다. 해석적 방법은 실내모형 실험을 통하여 그 적용성이 입증된 유한요소 프로그램을 이용하였다.<sup>(2)</sup>

해석대상 매설관은 일정한 단위길이의 연성이음관을 대상으로 국한하였다. 현장에서 발생할 수 있는 지반부등침하에 따른 암거의 변형조건을 크게 세 가지로 구분하여 이상화시켰으며 각 경계조건별로 베딩강성의 변화에 따른 매설관의 침하량과 변형경사각의 변화형태를 살펴보았다. 그리고 이와 관련하여 현장조건과 매설 관경에 따른 베딩두께 산정방안을 제시하였다.

## 2. 유한요소 모델링

### 2.1 현장조건과 유한 요소망

연약지반 현장에서 지반부등침하에 따른 매설관의 변형경계조건은 무한히 많은 경우를 생각할 수 있으나 본 연구에서는 그림 1과 같이 크게 세 가지로 구분하였다.

첫번째 경계조건(case 1)은 그림 1(a)와 같이 관로의 한쪽 끝이 건물이나 맨홀 같은 구조물에 고정되어 있는 경우이다. 두번째 경계조건(case 2)은 그림 1(b)와 같이 긴 연속 매설관 구간에서 비균등 지반조건으로 인하여 부분적으로 지반침하가 발생하여 매설관의 상대변형이 초래되는 경우이다. 세번째 고려대상 현장조건(case 3)은 그림 1(c)와 같이

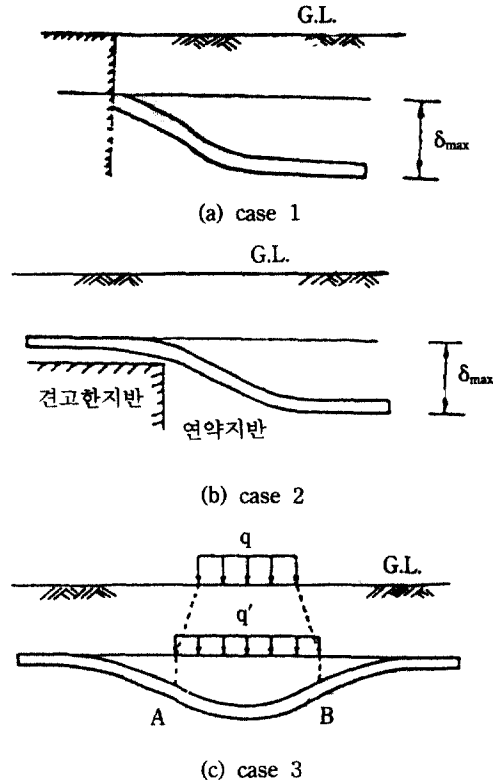


그림 1. 지반부등침하에 대한 매설관의 변형경계조건

긴 연속 매설관 구간에서 국부적인 지표 상재하중에 의하여 매설관의 상대변형이 초래되는 경우이다.

해석에 적용된 유한요소망은 그림 2에 나타낸 바와 같으며 세 가지 경계조건을 한 그림에 도시하였다. 매설관의 해석은 편의상 2차원으로 이상화하였고 관을 보로 모델링하였으며 대칭조건을 한쪽만을 고려하였다.

Case 1에서는 관을 좌측 단부만을 고정시켰으며 양단 경계는 수직방향으로 자유롭게 변위를 일으키고 수평방향으로는 변위를 제한한 로라(roller)로 간주하였다. 압축성 연약지반의 두께는 50m로 지정하였다. case 2에서는 case 1과 대부분 조건이 동일하며 관의 양단부가 로라조건이고 비균등 지반을 모의하도록 그림 1에서 사선친 부분을 견고한 지반구간으로 지정한 것이 다르다. 압축성 연약지반의 범위는 중심축에서부터  $L/2=10m, 15m, 20m$  떨어진 위치를 각각 고려하였다. case 3에서는 case

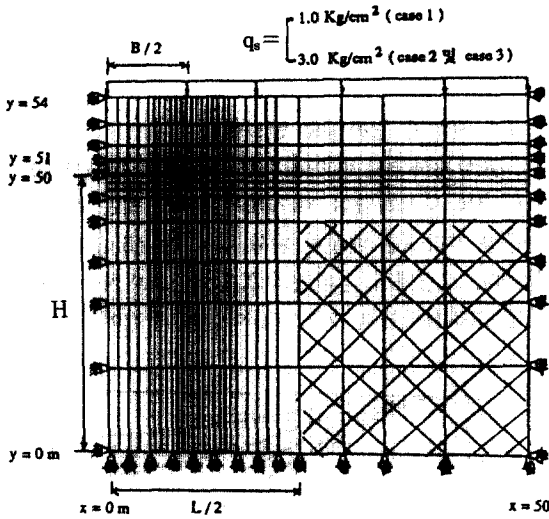


그림 2. 유한요소망

2와 대부분 조건이 동일하며 다른 점은 견고한 지반구간이 전부 연약지반으로 변경되고 상재하중  $q_s$ 가 국부적으로 재하된다는 것이다. 하중재하폭은  $B/2=10\text{m}$ 로 고정시키고 압축성 지반의 깊이를  $H=10\text{m}, 30\text{m}, 50\text{m}$ 로 변화를 두었다.

상재하중  $q_s$ 의 재하조건은 흙 요소의 비선형적 (nonlinear) 응력-변형도에 의한 계산오차를 감소시키기 위하여 이력함수를 도입하고 증분법을 적용하였으며 각 하중 단계별로 반복하여 계산하였다. case 1 경우는  $q_s=1.0\text{ kg/cm}^2$ 로  $0.2\text{ kg/cm}^2$ 씩, case 2와 case 3의 경우는  $q_s=3.0\text{ kg/cm}^2$ 로  $0.5\text{ kg/cm}^2$ 씩 각각 점진적으로 증가시켰다.

## 2.2 각 요소의 모델링

수치해석에 적용된 요소는 흙요소, 관요소, 이음부요소, 베딩요소이며 수치해석 입력물성치는 표 1에 제시된 바와 같다.

흙요소는 Kondner가 제안하고 Duncan이 발전시킨 쌍곡선모델을 사용하여 모사하였으며 모델 매개변수는 삼축압축실험 결과에 의하여 결정하였다. 표 1에서  $K$ 와  $Kur$ 은 변형계수 정수,  $n$ 은 변형계수 지수,  $C$ 는 점착력,  $\phi$ 는 내부마찰각,  $R_f$ 는 파괴비,  $K_b$ 는 체적계수 정수,  $m$ 은 체적계수 지수,  $\rho$ 는 밀도를 각각 나타낸다. 흙의 거동은 비선형적이고 응력이력에 의존하므로 초기 응력조건을 지정하였으며 요소의

표 1. 수치해석 입력 물성치

재료	물 성 치
흙	$K=130, Kur=390, n=0.59, c=0.28(\text{kg/cm}^2), \phi=31^\circ, R_f=0.72, K_b=45, m=0.59, \rho=0.0017(\text{kg/cm}^3)$
관	$E_o=5190(\text{kg/cm}^2), \nu_o=0.262, \rho=0.0091(\text{kg/cm}^3)$
이 음 부	$C_{11}=10, C_{12}=10, C_{22}=100000, C_{33}=10, \rho=0.00001(\text{kg/cm}^3)$
베딩	$E_o=251840(\text{kg/cm}^2), \nu_o=0.113, \rho=0.0024(\text{kg/cm}^3)$

단위중량과 위치를 고려하여 산정되었다.

관요소는 선형등방 탄성모델로 모델링하였으며 본 해석에서는 지반의 부등침하에 의한 관의 변형해석이 주요 대상이므로 관을 보로 가정하고 종방향에 대하여 실시하였다. 관의 직경은  $1.0\text{m}$ , 관부재의 단위길이는  $2.5\text{m}$ 로 가정하였다. 관을 종방향으로 해석하기 때문에 먼저 원통형의 관 단면을 부재의 강성을 같도록 사각형 형태의 보로 변환시켜 다음과 같이 고려하였다.

$$E_{tr} = E_o(I_o/I_{tr}) \quad (1)$$

여기에서  $E_o, I_o$ 는 관재질의 탄성계수와 관성모멘트;  $E_{tr}, I_{tr}$ 는 변환된 보의 탄성계수와 관성모멘트. 또한 본 연구에 적용된 프로그램은 이차원의 평면변형을 조건을 해석하게 되어 있으므로 다음과 같은 등가변형계수를 지정하여 매설관의 측방향 변위 구속을 제거하였다.<sup>(6)</sup>

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

$$\nu_{eq} = \nu_o/(1 + \nu_o) \quad (3)$$

여기에서  $E_{eq}, \nu_{eq}$ 는 등가 탄성 매개변수;  $\nu_o$ 는 평면변형을 조건에서의 포아손비.

이음부 요소는 수직 또는 수평방향으로 변위를 제어하기 위하여 선형 비등방성 탄성모델을 사용하였으며 응력-변형을 관계식은 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{12} & C_{22} & 0 \\ 0 & 0 & C_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (4)$$

배당요소는 선형등방 탄성모델로 모사하였으며 콘크리트에 철근을 삽입한 재료로 하고 배당의 두께는 20, 30, 50 cm의 변화를 두어 해석하였다.

### 3. 결과분석

수치해석은 세 가지 경계조건(그림 1), 즉 매설관과 구조물 접합 경계조건, 비균등 지반 경계조건 그리고 국부적 하중 경계조건에 대하여 실시하였으

며 해석결과 분석은 매설관의 침하와 변형을 위주로 하여 실시하였다.

#### 3.1 매설관 침하량의 변화형태

지표상재하중의 변화에 따른 매설관의 침하형태를 그림 3에 도시하였다. 여기에서 상대거리는 매설관 축방향 거리  $X$ 를 매설관 단위 길이  $L_0(2.5m)$ 로 나눈 값이다. 그림에서 상대거리  $X/L_0$ 의 최대치는 10까지를 고려하였는데 이는 그 이상의 구간에서는 침

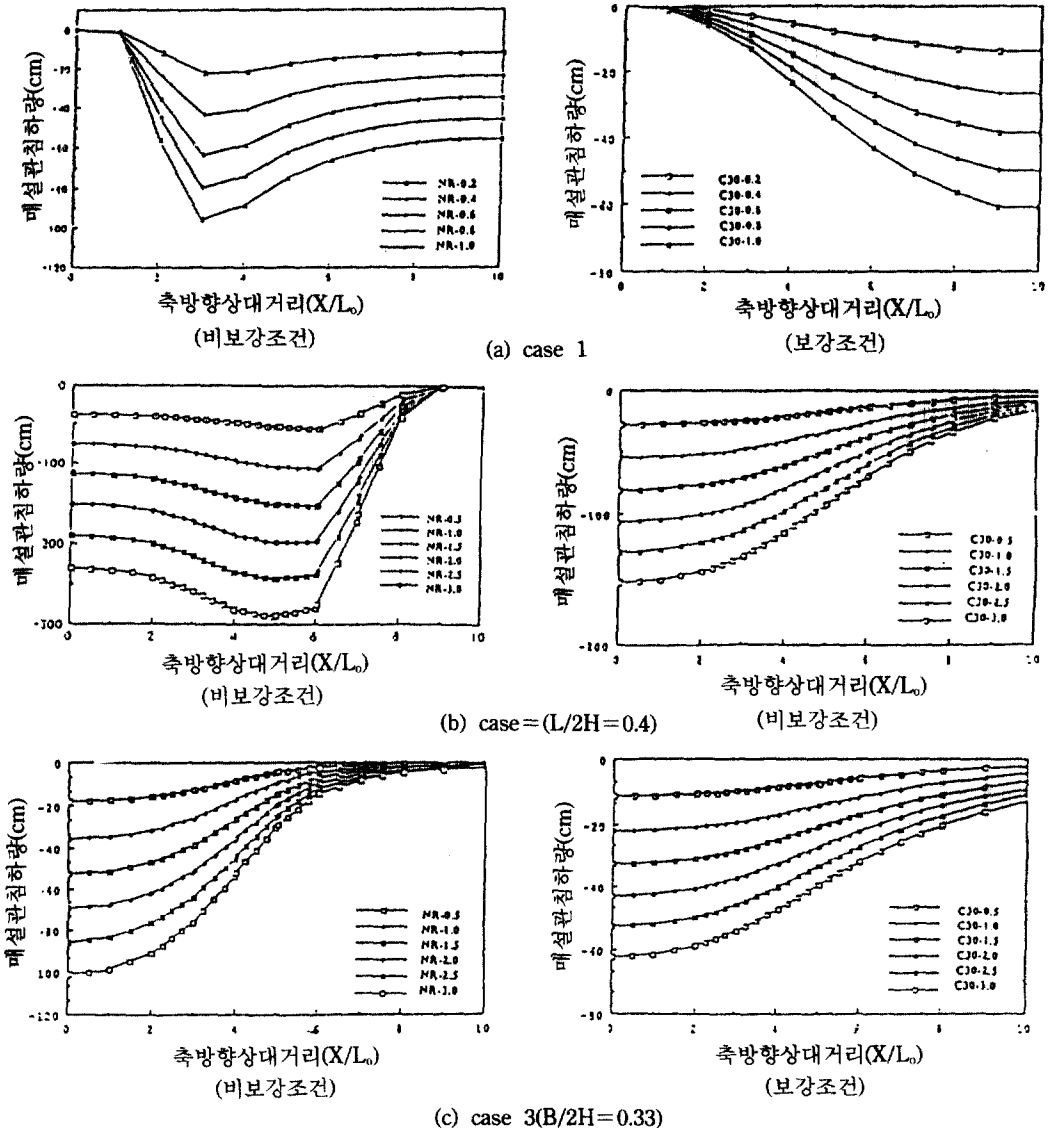


그림 3. 상재하중 증가에 따른 매설관 침하형태

하형태가 앞구간에서의 추이와 거의 비슷하기 때문이다. 범례에서 좌측의 NR은 비보강조건을 C30은 배딩보강 조건으로 배딩두께 30cm를 각각 나타내며 우측의 숫자는 상재하중  $q_s$ 의 크기를 나타낸다. 여기에서는 콘크리트 배딩두께가 30cm인 경우를 예시하였다.

그림에서 보는 바와 같이 하중이 증가함에 따라 일정하게 침하량이 커짐을 알 수 있다. 배딩 설치에 따른 보강효과를 살펴보면 다음과 같다. case 1의  $q_s=0.2 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우 관의 최대침하량은 비 보강 조건에서 약 20cm, 보강조건에서 약 12cm를 각각 나타내어 배딩보강에 의하여 약 40%의 침하량이 감소하였음을 알 수 있다. 또한 case 2의  $q_s=0.5 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우는 최대침하량이 약 50cm와 25cm를 각각 나타내어 약 50%가 감소하였으며, case 3의  $q_s=0.5 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우는 최대침하량이 각각 약 18cm와 10cm를 나타내 보강후 약 44% 감소함을 알 수 있다.

콘크리트 배딩두께의 변화에 따른 매설관의 침하 형태를 살펴보면 그림 4와 같다. 여기에서 NR은 비보강조건을 나타내고 C 20, C 30, C 50은 각각 콘크리트 배딩두께가 20, 30, 50cm임을 나타낸다. 그림에서 보는 바와 같이 침하곡선은 모든 조건에 있어서 콘크리트 배딩보강의 경우 비보강조건과 비교하여 월등하게 완만함을 보이며 배딩두께가 증가할수록 그 보강효과는 두께비 이상의 상승효과가 있다. 이는 배딩의 강성 EI는 탄성계수와 단면 이

차모멘트의 곱으로 나타낼 수 있고 I는 두께의 세제곱에 비례하기 때문이다.

### 3.2 매설관 변형경사각의 변화형태

매설관 변형경사각의 예측은 지반부등침하가 큰 지역에서는 매우 중요한 설계요소가 된다. 변형경사각이란 그림 5에서 보이는 바와 같이 전 암거구간으로부터의 침하곡선 연장선에서 그 다음 암거구간의 침하곡선까지의 각을 말하며 그 방향이 시계 방향이면 플러스, 시계반대방향이면 마이너스 부호로 정의한다.<sup>(1)</sup>

영국의 국립석탄위원회(National Coal Board)에서 제시한 연약지반 조건에서 소켓형 이음의 허용최대 변형경사각은 식 (5)와 같다. 슬리브형 이음의 경우는 칼라를 중심으로 양쪽으로 변형경사각이 형성되기 때문에 소켓형 이음의 두 배가 된다.

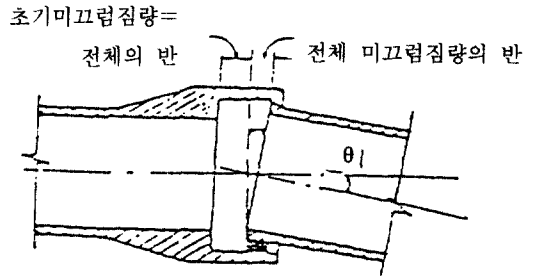


그림 5. 매설관 이음부의 변형경사각

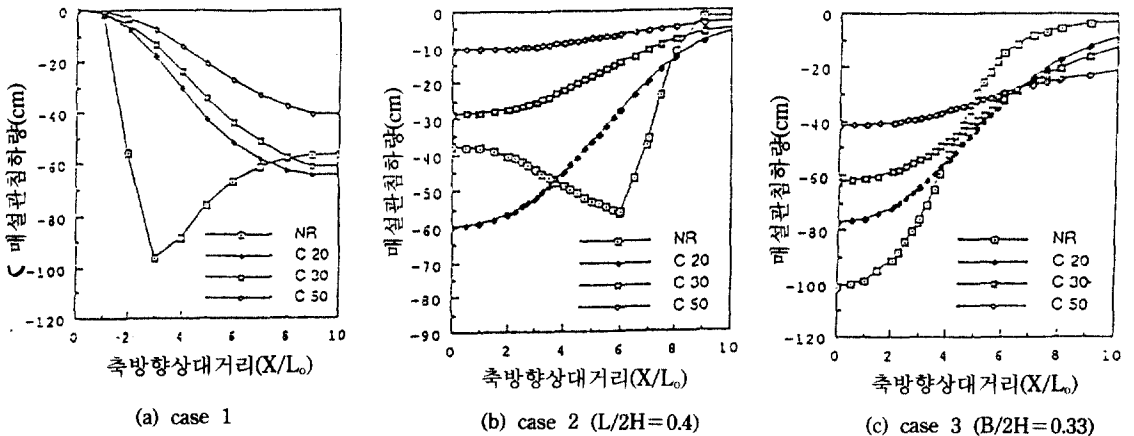


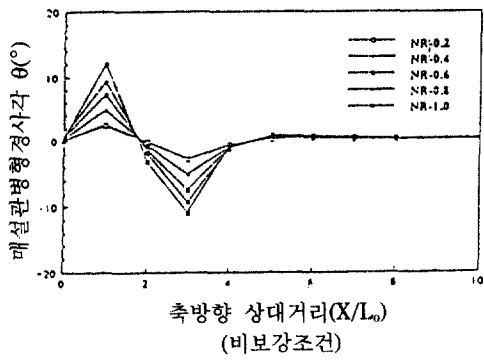
그림 4. 콘크리트 배딩두께에 따른 매설관 침하형태

$$\theta_n = \left( \frac{180}{\pi} \right) \left( \frac{L_n}{100B_c} \right) = 0.573 \frac{L_n}{B_c} \quad (5)$$

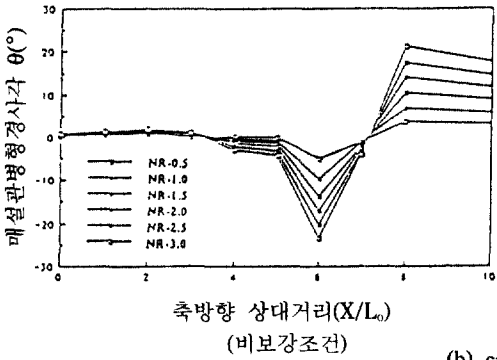
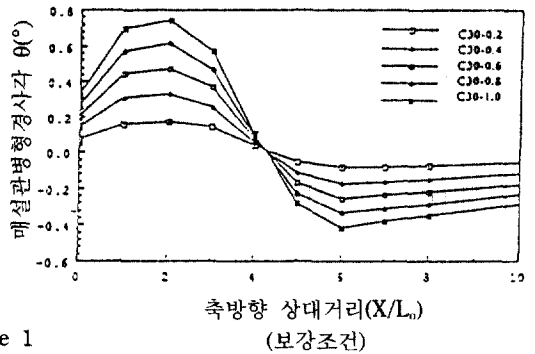
여기에서  $L_n$  = 관의 유효단위길이(mm) ;  $B_c$  = 관의 외경(mm)

매설관의 침하형태에 따른 변형경사각을 살펴보기 위하여 그림 3에 대한 하중증가별 변형경사각 곡선형태를 그림 6에 도시하였다. 그림 6에서 보는 바와 같이 하중이 증가할수록 변형경사각  $\theta$ 가 증

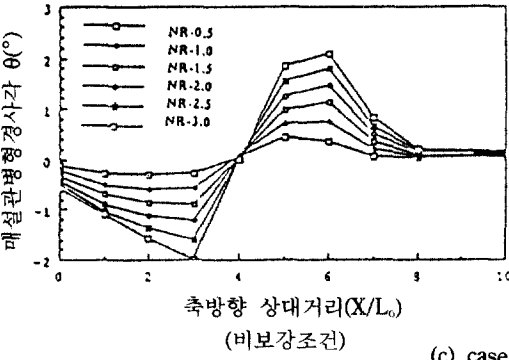
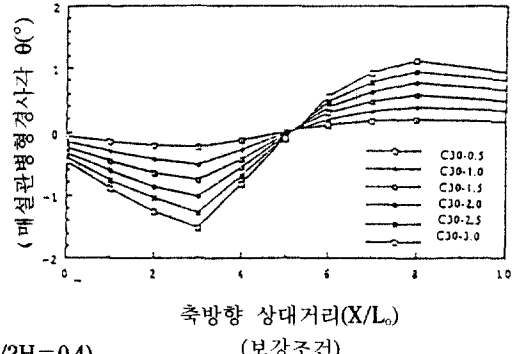
가하고 콘크리트 배딩보강에 의하여 매설관의 변형경사각이 상당히 감소하였음을 알 수 있다. case 1의  $q_s = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우 비보강조건에서  $\theta$ 의 최대치는 약  $12^\circ$ , 보강조건에서 약  $1^\circ$ 를 나타내며 배딩보강에 의하여 약 92%의 최대 변형경사각 감소효과가 발생하였다. case 2의  $q_s = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우에는 각각 약  $9^\circ$ 와  $0.4^\circ$ 를 나타내므로 약 96%가 배딩보강으로 인하여 감소효과가 나타났으며, case 3의  $q_s = 1.0$



(a) case 1



(b) case 2(L/2H=0.4)



(c) case 3(B/2H=0.33)

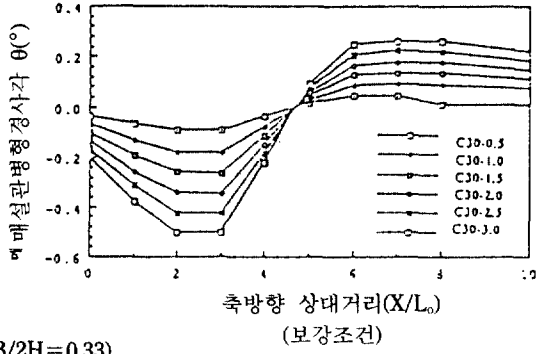


그림 6. 매설관 이음부의 변형경사각 변화형태

kg/cm<sup>2</sup>인 경우에는 각각 0.5°와 0.17°를 나타내 약 66%의 배당보강에 의한 감소효과를 나타내며 case 1과 case 2에 비하여 그 절대치가 상대적으로 매우 낮게 나타났다.

### 3.3 배당강성에 따른 최대 변형경사각의 변화

앞에서 언급한 바와 같이 변형경사각의 크기는 지반부동침하량, 콘크리트 배당두께와 밀접한 함수 관계가 있다. 본 경계조건에서 지반부동침하로 인하여 발생된 매설관 변형경사각의 최대치를 콘크리트 배당두께별로 그림 6에 도시하였다. 여기에서  $\theta_{max}$ 는 최대 매설관 이음부 변형경사각이며 EI는 콘크리트 배당의 강성을 나타낸다. 범례에는 5개의 수치가 포함되어 있는데 이는 비보강조건에서 발생된 암거의 최대 침하량  $\delta_{max}$ 를 연역지반의 두께 H로 나눈 값이다. 여기에서  $\delta_{max}$ 가 암거의 최대침하량을 나타내고 있지만 실제적으로 최대 지반 부동침하량을 적용하여도 큰 무리가 없다. 또한 현장에서는 매설관의 최대침하량을 예측하기 보다는 지반부동침하량의 최대치를 계산하는 것이 현실적으로 간편하며 일반적으로 크게 차이가 없다. 그리고 이는 설계의 관점에서 볼 때 안전측에 속한다.

그림 7에서 보이는 바와 같이 배당강성이 증가함에 따라  $\theta_{max}$ 의 값은 감소하고 있으며 또한  $\delta_{max}$ 의 값이 증가함에 따라  $\theta_{max}$ 의 값 역시 증가하는 추세를 보이고 있다. 또 한 가지 특기할 것은  $\delta_{max}$ 가 작은 상태에서는 곡선의 기울기가 비교적 완만한데 비하여  $\delta_{max}$ 의 값이 증가하면서 곡선의 기울기가 다소

증가하고 있다. 특히 EI값이 작은 경우 즉 콘크리트 배당두께가 작은 경우에는  $\delta_{max}$ 가 큰 경우에 곡선의 기울기가 더 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 여기에서 한 가지 생각할 수 있는 것은 이 경계조건에서는 EI가 증가할수록  $\theta_{max}$ 의 감소율은 오히려 감소하는 경향을 보이고 있으므로 어느정도 이상이 되면 콘크리트 배당두께의 증가가 변형경사각을 감소시키는 데에 크게 기여하고 있지 못하다는 것이다.

## 4. 배당보강 설계방안

### 4.1 배당보강 설계 절차

지반과 매설관의 상호작용 그리고 배당의 강성을 고려한 해석적 방법을 근간으로 지반 및 현장조건, 매설관의 규격, 배당종류 등에 따라 배당단면을 결정하기 위하여는 다음과 같이 6단계의 배당보강 설계절차를 제시할 수 있으며 이를 요약하면 그림 8과 같다.

- 1단계 : 매설관 주변 지반상태 특히 연약지반인 경우에는 그 분포상황, 지반의 절리, 지반내 견고한 지층의 분포 등과 지표의 상재하중 그리고 구조물과의 연결조건 등을 파악한다.
- 2단계 : 지반 부동침하에 대한 매설관의 변형경계조건을 현장조건과 부합되도록 그림 1에서 제시된 세 가지 조건 중에서 선택한다.
- 3단계 : 해석 대상지역 매설관의 최대 침하량( $\delta_{max}$ )을 산정한다. 여기에서 침하량은 지반의 압밀 침하, 지반의 함몰, 연결구조물의 침하 등에

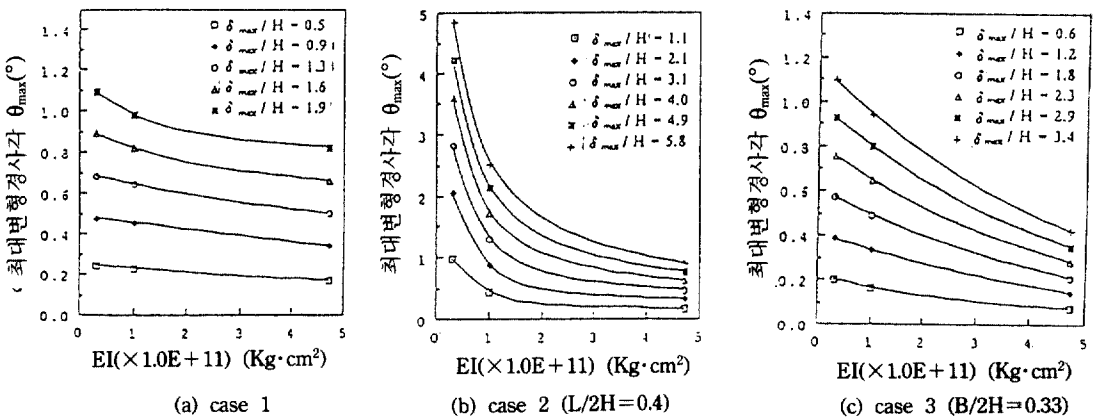


그림 7. 배당강성과 최대변형경사각

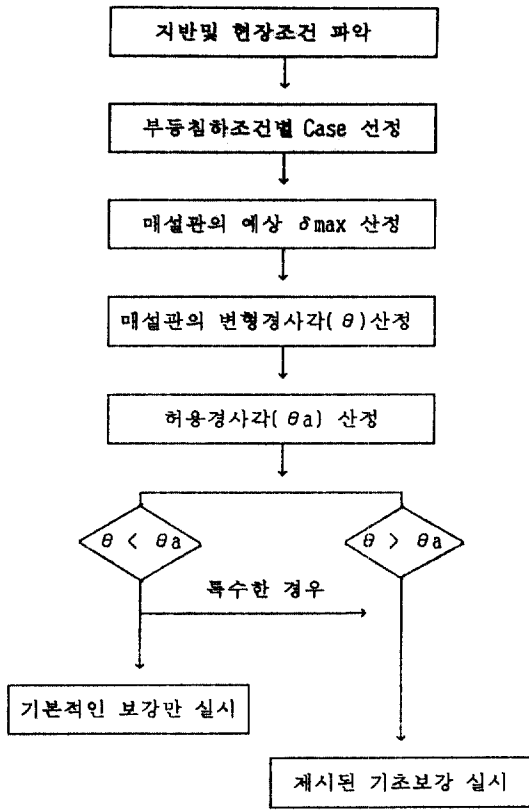


그림 8. 베딩보강 설계절차

다른 매설관의 상대침하량을 의미한다.

- 4단계 : 위에서 구한  $\delta_{max}$ 를 기준하여 그림 5 및 그림 6과 같은 자료로부터 매설관의 최대 변형경사각( $\theta_{max}$ )을 결정한다.
- 5단계 : 결정된 환경에 대한 허용 변형경사각( $\theta_a$ )를 식 (5)를 이용하여 구한다.
- 6단계 : 위에서 구한  $\theta_{max}$ 와  $\theta_a$ 를 비교하여  $\theta_{max} < \theta_a$ 인 경우에는 베딩보강이 필요없으며 표준단면에 따르면 된다. 그러나  $\theta_{max} > \theta_a$ 인 경우와  $\theta_{max} > \theta_a$ 이지만 특수한 경우에는 후술하는 베딩보강단면의 결정방법에 따라 베딩보강을 별도로 실시하여야 한다.

#### 4.2 베딩보강 단면의 결정

매설관 베딩의 단면은 각 기관별로 환경에 따라 조금씩 다르며 경험에 의하여 관례적으로 사용되어 왔다. 그림 9는 철근 콘크리트 베딩 단면도의 한

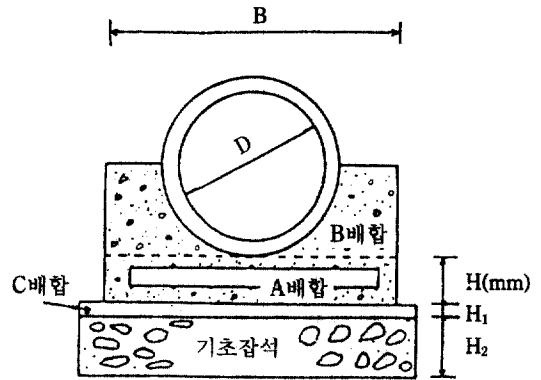


그림 9. 철근콘크리트 베딩 표준도

가지 예이다. 그림에서 A, B, C배합은 콘크리트의 강도가 상, 중, 하임을 나타내는 것으로 A를  $\sigma_{ck} = 180 \text{ kg/cm}^2$ 을 기준으로 할 때 B, C는 통상적으로 한 단계씩 아래 강도의 콘크리트로 한다. B배합부분은 기초베딩의 강성 증가 효과보다는 매설관의 횡방향 변형 구속 효과가 크기 때문에 베딩기초 강성 EI 산정시에는 생략하는 것으로 한다. A배합 콘크리트 내의 철근배근, 기초잡석의 두께  $H_2$ , 기초 콘크리트의 두께  $H_1$ , 베딩기초폭  $B$  등은 환경에 따라 결정된다. 따라서 베딩보강 단면은 A배합 콘크리트 즉 베딩보강 두께( $H$ )가 결정되면 완성될 수 있다.

베딩두께는 앞에서 언급된 수치해석 결과 자료로부터 일반화된 방법으로 다음과 같은 절차를 거쳐 산출된다.

첫째, 매설관의 설치조건을 그림 1에서 제시한 현장조건별로 구분하고 그림 6의  $\theta_{max}$ ,  $\delta_{max}/H$  그리고 베딩강성(EI)와의 관계곡선으로부터 관거 지지에 필요한 베딩강성( $EI_{req}$ )을 구한다.  $EI_{req}$ 는 필요에 따라 EI에서 기초콘크리트와 기초잡석의 두께를 고려하여 각각의 강성을 제외한 수치를 사용할 수 있다.

둘째, 이로부터 베딩두께( $H$ )를 다음과 같이 구한다.

$$H = \sqrt[3]{12 EI_{req}/EB} \quad (6)$$

여기에서  $E$  = 철근콘크리트의 탄성계수 ;  $B$  = 베딩의 폭



#### 4. 결 론

본 연구에서는 베딩보강에 따른 매설관의 침하역제 효과를 유한요소 수치해석기법을 통하여 역학적으로 규명하였으며 그 결과를 도표로 정량화 하여 매설관 베딩보강 설계에 필요한 자료로 제시하였다. 특히 기존의 매설관 베딩설계에 사용되었던 경험적 방법에서 진일보하여 본 수치해석 결과를 바탕으로 베딩두께를 매설관의 상대침하량의 조건과 크기에 따라 산정하는 절차와 기준을 제시하였다. 이상에서 도출된 결과는 다음과 같이 요약될 수 있다.

1) 베딩의 강성이 증가함에 따라 부등침하를 받는 매설관의 침하량과 병형경사각이 감소하는 효과가 있으며 베딩의 두께가 증가할수록 그 보강효과는 베딩두께의 증가비 이상으로 상승하는 효과가 있음을 역학적으로 분석하였다.

2) 베딩강성이 증가함에 따라 최대변형경사각은 감소하고, 최대침하량이 증가할수록 최대변형경사각 역시 증가하며, 연약지반의 두께가 감소할수록 최대침하량이 감소함을 정량적으로 분석하여 그 결과를 도표로 제시하였다.

3) 지반과 매설관의 상호작용 그리고 베딩기초의 강성 등을 고려한 해석적 방법에 기존의 경험적 방법을 가미하여 더욱 합리적인 베딩기초 설계방안이 제시되었다.

이상과 같은 결론은 기존의 경험적 방법 보다는 신뢰성이 높다. 그러나 아직 일반현장에 실질적으로 적용되기에는 미흡한 감이 있다. 향후 시험시공과 계측을 통하여 신뢰성을 더욱 증진시킨다면 현장 적용성이 더욱 확대될 것으로 여겨진다.

#### 감사의 글

끝으로 본 연구에 많은 지원을 해준 한국토지개발공사 기술연구부와 연구수행에 도움을 아끼지 않은 한국건설기술연구원의 홍성완 박사 그리고 강인탁 연구원에게 이 자리를 빌어 깊은 감사를 드립니다.

#### 참 고 문 헌

1. 손준익 외 3인(1990), "연약지반 매설관거의 설계 및 시공에 관한 연구(II)", 한국토지개발공사.
2. 손준익, 정하익(1991), "부등침하를 받는 매설관 기초지반 보강 모델링 연구", 대한토질공학회지 제 7권 제 1호.
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, September.
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.
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.

(接受 : 1991. 6. 21)