

말뚝강성과 지반특성을 고려한 교량의 거동해석

Analysis of Bridges behavior Considering Pile rigidity and Soil characteristics

안 주 옥* / 윤 영 만**
An, Zu-Og / Yoon, Young-Man

Abstract

The objective of this study is to investigate the behavior of superstructure considering several factors such as change of pile rigidity, soil characteristics, and the constraint condition of support. The results of this study are as follows:

1. Pile-rigidity computed by the rotating deformed plane method is continuously varied up to approximately 5D(D=diameter of pile) below the ground level. This result is consistent with the previous study⁽¹²⁾, in which the pile deformation occurs at approximately 3~6 times of pile diameter from the ground level
2. For bridge structure-pile system, analytical results of internal forces and deformations show different values for modified pile rigidity and unchanged pile rigidity.
3. Detaild analysis considering modified pile rigidity is required for the long-span bridge design with structure pile system

Keywords : Pile rigidity, Pile deformation, Soil characteristics, constraint condition of supports

요 지

흙의 비선형 변형 특성과 말뚝의 강성을 동시에 고려한 즉, 말뚝과 지반의 상호 거동을 고려한 말뚝 기초 구조의 해석을 수행하였다. 특히 비균질, 비탄성 재료인 철근 콘크리트 말뚝의 단면응력과 균열 발생등의 원인으로 변화되는 말뚝의 휨강성을 구조해석에 적용하였다. 흙의 비선형 특성치는 토질 종류에 따라 흙의 탄성한계를 넘어 항복을 고려한 P-Y curve를 이용한 방법 및 N치에 의한 내부마찰각 산정에 따른 방법으로 얻었다. 본 연구 결과는 말뚝의 강성변화에 의해 교량상부구조의 변위 및 일부단면력이 커짐을 알 수 있었다. 따라서, 최적설계를 위한 정확한 구조해석에서 말뚝의 강성변화에 따른 적합한 구속조건을 고려할 필요가 있음을 알 수 있었다.

핵심용어 : 말뚝강성, 말뚝변위, 지반특성, 지점경계조건

* 정희원, 경희대학교 토목건축공학부 교수

** 정희원, 경희대학교 토목공학과 박사과정 (에스엔티 ENG, 구조부)

1. 서 론

1.1 연구배경 및 목적

수평 하중을 받는 말뚝의 해석은 작용하는 힘과 모멘트가 말뚝의 상부 즉, 보의 한쪽 끝에만 작용한다는 점만 제외하고 탄성 지반 위에 놓인 보의 해석과 유사하다.

탄성 지반 위에 놓인 보의 해석에 있어 흙의 비선형 변형 특성과 보의 강성을 동시에 고려한 말뚝과 지반의 상호 거동 문제로서 이루어져야 한다. 실제 이러한 흙의 비선형 특성은 토질 종류에 따라 현장에서 수평재하 시험이 수행되면서 Matlock, Reese⁽¹²⁾ 등에 의해 흙의 탄성 한계를 넘어 항복을 고려한 P-Y curve를 이용한 방법 및 사질토의 경우 흔히 이용되고 있는 현장 표준재하 시험의 N치에 의한 내부마찰각 산정방법 등에 의해 얻는다. 비균질, 비탄성 재료인 철근 콘크리트 말뚝의 단면 응력 차이와 균열발생 등의 원인으로 변화하는 정확한 휨강성을 적용한 해석은 일반적으로 수행되지 않고 있다. 그러나 실제로 비선형의 형태를 보이는 모멘트-곡률-축하중 관계를 찾아내는 것이 어렵고, 또한 모멘트-곡률-축하중 관계에서 강성을 어떻게 선택하느냐에 따라 실제강성이 큰 차이를 보이고 있다. 또한 기존의 해석에서는 변위나 하중의 크기를 고려하지 않은 경험이나 실험에 의하여 일정한 값을 사용하는 실정이다. 따라서 본 연구는 흙의 비선형 특성과 작용하중에 의한 말뚝의 강성변화를 고려하여 합리적인 말뚝의 강성을 산정하고, 이를 통해 적합한 구속조건을 결정하여 정확한 구조해석을 하는데 그 목적이 있다.

1.2 연구내용

말뚝기초를 가진 구조의 부재력 및 변위는 말뚝 강성의 변화와 경계조건에 의해 영향을 받는다.

이에 본 연구에서는 작용하중에 대한 말뚝강성의 변화과정을 살펴보고, 이 변화된 수정강성이 교량거동에 미치는 영향등에 대한 연구와 분석을 수행하였다.

2. 말뚝의 해석

2.1 기본 가정

모멘트-곡률-축하중 관계로 등가 깊이에 따른

강성의 변화를 구하기 위해서 다음과 같은 가정을 하였다.

- 1) 평면상태의 단면은 휨변형 후에도 평면을 유지하며 전단변형은 무시한다.
- 2) 철근은 선형탄성, 완전소성의 응력 - 변형을 곡선(Linear-Elastic, Perfectly Plastic-Strain Curve)을 갖으며 변형률경화(Strain hardening)는 무시한다.
- 3) 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 그림 1과 같이 상부 부분이 포물선이고 하강부분이 직선인 Hognestad(13)곡선을 따른다. 최대 콘크리트 응력(f_c')은 콘크리트의 설계기준강도(f_{ck})보다 여러 가지 변동요인으로 일반적으로 적게 취하여 $0.85f_{ck}$ 로 한다.
- 4) 크리프, 건조수축 등의 시간 의존적인 콘크리트 성질은 무시한다.

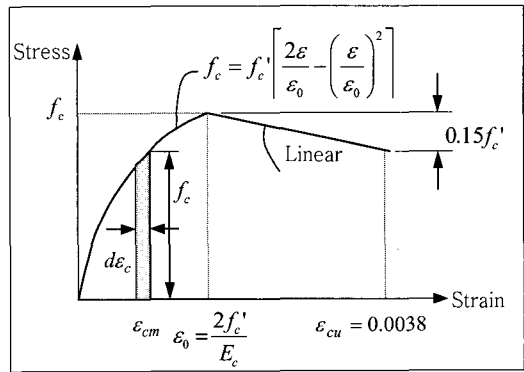


그림 1. 콘크리트의 응력-변형률곡선⁽¹³⁾

2.2 기초지반 특성

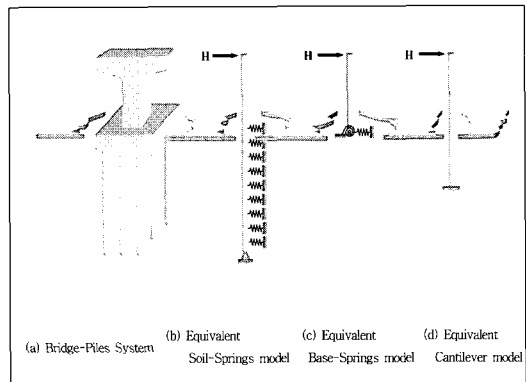


그림 2. 말뚝기초의 모델링 방법⁽¹⁰⁾

일반적으로 말뚝기초의 영향을 고려하여 교량의 전체 구조계해석시 그림 2와 같은 3가지 방법으로 모델링하여 고려할 수 있으나, 흙의 비선형 특성과 보의 강성을 동시에 고려한 말뚝과 지반의 상호 거동을 다룰 수 있는 Equivalent Soil-Springs model이 좀더 정확한 조건을 가지고 있다고 할 수 있다. 이때, 말뚝의 수평반력과 변위와의 관계에서 흙의 탄성한계를 넘어 항복을 고려해 Matlock과 Reese 등에 제안된 P-Y곡선을 이용해 정의된 $E_s = k_1 z$ 를 이용하고 있다. 즉, P-Y곡선의 초기탄젠트계수 E_s 는 지반깊이에 따라 선형적 변화가 생긴다고 가정하는 것이다.

극한강도(Pu)와 초기탄젠트계수(E_s)를 갖는 P-Y곡선의 관계는 다음과 같은 방정식으로 표현할 수 있다.

$$\frac{P}{P_u} = \frac{\frac{y}{y_c}}{1 + \frac{y}{y_c}} \quad (1)$$

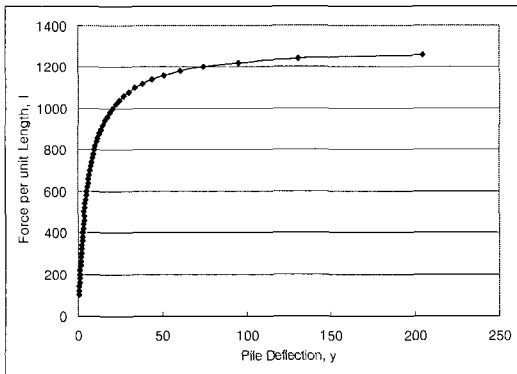


그림 3. P-Y곡선

2.3 말뚝강성의 해석

: Rotating Deformed Plane Method

모멘트-곡률-축하중 곡선은 각각 주어진 축하중에 대한 모멘트-곡률 곡선으로 구성되는데 비선형의 형태를 보인다. 따라서 직접적으로 해를 구하기 곤란하여 시행착오법을 이용하여 외부 축하중(P_{ext})과 내력의 합(P_{int})이 평형되는 변형상태를 결정하게 되는데 그 방법은 다음과 같다.

강성을 구하고자 하는 말뚝 단면의 크기, 철근비, 철근의 위치, 콘크리트 설계기준강도, 철근의

항복응력과 같은 단면 조건과 재료의 성질이 주어졌을 때, 외부 축하중에 대한 변형평면의 중립축 위치를 Rotating Deformed Plane Method로 찾아낸다. Rotating Deformed Plane Method는 MacGregor, Oelhafen, Hage⁽¹⁴⁾가 제안한 방법으로 콘크리트 압축연단의 변형률 (ϵ_{cm})를 증가시켜가면서 각각의 변형률 (ϵ_{cm})에 대하여 곡률 ϕ 를 회전시켜가며 각 순간마다의 평형조건을 검토해 외력과 내력의 합이 같을 때까지 반복하여 평형조건을 만족하는 곡률을 산정하는 방법이다.

임의의 ϵ_{cm} 을 증가시키면서 곡률을 회전시켜가며 만족하는 평형조건을 찾을 때 축하중이 작을 경우에는 중립축이 단면을 벗어나는 변형률 분포를 보이다가 곡률이 커지면서 중립축이 단면 내로 들어오게 되는 변형률 분포를 보인다. 축하중이 매우 클 때는 곡률에 상관없이 중립축이 단면을 벗어나는 그림 4(b)와 같은 변형률 분포를 보이게 된다.

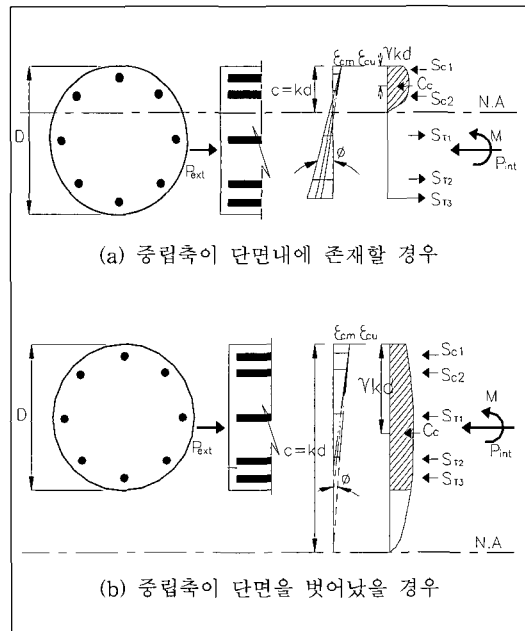


그림 4. 힘과 곡률의 관계

그림 4(a)와 같이 중립축이 단면내에 존재할 때의 변형률과 응력의 분포로서 중립축 위의 콘크리트 단면이 압축력(C_c)을 받게 되며, 콘크리트의 인장응력은 일반적인 콘크리트 해석에서와 같이 무시하였다. 상부철근은 압축력(S_{c1})을, 하부철근은 인장력(S_{t1})을 받게 된다. 콘크리트의 압축력은 그림1의

Hognestad 곡선의 적분을 통해 구하고, 각 철근의 응력은 가정한 응력-변형률 곡선의 선형 관계로 구한다. 반대로 중립축이 단면을 벗어날 때의 변형도와 응력의 분포로서 콘크리트 단면 전체와 모든 철근이 압축력을 받게 된다. 위 두 경우의 변형 상태에서 철근의 변형률(ϵ_{si})은 콘크리트 압축연단의 변형률(ϵ_{cm})과의 선형적인 관계에서 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{cm} \frac{kd - d_i}{kd} \quad (2)$$

여기서,

kd : 압축연단에서 중립축까지의 거리

d_i : 중립축으로부터 각 철근까지의 거리

콘크리트와 철근의 응력은 가정한 응력-변형률 곡선에 따라 결정하며 내력의 합은 다음과 같이 계산된다.

$$P_{int} = C_c + \sum S_i = \alpha f'_c bkd + \sum f_{si} A_{si} \quad (3)$$

평형조건을 만족할 때의 모멘트는 다음과 같이 계산된다.

$$M = \alpha f'_c bkd \left(\frac{h}{2} - \gamma kd \right) + \sum f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (4)$$

임의의 콘크리트 압축연단의 변형률과 이 때의 변형상태를 만족하는 중립축의 위치로부터 곡률이 계산된다.

$$\varphi = \frac{\epsilon_{cm}}{kd} \quad (5)$$

식(3)과 식(4)에서 α 는 면적계수로 임의의 ϵ_{cm} 에서 콘크리트 응력-변형률 곡선의 적분을 통해 얻을 수 있다.

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{f'_c \epsilon_{cm}} \quad (6)$$

γ 는 콘크리트 압축력 작용점의 위치 계수이다.

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \quad (7)$$

임의의 콘크리트 변형도에서 말뚝의 휨강성은

식(4)와 (5)에서 구한 모멘트와 곡률로 계산된다.

$$EI = \frac{M}{\varphi} \quad (8)$$

3. 수치해석

3.1 말뚝기초의 수치해석단면

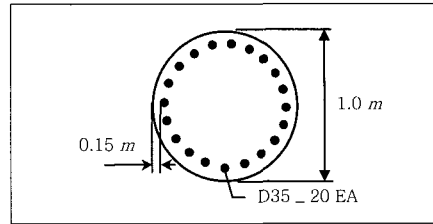


그림 5. 말뚝단면

콘크리트의 설계강도 = 240 kgf/cm²

철근의 항복강도 = 3000 kgf/cm²

주어진 말뚝단면의 모멘트와 곡률을 수치해석한 후, 일본 도로교시방서⁽⁵⁾에 따른 해석결과와 비교하면 그림 6과 같다.

본 논문의 해석결과와 일본 도로교시방서에 따른 방법은 거의 근접한 결과를 나타내고 있다. 본 논문에서는 콘크리트 압축변형률을 일정분의 증분만큼 증가시켜 가면서 그에 따른 각각 철근의 위치별 변형률 및 응력을 Hognestad곡선⁽¹³⁾을 이용하여 단면의 평형조건을 만족하는 모멘트 및 곡률을 구하였고, 비교된 일본 도로교시방서값은 등가응력 사각형을 이용한 것이므로 약간의 차이를 보여준다.

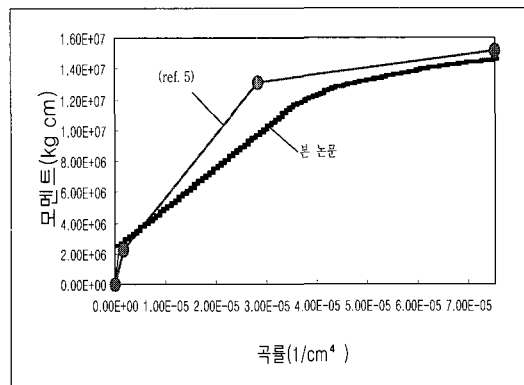


그림 6. 모멘트-곡률관계

3.2 해석단면의 지반반력 계수 산정

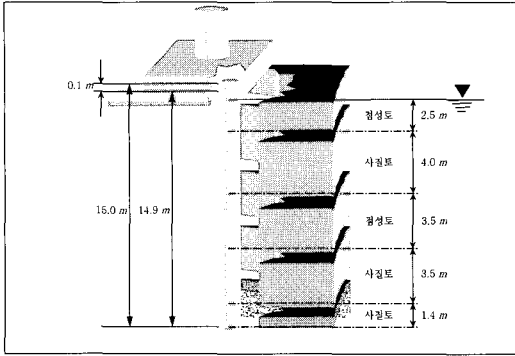


그림 7. 토질조건

기초 지반의 스프링상수는 하중작용시 지반에 생기는 변형에 상당하는 지반의 강성에 의해 결정된다. 지반반력 계수를 구하기 위한 수평방향 지반반력 계수의 기준치는 대상 지반을 파동방정식을 이용하여 계산한다. 그림 7의 토질조건에 대한 수평방향 지반반력 계수는 다음 표3.1과 같이 계산되어진다.

표 3.1 지반반력계수

제 1 층	k_{H1}	$1.994 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$
제 2 층	k_{H2}	$3.899 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$
제 3 층	k_{H3}	$1.994 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$
제 4 층	k_{H4}	$5.833 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$
제 5 층	k_{H5}	$19.443 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$

3.3 해석단면의 휨강성 계산

3.1에서 산출된 대상 말뚝 단면의 모멘트-곡률 곡선과 표3.1의 계산된 지반반력 계수를 적용한 대상 교량에 대하여 최대하중 재하시 해석으로 변화된 말뚝 강성을 산출해 낼 수 있다. 본 논문에서는 최대하중의 재하로 인한 말뚝의 강성변화를 정확히 추정하여 수정된 강성을 구한 후 이를 이용하여 구조물의 해석을 수행한다.

첫번째 해석에서는 말뚝 단면의 손실이 없다고 가정하여 일정한 단면2차 모멘트를 갖는다고 적용하여 해석한 다음, 이 때 산출한 말뚝 각 요소의 모멘트와 Fig.6의 모멘트-곡률 곡선을 이용하여 말뚝

단면의 단면2차 모멘트를 계산정하고, 이와같은 방법으로 계산된 단면2차모멘트를 이용하여 모델을 반복 해석함으로써 실제 모델의 해석에 적용할 수 있는 강성을 계산할 수 있다.

말뚝 침단은 수평 및 수직 변위가 발생하지 않고 오직 회전 변위만 발생하는 힌지로 지점조건을 가정하고 각 요소에 수평 방향 지반 반력 계수를 적용한다. 본 수치해석 모델의 경우 말뚝의 변위가 지표면에서 $5D(D=\text{말뚝의 직경})$ 까지의 깊이에서 큰 변위가 발생하므로 상부 구간은 요소의 크기를 적게 나누어 좀 더 정확한 해석이 가능하도록 하였다.

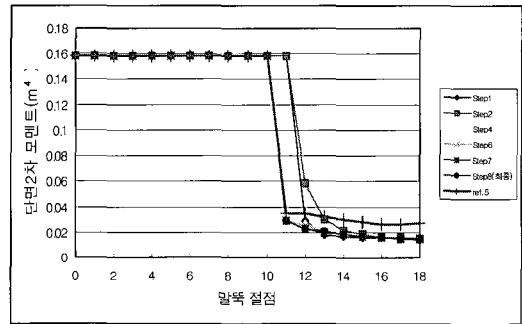


그림 8. 해석단면의 단면2차 모멘트변화

본 수치해석 모델의 경우 말뚝 길이에 따른 강성을 계산하면 그림 8과 같이 반복 횟수가 8회 일 때 주어진 단면의 강성(단면2차 모멘트)이 일정한 값에 수렴하는 것을 알 수 있다. 모멘트-곡률 곡선에서와 마찬가지로 일본 도로교시방서에 의한 계산 결과와 비교하면 약간의 차이가 발생하지만 최종치(Step 8)와 비교하면 비슷한 양상으로 변화되는 것을 알 수 있다. 본 논문에서는 콘크리트 압축변형률을 일정분의 증분만큼 증가시켜 가면서 그에 따른 각각 철근의 위치별 변형률 및 응력을 계산하고, 단면의 평형조건을 만족하는 모멘트 및 곡률을 Rotating deformed plane method를 이용하여 계산하였고, 일본 도로교시방서값은 단면 보정계수 α , β 의 사용(원형단면의 경우 $\alpha=1.0$ $\beta=1.0$, 사각 및 중공원형단면, 중공 사각단면의 경우 $\alpha=0.2$ $\beta=0.4$)하였으며, 콘크리트 응력-변형률 곡선을 본 논문에서는 Hognestad곡선(13)을 사용했으나, 일본 도로교시방서값은 등가응력 사각형을 이용한 것에서 약간의 차이가 나타남을 확인 할 수 있다.

3.4 해석 교량의 모델링

본 논문에서는 3.3 해석단면의 강성계산에서 구한 말뚝의 최종 단면2차모멘트값(Step 8)인 수정된 강성과 일반적인 해석법인 강성의 변화를 고려하지 않은 모델을 이용한 해석결과들을 비교한다.

수치해석을 위한 대상모델은 4경간(4@ 60m=240.0m) 1등급의 기존설계된 교량이며, 응답스펙트럼을 교량축방향(x-x축) 및 교량축직각방향(y-y축)으로 작용시켜 다중모드스펙트럼해석을 수행하였다.

- 모델 1 : 본 연구에서 해석된 수정된 강성을 적용한 경우
- 모델 2 : 말뚝 강성의 변화를 고려하지 않은 경우

3.5 교량해석의 결과분석

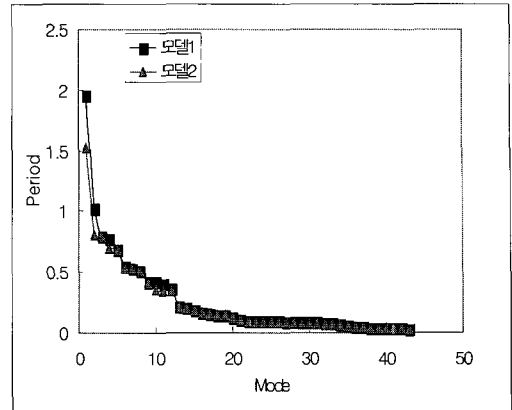


그림 10. 모드별주기

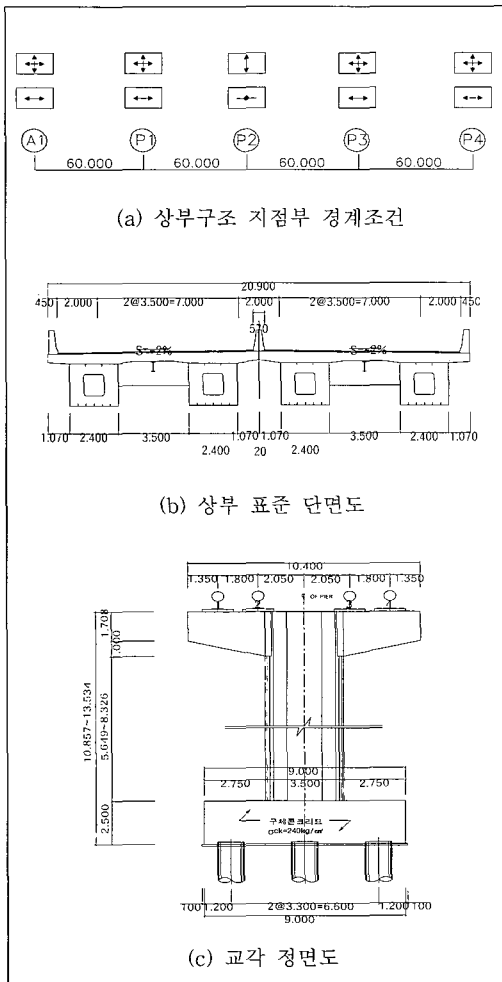


그림 9. 해석 대상교량 제원

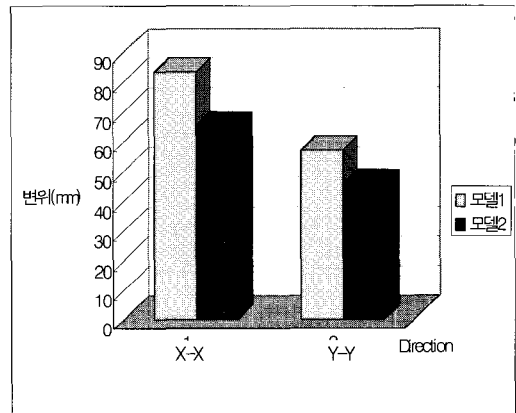


그림 11. 교량상부의 변위

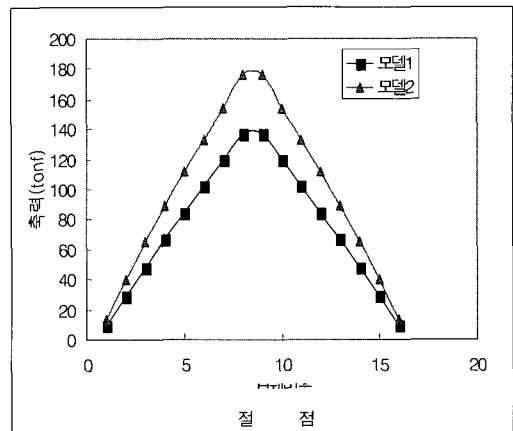


그림 12. 교량상부의 축력

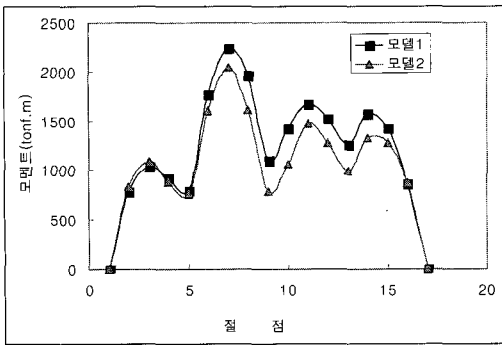


그림 13. 교량상부의 교축직각모멘트

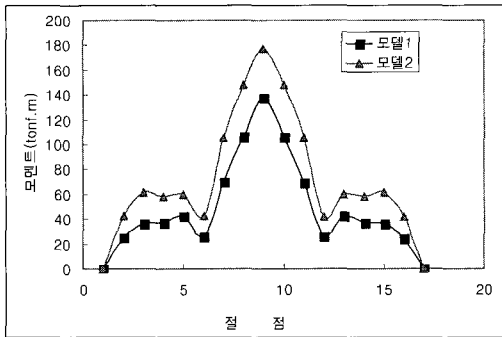


그림 14. 교량상부의 교축모멘트

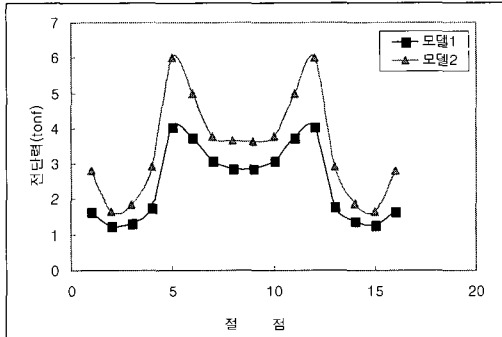


그림 15. 교량상부의 교축직각 전단력

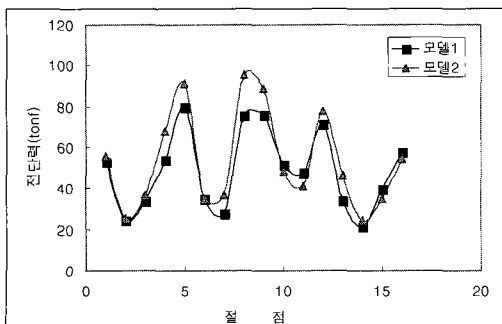


그림 16. 교량상부의 교축 전단력

수치해석모델의 해석결과 및 말뚝기초의 교량해석에서 말뚝의 강성변화를 고려했을 경우는 말뚝강성의 손실로 인한 경계조건 유연함때문에 말뚝의 강성변화 미고려시보다 주기가 길어진다. 또한 대부분의 단면력들은 적어지는 양상을 보이나 변위 및 교축직각방향(y-y축)의 모멘트는 증가함을 보여준다. 이는 교량상부구조의 강성영향을 적게 받는 교축직각방향의 경우, 말뚝강성의 변화영향을 크게 받게 되므로 변위와 모멘트가 증가하는 경향을 보여주고 있다.

4. 결 론

말뚝의 강성은 재료의 비선형, 비탄성, 균열 등의 원인으로 휨 강성이 변한다. 그 중 지진하중 등과 같이 큰 하중이 작용하면 말뚝 자체에 균열 등과 같은 손상이 발생하여 휨강성이 크게 변할 수 있다. 이에 따라 일반적으로 상부구조의 해석으로부터 말뚝의 설계하중을 산출하는 방법에 비해 상부와 말뚝 기초 구조물을 일원화 해서 실제 지반특성을 고려한 지반반력 계수를 적용하고, 하중 등의 원인으로 인한 변화된 말뚝 강성을 적용한 모델로 하여 지반의 특성 및 말뚝의 영향을 보다 실제와 가깝게 고려한 해석을 수행하였다.

본 연구에서는 Rotating deformed plane method를 이용하여 하중에 대한 변화된 말뚝 강성을 계산하고, 대상 교량의 변화된 강성 및 구속 조건에 따른 상부 구조물의 거동을 비교, 검토 하였으며, 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구의 수치해석 교량 모델에서 말뚝 강성의 변화에 대해서 지진력에 의한 변위(x-x축 및 y-y축) 및 교축직각방향 모멘트가 약 10~30%정도 증가함을 확인하였다.
2. 따라서, 지진하중과 같이 큰 하중이 작용하는 말뚝기초 구조물의 경우 말뚝기초의 강성변화를 고려한 해석이 필요함을 확인할수 있었다.
3. 본 연구에서 산정한 말뚝 강성의 결과(Fig.9)에서 말뚝 강성의 변화가 지표면에서 깊이 3D~6D(D=말뚝의 직경)구간에서 대부분 발생(12)한다는 것을 확인하였다.

본 연구에서는 제한된 수치해석 모델의 예를 검증하였는바, 말뚝기초를 가진 장대교량 구조물의 설계 해석시 다양한 조건들에 대한 추가연구가 요망된다.

참 고 문 헌

1. 대한토목학회(2000). 도로교 설계기준
2. 대한토목학회(2000). 콘크리트 설계기준
3. 정원석(1996). 철근콘크리트 강주의 휨강성 산정에 관한 연구. 석사학위논문, 경희대학교
4. 한국도로공사연구소(1993). 교량의 내진설계에 대한 기초 연구.
5. 일본도로협회(1995). 도로교 시방서. pp. 116-117, pp130-131
6. American Concrete Insutitute(1995). *ACI Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. pp.113-125
7. Branson. Dan. E. (1977). *Deformation of Concrete Structures*. McGrawHill. pp.11-26, pp.79-83
8. M. J. N. Priestley, F Seible. G.M.Calvi (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons. pp.155-264, pp280-301
9. W. F. Chen, T. Atsuta.(1976). *Theory of Beam-Columns*, McGrawHill,pp.129 -169
10. U.S Department of Transportation Federal Highway Administration (1986). *Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges*. pp.79-199
11. Seismic Design of Highway Bridge Fouda-tions. (1986). *Vol.2 Design Procedures and Guidelines*. pp.52-158
12. Lymon C. Reese, P. E.(1983). *Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load*, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research. pp.11-185, pp.277-297
13. E. Hognestad.(1951) "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members" University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No.399
14. J. G. MacGregor, U. H. Oelhafen, and S. E. Hage. (1975) "A Reexamination of the EI Value for Slender Column" Reinforced Con-crete Column (SP-50). Detroit : ACI, 1-40