

Pile 과 지반특성을 고려한 기초구조물의 거동해석 Analysis for Behavior of Substructure Considering Characteristics of Pile and Soil

안주옥* 공천석** 정영목*** 임정열****
An, Zu-Og Kong, Chun-Suk Jong, Young-Mook Lim, Jeong-Yeul

ABSTRACT

This thesis investigated the behavior of super structure by varying the factors such as the change of pile rigidity, the characteristics of soil and the constraint condition of support. The results of this study are as follows;

1. The pile rigidity in the Fig 3.3 computed by the rotating deformed plane method becomes the elastic range at approximately about 5.1 m ($D = 1.0$ m) below the ground level. This result is consistent with the previous study that the pile deformation occurs approximately 3 to 6 times pile diameter from the pile head.
2. The values of forces and deformations for the structure-pile system in Y-direction appeared larger than that in X-direction, since the pile rigidity and constraint condition of support were changed as shown Fig. 3.5 to 3.8.
3. The current practice for the analysis of structure-pile system has not considered the variation of pile rigidity and the constraint condition of support. So, the analysis of structure-pile system with large difference in super-structure rigidity must include these factors in both X and Y directions.

1. 서 론

횡방향 하중을 받는 말뚝의 거동 해석은 내륙에서는 지진이나 폭발에 의한 횡방향 하중을 받는 구조물을 안전하게 유지하기 위해, 해양에서는 풍하중과 파랑하중을 받는 말뚝지지 구조물의 해석을 위해 연구되어 왔다. 이러한 수평 하중을 받는 말뚝의 해석은 작용하는 힘과 모멘트가 말뚝의 상부 즉, 보의 한쪽 끝에만 작용한다는 점만 제외하고 탄성 지반 위에 놓인 보의 해석과 비슷하다.

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 등에 의해 흙의 탄성 한계를 넘어 항복을 고려한 P-Y curve 를 이용한 방법 및 사질토의 경우 흔히 이용되고 있는 현장 표준재하 시험의 N 치에 의한 내부마찰각 산정에 따른 방법 등이 사용되었고, 비균질, 비탄성 재료인 철근 콘크리트 말뚝의 단면 응력 차이와 균열발생 등의 원인으로 변화하는 정확한 휨강성을 적용한 해석은 아직 적용되고 있지 않다.

* 경희대학교 토목공학과 교수
** 경희대학교 토목공학과 박사과정
*** 대한건설탈트 구조 1 부 사원
**** 한국수자원공사 수자원연구소 지반구조팀 연구원

그러나 실제로 비선형의 형태를 보이는 모멘트-곡률-축하중 관계를 찾아내는 것이 어렵고, 또한 모멘트-곡률-축하중 관계에서 강성을 어떻게 선택하느냐에 따라 강성이 큰 차이를 보이므로 기존의 해석방법들은 변위나 하중의 크기를 고려하지 않은 경험이나 실험에 의한 일정한 값을 사용하고 있다. 따라서 본 연구는 흙의 비선형 특성과 그리고 하중을 받는 말뚝의 손실을 고려한 합리적인 말뚝의 강성을 실제 설계에 적용시 기존의 설계방법 등과의 차이점 및 이 때 미치는 전체 구조, 특히 상부 구조물에 미치는 영향을 고려하여 보다 경제적이고 안전한 설계를 위한 적용에 목적이 있다. 지금까지 비탄성, 비균질 재료인 철근콘크리트 장주의 강성을 산정하기 위해 여러 연구가 수행되었다. Pfrang 은 기둥길이에 따라 변화하는 강성을 구하기 위해 모멘트-곡률-축하중 관계를 정립하였다. Ferguson 과 Green 은 큰 축하중을 받는 기둥 단면을 실험을 통해 현재 시방서에서 사용중인 모멘트-회전-회전강성의 제시를 위한 연구를 하였으며, 2차 구조해석을 위해 MagGregor 는 경험식을 이용하였고 Furlong 은 여러형태의 단면에서 실험을 통한 휨강성식을 제시하였다.

본 연구에서는 말뚝의 강성 산정을 위해서 국내 시방서에서 해석시 첫번째 고려 사항으로 명시한 기하학적 비선형 관계를 보이는 모멘트-곡률-축하중 상관관계를 Rotating Deformed Plane Method 를 통한 시행착오법으로 결정하고 모멘트-곡률관계의 특징을 검토한 후 결정된 말뚝 강성과 흙의 특성을 고려한 지반반력계수를 이용하여 말뚝을 설계하여 상부 구조의 영향을 비교 검토하고자 한다.

2. 말뚝의 해석

2.1 본 연구에서의 말뚝 강성 (중립축 변화에 따른 EI 산정 : Rotating Deformed Plane Method)

모멘트-곡률-축하중 관계로 깊이방향에 따른 강성의 변화를 구하기 위해서 다음과 같은 가정을 하였다.

- 1) 평면상태의 단면은 휨변형 후에도 평면을 유지하며 진단변형은 무시한다.
- 2) 철근은 선형탄성-완전소성의 응력-변형도 곡선(Linear, Elastic, Perfectly Plastic-Strain Curve)을 갖으며 변형도 경화 (Strain hardening)는 무시한다.
- 3) 콘크리트의 응력 변형도 곡선은 상부부분이 포물선이고 하강부분이 직선인 Hognestad 곡선을 따른다. 최대 콘크리트 응력 (σ_c')은 콘크리트의 설계기준강도(σ_{ck})보다 여러가지 변동요인으로 일반적으로 작게 취하여 $0.85\sigma_{ck}$ 로 하였다.
- 4) 크리프, 건조수축 등의 시간 의존적인 콘크리트 성질은 무시한다.

2.2 말뚝강성의 해석 ; Rotating Deformed Plane Method

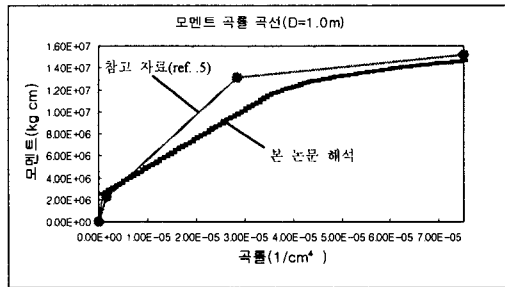
모멘트-곡률-축하중 곡선은 각각 주어진 축하중에 대한 모멘트-곡률 곡선으로 구성되는데 비선형의 형태를 보인다. 따라서 직접적으로 해를 구하기 어렵기에 시행착오법을 이용하여 외부 축하중(P_{ext})과 응력의 합(P_{int})이 같게 되는 변형상태를 결정하게 되는데 그 방법은 다음과 같다.

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 Method 로 찾아낸다. Rotating Deformed Plane Method 는 MacGregor, Oelhafen, Hage 가 제안한 방법으로 콘크리트 압축연단의 변형도(ϵ_{cm})를 증가시키면서 각각의 변형률(ϵ_{cm})에 대하여 변형평면을 회전시켜가며 만족하는 곡률 ϕ 를 결정하는 방법이다. 즉 각각의 변형률(ϵ_{cm})에 대하여 곡률 ϕ 를 회전시켜가며 각 순간마다의 평형조건을 검토해 외력과 내력의 합이 같을 때까지 반복하여 만족하는 곡률 ϕ 를 결정한다.

입력의 ϵ_{cm} 을 증가시키면서 곡률을 회전시켜가며 만족하는 평형조건을 찾을 때 축하중이 작을 경우에는 중립축이 단면을 벗어나는 변형도 분포를 보이다가 곡률이 커지면서 중립축이 단면 내로 들어오게 되는 변형도 분포를 보인다. 축

단면에 따른 말뚝의 제원을 해석프로그램에 입력한 후 결과를 산정하면 다음과 같다. 이 것을 일본 도로교시방서⁵⁾에 따른 산정결과와 비교 하면 그림 3.2 과 같다.

본 논문의 해석결과와 일본시방서에 따른 방법은 거의 근접한 결과를 나타내고 있다. 약간의 차이점은 본 논문에서는 콘크리트 압축변형률을 일정분의 증분만큼 증가시켜 가면서 그에 따른 각각 철근의 위치별 변형률 및 응력을 계산 단면의 평형조건을 만족하는 모멘트 및 곡률을 계산하였고(Rotating deformed plane method), 비교된 값은 단면 보정계수 α, β 의 사용(원형단면의 경우 $\alpha=1.0 \beta=1.0$, 사각 및 중공원형단면, 중공 사각단면의 경우 $\alpha=0.2 \beta=0.4$)과 콘크리트 응력-변형률 곡선을 본 논문에서는 Hognestad 곡선을 사용했으나, 비교자료는 등가응력 사각형을 이용한 것에서 나타난다고 볼 수 있다.



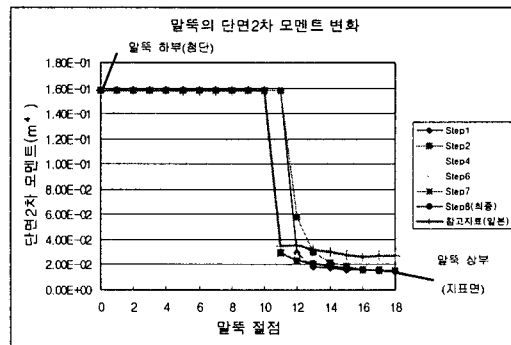
[그림 3.2] 말뚝강성의 비교

3.2 변화된 말뚝 강성의 계산

앞에서 산출된 대상 말뚝 단면의 모멘트-곡률 곡선과 그림 3.2에서 계산된 지반 반력 계수를 적용하여 대상 교량을 정적해석하여 변화된 말뚝 강성을 산출해 낼 수 있다. 본 논문에서는 정적하중의 재하로 인한 말뚝의 손실로 강성이 변화된 후 지진으로 인한 구조물의 영향을 비교하고자 한다.

첫번째 해석에서는 말뚝 단면의 손실이 없다고 가정하여 일정한 단면 2차 모멘트를 갖는다고 적용하여 해석한 다음, 이 때 산출한 말뚝 각 요소의 모멘트와 그림 3.2의 모멘트-곡률 곡선을 이용하여 말뚝 단면의 단면 2차 모멘트를 재산정하여 모델을 반복 해석함으로써 우리가 실제 모델에 적용할 수 있는 강성을 산정할 수 있다.

말뚝 침단은 수평 및 수직 변위가 발생하지 않고 오직 회전 변위만 발생하는 한지로 지점조건을 가정하고 각 요소에 수평 방향 지반 반력 계수를 적용한다. 이 때 말뚝의 변위가 지표에서 5d 까지의 깊이에서 큰 변위가 발생하므로 상부 구간은 요소의 크기를 작게 나누어 해석 하였다.



[그림 3.3] 대상 단면의 단면 2차 모멘트 변화

말뚝 단면에 따른 강성을 계산하면 반복 횟수가 8회 일 때 주어진 단면의 강성(단면 2차 모멘트)이 일정한 값에 수렴하는 것을 알 수 있다. 모멘트-곡률 곡선에서의 마찬가지로 참고자료의 계산 결과와 비교하면 약간의 차이가 발생하지만 최종치(Step 8)과 비교하면 거의 같은 양상을 띄고 있는 것을 알 수 있다. 그리고 비교자료와의 차이점은 앞서 말한바

하중이 매우 클 때는 곡률에 상관없이 중립축이 단면을 벗어나는 변형도 분포를 보이게 된다.

중립축이 단면내에 존재할 때의 변형도와 응력의 분포로서 중립축 위의 콘크리트 단면이 압축력(C_c)을 받게 되며 콘크리트의 인장응력은 일반적인 콘크리트 해석에서와 같이 무시하였다. 상부철근은 압축력(S_u)을, 하부철근은 인장력(S_t)을 받게 된다. 콘크리트의 압축력은 Hognestad 곡선의 적분을 통해 구하고, 각 철근의 응력은 가정 응력-변형도 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 변형도(ϵ_s)는 콘크리트 압축연단의 변형도(ϵ_{cm})와의 선형적인 관계에서 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\epsilon_s = \epsilon_{cm} \frac{kd - d_s}{kd} \quad (2.1)$$

여기서, kd , d_s 는 중립축과 각 철근의 위치를 나타낸다.

콘크리트와 철근의 응력은 가정된 응력-변형도 곡선에 따라 결정하며 내력의 합은 다음과 같이 계산된다.

$$P_m = C_c + \sum S_s = \alpha \sigma_c' bkd + \sum \sigma_s A_s \quad (2.2)$$

평형조건을 만족할 때의 모멘트는 다음과 같이 계산된다.

$$M = \alpha \sigma_c' bkd \left(\frac{h}{2} - \gamma kd \right) + \sum \sigma_s A_s \left(\frac{h}{2} - d_s \right) \quad (2.3)$$

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

$$\phi = \frac{\epsilon_{cm}}{kd} \quad (2.4)$$

식(2.2)와 식(2.3)에서 α 는 면적계수로 임의의 ϵ_{cm} 에서 콘크리트 응력-변형도 곡선의 적분을 통해 얻을 수 있다.

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \sigma_c d\epsilon_c}{\sigma_c' \epsilon_{cm}} \quad (2.5)$$

γ 는 콘크리트 압축력 작용점의 위치 계수이다.

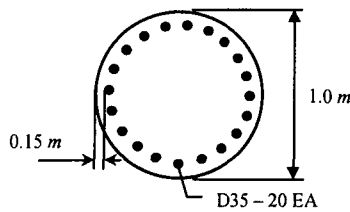
$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c \sigma_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} \sigma_c d\epsilon_c} \quad (2.6)$$

임의의 콘크리트 변형도에서 말뚝의 강성은 식(2.3)과 (2.4)에서 구한 모멘트와 곡률로 계산된다.

$$EI = \frac{M}{\phi} \quad (2.7)$$

3. 수치해석

3.1 수치해석 단면



콘크리트의 설계강도 = 240 kg/cm²

철근의 항복강도 = 3000 kg/cm²

철근의 개수 = 20EA (D35)

[그림 3.1] 말뚝 단면

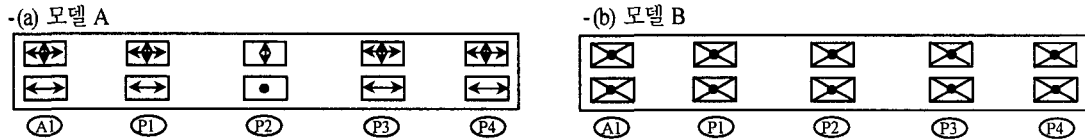
와 같이 차이점은 본 논문에서는 콘크리트 압축변형률을 일정분의 증분만큼 증가시켜 가면서 그에 따른 각각 철근의 위치별 변형률 및 응력을 계산 단면의 평형조건을 만족하는 모멘트 및 곡률을 계산하였고(Rotating deformed plane method), 비교된 값은 단면 보정계수 α, β 의 사용(원형단면의 경우 $\alpha=1.0, \beta=1.0$, 사각 및 중공원형단면, 중공 사각단면의 경우 $\alpha=0.2, \beta=0.4$)과 콘크리트 응력-변형률 곡선을 본 논문에서는 Hognestad 곡선을 사용했으나, 비교자료는 등가응력 사각형을 이용한 것에서 나타난다고 볼 수 있다

본 논문에서는 최종치(Step 8)와 참고자료로부터 계산된 변화된 강성(단면 2 차 모멘트)과 하중에 따른 강성의 손실량을 고려하지 않은 모델, 그리고 교량 기둥부를 고정단으로 가정한 모델을 비교하여 상부 거더와 교각이 주어진 지점부 조건을 따를 경우와 강절점일 경우를 검토하여 각각 상부 및 교각에 미치는 영향을 비교해 보자.

3.3 대상 구조의 모델링

대상 구조모델에 ElCentro 지진(Data 수: 10747 개)의 damping 5%에 대한 응답스펙트럼을 교량축 방향(x 축) 및 교량축 직각 방향(y 축)으로 작용시켜 두 방향으로 해석을 하였다. 여기에 적용된 모델은 다음과 같다.

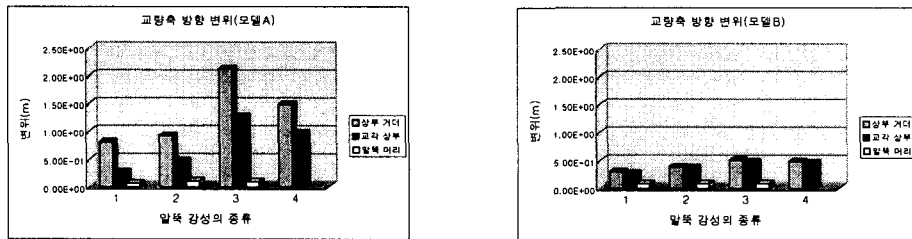
- 모델 A: 그림 6.7(a)의 상부구조의 지점부 구속 조건을 적용한 모델
- 모델 B: 그림 6.7(b)의 거더와 교각이 Rigid($u_x, u_y, u_z, r_x, r_y, r_z$)한 강절점으로 연결된 모델



[그림 3.4] 상부구조 지점부 구속조건

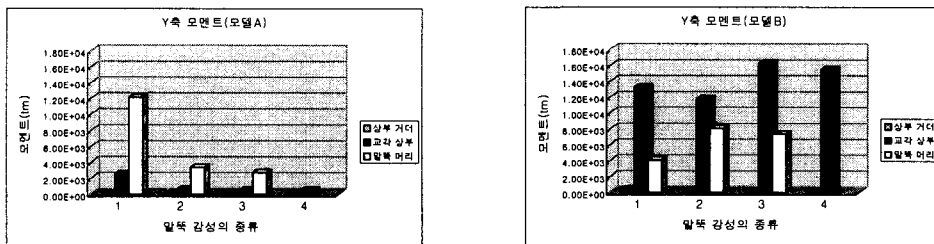
3.4 변위 및 모멘트의 결과 비교

(1) 교량축방향 변위



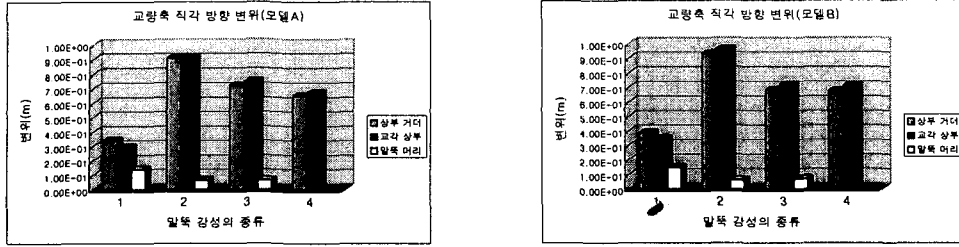
[그림 3.5] 각 부분의 변위 비교(교량축방향)

(2) 교량축방향 모멘트



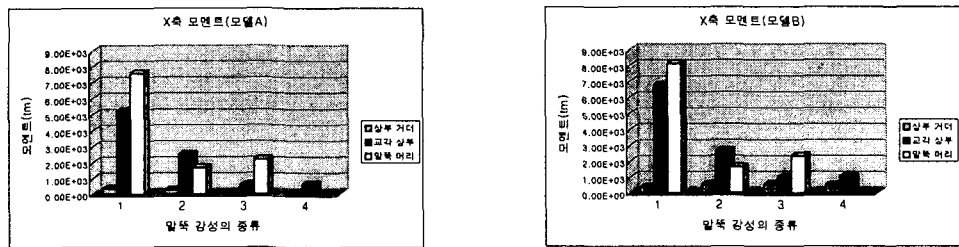
[그림 3.6] 각 부분의 모멘트 비교(교량축방향)

(3) 교량축방향 변위



[그림 3.7] 각 부분의 변위 비교(교량축직각방향)

(4) 교량축방향 모멘트



[그림 3.8] 각 부분의 모멘트 비교(교량축직각방향)

4. 수치해석 결과 비교 검토

El Centro 지진을 이용하여 작성한 응답 스펙트럼에서 Damping 5%에 대하여 교량축 방향(x 축 방향)과 교량축 직각 방향(y 축 방향)의 두 방향으로 해석하였다.

교량축 방향보다 교량축 직각방향의 강성이 약하지만 교량축 방향에 대해서는 모델 A에 대해서는 교좌 장치가 x 축에 대해서 2번 교각만 구속하고 있으므로 교량축 직각방향 보다 변위가 크게 나타난다. 그러나 교좌장치를 강결점화 한 모델 B에 대해서는 강성의 차이에 의해 교량축 방향보다 교량축 직각 방향이 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

상부 교량 강성이 보다 큰 교량축 방향(x 축 방향)에 대해서 하중에 대한 손실을 고려하여 강성이 변화된 경우의 해석이 강성의 변화가 고려되지 않은 모델에 비해 상부거더의 x 축방향 수평 변위는 최대 약 2배 크고, 상부거더의 y 축 모멘트는 약 50% 작게 나타나고 있다.

본 연구의 해석에서 강성이 보다 작은 교량축 직각 방향(y 축 방향)에 대해서 강성이 일정한 경우에 비해서 강성이 변화된 경우의 해석이 최대 약 60% 정도, 모멘트는 약 25% 정도로 작게 나타난다. 교각 하부를 고정단으로 본 모델에 대해서는 강성 변화의 차이에 상관없이 변위는 작고, 모멘트는 보다 큰 양상을 나타낸다.

상부거더의 x 축 방향의 강성이 y 축 방향에 대해 크기 때문에 이에 따른 영향으로 상부 거더는 고정단을 제외한 말뚝 강성을 적용한 모델링에서는 비슷한 값들을 나타내고 있다. 그러나 말뚝 강성 변화의 영향을 직접적으로 받는 교각 및 말뚝은 모델 B에 대해 차이를 나타내고 있다. 반대로 상부거더의 y 축 방향 강성은 작기 때문에 직접적으로 말뚝 강성 변화의 영향을 받기 때문에 변위, 모멘트 모두 교좌 장치의 구속조건의 차이에 상관 없이 같은 양상을 나타내고 있다.

5. 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 휨 강성이 변할 수 있다. 이에 따라 일반적으로 상부구조의 해석으로부터 말뚝의 설계하중을 산출하는 방법에 비해 상부와 말뚝 기초 구조물을 일원화 해서 실제 지반특성을 고려한 지반반력계수를 적용하고 하중 등의 원인으로 인한 변화된 말뚝 강성을 적용한 모델로 지반의 특성 및 말뚝의 영향을 보다 실제와 가깝게 고려하고, 또한 교좌 장치의 구속조건에 따른 차이점을 비교하여 보았다.

본 연구에서는 *Rotating deformed plane method* 를 이용하여 하중에 대한 변화된 말뚝 강성을 계산하여, 대상 교량이 변화된 강성 및 구속 조건에 따라 상부 구조물의 영향을 비교, 검토 하였으며, 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구에서 산정한 말뚝 강성의 결과(그림 3.3)에서 말뚝 강성의 변화가 지상에서 깊이 약 5.1 m ($D=1.0$ m) 지점에서 탄성영역으로 변하는 것은 말뚝 해석에서 말뚝의 변위가 상부 3D ~ 6D 구간에서 대부분 발생⁽²⁾한다는 것과 거의 일치하는 것을 알 수 있다.
2. 본 연구 수치해석 대상구조 모델에서 말뚝 강성의 변화에 대해서 상부 거더의 강성이 큰 x 축 방향에 대해서는 상부 구조의 큰 강성으로 인해 상부 거더에서 지점인 말뚝으로 갈수록 말뚝 강성 변화에 대한 영향이 작게 나타나고 있지만, 상부 거더의 강성이 x 축 보다 작은 y 축 방향에 대해서는 상부 거더에서 지점인 말뚝으로 갈수록 큰 차이를 보이고 있다.
3. 본 연구 수치해석 구조 모델에서 교좌 장치 구속 조건의 차이에 따른 변화는 x 축 방향에 대해서는 구속력이 강한 모델 B(그림 3.4(b), 전체 고정된 교좌장치 모델) 보다 모델 A 가 큰 차이를 나타내지만, y 축 방향에 대해서는 변위나 모멘트 모두 근소한 차이를 나타낸다.
4. 현행의 설계법인 말뚝과 구조물을 이원화한 해석과 말뚝 강성의 변화를 고려하여 설계하지 않고 있는 경우가 대부분으로, 이는 말뚝의 강성과 교좌장치 등의 구속 조건을 고려할 경우 교량의 두 방향(x 축, y 축)에 대해 차이점이 있으므로 특히 상부 구조물의 종방향 및 횡방향 강성 차이가 많은 구조물에 대해서는 구조해석에서 각 요소에 대해 두 방향 해석을 고려할 필요가 있다.

참 고 문 헌

1. “도로교 표준시방서”, 대한토목학회, 1996
2. “콘크리트 표준시방서”, 대한토목학회, 1996
3. 정원석, “철근콘크리트 장주의 휨강성 산정에 관한 연구”, 경희대학교 석사학위논문, 1996
4. 한국 도로공사, “교량의 내진설계에 대한 기초 연구”, 한국도로공사연구소, 1993
5. “도로교 시방서”, 일본도로협회, 1995, pp.116-117, p130-131
6. ACI 318-95 “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”, American Concrete Insutitute, 1995, pp.113-125
7. Branson, Dan E., *Deformation of Concrete Structures*, McGrawHill, 1977, pp.11-26, pp.79-83
8. M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, 1996, pp.155-264, pp.280-301
9. W. F. Chen, T. Atsuta, *Theory of Beam-Columns*, McGrawHill, 1976, pp.129-169
10. “Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges”, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration, 1986, pp.79-199
11. “Seismic Design of Highway Bridge Foudations, Vol.2 Design Procedures and Guidelines”, 1986, pp.52-158