

P- Δ 효과를 고려한 Pile-Bent 구조물의 수평거동 연구

A Study on the Lateral Behavior of Pile-Bent Structures with P- Δ Effect

정 상 섭¹ Jeong, Sang-Seom

곽 동 옥² Kwak, Dong-Ok

안 상 용³ Ahn, Sang-Yong

이 준 규⁴ Lee, Joon-Kyu

Abstract

In this study, the lateral behavior of Pile-Bent structures subjected to lateral loading was evaluated by a load-transfer approach. An analytical method based on the Beam-Column model and nonlinear load transfer curve method was proposed to consider material non-linearity (elastic and yielding) and P- Δ effect. Special attention was given to the lateral deflection of Pile-Bent structures depending on different soil properties, lateral load, slenderness ratio based on pier length and reinforcing effect of casing. From the results of the parametric study, it is shown that the increase of lateral displacement in a pile is much less favorable for an inelastic analysis than for an elastic analysis. It is found that for inelastic analysis, the maximum bending moment is located within a depth approximately 3.5D(D: pile diameter) below ground surface, but within 1.5D when P- Δ effect is considered. It is also found that the magnitude and distribution of the lateral deflections and bending moments on a pile are highly influenced by the inelastic analysis and P- Δ effect, let alone soil properties around an embedded pile.

요 지

본 연구에서는 말뚝-지반의 상호작용을 고려한 Pile-Bent 구조물의 수평하중 해석기법을 제안하였다. 특히, 수평하중이 작용하는 Pile-Bent 구조물의 특성을 고려한 재료의 항복거동과 기하학적 비선형 거동인 P- Δ 효과를 해석기법에 도입하였다. 개발한 해석기법상의 현장타설 말뚝은 보-기둥 모델을 적용하였으며 지반은 비선형 하중전이 함수를 이용하였다. 본 연구결과, 상하부 일체형인 Pile-Bent 구조물의 경우 해석방법(재료의 탄성 또는 비탄성)에 따라 수평변위의 차가 크게 발생하였다. 재료의 항복거동만 고려할 경우 최대 휨 모멘트(M_{max})는 지표 아래의 약 3.5D(D는 말뚝직경) 깊이에서 발생되었으며, 재료의 항복거동과 P- Δ 효과를 모두 고려할 경우 M_{max} 의 지점이 다소 상승하여 지표 아래 약 1.5D 깊이에서 발생하였다. 세장비에 따른 재료의 항복 및 P- Δ 효과는 단주일 경우에는 재료의 항복거동이, 장주일 경우에는 P- Δ 효과에 의한 기하학적 비선형 거동이 수평변위의 주요 영향인자임을 확인하였다.

Keywords : Inelastic analysis, Lateral deflection, P- Δ effect, Pile-Bent structures

1. 서 론

최근 해상과 연약지반에 장대교량의 시공이 빈번해

지고 건설공사에서 엄격한 소음·진동의 규제로 인하여 현장타설 말뚝의 시공이 증가되고 있으며 또한 구조형식에 있어서도 교량의 상부구조와 하부구조를 일체

1 정희원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, 현대산업개발(주) 토목사업본부 사원 (Member, Engineer, Hyundai Development Company)

3 정희원, (주)대우엔지니어링 철도사업부 상무 (Member, Managing Director, Daewoo Engrg. Company)

4 정희원, 연세대학교 대학원 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Yonsei Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 2월 28일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

화 시킨 Pile-Bent 구조가 많이 적용되고 있다. 이러한 이유로 Pile-Bent 구조와 관련된 연구들이 이루어지고 있으나 아직까지 명확한 기준이 정립되어 있지 않은 상태이다.

지난 수십년 동안 Pile-Bent 구조물과 거동특성이 유사한 단독말뚝과 군말뚝의 수평거동에 대해 많은 실험적 연구가 발표되었다. 수평하중을 받는 말뚝거동에 대한 해석방법으로는 Broms법(Broms, 1964a and 1964b), 탄성법(Poulos, 1971a and 1971b)과 p-y해석법(Matlock, 1970; Reese et al, 1975) 등이 있다. 이 방법들 중에서 p-y해석법은 수평하중을 받는 말뚝의 해석에 일반적으로 사용되고 있으며 여러 지반종류에 따라 제안된 p-y 곡선은 표 1과 같다.

상하부 일체화된 Pile-Bent 구조물의 경우 FHWA(1987)에서 교량 말뚝기초를 모델링하는 방법으로 등가 캔틸레버 모델(Equivalent Cantilever Model), 등가 기초스프링 모델(Equivalent Base Spring Model), 등가 지반스프링 모델(Equivalent Soil Spring Model)의 3가지 방법을 제시하고 있으며, CALTRANS Ver 1.2(2001)에서는 지진하중을 받는 교량기초에 대한 기준을 제시하고 있다.

국내에서는 교량에서 대구경 현장타설 말뚝의 사용이 빈번해짐에 따라 전경수(2000)가 이에 대한 실험적 연구를 수행하였고, 함홍규(2002)가 암반에 근입된 대구경 현장타설 말뚝의 지지력에 대한 분석을 하였다. 이풍희 등(2003)은 Pile-Bent 구조물에 대한 설계방안을, 손혁수 등(2005)은 횡구속 철근에 의한 최적 Pile-Bent 구조물의 설계법을 제안하였으며, 정상섭 등(2005)은 Pile-Bent 구조물의 수평거동에 대한 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 Pile-Bent 구조물의 수평방향 거동을 예측할 수 있는 상·하부 일체화 해석기법을 구축하고 재료의 항복거동인 비탄성 거동 및 구조물에 과도한 수평변위로 인한 기하학적 2차원 거동 특성인 P-Δ 효과를 파악하였다.

표 1. 제안된 p-y 곡선

지반종류와 상태	제안식
지하수위 하부 연약 점토층	Matlock (1970)
지하수위 하부 굳은 점토층	Reese, et al. (1975)
지하수위 상부 굳은 점토층	Reese and Welch (1975)
사질토층	Reese, et al. (1974)
c-φ 토체	Evans and Duncan (1982)
연암	Reese (1997)

2. Pile-Bent 구조물

2.1 Pile-Bent 구조물의 기초형식

Pile-Bent 구조물의 기초형식은 그림 1과 같이 교각과 말뚝을 같은 직경으로 일체화하여 지반 내에 소성힌지를 형성시키는 경우(Type 1)와 교각보다 직경이 큰 말뚝을 사용해서 교각하단의 지표면 부근에 소성힌지를 형성시키는 경우(Type 2)로 구분할 수 있다(CALTRANS, 2001).

Type 1 형식의 특징은 교각과 말뚝 간에 구분이 없어 시공이음 이외에는 연결 상의 문제점을 고려할 필요가 없다. 또한 최대 휨 모멘트(M_{max})는 일반적으로 지표 아래 말뚝직경의 1~3배 깊이에서 발생하며, 단면 직경이 동일한 경우, 휨 모멘트의 변화가 비교적 작아 소성힌지가 다소 넓게 발생하여 큰 소성변형이 발생하기 이전에는 콘크리트의 파괴가 발생하지 않는다. 다만 소성힌지가 지반 내에 발생하므로 지진하중이 작용하는 경우에 지반굴착 이전에는 소성힌지의 형성여부를 파악하기 곤란하다.

Type 2 형식의 특징은 지표면 부근의 교각하단에 소성힌지가 생기도록 말뚝의 직경을 증가시킨 것으로서 지진하중 작용시 말뚝이 탄성응답 상태가 되도록 설계하여 교량의 지진응답 변위가 작다. 하지만 이 형식은 휨 모멘트에 대해 동일직경의 다른 형식의 말뚝보다 소성힌지의 형성 길이가 상대적으로 짧아 콘크리트의 압축파괴가 급격히 발생한다. 또한 과대 지진하중 작용에 의한 소성변형이 발생하는 경우 연성이 감소하여 Type 1 형식에 비해 상대적으로 취성거동을 보이며 공사비가 상대적으로 커 경제적 측면에서 불리하다.

2.2 Pile-Bent 구조물의 기초설계

Pile-Bent 구조물의 해석 모델링 방법은 앞서 언급한

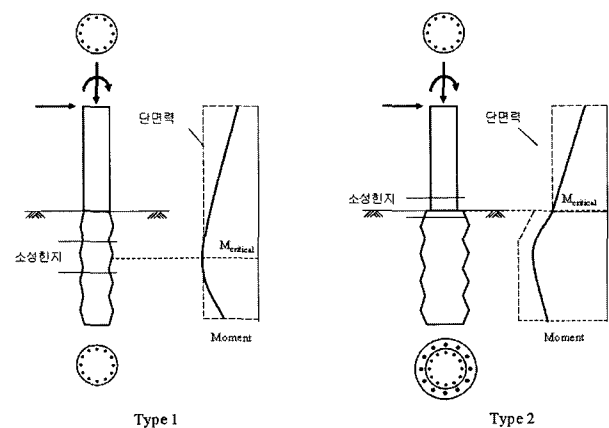


그림 1. Pile-Bent 구조물의 형식

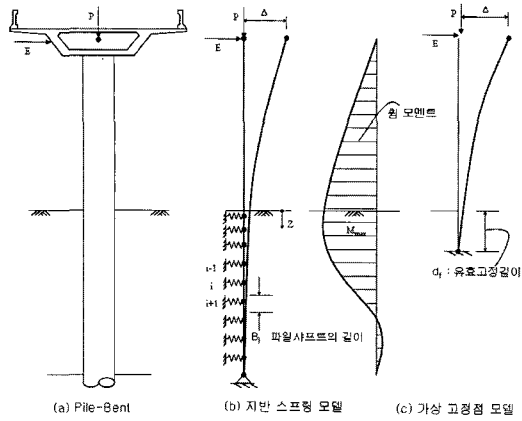


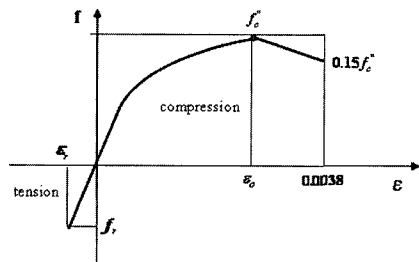
그림 2. Pile-Bent 구조물의 모델

FHWA(1987)의 3가지 방법이 제안되고 있으나 일반적으로 그림 2에 나타낸 것과 같이 지반 스프링 모델, 가상 고정점 모델의 두 가지 방법이 많이 사용된다. Pile-Bent 구조물의 해석은 말뚝과 지반의 비선형성의 고려가 무엇보다 중요하기 때문에 본 연구에서는 수평하중을 받는 말뚝의 해석에서 실제 지반의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 곡선을 적용하였다.

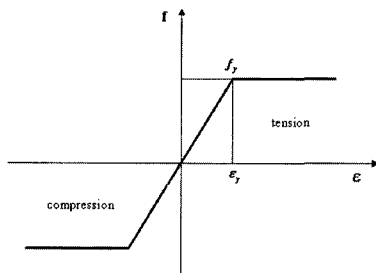
3. Pile-Bent 구조물의 해석기법

3.1 재료의 항복

일반적인 단일 부재의 경우에 하중이 점진적으로 증



(a) 콘크리트



(b) 철근

그림 3. 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계

가함에 따라 부재의 각 단면에 발생하는 축력과 휨 모멘트는 선형적으로 증가하게 되며 작용된 축력과 휨 모멘트가 극한값에 이르렀을 때 단면파괴가 일어난다. 이러한 단면파괴는 콘크리트와 철근이 더 이상 외력에 저항할 수 없는 재료파괴를 의미한다.

콘크리트는 압축응력에 대해 큰 저항능력을 갖는 반면 인장응력에 대해서는 취약하다. 압축축 콘크리트의 응력(f)-변형률(ε) 관계를 정의하는 모델로는 2차 포물선 식으로부터 선형직선 모델에 이르기까지 다양한 모델이 있다. 본 연구에서는 압축축 콘크리트의 응력-변형률 관계를 그림 3(a)과 같이 표현하는 모델을 적용하였으며 이 모델은 콘크리트 구조물의 수치해석에서 널리 사용되고 있다. 인장축 콘크리트의 저항능력을 고려하는 방법에는 콘크리트가 균열 발생 후, 인장력에 저항하지 못한다고 보는 강도개념의 접근방법과 균열 후에도 어느 정도의 인장력에 저항할 수 있다고 보는 에너지개념의 접근방법이 있다. 본 연구에서는 에너지 개념의 인장강화효과(tension stiffening effect)가 고려되는 모델을 사용하였다. 이 모델은 응력-변형률 관계에서 균열 발생 이후의 변형연화(strain softening)영역을 선형으로 단순화하였으며 변형률이 ϵ_r 에 도달할 때까지 인장저항력이 감소하긴 하나 지속적으로 발현된다고 가정한다.

철근은 콘크리트와는 달리 압축축과 인장축에서 응력-변형률 관계가 동일한 현상을 보이며 항복점에 도달

압축축

$$f_c'' = 0.85f_c'$$

$$f_c = f_c'' \left[2 \frac{\epsilon}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (0 \leq \epsilon \leq \epsilon_o)$$

$$f_c = f_c'' - 0.15 f_c'' \left[\frac{\epsilon - \epsilon_o}{0.0038 - \epsilon_o} \right] \quad (\epsilon_o \leq \epsilon \leq 0.0038)$$

인장축

$$f_r = 19.7(f_c')^{0.5}$$

$$\epsilon_o = 1.8f_c''/E_c$$

$$E_c = 151,000(f_c')^{0.5}$$

$$\epsilon_y = f_y/E_s$$

$$E_s = 200,000 \text{ MPa}$$

할 때까지는 선형거동을 보이다 항복이 발생하는 순간에 급격한 변형률의 증가를 보이는 소성상태로 되어 선형 혹은 비선형 거동을 하게 된다. 본 연구에서는 그림 3(b)와 같이 항복점을 기준으로 두 개의 직선으로 표현되는 응력-변형률 관계를 사용하였다.

본 연구에서는 휨 모멘트로 인한 일정한 곡률(κ)를 갖는 보 요소에 Hooke 법칙으로 유도된 $\epsilon_x = f_x/E$, $f_x = Ey/\rho$ 식과 보 이론에서 유도된 $\sigma_x = My/I$ 식을 조합하여 얻은 $M/EI = \kappa$ 식을 통해 Moment-EI의 상관관계를 산정하였다. 여기에 각각 콘크리트, 철근의 응력-변형률 관계곡선을 적용하여 재료의 비선형거동을 반영하였다. 그림 4는 본 연구에서 고려한 재료의 항복거동 해석 순서도이다.

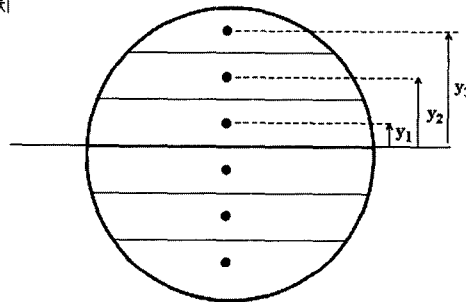
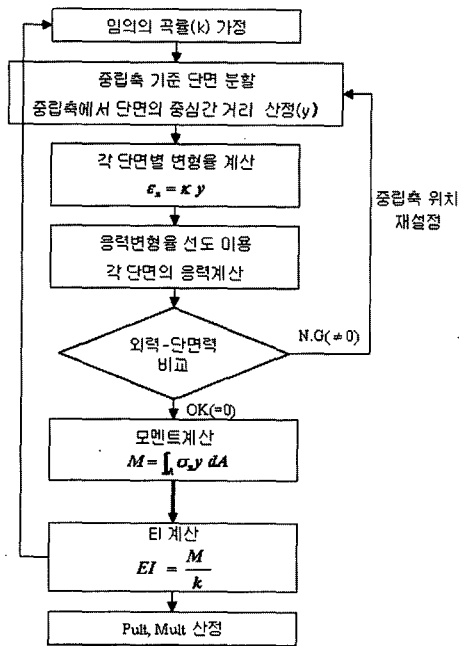


그림 4. 재료의 항복거동 해석 순서도

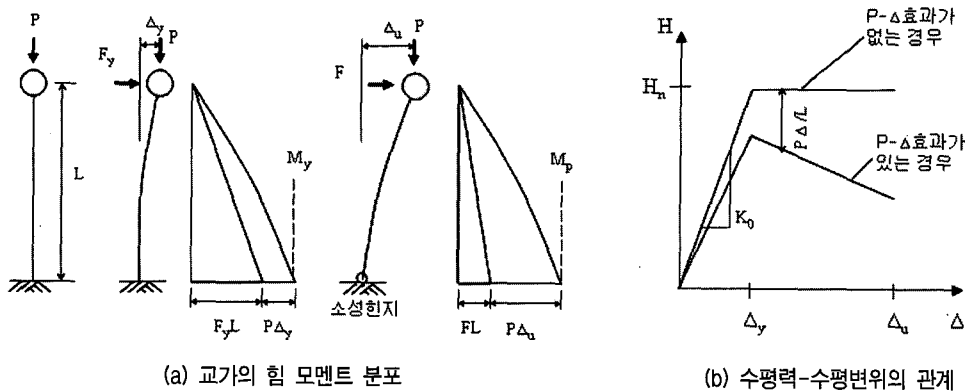


그림 5. P-Δ 효과를 고려한 기둥의 거동특성

3.2 P-Δ 효과

교각에 수평하중이 작용하면 휨 모멘트 이외에 수평변위가 발생하여 수직하중에 의한 휨 모멘트가 추가적으로 발생하는데 이를 P-Δ 효과라 하며 이로 인한 단기 등식 교각의 하단에 발생하는 휨 모멘트는 식 (1)로 표현된다(그림 5(a)). 교각 하단의 휨 내력이 M_n 이면 이 휨 내력에 저항할 수 있는 수평력은 식 (2)와 같이 수평변위가 증가함에 따라 감소한다. P-Δ 효과는 수평력 감소와 더불어 그림 5(b)와 같이 초기의 유효강성이 감소되어 항복 후의 강성이 부(負)가 되게 하는 등의 수평력-수평변위 관계에도 영향을 미친다(CALTRANS, 2001).

대부분의 설계기준은 장주에 대하여 모멘트 확대계수법 등을 적용하여 단기 극한하중에 의한 P-Δ 효과를

고려하도록 제안하고 있다. 그러나 이 설계기준은 수식이 간단한 장점이 있지만 철근비와 편심 등과 같이 극한 하중에 영향을 주는 요소들을 효과적으로 반영하지 못하고 과소 또는 과대평가하는 경향이 있어 구조물 설계 시 비효율적인 설계의 가능성을 내재하고 있다.

이에 본 연구에서는 P-Δ 효과를 실제 거동과 유사한 형태의 기하학적인 비선형 거동을 수행할 수 있는 기하강성행렬을 이용하여 P-Δ 효과를 반영하였다. 일반적인 유한요소법을 이용한 보-기둥의 수치해석 시에는 그림 6의 보-기둥 요소의 자유도의 부재력과 변위관계로부터 6×6 강성행렬을 구한다. 여기서, K_E 는 탄성강성행렬이고, K_G 는 P-Δ 효과를 나타내는 기하강성행렬이다.

$$M = FL + P\Delta \quad (1)$$

$$F = \frac{M_n - P\Delta}{L} \quad (2)$$

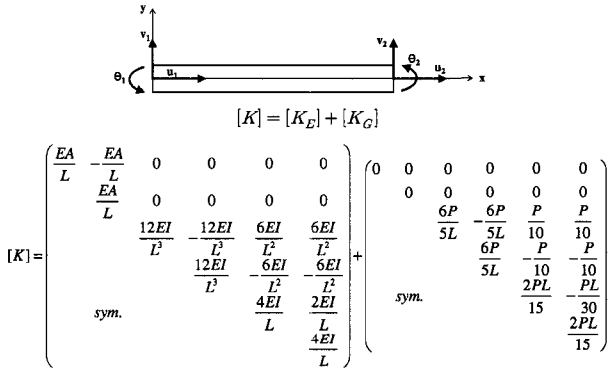


그림 6. 보-기둥요소의 자유도와 6×6 강성행렬

그림 6의 강성행렬을 분리하여 축력, 전단력, 휨 모멘트로 나누면 다음과 같은 연립방정식을 얻게 된다.

$$V_2 = V_{E2} + V_{G2} = \left[-\frac{12EI}{L^3}(v_1 - v_2) - \frac{6EI}{L^2}(\theta_1 + \theta_2)\right] + \left[-\frac{6P}{5L}(v_1 - v_2) - \frac{P}{10}(\theta_1 + \theta_2)\right] \quad (3)$$

$$M_1 = M_{E1} + M_{G1} = \left[\frac{6EI}{L^2}(v_1 - v_2) + \frac{2EI}{L}(2\theta_1 + \theta_2)\right] + \left[\frac{P}{10}(v_1 - v_2) + \frac{PL}{30}(4\theta_1 - \theta_2)\right] \quad (4)$$

$$M_2 = M_{E2} + M_{G2} = \left[\frac{6EI}{L^2}(v_1 - v_2) + \frac{2EI}{L}(\theta_1 + 2\theta_2)\right] + \left[\frac{P}{10}(v_1 - v_2) - \frac{PL}{30}(\theta_1 - 4\theta_2)\right] \quad (5)$$

모멘트 평형방정식을 세워 식 (3), (4), (5)를 대입하면 식 (6)을 유도할 수 있다.

$$M_1 + M_2 + V_2L + P(v_2 - v_1) = 0 \quad (6)$$

이와 같이 유한요소해석으로 산정한 기하강성행렬은 보-기둥 이론에서 수직하중이 수평거동에 미치는 영향인 P-Δ 효과와 같은 의미를 가진다.

3.3 해석 알고리즘

개발한 해석 프로그램은 크게 수직하중을 받는 말뚝의 해석부분과 수평하중을 받는 말뚝의 해석부분으로 나눌

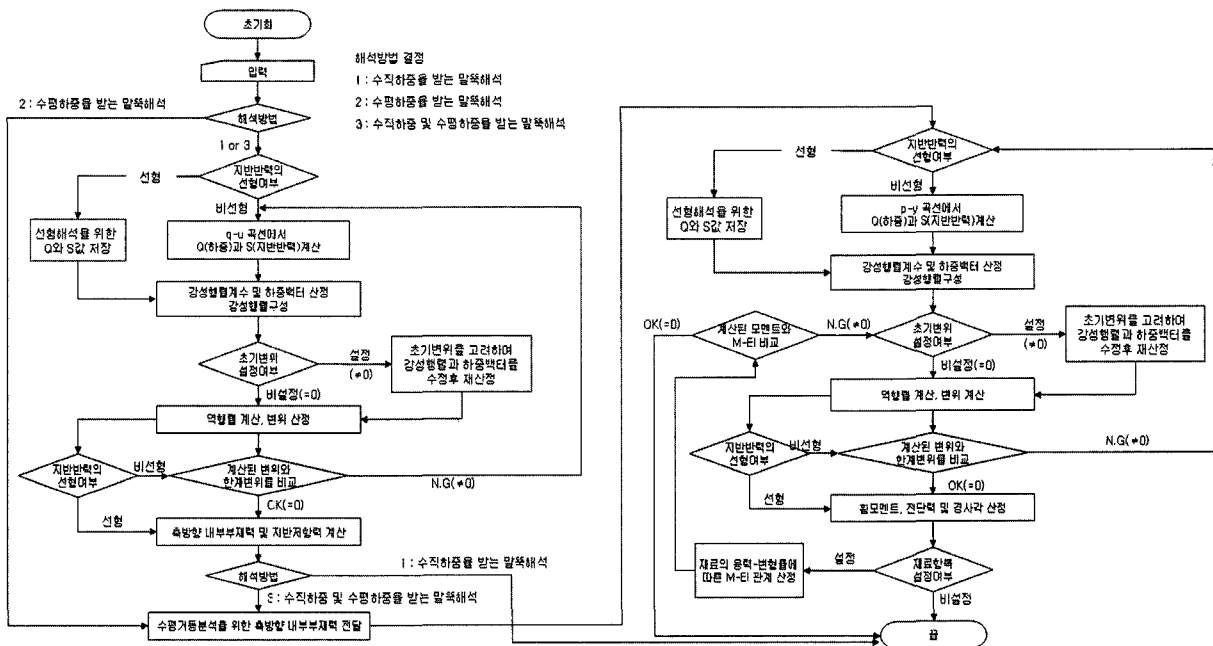


그림 7. 해석 프로그램의 알고리즘

수 있다. 수직하중을 받는 말뚝의 해석을 통해 처짐과 말뚝의 내부 부재력을 얻을 수 있으며, 계산된 내부 부재력은 수평하중을 받는 말뚝의 해석결과에 영향을 미치게 된다. 지반의 하중전이곡선은 선형 및 비선형을 모두 고려할 수 있다. 재료의 비선형을 고려하는 경우 재료의 탄성계수를 먼저 산정한 후에 계산된 말뚝의 해석에 그림 7과 같이 말뚝의 변위가 수렴할 때까지 반복계산을 수행한다.

4. 해석기법의 검증

4.1 Physical model

본 연구에서는 Pile-Bent 구조물을 대상으로 상용해석 프로그램인 ‘TZ-PILE version 1.0(1997)’과 ‘L-PILE version 4.0(2000)’을 통한 해석결과와 개발한 해석기법의 결과를 비교하여 연구의 타당성을 검증하였다. 검증에 사용한 지반조건 및 말뚝의 형상은 그림 8이며 이에 사용된 물성값은 표 2와 같다.

4.2 해석기법의 수직거동 검증

개발한 해석기법의 수직거동 검증을 위해 말뚝의 수

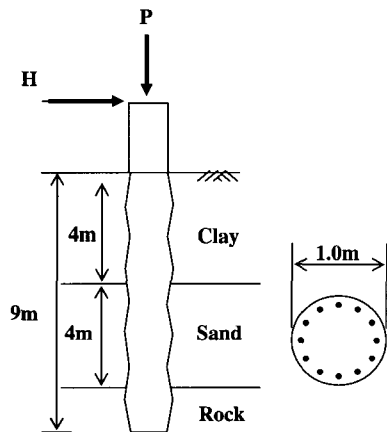


그림 8. 검증에 사용된 지반조건 및 말뚝형상

직방향 해석프로그램인 ‘TZ-PILE’과 비교하였으며 그 결과는 그림 9와 같다. 본 연구의 해석기법에서 주면에 입력된 t-z 곡선은 점성토와 사질토의 경우 Vijayvergiya가 제안한 함수식을, 암반의 경우 O'Neill & Hassan이 제안한 함수식을 사용하였으며, 선단에 입력된 q-z 곡선은 Bi-linear 곡선을 사용하였다. 수직하중은 각각 200, 1000, 2000, 4000, 8000, 10000kN 순으로 증가시켰으며 그 해석결과를 비교해 보면 두 프로그램의 결과가 비교적 잘 일치함을 알 수 있다.

4.3 해석기법의 수평거동 검증

개발한 해석기법의 수평거동 검증을 위해 말뚝의 수평방향 해석프로그램인 ‘L-PILE’과 비교하였으며 그 결과는 그림 10, 11과 같다. 본 연구의 해석기법에서 사용한 p-y 곡선은 점성토에는 Matlock이 제안한 함수식을, 사질토에는 Reese가 제안한 함수식을, 암반에는 Reese가 제안한 함수식을 사용하였다. 수평하중은 각각 300, 600, 900kN 순으로 증가시켰으며 수평하중에 따라 말뚝재료의 탄성해석

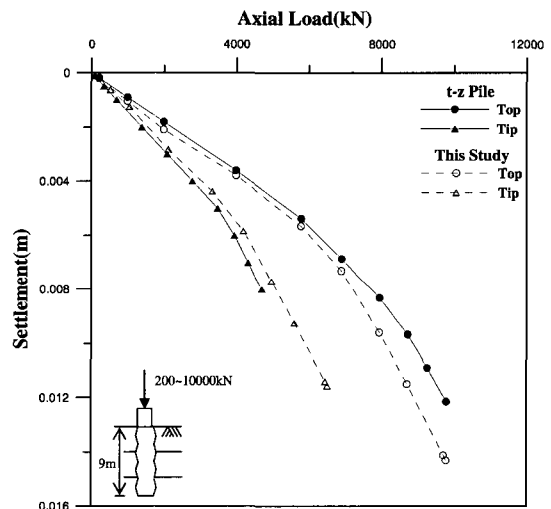


그림 9. 수직하중에 따른 침하량

표 2. 검증에 사용된 물성값

구 분	지반 조건			Pile-Bent 구조물	
	점토	사질토	기반암	concrete	steel
건조 단위중량, γ_d (kN/m ³)	17.6	18.1	22.5	25	-
탄성계수, E (kPa)	-	16,000	-	2.3×10^7	2×10^8
점착력, c (kPa)	40	-	-	-	-
내부마찰각, ϕ (°)	-	35	-	-	-
ϵ_{50} [†]	0.005	-	-	-	-
일축압축강도, q_u (kPa)	-	-	25,000	27,600	414,000
Rebar 면적, A_R (mm ²)	-	-	-	-	24×0.00077
피복두께, t (mm)	-	-	-	75	-

†: 응력-변형을 곡선에서 최대응력의 1/2에 해당하는 변형을

결과와 L-pile의 해석결과가 거의 일치하였다.

5. Pile-Bent 구조물의 수평거동분석

5.1 Physical model

본 연구에서는 그림 12와 같은 Pile-Bent 구조물을 대

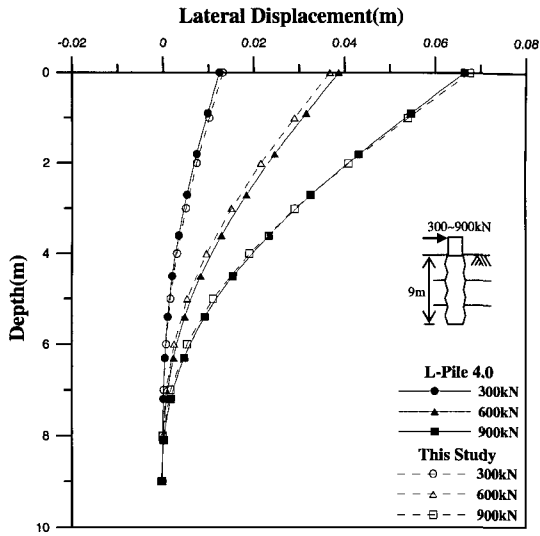


그림 10. 깊이에 따른 수평변위

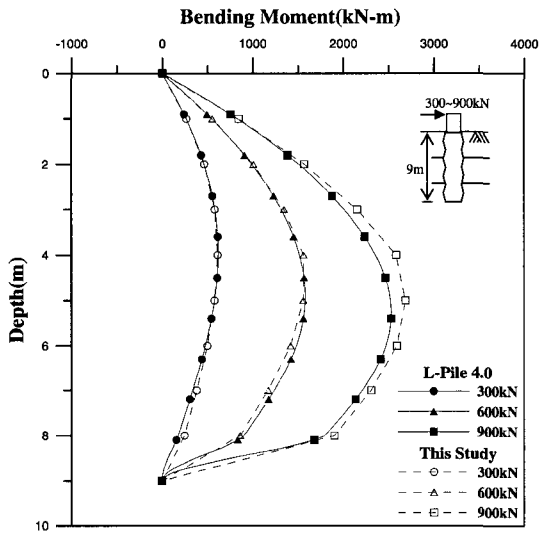


그림 11. 깊이에 따른 휨 모멘트

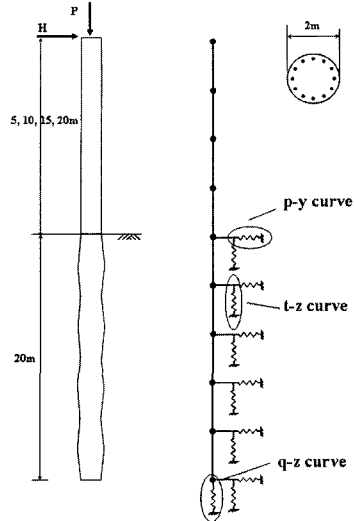


그림 12. 해석에 사용된 Pile-Bent 구조물의 형상

표 3. 해석에 사용된 Pile-Bent 구조물의 물성값

구 분	Pile-Bent 구조물	
	Concrete	Rebar
탄성계수, E (kPa)	2.3×10^7	2×10^8
항복강도, f_y (kPa)	27,600	414,000
Rebar 면적, A_R (mm ²)	-	철근비 1%
피복두께, t (mm)	75	-

표 4. 해석에 사용된 지반의 물성값

Soil Type	Load Transfer Curve	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	k^{\dagger} (kN/m ³)	ϵ_{50}	q_u^{\ddagger} (kPa)	
Clay	Soft	Matlock	17.6	40	-	27,000	0.01	-
	Stiff	Reese	18.6	120	-	150,000	0.005	-
Sand	Loose	Reese	18.1	-	32	10,000	-	-
	Dense	Reese	19.1	-	40	34,000	-	-
Weathered rock	Bi-linear	20.9	-	-	373,026	-	6,000	
Hard rock	Bi-linear	22.6	-	-	2,108,410	-	25,000	

Soil Condition	1	2	3	4	5	6
		20m Soft Clay	20m Stiff Clay	20m Loose Sand	20m Dense Sand	1D~5D Soft Clay 10m Dense Sand

[†]: 지반반력계수(Soil-Modulus Parameter)

[‡]: 일축압축강도

상으로 지반조건, 세장비조건, 수평하중 조건에 대한 변수연구(parametric study)를 수행하여 재료의 항복거동과 P- Δ 효과가 Pile-Bent 구조물의 비선형 수평거동에 미치는 영향을 분석하였다. 이에 사용된 Pile-Bent 구조물의 물성값은 표 3, 4와 같다.

5.2 Pile-Bent 구조물의 항복강성

Pile-Bent 구조물의 해석시 재료의 항복거동은 Moment-EI 상관도를 통해 추정한다. 수직하중에 따른 Moment-EI 상관도는 그림 13과 같고 수직하중이 증가할수록 EI가 점점 증가하여 일직선을 이루게 된다. 그림 14 및 그림 15는 수직하중이 0 일 때의 Moment-Curvature, Moment-Bending Strain 관계를 나타낸다. Moment-Curvature 곡선은 초기에 선형적으로 증가하다가 점차 하나의 값으로 수렴하는 bi-linear의 형태를 보인다. 여기서, Moment-Curvature의 두 접선이 일치하는 점을 항복점으로 가정하며 일반

적으로 곡률이 약 0.002~0.003 사이일 때 재료가 항복되었다고 본다. 극한하중은 Moment-Bending Strain 관계에서는 변형률이 0.003 일 때의 하중으로 본다. 그림 16은 그림 14의 각 수직하중에 대한 극한 휨 모멘트(M_{ult})값을 나타낸 것으로 일반 기둥의 P-M 상관도와 유사하다.

5.3 지반조건에 따른 Pile-Bent 구조물의 수평거동

Pile-Bent 구조물의 지반강성에 따른 수평거동의 차이를 파악하기 위하여 서로 다른 지반조건을 대상으로 해석을 수행하였다. 하중조건으로 수평하중 900kN, 수직하중 1000kN을 적용하였고 지반조건은 표 4의 지반성층 1~4와 같이 점성토(연약, 견고)와 사질토(느슨, 조밀)로 나누어 해석하였으며 그 결과는 그림 17 및 그림 18과 같다. 수평변위의 경우, 지반의 강성이 작을수록 상대적으로 큰 수평변위가 발생하며 점성토에서 그

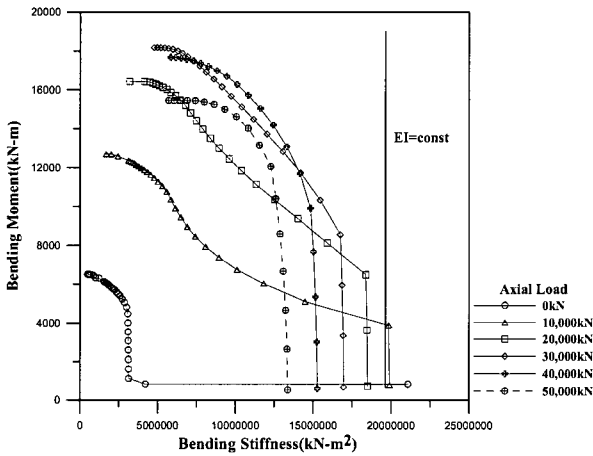


그림 13. Moment-EI 상관도

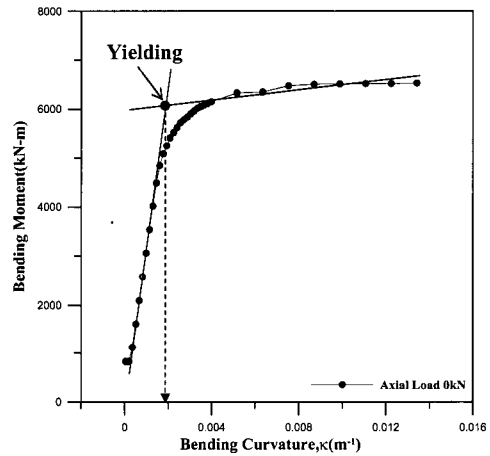


그림 14. Moment-Curvature 상관도

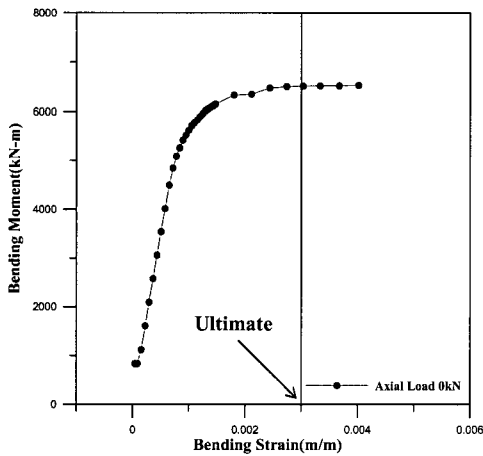


그림 15. Moment-Bending Strain 상관도

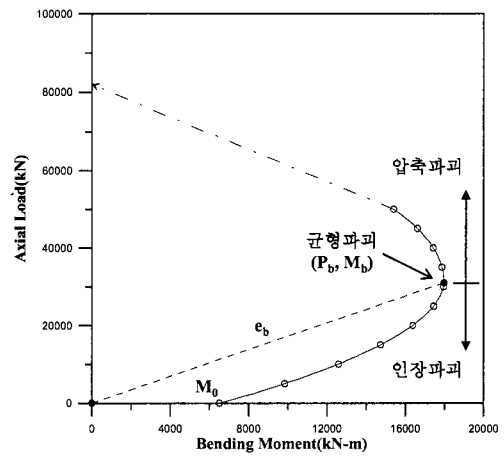


그림 16. P-M 상관도

차이가 더 컸으며 P-Δ 효과도 더욱 뚜렷이 나타났다. 휨 모멘트의 경우, 지반이 단단할수록 최대 휨 모멘트 (M_{max})의 위치가 지표의 부근에 위치하며 대부분 지표 아래 3D(D는 말뚝의 직경) 깊이 내에 위치했다. M_{max} 는 지표 부근 D~3D 깊이 사이에 발생하며 지반강성이 클수록 지표 아래 D 깊이 부근에서, 지반강성이 작을수록

지표 아래 3D 깊이 부근에서 발생하였다. 전단력의 경우, 지반이 단단할수록 최대 전단력(F_{max})가 지표 부근에서 발생하였고 점성토의 경우에는 그 차이가 더욱 컸다.

Pile-Bent 구조물의 거동은 지반의 특성에 따라 영향이 크므로 이를 파악하기 위하여 표 4의 지반성층 5와 같이 조밀한 사질토 지반 위에 2m, 6m, 10m 두께의 연

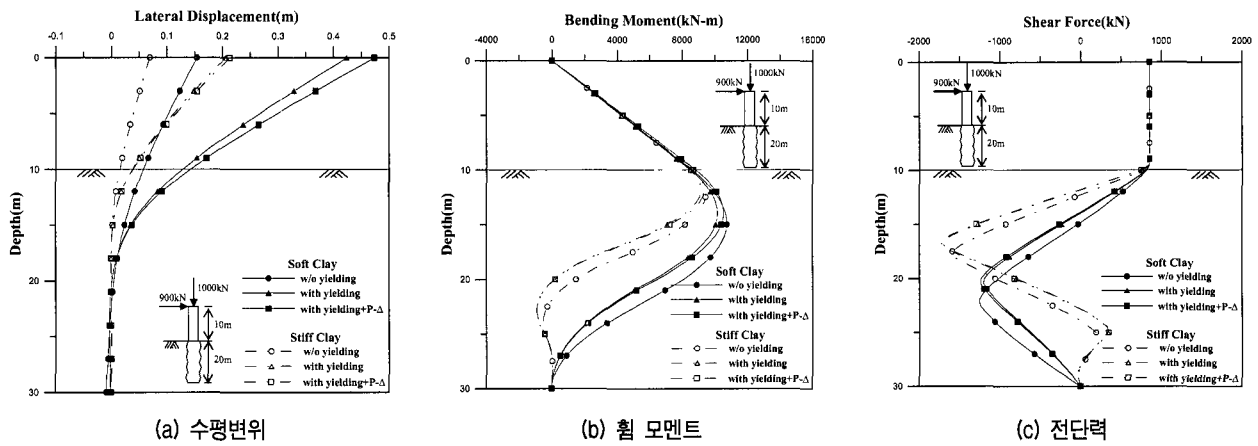


그림 17. 강성이 다른 점성토 지반의 깊이별 수평변위, 휨 모멘트, 전단력

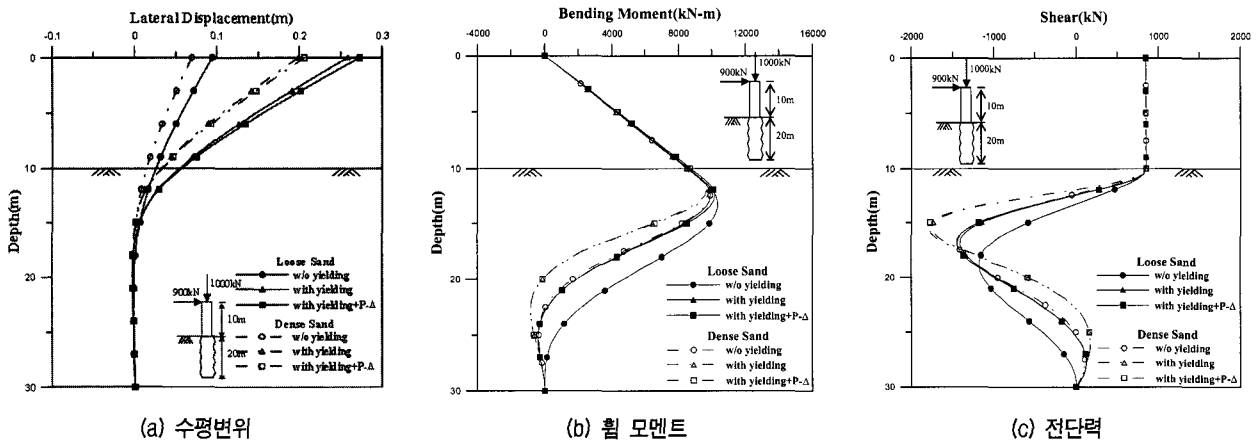


그림 18. 강성이 다른 사질토 지반의 깊이별 수평변위, 휨 모멘트, 전단력

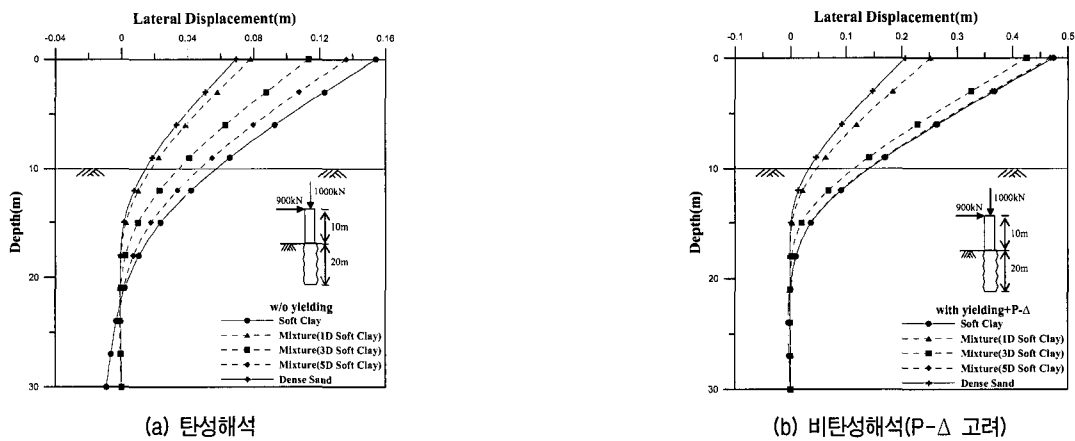


그림 19. 연약지반의 두께 변화에 따른 깊이별 수평변위

약한 점성토 지반을 증가시키며 해석을 수행하였다. 지반성층에 따라 각각 재료의 탄성해석과 P-Δ 효과를 고려한 비탄성해석으로 분리하여 해석하였고 결과는 그림 19와 같다. 탄성해석시의 수평변위는 연약 점성토 지반의 두께가 증가할수록 비례적으로 증가하며, 비탄성 해석시의 수평변위는 지표 아래 D 깊이에 연약지반이 위치할 때까지는 점진적으로 증가하고 3D 깊이에 가까워질수록 급격히 증가하였다. 또한 점성토의 깊이가 약 5D인 경우에는 전체지반이 연약한 점성토 지반인 경우와 유사한 경향을 나타내었다.

휨 모멘트의 경우, 그림 20과 같이 탄성해석과 비탄성해석 모두 지표 아래 연약 점성토 지반의 깊이가 증가할수록 M_{max} 의 위치가 깊어지며 M_{max} 는 보통 지표 아래 D~3D 사이에 발생함을 알 수 있다.

5.4 세장비에 따른 Pile-Bent 구조물의 수평거동

세장비에 따른 Pile-Bent 구조물의 수평거동을 파악하기 위하여 구조물 기초설계기준(한국지반공학회, 2003)에서 제시한 장·단주 기준에 의거 교각의 높이를 각각 5m, 15m, 25m로 선정하였으며, 해석에서 수직하중을 1000kN으로 고정하고 수평하중은 1200kN, 600kN, 380kN 하여 수행하였다. 해석에 사용한 지반 물성값은 표 4의 지반성층 6을 선택하였다.

세장비에 따른 재료의 항복 및 P-Δ 효과는 단주일 경우 재료의 항복거동이, 장주일 경우 P-Δ 효과에 의한 기하학적 비선형 거동이 수평변위에 큰 영향을 미침을 확인할 수 있다(그림 21). 휨 모멘트는 재료의 항복거동을 넘어서 P-Δ 효과를 나타낼 때 최대 휨 모멘트(M_{max})가 지표면으로 상승하였다(그림 22).

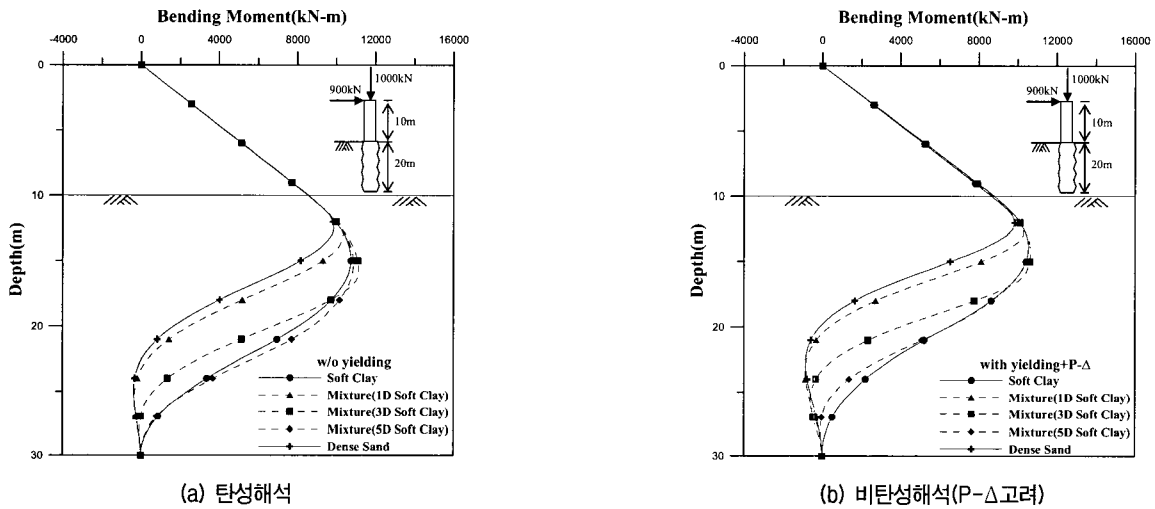


그림 20. 연약지반의 두께 변화에 따른 깊이별 휨 모멘트

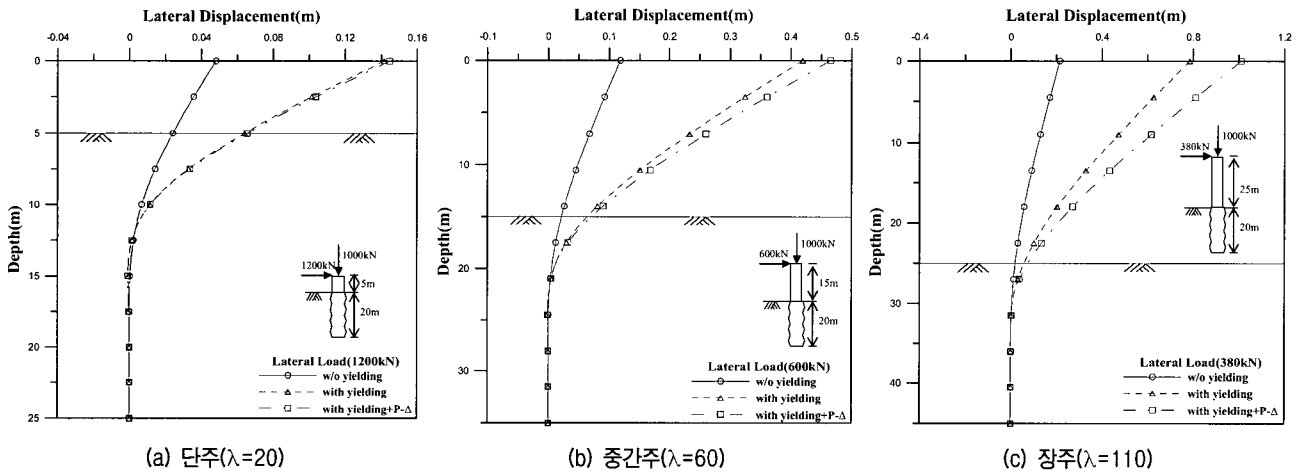


그림 21. 세장비에 따른 깊이별 수평변위

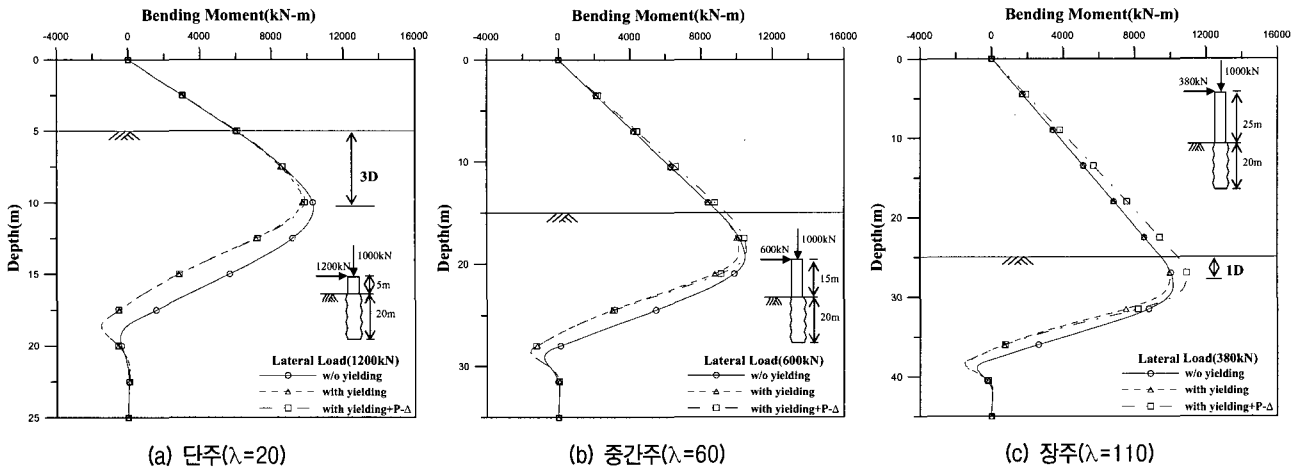


그림 22. 세장비에 따른 깊이별 휨 모멘트

표 5. 수평거동분석에 사용된 세장비에 따른 수평하중

구분	단주	중간주	장주
수평하중	300, 600, 900, 1200, 1390kN	150, 300, 450, 600, 630kN	75, 150, 225, 300, 380kN

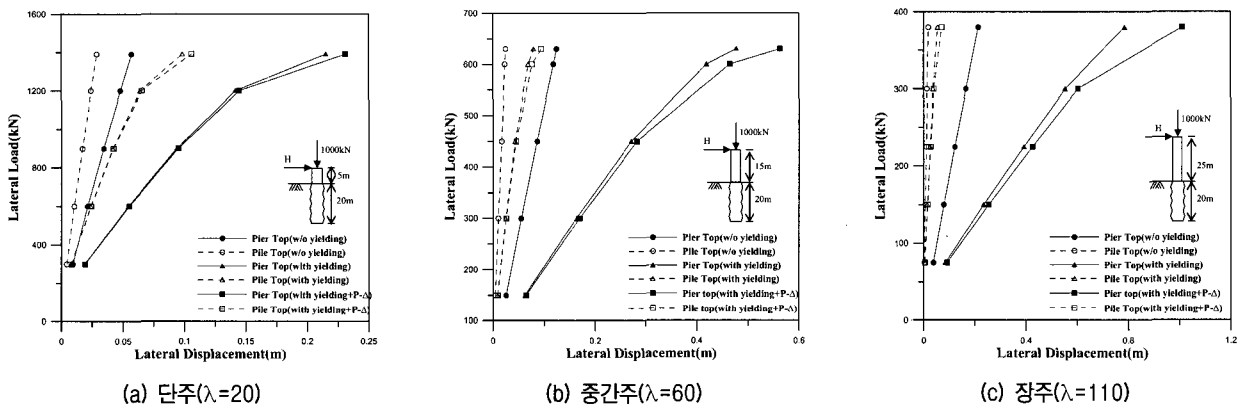


그림 23. 수평하중에 따른 세장비별 깊이-수평변위 곡선

5.5 수평하중에 따른 Pile-Bent 구조물의 수평거동

수평하중에 따른 Pile-Bent 구조물의 수평거동을 파악하기 위해 수직하중을 1000kN으로 고정하고 각 세장비별 수평하중을 표 5와 같이 증가시키면서 해석을 수행하였다. 해석에 사용한 지반 물성값은 표 4의 지반성층 6을 선택하였다.

그림 23은 수평하중에 따른 세장비별 깊이-수평변위 곡선을 나타낸다. 단주의 경우에 지표면과 교각 상부의 수평변위가 수평하중의 증가에 따라 일정하게 선형적으로 증가하다 1200kN을 지나면서 급격하게 증가하는데 이는 1200kN이상의 수평하중에서 재료가 항복을 넘어 극한으로 가는 소성거동을 보이기 때문이라 생각된다. 단주의 경우에 수평하중의 증가에 따른 재료의 항복 거동과 P-Δ 효과의 차이가 거의 없으며, 수평변위는 재

료의 항복이 지배적인 인자로 작용하고 있음을 알 수 있다. 중간주의 경우에 단주와 유사한 수평변위의 변화 양상을 띠며, 600kN 이상의 수평하중에서 재료의 항복 거동만 고려한 경우와 P-Δ 효과까지 고려한 경우의 수평거동 차이가 두드러지게 나타났다. 장주의 경우에 150kN 이상의 수평하중에서 P-Δ 효과 여부의 차이가 크게 나타났다. 따라서 세장비가 클수록 P-Δ 효과가 작은 수평하중에서 발현됨을 알 수 있다.

동일한 수평하중(300kN)을 받는 Pile-Bent의 세장비에 따른 수평변위를 그림 24에 도시하였다. 수평변위는 세장비가 클수록 큰 수평변위를 나타내며, 동일하중 작용시 세장비의 변화에 따른 수평변위의 주요 지배인자가 재료의 항복거동 특성에서 점차 P-Δ 효과에 따른 기하학적인 비선형 거동특성으로 바뀔 수 있다.

참고 문헌

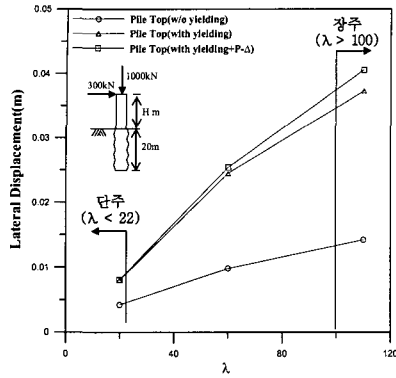


그림 24. 세장비에 따른 수평변위

6. 결론

본 연구에서는 재료의 항복 거동 및 기하학적 비선형 거동인 P-Δ 효과를 고려한 Pile-Bent 구조물의 수평거동 해석기법을 제안하였다. 제안한 해석기법의 검증에 위해 기존 말뚝해석 프로그램의 결과와 비교하여 타당성 및 적용성을 확인하였다. Pile-Bent의 구조적 특성을 파악하기 위하여 지반조건, 상부 교각길이에 따른 세장비조건, 수평 하중조건에 따른 변수연구(parametric study)를 수행하였다. 변수연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- (1) Pile-Bent 구조물은 수평하중이 증가함에 따라 재료의 휨 거동으로 인해 수평변위가 비교적 크게 발생하며 재료가 항복거동한 후에는 구조물의 기하학적 변형으로 인한 P-Δ 효과로, 추가적인 수평변위가 발생한다. 동일하중의 조건에서 재료의 항복거동만을 고려하면 최대 휨 모멘트(M_{max})는 지표 아래 2.5D~3.5D(D는 말뚝의 직경) 깊이에서 발생되었으며, P-Δ 효과까지 고려하면 M_{max} 는 지표 아래 약 0.5D~1.5D 깊이에서 발생함을 알 수 있었다. 즉 P-Δ 효과로 인해 M_{max} 의 위치가 상승함을 확인하였다.
- (2) 탄성해석시의 수평변위는 연약 점성토 지반의 두께가 증가할수록 선형적으로 증가하며 비탄성해석시의 수평변위는 지표 아래 D 깊이에 연약지반이 위치할 때까지는 점진적으로 증가하며 3D 깊이에 가까워질수록 확연히 커짐을 알 수 있었다.
- (3) 세장비에 따른 재료의 항복 및 P-Δ 효과는 단주일 경우 재료의 항복거동이, 장주의 경우에는 P-Δ 효과에 의한 기하학적 비선형 거동이 수평변위에 큰 영향을 미쳤다. 또한 수평변위는 세장비가 클수록 큰 수평변위를 보였다.

1. 손혁수, 서석구, 송종영, 이완수 (2005), “횡방향철근의 구속효과를 고려한 현장타설 콘크리트 말뚝 설계”, *대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집*.
2. 이풍희, 김종훈, 전경수 (2003), “단일 현장타설 말뚝 기초의 설계방안 수립”, *한국지반공학회, '2003 가을 학술발표회 논문집*.
3. 전경수, (2000), “*풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석*”, 서울대학교 박사학위 논문.
4. 정상섭, 곽동욱, 안상용 (2005), “Pile-Bent 구조물의 수평거동 분석”, *대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집*.
5. 한국지반공학회 (2003), *구조물기초설계기준*, pp.151-254.
6. 함홍규 (2002), *Soil nail로 보강된 현장타설 말뚝의 하중전이 분석*, 석사학위 논문, 연세대학교.
7. Broms, B. (1964a), “Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.90, No.4, pp.27-63.
8. Broms, B. (1964b), “Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.90, No.4, pp.123-156.
9. California Department of Transportation Division of Engineering Services (2001), *CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA (VERSION 1.2)*.
10. Evans, L. T. and Duncan, J. M. (1982), “Simplified Analysis of Laterally Loaded Piles”, *Report No. UCB/GT/82-04*, Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
11. FHWA (1987), *Drilled Shaft*, National Highway Institute.
12. Matlock, H. (1970), “Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay”, *the Second Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, April 22-24, OTC 1204, pp.577-607.
13. Poulos, H.G. (1971a), “Behavior of Laterally Loaded Piles : Part 1 - Single Piles”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol.97, No.5, pp.771-731.
14. Poulos, H.G. (1971b), “Behavior of Laterally Loaded Piles : Part 2 - Group piles”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol.97, No.5, pp.733-751.
15. Reese, L. C. (1997), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.121, No.7, pp.113-127.
16. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, *Proceeding, Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol.2, No.2080, pp.473-484.
17. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1975), “Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in the Stiff Clay”, *Proceeding, Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, No.2312, pp.671-690.
18. Reese, L. C. and Wang, S. T. (2000), *LPILE version 4.0, Analysis of Piles and Drilled Shafts under Lateral Loads*, Ensoft Inc., Austin.
19. Reese, L. C. and Wang, S. T. (1997), *TZPILE version 1.0, Analysis of Load versus Settlement for an Axially Loaded Deep Foundation*, Ensoft Inc., Austin.
20. Reese, L. C. and Welch, R. C. (1975), “Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.101, No.7, pp.633-649.

(접수일자 2006. 3. 13, 심사완료일 2006. 6. 29)