

수직증축 공동주택 하부 기존말뚝의 열화를 고려한 축강성 제안

Proposed Deterioration-induced Axial Stiffness of Existing Piles in Vertical Extension Structures

정 상 섬¹ Jeong, Sang-Seom
김 도 현² Kim, Do-Hyun
조 현 철³ Cho, Hyun-Chul

Abstract

In this study, the axial stiffness of existing piles (K_{ve}) of vertical extension remodeled building was quantified through theoretical and experimental approaches. Theoretically induced upper and lower boundary of the pile axial stiffness was estimated by using the formula proposed by Randolph and Wroth (1978), which can estimate the axial stiffness of rigid and flexible pile subjected under soil confinement. In addition, 38 cases of field measurement data on deteriorated piles with various diameters constructed in the period between 1995 - 1997 were taken in to account by overlapping the field data with the theoretical boundary of the axial stiffness. Through this the maximum axial stiffness of existing pile due to deterioration and long service time was presented for various slenderness ratio (L/D), which can be used in estimating the necessary axial stiffness of reinforcing piles(K_{vr}) for the vertical extension remodeling. The lower 95% value of the estimated axial stiffness of existing pile will be induced through statistical processing.

요 지

본 연구에서는 수직증축 구조물의 기존말뚝의 축강성(K_{ve})을 이론적인 접근과 현장 계측 결과를 바탕으로 추정하였다. 이론적인 접근에는 Randolph와 Wroth(1978)가 제안한 축강성 공식을 적용하여, 지중에 설치된 강성 및 연성말뚝의 세장비(L/D)에 따른 축강성의 범위를 도출하였다. 여기에, 1995 - 1997년 사이에 설치된 38본 말뚝의 계측된 시공 당시 축강성을 이론적으로 도출한 축강성 범위에 중첩해서 고려하였다. 이를 통하여, 노후화와 열화에 의하여 감소한 기존말뚝의 축강성의 최대값을 세장비에 따라 제안하였고, 도출된 값을 통계적인 기법을 통하여 상위 95% 값을 제안하여 신설 보강말뚝 설계 시 필요한 최소 축강성(K_{vr})을 산정하는 데에 활용할 수 있도록 하였다.

Keywords : Axial stiffness, Field measurements, Pile deterioration, Piled-raft foundation, Reinforcing pile, Vertical extension remodeling

1 정희원, 연세대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environment Engrg., Yonsei Univ.)

2 정희원, 매사추세츠 공과대학 토목환경공학과 박사 후 연구원 (Member, Post-doctoral Researcher, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Massachusetts Institute of Technology, Tel: +1-617-510-5995, Fax: +82-2-2123-8378, geokim@mit.edu, Corresponding author, 교신저자)

3 정희원, 현대엔지니어링 사원 (Member, Hyundai Engineering and Construction)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2020년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

국내 주택과 구조물의 노후화가 진행되고, 특히 도심지의 인구 밀도가 증가함에 따라 주거 및 활동 공간 부족에 대응하고자 국토교통부에서는 2013년 최대 3개 층까지 공동주택을 수직증축 리모델링을 허용하는 방침을 발표하였다(MOLIT, 2013). 이를 통하여 노후화된 주택의 가치를 상승시키고 동시에 상권의 활성화까지 유도하여 사회 전반의 경제성과 안정성 확보를 도모하고자 하였다.

준공연수가 많이 경과된 공동주택의 경우, 지상으로 노출된 상부구조물과 달리 지반에 매립되어 있는 말뚝 기초 구조물은 말뚝의 제원, 구조도면, 재하시험 및 기타 성능시험 등의 자료가 대부분 손망실된 경우가 많아 시공 당시는 물론 현재 시점의 정량적인 성능을 파악하기가 불가능에 가깝다. 이 뿐 만 아니라, 말뚝의 장시간 사용으로 인하여 발생하는 열화(deterioration) 역시 고려해야하는 어려움이 있다. 특히 수직증축 과정에서 추가되는 증축하중을 지지하기 위해서는 기존말뚝 외에 신설 보강말뚝을 추가적으로 설치해야 하는데, 이를 위해서는 보강 방안 뿐 만 아니라 기존 및 보강말뚝의 축강성(axial stiffness)에 대한 연구가 필수적인데, 현재로써는 미비한 것이 실정이다(Cho, 2019; Kim et al., 2019a; Kim et al., 2019b).

일반적으로 국내에서 수직증축 리모델링 대상 구조물은 PC말뚝이나 PHC말뚝을 사용한 기존말뚝과 주로

강재로 제작된 마이크로파일(Micropile)로 설치되는 보강말뚝으로 구성된다. 이와 같이 다른 재질의 말뚝은 일반적으로 물성치와 설치시기에 따라 하중-침하 거동이 상이하게 나타난다. 또한 지지력 측면에서의 말뚝 기초 보강은 장기간 사용된 말뚝의 물성을 제대로 확인을 할 수 없고, 다양한 지반의 불확실성을 고려하지 못할 수도 있다. 그러한 이유로 기존의 허용지지력 설계(capacity-based design)를 적용할 수 없는 경우가 많다.

본 연구에서는, 이러한 상황에 대응하기 위하여 침하량을 고려하여 말뚝기초의 축강성을 이용한 설계(stiffness-based design)를 제안하였다. 신설 보강말뚝의 최소 요구 축강성을 제안하기 위하여, 1) 축강성 산정 공식을 통하여 실제 말뚝의 이론적인 상·하한 범위를 산정하고, 2) 38본의 실제 말뚝의 축강성 계측 결과를 이론적인 값과 비교하여 노후화와 열화가 고려된 기존 말뚝의 축강성 상한 값을 제안하였다.

2. 구조물의 수직증축 리모델링 연구

2.1 수직증축 리모델링 과정을 고려한 구조물 해석

대부분의 수직증축 리모델링 대상이 되는 구조물의 말뚝기초는 노후화와 열화로 인하여 증가된 하중을 안정적으로 지지할 수 없는 경우가 많고, 이를 극복하기 위하여 신설 보강말뚝을 설치한다. Fig. 1은 수직증축 리모델링 과정을 도식화한 것이다. 수직증축 리모델링

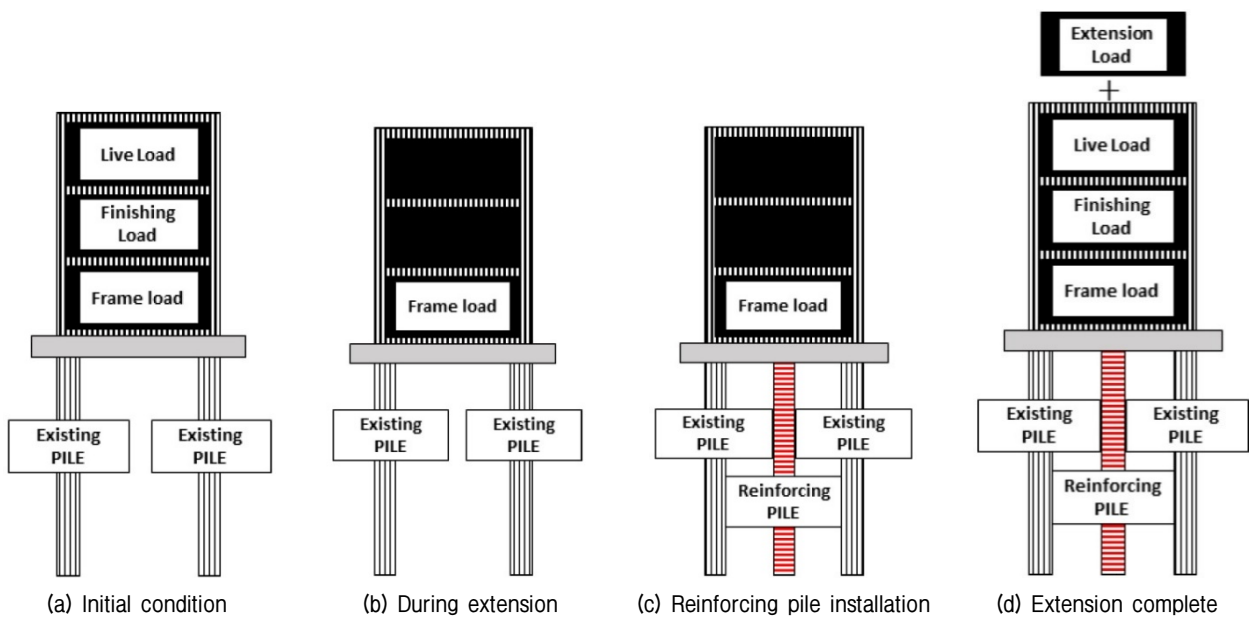


Fig. 1. Schematic of structural load during vertical extension remodeling process

을 실시하기 전의 기존말뚝은 기존 구조물의 하중(사하중 + 활하중 + 마감하중)만을 지지한다. 수직증축 리모델링 과정의 초기에는 마감하중(벽과 바닥재)과 활하중이 제거되고, 구조물의 뼈대만 기존 말뚝기초에 의해 지지된다(당초 작용하는 하중의 50 - 60% 수준)(KICT, 2013). 기초에 신설 보강말뚝이 설치된 후, 기존말뚝과 보강말뚝은 기존 구조물의 하중과 함께 증축된 부분의 하중까지 지지하게 된다. 일반적으로 말뚝기초의 개개의 말뚝은 구조물의 하중을 최대한 균등하게 지지하도록 설계되지만, 기존말뚝의 품질과 지지력은 불확실한 경우가 대부분이다. 그러므로 기존말뚝의 불확실성을 극복하기 위해서 열화된 기존말뚝의 축강성을 현실적으로 산정하고, 이를 반영하여 보강말뚝을 설계하는 것이 중요하다.

2.2 수직증축 리모델링 구조물의 기존말뚝

수직증축 구조물에서 말뚝기초의 최적 설계를 위해서는 기존말뚝과 보강말뚝, 말뚝과 전면기초 사이의 하중분담율을 고려하여야 한다. Choi et al.(2017)과 Jeong et al.(2019)에 의하면 말뚝 사이의 하중분담율은 말뚝의 축강성과 밀접한 관계가 있다는 것이 현장계측과 수치해석을 통하여 확인되었다. 그러므로 수직증축 구조물에서 기존말뚝과 보강말뚝의 축강성 산정은 구조물의 안정성과 경제성에 큰 영향을 준다고 할 수 있다.

수직증축 리모델링을 필요로 하는 구조물은 대체로 준공연수가 오래되었고, 기초의 말뚝은 사용연한이 경과됨에 따라 노후화와 열화가 발생하여 보강이 시급한 경우가 많다. 더욱이 지반에 매입되어 있는 말뚝의 경우 새로운 시험을 통하여 현재 품질과 지지력을 파악하기 힘들 뿐 만 아니라, 시공 시의 구조적인 정보와 성능 정보 또한 조사 자료의 손·망실로 인하여 수직증축 리모델링 과정에서 활용이 어려운 현상이 대부분이다.

3. 말뚝의 축강성과 침하량 기준 설계

수직증축 리모델링 과정에서 기존말뚝의 구조적 정보나 물성치에 대한 정보 부족으로 인하여 일반적인 방법으로는 말뚝의 성능이나 지지력을 산정하기 어렵다. 이러한 상황을 극복하기 위한 방안으로 말뚝의 축강성을 활용할 수 있다. Fig. 2는 국내 전형적인 지반 조건 하에서 수행한 선단지지 조건이 상이한 여섯 본의 매입

말뚝의 하중-침하곡선을 나타낸 것이다. 일반적으로 재하 초기에는 하중이 말뚝 재료에 의하여 지지되고, 차츰 말뚝 선단, 지반으로 전이되기 때문에 하중-침하곡선의 초기는 말뚝의 강성, 후반으로 갈수록 지반조건(선단지지 조건)에 크게 좌우되는 경향이 강하다. 이로 인하여 여섯 본 시험말뚝의 초기 하중-침하 거동 간의 차이는 미미하고, 뒤로 갈수록 그 차이는 증가하는 것을 확인할 수 있다. 각기 다른 말뚝 시공법이 적용된 시험말뚝의 하중-침하곡선을 나타낸 Fig. 3에서도 시공법이 다름에도 불구하고 초반에는 비슷한 경향의 하중침하 거동을 보이는 것을 확인할 수 있다(Fellenius et al., 2017; Jung

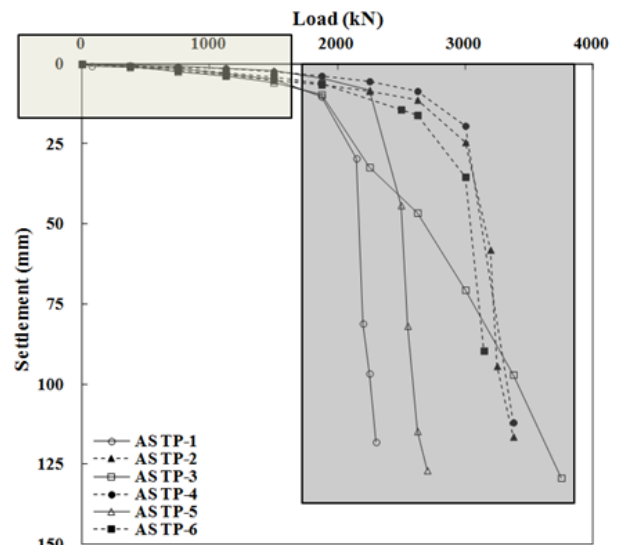


Fig. 2. Various types of load-settlement curves of identical piles (Kim, 2018)

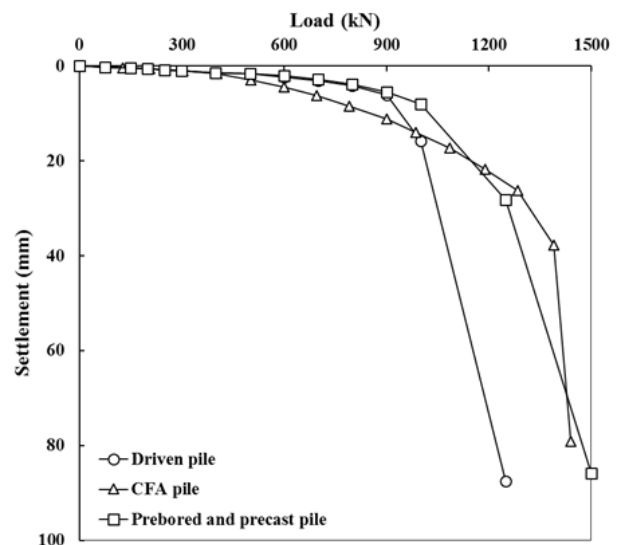


Fig. 3. Load-settlement curves of different types of piles (Fellenius et al., 2017)

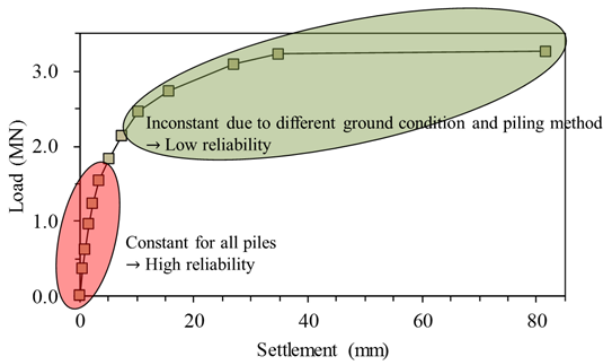


Fig. 4. Stiffness-based design concept

et al., 2017; Kim, 2018).

Fig. 2와 Fig. 3의 두 시험 결과를 통해서 말뚝의 극한 지지력은 Fig. 4에서 제시한 바와 같이 말뚝 공법과 지반조건에 따라 상이한 결과를 보이지만, 실제 말뚝의 성능이 발휘되는 초기 하중-침하거동 범위 내에서는 지반 조건 및 말뚝 시공법에 크게 영향을 받지 않고 그 거동이 비교적 일정한 것으로 판단된다. 따라서, 본 연구에서는 품질과 성능이 불확실한 기존말뚝의 설계 기준을 축강성으로 설정하고, 이를 이론적, 실험적인 방법으로 산정하여 그 상·하한 범위를 설정하였다. 그 결과를 활용하여 수직증축 리모델링 구조물의 신설 보강말뚝의 필요 축강성을 산정한 후, 이를 통하여 기존의 허용지지력 설계(capacity-based design)의 한계를 극복할 수 있는 축강성을 기초로 하는 설계(stiffness-based design)의 기초를 마련하고자 한다.

4. 수직증축 리모델링 구조물 기존말뚝의 축강성 산정

4.1 기존말뚝의 축강성 산정

4.1.1 하중-침하곡선을 통한 산정

단일말뚝의 축강성 산정 시 가장 일반적으로 사용되는 방법은 말뚝 하중-침하곡선의 초기 탄성영역의 접선을 통하여 축강성을 산정하는 것으로, 이를 통해 산정된 결과가 가장 신뢰도가 높다(Das, 2015). 하지만 앞서 서술한 바와 같이, 수직증축 구조물의 기존말뚝은 상부 구조물과 지반에 완전히 매입되어 있는 경우가 많아 재하시험 등을 통한 하중-침하곡선 도출이 어려우므로 이러한 방법을 사용할 수가 없는 경우가 대부분이다.

4.1.2 축강성 산정 공식을 통한 산정

말뚝의 축강성, 즉 축방향 스프링계수(K_p)는 현장재하시험의 하중-침하곡선으로부터 산정되는 물성으로 말뚝의 길이, 시공 방법, 단면적 및 기타 제원 및 지반의 물성 값 등이 복합적으로 상호작용한 결과이다. 이러한 이유로 말뚝의 축강성 범위 역시 넓다. 도로교설계기준(KHS, 2008)에서는 말뚝의 축방향 스프링정수를 산정하는 추정식을 아래 식 (1)과 같이 정의하였다.

$$K_p = \alpha \frac{A_p \times E_p}{L_p} \quad (1)$$

여기서, K_p 는 말뚝의 축방향 스프링계수(축강성)(kN/m), A_p 는 말뚝의 순단면적(m^2), E_p 는 말뚝의 탄성계수(kN/ m^2), 그리고 L 은 말뚝의 길이(m)다. 식 (1)에서 α 는 말뚝의 시공 방법과 말뚝 재질에 따라 정의되며 그 값은 Table 1과 같다. 하지만 식 (1)은 주변마찰력 등의 말뚝-지반 사이의 상호작용을 고려할 수 없고, 지반의 공학적 특성 또한 고려할 수 없다는 한계가 있다.

4.2 수직증축 구조물 기존말뚝의 축강성 범위 산정

4.2.1 이론적 축강성 산정

상부구조물과 지반 사이에 매입이 되어 있는 수직증축 대상 구조물 기존말뚝의 경우 재하시험을 통한 하중-침하곡선의 도출이 어렵고, 오래된 사용연한으로 인하여 노후화와 열화로 인하여 말뚝의 품질 및 성능이 저하되었으며, 예전 자료의 신뢰도 또한 불확실하여 일반적인 방법으로는 축강성을 산정하기 어렵다. 이러한 한계를 극복하기 위하여 본 연구에서는 Randolph와 Wroth (1978)에 의해 제안된 지중에 매입된 기둥 축강성 산정식을 사용하여 기존말뚝 축강성의 이론적인 상·하한선을 산정하였다.

식 (2)는 말뚝 시공법과 재질의 영향을 고려하지 않고, 측면 구속압이 없는 기둥의 강성 산정식이다.

Table 1. Summary of α value (KHS, 2008)

Pile type	α value
Driven pile (Steel)	$\alpha = 0.014(L/D) + 0.78$
Driven PC (PHC)	$\alpha = 0.013(L/D) + 0.78$
Cast-in-place pile	$\alpha = 0.031(L/D) + 0.15$
Bored pile (Steel)	$\alpha = 0.009(L/D) + 0.39$
Bored pile (PHC)	$\alpha = 0.011(L/D) + 0.36$

$$K_{vc} = \frac{A_c \times E_c}{L_c} \quad (2)$$

여기서, K_{vc} 는 축방향 하중만 받는 기둥의 축강성(kN/m), A_c 는 기둥의 순단면적(m^2), E_c 는 기둥의 탄성계수(kN/m^2), 그리고 L_c 은 기둥의 길이(m)다. 식 (2)를 통해 산정된 축강성 값은, 실제 지층의 구속압을 고려하지 않고, 말뚝-지반 사이의 상호작용을 전혀 고려하지 못하기 때문에 실제 말뚝의 거동과는 차이가 있다고 할 수 있다.

식 (3), (4)는 Randolph와 Wroth(1978)가 제안한 지층에 설치된 강성말뚝($K_{v,R}$)과 연성말뚝($K_{v,F}$)의 강성 산정식이다.

$$K_{v,R} = \frac{G_0 d}{2} \left(\frac{2}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\xi} \frac{2l}{d} \right) \quad (3)$$

$$K_{v,F} = \frac{G_0 d}{2} \left(\frac{4}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\xi} \frac{2l}{d} \times \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \right) \times \left(1 + \frac{4}{\eta(1-\nu)} \frac{1}{\pi \lambda} \frac{2l}{d} \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \right)^{-1} \quad (4)$$

여기서, $\eta = \frac{r_b}{r_0}$ (선단확대말뚝)

$\xi = \frac{G_l}{G_b}$ (일반적인 선단지지 말뚝)

$$\rho = \frac{G_{avg}}{G_l} \text{ (다층 지반 조건)}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_l} \text{ (말뚝-지반 강성비)}$$

$$\mu l = \sqrt{2/\zeta \lambda} (l/r_0) \text{ (말뚝의 압축성)}$$

$$\zeta = \ln(r_m/r_0)$$

$$r_m = 2.5\rho(1-\nu)l \text{ (최대 영향범위 직경)}$$

위의 식에서 r_0 는 말뚝의 직경, l 은 말뚝의 길이, r_b 는 말뚝의 선단 영향범위(수평 방향), d 는 균말뚝(또는 전면기초) 직경, G_0 는 말뚝의 전단계수, G_l 는 깊이 l 에서 지반의 전단계수, G_b 는 선단에서 지반의 전단계수, ρ 는 지반의 축강성계수(깊이에 따라 증가하는 경우 0.5 적용), G_{avg} 는 지반의 평균 전단계수, E_p 는 말뚝의 탄성계수, r_m 은 말뚝의 근입으로 인해 교란되지 않는 주변지반의 최대 영향거리, ν 는 지반의 포아송비이다(Randolph, 1994). 계산에서 지반은 단일지반, 말뚝은 선단확대말뚝이 아닌 일반적인 말뚝($\eta = 1.0$), 말뚝과 지반의 강성비(λ)는 480으로 일정하고, 말뚝의 압축성(μl)은 연성말뚝인 경우에만 직경 0.35m, 0.40m, 그리고 0.50m에 0.0032, 0.0028, 그리고 0.0023으로 설정해서 계산하였다.

식 (3)과 (4)는 지반을 완전탄성으로 가정하지만, 여러 계수의 적용을 통하여 말뚝이 설치된 지반(균질 또는 다층 지반), 말뚝 시공법(선단확대말뚝 또는 일반적

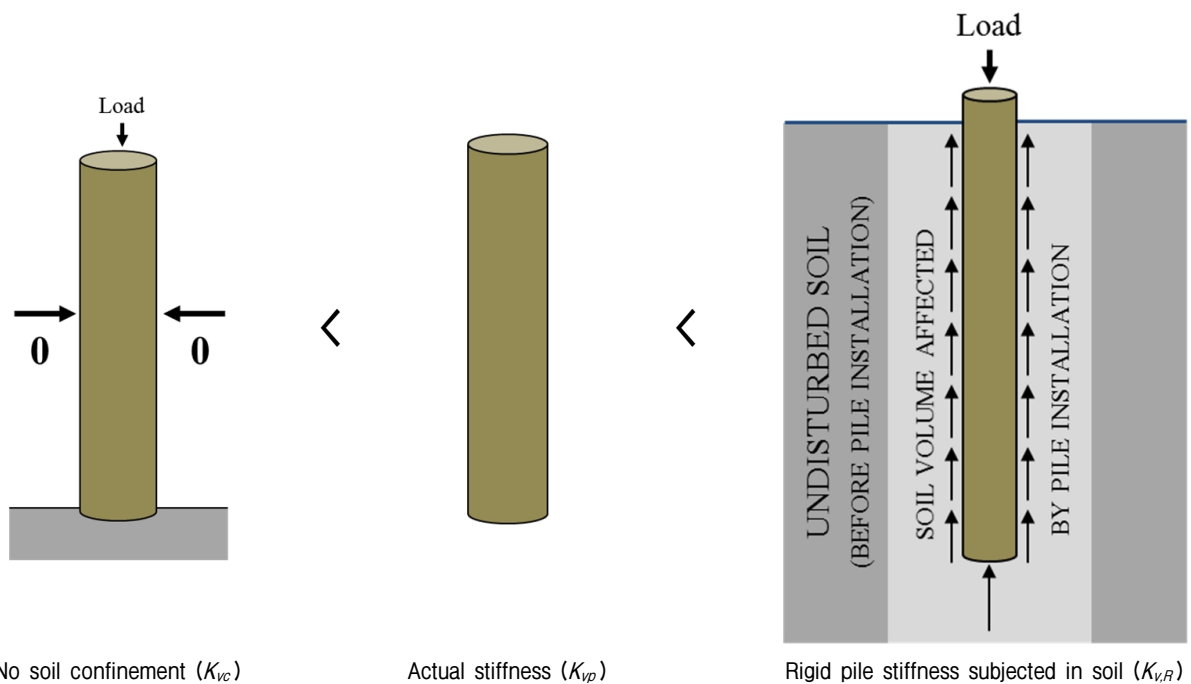


Fig. 5. Concept of axial stiffness of an embedded pile surrounded by soils

인 선단지지 말뚝) 및 주변마찰력을 포함한 말뚝-지반 사이의 상호작용을 고려할 수 있도록 하였다. 특히, 말뚝의 탄성계수, 직경과 길이만으로 강성을 산정한 식 (2)에 비하여 말뚝의 직경과 길이의 영향보다는 지반의 특성과 말뚝-지반 사이의 상호작용에 의한 영향이 크다. 또한, 말뚝 시공에 따른 지반 내의 영향범위까지 고려 가능하다는 특징이 있다. 본 연구에서는 이를 바탕으로 기존말뚝의 축강성을 세장비에 따라 강성말뚝($K_{v,R}$)과 연성말뚝($K_{v,F}$)으로 가정하여 산정하였다. 이 과정에서 말뚝은 선단지지 말뚝으로, 지반은 균질한 지반으로, 말뚝의 구속압은 깊이에 따라 비례하여 증가하는 것으로 가정하여 산정하였다.

이론적으로, 지중에 설치된 실제 말뚝의 축강성(K_{vp})은 축하중만을 받고 측면 구속압이 없는 기둥 또는 완전 연성으로 가정된 지중의 말뚝에 비하여 높은 축강성을 가진다. 지중에 설치된 완전 강체 말뚝보다는 축강성이 낮다고 가정할 수 있다. 이러한 가정은 Fig. 5에 나타난 바와 같고, 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$K_{vc} < K_{vp} < K_{v,R} \quad (5)$$

4.2.2 현장 계측결과를 통한 축강성 산정

Choi et al.(2017)이 수행한 38본의 시험말뚝에 수행한 재하시험을 통하여 도출된 하중-침하곡선으로부터 축강성을 산정된 결과를 이론적인 축강성 범위와 비교하였다. 38본의 시험말뚝은 SIP공법(Soil-cement Injected Prest piles)을 이용하여 설치된 말뚝이며, 시공 시기는 1995년과 1997년 사이이다. Table 2는 38본의 시험말뚝 정보와 계측 결과를 나타낸 것이다.

Fig. 6은 식 (2), (3)과 (4)을 통하여 산정한 축강성을 말뚝 세장비에 따른 추세선으로 도시하고, 38본의 시험말뚝 계측 결과를 함께 표시한 것이다. “KHS 350”, “KHS 400”과 “KHS 500”는 식 (2)를 직경 350mm, 400mm, 그리고 500mm를 적용하여 산정한 결과 추세선이고, “Rigid pile”과 “Flexible pile” 추세선은 식 (3)과 (4)를 직경 350mm를 적용하여 산정한 값이다. 산정 결과, 세장비 20이하에서는 말뚝을 연성으로 가정한 축강성 값이 하한선으로 형성되었고, 세장비 20이상에서는 지중 구속압을 받지 않는 직경 350mm인 기둥으로 가정하여 산정한 결과 값(KHS 350)이 하한선인 것으로 나타났다. 따라서, 말뚝 축강성의 이론적인 분포 범위는 식 (3)을 이용하여 산정한 “Rigid pile” 추세선을 상한선으로 하고,

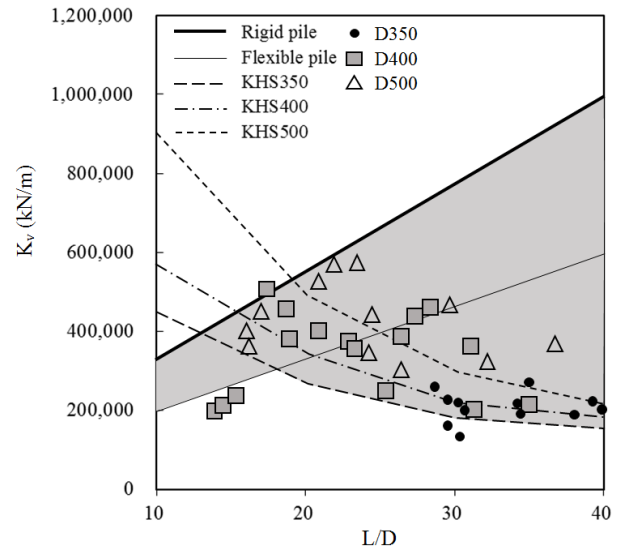


Fig. 6. Axial stiffness of piles (theoretical and 38 field cases)

하한선은 “KHS 350”과 “Flexible pile”의 추세선을 하한선으로 하는 음영으로 표시된 영역이라고 결론지을 수 있다. 실제로, 38본의 시험말뚝 계측결과 중 33본은 음영으로 나타난 영역 내에 있는 것을 확인하였고, 다섯 본의 시험 말뚝이 가능 영역 아래에 존재하는 것으로 나왔다. 하한선 아래에 존재하는 시험말뚝의 경우, 20년이 넘는 사용연한 동안 노후화와 열화가 발생하여 축강성이 낮아졌음을 알 수 있었고, 특히 이는 광주 현장의 시험말뚝(직경 : 0.40m)들의 경우에는 그 정도가 상대적으로 더 크다는 것이 말뚝 시험 및 조사결과 보고서를 통해 확인되었다.

4.3 열화를 고려한 수직증축 구조물 기존말뚝의 축강성 상한 값 제안

이론적인 말뚝 축강성 산정과 38개의 현장 계측결과를 바탕으로 사용연한이 긴 노후화와 열화가 발생한 수직증축 리모델링 구조물 기존말뚝(K_{ve})의 축강성을 세장비에 따라 제안하였다. Fig. 6를 바탕으로 노후화와 열화에 의하여 성능이 저하된 기존말뚝 축강성의 상한 값을 제안하고, 이를 신설 보강말뚝 설계 시 요구되는 최소 축강성 값을 산정하는데 활용할 수 있도록 하였다. 기존말뚝 축강성의 상한 값은 이론적인 방법과 현장에서 계측된 결과로 도출된 기존말뚝 축강성 분포 영역의 하한선인 “KHS 350”과 “Flexible pile” 추세선을 기준으로 제안하였다. 실제 현장에서 적용의 편의성과 안정적인 설계를 위하여 기존말뚝의 노후화와 열화가 고려된 기

Table 2. Pile static load test data of SIP (1995 – 1997) (Choi et al., 2017)

ID	Year	City	Pile properties						Displacement at P_{design}	
			Pile type	D (mm)	T (mm)	L (m)	L/D (ton)	P^*_{design}	δ_d^t	δ_d^p
1	1997	J	PC	0.35	0.065	11.6	33	40	7.550	4.305
2	1997	J	PC	0.35	0.065	11.4	33	40	4.165	1.465
3	1997	J	PC	0.35	0.065	11.7	33	40	2.260	0.530
4	1997	J	PC	0.35	0.065	13.5	39	40	1.180	0.170
5	1997	J	PC	0.35	0.065	12	34	40	2.505	0.450
6	1997	J	PC	0.35	0.065	14.5	41	40	2.885	1.000
7	1997	J	PC	0.35	0.065	13.5	39	40	1.975	0.050
8	1995	G	PC	0.40	0.075	11	28	50	1.375	0.245
9	1996	I	PC	0.40	0.075	13.2	33	50	3.345	0.785
10	1995	I	PC	0.40	0.075	14.3	36	50	2.534	0.443
11	1997	G	PC	0.40	0.075	5.4	14	50	1.057	0.279
12	1997	G	PC	0.40	0.075	7.2	18	50	1.367	0.229
13	1997	Su	PC	0.40	0.075	6.8	27	50	3.110	1.840
14	1997	Su	PC	0.40	0.075	5.4	14	50	6.080	3.080
15	1997	N	PC	0.40	0.075	10.3	26	50	2.750	1.940
16	1997	N	PC	0.40	0.075	9.2	23	50	1.700	1.090
17	1997	N	PC	0.40	0.075	10	25	50	3.620	1.900
18	1997	N	PC	0.40	0.075	10.2	26	50	2.420	1.770
19	1997	N	PC	0.40	0.075	5.9	15	50	5.530	2.820
20	1997	N	PC	0.40	0.075	6.1	15	50	5.020	2.430
21	1997	N	PC	0.40	0.075	9.7	24	50	2.050	1.170
22	1997	N	PC	0.40	0.075	9.7	24	50	3.190	2.160
23	1997	N	PC	0.40	0.075	7.3	18	50	3.450	2.120
24	1997	G	PC	0.40	0.075	7.2	18	45	1.835	0.510
25	1996	G	PC	0.40	0.075	7.1	18	45	1.915	0.900
26	1996	S	PC	0.50	0.09	8	16	65	3.820	1.650
27	1996	S	PC	0.50	0.09	15.8	32	65	1.965	0.370
28	1996	S	PC	0.50	0.09	8.4	17	65	1.055	0.145
29	1996	S	PC	0.50	0.09	8.8	18	65	1.205	0.210
30	1996	S	PC	0.50	0.09	6.2	12	65	2.275	0.850
31	1996	S	PC	0.50	0.09	9.4	19	65	3.210	0.980
32	1996	S	PC	0.50	0.09	13.3	27	65	2.890	0.910
33	1996	S	PC	0.50	0.09	7	14	65	2.175	0.375
34	1996	S	PC	0.50	0.09	9.7	19	65	2.660	0.575
35	1996	S	PC	0.50	0.09	6.7	13	65	2.715	0.945
36	1996	S	PC	0.50	0.09	8.2	16	70	2.295	0.565
37	1996	S	PC	0.50	0.09	8.6	17	70	1.640	0.330
38	1996	S	PC	0.50	0.09	10.5	21	70	1.230	0.179

*J : Jochiwon, G : Gwangju, I : Incheon, Su : Suwon, N : Namyangju, S : Seoul

* P_{design} : pile design load from field load test

준말뚝의 축강성 제안 값을 Table 3과 같이 제안하였다. 시험말뚝 38본의 현장 계측결과를 통계적인 기법을 통해 정규분포화 하여 분석한 결과, 위의 추세선을 기준으로 제안한 값이 전체 계측결과의 하위 2.5%(상위 97.5%)

에 해당 값으로 확인되었다. 그러므로 제안 값은 수직증축 리모델링 과정에서 신설 보강말뚝의 안정적인 설계 축강성 산정(K_{sp})에 활용될 수 있다고 할 수 있다.

Table 3. Proposed axial stiffness of existing piles considering deterioration

Length-diameter ratio (L/D)	Axial stiffness (K_w) (kN/m)
10	200,000
20	200,000
30	200,000
40	160,000

5. 결론 및 요약

수직증축 리모델링이 요구되는 사용연한이 오래된 구조물의 기존말뚝(K_{ve})은 설계 당시의 지지력과 안정성 측면에서 불확실성을 많이 내포하고 있기 때문에 신설 보강말뚝의 시공이 필수적이다. 하지만 설계 당시 말뚝의 시험이나 구조적 자료가 손실되는 경우가 많아 기존 말뚝의 현재의 지지력을 산정하고 이를 적용한 신설 보강말뚝의 설계는 불가능한 상황이다. 이러한 상황에서, 지반과 말뚝의 시공법의 영향으로부터 비교적 자유로운 말뚝의 축강성을 통한 신설 보강말뚝의 설계에 대한 연구가 중요하다. 본 연구는 수직증축 리모델링 구조물 말뚝 지지 전면기초의 기존말뚝 축강성을 이론적, 실험적 방법을 통하여 분석하고 그 범위를 산정하였다. 이를 통하여, 수직증축으로 인하여 증가한 구조물의 하중을 안정적으로 지지하기 위하여 기존말뚝의 열화가 고려된 신설 보강말뚝의 설계 축강성(K_w)을 산정할 수 있는 기초를 마련하고자 하였다. 이론적, 실험적 접근을 통하여 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

- (1) 수직증축 대상이 되는 구조물의 기존말뚝은 오랜 준공연한과 노후화 및 열화에 의하여 말뚝의 품질이나 지반의 상태가 불확실한 경우가 많고, 이로 인하여 기존의 허용지지력 설계(Capacity-based design)의 적용이 어렵다. 이러한 상황을 극복하기 위하여 지반조건이나 말뚝 시공법의 영향으로부터 상대적으로 자유로운 축강성을 이용한 설계(Stiffness-based design)를 적용할 수 있다.
- (2) 가장 널리 사용되는 두 가지 이론적인 산정식을 통한 결과와 38본의 시험말뚝에 대한 현장계측 값을 함께 분석하여 세장비에 따른 기존말뚝의 축강성 분포 범위를 도출하였다. 또한, 계측결과에 대한 통계 분석을 수행하였다.
- (3) 이론적인 접근과 실험적인 접근을 통하여 도출된 기

존말뚝의 축강성 범위의 하한선과 통계적인 기법을 통하여 노후화와 열화에 의하여 감소된 기존말뚝 축강성의 상한 값(K_{ve})을 제안하였다. 이는 38본의 시험말뚝 축강성 값의 하위 2.5%(상위 97.5%)에 해당하는 값으로 신설 보강말뚝의 최소 축강성을 산정하는 데에 활용할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원을 통하여 지원된 건설기술연구사업 ‘케이블 교량 글로벌 경쟁력 강화를 위한 전주기 엔지니어링 가설공법 개발(19SCIP-B119960-04)’과 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 기초연구사업(2018R1A6A1A08025348)의 지원을 받아 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌 (References)

1. Cho, H. (2019), *A Study on the Axial Stiffness and Load Distribution Ratio on Existing and Reinforcing Piles in Vertical Apartment Extension*, Master thesis, Yonsei University, Seoul, Korea.
2. Choi, C.H., Lee, H.J., Choi, K.S., You, Y.C., and Kim, J.Y. (2017), “A Study of Prestressed Concrete Pile Stiffness for Structural Analysis of Condominium Remodeling with Vertical Story Extension”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.33, No.12, pp.81-92.
3. Das, B. M. (2015), *Principles of Foundation Engineering*, Cengage learning.
4. Fellenius, B. H. (2017), Report on the B.E.S.T. prediction survey of the 3rd CBFP event. Proceedings of the 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Bolivia, April 27-29, Vol.3, pp. 7-25.
5. Jeong, S.S. and Cho, H. C. (2019), “A Study on the Load Distribution Ratio and Axial Stiffness on Existing and Reinforcing Pile in Vertical Extension Remodeling”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.35, No.1, pp.17-30.
6. Jung, G. J., Kim, D. H., Lee, C. J., and Jeong, S. S. (2017), “Analysis of skin Friction behavior in Prebored and Precast Pile based on Field Loading Test”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.33, No.1, pp.31-38.
7. KHS (2008), *Korea Highway Bridge Design Standard, Explanation*, pp.885-887.
8. KICT (2013), “Development of Pre-loading Method for Reinforcement Piles of Apartment Remodeling (I)”, KICT2013-260, KICT, pp.23-26.
9. Kim, D. H. (2018), *Proposed shaft resistance of prebored precast pile using field loading test*, Doctoral dissertation, Yonsei University, Seoul, Korea.
10. Kim, D. H. and Jeong, S. S. (2019), “Comparative Study of Load Distribution Ratio of Various Piled raft Foundations based on Coupled Stiffness Matrix”, *Structural Design of Tall and Special Buildings*, <https://doi.org/10.1002/tal.1669>.

11. Kim, D. H., Kim, J. H., and Jeong, S. S. (2019), "Estimation of Axial Stiffness on Existing and Reinforcing Piles in Vertical Extension Remodeled Buildings", *Engineering Structures*, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109466>.
12. MOLIT (2013), *Housing Act*, Korea Ministry of Land, Infrastructure and Transport, p.2.
13. Randolph, M. F. (1994), "Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts", *Proceedings of 113th ICSMFE*, New Delhi, India. Vol.5, pp.61-82.
14. Randolph, M. F. and Wroth, C.P. (1978), "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles", *Journal of Geotechnical Engineering Division of ASCE*, Vol.104, No.12, pp.1465-1488.

Received : August 19th, 2019
Revised : November 6th, 2019
Accepted : November 7th, 2019