

IGM에 근입된 현장타설말뚝의 설계사례 연구(I)

Case Study on Design of Axially Loaded Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials(I)

김원철* · 황영철** · 이정훈***

Kim, Won-Cheul · Hwang, Young-Cheol · Lee, Jung-Hoon

Abstract

In Korea, none of the design methods, which can consider the properties of hard soil, weathered rock and the condition of construction, are suggested. Therefore, the properties of geomaterial are simply classified into three categories such as sand, clay and rock for the resistance estimation of axially loaded drilled shafts in Korea. However, in America, O'Neill et al.(1996) presented design methods for a new category of geomaterial which is between soil and rock termed "intermediate geomaterials, IGM's". And FHWA(1999) adapted above most complete classification of geomaterials in its design manual. However, in Korea, these properties are depended on the engineer's judgement, the weathered rocks may be counted as soils, although they may be referred to as IGM's in America. In this study, the applicability of IGM method was investigated through the two construction sites in Korea. For the comparison, two geomaterial properties are applied, respectively. The one was sound soil condition and the other was IGM condition and classical design method and IGM method were applied, respectively. The results showed that the predicted bearing capacities of drilled shafts with IGM's were larger than the predicted values by the classical design method with sound soil condition.

Keywords : Drilled shaft, Bearing capacity, IGM, Weathered rock, Hard soil

요 지

현재 국내 설계기준에는 풍화암이나 N치 50이상의 양질의 토사지반에서의 현장타설말뚝 지지력 산정방법이 별도로 제시되어 있지 않으며, 말뚝의 지지력에 영향을 미치는 많은 요소를 반영할 수 있는 방법 또한 제시되어 있지 않다. 따라서 현장타설말뚝의 지지력을 산정하기 위해 지반을 토사와 암으로만 구분하고 있으며, 이로 인해 IGM으로 분류될 수 있는 풍화암을 대부분의 경우 양질의 토사지반으로 간주하여 지지력을 추정하고 있다. O'Neill 등(1996)의 연구보고서와 FHWA(1999) 설계기준에는 토사와 암반의 중간특성을 지닌 지반, 즉 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력 산정방법을 제시하고 있으며, FHWA(1999) 설계기준에서는 IGM을 포함하여 지반을 명확하게 분류함으로써 이를 설계에 반영할 수 있도록 하였다. 본 연구에서는 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 국내 2개 현장의 현장타설말뚝 설계사례 분석하여 그 이론의 적용성을 평가하였다. IGM에서의 현장타설말뚝의 지지력과 비교하기 위해 IGM을 양질의 사질토지반으로 간주하고 지지력을 산정하였으며, 이를 비교 분석하였다. 지지력 비교 결과, 풍화암을 IGM으로 분류하고 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 경우 전반적으로 지지력이 크게 나타났다.

주요어 : 현장타설말뚝, 지지력, IGM, 풍화암, 양질의 토사 지반

* 신화 P&C 감사, Supervisor, Shinwha P&C

** 상지대학교 건설시스템공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Sangji Univ.

*** 쌍용건설(주) 토목기술부 사원, Civil Eng. Technology Dept., Ssangyong Engineering & Construction Co., Ltd.

1. 서론

현장타설말뚝에 대한 연직지지력 예측이론은 1970년대 이후부터 활발히 진행되어 토사와 암반에 대해 많은 연구 및 제안이 이루어져 왔으며, 이들 이론은 국내외 주요 설계기준에 인용되고 있다. 1996년 이전의 말뚝설계와 관련한 연구나 기준은 주로 지반을 토사(점성토, 사질토)와 암반으로만 분류하여 진행되어져 왔으며, 토사와 암반의 중간특성을 보이는 지반에 대해서는 연구자에 따라 토사 혹은 암반으로 분류하여 지지력 이론들을 제안하였다.

O'Neill 등(1996)의 연구보고서에서는 토사와 암반의 중간특성을 갖는 지반을 IGM이라 명명하고, 이러한 지반의 구체적인 분류기준을 제시하였으며, 기존의 연약한 암반을 대상으로 한 연구성과들을 재평가하고 현장 재하시험 분석 및 유한요소해석 등을 통해 새로운 설계모델을 제시하였다. 특히, 1999년에 새롭게 개정된 FHWA 설계매뉴얼에 IGM에 대한 설계방법을 기준으로 채택하기에 이르렀다.

기존의 주요 설계기준으로 이용되었던 도로교 설계기준(2001) 및 FHWA(1988), CFEM(Canadian Foundation Engineering Manual, 1992), AASHTO (1996) 설계기준 등에는 강도나 거동측면에서 토사와 암반의 중간특성을 가진 지반에 대한 구체적인 설계방법의 제시가 없어서 설계자에 따라 지지력 예측값이 다양하게 나타났으며, IGM의 높은 저항특성을 고려하지 못한 이유로 인해 실측치에 비해 지지력을 과소하게 평가한 사례도 발생하여, 지지력 예측방법과 관련한 새로운 접근이 시도될 필요성이 대두되었다.

O'Neill 등(1996)의 연구보고서와 FHWA 설계기준(1999)에서는 IGM에 대해 주변부 거칠기나 강도, 점성과 비점성의 지반조건, 접촉면의 교란도, 콘크리트의 슬럼프 및 타설속도, 말뚝의 형상 및 근입깊이 등을 고려할 수 있도록 설계방법이 제안되어 향후 말뚝 설계시에 중요한 참고자료로 활용할 수 있게 되었다. 하지만, 국내 지반조건을 고려한 실용적인 설계기준은 보다 더 다양하고 심도 있는 연구가 필요한 실정이다.

본 연구에서는 국내 지반특성상 상가에서 언급한 IGM으로 분류되는 지반이 상당 부분 분포하고 있는 점과 설계기준이 없어 IGM으로 분류될 수 있는 지반을 토사로 간주하여 지지력을 산정하는 경우가 국내에서는 많다는 점을 고려하여, IGM에서의 지지력 이론의 적용한 국내 2개 현장설계사례를 분석하였다. 분석시 토사지반에서의 지지력 이론과 IGM에서의 지지력 이론의 적용성을 비교 평가하기 위해 각각의 지지력 산정방법에 의한 계산치를 비교하였다.

2. 이론적 배경

2.1 토사 및 암반에서의 현장타설말뚝 지지력

2.1.1 토사지반

토사지반(점성토 및 사질토지반)에서의 현장타설말뚝에 대한 지지력은 일반적으로 선단지지력과 주변마찰력으로 구분할 수 있다. 표 1 및 표 2는 국내에서 많이 활용되고 있는 여러 설계기준을 요약한 것이다.

표 1. 점성토지반에서의 대한 주요 이론 및 기준

구분	주변마찰력	선단지지력	비고
FHWA (1988)	$f_{sz} = a_z c_{uz}$ f_{sz} : 단위면적당 극한주변마찰력 a_z : 경험적 계수 c_{uz} : 지반의 비배수 전단강도	$q_b = N_c c_{ub}, q_b \leq 40 \text{ tsf}$ $N_c = 6.0 [1 + 0.2(L/B_b)], N_c \leq 9$ <u>$B_b > 75 \text{ in}$ 인 경우(in stiff to hard clay)</u> $q_{br} = F_r q_b$ $F_r = 2.5 / [a B_b(\text{in}) + 2.5b]; F_r \leq 1.0$ $a = 0.0071 + 0.0021(L/B_b); a \leq 0.015$ $b = 0.45(c_{ub}(\text{ksf}))^{0.5}; 0.5 \leq b \leq 1.5$ q_b : 단위면적당 극한선단지지력 N_c : 지지력계수 c_{ub} : 지반의 비배수 전단강도 L : 말뚝의 관입깊이, B_b : 말뚝의 직경 q_{br} : 감소된 단위면적당 극한선단지지력	도로교 설계기준 해설(2001)

표 1. 점성토지반에서의 대한 주요 이론 및 기준(계속)

구 분	주면마찰력	선단지지력	비 고
FHWA (1999)	$f_{\max} = \alpha s_u$ f_{\max} : 단위면적당 극한주면마찰력 α : 무차원 상관계수 s_u : 지반의 비배수 전단강도	$q_{\max} = N_c^* s_u$ $L < 3B$ 인 경우, $q_{\max} = 0.667[1 + 0.1667(L/B)]N_c^* s_u$ q_{\max} : 단위면적당 극한선단지지력 N_c^* : 지지력계수 s_u : 지반의 비배수 전단강도 L : 말뚝의 길이 B : 말뚝의 직경	
AASHTO (1996)	FHWA(1988) 설계기준과 동일	FHWA(1988) 설계기준과 동일	
NAVFAC DM-7.2 (1982)	$Q_{ult} = C(N_{CS})\pi R^2 + C_A 2\pi RZ$ Q_{ult} : 극한지지력(선단지지력과 주면마찰력의 합), C : 점착력 N_{CS} : 지지력계수(Z/B 또는 $Z/2R$ 과의 상관관계 도표 제시), R : 말뚝의 반경 C_A : 부착력(시공 및 지반조건, 말뚝의 형상에 따른 C_A/C 값과 주면마찰력의 상한값 제시) Z : 말뚝의 길이		
CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL (1992)	$r_s = \alpha \tau_u$ <u>Static Cone Penetration Test</u> $q_c = \frac{1}{\alpha} q_c$ r_s, q_c : 단위면적당 극한주면마찰력 α : 부착력계수(0.5~1.0) τ_u : 지반의 비배수 전단강도 α : 마찰계수(CPT) [지반종류와 말뚝종류에 따른 값 제시] q_c : 관입저항력(CPT)	$R_t = N_t \tau_u A_t$ <u>Static Cone Penetration Test</u> $q_b = k_c q_{ca}$ R_t : 극한선단지지력 N_t : 지지력계수(6~9) τ_u : 지반의 비배수 전단강도 A_t : 말뚝의 선단면적 q_b : 단위면적당 극한선단지지력 k_c : 지지력계수 [지반종류와 말뚝종류에 따른 값 제시] q_{ca} : 말뚝선단에서의 등가 콘저항력	
일본 도로교 시방서	$f_i (tf/m^2) = c$, 또는 $N (\leq 15 tf/m^2)$ f_i : 단위면적당 극한주면마찰력 c : 지반의 전단강도 N : 말뚝 주면지반의 N 치	$q_d = 3q_u$ q_d : 단위면적당 극한선단지지력 q_u : 지반의 일축압축강도	도로교 시방서 (1996) 도로교 설계기준 해설(2001)

표 2. 사질토지반에 대한 주요 이론 및 기준

구 분	주면마찰력	선단지지력	비 고
FHWA (1988)	$f_{sz} = K\sigma'_z \tan \phi_c = \beta \sigma'_z \leq 2.0 tsf$ $\beta = 1.5 - 0.135z^{0.5}$, $1.2 \geq \beta \geq 0.25$ f_{sz} : 단위면적당 극한주면마찰력 K : 횡토압계수 σ'_z : 유효연직응력 ϕ_c : 콘크리트와 지반의 접촉면에서의 마찰각 β : 무차원계수 z : 지표면으로부터의 깊이 (ft)	$q_b (tsf) = 0.60 N_{SPT}$ ($N_{SPT} = 0 \sim 75$) $q_b = 45 tsf$ ($N_{SPT} > 75$) <u>$B_b > 50 in$인 경우</u> $q_{br} = \frac{50}{B_b} q_b$ q_b : 단위면적당 극한선단지지력 N_{SPT} : 해머 타격횟수 (Uncorrected) B_b : 말뚝의 직경 (in) q_{br} : 감소된 단위면적당 극한선단지지력	도로교 설계기준 해설(2001)

표 2. 사질토지반에 대한 주요 이론 및 기준(계속)

구 분	주면마찰력	선단지지력	비 고
<p>FHWA (1999)</p>	$f_{\max} = K\sigma'_v \tan \phi_c = \beta \sigma'_v \leq 200 \text{ kPa}$ <p><u>in sands</u> $N_{60} \geq 15$ 일 때, $\beta = 1.5 - 0.245z^{0.5}$, $0.25 \leq \beta \leq 1.2$ $N_{60} < 15$ 일 때, $\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245z^{0.5})$, $0.25 \leq \beta \leq 1.2$</p> <p><u>in gravelly sands or gravels</u> $N_{60} \geq 15$ 일 때, $\beta = 2.0 - 0.15z^{0.75}$, $0.25 \leq \beta \leq 1.8$ $N_{60} < 15$ 일 때, $\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245z^{0.5})$, $0.25 \leq \beta \leq 1.8$</p> <p>f_{\max} : 단위면적당 극한주면마찰력 K : 횡도압계수 σ'_v : 유효연직응력 ϕ_c : 콘크리트와 지반의 접촉면에서의 마찰각 β : 무차원계수 N_{60} : 타격에너지효율 60%로 보정한 해머 타격횟수 z : 지표면으로부터의 깊이 (m)</p>	$q_{\max} (\text{kPa}) = 57.5 N_{SPT} \leq 2.9 \text{ MPa}$ $q_{\max} (\text{tsf}) = 0.60 N_{SPT} \leq 30 \text{ tsf}$ <p>q_{\max} : 단위면적당 극한선단지지력 N_{SPT} : 해머 타격횟수 (≤ 50회/0.3m) [말뚝선단에서 말뚝선단 아래로 2B 위치에서 측정된 N값의 평균치] B : 말뚝의 직경</p>	
<p>AASHTO (1996)</p>	<p>FHWA(1988) 설계기준과 동일</p>	<p>FHWA(1988) 설계기준과 동일</p>	
<p>NAVFAC DM-7.2 (1982)</p>	$Q_{ult} = P_T N_q A_T + \sum_{H=H_0}^{H=H_0+D} (K_{HC})(P_0)(TAN\delta)(S)$ <p>Q_{ult} : 극한지지력(선단지지력과 주면마찰력의 합), P_T : 말뚝선단에서의 유효연직응력 N_q : 지지력계수(지반의 내부마찰각에 따른 값 제시), A_T : 말뚝의 선단면적 H_0 : 상부 연약층의 깊이(지지력 무시), D : 하부 지지층에서의 말뚝길이 K_{HC} : 토압계수, P_0 : 말뚝주면에서의 유효연직응력(상한값 제시) δ : 말뚝과 지반의 접촉면에서의 마찰각, S : 단위 길이당 말뚝의 주면적</p> <p><u>Standard Penetration Test</u> $f_s = \frac{N}{50} \leq f_t$ (f_s의 1/2값 적용)</p> <p><u>Static Cone Penetrometer</u> $f_{ult} = f_c$ (f_{ult}의 1/2값 적용)</p> <p>f_s, f_{ult} : 단위면적당 극한주면마찰력 N : 말뚝주면에서의 N치의 평균치 f_t : 선단지지력 상한값[1.0 tsf(타입말뚝)] f_c : 마찰슬리브에서의 저항력(콘관입시험)</p>	<p><u>Standard Penetration Test</u> $q_{ult} = \frac{0.4 \bar{N} D}{B} \leq q_t$ (q_{ult}의 1/3값 적용)</p> <p><u>Static Cone Penetrometer</u> $q_{ult} = q_c$ (q_{ult}의 1/2값 적용)</p> <p>q_{ult} : 단위면적당 극한선단지지력 \bar{N} : 상재하중에 대해 보정한 N치 D : 지지층에서의 말뚝의 타입 깊이 B : 말뚝의 폭 q_t : 선단지지력 상한값 [4N(sand), 3N(non-plastic silt)] q_c : 관입저항력(콘관입시험)</p>	

표 2. 사질토지반에 대한 주요 이론 및 기준(계속)

구 분	주면마찰력	선단지지력	비 고
CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL (1992)	$q_s = \sigma'_v K_s M \tan \phi' = \beta \sigma'_v$ <u>Static Cone Penetration Test</u> $q_s = \frac{1}{\alpha} q_c$ q_s : 단위면적당 극한주면마찰력 σ'_v : 유효연직응력 K_s : 수평토압계수 M : 말뚝과 지반의 접촉면에서의 마찰과 관련된 계수 β : 무차원계수(0.4~0.7) α : 마찰계수(CPT) [지반종류와 말뚝종류에 따른 값 제시] q_c : 관입저항력(CPT)	$q_b = N_f \sigma'_b$ <u>Static Cone Penetration Test</u> $q_b = k_c q_{ca}$ q_s, q_b : 단위면적당 극한주면마찰력 N_f : 지지력계수(지반조건에 따른 값 제시) σ'_b : 말뚝선단에서의 유효연직응력 k_c : 지지력계수 [지반종류와 말뚝종류에 따른 값 제시] q_{ca} : 말뚝선단에서의 등가 콘저항력	
일본 도로교 시방서	$f_i (tf/m^2) = 0.5 N (\leq 20 tf/m^2)$ f_i : 단위면적당 극한주면마찰력 N : 말뚝 주면지반의 N 치	$q_d = 300 tf/m^2 (N \geq 30)$ q_d : 단위면적당 극한선단지지력	도로교 시방서 (1996) 도로교 설계기준 해설(2001)

2.1.2 암반

1996년 이전의 경우 지반을 토사와 암반으로만 분류하여 지지력 이론들이 발달되어 왔으나 1996년 이후에는 IGM에

대한 연구가 구체화되기 시작하였다. 즉, 1996년 이전의 경우, 암반에 대한 연구는 IGM으로 분류되는 지반조건의 일부가 포함되어 있다고 볼 수 있다. 표 3은 국내에서 많이 활용되고 있는 여러 설계기준을 요약한 것이다.

표 3. 암반에 대한 주요 이론 및 기준

구 분	주면마찰력	선단지지력	비 고
FHWA (1988)	<u>No unusual attempt was made to roughen the walls</u> $f_s = 2.5 (q_u)^{0.5} (q_u > 280 \text{ psi})$ <u>for weak rock</u> $f_s = 0.15 q_u (q_u \leq 280 \text{ psi})$ f_s : 단위면적당 극한주면마찰력 (psi) q_u : 암석과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값 (psi)	$q_b = K_{sp} q_u$ $K_{sp} = \frac{9 + \frac{3c_s}{B_b}}{10(1 + 300\delta/c_s)^{0.5}}$ q_b : 단위면적당 극한선단지지력 q_u : 암석의 평균 일축압축강도 K_{sp} : 안전율 3.0을 포함한 경험적 계수 c_s : 불연속면의 간격 δ : 불연속면의 두께(퓌), B_b : 소켓 직경	

표 3. 암반에 대한 주요 이론 및 기준(계속)

구 분	주면마찰력	선단지지력	비 고
FHWA (1999)	$f_{\max} = \mu p_a [q_u / p_a]^{0.5}, f_{\max} = 0.05 f_c' (f_c' < q_u)$ <p><i>without artificial roughening of the borehole wall</i></p> $f_{\max} = 0.65 p_a [q_u / p_a]^{0.5} \leq 0.65 p_a [f_c' / p_a]^{0.5}$ <p><i>the borehole is artificially roughened</i></p> $f_{\max} = 0.8 \left[\frac{\Delta r}{r} \left(\frac{L'}{L} \right) \right]^{0.45} q_u, q_u \leq 0.75 f_c'$ <p> f_{\max} : 단위면적당 극한주면마찰력(절리가 많은 경우 감소계수를 적용해야 함) μ : 공벽의 거칠기에 따른 계수(매끈한 경우 0.63, 거친 경우 1.9, 평균치로 1.42를 제시) p_a : 대기압(=101 kPa, 14.7 psi) q_u : 암석의 일축압축강도 f_c' : 현장타설말뚝 콘크리트의 28일 강도 $\Delta r, \Delta L$: 공벽에 만들어진 돌기의 높이와 간격 r, L : 암반 근입부 말뚝의 반경과 길이 </p>	<p><i>rock is massive(RQD=100%), $D_s \geq 1.5B$</i></p> $q_{\max} = 2.5 q_u$ <p><i>RQD=70~100%, $q_u > 0.5 \text{ MPa}$, all joints are closed and approximately horizontal</i></p> $q_{\max} (\text{MPa}) = 4.83 [q_u (\text{MPa})]^{0.51}$ <p><i>rock is jointed, the joints have random orientation</i></p> $q_{\max} = [s^{0.5} + (m s^{0.5} + s)^{0.5}] q_u$ <p><i>rock is sedimentary jointed, the joints are primarily horizontal</i></p> $q_{\max} = 3K_{sp} \Theta q_u$ $K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_s}}}, \Theta = 1 + 0.4 \left(\frac{D_s}{B} \right) \leq 3.4$ <p> q_{\max} : 단위면적당 극한선단지지력 D_s : 소켓 근입깊이 B : 말뚝의 직경 q_u : 암석의 일축압축강도(말뚝선단에서 말뚝선단 아래로 2B 위치에서 측정할 값의 평균치) s, m : 암반의 종류와 절리에 따른 계수 s_s : 암반 절리의 수직간격 평균치 t_d : 암반 절리의 크기(두께) 평균치 </p>	
AASHTO (1996)	$Q_s = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR})$ <p> Q_s : 극한주면마찰력 (kip) B_r : 소켓의 지름 (ft) D_r : 소켓의 근입깊이 (ft) q_{SR} : 단위면적당 극한주면마찰력 (psi) </p>	$Q_{TB} = N_{ms} C_o A_B$ <p> Q_{TB} : 극한선단지지력 (kip) N_{ms} : 무차원계수 C_o : 암석의 일축압축강도 (ksf) A_B : 말뚝의 선단면적 (ft²) </p>	도로교 설계기준 해설(2001)
NAVFAC DM-72 (1982)	<p><i>pier diameter > 16 in</i></p> $S_r = (2.3 \sim 3.0) (f_w')^{1/2}$ <p><i>pier diameter < 16 in</i></p> $S_r = (3.0 \sim 4.0) (f_w')^{1/2}$ <p> S_r : 단위면적당 극한주면마찰력 f_w' : 암석과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값 (psi) </p>	암을 5종류로 구분하고 단위면적당 허용선단 지지력의 경험치 제시	구조물 기초설계 기준(2003)
CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL (1992)	$\frac{q_s}{p_a} = b \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5}$ $q_s = 0.05 f_c' (f_c' < q_u)$ <p> q_s : 단위면적당 극한주면마찰력 p_a : 대기압 b : 경험적 계수 q_u : 암석의 일축압축강도 f_c' : 콘크리트의 강도 </p>	$q_a = \sigma_c K_{sp} d$ $d = 1 + 0.4 \frac{L_s}{B_s} \leq 3.4$ <p><i>Pressuremeter Tests</i></p> $R_u = K_b (p_l - p_o) + \sigma_o$ <p> q_a : 단위면적당 허용선단지지력 σ_c : 암석의 평균 일축압축강도 K_{sp} : 안전율 3.0을 포함한 경험적 계수 (0.1~0.4) d : 깊이계수 L_s : 소켓 근입깊이, B_s : 소켓 직경 R_u : 단위면적당 극한선단지지력 K_b : 말뚝직경-암반근입깊이 비에 따라 결정 되는 무차원 경험적 계수 p_l : 공내재하시험시 한계압력 p_o : 말뚝선단부 위치에서의 암반의 수평응력 σ_o : 말뚝선단부 위치에서의 상재압 </p>	
기타	$f_{\max} = 0.67 q_u^{0.5} \text{ (Horvath and Kenney)}$ $f_{\max} = 1.42 q_u^{0.5} \text{ (Carter and Kulhawy)}$ $f_{\max} = 1.11 q_u^{0.51} \text{ (Rosenberg and Journeaux)}$ $f_{\max} = 0.3 q_u \text{ (Reynolds and Kaderabek)}$ $f_{\max} = 0.2 q_u \text{ (Gupton and Logan)}$ $f_{\max} = 0.15 q_u \text{ (Reese and O'Neill)}$ <p> f_{\max} : 단위면적당 극한주면마찰력 (tf/ft²) q_u : 암석의 일축압축강도 (tf/ft²) </p>	$q_{\max} = 3 q_u \text{ (Coates)}$ $q_{\max} = (5 \sim 8) q_u \text{ (Teng)}$ $q_{\max} = 2.7 q_u \text{ (Rowe and Armitage)}$ $q_{\max} = 4.5 q_u \leq 10 \text{ MPa (ARGEMA)}$ <p> q_{\max} : 단위면적당 극한선단지지력 q_u : 암석의 일축압축강도 </p>	구조물 기초설계 기준(2003)

2.2 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력

2.2.1 IGM의 정의 및 분류

IGM은 토사와 암의 중간특성을 갖는 지반으로 정의되며 일반적으로 굴착이 비교적 용이하고, 작용하중에 대한 효과적인 저항력을 제공한다. 다시 말해 토사에서 암으로 또는 암에서 토사로의 전이과정에 있는 지반으로 양질의 토사(hard soil) 또는 연약한 암(weak rock)이 이에 속하며, 국내에서는 풍화암이 이에 속한다고 볼 수 있다.

현장타설말뚝과 가장 일반적으로 비교되는 항타말뚝은 IGM에서 시공이 어렵고, 항타로 인한 말뚝의 손상이 자주 발생하는데 반해, IGM에서 현장타설말뚝은 선단저항보다 주변저항에 의해서 대부분의 작용하중에 저항하도록 설치된다(O'Neill 등, 1996).

IGM은 표 4와 같이 지반종류 및 특성에 따라 크게 3가지로 분류되며, Categories 1과 2 IGM은 Cohesive IGM이고, Categories 3 IGM은 Cohesionless IGM이다.

표 4. IGM의 분류(O'Neill 등, 1996)

Categories	Geomaterial Type	Remark
1	heavily overconsolidated clays clay shales saprolites mudstone (claystones, siltstones)	cohesive prone to smearing when drilled
2	limestones limerock sandstones argillaceous geomaterials	cohesive not prone to smearing when drilled
3	very dense granular geomaterials residual, completely decomposed rock glacial till	Primarily cohesionless

각종 설계기준에 언급되거나 제시되어 있는 지반분류 기준은 표 5와 같다. 표에 제시된 바와 같이 FHWA(1999) 설계기준에서는 다른 설계기준에 비해 명확하게 지반을 분류하고 있고 이를 설계에 반영할 수 있도록 하였다.

표 5. 각종 설계기준에 제시된 지반분류 기준

구분	지반분류	비고
CFEM(1992)	- Soft or weakly cemented rock($q_u < 1.0$ MPa) ⇒ 지질학적으로 암으로 분류되더라도 Soil로 간주 - Rock($1.0 \text{ MPa} \leq q_u \leq 5.0 \text{ MPa}$) ⇒ Very weak rock - Rock($5.0 \text{ MPa} \leq q_u \leq 25.0 \text{ MPa}$) ⇒ weak rock	
AASHTO(1998)	- Cohesive soil : $q_u \leq 1.8$ MPa - Cohesive geomaterial($q_u > 1.8$ MPa) ⇒ Rock으로 간주 - Cohesionless geomaterial($N < 100$ 회/(0.3 m)) ⇒ Sandy soil로 간주	토사와 암의 구분(분류) 기준이 명확하지 않음
FHWA(1988)	- Cohesive soil : $q_u < 0.4$ MPa(56 psi) - Rock : $q_u > 1.7$ MPa(250 psi) - Intermediate geomaterials(IGM) : $0.4 \text{ MPa} \leq q_u \leq 1.7 \text{ MPa}$ ⇒ 점토($q_u = 56$ psi)에서의 주변마찰력과 암반($q_u = 250$ psi)에서의 주변마찰력을 산정한 후 선형 보간법으로 IGM에서의 주변마찰력 산정	주변마찰력 산정시 적용
FHWA(1999)	- Cohesive soil : $q_u < 0.5$ MPa - Cohesionless soil : $N < 50$ 회/(0.3 m) - Cohesive IGM : $0.5 \text{ MPa} \leq q_u \leq 5.0 \text{ MPa}$ - Cohesionless IGM : 50 회/(0.3 m) $\leq N \leq 100$ 회/(0.3 m) - Rock : $q_u > 5.0$ MPa	

2.2.2 축하중을 받는 현장타설말뚝의 설계모델

O'Neill 등(1996)은 IGM에 설치된 현장타설말뚝 재하시험결과(139개소)와의 비교연구를 통해, 암석의 일축압축 강도를 이용하는 암반에서의 전통적인 지지력 산정방법들은 IGM에서의 지지력을 정확히 예측할 수 없다는 결론을 얻었다. 그리하여, 기존의 연약한 암반을 대상으로 한 연구성과 들을 재평가하고 현장 재하시험 분석 및 말뚝의 지지력에 영향을 미치는 다양한 요소를 반영한 유한요소해석을 통해 Cohesive IGM에서의 현장타설말뚝의 새로운 설계모델을 제시하였다. 또한, Cohesionless IGM에 대해서는 기존의 Mayne과 Harris의 방법(1993)을 인용하여 설계모델을 제시하였다.

설계모델 1

설계모델 1은 Category 1과 2 IGM에서 적용할 수 있는 방법으로 유한요소해석을 통해 제안하였으며, 이 설계모델

예측하는 방법이다. 설계모델 1을 이용하여 Cohesive IGM에서 IGM 소켓 주변 거칠기 조건에 따른 지지력을 산은 말뚝의 지지력을 직접적으로 산정하는 것이 아니라 하중-침하관계를 예측함으로써 특정 변위에 상응하는 지지력을 정할 수 있으며 지지력 산정시 외적, 내적으로 고려할 수 있는 요소들은 다음과 같다.

- IGM의 비배수 압축강도
- IGM의 팽창성과 내부마찰각
- 현장타설말뚝 콘크리트와 IGM 경계면의 거칠기 특성
- 경계면의 마찰각
- 경계면의 교란 특성(콘크리트와 교란되지 않은 IGM 사이에 재성형된 지반의 존재 여부)
- 콘크리트와 IGM의 탄성계수
- IGM 내부에 존재하는 연약한 틈이나 층의 두께 및 탄성계수
- 콘크리트와 IGM 사이의 초기 접촉 압력
- 소켓의 깊이 및 직경

표 6. 지지력 산정공식 (설계모델1)

$f_{max} = K_f f_{aa} \leq f_{aa}, \quad f_{aa} = f_a (f_{aa} / f_a)$ $f_a = \alpha q_u \text{ (smooth socket)}, \quad f_a = q_u / 2 \text{ (rough socket)}$ $\alpha = 1.73 (\alpha_{Figure}) \tan \phi_{rc}, \quad K_f = n + \frac{(\Theta_f - n)(1 - n)}{\Theta_f - 2n + 1}$ $n = \frac{\sigma_n}{q_u} \text{ (rough socket)}, \quad \sigma_n = M \gamma_c z_c, \quad \Theta_f = \frac{E_m \Omega}{\pi L \Gamma f_{aa}} w_t$ $\Omega = 1.14 \left(\frac{L}{D}\right)^{0.5} - 0.05 \left[\left(\frac{L}{D}\right)^{0.5} - 1\right] \log_{10} \left(\frac{E_c}{E_m}\right) - 0.44$ $\Gamma = 0.37 \left(\frac{L}{D}\right)^{0.5} - 0.15 \left[\left(\frac{L}{D}\right)^{0.5} - 1\right] \log_{10} \left(\frac{E_c}{E_m}\right) + 0.13$ $q_b = 0.0134 E_m \frac{\left(\frac{L}{D}\right)}{\left(\frac{L}{D}\right) + 1} \left\{ \frac{200 w_t \left[\left(\frac{L}{D}\right)^{0.5} - \Omega\right] \left[1 + \frac{L}{D}\right]}{\pi L \Gamma} \right\}^{0.67}$ $Q_t = \pi D L \Theta_f f_{aa} + \frac{\pi D^2}{4} q_b, \quad \Theta_f \leq n$ $Q_t = \pi D L K_f f_{aa} + \frac{\pi D^2}{4} q_b, \quad \Theta_f > n$	<p>여기서,</p> <p>f_{max} : 단위면적당 극한주면마찰력</p> <p>K_f : The inelastic-range settlement term</p> <p>f_{aa} : 수정된 단위 극한주면마찰력</p> <p>f_a : 단위 극한주면마찰력</p> <p>q_u : IGM의 일축압축강도</p> <p>ϕ_{rc} : 콘크리트와 IGM 접촉면의 유효내부마찰각</p> <p>Θ_f : The elastic-range settlement term</p> <p>σ_n : 공벽에 작용하는 콘크리트의 압력</p> <p>M : 콘크리트 슬럼프값과 관련된 경험적 계수</p> <p>γ_c : 유동 콘크리트의 단위중량</p> <p>z_c : σ_n 산정 깊이</p> <p>E_m : IGM의 탄성계수</p> <p>Ω : 소켓형상과 관련된 계수</p> <p>L : IGM 소켓의 길이</p> <p>Γ : 소켓형상과 관련된 계수</p> <p>w_t : IGM 소켓두부에서의 침하량</p> <p>D : IGM 소켓의 직경</p> <p>E_c : 말뚝본체의 탄성계수</p> <p>q_b : 침하량에 따른 단위면적당 선단지지력</p> <p>Q_t : 침하량에 따른 지지력</p>
--	---

설계모델 2

설계모델 2을 이용하여 Cohesionless IGM에서의 지지력을 산정할 수 있으며 지지력 산정시 외적, 내적으로 고려할 수 있는 요소들은 다음과 같다.

- 콘크리트와 IGM의 탄성계수
- IGM의 내부마찰각 (배수시)
- IGM의 정지토압계수
- IGM의 유효연직응력
- 소켓의 형상

표 7. 지지력 및 침하량 산정공식 (설계모델2)

$f_{\max} = \sigma_v' K_o \tan \phi', \quad K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$ $\phi' = \tan^{-1} \left\{ \left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_v'}{p_a} \right)^{0.34}} \right] \right\}, \quad OCR = \sigma_b' / \sigma_v'$ $\sigma_b' = 0.2 N_{60} p_a', \quad q_{\max} = 0.59 [N_{60} (p_a / \sigma_{vb}')]^{0.8} \sigma_{vb}'$ $Q_{T1} = \frac{f_{\max} \pi BL}{1 - \left\{ \frac{I}{[\xi \cosh(\mu L)](1 - \nu^2)} \right\}}$ $I = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 \tanh(\mu L)L}{\pi \lambda (1 - \nu) \xi (\mu L) B}}{\frac{4}{(1 - \nu) \xi} + \frac{4\pi \frac{E_{sm}}{E_{sL}} \tanh(\mu L)L}{\xi (\mu L) B}}$ $\mu L = 2(2/\xi \lambda)^{0.5} (L/B)$ $\xi = \ln \{ [0.25 + (2.5(E_{sm}/E_{sL})(1 - \nu) - 0.25)\xi] (2L/D) \}$ $\lambda = 2(1 + \nu) E_c / E_{sL}, \quad \xi = E_{sL} / E_b = 2.5$ $w_{T1} = \frac{Q_{T1} I}{E_{sL} B}, \quad Q_T = f_{\max} (\pi BL) + q_{\max} (\pi B^2 / 4)$ $\Delta w = (Q_T - Q_{T1}) \frac{(1 - \nu^2)}{E_b B}$	<p>여기서,</p> <p>f_{\max} : 단위면적당 극한주면마찰력</p> <p>σ_v' : 층중심에서의 유효연직응력</p> <p>K_o : 정지토압계수</p> <p>ϕ' : 지반의 유효내부마찰각</p> <p>σ_b' : 지반의 선행압밀하중</p> <p>p_a : 대기압</p> <p>N_{60} : 타격에너지 60%로 보정한 해머타격 횟수</p> <p>q_{\max} : 단위면적당 극한선단지지력</p> <p>Q_{T1} : 1번째 구간 끝에서의 하중*</p> <p>B : 말뚝의 직경</p> <p>L : IGM 소켓의 길이</p> <p>I : 탄성침하 영향계수</p> <p>μL : 수평 확장 영향계수</p> <p>ν : 지반의 포와송비</p> <p>E_{sm} : IGM 소켓중심 위치에서의 IGM의 탄성계수</p> <p>E_{sL} : 말뚝선단 위치에서의 IGM의 탄성계수</p> <p>E_b : 말뚝선단 아래 위치에서의 IGM의 탄성계수</p> <p>E_c : 말뚝본체의 탄성계수</p> <p>w_{T1} : 하중 Q_{T1}에 대응하는 말뚝의 침하량</p> <p>Q_T : 2번째 구간 끝에서의 하중*</p> <p>Δw : 하중 Q_T에 대응하는 말뚝의 침하량</p> <p>* : Cohesionless IGM에서는 말뚝의 하중-침하 곡선을 3개의 구간으로 나누어 산정함</p>
--	--

3. 설계사례연구

국내에서 주로 이용되고 있는 각종 설계기준은 대부분 지반을 토사와 암반으로만 구분하고 있으며, 지반을 분류하는 기준도 명확하지 않은 경우가 있다. 따라서, 토사와 암반의 경계에 있는 지반일 경우 동일한 지반일지라도 설계자의 판단에 따라 지반을 토사 또는 암으로 달리 분류하여 지지력을 다르게 산정하는 경우가 종종 발생하고 있는 실정이다. 따라서, 본 연구에서는 국내 지반특성상 IGM으로 분류되는 지반이 상당 부분 분포하고 있는 점을 고려하여 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 국내 2개 현장에서의 현장타설말뚝

설계사례를 분석하였다. 설계자에 따라 보수적으로 IGM을 토사지반으로 간주할 수 있으므로 IGM에서의 지지력 이론과 토사지반에서의 지지력 이론을 각각 적용하여 지지력을 산정, 이를 비교 평가하였다.

3.1 현장개요

○○공항 ○○교 접속도로 건설공사

연암지 지 현장타설말뚝으로 설계되었으며, 지반조사결과 지층은 상부로부터 토사층(퇴적층 및 풍화토), 풍화암, 연암

순으로 구성되어 있다. 토사층의 대부분은 퇴적층으로 층후는 약 19.7 m ~ 27.5 m 정도이고, 모래, 실트 및 점토가 혼재되어 있다. 풍화암층 상부 1.0 m까지 희생강관이 삽입되어 있어 성토층 및 토사층에서의 지지력은 말뚝의 지지력 산정시 무시하였으며, 풍화암을 IGM으로 분류하고 지지력을 산정하였다.

○○국도 우회도로 건설공사

지반조사결과, 상부로부터 약 80 m 이상 시추시에도 기반암(연암)이 발견되지 않고 파쇄가 심한 풍화암이 깊게 분포하는 것으로 예상되어 풍화암층에 현장타설말뚝의 선단부를 위치하도록 하는 설계가 불가피하였으며, 풍화암을 IGM으로 분류하고 지지력을 산정하였다.

2개 현장의 지층구성 및 말뚝의 제원은 표 8 및 표 9와 같다.

표 8. 지층구성

○○공항 ○○교 접속도로									○○국도 우회도로 해상교량		
지층명	BB-5		BB-11		BB-19		BB-24		지층명	BB-16	
	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)		지층명	지층 두께 (m)
성토층	7.5	7.5	7.4	7.4	6.8	6.8	6.4	6.4	호박돌층	15.0	15.0
토사층	27.5	35.0	25.5	32.9	24.6	31.4	19.7	26.1	차갈전석층	8.0	23.0
풍화암층	11.0	46.0	15.5	48.4	3.4	34.8	16.0	42.1	풍화토층	14.5	37.5
연암층	4.5	50.5	5.0	53.4	7.0	41.8	3.0	45.1	풍화암층	42.5	80.0

표 9. 말뚝제원

구 분	말뚝의 종류	말뚝의 직경 (m)	비 고
○○공항 ○○교 접속도로	BB-5	현장타설말뚝	2.25
	BB-11		
	BB-19		
	BB-24		
○○국도 우회도로 해상교량	BB-16	현장타설말뚝	2.5

3.2 현장타설말뚝 설계

3.2.1 설계조건 및 가정사항

현장타설말뚝의 연직지지력 산정시 해상조건임을 감안하여 지하수위는 지표면으로 하였고, 풍화암층을 IGM으로 분류하여 지지력 산정하였으며, 풍화암 상단부 기준침하량은 설계시 적용된 말뚝의 허용 수직변위(25.4 mm)와 풍화암 상단 말뚝부분의 탄성침하량을 고려하여 결정하였다. 기타 지지력 산정시 가정사항은 다음과 같다.

- (1) 풍화암층을 Cohesive IGM으로 분류
- (2) 현장타설말뚝 시공시 유동 콘크리트의 수중단위 중량 : 1.1 tf/m³
- (3) 콘크리트의 슬럼프값 : 175 cm
- (4) 시공시 콘크리트의 타설속도 : 12 m/hr
- (5) IGM 소켓 주변부 조건 : “거친” 조건

3.2.2 말뚝의 길이 결정 및 지지력 산정 결과

지지력 산정시 풍화암 및 연암층에서는 토사 및 암반에서의 지지력 이론을 적용하였고, 풍화암층에서는 IGM에서의 지지력 이론은 이용하였다. 현장타설말뚝의 지지력 산정결과를 요약하면 표 10과 같다.

3.3 지지력 이론 비교

지지력 이론의 적용성을 평가하기 위해 풍화암을 양질의 사질토로 가정하고 토사지반에서의 지지력 이론을 적용하여 산정한 지지력과, IGM에서의 지지력 이론으로 산정한 풍화암에서의 지지력을 비교 분석하였다. 지지력 비교시 적용된 토사지반에서의 공식은 도로교 설계기준 해설-하부구조 편(2001, 대한토목학회), FHWA(1999) 설계기준에 따른 것이며, 지지력 산정결과는 표 11 및 그림 1과 같다.

주면마찰력 산정결과, 그림 1에서와 같이 풍화암을 IGM으로 분류하고 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 경우 전반적으로 지지력이 크게 나타났으며, 풍화암을 사질토로 분류하여 도로교 설계기준(2001) 및 FHWA(1999) 설계기준을 적용, 산정한 지지력은 이 보다 작게 나타났다.

도로교 설계기준(2001)에 제시되어 있는 SPT N치를 바탕으로 하는 방법에는 N치 또는 단위면적당 지지력(주면마찰력 및 선단지지력)의 제한값이 있으므로, 일반적으로 N치가 50이상인 풍화암에 이 기준을 적용할 경우 실제 지반의 지지력보다 보수적인 결과를 나타낼 수 있다.

풍화암을 같은 사질토로 분류하고 지지력을 산정하였을

때, FHWA(1999) 설계기준에 의한 주면마찰력이 도로교 설계기준(2001)보다 보수적으로 나타났는데, 이는 단순히 N치를 바탕으로 하는 도로교 설계기준(2001)의 경우 지하수위의 영향(지반내 유효응력 감소)을 정확히 반영하지 못한 결과라 사료된다. 또한 FHWA(1999) 설계기준의 경우, 주면마찰력 산정시 지하수위에 따른 지반내 유효응력의 변화에 따라 지지력 차이가 분명하게 나타나므로 지하수가 있는 조건에서는 도로교 설계기준(2001)의 적용에 세심한 주의가 필요하다고 판단된다.

선단지지력의 경우 IGM에서의 지지력 산정결과, FHWA(1999) 설계기준 및 도로교 설계기준(2001)으로 산정한 사질토에서의 선단지지력에 비해 지지력이 작게 산정되었다. FHWA(1999) 설계기준에 의하면 사질토에서 현장타설말뚝의 극한선단지지력이 발휘되기 위해서는 말뚝 직경의 약 5%에 해당하는 침하가 선단에서 발생하여야 하고, IGM에서의 지지력은 IGM 소켓 두부에서의 침하량에 따라 결정되며 극한지지력 산정시 소켓 두부에서의 기준침하량으로 25.4 mm(1.0 in)를 제시하였다. 그러나 본 설계사례에서는 풍화암(IGM) 상단 말뚝의 탄성침하량을 고려하여 말뚝의 허용수직변위 25.4 mm 보다 작은 침하량을 IGM 소켓 두부에 적용시켜 이에 상응하는 선단 지지력을 산정하였고, 이에 따라 선단에서의 침하량은 소켓 두부에서의 침하량보다 적을 것이다. 따라서, 선단지지력 산정시 적용된 변위기준이 서로 다르고, IGM 지지력 이론으로 산정한 선단지지력은 실제 말뚝선단부 IGM에서의 극한지지력이 아니라 적용된 IGM 소켓 두부에서의 침하량에 상응하여 발휘되는 지지력이므로 산정한 선단지지력을 직접적으로 비교하기 힘들다고 판단된다.

표 10. 말뚝의 길이 결정 및 연직지지력 산정 결과

구 분		말뚝 길이 (m)	지반의 허용지지력 (tonf)	말뚝재료의 허용하중 (tonf)	설계하중 (tonf)	비 고
○○공항 ○○교 접속도로	BB-5	48.4	2757.0	2742.3	2275.3	지지층 : 연암 연암층에 2.4 m 근입
	BB-11	50.8	2994.3	2788.4	2307.4	
	BB-19	37.2	2394.0	2695.9	2345.9	
	BB-24	44.5	2597.8	2829.6	2295.9	
○○국도 우회도로 해상교량	BB-16	50.5	1702.3	4511.8	1677.0	지지층 : 풍화암 풍화암층에 13.0 m 근입

표 11. 풍화암층에서의 허용지지력 산정 결과

구 분	풍화암 구간 길이 (m)	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론				IGM에서의 지지력 이론		비 고	
		도로교 설계기준 해설		FHWA(1999)		FHWA(1999)			
		주면마찰력 (tonf)	선단지지력 (tonf)	주면마찰력 (tonf)	선단지지력 (tonf)	주면마찰력 (tonf)	선단지지력 (tonf)		
○○공항 ○○교 접속도로	BB-5	10.0	471.2	-	267.7	-	792.2	-	연암지지
	BB-11	14.5	683.3	-	394.3	-	616.0	-	연암지지
	BB-19	2.4	113.1	-	52.3	-	360.2	-	연암지지
	BB-24	15.0	706.9	-	376.2	-	1099.0	-	연암지지
○○국도 우회도로 해상교량	BB-16	13.0	680.7	490.9	385.4	479.5	1154.7	234.3	풍화암지지

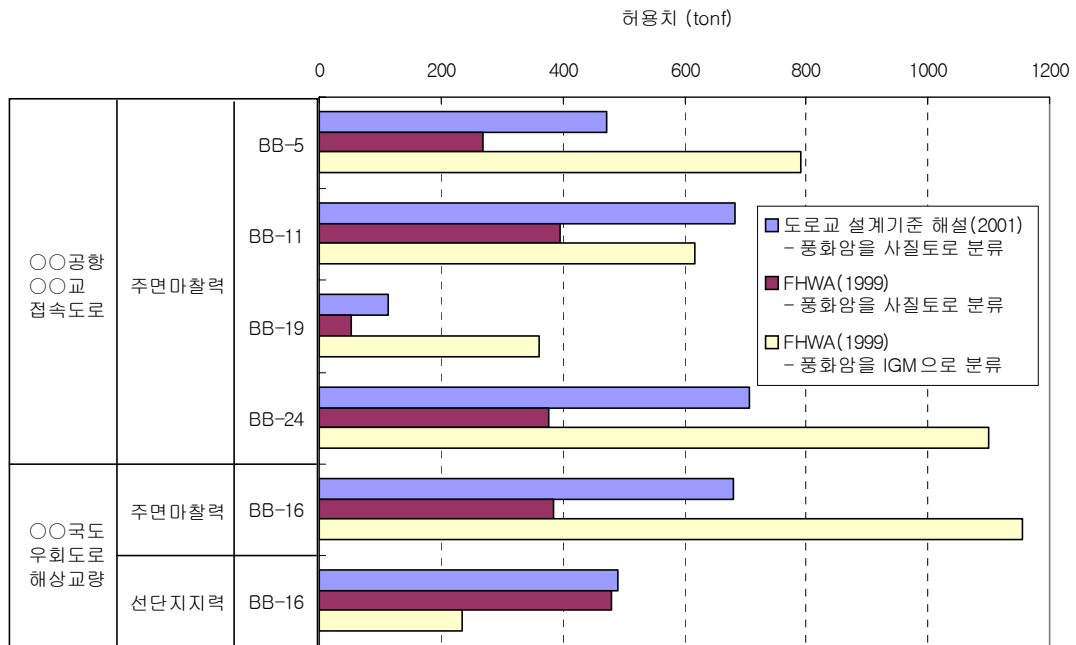


그림 1. 풍화암층에서의 허용지지력 산정 결과

4. 결론 및 고찰

FHWA(1999) 설계기준에 제시되어 있는 지반분류 기준에 근거해 볼 때, 국내 지반특성상 IGM으로 분류될 수 있는 지반이 상당 부분 분포하고 있다. 하지만, 현재 국내 설계기준에는 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력 산정방법이 별도로 제시되어 있지 않기 때문에 설계자는 토사와 암반의 중간특성을 지닌 지반, 즉 IGM을 토사 또는 암반으로 분류하고 지지력을 산정하고 있으며, 지지력 산정방법을 적용하기 위한 지반분류 시 토사와 암의 구분이 모호한 경우 보수적으로 IGM을 토사지반으로 간주하여 지지력을

추정하는 경향이 있다. 따라서, 현장타설말뚝의 IGM에서의 큰 지지력 발휘특성을 설계시 충분히 이용하지 못하고 있는 실정이다.

본 연구에서는 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 국내 2개 현장의 현장타설말뚝 설계사례 분석하여 그 이론의 적용성을 평가하였다. IGM에서의 현장타설말뚝의 지지력과 비교하기 위해 IGM을 양질의 사질토지반으로 간주하고 지지력을 산정하였으며, 이를 비교 분석하였다. 지지력 비교 결과, 풍화암을 IGM으로 분류하고 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 경우 전반적으로 지지력이 크게 나타났다. 특히, ○○국도 우회도로 건설공사 해상교량 말뚝기초

설계사례와 같이 기반암(연암)이 깊게 분포하는 경우에 IGM에서의 지지력 이론을 적용하면 연암까지 근입시키지 않더라도 말뚝의 지지력을 확보할 수 있을 것으로 사료된다.

하지만 본 설계사례는 현장 및 실내시험 자료가 충분하지 못한 관계로 지지력 산정시 필요한 여러 설계정수를 많은 부분 추정하여 적용한 것으로, 보다 정밀한 지지력을 산정하기 위해서는 상세한 지반조사 및 시험과 주변부 거칠기 및 교란 여부 등에 대한 조사가 선행되어야 할 것이다.

다. 그리고 아직 국내에서는 IGM에서의 지지력 이론의 적용 사례가 없고, 산정된 지지력은 이론적 공식에 의한 것이므로 현장재하시험을 통한 지지력 확인이 반드시 필요하다고 판단된다. 또한, 국내에 IGM에서의 지지력 이론을 적용하기 위해서는 관련 자료(지반조사, 설계 및 재하시험자료)의 축적 및 분석이 지속적으로 이루어져야 할 것이다.

(접수일자 : 2005년 3월 28일)

참 고 문 헌

1. 김원철, 서덕동, 이정훈, 김우철(2004), IGM에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 및 하중-침하거동, 2004년도 기초기술위원회 봄학술발표대회 논문집, 한국지반공학회, pp. 183~196.
2. 대한토목학회(2001), 도로교 설계기준 해설(하부구조 편), 제 5.8절.
3. 천병식, 김원철, 서덕동(2004), IGM에 근입된 말뚝의 지지력 해석을 위한 기준침하량 결정방법 제안, 2004년도 기초기술위원회 봄학술발표대회 논문집, 한국지반공학회, pp. 163~179.
4. 천병식, 김원철, 서덕동, 윤우현(2004), 현장타설말뚝의 하중전이시험 결과를 이용한 IGM 이론의 적용성 평가, 한국지반공학회 논문집, Vol.20, No.6, pp. 29~40.
5. 한국지반공학회(1997), 구조물 기초 설계기준, 제 5장.
6. Canadian Geotechnical Society(1992), Canadian Foundation Engineering Manual, 3rd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa.
7. Cater, J. P. and Kulhawy, F. H.(1987), Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock, Research Report 1493-4, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York, January.
8. Colorado Department of Transportation(2003), Improvement of the geotechnical Axial Design Methodology for Colorado's Drilled Shafts Socketed in Weak Rocks, Report No. CDOT -DTD-R-2003-6.
9. Gupton, C. and Logan, I.(1992), Design Guidelines for Drilled Shafts in Weak Rock in South Florida, Preprint, Annual Meeting of South Florida Branch of ASCE, Miami, FL.
10. Horvath, R. G. and Kenny, T. C.(1979), Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers, in Proceedings, Symposium on Deep Foundations (Fuller, ed.), ASCE, Atlanta, October.
11. Reese, L. C. and O'Neill, M. W.(1988), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.
12. Reynolds, R. I. and Kaderabek, T. I.(1980), Miami Limestone Foundation Design and Construction, Preprint No. 80-546, South Florida Convention, ASCE.
13. Rosenberg, P. and Journeaux, N.(1976), Friction and End Bearing Tests on Bedrock for High Capacity Socket Design, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, No 3.
14. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1988), Drilled Shafts Student Workbook, NHI Course No. 13214.
15. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1996), Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials, Publication No. FHWA-RD-95-172.
16. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1999), Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025.