

현장타설말뚝의 하중전이시험 결과를 이용한 IGM 이론의 적용성 평가

Applicability Evaluation of IGM's Theory Using the Results of Load Transfer Tests of Drilled Shafts

천 병 식¹ Chun, Byung-Sik

김 원 철² Kim, Won-Cheul

서 덕 동³ Seo, Deok-Dong

윤 우 현⁴ Yoon, Woo-Hyun

Abstract

The bearing capacity of drilled shaft is affected by several factors, such as shaft length, shape, surface roughness, young's modulus of geomaterials and shaft, soil strength, confining stress and so on. However, there has been no design method of drilled shaft considering all factors mentioned above. Moreover, since geomaterials are simply classified as sand, clay and rock, there was no design criterion for IGM (Intermediate Geomaterials). Therefore, the rigorous design approach of drilled shaft was not possible by classical design method. However, since these characteristics were not considered in classical theories, bearing capacity was generally different from practical value. In this study, the bearing capacity of drilled shaft with the IGM's theory was compared with those of classical theories. The results showed that classical method showed smaller values of bearing capacity than those of field load transfer data. Moreover, the evaluated value of bearing capacity with IGM theory corresponded fairly well with those of field data.

요 지

현장타설말뚝의 지지력에 영향을 미치는 요소로는 말뚝의 길이 및 형상, 주변부 거칠기, 지반 및 말뚝의 탄성계수, 지반의 강도, 구속응력 등이 있으나 기존의 국내·외 설계기준에서는 이들을 모두 고려한 설계방법이 제시되지 않았다. 또한, 지반을 토사와 암반으로만 분류하여 중간특성을 가진 지반(IGM, Intermediate Geomaterials)에 대한 설계기준이 없어서 지지력 예측값이 다양하게 나타났다. 본 연구에서는 현장타설말뚝의 지지력에 관하여 하중전이 시험 결과를 이용해 기존 및 IGM 이론의 적용성을 비교 평가하였다. 연구 결과 기존의 주요 지지력 산정방법들은 실측치와 비교한 결과 지지력을 과소 평가하고 있었으며, IGM 이론의 경우 지지력 예측결과가 실측치와 잘 일치하고 있음을 보였다.

Keywords : Bearing capacity, Drilled shaft, Field data, IGM, Load transfer

1. 서 론

현장타설말뚝에 대한 연직압축지지력 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 모든 연구나 기준은 지반을 토사(점성토, 사질토)와 암반으로만 분류하여 진행되어져 왔다(한

1 정희원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Hanyang Univ., hengdang@unitel.co.kr)

2 정희원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 겸임교수 (Member, Adjunct Prof., Dept. of Civil Engrg., Hanyang Univ.)

3 정희원, 대림산업(주) 기술연구소 (Member, Daelim Technology Research Institute)

4 정희원, 경원대학교 산업·환경대학원 교수 (Member, Prof., Graduate Sch. of Indus. Study & Environ. Sci., Kyungwon, Univ.)

국지반공학회, 1997 ; FHWA, 1996). 즉, 토사와 암반의 중간적인 특징을 보이는 지반(IGM, Intermediate Geomaterials)에 대해서는 연구자에 따라 토사 혹은 암반으로 분류하여 지지력 이론들을 제안하였다. 이러한 지반조건에 대한 보다 구체적이고 합리적인 논의는 1996년에 보고된 FHWA 연구보고서에서 비로소 IGM이라는 새로운 지반재료를 정의하고 분류하면서부터 정리되었으며, 기존의 연약한 암반을 대상으로 한 연구성과들을 재평가하고 현장 시험치와 FEM해석 등을 통해 제안된 주요 이론들을 이용한 새로운 설계 모델을 제시하였다. 특히, 1999년에 새롭게 개정된 FHWA 설계매뉴얼에 IGM에 대한 설계이론을 기준으로 채택하기에 이르렀다.

IGM은 주로 말뚝의 주면부에 위치하게 되며, 암반에 비해 현장타설말뚝의 시공을 위한 천공작업은 쉬운 반면 지지력 특히 주면마찰력은 암반에 근접할 정도로 큰 특성을 보이는 것으로 알려져 있으나(FHWA, 1996) 기존의 설계기준이나 이론에 의한 지지력 예측은 보수적, 안정적 설계의 경향으로 인해 IGM을 토사에 대한 설계방법으로 적용한 경우가 많아 실제 지지력(주면마찰력)보다 낮게 평가되는 경향을 보여왔다. 즉, 기존의 주요 설계기준으로 이용되었던 도로교 설계기준(2001), FHWA(1988, 1996 부분개정), CFEM(Canadian Foundation Engineering Manual, 1992), AASHTO(1996) 등은 강도나 거동특성에서 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(경성대, 2000), 지지력 예측방법과 관련한 새로운 접근이 시도될 필요성이 대두되었다.

특히, IGM이나 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력은 굴착면의 거칠기나 교란정도, 말뚝의 형상 및 근입길이, 강도, 변형특성 등에 따라 크게 영향을 받는 것으로 알려져 있어 토사지반으로 설계할 경우 이러한 요소들을 다각적으로 적용할 수 없었으므로, 큰 주면마찰력을 발휘하는 IGM의 지지력 특성을 반영하지 못한 보수적인 설계가 이루어져 온 것이 사실이다(FHWA, 1988, 1996). IGM에 관한 FHWA의 연구보고서(1996)와 FHWA(1999)에서는 IGM에 대해 주면부 거칠기나 강도, 점성과 비점성의 지반조건, 접촉면의 교란도, 콘크리트의 슬럼프 및 타설속도, 말뚝의 형상 및 근입길이 등을 고려할 수 있도록 제안되어 향후 말뚝 설계시에 중요한 참고자료로 활용할 수 있게 되었다. 하지만, 국

내 지반조건을 고려한 실용적인 설계기준은 보다 더 다양하고 심도 있는 연구가 필요한 실정이다.

본 연구에서는 국내 지반특성상 상기에서 언급한 IGM으로 분류되는 지반조건이 상당부분 분포하고 있는 점과 기존의 지지력 이론이나 설계기준들의 불합리성, 실제 지지력과 기존 설계방법에 의한 예측치와의 차이점 등을 개선하기 위한 연구의 일환으로 기존 설계방법의 문제점 제시 및 IGM 설계이론의 적용성 등을 국내 및 해외 현장 시험치를 이용하여 비교 평가하였다.

기존 및 IGM 설계이론에 대한 적용성을 비교 평가하기 위해 국내외 재하시험 결과를 이용하여 기존의 지지력 산정방법에 의한 계산치와 시험에 의해 실측된 값을 비교 분석하였다. 또한 기존 이론과 IGM 이론의 특징을 분석하여 문제점 및 개선사항에 대해 이론적 고찰을 실시하였다.

2. 이론적 배경

2.1 현장타설말뚝의 지지력 영향요소

Ladanyi and Domingue(1980), Pells 등(1980)은 주면 전단 저항에 영향을 미치는 요인들을 파악하기 위해 암-콘크리트 접촉면에 대한 실내시험을 실시하였으며, Rowe 등(1997), Donald 등(1980), Rowe and Pells(1980)은 말뚝형상(길이 대 직경의 비)효과와 콘크리트와 주면 및 선단 암반의 탄성계수비 효과를 유한요소해석으로 연구하였다. 또한 Seychuck(1970)와 Briggs(1983) 등은 실물크기 말뚝재하시험으로부터 주면과 선단에 작용하는 하중분담율을 측정하였다.

이러한 연구결과 말뚝의 지지력에 영향을 미치는 주요 요소들은 소켓형상(길이와 직경의 비), 소켓주면 및 말뚝 선단하부 지반의 강도 및 탄성계수, 주면의 거칠기 상태, 말뚝선단의 상태, 강도와 탄성계수가 다른 연약층의 존재와 암반층 구성, 지반-콘크리트 접촉면에 발생하는 크리프가 있다(장학성, 1996).

2.2 기존 지지력 이론

2.2.1 토사지반

토사지반(점성토 및 사질토지반)에서의 현장타설말뚝에 대한 허용지지력은 일반적으로 지반상태에 따라 선단지지력과 주면마찰력으로 구분할 수 있다. 제안자별 주요이론 및 기준을 살펴보면 표 1, 2와 같다.

표 1. 점성토지반에 대한 주요 이론 및 기준

지지력	제안자	이론식	비 고
선단지지력	Reese and O'Neill (1988)	$q_b = N_c c_u \leq 430.6 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N_c = 6[1 + 0.2(L/B_b)] \leq 9$	N_c^* = 지지력계수 α = 부착력계수 $p' = \Delta L$ 구간에서 평균 말뚝의 둘레 길이 $\Delta L = s_{us}$ 에 따른 말뚝의 구간별 길이
	Bowles, J. E. (1996)	$Q_p = A_p c N_c = 9s_{up} A_p$	
	Das, B. M. (1999)	$Q_p = A_p c_u N_c^*$	
주면마찰력	Reese and O'Neill (1988)	$f_i = \alpha c_u \text{ (t/m}^2\text{)}$	
	Bowles, J. E. (1996)	$\sum Q_{si} = \sum \alpha s_{us} p' \Delta L$	
	Das, B. M. (1999)	$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha c_u p \Delta L$	

표 2. 사질토지반에 대한 주요 이론 및 기준

지지력	제안자	이론식	비 고
선단지지력	Meyerhof (1971)	$q_d = \frac{1.3N_{corr} D_b}{D_p} \text{ (t/m}^2\text{)}$ -모래의 경우 : $q_d < 13N_{corr}$ -비소성 실트의 경우 : $q_d < 9.6N_{corr}$	N_{corr} =상재하중에 대하여 보정한 N 값 q_p =선단부 5%변형점에 대한 최대압력 α_p =선단감소계수 q' =말뚝의 선단 깊이에서의 유효연직응력 K =현장타설말뚝의 횡방향토압계수 $p_0 = \Delta L$ 의 중간높이에서의 평균유효상재하중 $p' = \Delta L$ 구간에서 평균 말뚝의 둘레 길이 $\delta = \phi$ (사질토에 설치된 경우) ΔL =말뚝의 구간별 길이 δ =말뚝과 흙 사이의 마찰각
	Reese and Wright (1977)	$q_d = 6.4N \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N \leq 60$ $= 380 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N > 60$	
	Reese and O'Neill (1988)	$q_b = 7.5N \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N \leq 75$ $= 430 \text{ (t/m}^2\text{)}$ $N > 75$	
	Bowles, J. E. (1996)	$Q_p = \frac{q_p}{\alpha_p} A_p$	
	Das, B. M. (1999)	$Q_p = A_p q' (N_c^* - 1)$	
주면마찰력	Meyerhof (1971)	$f_i = 0.096N \text{ (t/m}^2\text{)}$	
	Quirios and Reese (1971)	$f_i = 0.25N < 19 \text{ (t/m}^2\text{)}$	
	Touma and Reese (1974)	$f_i = K \sigma_v \tan \phi_f < 24$	
	Reese and Wright (1977)	$f_i = 0.28N$, $N \leq 53$ $f_i = 0.021(N - 53) + 15$, $53 < N \leq 100$	
	Reese and O'Neill (1988)	$f_i = \beta \sigma_v \leq 19$, $0.25 \leq \beta \leq 1.2$ $\beta = 1.5 - 0.135 \times 10^{-3} \sqrt{z}$	
	Bowles, J. E. (1996)	$\sum Q_{si} = \sum K p_o \tan \delta (p' \Delta L)$	
	Das, B. M. (1999)	$Q_s = \pi D_s (1 - \sin \phi) \int_0^{L_1} \sigma_v \tan \delta dz$	

표 3. 암반에 대한 주요 이론 및 기준

제안자	이론식	비 고
Canadian Geotechnical Society (1985)	$q_d = K_b (p_1 - p_0) + \sigma_v$	p_1 =공내재하시험으로부터 구한 한계압력을 말뚝선단의 위쪽과 아래쪽으로 2배거리에 걸쳐 평균한 값 p_0 =말뚝선단에서 측정된 수평정지토압 σ_v =말뚝선단에서 전체수직응력 K_b =소켓깊이에 대한 소켓지름의 비에 따른 무차원계수 q_u =암의 일축압축강도
Peck, Hanson and Thornburn (1974)	RQD에 따른 허용접지압력	
Horvath and Kenney (1979)	$f_s = 0.67(q_u)^{0.5} \text{ (psi)}$	
Carter and Kulhawy (1988)	$f_s = 1.42q_u \text{ (psi)}$	
Rosenberg and Journeaux (1976)	$f_s = 1.11q_u^{0.51}$	
Reynolds and Kaderabek (1980)	$f_s = 0.3q_u$	
Gupton and Logan (1984)	$f_s = 0.2q_u$	
Reese and O'Neill (1988)	$f_s = 0.15q_u$	
Toh (1989)	$f_s = 0.25q_u \text{ or } 10N(B/0.3m)^4$	
Crapps (1980)	$f_s = 0.01N(B/0.3m)$ $= -5.54 + 0.41N(B/0.3m)$	

2.2.2 암반

1996년 이전의 경우 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. 기존 암반에 대한 제안자별 주요 이론 및 기준은 표 3과 같다.

2.3 IGM 지지력 이론

2.3.1 IGM의 정의 및 분류

IGM은 토사와 암반의 경계에 있는 성질을 지닌 지반으로서 현장타설말뚝에 적용시 기존의 말뚝공법에 비해 상대적으로 안정적이며, 일반적으로 굴착이 용이하고, 작용하중에 대해 효과적인 저항력을 제공한다. 현장타설말뚝과 가장 일반적으로 비교되는 항타말뚝은 IGM에서 시공이 어렵고, 항타로 인한 말뚝의 손상이 자주 발생한다. IGM에서 현장타설말뚝은 선단저항보다 주면저항에 의해서 대부분의 작용하중에 저항하도록 설치된다(FHWA, 1996).

FHWA(1996)에서는 IGM을 3가지 종류로 분류하였는데, 고려된 내용은 표 4와 같다.

2.3.2 IGM 지지력 이론의 특성

(1) 분류 1 IGM

분류 1의 IGM은 점착력이 있고 물과 접했을 경우 과도한 강도저하를 보이는 q_u 의 범위 0.5~5MPa 사이의 지반이다. 이러한 지반의 특징은 물과 접하게 되면 느슨해지고 쉽게 연약해지며, 굴착중 교란될 수 있다는 것이다. Morganstern 등(1974)은 물에 민감한 점토질 지반을 첫째, 자연함수비에서 일축압축강도가 3.5MPa보다 작을 때, 둘째, 물과 접하게 되면 본래의 일축압축강도의 60%이상

해당하는 비배수압축강도 손실이 발생할 경우, 셋째, 자연함수비가 1%만 증가하여도 즉각 반응하는 경우의 3가지로 정의했다. 이러한 지반에 대한 적절한 판정 시험으로는 직경 50mm이하의 원형 공시체를 구속압 350MPa의 삼축 시험기에서 3일간 증류수를 흡수시킨 후에 비배수 상태에 대한 파괴시험을 실시하는 방법이 있다.

만약 상기의 특성중 하나라도 나타난다면, 말뚝시공중 콘크리트와 IGM경계면에서 IGM이 재성형되어 연약해질 것이고, 설계시에 “매끄러운” 조건으로 검토되어야 한다. 반면에, 0.3m이하의 수직공 양쪽 벽면에 최소 25mm이상의 흠이 전단기의 기능으로 존재할 경우에는 “거친” 조건으로 설계한다. 또한, “거친” 상태는 교란된 IGM의 두께가 콘크리트 타설시 시추공 전체 벽면에 2.5mm 이상 발생하지 않아야 하고, RF(거칠기 계수)가 0.1 이상이고, 교란범위가 2.5mm 미만, “거친” 상태는 “거친” 조건을 이용한 계산치와 재하시험시의 하중전이 특성이 일치할 때와 같은 사항에 해당된다면 “거친” 조건으로 가정할 수 있다.

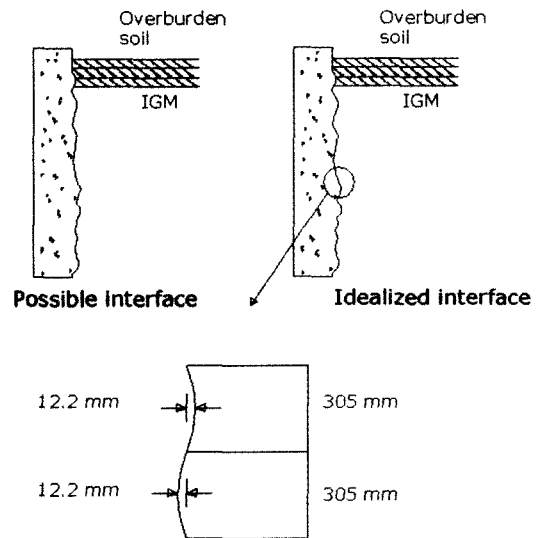


그림 1. IGM 소켓 주면부 거칠기 기준 모식도(FHWA, 1996)

표 4. IGM의 분류(FHWA, 1996)

분류	점성의 IGM(모델 I)		비점성의 IGM(모델 II)
	1	2	3
정의	교란되기 쉬운 점성의 IGM	쉽게 교란되지 않는 점성의 IGM	비점성의 IGM
적용 지반	<ul style="list-style-type: none"> -점토질 지반 · 시추시 교란되기 쉬운 초과 압밀 점토 · 점토 혈암 · 부식되기 쉬운 풍화토 · 이암 	<ul style="list-style-type: none"> -석회질 지반 · 시추시 쉽게 교란되지 않는 석회암과 점토질 지반 · 백운석 · 연약한 사암 	<ul style="list-style-type: none"> -매우 조밀한 조립토 지반 · 표준관입시험 N치가 50~100 사이인 잔류토 · 완전히 풍화된 암반 · 빙력토

설계시 거칠기와 교란도는 매우 중요한 고려사항이며, 만약 “거친” 또는 “교란되지 않은” 상태를 구분할 수 없다면, 말뚝은 “매끄러운” 상태로 설계된다. 그림 1에 굴착공 표면의 거칠기와 관련하여 기준을 도시하였다.

한편, FHWA 연구보고서(1996)에 의하면 주면의 거칠기와 교란의 영향을 해석사례를 통해 다음과 같이 분석한 바 있다.

1) 주면 거칠기의 영향(그림 2)

침하량 25mm에서 주면전단저항력은 “거친” 조건일 때가 “매끄러운” 조건인 경우보다 3배 가량 크게 나타나고 있으며, α 값은 식 (1)의 각각 0.09, 0.28을 나타내었다. 그러므로 시추공의 거칠기는 설계시 매우 중요한 평가기준이 된다.

$$f_{max} = \alpha q_u \quad (1)$$

2) 시추공면 지반의 교란 영향

한편, 그림 3과 같이 15mm 두께의 교란된 IGM을 다른 “거친” 조건에서의 교란되지 않은 IGM과 콘크리트 말뚝 사이에 적용하였다. 그림 4에서 2개의 하중-침하량 관계는 “매끄러운 교란되지 않은” 조건과 “거친 교란된” 조건을 나타낸다. 그 결과 소켓의 거동은 두 가지 모두 유사한 거동을 보였다. 따라서 굴착 완료 후에도 “거친” 조건으로 판단될지라도, 내부 굴착면에 교란 발생이 예상된다면 그 말뚝은 “매끄러운” 조건으로 설계해야 한다.

(2) 분류 2 IGM

분류 2의 IGM은 일반적으로 물에 대하여 민감하지 않으며, 석회석, 석회암, 사암과 같은 $q_u = 0.5 \sim 5\text{MPa}$

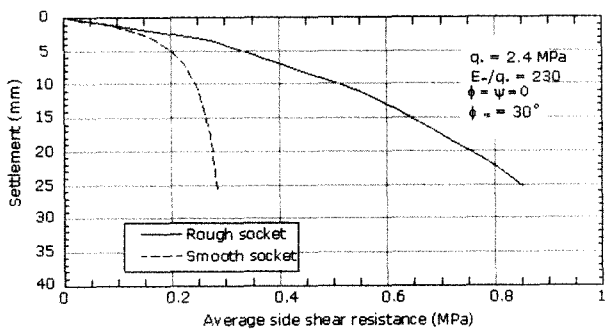


그림 2. FEM해석으로 얻어진 내부거칠기의 영향(예)(FHWA, 1996)

의 점성토, 탄소질/규산질로 굳어진 지반이다. 이러한 IGM 역시, 분류 1과 마찬가지로 시추공이 “매끄러운” 조건인지 “거친” 조건인지의 평가가 설계에서 매우 중요시 된다.

(3) 분류 3 IGM

모든 비점착성 IGM에 적용되며, N치 50이상의 입상토, 입상의 풍화암 등이 여기에 속한다. 설계 시에는 N치와 지하수위, 흙의 단위중량만이 필요하다. 실측결과와의 비교에 의하면 N치를 100으로 제한($N_{max}=100$)할 경우가 잘 일치한다고 보고된 사례도 있다(FHWA, 1996).

2.3.3 IGM의 이론적 배경 및 설계지침

IGM연구에서 일부는 토사로, 일부는 암반에 대한 연

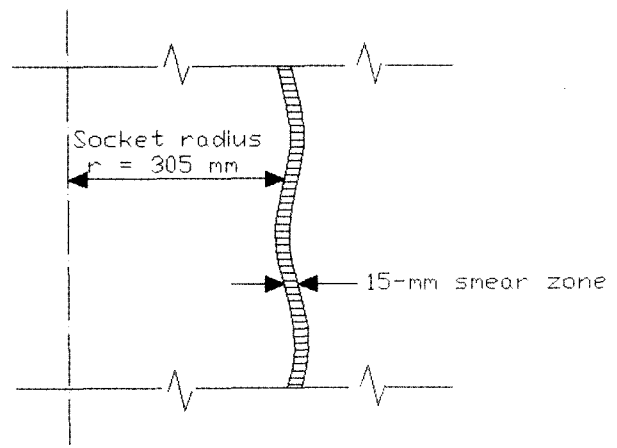


그림 3. FEM에 의한 교란된 내부면의 모식도(FHWA, 1996)

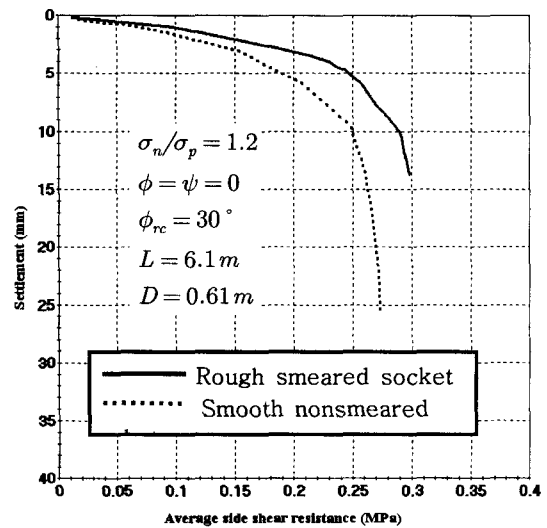


그림 4. “거칠고 교란된” 조건과 “매끄럽고 교란되지 않은” 조건의 상대적 거동(예)(FHWA, 1996)

표 5. IGM 설계매뉴얼의 주요 배경 이론 요약(FHWA, 1996)

특징		방법	Williams	Kodikara	Horvath	Rowe	CFEM	Carter	McVay	Mayne
IGM 분류			2	2	2	1, 2	1, 2	1, 2	2	3
코아 강도 이용			○	○	○	○	○	○	○	
SPT N치 이용										○
최대주면 마찰력 산정	경험적		○		○	○				
	해석적			○				○	○	○
	미적용						○			
최대선단 저항력 산정	경험적		○			○	○			
	해석적							○		○
	미적용			○	○				○	
경계면 팽창과 마찰 적용여부			미적용	적용	미적용	적용	-	적용	미적용	미적용
경계면 파쇄 유무			미적용	미적용	미적용	적용	미적용	미적용	미적용	미적용
침하량 산정	경험식		○							
	탄성론/FEM		○			○		○		○
	미적용			○	○		○		○	
파괴시 하중-침하 적용유무			적용	미적용	미적용	미적용	적용	적용	미적용	적용

구로 이미 이루어져 왔다. 단지, 1996년 토사와 암반이
외의 새로운 재료로 IGM을 고려하면서 그 동안의 연구
결과들에 대한 재평가와 이를 통한 새로운 설계방법이
제시되게 되었다(FHWA, 1996). IGM 설계이론의 근간
이 되는 주요 8가지 연구결과들에 대해 요약하면 표 5와
같다.

IGM내에서 축방향하중을 받는 현장타설말뚝에 대
한 설계를 위해 2.3.2절에 기술된 설계 이론을 바탕으
로 2가지의 모델(모델 1, 2)이 제안되었으며, 모델 1은
점착성 IGM(분류 1, 2), 모델 2는 비점착성 IGM(분류
3)에 적용된다. IGM의 예측 모델들은 주로 하중침하
거동을 예측하므로 허용침하기준의 적용에 주의해야
하며, 어떤 침하량을 예측시 적용하는가가 매우 중요
하다.

모델 1은 선단지지력을 단단한 암반이나 점성의 IGM
과 절리가 심한 점성의 IGM으로 설계를 하고, 주면마찰
력은 주면부의 거친조건과 매끄러운 조건에 따라 산정
한다. 주요 설계요소로는 IGM의 비배수 압축강도, IGM
의 내부마찰각과 변형 특성, IGM과 현장타설콘크리트
의 내면 거칠기, 접촉면의 교란도(콘크리트와 교란되지
않은 IGM 사이 재성형지반의 존재), IGM과 콘크리트
의 탄성계수, 말뚝과 IGM내에 있는 콘크리트의 초기 접
촉압력(콘크리트 슬럼프, 타설속도) 소켓의 깊이와 직경
등이 있다.

모델 2로 제시된 비점성 IGM의 설계지침은 Mayne
and Harris(1993)의 이론이 그대로 이용된다. 주요 설계

요소로는 IGM과 콘크리트의 탄성계수, IGM의 내부마
찰각(배수시), IGM의 정지토압계수, IGM의 수직유효
응력, 소켓의 형상 등이 있다.

3. 현장시험

3.1 현장 개요 및 시험방법

IGM 설계이론의 적용성을 평가하기 위해 국내에서
하중전이 측정이 이루어지고, IGM으로 분류될 수 있는
지반조건에 근입된 광안대로 5공구 현장의 시험자료와
국의 7개 시험 데이터를 이용하여 IGM 설계이론에 의
한 계산치와 비교하였으며, FHWA(1988) 기준에 의한
계산치와도 비교·분석하였다.

3.1.1 국내시험 사례

기준에 사용되어온 지지력 산정법과 IGM 설계이론
에 의한 산정법을 비교 분석하기 위하여 부산 수영만
매립지의 광안대로 육상부 제5공구 건설현장에서 실시
된 정재하시험과 하중전이 측정 결과를 사용하였다. 시
험 말뚝의 제원은 지중관입깊이 32m, 말뚝직경은 1m,
정재하시험시 최대시험하중은 1500톤이다.

국내에서 실시된 일반적인 정재하시험은 하중에 따
른 말뚝두부의 변형량만을 측정하여 설계하중에 대한
검증목적으로만 사용하였다. 그러나, 본 논문에서 사용
된 광안대로 5공구의 재하시험에서는 하중-말뚝두부 변

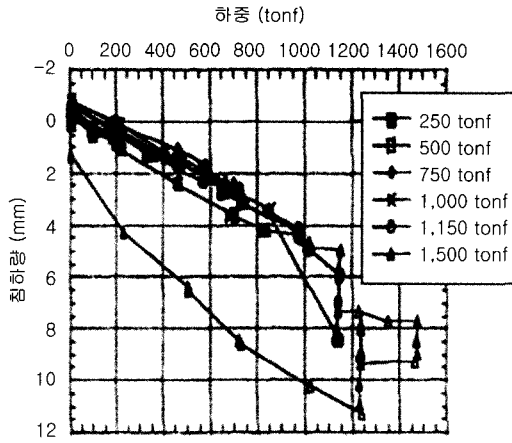


그림 5. 하중-변위곡선(광안대로 제5공구)

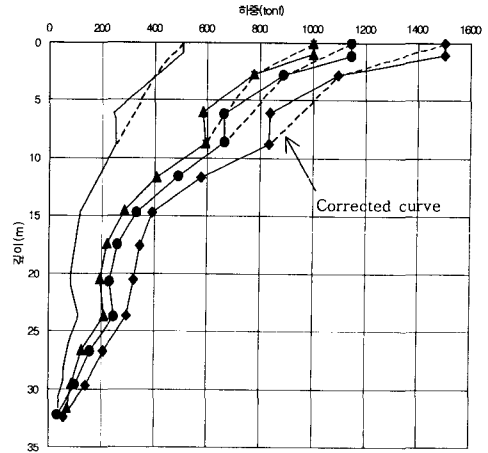


그림 6. 축하중 분포도(광안대로 제5공구)

형량(그림 5)뿐만 아니라 말뚝깊이에 따라 심도별로 스트레인 게이지(철근 응력계, 콘크리트 응력계)를 설치하여 축하중전이 해석(그림 6)을 수행하였다.

3.1.2 국외시험 사례

FHWA(1996)에서 제시된 7개 시험결과를 이용하여 IGM이론에 의한 주변마찰력과 기존의 FHWA(1988)의 방법을 사용하여 구한 주변마찰저항력 및 7개 현장

의 실측 주변마찰력값을 비교·분석하여 기존이론 및 IGM이론의 적용성을 평가하였다. 이중 5개의 현장에서는 주변마찰력만 측정하기 위하여 오스터버그 셀을 사용하였고, 2개의 현장에서는 정재하시험시 말뚝선단에 스티로폼을 넣어 주변마찰력만 측정하도록 하였다. 7개 현장의 지반특성, 시공 및 말뚝제원은 표 6, 7과 같다.

표 6. 대상지반의 평균지반특성(FHWA, 1996)

	Dallas	TAMU	Owensboro	Coweta	Boston	Tampa	Toronto
IGM Type	1	1	1,2	3	3	2	2
w_L (%)	60	-	-	-	-	-	22
w_P (%)	30	-	-	-	-	-	19
γ_t (tonf/m ²)	2.133	2.000	-	-	-	-	2.643
w (%)	19.8	23.0	11(shale) 3.5(s'stone)	-	-	-	4.6
K_o	2.3~2.7	-	-	-	-	-	-
E_o (tonf/m ²)	13673 (at 4.3m) 33775 (at 7.3m)	15714	-	-	-	-	110714
E_r (tonf/m ²)	31020 (at 4.3m) 41428 (at 7.3m)	31836	-	-	-	-	-
코어회수율(%)	100	Not cored	100	-	-	-	-
RQD(%)	30	Not cored	72~85	-	-	-	70
ϕ	24.8	-	-	-	-	-	43
$q_u^*/2$ (tonf/m ²)	36.1	43.4	127.5(shale) 619.8(s'stone)	-	-	117.3	344.3
N(B/(0.3m))	49	40~90	-	>100	88	-	-

여기서, w_L : 액성한계(%), w_P : 소성한계(%), γ_t : 전체단위중량(tonf/m²), w : 함수비(%), K_o : 정지토압계수, E_o : 초기 탄성계수(tonf/m²), E_r : 역제하 탄성계수(tonf/m²), ϕ : 내부마찰각(°), q_u^* : 삼축시험(UU)에서 축차응력(tonf/m²), N: 표준관입시험 N치(B/0.3m)

표 7. 시공 및 말뚝제원(FHWA, 1996)

	Dallas	TAMU	Owensboro	Coweta	Boston	Tampa	Toronto
천공기계	Soil auger	Soil auger	Rock auger	Soil auger	Rock auger	Rock auger	Rock auger
굴착과 콘크리트타설 사이의 시간(h)	4	3	2	18	4	4	<12
Slurry type	Dry	Dry	Vinyl polymer	PHPA polymer	Light bentonite	Dry	Dry
콘크리트 슬럼프(mm)	138	150	175	200	187	212	-
콘크리트 타설방법	자유낙하	자유낙하	펌프	트레미	트레미	자유낙하	자유낙하
f_c (kgf/cm ²)	463	310	331	347	275	145	490
E_c (tonf/m ²)	4,693,877	3,163,265	3,540,816	3,510,204	2,591,836	1,530,612	3,183,673
말뚝직경 D (m)	0.61	0.61	1.80	0.92	1.07	0.76	0.71
말뚝길이 L (m)	6.09	6.76	5.16	3.10	6.10	2.44	1.37
거칠기	매끄러운	매끄러운	매끄러운	-	-	매끄러운	거친

여기서, f_c : 콘크리트의 일축압축강도(kgf/cm²)

3.2 시험결과 및 분석

3.2.1 광안대로 5공구

광안대로 5공구 시추조사 의하면, IGM으로 적용 가능한 N치가 50이상인 토층이 풍화암층 상부에 토사층과 혼재하여 있는 것으로 나타났으나, 매우 불규칙한 성층상태를 보여 풍화암층($q_u=0.98\text{MPa}$, IGM 범주 안에 속함)만 분석에 이용하였다. 국내 실정상 IGM 설계이론을 적용하기 위한 지반조사나 말뚝 및 기타 시공시의 상세정보 등에 대한 자료가 부족하고, 국내 지반에 대한 IGM의 분류기준이 없어 일축압축강도를 설계에 이용할 수 있는 IGM의 설계모델 중 점성의 IGM 조건을 적용하였으며, 거칠기 조사 등 IGM이론으로 분석을 위한 기본적인 조사가 이루어져 있지 않아 “거친” 조건과 “매끄러운” 조건으로 구분하여 계산하였다.

IGM 설계이론(점성의 IGM)과 FHWA(1988)에 의한 계산결과 및 실측치를 비교한 결과는 표 8과 같다. 이때, w_t (IGM 상단부 기준 발생침하량)는 하중전이곡선을 이

용하여 결정된 값 6.3mm를 적용하였다.

실측치와 비교시 점성의 IGM의 “거친” 조건으로 적용했을 때가 실측치와 가장 근접한 결과를 보였다.

향후 더 많은 재하시험 분석과 상세한 지반조사, 현장 타설말뚝의 시공과 관련한 정보, 소켓 주변부에 대한 조사, 국내 IGM의 정성적인 분석등이 진행되어 IGM 설계이론의 적용에 따른 지속적인 보완이 이루어져 하며, 실측치와 비교시 기존이론에 비해 매우 적용성이 높은 것으로 나타나고 있으므로 실무적용을 위한 다각적인 검토가 이루어져야 할 것으로 본다.

3.2.2 국외 사례

지반을 사질토, 점성토, 암반으로만 구분해서 지지력식을 제안한 FHWA기준(1988)에 의한 계산치와 IGM 지지력 제안식에 의한 계산치, 그리고 실측지지력 값을 비교하였다.

비교결과는 표 9와 그림 7~10에 나타내었으며, 계산치와 실측 지지력값(극한지지력)이 비교적 일치하는 것

표 8. 지지력 비교

구 분	FHWA(1988)	FHWA(1999)		실측치	비 고
		매끄러운	거친		
IGM 주면마찰력(tonf)	965.5 (극한치)	489.55	555.0	525.0	$w_t=6.3\text{mm}$ (하중전이어용)
IGM 선단지지력(tonf)	32.0 (극한치)	34.87	34.87	50.0	
IGM 전체지지력(tonf)	997.5 (극한치)	524.42	589.87	575.0	

표 9. 현장별 극한지지력 비교

		Dallas	TAMU	Owensboro	Coweta	Boston	Tampa	Toronto
FHWA (1988)	지지력 (kN)	1,904.9	2,592.9	12,466.2	2,095.6	2,104.5	1,836.3	1,643.7
	계산치 / 실측치	1.36	0.648	0.33	0.48	0.32	0.92	0.19
IGM 제안식	지지력 (kN)	1,700.0	4,725.0	38,000.0	4,500.0 ^a (7,000.0) ^b	7,100.0	1,800.0 ^c (2,300.0) ^d (4,800.0) ^e	8,850.0
	계산치 / 실측치	1.21	1.18	1.0	1.03 ^a (1.61) ^b	1.09	0.9 ^c (1.15) ^d (2.4) ^e	1.0
실 측 치(kN)		1,400.0	4,000.0	38,100.0	4,350.0	6,500.0	2,000.0	8,850.0

여기서, ^a N치를 100으로 제한하였을 경우($N_{max}=100$), ^b N치의 상한선이 없을 때(Full N)
^c 말뚝의 표면의 거칠기가 매끄러울 때, ^d 말뚝의 표면의 거칠기가 거칠 때
^e McVay 방법으로 계산시

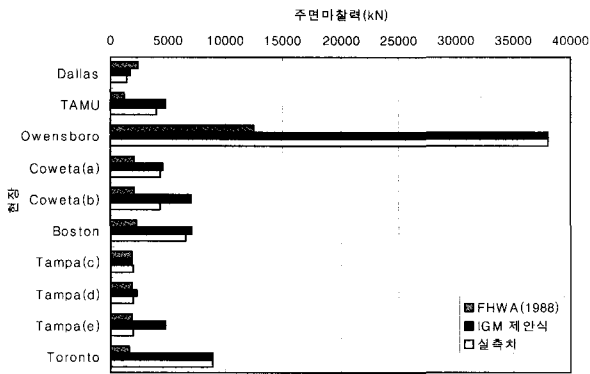


그림 7. FHWA(1988), IGM 제안식과 실측치에 의한 주변마찰력 비교

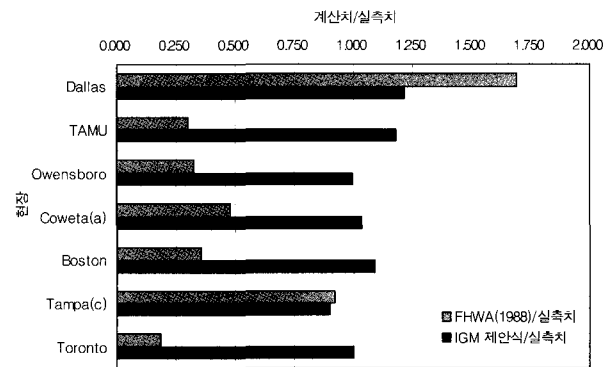


그림 8. 주변마찰력 비교(계산치/실측치)

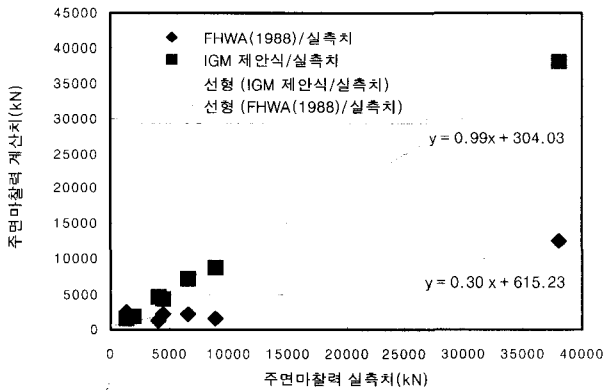


그림 9. 주변마찰력 비교(FHWA(1988)/실측치, IGM 제안식/실측치)

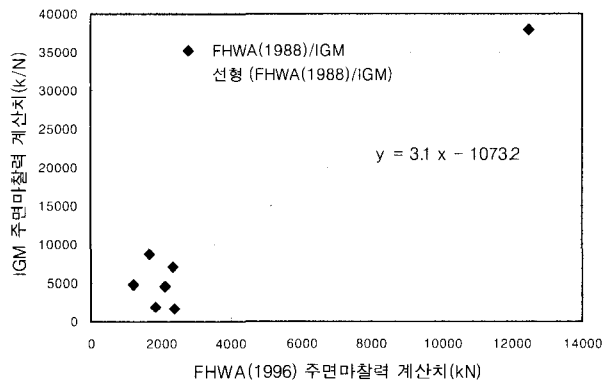


그림 10. 주변마찰력 비교(IGM제안식/FHWA(1988))

을 알 수 있다. 또한 Dallas 현장을 제외한 6개 현장의 실측치 및 IGM 이론에 의한 계산치가 FHWA(1988)의 산정치보다 크게 나타내고 있다.

Dallas 현장과 Tamu 현장의 경우 IGM 분류 조건, “매끄러운” 조건, 말뚝제원, 소켓 길이 등 거의 동일한 상황이나 실측값이나 계산치가 Tamu 현장이 약 3배 이상 크게 나타나고 있다. 이의 원인으로는 IGM 상부토층의

두께 차이로 인해 IGM 중간 깊이에서의 콘크리트 타설 시에 초기 압력값이 다르게 적용된 점과 Dallas 현장에 주변부 “교란영역”이 존재하고 있어 이에 따른 영향인 것으로 판단된다.

특히, Dallas 현장의 경우, 기존 FHWA(1988) 방법에 의한 계산치가 IGM 이론에 의한 계산치나 실측치보다 크게 나타나고 있어 “매끄러운” 조건에서의 점성의

IGM이론에 “교란영역”의 영향을 고려하지 못하는 데도 원인이 있을 것으로 판단되며, 콘크리트 타설시의 초기압력, 콘크리트 타설전의 소켓 내부의 건습여부 등 기존 이론이 지지력에 영향을 주는 다양한 요소의 고려가 어려운 점 등도 원인에 들것이다.

표 9 및 그림 8과 같이 계산치/실측치의 비교에 있어 FHWA(1988)는 0.19~1.69의 다양한 값이 나타나나 IGM 제안식의 계산치는 1.0~1.21의 값이 나타난다. 또한, 그림 9를 보면 FHWA(1988)의 기울기가 0.30이고 IGM 제안식의 기울기는 0.99로 보여 IGM 제안식이 실측 주면마찰력과 잘 부합되는 것을 알 수 있다. 그림 10에서는 FHWA(1988)과 IGM 제안식에 의한 주면마찰력 계산치를 비교해 보았는데 IGM 제안식에 의한 주면마찰력이 FHWA(1988)의 주면마찰력보다 약 3.1배정도 큰 것을 알 수 있다.

4. 고찰

4.1 기존 설계이론의 문제점

기존의 주요 설계기준으로 이용되었던 도로교 설계기준(2000, 2002), FHWA(1988), CFEM(1992), AASHTO(1996) 등은 강도나 지동측면에서 토사와 암반의 중간 특성을 가진 지반에 대한 구체적인 설계방법의 제시가 없어서 설계자에 따라 지지력 예측값이 다양하게 나타났다(천병식 등, 2003). 또한 IGM의 높은 저항특성을 고려하지 못한 이유로 인해 실측치에 비해 지지력을 과소하게 평가한 사례도 발생하였으며, IGM을 암반으로 보고 계산하여 실측치보다 오히려 과다하게 산정한 경우도 있었다(FHWA, 1996).

특히, 국내 재하시험의 경우 실측치가 극한상태의 값이 아닌 점을 감안하면, 제한된 시험결과 분석이지만, 기존의 지지력 예측방법들이 실제 말뚝의 극한지지력을 제대로 산정해내지 못하고 있다는 것을 의미한다. 이는 기존 이론에 의해 계산된 극한지지력에 안전율 3을 적용하여 설계하고 있는 현행 설계 기준이나 적용되는 지지력 이론에 대한 재검토의 여지가 있음을 보여주고 있다. 또한, 국외 재하시험 결과를 이용한 분석결과에 의하면 IGM을 고려한 FHWA(1999)의 계산값이 FHWA(1988)의 계산값에 비해 3배이상 크게 나타나고 있음은 토사와 암반 사이의 중간 지반에 대한 고려의 필요성을 반증하고 있다.

특히, 국내 지반의 경우 풍화토 및 풍화암층이 두껍게 분포하고, 지역별로 이암, 사암, 혈암 등 연약한 암반이 존재하기도 하며, N치 50이상인 자갈, 전석, 호박돌 등을 함유한 지층 등 IGM에 근접하거나 포함되는 경우가 대다수여서 IGM에 대한 설계기준의 정립은 매우 중요한 사항이라 할 수 있다.

한편, 현장타설말뚝의 거동특성에 영향을 미치는 요소로는 말뚝의 길이 및 형상, 주변부 거칠기, 지반 및 말뚝의 탄성계수, 지반의 강도, 구속응력등이 있으나 현재까지는 연구결과들만 제시되어 있을 뿐 설계기준에 제시되었거나 실제 설계 시에 이를 고려하기 위한 조사 및 설계방법이 확립되어 있지 않았다.

최근에는 주변부 거칠기나 강도, 점성과 비점성의 지반조건, 접촉면의 교란도, 시공조건, 말뚝 근입조건 등을 고려할 수 있도록 IGM 이론이 제안되어 향후 말뚝 설계 시에 중요한 참고자료로 활용할 수 있게 되었다. 하지만, 국내 지반조건을 고려한 실용적인 설계기준은 보다 더 다양하고 심도 있는 연구가 필요한 실정이다.

주요 설계정수에 대한 지반조사가 제대로 이루어지지 못하고 있는 것도 기존 설계의 큰 문제점이며, 설계 시 많은 물성치를 추정하여 쓰고 있어 현장재하시험을 통한 실측치와 예측치 비교시 매우 큰 차이를 보인다. 따라서 실제적으로 현장타설말뚝 설계 시에는 암석의 경우 기본 물성 외에 절리 등에 관한 조사, IGM이나 사질토의 경우에는 불교란 시료의 채취가 매우 어려우므로 특수한 시료채취기를 사용하거나 공내재하시험 등을 통해 변형특성을 확인하는 등의 상세한 물성시험과 현장시험이 필요하다.

또한, 현장타설말뚝은 충분히 근입되었을 경우 주변마찰력이 대부분의 하중을 지지할 수 있으며, 실제 측정된 시험사례로도 국내의 주요 설계 기준이 실제 주변마찰력보다 과소하게 평가하고 있어 합리적이고 경제적인 설계를 위해서는 국내 지반조건에 적합한 설계기준이 지속적으로 보완되어야 할 것이다.

4.2 IGM 지지력 이론의 특징

국외 7개 현장의 재하시험 결과에 의하면 실측치와 IGM 설계이론(FHWA, 1996, 1999)에 의한 예측치가 잘 일치하고 있으며, 국내 하중전이 측정시험 사례분석 결과도 실측치에 근접하고 있어 기존이론(FHWA, 1988)에 비해 적용성이 더욱 우수하였으며, 지반의 강도 이외

의 매우 다양한 요소들을 설계에 반영할 수 있다고 판단된다. 특히, IGM 설계이론 적용시는 다양한 설계 영향 요소에 대한 자료조사, 지반조사, 주변부 상태파악, 국내적용시 IGM 분류체계 개선 등이 반드시 수행되어야 한다.

설계대상지반을 토사, 암반, IGM 중 어느 것으로 볼 것인지에 따라 설계결과는 크게 다를 것이다. IGM으로 분류된 경우, 이 IGM을 점성 조건으로 볼 것인지 비점성 조건으로 볼 것인지를 문제는 상기 분류 1, 2, 3에 언급된 지반조건이 아니거나 분류가 모호한 경우가 발생할 수 있어 매우 중요한 문제가 된다. 예를 들어 분류 3 중에서 풍화잔류토의 경우 모암의 종류 및 모암의 광물성분, 모암의 지질학적인 생성과정 등에 따라 점성 조건에 가까운 특성을 보일 수 있다.

IGM 설계 이론 적용시 영향을 미치는 주요 사항으로는 분류 1, 2, 3 중 적용 분류의 결정, “거친” 조건과 “매끄러운” 조건의 결정, “교란”과 “비교란”의 결정, IGM 소켓의 깊이와 직경의 결정, IGM 내부 틈 사이의 충전물의 두께 및 특징이 있으며 이는 IGM의 분류에 따라 적용 및 중요도의 차이가 있다. 또한 IGM 설계 이론 적용시 영향을 미치는 설계변수로는 IGM의 일축압축강도, N치, IGM과 말뚝재료의 변형계수, IGM 중간 깊이에서의 초기 콘크리트 타설 압력, IGM 내부 마찰각 및 팽창 등이 있다.

상기와 같이 IGM의 설계모델은 기존의 일축압축강도(q_u)나 N치만을 이용하던 기존의 방법에 비해 많은 요소들을 고려할 수 있어 매우 합리적이고, 실제 지지력에 근접하는 값을 예측하는 방법으로서 기존설계 방법의 훌륭한 대안이 될 수 있다. 반면에 기존 설계방법에 비해 상당히 많은 설계요소들을 결정하고 측정하고 추정해야 하는 번거로움과 계산 및 이론의 복잡성으로 인해 실무자들이 쉽게 접근하기 어려운 단점도 있다고 볼 수 있다. 즉 현재까지의 지반조사 방법 이외에도 샘플링의 문제, 주변부의 거칠기 및 교란도 조사, 말뚝 및 지반의 탄성계수 측정, 형상파악, 효율을 고려한 N_{60} 값의 측정 등 실무적용을 위한 조사 및 시험, 설계자들의 합리적인 판단이 수반되어야 IGM 이론의 적용성이 검증되고 보다 발전될 수 있을 것이다.

상기 요소 중 특히 “거친 조건과 “매끄러운” 조건의 적용 여부에 따라 주변마찰력은 3배 정도 차이가 나는 것으로 보고되고 있고(FHWA, 1996) “거친” 조건이라도 “교란” 영역이 발달된 경우 “매끄러운” 조건과 비슷

한 결과를 보이는 것으로 알려져 있다.

5. 결론 및 제언

현장타설말뚝의 기존 지지력 이론 및 IGM 이론의 적용성을 평가하기 위해 국내 광안대로 5공구 현장과 외 7개 현장의 하중전이 측정값을 통해서 비교·분석을 실시하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 기존의 주요 지지력 산정방법들은 실측치와 비교한 결과 지지력을 과소 평가하고 있음을 알 수 있었다. 그러므로 합리적인 설계를 위해 지지력 예측방법의 개선이나 일괄적인 안전율 적용기준을 개선해야 한다.
- (2) IGM 이론의 경우 기존 이론에 비해 지반의 강도 이외의 매우 다양한 요소들을 설계에 반영할 수 있고, 변위를 고려한 지지력 산정이 가능한 특징을 보였으며, 국내 광안대로 하중전이 측정시험 사례분석 결과와 국외 7개 현장 재하시험결과도 실측치와 잘 일치하고 있음을 보였다.
- (3) 국내 지반에 IGM의 설계이론을 적용할 경우 설계자에 따라 서로 다른 분류기준을 적용할 가능성이 있어 국내지반 중 IGM으로 분류될 수 있는 지반에 대한 별도의 분류기준이 필요하며, 상기 분류체계에 포함되지 않은 경우는 추가하는 등의 보다 체계적인 연구가 필요하다고 판단된다. 특히 IGM이론이 미국 FHWA에서 주관하여 개발된 것을 감안하면, 미국과 국내의 암반의 지질학적, 공학적 특성이 다를 수 있어 설계를 위한 각종 설계정수의 추정식이 국내 지반조건에 적합하지 않을 수 있다는 것을 유의해야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 경성대학교 (2000), “광안대로 건설공사의 대구경말뚝 정재하시험과 수치해석을 통한 말뚝기초의 안정성 검토 보고서”, Report No. KSU/GT-00-1.
2. 대한토목학회 (2001), “도로교설계기준해설(하부구조 편)”, 건설정보사, pp.680-734.
3. 장병성 (1996), “암반에 지지된 말뚝의 연직 지지력 및 침하특성에 관한 연구”, 서울대학교, 석사학위논문, pp.24-72.
4. 천병식, 김원철, 최용규, 서덕동 (2003), “현장타설말뚝의 정재하시험에 의한 지지력과 이론식에 의한 지지력 비교”, 한국지반공학회, 제19권, 제2호, pp.237-246.
5. 한국지반공학회 (1997), “구조물 기초 설계기준”, 제 4장, pp.

- 174-280.
6. Bowles, J. E. (1996), "Foundation Analysis and Design", Fifth Edition, McGraw-Hill, New York, pp.1065-1070.
 7. Canadian Geotechnical Society (1985), "Canadian Foundation Engineering Manual", 2nd Edition, *Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations*, Ottawa, p.456.
 8. Canadian Geotechnical Society (1992), "Canadian Foundation Engineering Manual", 3rd Edition, *Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations*, Ottawa.
 9. 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.
 10. Crapps, D. K. (1986), "Design, Construction and Inspection of Drilled Shafts in Limerock and Limestone", *Paper Presented at the Annual Meeting of the Florida Section of ASCE*.
 11. Das, B. M. (1999), "Principles of Foundation Engineering", Fourth Edition, Books/Cole.
 12. 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.
 13. 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, pp.182-214.
 14. Ladanyi, B. and Domingue, D. (1980), "An analysis of bond strength for rock socketed piers", *Proc. Int. Conf. on Structural Foundation on Rock*, Sydney, pp.363-373.
 15. Mayne, P. W. and Harris, D. E. (1993), "Axial Load-Displacement Behavior of Drilled Shaft Foundations in Piedmont Residuum", FHWA Reference No.41-30-21 75, Georgia Tech Research Corporation, Geotechnical Engineering Division, Georgia Institute of Technology, School of Civil Engineering, Atlanta, GA, February.
 16. Morganstern, N. R. and Eigenbrod, K. D. (1974), "Classification of Argillaceous Soils and Rock", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.100, No.GTTO, pp.1137-1156.
 17. Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H. (1974), "Foundation Engineering", *Second Edition*, Wiley, New York, p.362.
 18. Pells, P. J. N., Rowe, R. K. and Turner, R. M. (1980), "An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone", *Proc. Int. Conf. on Structural Foundations on Rock*, Sydney, pp.291-302.
 19. 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.
 20. Reynolds, R. I. and Kaderabek, T. I. (1980), "Miami Limestone Foundation Design and Construction", Preprint No.80-546, South Florida Convention, ASCE.
 21. 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, pp.324-333.
 22. Rowe, R. K. and Pells, P. J. N. (1980), "A theoretical study of pile-rock socket behavior", *Proc. Int. Conf. on Structural Foundations on Rock*, Sydney, pp.253-264.
 23. Seychuck, J. L. (1970), "Load tests on bedrock", *Can. Geotech. J.*, 7, pp.464-470.
 24. Toh, I., Ooi, I. A., Chiu, H. K., Chee, S. K., and Ting, W. H. (1989), "Design Parameters for Bored Piles in Weathered Sedimentary Formations", *Proceedings of the international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ISSMFE, Rio de Janeiro.
 25. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (1988), "Drilled Shafts Student Workbook", NHI Course No. 13214.
 26. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (1996), "Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials", Publication No.FHWA-RD-95-172.
 27. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (1999), "Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods", Publication No.FHWA-IF-99-025.

(접수일자 2003. 12. 29, 심사완료일 2004. 7. 19)