

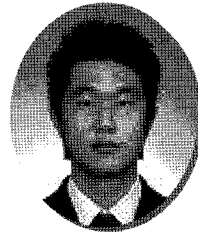
# 풍화암지지 현장타설말뚝 적용성에 대한 설계사례 고찰



김경태  
한국종합기술 지반부 부장  
토질 및 기초기술사  
(kkt@kecc.co.kr)



이광희  
한국종합기술 지반부 과장



최부성  
한국종합기술 지반부 대리

## 1. 서론

일반적으로 말뚝기초를 풍화대구간에 지지할 경우 대부분 기성말뚝을 계획하며 이에 대한 이론적 근거 및 다수의 설계 및 시공사례를 확보하고 있다. 최근에는 철근 가격상승으로 인하여 강관말뚝대신 대구경 현장타설말뚝을 적용하는 사례가 증가하고 있으나 이는 연암지지의 경우이며 풍화암지지에 설계 및 시공사례는 극히 제한적이다. 이는 우리나라 지질특성상 깊은 풍화대가 출현하는 지역은 극히 제한적이고 또한 풍화대지지지 지내력 평가에 대한 이론적 정립이 되어 있지 않은 사유로 판단된다.

최근 들어 IGM(Intermediate Geo-Material), 즉 토사와 암의 경계에 있는 중간 특성을 갖는 지반에 대한 연구가 이어지고 있는 실정이다. O'Neill등(1996)은 IGM에 설치된 현장타설말뚝에 대한 연구결과를 토대로 구체적으로 IGM 지반을 분류하였으며 FHWA(1999)에서도 체

계적인 분류기준 및 지내력산정방법을 제시하고 있다. 그러나 이는 외국의 지반특성에 부합된 결과로 국내의 지반에 적용하는 것은 도로교설계기준에서도 명기하였듯이 한계가 있으므로 많은 주의가 필요할 것이다.

따라서 본 고찰에서는 IGM에 대한 국외, 국내의 지내력산정방법 등을 검토하고, 이에 대한 문제점 및 향후 적용방안에 대하여 고찰하고자 한다.

## 2. 사례구간 현황

본 사례지역은 행정구역상 충청남도 서천군 마서면과 화양면을 포함하는 금강하구둑구간으로 국도21호선과 29호선으로 구분되며, 기반암은 화강편마암이 주를 이루며 과거 퇴적이력이 유사한 충적층을 형성하고 있다.

지층은 퇴적점성토, 풍화토, 풍화암, 연암의 층서를 보

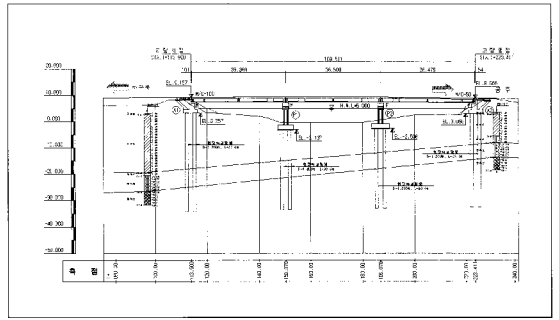
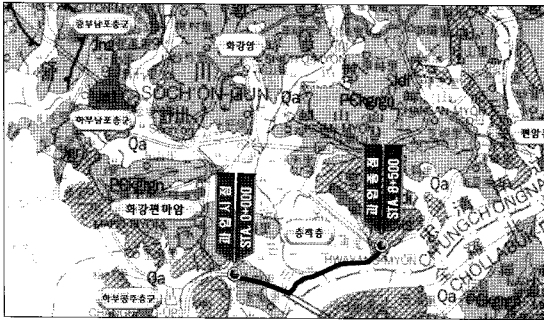


그림 1. 위치도 및 지층현황

이며, 풍화암은 대부분 10m 이상으로 깊은 풍화를 이루고 있으며, 표준관입시험결과  $N=50/10 \sim 50/2$ 의 단단한 연 경도를 보이고 있다.

### 3. 풍화대에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 고찰

#### 3.1 국내외 풍화대 근입시 지지력 산정식

##### 1) 도로교설계기준 해설 하부편, 도로교설계기준, 2008

###### ① 선단지지력

$$Q_B = A_B \cdot q_B$$

※ 사질토에서  $q_B$ 의 추천값 (Reese & O'Neill, 1988)

※ 직경이 1.3m 보다 크고, 침하량을 예측할 수 없다면  $q_B$ 를  $q_{BR}$ 로 대체

비보정N값	$q_B$	$q_{BR}$
0 ~ 75	5.74 N	$(50/12D_B) \cdot q_B$
75 이상	430.92	

###### ② 주면마찰력 산정 (O'Neill & Reese, 1999)

###### ① 점성토

$$Q_s = \pi D_B \sum a_i \cdot S_{ui} \cdot \Delta Z_i$$

여기서,  $D_B$ : 말뚝직경

#### 마찰력불고려구간

지표면으로부터 1.5m : 환경적요인, 장기재하요인, 건설적요인

말뚝선단으로부터 1D<sub>B</sub>

$\langle \alpha, f_{si} \rangle$ 의 추천값 (O'Neill & Reese, 1999)

위치	$\alpha$ 값	허중전이의 한계값 ( $f_{si}$ , kPa)
지표면으로부터 5ft*깊이까지	0	-
말뚝선단으로부터 1D <sub>B</sub> 이내	0	-
그 외의 말뚝부분	0.55	263.34

###### ① 사질토

$$Q_s = \pi B \cdot \sum r_i \cdot Z_i \cdot \beta_i \cdot \Delta Z_i$$

여기서,  $\beta_i = 1.5 - 0.135 \sqrt{Z_i}$ ,  $1.2 > \beta_i > 0.25$ ,  $f_{si} = \beta_i \times \sigma_{vi}$  (상한값 200kPa)

##### 2) 구조물기초설계실무편람(1998, p.172)

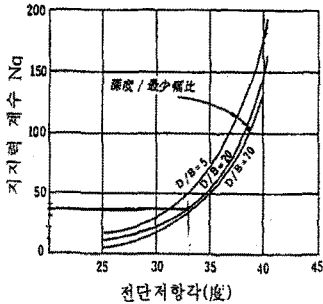
###### ① 선단지지력

▶ 이 산정식은 외말뚝의 축방향 극한지지력을 추정하여 선단지지력 및 주면마찰력을 산정하는 방법으로 선단처리방법 및 말뚝시공법에 따라 산정법을 제시한다.

$$Q_p = \sigma_v' \cdot N_q = q' \cdot N_q \cdot A_p$$

φ 값과 Nq 및 Nc 값의 관계(VESIC, 1967)

▶ 파일 선단부의 지지력계수는 Terzaghi와 Peck, Meyerhof, Berezantsev등이 제안하였으나 일반적으로 Terzaghi와 Peck은 너무작고, Meyerhof치는 과다하여 Berezantsev치가 타당한 것으로 판단하여 Berezantsev가 제시한 지지력 계수를 사용하기로 한다.



② 주면마찰력 산정

$$Q_s = \sum f_s \cdot A_s = \sum (K_s \cdot (\sigma')_{ave} \cdot \tan \delta) \cdot A_s$$

말뚝형태	Ks	
	노슨현모래	출출현모래
타입H말뚝	0.5	1.0
타입치환말뚝	1.0	1.5
타입치환썩기말뚝	1.5	2.0
타입사수말뚝	0.4	0.9
굴착말뚝	0.7	

① 주면마찰력 산정을 위한 토압계수(Ks)

말뚝재료	δ
강관말뚝	20
콘크리트말뚝	3/4φ
나무말뚝	3/4φ

① 말뚝과 주변 흙 사이의 마찰각(δ)

3) 도로교설계기준해설(2008, 건축기초구조설계지침, p.859)

▶ 이 산정식은 N치를 100까지 확장하여 사용할 수 있도록 한다.

지지력은 제안되어 있는 여러 가지 방법을 종합적으로 분석하여 평가하도록 한다.

① 선단지지력

① 사질토

$$q_b = 100N \text{ (상한값: } 1800 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$

여기서, 환산N: 말뚝선단에서 아래로 d, 위로 d 사이의 평균 N값, d는 말뚝지름  
환산N=50×(30cm/50회 타격시 관입량), 상한값=100

① 점성토

$$q_b = 6C_u \text{ (상한값: } 1800 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$

② 주면마찰력 산정

① 사질토

$$f_s = 3.3N \text{ (N치 상한값: } 50 \text{)}$$

① 점성토

$$f_s = C_u \text{ (상한 } C_u = 1000 \text{ kN/m}^2 \text{)}$$

▶ 풍화대지반(풍화토 및 풍화암)

국내 현장에서 6개의 현장타설말뚝에 대한 양방향 재하시험, 하중전이시험 및 DCPT를 수행한 결과 최대주면마찰력, 최대선단지지력과 DCPT관계는 다음과 같다

- 점토층 :  $f_{max} = 0.0322 \times [DCPT N_{60}]$

- 풍화토 :  $f_{max} = 0.0172 \times [DCPT N_{60}]$

- 풍화토&풍화암 :  $f_{max} = 625.25 \times DCPT R^{-1.051}$

- 풍화토&풍화암 :  $q_{max} = 3230.80 \times DCPT R^{-1.059}$

※ 상기의 DCPT와  $f_{max}$ ,  $q_{max}$ 의 관계식은 특정지역의 데이터로부터 도출한 결과이며 추후 지속적인 자료의 축적을 통하여 더욱 더 신뢰성 있는 상관관계를 구하여야 한다.

4) 정역학적 방법(구조물 기초설계기준해설 p.286~288)

▶ 말뚝의 선단에 토사지반이 지지된 상태

① 선단지지력

$$Q_p = q_b \cdot A_p$$

여기서,  $Q_p$ : 극한 선단지지력 (ton)

$A_p$ : 말뚝 선단 지지면적

▶ 사질토 지반의 경우  $c=0$ 의 조건으로 해석하며 말뚝의 관입깊이가 깊어지면 말뚝선단부 위치에서 유효

풍화암지 지 현장타설말뚝 적용성에 대한 설계사례 고찰

표 1. 내부마찰각과 지지력계수(Nq)의 관계 (NAVFAC DM7-2,1982)

Ø	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
Nq(타입말뚝)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
Nq(현장타설말뚝)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

상재압 sv는 직선적으로 증가하므로 단위면적당 극한 선단지지력도 증가하나 관입깊이가 깊어짐에 따라 그 값이 한계에 도달하고 사질토 지반에서 말뚝의 선단지지력을 추정할 때에는 한계관입깊이를 20B로 보고 계산한다.

또한 허용 지지력을 계산할 때에는 3 이상의 안전율을 적용하며 추후 시험시공 또는 시공시 말뚝재하시험을 실시하여 지지력을 확인하여야 한다.

$$Q_p = \sigma_v \cdot N_q \cdot A_q$$

여기서, Nq : 깊은기초의 지지력 계수,

σv : 말뚝선단부 지층의 평균 유효상재압

② 주면마찰력 산정

$$Q_s = \sum f_s A_s$$

㉠ 점토층

$$f_s = C_u$$

㉡ 사질토층

$$f_s = K_s \cdot \sigma_v \cdot \tan \cdot d$$

주) Ks : 말뚝측면에 작용하는 법선 토압계수

σv : 말뚝측면 흙의 평균 유효상재압

(σv = ri · zi ← zi: 토층의 중심 깊이, ri = 유효단위 중량t/m³)

5) 국외 IGM(Intermediate Geomaterials)의 경우-도로교설계기준해설, p866

표 2. 국외 IGM(Intermediate Geomaterials)의 경우 - 도로교설계기준해설

구분	선단지지력	주면마찰력
William et al.(1980)	$Q_b = (q_e - q_p)\pi(D^2/4)$	$Q_s = (f_e - f_p)\pi LD$
FHWA(1999)	① 암 또는 점성 IGM - RQD≃100 Rowe and Armitage(1987) : $q_{B,max} = 2.5q_u(Ds)1.5B)$ - RQD≃70~100, 수평절리가 우세한 경우, Zhang and Einstein(1998) : $q_{B,max} = 4.83[q_u]^{0.51}$ - 절리가 발달한 경우 Hoek(1983) : $Q_{BR} = N_{ms} \cdot q_u \cdot A_B \cdot q_p = N_{ms} \cdot q_u$ CGS(1985) : $q_{B,max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}] q_u$	① 암 또는 점성 IGM Harvath and Kenney(1979): $f_{s,max} = 0.65pa[qu/pa]^{0.5}$ $f_{s,max} \leq 0.65pa[fc'/pa]^{0.5}$ pa = 대기압 = 101kPa fc' = 천공말뚝에 위치된 콘크리트 압축강도(28일) 점성 IGM : $f_{s,a} = a\phi q_u$
	② 비점성 IGM(Mayne and harris, 1993) $q_{B,max} = 0.59[N_{60}(pa/\sigma_v)^{0.8}\sigma_v'$	② 비점성 IGM(Mayne and harris, 1993) $f_s = KO \cdot \sigma_v' \cdot \tan\phi$ $\phi' = \tan^{-1} \{ [N_{60}/(12.3+20.3(\sigma_v'/pa))] \}^{0.34}$ $KO = (1-\sin\phi)[0.2p_n N_{60}/\sigma_v']^{0.16}$
그 외 경험식	점성 IGM(Williams et al., 1980) 0.01D의 침하량에 호응하는 순지지응력 $q_1 = N_s q_u$ $q_B = (q_e - q_p)$	McVay et al.(1992) 제2종 IGM과 단단한 암(플로리다 석회암) $f_{s,max} = 0.5\sqrt{q_u} \cdot \sqrt{q_1}$ $f_{s,max} = qu[(1-\sin\phi)/2\cos\phi]$ $q_u(\text{design}) = m_{qu} - \sigma m_{qu}$

### 6) 현장타설말뚝재료 허용지지력산정

- ▶ 현장타설콘크리트 말뚝 본체의 허용압축하중은 콘크리트와 보강철근으로 구분하여 두 부분의 허용압축하중을 각각 산정한 다음 두 값을 합하여 결정
  - ▶ 콘크리트의 허용압축하중은 콘크리트의 허용압축응력에 콘크리트의 단면적을 곱한 값으로 함
  - ▶ 철근의 허용압축하중은 철근의 압축응력에 철근의 단면적을 곱한 값으로 함
  - ▶ 콘크리트 장기허용 압축강도
    - 건조상태의 경우 : 콘크리트 압축강도의 최대 25% ( $\leq 60 \text{ kgf/cm}^2$ )
    - 지하수가 존재하는 상태의 경우 : 콘크리트 압축강도의 최대 20% ( $\leq 50 \text{ kgf/cm}^2$ )
  - ▶ 철근의 장기허용 압축강도 : 항복강도의 40%
- $Q_{as} = (1 - \mu l / 100) \cdot f_{sa} \cdot A$ ,  $\mu l (\%) = (L/D - n)$
- 여기서,  $Q_{as}$  : 말뚝본체의 허용지지력( $\text{tf/EA}$ ),  $\mu l$  : 장경비에 의한 저감률,  $L$  : 말뚝길이(m),  $f_{sa}$  : 재료의 장기허용압축응력( $\text{tf/m}^2$ )  $D$  : 말뚝지름(m),  $A$  : 말뚝의 순단면적

## 4. 각 공식의 적용성 평가

000교량에 A1에 대한 풍화암지지 현장타설말뚝(직경 1200)에 대한 지지력 검토결과와 각 제안식별 허용지지력은 아래와 같은 특성을 보인다.

### 4.1 검토단면 및 검토조건

표 3과 같다.

### 4.2 지지력산정결과 분석

- 1) 공식별 선단지지력 및 주변마찰력 발휘경향 분석
    - ① 지지력산정결과, 지지력은 건축기초구조설계지침, 정역학적방법, 도로교설계기준, 구조물기초설계실무편람, IGM(FHWA)순으로 산정되었으며 170~420 $\text{tf/m}^2$ 의 큰 편차의 분포범위를 보인다.
    - ② 주변마찰력의 경우는 선단지지력보다 대부분 적게 산정되었으나 IGM공식의 경우는 주변마찰력이 허용지지력의 78%를 차지하여 과다하게 산정되어 허용지지력이 크게 산정되었다.
- 특히, 말뚝시공시 초기에 지지력은 주변마찰력에 의해 대부분 발휘되나 시간의 경과에 따라 선단지지

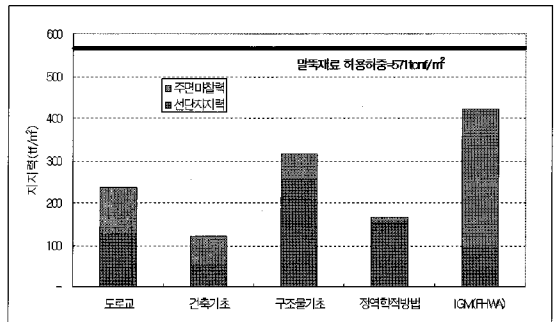


그림 2. 공식별 선단지지력 및 주변마찰력 발휘경향 분석

표 3. 검토단면 및 검토조건

검토단면	검토조건
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 현장타설말뚝직경(D) : Var.(0.8~2.0m)</li> <li>- 풍화암근입깊이별 지지력산정 : 풍화암근입장 → 1~18m</li> <li>- 상부점토 및 매립층 부주면 마찰력고려</li> <li>- 현장타설말뚝허용재료응력 : 콘크리트+철근고려</li> <li>- 극한지지력(<math>Q_u</math>) = <math>Q_b + Q_s</math></li> <li>- 허용지지력(<math>Q_a</math>) = <math>Q_u/3</math></li> </ul>

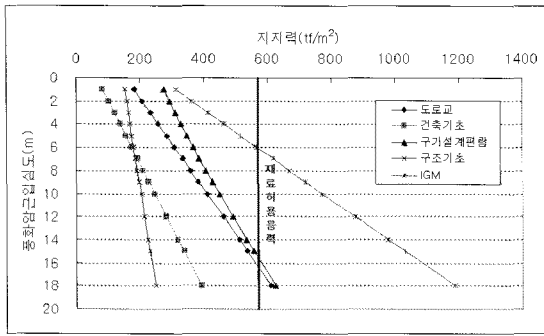


그림 3. 심도별 지지력평가

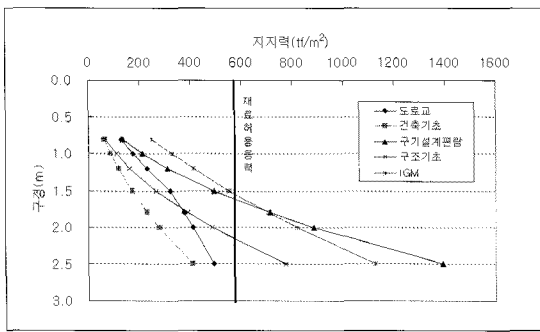
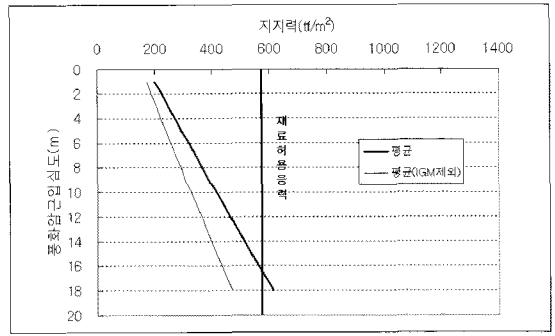
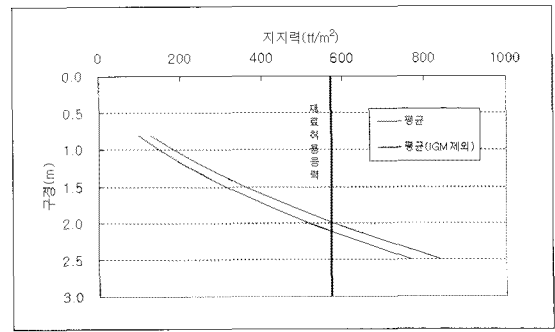


그림 4. 구경별 지지력평가



부담이 커지고 주면은 줄어들므로 주면마찰력의 과대산정은 위험요인으로 작용될 수 있다.

- ③ IGM지반은 국내에서 N)50인 토사지반(단단한 사질토지반, 굳은점성토지반), 자갈지반, 풍화대지반(풍화토지반, 풍화암지반) 등이 포함될 수 있으나 외국에서 분류하고 있는 IGM과는 판이하게 다른 특성을 가지고 있으므로 국외 IGM에 사용하는 공식을 그대로 국내 중간지반에 적용하는 것은 곤란할 것으로 판단된다(도로교설계기준).

## 2) 심도별 지지력평가

제안식별 풍화암근입심도별 지지력 평가를 한 결과 그림 3과 같이 나타났다.

- ① IGM의 경우 심도별 지지력 증가율이 상당히 커 풍화암근입 6.0m에서 말뚝재료 허용응력(571tof/m<sup>2</sup>)을 초과하는 것으로 나타났다.
- ② 그러나 그 외 식은 풍화암근입심도 14m까지도 말뚝재료 허용응력에 못 미치는 것으로 나타났다.

## 3) 구경별 지지력평가

제안식별 풍화암근입심도(2D=3.0)에 대한 구경별 지지력 평가를 한 결과 그림 4와 같이 나타났다.

- ① 현장타설말뚝의 직경이 증가할수록 선단지지력이 증가하여 지지력은 선형적인 증가경향을 보이며, 증가는 제안식별 유사한 경향을 보인다.
- ② 제안식별 구경이 1.5m이상이 되더라도 재료응력에 대부분 못 미치며, IGM 및 구조물기초설계편람의 경우를 제외한 2.0m이상이 되어야 하며, 건축기초 및 도로교의 경우에는 2.5m이상이 되더라도 재료의 허용응력(571tonf/m<sup>2</sup>)에 미치지 못하는 것으로 나타났다.

## 4.3 평가

- 1) 풍화대구간에 대한 현장타설말뚝의 지지력평가에 적용될 수 있는 방법들에 대하여 상기에서 기술하였듯이 국내에서는 현장사례에 의하여 추정된 경험이

나 이론식은 아직까지 초기단계로 실무에 적용하기에는 어려운 실정이다.

- 2) 따라서 현재는 일반적인 토사지반에 적용할 수 있는 산정공식을 이용하나 이는 너무나 과한 설계가 될 것이다. 또한 외국의 경우 제안된 지지력산정공식은 다소 있으나 국내 지반에도 적용성이 확보되는지 검증되지 못한 실정이므로 국내 지반에 적합한 지지력 평가방법들에 대한 체계적인 정립이 필요한 실정이다.
- 3) 국내의 경우 깊은 풍화대 출현구간이 적어 설계 및 시공사례가 극히 부족한 상태이므로 설계와 시공사례분석에 의한 경험적인 이론식을 정립하기가 어려운 실정이다.
- 4) 그러나 장기적측면에서 다음과 같은 사항에 중점을 두어 설계 및 시공관리에 의한 자료축적 및 분석이 필요할 것이다.
  - 지반조사시 깊은 풍화대출현시 심도별 강도특성을 파악할 수 있는 조사계획, 즉 선단지지력 및 주변 마찰력을 합리적으로 산정할 수 있도록 조사계획을 수립하여야 한다.
  - 시공 중에는 양방향 말뚝재하시험 등 현장지내력 평가가 가능하도록 계획하고 관리되어야 한다.

## 5. 지지층에 따른 경제성분석

지지층 조건, 즉 연암지지와 풍화암지지일 경우 현장타

설말뚝과 기성말뚝을 비교 분석하여 지지층 및 상부하중 규모에 따른 최적 공법선정에 합리적으로 접근하고자 검토분석하였다.

### 5.1 검토조건

지지층 조건을 아래와 같이 동일 지층일 경우, 즉 풍화암지지(CASE-1)와 연암지지(CASE-2)일 경우에 대하여와 CASE-3과 같이 현장타설말뚝의 경우 연암, 기성말뚝의 경우 풍화암지지일 경우를 선정하였다.

### 5.2 검토결과

지지층 조건에 따른 기초공법별 경제성을 분석한 결과 연암지지조건인 경우에는 현장타설말뚝, 기성말뚝순으로, 풍화암지지의 경우 기성말뚝, 현장타설말뚝순으로 공사비가 증가하는 것으로 나타났다.

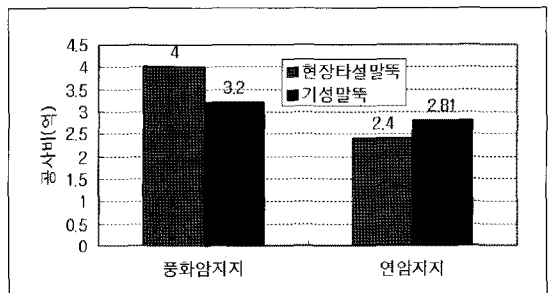


그림 5. 지지층에 따른 경제성 분석

가정단면			
CASE-1		CASE-2	
현타말뚝	기성말뚝	현타말뚝	기성말뚝
점성토		점성토	
토사		토사	
풍화암		연암	

구분		현장타설말뚝	기성
직경(mm)		1200	508
지지층	CASE-1	풍화암	풍화암
	CASE-2	연암	연암

풍화암지지의 경우 연암지지는는 경우보다 전반적으로 공사비는 증가하였으며, 특히 현장타설말뚝의 경우 큰 폭으로 증가하였다. 이는 현장타설말뚝의 경우 10m이상의 근입깊이가 확보되어야 소요지내력을 만족하므로 공사비가 큰 폭으로 증가한 것으로 판단된다.

그러나 이는 상부구조물 규모, 지층조건, 파일배치, 말뚝직경 등 복합적인 상호관련이 있으므로 이 결과가 일반적인 결과로 인식하는 것은 오류를 발생할 수 있다.

따라서 기초시공법선정시에는 공사비는 물론 현장여건, 즉 장비진입성, 시공성 등의 복합적인 판단하에 기초공법의 결정이 필요할 것이다.

## 6. 결론 및 제언

1. 풍화암지 지 현장타설말뚝에 대한 제안공식별 지지력산정결과 다음과 같이 나타났다.
  - 1) 지지력은 건축기초구조설계지침, 정역학적방법, 도로교설계기준, IGM(FHWA)순으로 산정되었음.
  - 2) IGM의 경우 주면마찰력이 허용지지력의 78%를 차지하여 허용지지력이 과다하게 산정되는 경향을 보인다.
  - 3) 풍화암근입심도가 증가에 따라 주면마찰력 증가로 허용지지력은 증가하여 IGM제안식의 경우 5D에서 말뚝재료 허용응력(571tof/m<sup>2</sup>)을 초과하나, 그 외의 제안식은 12D까지 근입하여도 허용지지력에 못 미치는 것으로 나타났다.
  - 4) 그러나 지질구조상 깊은 파쇄대를 형성한 경우에는 암편에 대한 모암 및 강도특성을 파악할 수 있다는 IGM 공식의 적용성이 가능할 것으로 사료된다.

2. 기초공법의 선정을 위한 경제성 분석결과 다음과 같이 나타났다.

- 1) 지지층을 가정하여 공법별 경제성 분석결과 현장타설말뚝의 경우가 기성말뚝보다 풍화암지지의 경우 공사비증가폭이 큰 것으로 나타났다.
- 2) 풍화암이 깊은 경우 현장타설말뚝시공성이 난해성 및 재료비 증가 등으로 공사비 증가요인이 되므

로 기초공법선정시 유의하여야 한다.

3. 따라서 기초공법선정시 다음과 같은 사항에 유의하여 설계하여야 할 것이다.

- 1) 풍화암이 깊은 경우 시추심도 : 구조물규모 등을 고려 현재기준인 7.0m기준은 준수하되 구조물별 1공은 연암확인이 필요하며 트리플코어링에 의한 강도시험 등 심도별 강도특성을 파악할수 있는 시험계획이 요구된다.
- 2) 현장타설말뚝을 풍화암에 지지시에는 허용지지력이 재료응력내에서 분포하므로 충분한 근입으로 재료응력의 95%이상 발휘되도록 계획함이 필요하다.
- 3) 또한 연암이 확인되는 경우에는 연암지지에 의한 본당 지지력을 증가시켜 경제적인 기초계획이 필요하다.

이상과 같이 깊은 설계단계에서 풍화대가 깊은 경우에 교량기초가 위치하고 상부구조물 하중이 클 것으로 판단되는 경우에는 조사단계에서 교량별 1개소에서는 연암이상의 지지층확인이 필요하며, 풍화암의 강도의 파악이 필요할 것이다.

또한 풍화암지 지 기초공법선정시 현장타설말뚝의 경우 과도한 풍화암근입이 필요하므로 상부하중규모, 경제성, 시공성을 고려 적절한 계획인지 세심한 판단이 요구된다.

나아가 앞으로 풍화암 지층에 대한 조사, 시험 및 설계자를 축적 분석하여 국내지반에 적절한 풍화대지지의 지내력산정 공식정립이 필요할 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 천병식 등 3인(2004.6), IGM에 근입된 말뚝의 지지력 해석을 위한 기준치하량 결정방법 제안.
2. 김원철외 4인 "IGM에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 및 하중-침하거동" 한국지반공학회, 2004년 기초기술학술발표회, p.161~179
3. 말뚝기초실무(2010), p.124-129 조천환