

단일 쇄석다짐말뚝의 지지력 예측방법에 대한 비교 연구

Comparative Study on the Prediction Method of Bearing Capacity for Single Stone Column

천병식* · 김원철** · 조양운***

Chun, Byung-Sik · Kim, Won-Cheul · Jo, Yang-Woon

Abstract

Stone column is a soil improvement method and can be applicable for loose sand or weak cohesive soil. Since the lack of sand in Korea, stone column seems one of the most adaptable approach for poor ground as a soil improvement technique. However, this method was not studied for practical application.

In this paper, the most affective design parameters for the bearing capacity of stone column were studied. The parametric study of major design factors for single stone column was carried out under the bulging and general shear failure condition, respectively. Especially, a test result of single stone column by static load was compared with the bearing capacity values of suggested formulas.

The analysis result showed that the ultimate bearing capacity by the formula was much less than the measured value by the static load test. Especially, the result of the parametric study under general shear failure condition showed that the bearing capacity has big difference between each suggested formulas with the variation of the major design parameters. Therefore, the result of this study can be applicable for the future stone column project.

Keywords : Stone column, The parametric study, Bulging failure, General shear failure, Static load test, Ultimate bearing capacity

요 지

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 합리적인 국내 적용을 위하여 쇄석다짐말뚝의 지지력에 가장 크게 영향을 미치는 주요 설계 파라미터에 대한 민감도 분석을 실시하고 단일 쇄석다짐말뚝의 주요 파괴 메커니즘인 Bulging과 General Shear Failure시에 대해 주요 파라미터가 지지력 예측에 미치는 영향을 분석하여, 향후 쇄석다짐말뚝의 설계를 위한 지반조사 및 시험시에 활용할 수 있도록 하였다. 또한 국내 현장에서 시행한 재하시험 결과를 이용하여 현재 주로 이용되고 있는 지지력 예측 이론들의 적용성을 평가하였다. 분석결과, Bulging 및 General Shear Failure시의 기존의 지지력 이론식으로 구한 극한지지력이 정재하시험의 실측치보다 과소평가하였으며, 원지반의 비배수전단강도, 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각, 횡방향응력, 원지반이 받는 상재하중 등이 극한지지력에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 특히, General Shear Failure시의 민감도 분석결과, 원지반의 비배수 전단강도, 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각, 원지반이 받는 상재하중의 변화에 따른 지지력은 각 제안식 별로 크게 차이가 나타났다.

주요어 : 쇄석다짐말뚝, Bulging failure, General shear failure, 정재하시험, 극한지지력

* 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

** 한양대학교 공과대학 토목공학과 겸임교수(ritakim@korea.com)

*** 한양대학교 대학원 토목공학과 석사과정

1. 서론

우리나라는 지형특성상 삼면이 바다로 둘러 싸여 있고 국토의 3분의 2가 산지로 구성되어 있어 국토의 효율적인 이용을 위하여 해안지역 개발의 필요성이 점차 증대되고 있다. 국내에서 주로 적용되고 있는 연약지반 처리공법중 연직배수공법은 샌드드레인공법, 팩드레인공법, 모래다짐말뚝공법 등이 있다. 한편, 외국의 경우 지지력 및 배수 기능의 증대와 모래의 부족으로 인한 대체재료의 개발에 중점을 두고 있는 실정이며 국내에서도 2000년대에는 점차 연약지반의 처리가 크게 증가할 것으로 예상되고 연직배수 및 모래다짐말뚝의 주재료인 모래량은 한정된 점을 감안할 때, 새로운 모래 대체재료의 개발은 당연하고 있는 중요한 문제이다. 이에 쇄석다짐말뚝은 모래보다 구득이 용이한 쇄석을 사용함으로써 이러한 문제점을 해결할 수 있는 효과적인 대체공법이다. 또한 진동쇄석말뚝의 개념은 1830년에 연약토층의 특성을 개선하기 위하여 프랑스에서 처음 적용된 이래 1950년대 후반부터 유럽에서는 널리 이용되어 왔고 외국에서는 연구 활동도 활발히 진행되어 대규모 연약지반처리 공사에 적용되고 있지만 국내에서는 그 공법의 적용 실적이 거의 없는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 국내 쇄석말뚝공법 적용을 위하여 쇄석다짐말뚝의 지지력에 가장 크게 영향을 미치는 주요 설계 파라미터에 대한 민감도 분석을 실시하고 단일 쇄석다짐말뚝의 주요 파괴 메커니즘인 Bulging과 General Shear Failure 시에 대해 주요 파라미터가 지지력 예측에 미치는 영향을 분석하여, 향후 쇄석다짐말뚝의 설계를 위한 지반조사 및 시험시에 활용할 수 있도록 하였다. 또한 국내 현장에서 시행한 재하시험 결과를 이용하여 현재 주로 이용되고 있는 지지력 예측 이론들의 적용성을 평가하였다.

2. 단일 쇄석다짐말뚝의 지지력 예측 이론

단일쇄석다짐말뚝의 파괴 메커니즘은 Bulging Failure, General Shear Failure, Punching Failure로 나누어 지는데 단일 쇄석다짐말뚝의 파괴는 주로 Bulging Failure, General Shear Failure의 형태로 일어나며, Bulging Failure, General Shear Failure시의 기존의 지지력 이론식을 정리하면 표 1과 같다.

3. 주요 설계 파라미터의 민감도 분석

3.1 주요 설계 파라미터

단일 쇄석다짐말뚝(Single Stone Column)의 주요 파괴 메커니즘은 2절에서 언급한 바와 같이 Bulging Failure와 General Shear Failure로 구분할 수 있으며, 이들 파괴 메커니즘 별로 제안된 지지력 예측이론들은 표 1에 요약하였다. 표 1에 의하면 Bulging Failure일 경우 주요 설계 물성치로는 (초기)횡방향응력, 주변지반의 비배수 전단강도, 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각, 주변지반의 탄성계수, 유효상재하중 등이 있으며 또한 General Shear Failure의 경우 주요 설계 물성치로는 주변지반의 비배수 전단강도, 주변지반의 단위중량, 유효상재하중 등을 들 수 있다.

3.2 시험시공 지반의 물성치

지반물성치 추정에 사용된 부산광역시 OO O호교 건설 공사지역 A1교대 구간 현장의 시험 말뚝은 지름 0.7m, 지중관입 깊이 17.6m로 시공하였다. 치환층에서 베인전단 시험을 수행한 결과, 비배수 전단강도가 0.35~0.39 kgf/cm²이었고 치환층 하부로는 입도분포가 불량한 세사층이 존재하였으며, 그 아래에는 연약한 점토층이 11.4m 정도 분포하고 있다. 지층의 비중은 2.65~2.71정도이었으며 연약층의 현장콘관입시험 결과, 콘관입저항치는 대부분 3.0~5.0 kgf/cm²범위에 분포하였고, 최대 저항치는 11.1 kgf/cm²이었다. 연약층의 일축압축시험 결과, 일축압축강도 q_u 는 0.33~0.62 kgf/cm²범위에 분포하였다. 비배수 삼축압축시험 결과, 비배수 전단강도는 c_u 는 0.28~0.40 kgf/cm²범위에 분포하였다(최용규 등, 2003).

쇄석다짐말뚝의 설계 파라미터의 민감도 분석에 사용된 쇄석말뚝의 내부마찰각은 보통 42°~45°이지만 시공 및 관리에 따른 손실을 고려하여 40°를 적용하였고 비배수전단강도는 베인전단시험과 삼축압축시험에 의해 얻어진 값의 평균값을 사용하였고, 탄성계수는 정규압밀점으로 하여 Bowles(1996)이 제시한 식에 의해 얻어진 평균값을 사용하였으며 단위중량(γ_t)과 소성지수(PI), 포아슨비(ν)는 국내 토질의 일반적인 물성치로 추정하여 같은 조건 하에

표 1. 단일 쉐석다짐말뚝의 Bulging Failure와 General Shear Failure시의 극한지지력 이론식(김원철 등, 2003)

파괴유형	산정 공식	참고문헌	비고
Bulging	$q_u = \left[\sigma_{ro} + c_u \left(1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1+v_c)} \right) \right] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress), E_c : 주변지반의 탄성계수, c_u : 주변지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쉐석다짐말뚝의 내부마찰각, v_c : 주변지반의 프와송비</p>	Gibson & Anderson (1961)	Single stone Column
	$q_u = (\gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>γ_c : 주변지반의 단위중량, z : 팽창파괴가 예상되는 깊이, K_{pc} : 주변지반의 수동토압계수, c_u : 주변지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쉐석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Greenwood (1970)	Single Stone Column
	$q_u = (\sigma_{ro} + 4c_u) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{ro} : (초기)횡방향응력(= $K_o(\gamma_c \cdot h + q)$) c_u : 주변지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쉐석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Hughes & Withers (1974)	Single Stone Column
	$q_u = (c_u F'_c + q_{avg} F'_q) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>c_u : 주변지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쉐석다짐말뚝의 내부마찰각 q_{avg} : 등가파괴심도에서의 평균(등방)응력 (= $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$) F'_c, F'_q : 공동확장계수(cavity expansion factors)</p>	Vesic(1972), Datye & Nagaraju (1975)	Single Stone Column
	$q_u = \left[\sigma_{ro} + \left(1 + \ln \frac{E_c}{3 \cdot c_u} \right) \cdot c_u \right] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress), E_c : 주변지반의 탄성계수, c_u : 주변지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쉐석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Brauns (1978)	Single Stone Column
	$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p>σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress), c_u : 주변지반의 비배수전단강도, ϕ_s : 쉐석다짐말뚝의 내부마찰각</p>	Hansbo (1994)	Single Stone Column
General Shear	$q_u = 2A_s (K_{pc} q_0 + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) + \left(\frac{1}{K_{as}} \right) \left[3d_s K_{pc} \gamma_c \left\{ 1 - \left(\frac{3d_s}{2L} \right) \right\} \right]$ <p>A_s : 쉐석다짐말뚝의 단면적, c_u : 주변지반의 비배수전단강도, γ_c : 주변지반의 단위중량, K_{pc} : 주변지반의 수동토압계수, K_{as} : 쉐석다짐말뚝의 주동토압계수, q_0 : 유효상재하중, d_s : 쉐석다짐말뚝의 직경, L : 쉐석다짐말뚝의 길이</p>	Wong (1975)	Single Stone Column
	$q_u = c_u N_c + \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma + \gamma_c D_f N_q$ <p>c_u : 주변지반의 비배수전단강도, γ_c : 주변지반의 단위중량, D_f : 기초 근입깊이, N_c, N_γ, N_q : 지지력계수, B : 하중재하폭</p>	Madhav & Vitkar (1978)	Single Stone Column
	$q_u = c_u \left(\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta} \right) \cdot \left(1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right) \tan^2 \delta_s$ <p>σ_s : 초기 극한응력, c_u : 원지반의 비배수 전단강도, q : 상재하중, δ : 주변지반의 전단파괴면 각, δ_s : Stone column의 전단파괴면 각</p>	Brauns(1978)	Single stone column (Cohesive soil)

서 비교검토 하였다. 민감도 분석에 사용된 쉐석과 지반물 성치는 표 2에 나타내었다. 또한 (초기)횡방향응력(σ_{ro})의 산정을 위한 정지토압계수(K_o)는 제안식별로 큰 차이를 보이지 않는 것으로 알려져 있어(천병식 등, 2003)

Brooker & Ireand(1965)의 제안식(표 3 참조)을 이용하였고 Bulging 파괴의 발생 깊이는 쉐석말뚝 직경의 2~3배 깊이에서 발생되는 것으로 알려져 있어 Bulging 파괴의 깊이는 쉐석말뚝 직경의 2.5배 깊이로 적용하였다.

표 2. 지지력 공식에 사용된 쇄석과 지반 물성치

	단위 중량 γ_c (tf/m^3)	내부 마찰 각 $\Phi(^{\circ})$	비배수 전단 강도 c_u (tf/m^2)	PI	탄성 계수 E_c (tf/m^2)	포아슨비 ν	비 고
부산 OO O 호교 시험 시공지반 쇄석	1.7 1.8	0 40	3.6 -	19.7 -	980 -	0.4 -	- -

$E_c = (200 \sim 500) \times c_u$
(단, Normally consolidated sensitive clay)(Bowles, 1996)

표 3. Brooker & Ireand(1965)의 K_o 제안식(Bowles, 1996)

For normally consolidated clay	For overconsolidated clay
$K_o = 0.4 + 0.007(PI)$ ($PI = 0 \sim 40\%$)	$K_{o,OCR} = K_o \times \sqrt{OCR}$
$K_o = 0.64 + 0.001(PI)$ ($PI = 40 \sim 80\%$)	

3.3 Bulging Failure에서의 주요 설계 파라미터 분석

3.3.1 원지반의 비배수전단강도의 영향

FHWA(1983)에 따르면 연약지반에서 비배수전단강도 (c_u)의 최소치는 $0.7\text{tf}/\text{m}^2$, 적용사례를 통한 c_u 의 최소치는 $0.48\text{tf}/\text{m}^2$, 실용성 측면에서 c_u 의 상한치는 $5 \sim 10\text{tf}/\text{m}^2$ 로 연약지반에서 쇄석다짐말뚝을 형성할 수 있는 범위를 제시하였다. 본 연구에서는 FHWA(1983)에 의해 제시된 쇄석다짐말뚝을 형성할 수 있는 c_u 값의 범위내외에서 c_u 값이 지지력 이론들에 미치는 영향을 비교분석하여 c_u 가 지지력 산정시 미치는 영향에 대해 검토하였으며, 그 결과는 그림 1과 같다. 이때, 원지반의 E_c 값은 c_u 에 따라 Bowles(1996)이 제안한 식으로 값을 변화시켜 적용하였고 기타 물성치는 부산 시험시공 현장의 물성치로 동일하게 적용하였다.

그림 1은 Bulging Failure Mode에서의 c_u 에 따른 지지력 예측값의 변화경향을 나타낸 것으로 c_u 의 증가에 따라 지지력이 선형적으로 증가함을 보이고 있다. 특히, 표 4의 추세식을 살펴보면 Gibson & Anderson(1961)와

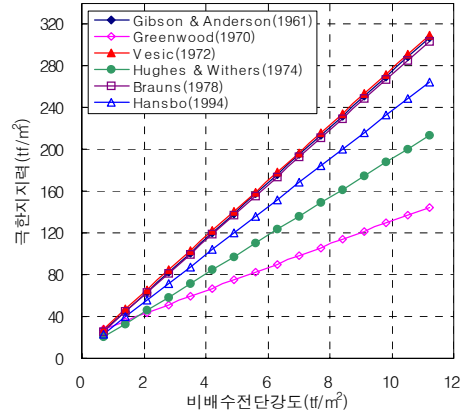


그림 1. 비배수전단강도 (c_u) 변화에 따른 지지력 이론식의 극한지지력 비교

표 4. 비배수전단강도 (c_u) 변화에 따른 지지력 이론식의 추세식 ($0.7 \leq x \leq 11.2$)

제안식	추세식
Gibson & Anderson(1961)	$y = 26.804x + 7.369$
Greenwood(1970)	$y = 11.154x + 20.12$
Vesic(1972)	$y = 26.804x + 9.4732$
Hughes & Withers(1974)	$y = 18.396x + 7.369$
Brauns(1978)	$y = 26.487x + 7.369$
Hansbo(1994)	$y = 22.995x + 7.369$

Vesic(1972)의 제안식이 가장 영향을 크게 받고 있음을 보이고 있으며 Brauns(1978)의 제안식도 비슷한 경향을 보이고 있는 반면, Greenwood(1974)의 제안식이 c_u 의 영향을 가장 적게 받고 있음을 알 수 있다. 원지반의 비배수전단강도가 $1.0\text{tf}/\text{m}^2$ 씩 증가 할때 마다 지지력 별로 $11.89 \sim 26.80\text{tf}/\text{m}^2$ 씩 증가하는 것으로 나타나 어떤 제안식을 적용하는냐에 따라 c_u 값에 따른 지지력 예측값의 편차가 비교적 크게 나타날 수 있음을 알 수 있다. 또한 원지반의 탄성계수 (E_c)는 제안식(표 3 참조)에 의하면, c_u 가 증가함에 따라 E_c 도 선형적으로 증가하므로 지지력 산정시 c_u 값은 E_c 에도 영향을 미치고 있으며, E_c 값은 별도로 측정된 경우에 대해서는 c_u 값에 의한 민감도 분석이 별도로 수행되어야 할 것이다.

3.3.2 쇄석다짐말뚝 내부마찰각의 영향

쇄석다짐말뚝의 지지력에 영향을 미치는 설계 물성치

들 중 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각(ϕ_s)은 점성토의 비배수전단강도(c_u)와 함께 지지력 예측시 가장 크게 영향을 미치는 것으로 알려져 있다. 일반적으로 설계에 사용되는 쇄석의 내부마찰각은 $38^\circ \sim 45^\circ$ 의 값이 추천된다(해양수산부, 2000). 따라서 본 연구에서는 추천범위 내외에서 쇄석의 내부마찰각이 지지력 이론들에 미치는 영향을 비교 분석하여 쇄석의 내부마찰각이 지지력 산정시 미치는 영향에 대해 검토하였으며, 그 결과는 그림 2와 같다.

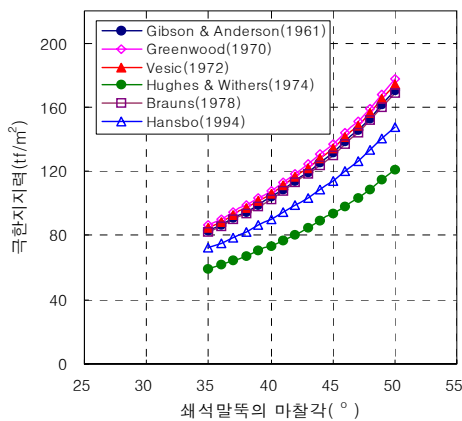


그림 2. 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 변화에 따른 지지력 이론식의 극한지지력 비교

표 5. 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 변화에 따른 지지력 이론식의 추세식 ($35 \leq x \leq 50$)

제안식	추세식
Gibson & Anderson(1961)	$y=5.7152x-122.42$
Greenwood(1970)	$y=4.5759x-98.019$
Vesic(1972)	$y=5.831x-124.9$
Hughes & Withers(1974)	$y=4.0495x-86.744$
Brauns(1978)	$y=5.6523x-121.08$
Hansbo(1994)	$y=4.9606x-106.26$

그림 2는 Bulging Failure Mode에서의 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각의 변화에 따른 지지력 예측값의 변화경향을 나타낸 것으로 내부마찰각이 증가함에 따라 지지력이 비선형적으로 증가함을 보이고 있다. 특히, 표 5의 추세식의 기울기를 살펴보면 Vesic(1972)의 제안식이 가장 큰 영향을 받고 있는 반면에 Hughes & Withers(1974)의 제안식이 가장 작은 영향을 받고 있으나 대체적으로 비슷한 기울기로 증가함을 알 수 있다. 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

이 1° 씩 증가할 때마다 지지력 제안식별로 약 $2.85 \sim 8.53 \text{tf/m}^2$ 의 증가량을 보여 제안식별로 편차가 비교적 크게 나타날 수 있음을 알 수 있다.

3.3.3 Bulging Failure 발생 깊이에 따른 영향

Bulging Failure 발생깊이의 변화는 평균 등방응력(α_{avg})과 원지반의 수동토압계수(K_{pc}) 그리고 (초기)횡방향응력(σ_{ro})이 변화에 영향을 주고 또한 Bulging Failure 발생 깊이의 변화가 직접적으로 지지력 산정에 사용된다. Bulging Failure 발생 깊이의 변화가 지지력 산정시 미치는 영향에 대해 검토하기 위해 쇄석다짐말뚝 직경(D)의 0.5배씩 6배까지 증가시켜 계산한 결과, 그림 3과 같이 나타났다.

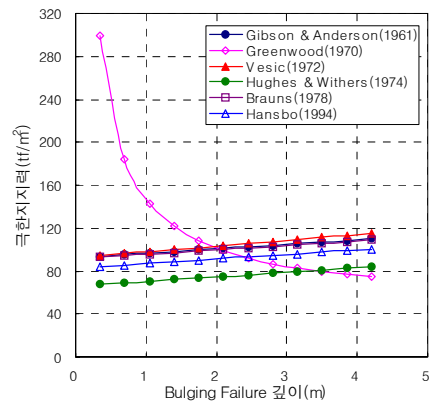


그림 3. Bulging Failure의 발생깊이 변화에 따른 지지력 이론식의 극한지지력 비교

표 6. Bulging Failure의 발생깊이 변화에 따른 지지력 이론식의 추세식 ($0.35 \leq x \leq 4.2$)

제안식	추세식
Gibson & Anderson(1961)	$y=4.0869x+82.78$
Greenwood(1970)	-
Vesic(1972)	$y=5.4096x+92.333$
Hughes & Withers(1974)	$y=4.2054x+66.224$
Brauns(1978)	$y=4.2054x+91.191$
Hansbo(1994)	$y=4.2054x+82.78$

그림 3과 같이 예상되는 파괴 발생깊이가 깊어짐에 따라 Greenwood(1970)의 이론식 값을 제외하고는 0.5D 증가시 마다 $1.47 \sim 1.89 \text{tf/m}^2$ 씩 증가함을 보이고 있고 표 6의 추세식을 살펴보면 Bulging Failure의 깊이의 변화

는 Vesic(1972)의 제안식이 가장 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다.

한편 Greenwood의 제안식에만 수동토압계수를 도입했는데, 깊이가 깊어짐에 따라 이론치가 감소하는 것은 점착력이 있는 지반의 수동토압계수는 깊이가 깊어짐에 따라 그 값이 감소하기 때문이며, 따라서 Bulging Failure시 Greenwood의 제안식을 이용한 극한지지력 산정은 비합리적인 것으로 판단된다.

3.4 General Shear Failure에서의 주요 설계 파라미터 분석

3.4.1 원지반의 비배수전단강도의 영향

Bulging Failure에서의 비배수전단강도에 대한 분석에서와 마찬가지로 FHWA(1983)에 의해 제시된 쇄석다짐말뚝을 형성할 수 있는 비배수전단강도(c_u)값의 범위와 원지반의 탄성계수(E_c)를 변화시켜 적용하였고 기타 물성치는 또한 부산 시험시공 현장의 물성치로 동일하게 적용하였다(그림 4참조).

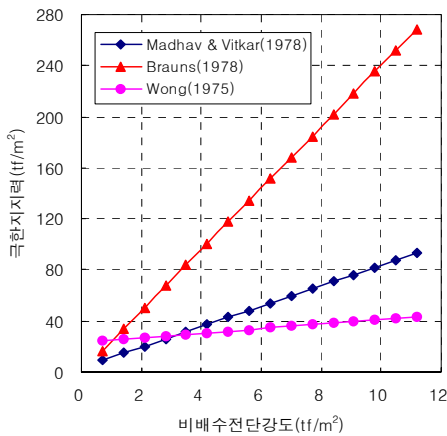


그림 4. 비배수전단강도 (c_u) 변화에 따른 지지력 이론식의 극한지지력 비교

표 7. 비배수전단강도(c_u) 변화에 따른 지지력 이론식의 추세식 ($0.7 \leq x \leq 11.2$)

제안식	추세식
Wong(1975)	$y=1.8668x+22.704$
Brauns(1978)	$y=24x$
Madhav & vitkar(1978)	$y=8x+3.5445$

그림 4에서 보이는 바와 같이 c_u 의 증가에 따라 지지력이 선형적으로 증가함을 보이고 있다. 특히, 그림 4와 표 7의 추세식에 의하면 Brauns(1978)의 제안식이 c_u 가 1tf/m^2 증가할 때마다 지지력은 16.8tf/m^2 증가하여 c_u 에 대한 지지력이 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났고 Madhav & Vitkar(1978)의 제안식은 1tf/m^2 증가할 때마다 5.6tf/m^2 증가하였으며, Wong(1975)의 제안식은 1tf/m^2 증가할 때마다 1.31tf/m^2 증가하여 Wong(1975)의 제안식이 General Shear Failure Mode에서는 c_u 의 영향을 가장 적게 받고 있음을 알 수 있다. 한편 Bulging Failure Mode에서 보다 General Shear Failure Mode에서는 각 지지력 산정식 별로 큰 차이를 보이고 있어 특히, General Shear Failure 시의 극한 지지력 평가 방법에 대한 새로운 접근 방법이 검토되어야 할 것으로 판단된다.

3.4.2 쇄석다짐말뚝 내부마찰각의 영향

Bulging Failure에서의 쇄석다짐말뚝 내부마찰각의 영향에 대한 분석에서와 마찬가지로 추천범위 내외에서 General Shear Failure시 쇄석의 내부마찰각이 지지력 이론들에 미치는 영향을 비교분석하여 쇄석의 내부마찰각이 지지력 산정시 미치는 영향에 대해 검토하였으며, 그 결과는 그림 5와 같다.

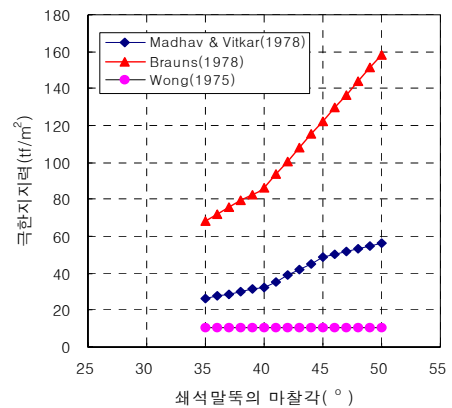


그림 5. 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 변화에 따른 지지력 이론식의 극한지지력 비교

표 8. 쇄석다짐말뚝 내부마찰각 변화에 따른 지지력 이론식의 추세식

제안식	추세식
Wong(1975)	$y = -0.0071x + 10.67 (35 \leq x \leq 50)$
Brauns(1978)	$y = 3.6x - 57.6 (35 \leq x \leq 40)$ $y = 7.2x - 201.6 (40 \leq x \leq 50)$
Madhav & vitkar(1978)	$y = 2.2244x - 53.769 (35 \leq x \leq 50)$

그림 5와 표 8의 추세식 기울기를 살펴보면 내부마찰각이 1°씩 증가함에 따라 Brauns(1978)의 제안식은 35°~40°까지는 3.6tf/m²씩 증가하였고 40°~50°까지는 7.2tf/m²로 증가하여 가장 큰 영향을 받고 있는 반면에 Wong(1975)의 제안식은 미소한 차이로 감소할 뿐 거의 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 또한 Madhav & Vitkar(1978)의 제안식은 내부마찰각 1° 증가할 때마다 평균 2.0tf/m² 증가하였다.

3.4.3 원지반이 받는 상재하중에 따른 영향

General Shear Failure시 원지반이 받는 상재하중이 지지력 이론들에 미치는 영향을 비교분석하여 원지반이 받는 상재하중이 지지력 산정시 미치는 영향에 대해 검토하였으며, 그 결과는 그림 6과 같다.

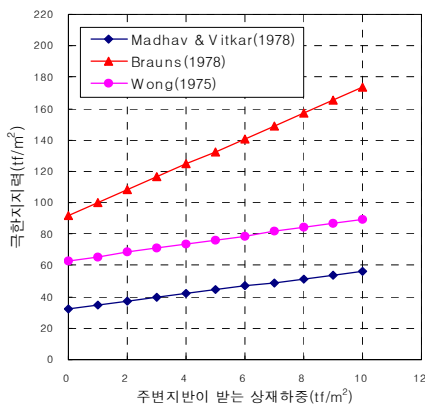


그림 6. 주변지반이 받는 상재하중 변화에 따른 지지력 이론식의 극한지지력 비교

표 9. 주변지반이 받는 상재하중 변화에 따른 지지력 이론식의 추세식 (0 ≤ x ≤ 10)

제안식	추세식
Wong(1975)	$y = 2.6325x + 63.051$
Brauns(1978)	$y = 8.1886x + 91.721$
Madhav & vitkar(1978)	$y = 2.4x + 32.337$

그림 6과 표 9의 추세식 기울기를 살펴보면 Brauns(1978)의 제안식이 상재하중이 1tf/m² 증가할 때마다 지지력은 8.19tf/m² 증가하여 상재하중에 대한 지지력이 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났고 Wong(1975)의 제안식은 1tf/m² 증가할 때마다 2.63tf/m² 증가하였고 Madhav & Vitkar(1978)의 제안식은 2.4tf/m² 증가하여 비슷한 기울기를 갖는 것으로 나타났다.

4. 정재하시험결과와 지지력 산정식 결과 비교 분석

4.1 현장재하시험 결과의 적용

기준에 제안된 지지력 이론의 적용성을 검토하기 위해 부산광역시 OO O호교 건설공사지역 교대(A1)구간의 단일 쇄석다짐말뚝의 현장 정재하시험 결과를 이용하여 실측치와 이론치를 비교분석 하였다. 정재하시험 결과와 그래프는 그림 7과 같다(최용규 등, 2003).

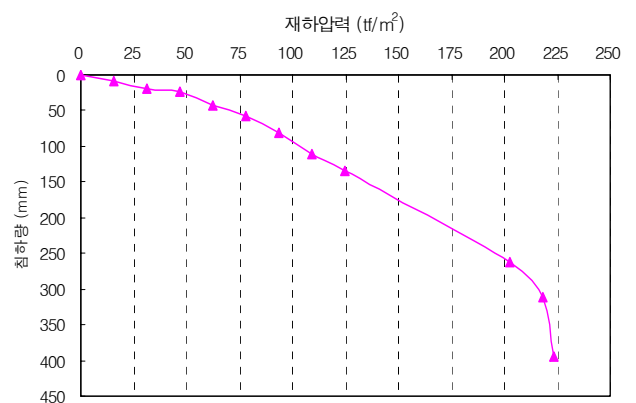


그림 7. 정재하시험의 재하압력-침하량 관계곡선

4.2 지지력 제안식을 이용한 극한지지력 계산

부산광역시 OO O호교 현장정재하시험은 침하량 1in일 때의 재하응력을 극한지지력으로 보고 분석하였다. 또한 정재하시험의 실측치와 비교하기 위해 표 2의 지반물성치를 이용하여 기존의 제안식에 의한 극한 지지력을 계산하였다(표 10 참조).

재하시험에 이용된 쇄석다짐말뚝의 경우 17.6m길 이로 시공되어 비교적 긴 말뚝으로서 실제 파괴는 General Shear Failure보다는 Bulging Failure 형태로 일어났을 가능성이 크지만 본 분석시에는 Bulging 외에도 General Shear Failure일 때의 이론지지력도 함께 계산하였다. 이때, 지반은 정규압밀조건으로 가정하였다.

표 10. 극한지지력 계산

파괴 형상	제안식	극한지지력 (tf/m ²)
Bulging Failure	Gibson & Anderson(1961)	99.69
	Greenwood(1970)	108.03
	Vesic(1972)	101.80
	Hughes & Withers(1974)	73.58
	Brauns(1978)	98.55
	Madhav et al.(1979)	105.83
	Hansbo(1994)	90.14
General Shear Failure	Wong(1975)	63.05
	Madhav & Vitkar(1978)	32.34
	Brauns(1978)	86.40
정재하시험 실측치		220

4.3 실측치와 이론치의 비교 분석

4.3.1 실측치와 이론치의 비교

부산 OO O호교 교대(A1) 구간에서 실시된 정재하시험 결과와 Bulging Failure와 General Shear Failure 시의 이론 지지력값을 비교한 결과는 그림 8 및 그림 9와 같다.

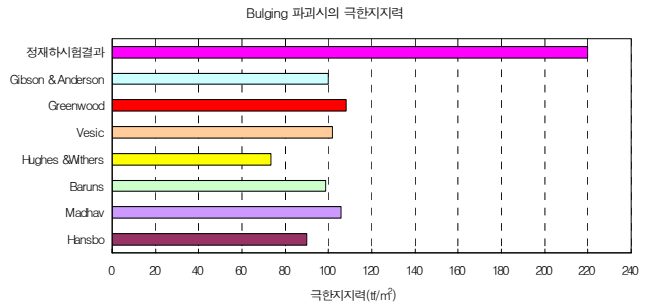


그림 8. Bulging Failure 시의 지지력 이론식값과 재하시험 실측값과의 비교

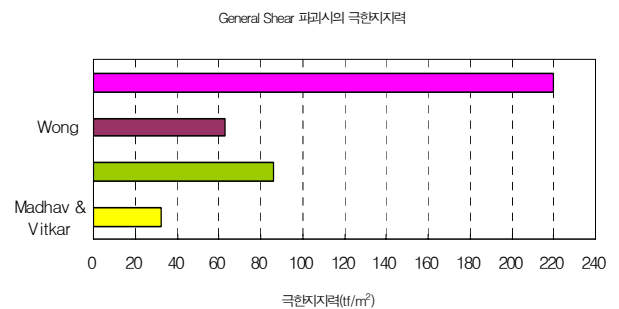


그림 9. General Shear Failure 시의 지지력 이론식값과 재하시험 실측값과의 비교

실측치와 이론치를 분석한 결과 Bulging Failure Mode의 경우 계산된 이론지지력 값은 73.58~108.03tf/m²으로 나타나 실측에 의한 극한지지력 220tf/m²과 비교하면 실측치가 이론치에 비해 약 2~3배 더 큰 것으로 나타나고 있다. 한편 General Shear Failure Mode 시의 경우 계산된 지지력은 32.34~86.40tf/m²으로서, 실측치가 이론치의 약 2.5~6.8배 크게 나타나고 있다. 본 연구에 이용된 시험결과로 볼 때 계산에 적용된 일부 물성치들의 불확실성이나 어떤 이론에 의한 파괴 Mode를 적용하는가에는 크게 상관없이 기존의 지지력 값이 쇄석다짐말뚝의 실제 지지력에 비해 매우 과소평가되고 있음을 알 수 있다. 따라서 쇄석다짐말뚝의 국내 적용시 지지력 평가 방법에 대한 새로운 접근 방법이 검토되어야 할 것으로 보이며, 이를 위해 적용지반에 대한 상세한 물성시험(c_u , E_c , v_c 등)과 쇄석말뚝의 물성시험(ϕ_s , γ_s 등), 그리고 현장재하시험을 통한 극한지지력 검증 등을 통해 국내 실정에 적합한 지지력 평가방법의 제안이나 기존 이론의 개선, 안전율의 변경 적용 등에 대한 추가적인 연구가 시급한 것으로 판단된다.

5. 결론 및 제언

쇄석다짐말뚝의 주요 설계 파라미터에 대한 민감도 분석과 단일 쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험 결과를 이용하여 단일 쇄석다짐말뚝의 Bulging과 General Shear Failure 시의 극한 지지력의 이론치와 실측치를 비교 분석한 결과는 다음과 같다.

1. Bulging Failure 시의 c_u 값에 따른 지지력 예측값의 변화경향은 Gibson & Anderson과 Vesic의 제안식이 가장 영향을 크게 받고 있는 반면, Greenwood의 제안식이 c_u 의 영향을 가장 적게 받고 있음을 알 수 있었다. 또한 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각에 따른 지지력 예측값의 변화경향은 Vesic의 제안식이 가장 큰 영향을 받고 있으나 대체적으로 비슷한 기울기로 증가함을 알 수 있다.
2. Bulging Failure 시의 Bulging Failure 발생깊이에 따른 지지력은 Greenwood의 제안식값을 제외하고는 제안식별로 거의 차이가 나지 않았다. 한편 Greenwood의 제안식에만 수동토압계수를 도입했는데, 깊이가 깊어짐에 따라 이론치가 감소하는 것은 점착력이 있는 지반의 수동토압계수는 깊이가 깊어짐에 따라 그 값이 감소하기 때문이며, 따라서 Bulging Failure 시 Greenwood의 제안식을 이용한 극한지지력 산정은 비합리적인 것으로 판단된다.
3. General Shear Failure 시의 c_u 값에 따른 지지력 예측값의 변화경향은 Brauns의 제안식이 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났고 Wong의 제안식이 c_u 의 영향

을 가장 적게 받고 있음을 알 수 있다. 또한 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각에 따른 지지력 예측값의 변화경향은 Brauns의 제안식이 가장 큰 영향을 받고 있는 반면, Wong의 제안식은 미소한 차이로 감소할 뿐 거의 영향을 받지 않아 이에 대한 검증이 필요할 것으로 판단된다.

4. General Shear Failure 시의 상재하중에 대한 지지력 변화경향을 살펴보면 Brauns의 제안식이 상재하중에 대한 영향이 가장 크게 받는 것으로 나타났고 Madhav & Vitkar의 제안식과 Wong의 제안식은 비슷한 기울기를 갖는 것으로 나타났다.
5. General Shear Failure 시의 민감도 분석 결과, 원지반의 비배수 전단강도, 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각, 원지반이 받는 상재하중의 변화에 따른 지지력은 각 제안식 별로 크게 차이가 나타나 특히, General Shear Failure 시의 극한 지지력 평가 방법에 대한 새로운 접근 방법이 검토되어야 할 것으로 판단된다.
6. 실측치와 이론치를 분석한 결과 Bulging Failure Mode의 경우 실측치가 이론치에 비해 약 2~3배 더 큰 것으로 나타났고, General Failure Mode 시의 경우에는 실측치가 이론치의 약 2.5~6.8배인 것으로 나타났다.

따라서, 본 연구의 결과를 살펴보면, 적용된 일부 지반물성치들의 불확실성이나 Failure Mode의 적용에 상관없이 기존 지지력 이론식들이 실제 지지력을 과소평가하고 있으므로 반드시 정확한 물성시험과 현장재하시험을 통해 실제 지지력을 산정해야 할 것이며 향후 지지력 예측방법에 대한 새로운 접근 방법이 모색되어야 할 것으로 판단된다.

(접수일자 : 2003년 10월 29일)

참 고 문 헌

1. 김원철, 조양운, 서덕동(2003), 단일 쇄석다짐말뚝의 Bulging 및 General Shear Failure시의 극한지지력 비교 연구, 한국지반공학회 2003 기초기술 학술발표회 논문집, pp. 141~152.
2. 천병식, 김원철, 서덕동(2003), 현장시험치를 이용한 단일 쇄석다짐말뚝의 Bulging 및 General Shear Failure시의 극한지지력 제안식에 관한 비교 연구, 한국지반환경공학회 논문집 제 4권 제 2호, pp. 65~76.
3. 천병식, 김원철, 조양운, 서덕동(2003), 단일 쇄석다짐말뚝의 지지력 산정시 주요 설계 파라미터에 대한 민감도 분석, 한국지반환경공학회 2003 학술발표회 논문집, pp. 275~283.
4. 최용규, 이민희, 황근배, 정성민(2003), 저소음 저진동 쇄석다짐말뚝의 현장시험 연구, 한국지반공학회 2003 기초기술 학술발표회 논문집, pp. 153~164.
5. 해양수산부(2000), 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(III).

6. Barksdale, R. D. & Bachus, R. C.(1983), Design and construction of Column stones, Vol. 1, Report No. FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Springfield, Verginia.
7. Bowles, J. E. (1996), Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, McGraw-Hill, New York. p. 127.
8. Gibson, R.E. and Anderson, W.F.,(1961), Insitu measurement of soil properties with the pressuremeter, Civil Engineering, London, Vol. 56, pp. 615~620.
9. Greenwood, D. A. & Kirsch(1983), K., Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods piling and ground treatment for foundation, Thomas Telford press, London.
10. Hansbo, S.(1994), Foundation Engineering, Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier Press, Vol. 95, pp. 450~455.
11. Hughes, J. M. O. & Withers, N. J.(1974), Reinforcing of soft cohesive soils with Stone column, Ground Engineering, Vol.7, No.3, May, pp. 42~49.
12. M. R. Madhav, J.K.Sharma & S.Chandra(1999), Granular pile groups - An interaction analysis, Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Korea, Vol.1, pp. 229~32.