



## 저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공학박사 학위논문

축소모형실험 및 수치해석에 의한  
현장타설말뚝의 선단지지력 및 변위특성에  
관한 연구

**Downscaled Model Test and Numerical  
Study on End Bearing Capacity and  
Displacement Characteristics of Rock-Socketed  
Drilled Shaft**

**2012 년 7 월**

서울대학교 대학원  
지구환경시스템공학부  
박 완 서

축소모형실험 및 수치해석에 의한  
현장타설말뚝의 선단지지력 및 변위특성에  
관한 연구

**Downscaled Model Test and Numerical  
Study on End Bearing Capacity and  
Displacement Characteristics of Rock-Socketed  
Drilled Shaft**

지도교수 전 석 원

이 논문을 공학박사 학위논문으로 제출함  
2012 년 7 월

서울대학교 대학원  
지구환경시스템공학부  
박 완 서

박완서의 공학박사 학위논문을 인준함  
2012 년 7 월

위 원 장 \_\_\_\_\_ (인)

부위원장 \_\_\_\_\_ (인)

위 원 \_\_\_\_\_ (인)

위 원 \_\_\_\_\_ (인)

위 원 \_\_\_\_\_ (인)

## 초 록

초고층 건물이나 대규모 교량 등과 같은 구조물의 기초로 사용되는 현장타설말뚝은 하중이 지반으로 전이되면서 발생하는 주변마찰력과 선단지지력에 의해서 상부 구조물을 지지하게 된다. 주변마찰력은 실험뿐만 아니라 모형실험과 수치해석을 통하여 많은 연구가 수행된 것에 비하여, 선단지지력의 경우에는 시공의 불확실성과 암반 불연속면의 특성, 시험 방법의 부재 등으로 인하여 연구 성과가 부족한 상황이며, 이로 인하여 선단지지력 계산시 높은 안전율을 적용하여 보수적으로 설계를 하게 된다. 그러나 국내의 경우로서 암반에 근입된 현장타설말뚝은 주변마찰력에 비하여 선단지지력에 의존적이기 때문에 선단부의 거동을 분석하고 예측하는 것은 경제적, 시간적인 측면뿐만 아니라 안정성 측면에서도 매우 필요한 실정이다.

이에 따라 본 연구에서는 암반에 근입된 말뚝의 선단부가 다양한 암반 조건에 대한 선단지지력과 변위 특성을 유추하기 위하여 축소율을 고려한 모형실험을 실시하였으며, 축소모형실험 결과는 수치해석 프로그램인 FLAC과 현장에서 수행된 실험 자료 등을 통하여 비교·검증하였다.

축소모형실험을 수행하기 위하여 축소율이 고려된 240×240×240 mm 크기의 모르타르 시험편을 제작하였고, 수평 및 수직 방향으로 가압할 수 있는 시험 장치를 이용하여 강도 조건, 구속상태, 수직 및 수평 방향의 불연속면의 간격과 위치 등과 같은 다양한 지반 조건을 말뚝 선단에 모사하여 축방향의 하중재하 실험을 수행하였다.

재하 실험에서 시험편의 강도와 말뚝 선단부의 구속응력비가 증가할수록 선단지지력도 증가하는 것을 볼 수 있었으며, 강도에 대해서는 비선형적인 증가 관계가 있었고, 구속응력비의 크기에 대해서는 선형적인 증가 관계가 있었다. 말뚝의 선단에서 측정된 응력-변위 곡선에서 기울기는 시험편의 강도와 구속응력비의 크기에 따라 선형적인 증가 관계가 있었으며, 변곡점이

발생한 이후에 강도와 구속응력비의 크기에 따라 지속적으로 선단지지력이 증가되는 것을 확인 할 수 있었다.

불연속면이 존재하는 시험편은 불연속면이 존재하지 않는 시험편에 비하여 지지력이 감소하는 것으로 나타났고, 말뚝과 불연속면 간의 거리가 가까울수록 지지력이 감소되는 것을 볼 수 있었다. 특히 수직 방향의 불연속면이 포함되어 있는 시험편은 수평방향의 불연속면이 포함된 실험의 결과에 비하여 선단지지력의 저감율이 작은 것을 볼 수 있었다. 그러나 수직한 불연속면은 변곡점 이후에 지지력의 증가 없이 변형만 발생하는 것에 비하여 수평한 불연속면의 실험에서는 변곡점 이전에 지지력은 작은 경향이 있으나, 변곡점 이후에 지속적으로 지지력이 증가하는 것으로 나타내고 있었다. 또한 이러한 선단지지력의 특성을 분석하여 강도, 구속응력비, 수직 및 수평의 불연속면 간격에 따른 선단지지력 예측식을 제안할 수 있었다.

모형실험의 시험편의 크기와 구속상태를 그대로 모사하여 실시한 수치해석의 결과에서 응력-변위 곡선과 선단지지력 특성은 모형실험결과와 매우 유사한 것을 볼 수 있었으며, 15개의 현장 실험 자료 실험 자료를 이용하여 분석한 선단지지력과 변위 특성 등은 모형실험과 유사한 경향을 보이고 있었다.

이상의 연구로서 암반에 근입된 말뚝의 선단부에서 다양한 지반조건에 대한 변위 및 지지력 거동 특성을 확인하였으며, 특히 실험실 현장 실험을 대신하여 수행한 축소모형실험의 적용, 시험체 제작과 실험 방법의 제시를 통하여 향후 이와 유사한 연구를 수행하는데 도움이 될 것이라고 생각된다.

주요어 : 현장타설말뚝, 차원해석, 축소모형실험, 선단지지력

학 번 : 2004-31001

# 목 차

초 록 .....	i
List of Tables .....	vi
List of Figures .....	viii
1. 서론 .....	1
1.1 연구 배경 .....	1
1.2 연구 목적 및 수행 방법 .....	3
1.3 연구 범위 및 제한사항 .....	5
2. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동 특성 .....	7
2.1 현장타설말뚝의 축방향 지지 특성 .....	7
2.1.1 현장타설말뚝에 사용되는 재료의 강도 특성 .....	9
2.1.2 현장타설말뚝의 하중전이 매커니즘 .....	11
2.2 현장타설말뚝의 지지력에 영향을 주는 요인 .....	14
2.2.1 근입부 형상 .....	16
2.2.2 암반의 탄성계수 .....	19
2.2.3 암석의 강도 .....	23
2.3 현장타설말뚝의 주면부 거동 특성 .....	26
2.4 현장타설말뚝의 선단부 거동 특성 .....	29
2.4.1 선단부 파괴 특징 .....	29
2.4.2 선단지지력 예측기법 .....	33
2.4.3 축방향 변형 특징 .....	50
2.4.4 축하중에 의한 선단부 응력 분포 특성 .....	54

3. 축소율을 고려한 실내 모형실험 .....	60
3.1 모형실험의 방법 및 특징 .....	60
3.1.1 원심모형실험의 특징 .....	60
3.1.2 차원해석을 통한 축소모형실험 특징 .....	62
3.2 현장타설말뚝의 지지거동 특성 분석을 위한 실험장치 개발 .....	65
3.2.1 차원해석에 의한 축소율 계산 .....	65
3.2.2 시험편의 크기 및 제작 방법 .....	68
3.2.3 모르타르 시험편 제작 .....	71
3.3 실험장치 제작 및 Test Setup .....	74
3.3.1 가압 프레임 제작 .....	74
3.3.2 Test Setup 및 실험 데이터 측정 .....	77
3.4 축소모형실험 계획 및 수행 .....	80
3.4.1 하중재하시험 방법 .....	80
3.4.2 축소모형실험 종류 및 방법 .....	83
3.4.3 시험편의 구속응력비 적용 범위 .....	87
3.5 축소모형실험 결과 .....	88
3.5.1 강도 변화에 따른 거동 특성: Test #1 .....	88
3.5.2 구속응력비의 변화에 따른 거동 특성: Test #2 .....	93
3.5.3 단일한 수평 불연속면의 위치에 따른 거동 특성: Test #3 .....	96
3.5.4 수평 불연속면의 간격에 따른 거동 특성: Test #4 .....	100
3.5.5 수직 불연속면의 간격에 따른 거동 특성: Test #5 .....	106
3.5.6 불연속면의 방향에 따른 응력-변위 곡선의 특징 비교 .....	110
3.6 축소모형실험의 결과를 이용한 선단지지력 분석 .....	112
3.6.1 시험편의 강도와 선단지지력의 관계 .....	112
3.6.2 구속응력비와 선단지지력의 관계 .....	115
3.6.3 수직 및 수평한 불연속면과 선단지지력의 관계 .....	117

4. 수치해석 .....	124
4.1 해석이론 .....	124
4.2 입력물성 산정 및 해석모델의 생성 .....	125
4.2.1 경계면 요소 특징 .....	125
4.2.2 불연속면의 직접전단시험 .....	127
4.2.2 모형실험의 모델링 .....	129
4.3 해설결과 및 실험결과 비교 .....	132
4.3.1 응력-변위 곡선의 특징 .....	132
4.3.2 응력-변위 곡선의 기울기 특징 .....	137
4.3.3 선단지지력과 시험편 강도의 특징 .....	140
5. 현장실험자료 분석 .....	149
5.1 양방향 실험 장치의 특징 .....	149
5.2 현장실험 자료 특징 .....	151
5.3 현장실험 결과 .....	155
5.3.1 현장의 지반 특성 .....	155
5.3.2 암반의 강도와 선단지지력의 관계 .....	156
5.3.3 RQD와 선단지지력의 관계 .....	157
5.3.4 선단의 응력-변위 특징 .....	158
5.4 현장실험과 축소모형실험의 선단지지력과 변위 특성 비교 .....	162
5.4.1 하중전이함수의 거동 특성 .....	162
5.4.2 선단지지력 특성 비교 .....	169
6. 결 론 .....	172
참고문헌 .....	175
Abstract .....	190



## Tables

Table 2.1 Allowable concrete stresses for drilled shafts .....	10
Table 2.2 Empirical factors $\alpha$ and $\beta$ for side shear resistance .....	27
Table 2.3 Typical bearing capacity failure modes associated with various rock mass conditions .....	30
Table 2.4 Value of $N_{ms}$ for estimating the end bearing capacity of drilled shafts in broken or jointed rock .....	36
Table 2.5 Typical range of unconfined compressive strength of intact rocks .....	37
Table 2.6 Suggested design values of strength parameters $c$ and $\phi$ .....	38
Table 2.7 Value of $m_b$ and $s$ based on rock mass classification .....	41
Table 2.8 Correction factors for foundation shapes .....	44
Table 2.9 Summary of database of shaft load tests .....	48
Table 3.1 Dimensional factors .....	63
Table 3.2 Scale factors .....	67
Table 3.3 Classification of rock mass as original strength and reduced strength .....	68
Table 3.4 Mixing ratio by weight of cement mortar used in the study .....	73
Table 3.5 Test blocks .....	83
Table 3.6 Test conditions .....	84
Table 3.7 Uniaxial compressive strength of test blocks .....	88
Table 3.8 Failure characteristics of Test #1 .....	91

Table 3.9 Spacing of horizontal discontinuity from the end of shaft .....	96
Table 3.10 Failure characteristics of Test #3 .....	99
Table 3.11 Ratio of discontinuities spacing to diameter at Test #4 .....	100
Table 3.12 Failure characteristics of Test #4 .....	104
Table 3.13 Failure characteristics of Test #5 .....	109
Table 3.14 Characteristics of various discontinuity direction .....	110
Table 3.15 Reducing multiplier in terms of the spacing of horizontal discontinuities .....	117
Table 3.16 Reducing multiplier in terms of the spacing of vertical discontinuities .....	117
Table 4.1 Interface parameters used in the numerical model .....	127
Table 4.2 Input parameters used in the numerical model .....	131
Table 4.3 Reducing multiplier in terms of the spacing of horizontal discontinuities .....	142
Table 4.4 Reducing multiplier in terms of the spacing of horizontal discontinuities .....	142
Table 5.1 Drill shaft characteristics .....	153
Table 5.2 Category classification of UCS .....	162
Table 5.3 Coefficient of $\alpha$ .....	163

## Figures

Figure 2.1 Schematic drawing of a drilled shaft .....	8
Figure 2.2 Sequence of construction drilled shaft .....	8
Figure 2.3 Simplified support mechanism for socketed piers showing components of load carried in side shear ( $Q_s$ ) and end bearing capacity ( $Q_b$ ) .....	13
Figure 2.4 Typical distributions of socket ( $Q_s$ ) and base ( $Q_b$ ) loads in rock-socketed piers .....	15
Figure 2.5 Distribution of side-wall shear stress in relation to socket length and modulus ratio .....	18
Figure 2.6 Variation of $E_m/E_r$ with RQD .....	22
Figure 2.7 Correlation between in situ deformation modulus and RMR .....	22
Figure 2.8 Relationship between compressive strength of rock in socket and side-wall shear resistance, or adhesion factor .....	24
Figure 2.9 Typical failure mechanism for end-bearing piles: (a) base of pier bearing at ground surface; and (b) socketed pier with length/diameter $> 2$ .....	25
Figure 2.10 Observed progressive failure modes of the end of shaft ...	32
Figure 2.11 Correction factor for discontinuity spacing .....	39
Figure 2.12 Bearing capacity factor for open discontinuities .....	39
Figure 2.13 Allowable bearing capacity of jointed rock .....	40
Figure 2.14 Lower-bound solution for bearing capacity .....	43

Figure 2.15 Bearing capacity of fractured rock .....	43
Figure 2.16 End bearing capacity, $q_{\max}$ versus uniaxial compressive strength, $\sigma_c$ .....	46
Figure 2.17 $N_c$ , coefficient relating $q_{\max}$ to versus $\sigma_c$ .....	47
Figure 2.18 Stress and displacement curve .....	51
Figure 2.19 Stress and displacement curve by hyperbola function .....	52
Figure 2.20 Generalized load-displacement curves for drilled shafts under compressive loading .....	53
Figure 2.21 Stresses in an elastic half space due to a point load at the surface .....	55
Figure 2.22 Influence diagram for vertical normal stress $\sigma_z$ at various points within an elastic half space under a uniformly loaded circular area .....	56
Figure 2.23 Distribution of vertical stress due to a loaded circular area on linear elastic half-space: (a) along vertical lines; (b) along horizontal lines .....	57
Figure 2.24 Stress contours for footings located on isotropic linear elastic half-space (a) vertical normal stresses beneath uniformly loaded .....	58
Figure 2.25 Vertical normal stress beneath centre of uniformly loaded circular area at the surface two-layer elastic system .....	59
Figure 3.1 Detailed view of specimen .....	70
Figure 3.2 Steel form for making specimens .....	71
Figure 3.3 Procedure of specimens preparation .....	72
Figure 3.4 Relation curing time and mortar strength .....	73

Figure 3.5 Equipments for confining stress .....	75
Figure 3.6 Drawing of test frame and real features .....	76
Figure 3.7 Setup the test equipments .....	77
Figure 3.8 Test equipments setup .....	78
Figure 3.9 Measurement instrument setup: (a) LVDT and load cell setup (b) load test machine .....	79
Figure 3.10 Analytical method of $q$ - $\delta$ curve on scaled model test .....	82
Figure 3.11 Scaled model test scenarios .....	85
Figure 3.12 Stress and displacement curve: Test #1 .....	89
Figure 3.13 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #1 .....	92
Figure 3.14 Stress and displacement curve: Test #2 .....	93
Figure 3.15 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #2 .....	95
Figure 3.16 Stress and displacement curve: Test #3 .....	97
Figure 3.17 Failure on the end of shaft .....	98
Figure 3.18 Stress and displacement curve: Test #4 .....	101
Figure 3.19 Stress and displacement curve: Test #3 and Test #4 .....	101
Figure 3.20 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #4 .....	103
Figure 3.21 Spread footings on layered rock formations with rigid upper layer and weaker lower layer and weaker lower layer : (a) punching failure; (b) bucking failure; and (c) bending failure .....	105
Figure 3.22 Stress and displacement curve: Test #5 .....	107
Figure 3.23 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #5 .....	107
Figure 3.24 Shape of crack at section; (a) crack propagation on the half (b) crack on the wall surface .....	108
Figure 3.25 Comparing to stress-displacement curves (vertical, horizontal,	

and diagonal discontinuity) .....	111
Figure 3.26 Correlation between UCS and end bearing capacity .....	114
Figure 3.27 Comparing to equations of end bearing capacity .....	114
Figure 3.28 Correlation between confining stress ratio and the end of bearing capacity .....	115
Figure 3.29 Correlation between $q_{\max}$ and spacing of horizontal discontinuities .....	119
Figure 3.30 Correlation between $q_{\max}$ and spacing of vertical discontinuities .....	119
Figure 3.31 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 2.0) .....	120
Figure 3.32 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 1.5) .....	120
Figure 3.33 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 1.0) .....	121
Figure 3.34 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 0.5) .....	121
Figure 3.35 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 2.0) .....	122
Figure 3.36 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 1.5) .....	122
Figure 3.37 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 1.0) .....	123
Figure 3.38 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 0.5) .....	123
Figure 4.1 Diagram of interface in FLAC .....	125
Figure 4.2 Direct shear test .....	127
Figure 4.3 Results from direct shear test (a) shear stress and shear displacement and (b) frictional features of joint surface .....	128
Figure 4.4 Boundary conditions and applied loads used in the numerical model .....	130
Figure 4.5 Stress and displacement curve: Test #1 .....	133
Figure 4.6 Stress and displacement curve: Test #2 .....	133

Figure 4.7 Stress and displacement curve: Test #3 .....	135
Figure 4.8 Stress and displacement curve: Test #4 .....	135
Figure 4.9 Stress and displacement curve: Test #5 .....	136
Figure 4.10 Slope comparison of numerical analysis and model at factor Test #1 .....	138
Figure 4.11 slope of stress-displacement cure at numerical Analysis and Model test at Test #2 .....	138
Figure 4.12 Slope of stress-displacement cure at numerical Analysis and Model test at Test #4 .....	139
Figure 4.13 Initial slope of stress-displacement cure at numerical Analysis and Model test at Test #5 .....	139
Figure 4.14 End bearing capacity from Test #1 .....	141
Figure 4.15 Correlation between confining stress ratio and the end bearing capacity .....	141
Figure 4.16 Correlation between $q_{\max}$ and spacing of horizontal discontinuities (numerical analysis) .....	144
Figure 4.17 Correlation between $q_{\max}$ and spacing of vertical discontinuities (numerical analysis) .....	144
Figure 4.18 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 2.0) .....	145
Figure 4.19 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 1.5) .....	145
Figure 4.20 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 1.0) .....	146
Figure 4.21 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_v/D$ : 0.5) .....	146
Figure 4.22 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 2.0) .....	147
Figure 4.23 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 1.5) .....	147
Figure 4.24 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 1.0) .....	148

Figure 4.25 Correlation between UCS and $q_{\max}$ ( $L_h/D$ : 0.5) .....	148
Figure 5.1 Bi-directional load test installation .....	150
Figure 5.2 Typical drilled shaft(bored pile); Type A is for top-down, and Type B is for general drilled shaft .....	154
Figure 5.3 Correlation between UCS and RQD .....	155
Figure 5.4 Correlation between end bearing capacity and UCS .....	156
Figure 5.5 Correlation between end bearing capacity and RQD .....	158
Figure 5.6 Correlation between deformation modulus and UCS .....	159
Figure 5.7 Correlation between stress and displacement the end of shaft .....	160
Figure 5.8 Correlation between stress/UCS and displacement at the end of shaft .....	161
Figure 5.9 $q/\sigma_c$ - displacement curve of in-situ test at category 1 .....	163
Figure 5.10 Comparison of $q/s_c$ displacement curve .....	164
Figure 5.11 $q/\sigma_c$ - displacement curve of in-situ test at Category 1 .....	166
Figure 5.12 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 1 .....	166
Figure 5.13 $q/\sigma_c$ - displacement curve of in-situ test at Category 2 .....	167
Figure 5.14 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 2 .....	167
Figure 5.15 $q/\sigma_c$ - displacement curve of in-situ test at Category 3 .....	168



Figure 5.16 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 3 .....	168
Figure 5.17 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 4 .....	169
Figure 5.18 Comparison of the end bearing capacity .....	171

# 1. 서 론

## 1.1 연구 배경

현장타설말뚝은 상부 구조물의 중량과 지반조건에 따라 말뚝 직경과 근입깊이를 쉽게 조절할 수 있으며, PHC(pretensioned spun high strength concrete) 말뚝이나 강관말뚝과 같이 사전에 제작된 말뚝(precast pile)을 지반에 설치하는 것에 비하여 높은 지지력을 발휘할 수 있기 때문에 초고층 건물, 대형 교량 구조물의 기초로 사용되고 있다. 특히 현장타설말뚝은 시공시 진동과 소음이 작고, 기존 공법으로 시공이 불가능했던 자갈, 전석 및 암반층과 같은 지층에서도 시공이 가능하고, 상부 구조물을 지지하는데 사용하는 말뚝의 개수도 적어서 사용의 빈도가 점차 증가되고 있는 상황이다.

말뚝에 하중이 가해지게 되면 말뚝을 통하여 지반으로 하중이 전이되며, 말뚝과 말뚝 주변부의 흙 또는 암반의 접촉면 사이에서의 주면마찰력(skin friction resistance)과 말뚝 선단부에서 발생하는 선단지지력(end bearing)이 발생하게 된다. 그러나 암반에 근입되는 말뚝은 천공시 발생한 슬라임과 굴착저면의 면처리 상태에 대한 불확실성 때문에 선단 지지력을 고려하지 않고 말뚝과 천공홀 벽면에서 발생하는 전단저항만을 고려하여 설계하는 경우가 있다 (NCHRP, 2006; AASHTO, 1996). 주면마찰력만을 이용하여 말뚝을 설계하는 경우에는 선단에서 발생할 수 있는 과도한 침하와 지지력 부족에 대한 불확실성을 제거할 수 있는 장점이 있으나, 말뚝의 직경과 천공 깊이를 길어지게 하여 시공적인 어려움과 비경제적인 문제가 발생하게 된다. 그러나 최근 들어 슬라임 제거방법, 재료 결함에 대한 엄격한 사전관리와 시험방법의 개선 등과 같은 말뚝 위험요소를 제거할 수 있는 기술적인 발전이 있었으며, Crapse and Schmertman (2002)은 현장시험 결과에서 하중 재하에 따른 하중전이가 주면저항 뿐만 아니라 선단지지력도 거의 동시에 발현

되는 것을 많은 데이터를 통해서 확인하게 되어, 말뚝 설계시 선단저항을 적극적으로 고려할 것을 제안하기도 했다. 특히 말뚝 선단부에 유압 Cell을 설치하여 주면마찰력과 선단지지력을 확인할 수 있는 하중재하실험 방법의 개발로 인하여 지지특성 분석이 용이하게 되었으며, 이로 인해 설계시 선단 지지력의 적용은 점차 증가되고 있는 추세이다. 그러나 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 경우는 토사나 점토와 달리 암반을 구성하고 있는 강도와 불연속면의 영향을 받기 때문에 말뚝의 거동을 예측하는 것은 매우 힘들다. 이에 따라 암반에 근입된 말뚝의 연구는 제한적으로 시행된 현장시험 결과와 수치해석의 결과를 이용하여 암석의 일축압축강도와 지지력과의 관계에 대한 반경험적인 연구(semi-empirical study)의 형태로 진행되었으나, Siedel and Collinwood (2001) 및 Seol et al. (2008) 등의 최근 연구에서는 새로운 실험기법과 자료의 축적 등을 통하여 천공홀의 벽면 거칠기, 말뚝의 구속 상태와 같은 세부적인 지반 조건과 암반과 콘크리트의 탄성계수, 강도 등과 같은 재료적인 특징에 따른 거동 특징을 연구하는 등 기존의 연구에 비하여 다양한 영향 인자들에 대한 연구에 집중되어졌다. 그러나 이러한 연구에서도 불연속면을 고려된 연구 성과는 거의 없는 상태이며, 대부분의 연구가 선단지지력에 집중되어 있었으나, 선단지지력에 대한 연구 실적은 부족한 상태이다. 또한 선단지지력에 관한 연구는 암석의 일축압축강도를 이용한 연구가 대부분이기 때문에 실제 암반에 근입된 말뚝의 거동을 예측하는 것에는 한계가 있다. 최근 들어, Serrano and Olalla (2002)와 Yang and Yin (2005) 등은 Hoek-Brown (1997)의 제안식을 응용하여 암종, 불연속면의 특징과 선단지지력의 관계를 제시하였고, ASCE (1996)는 암반 위에 놓인 직접 기초의 선단 파괴 매커니즘을 정성적으로 제시하였으나, 이러한 연구는 실제 거동을 분석한 것이 아니고 이론적인 접근을 통해서 제안하였기 때문에 적용이 제한적일 수 있다. Zhang and Einstein (1998)은 39개의 현장과 모형 말뚝시험 결과를 수집·분석하여 암석의 강도와 선단지지력의 관계를 제시하였고, 기존의 연구와 달리 암반강도에 대하여 비선형적인 극한지지력 예측

기법을 제시하였다. 그러나 그들의 연구에서도 암반을 대표할 수 있는 불연속면의 특징이 고려되지 않고 암석의 강도만을 적용한 것은 기존 연구와 많이 다르지 않다. 실험을 통한 선단부의 하중-변위 거동에 대한 연구는 선단부에서 극한 상태까지 재하된 현장재하실험 자료의 부족 등의 이유로 많은 연구 성과가 없는 실정이다 (Williams and Pells, 1980; Johnston and Choi, 1985; Carter and Kulhawy, 1988). 특히, 국내외의 선단지지력 및 변위 함수에 대한 예측에 대한 설계식은 대부분이 이암, 사암 및 석회암등을 통해서 연구된 성과로서 (Williams et al., 1980; Rowe and Armitage, 1987; Findlay et al., 1997) 국내 특성과 맞지 않아 불확실성을 없애고 안전한 설계를 위해서 높은 안전율을 적용하여 사용하고 있다. 이러한 상황을 고려할 때, 암반에 근입된 말뚝의 다양한 조건에서의 선단부 거동에 대한 연구는 경제적인 측면뿐만 아니라 말뚝 선단부에 대한 거동 특성을 연구하는데 기초적인 자료로써 매우 필요한 실정이라 할 수 있다.

## 1.2 연구 목적 및 수행 방법

본 연구에서는 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 선단부의 다양한 암반 조건에서의 변위 및 선단지지력 특성을 확인하고, 이를 통하여 국내 지반에 적합한 말뚝의 설계기법을 제시하려는 목적으로써, 기존의 연구에 많이 사용되어진 암석의 강도뿐만 아니라 구속조건 및 불연속면의 특성을 고려한 선단지지력 및 변위 함수를 제시코자 하는데 목적이 있다.

말뚝의 선단부의 지지특성 및 응력-변위 특성을 분석하는 것으로서 적극적이고 효과적인 방법은 다양한 지반 조건에 대한 실험의 현장실험을 수행하는 것이나 실험의 반복성 및 불연속면의 정량화 등이 어렵기 때문에 현장 실험을 통하여 다양한 지반 및 암반조건에서의 거동을 확인하고 분석하는 것은 매우 어려운 일이다. 이에 비하여 축소모형 실험은 현장의 중요한 변수를 이용하여 차원해석(dimensional analysis)을 수행하고, 이를 통하여 계

산된 축소율로 현장 상태를 실험실에서 재현하는 방법으로써 흙이나 암반의 조성 및 입자 특성, 불연속면의 길이와 두께 등과 같은 재료적인 특성을 완벽하게 축소하여 재현할 수 없는 단점이 있으나, 수치해석에 비하여 실험 결과를 가시적으로 분석 할 수 있는 장점이 있어 지반 구조물의 거동특성을 확인하는데 활용 될 수 있는 유용한 시험법으로 알려져 있다 (Hobbs, 1967). 축소율을 고려한 모형실험의 성과로는 Lawrence (1973)는 축소모형시험을 통하여 성층암(stratified rock mass)에서 수직응력과 수평응력에 따른 터널의 변형에 대한 연구를 수행하였으며, Jeon et al. (2004) 등은 단층과 연약층대를 통과하는 터널의 거동을 모형실험을 통하여 분석한 바가 있다.

본 연구에서는 축소모형실험을 통하여 암반에 근입된 말뚝의 다양한 지반 조건에 대하여 지지력과 응력-변위 특성을 분석하기 위하여 암석의 강도 뿐만 아니라 구속조건 및 불연속면의 방향성을 쉽게 모사할 수 있고 반복적인 실험을 통하여 결과의 정밀도를 높이는 실험을 실시하고자 하였다. 실제 대상이 되는 말뚝에 대하여 상사법칙을 통하여 얻어진 축소율을 이용하여 시험 목적에 적합한 시료의 제작, 지중 응력 상태의 모사 및 불연속면을 나타내기 위하여 시료 제작틀과 가압 실험틀을 제작하였고, 이를 하중기(loader) 및 서보-컨트롤이 가능한 유압펌프에 연결하였으며, 변위와 응력은 LVDT 및 로드셀을 사용하였다.

축소모형시험 장치를 이용하여 다양한 조건에 대하여 말뚝 재하실험을 실시하였고, 말뚝을 통해 가해진 축방향 하중에 따른 응력과 변위를 측정하여 선단지지력과 변위 특성을 분석하였으며 시험편의 강도, 구속응력비와 수직 및 수평방향의 불연속면에 따른 선단지지력의 특성을 분석한 예측식을 제시 할 수 있었다. 특히 각각의 실험을 통해서 얻어진 응력-변위 곡선을 통하여 암반 특성에 따른 변위 특성을 확인 할 수 있었다.

축소모형실험 결과의 검증을 위하여 모형 시험체의 크기, 구속조건, 하중 재하조건 및 암석의 강도 등을 실험조건과 동일하게 모델링하고, 이를 수치 해석 상용프로그램인 FLAC를 이용하여 응력-변위 곡선의 특성을 비교 검증

하였다. 또한 모형실험의 현장 적용성을 평가하기 위하여 편마암이 기반암인 7개 현장에서 수행된 15개의 말뚝 시험자료를 수집하고 분석하여 말뚝 선단부의 변위 특징과 선단지지력의 특징을 축소모형실험 및 수치해석 결과와 비교 검토를 실시하였다. 특히 현장 실험자료 중 응력-변위의 관계를 일축압축강도를 통하여 정규화하는 기법을 제시하였고, 이를 통하여 변위 곡선의 예측기법을 제시할 수 있었다.

### 1.3 연구 범위 및 제한사항

실내모형실험을 실시하여 말뚝의 선단부 응력-변위 특성과 지지력 특성을 확인한 본 연구의 범위 및 제한사항은 다음과 같다.

- 1) 차원해석을 통하여 얻어진 축소율을 고려하여 실제 암석의 강도에 비하여 작게 하여 시료의 강도를 제작하였고, 이를 이용하여 축소모형실험을 실시하였다. 무결암 상태의 시료에서는 다양한 암석의 강도와 구속압 조건에서 지지력과 응력-변위 특성을 분석하였고, 수직방향과 수평방향의 불연속면을 모사한 시료에서는 절리면의 간격 및 개수에 따른 영향을 분석하였다.
- 2) 암석을 모사하는 재료로는 석고, 플라스틱, 모르타르가 있으나, 본 연구에서는 모래, 물, 시멘트의 배합비를 동일한 후 일정한 교반 시간을 적용하여 제작된 모르타르를 사용하였다. 지중 상태를 유지하기 위하여 모르타르의 상하부 방향으로 가압하여 일정한 구속압 상태를 유지하였으며 시료에 가해지는 수평응력은 서보 컨트롤이 가능한 유압펌프에 연결하여 실험 중 일정한 크기의 응력을 유지되도록 하였다.
- 3) 본 연구의 축소모형실험을 통해서는 RQD와 같은 불연속면의 특성을

표현하는 것은 한계가 있기 때문에 불연속면에 대한 영향은 말뚝 직경에서부터 불연속면의 거리, 절리면의 간격 등을 모사하여 응력-변위 특성을 분석하였다.

4) 선단 지지력에 대한 분석은 암석의 강도, 구속압에 의한 영향 및 불연속면의 크기 등과 같이 실험을 통해서 얻어진 자료만을 고려하여 분석하였고, 모형실험과 실험을 통한 선단지지력과 변위함수의 적용은 국내 지반조건에 대하여 국한된다.

## 2. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동 특성

### 2.1 현장타설말뚝의 축방향 지지 특성

말뚝은 상부 지반이 연약하여 구조물의 하중을 지지할 수 없을 경우에 사용되는 깊은 기초(deep foundation)형식으로써 연약한 지층을 천공하여 콘크리트 또는 강재 등을 설치하여 상부 하중을 견고한 지층 또는 암반층으로 전이시켜 하중을 지지하게 된다 (Figure 2.1). 견고한 층에 근입된 말뚝은 말뚝 주변부에 주변마찰력과 선단지지력에 의해서 상부 하중을 지지하게 된다. 이러한 말뚝 기초의 시공 방법으로는 미리 제작된 콘크리트 또는 강관 재질의 기성말뚝(precast pile)을 지반에 매입 또는 타입하여 시공하는 방식과 Figure 2.2와 같이 구멍을 천공하고 철근망 또는 철골을 삽입한 후 현장에서 직접 콘크리트를 타설하여 말뚝을 형성하는 현장타설말뚝(in-situ pile, drilled shaft, bored pile) 등으로 구분할 수 있다. 기성말뚝의 경우는 작업성을 고려하여 직경을 450 ~ 600 mm 정도의 크기로 제작하게 되는데, 이는 최대 3000 mm의 직경으로 제작할 수 있는 현장타설말뚝에 비하여 발휘할 수 있는 지지력이 작기 때문에 높은 하중이 발휘되는 초고층 구조물이나 교량 구조물 등에서 현장타설말뚝의 사용 빈도가 급격하게 증가되고 있는 실정이다. 말뚝은 구조물의 형상에 따라 축방향 및 횡방향의 하중을 받게 되는데, 일반적으로 축방향의 하중이 횡방향의 하중에 비하여 크기 때문에 대부분의 설계시 축방향의 지지력과 변위만을 고려하여 설계를 하게 된다. 이때 말뚝의 축방향 지지력에 영향을 주는 요인으로는 말뚝의 근입깊이 또는 직경과 같은 형상의 특성과 지반의 물성 조건에 따라 결정하게 된다 (CGS, 1985). 말뚝 설계시 고려되는 지지력의 특징은 다음과 같다.

- 1) 주변마찰력만을 고려하는 경우
- 2) 선단지지력만을 고려하는 경우
- 3) 주변마찰력과 선단지지력을 동시에 고려하는 경우



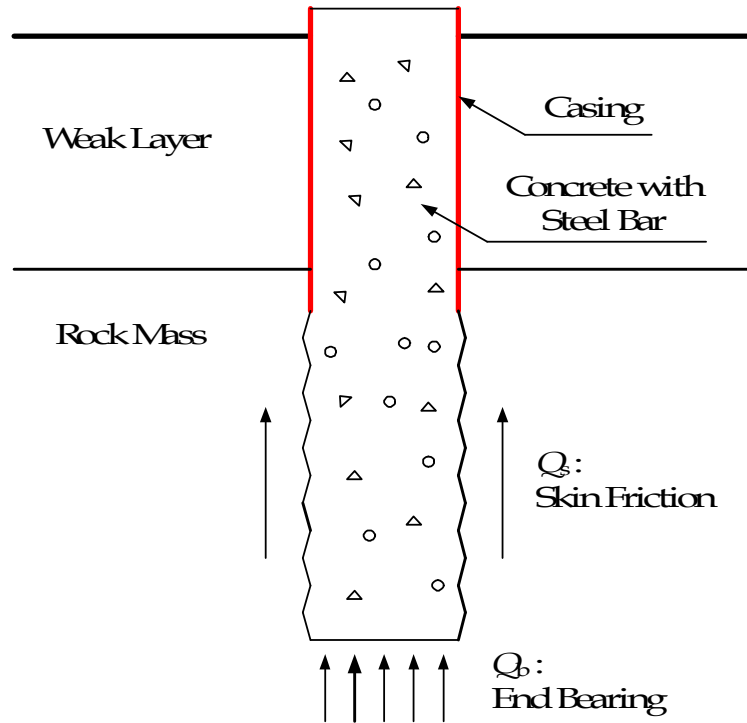
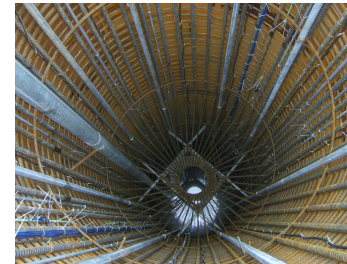


Figure 2.1 Schematic drawing of a drilled shaft



[STEP 1]  
Penetrating and cleaning  
the hole



[STEP 2]  
Inserting the reinforcement  
into the hole



[STEP 3]  
Placing high strength concrete

Figure 2.2 Sequence of construction of drilled shaft

주면마찰력만을 고려하는 경우는 현장타설말뚝이 연약한 지반에 매우 긴 근입깊이로 근입되어 주면 주면만으로 하중전이가 나타나는 경우에 나타나는 경우와 근입 지반의 저면(end of shaft)이 연약하여 선단저항을 기대하기 어려운 경우에 해당된다. 이러한 경우는 말뚝의 주면저항만을 고려하기 때문에 비교적 천공 깊이가 길며, 선단부의 슬라임(slime) 처리에 대한 리스크가 적은 것이 특징이다.

상부의 연약층이 두께가 비교적 작고, 연약층 하부에 출현하는 지지층만으로도 상부하중에 대하여 충분히 저항 할 수 있는 경우 선단지지력만을 고려한다. 일반적으로 견고한 층까지 케이싱을 설치하는 올케이싱(all casing) 공법의 경우가 여기에 속하며, 충분한 선단 지지력을 발휘 할 수 있도록 선단부의 슬라임 처리와 굴착면에서 채취된 암석 시편을 점재하시험(point load test)과 같은 방법을 통하여 설계시 적용된 암석의 강도를 확인하는 등의 철저한 품질관리가 필요하게 된다.

주면마찰저항과 선단저항을 동시에 고려하는 경우는 현장타설말뚝이 설치되는 지반이 비교적 양호하여, 말뚝의 직경( $D$ )과 근입부의 길이( $L$ )의 비율( $L/D$ )이 크지 않을 경우이며, 선단저항만을 고려하는 경우와 마찬가지로 말뚝 선단의 슬라임 처리의 용이성, 공벽붕괴 방지를 위해 첨가하였던 벤토나이트 용액과 같은 첨가제 사용 등의 시공적인 측면을 고려하여 설계에 반영하게 된다 (Kulhawy and Goodman, 1980).

### 2.1.1 현장타설말뚝에 사용되는 재료의 강도 특성

축방향 하중을 받는 말뚝은 압축(compression) 또는 휨(bulking)에 의해서 파괴 될 수 있다. 특히 지반 내부에 근입된 말뚝 길이( $L$ )에 비하여 직경( $D$ )이 상대적으로 매우 작은 형태로 설치된 경우는 하중 재하시 말뚝에 휨(Buckling)이 발생하거나 말뚝의 재료인 콘크리트의 압축파괴가 발생할 수 있기 때문에 말뚝의 지지력이나 변위에 대한 설계뿐만 아니라 단위 면적당

축방향 하중에 대하여 콘크리트 재료의 허용응력(allowable concrete stress)의 한계를 확인하여야 한다.

현장타설말뚝의 재료로서의 내력(bearing strength)은 직경과 콘크리트의 강도 및 철근의 형태에 따라 결정이 되며, 사용응력에 콘크리트의 허용응력은 Table 2.1과 같으며, 말뚝에 사용된 수직부재의 철근의 경우는 항복 강도의 40% 또는 206.8 MPa(30,000 psi)를 초과하지 않도록 권장하고 있다 (ASCE, 1997).

Table. 2.1 Allowable concrete stresses for drilled shafts (ASCE, 1993)

Uniform axial compression	
Confined	$0.33f'_c{}^1$
Unconfined	$0.27f'_c$
Uniform axial tension	0
Bending (extreme fiber)	
Compression	$0.40f'_c$
Tension	0

<sup>1)</sup>  $f'_c$ 은 콘크리트의 단위 면적당 강도

기초 구조물의 재료에 대한 하중저항계수설계법(LRFD, Load and resistance factor design)에서는 말뚝에 사용된 철근과 콘크리트의 재료적인 측면을 통하여 말뚝의 극한 지지력을 산정하는데 식(2.1)과 같이 제안하였다.

$$\phi_a Q_u = \beta \phi_a (0.85f'_c A_c + f_y A_s) \quad (2.1)$$

여기서,  $\phi_a$ 는 나선형 형태(spiral column)의 구조물에 대한 지지 감소 계수

(capacity reduction factor)이며, 수평으로 구속되어 있는 경우에는 0.70을 적용한다 (ACI, 1995). 또한  $Q_u$ 는 계산된 구조 지지하중이고,  $\beta$ 는 편심계수이며 나선형 기둥에는 0.85를 사용한다. 또한  $f'_c$ 는 콘크리트의 강도이며,  $A_c$ 는 콘크리트 기둥의 단면적,  $f_y$ 는 철근의 항복강도,  $A_s$ 는 말뚝에 사용된 축방향의 철근의 단면적이다.

### 2.1.2 현장타설말뚝의 하중전이 매커니즘

말뚝의 주면마찰력과 선단지지력의 상대적인 크기는 말뚝이 근입된 부분의 암반의 변형계수와 말뚝 본체의 변형계수, 시공방법 등에 따라 영향을 받게 된다.

Figure 2.3은 현장타설말뚝이 근입되어 있는 지반조건과 말뚝 선단부의 시공상태에 따라 발생하는 하중전이 매커니즘을 나타낸 것으로서 지반강성에 따른 선단과 주면부의 변위 특징, 그리고 말뚝과 암반의 경계면에서 발생하는 주면마찰력과 선단지지력의 특징에 대해서 나타내고 있다 (Winterkorn and Fang, 1975). Figure 2.3에서  $k_b$ 는 수직강성,  $k_s$ 는 전단강성,  $\delta_b$ 는 말뚝 선단에서의 변위,  $\delta_s$ 는 말뚝 주면부에서의 변위이며,  $Q_b$ 는 선단지지력,  $Q_s$ 는 주면마찰력을 나타내고 있다.

Figure 2.3(a)는 말뚝이 지반에 근입되어 말뚝의 주면과 선단부가 지반의 강성에 따라 영향을 받는 것을 나타내는 것으로서 말뚝 주면부의 전단강성( $k_s$ )이 말뚝 선단에서의 수직강성( $k_b$ )에 비하여 클 경우에 말뚝의 변위는 주면부에서 더 많이 발생하며, 지지력도 대부분 주면부에서 발생하게 되는 것을 보여주고 있다. 특히 이러한 경우에는 말뚝의 주면부에 과도한 변위가 발생 한 후에 선단부로 하중이 전이되는 특징이 있다.

Figure 2.3(b)는 말뚝의 선단부는 매우 연약한 상태이고, 말뚝의 대부분이

주면부에 의존하는 경우를 나타나는 것으로서 주면부의 전강강성이 수직강성에 비하여 매우 큰 경우를 나타내고 있다. 이러한 경우에는 말뚝의 변위는 대부분 주면부에서 발생하게 되고, 주면마찰력은 선단지지력에 비하여 매우 큰 경우를 보여주고 있으며, 주면부가 완전히 파괴된 경우에는 더 이상의 지지력이 발휘 되지 못하는 것을 나타내고 있다.

Figure 2.3(c) 수직강성이 전단강성에 비하여 매우 큰 지반의 경우를 나타낸 것을 보여주고 있으며, 축방향 하중이 가해질 때 하중은 대부분 선단지지력으로 발휘하게 된다. 이러한 경우에 변위는 대부분 주면부에서 발생하게 되며, 수직강성이 큰 선단부에서는 변위의 발생량이 작아지게 되는 것을 보여주고 있다.

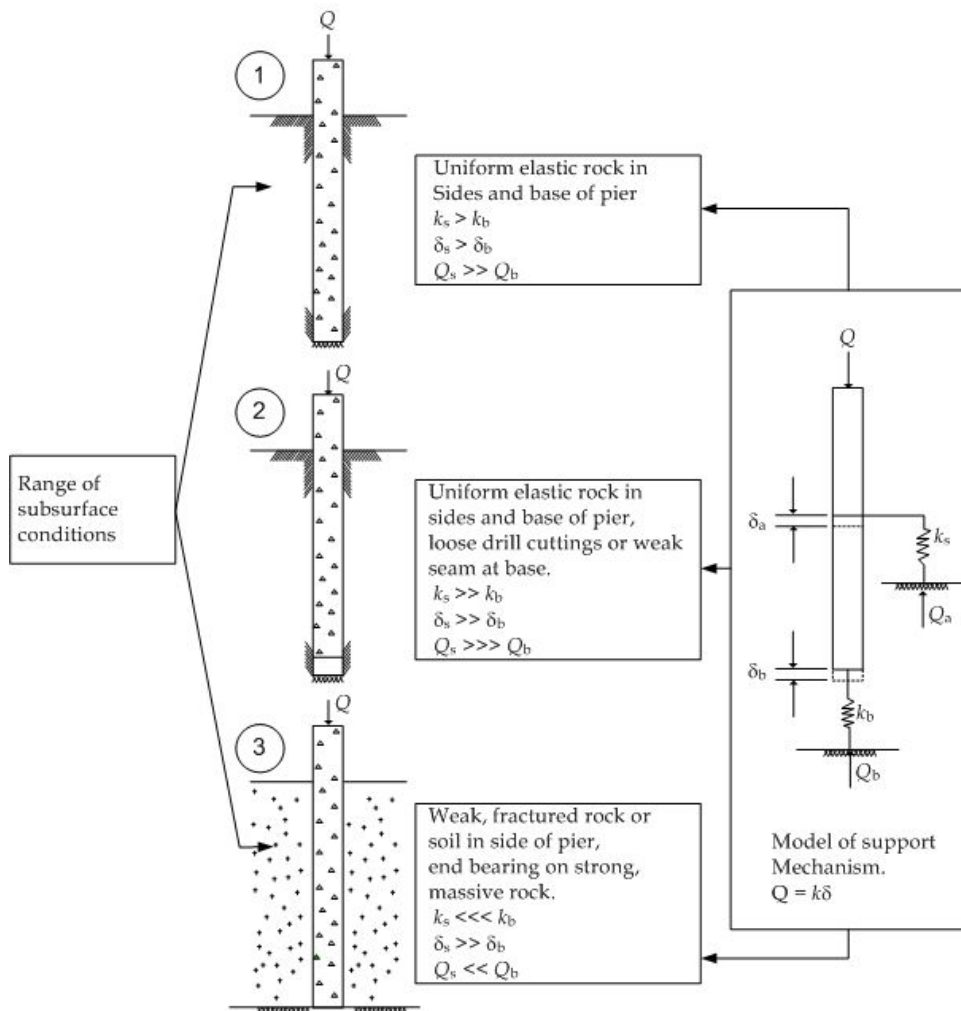


Figure 2.3 Simplified support mechanism for socketed piers showing components of load carried in side shear( $Q_s$ ) and end bearing capacity( $Q_b$ ) (Winterkorn and Fang, 1975)

## 2.2 현장타설말뚝의 지지력에 영향을 주는 요인

말뚝의 거동 특성에 대한 연구로 모형시험, 수치해석을 이용한 예측기법, 그리고 현장에서 수행된 실제 크기의 하중재하시험의 자료를 분석하는 방법 등을 통하여 많은 연구가 수행된 바가 있다. Ladanyi and Domingue (1980)와 Pell and Turner (1980) 등은 강철 볼트를 말뚝으로 표현하였고 이를 모르타르 시료에 넣은 후 모형실험을 실시하여 통하여 말뚝 표면의 거칠기 크기에 따른 마찰특성을 분석하였으며, Rowe et al. (1987), Donald et al. (1980), Rowe and Pell (1980)은 수치해석을 통하여 말뚝의 직경, 말뚝길이 및 근입깊이 등과 같은 기하학적인 형상과 암반 및 말뚝의 변형계수 등에 대한 다양한 조건에 대한 말뚝 거동 특성을 분석하였다. 특히, Rowe and Pell (1980)은 암반에 근입된 말뚝은 토사에 근입된 말뚝과 불연속면 및 강도에 따른 특성이 다르기 때문에 선단지지력을 적용하는 예측식을 달리 제시하여야 할 것을 제안하였다. Seychunk (1970)와 Glos and Briggs (1983)는 현장타설말뚝을 실제로 시공하여, 선단지지력과 주면마찰력에 대한 연구를 수행하였으며, 주면마찰력을 확인하기 위하여 말뚝 선단부에는 스티로폼 등을 넣어 말뚝 하중재하시 오직 주면마찰력만이 작용하게 실험을 실시하였고, 말뚝 선단의 실험에서는 주면 마찰력이 작용하지 않도록 말뚝과 암반의 이격시켜서 실험을 실시하여 거동을 분석한 바가 있다.

Chang and Wong (1987)은 말뚝의 주면부가 Silt Clay층에 접촉하고 있으며, 선단부는 실트암에 근입되어 있는 말뚝을 이용하여 현장실험을 수행하였고, 실험 결과를 분석하여 Figure 2.4와 같이 말뚝의 선단과 주면에서의 거동 특징을 확인하였다. Chang and Wong (1987)의 시험에서는 축하중의 분포는 균등하지 않으며, 하중의 많은 부분은 강성이 더 큰 암반의 주면마찰력에 의해 지지되고 있다. 반면에 선단지지력으로 지지되는 하중은 상대

적으로 작은 것을 보여주고 있다. Figure 2.4에서  $Q_s$ 는 말뚝의 주변마찰력이  
고,  $Q_b$ 는 선단지지력을 나타내고 있다.

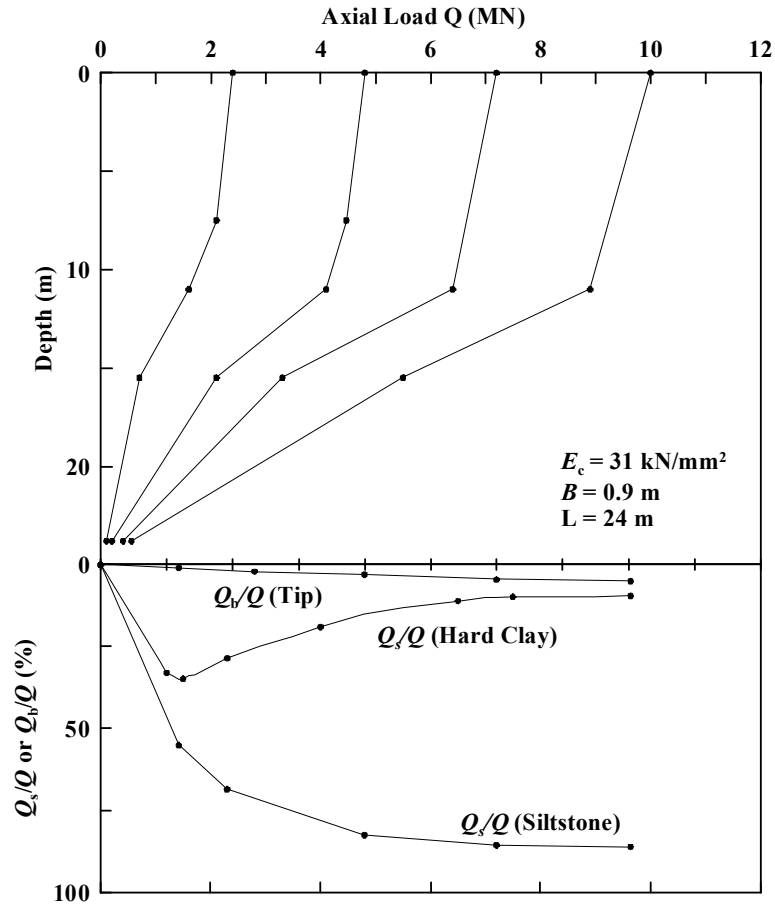


Figure 2.4 Typical distributions of socket ( $Q_s$ ) and base ( $Q_b$ ) loads in  
rock-socketed piers (Chang and Wong, 1987)



많은 연구에서 현장타설말뚝의 하중지지 거동에 영향을 주는 주요한 인자로 근입된 말뚝의 기하학적인 형상과, 암반의 공학적인 특징등이 있어 있으며, 주요한 사항 등을 아래와 같이 정리 할 수 있다 (Wyllie, 1999).

- 말뚝의 근입깊이와 직경의 비로 정의 되는 기하학적 구조 특징  
(The Geometry of the socket as defined by the length to diameter ratio)
- 말뚝 주변부와 선단부에 접하는 암반의 변형계수  
(The Modulus of the rock both around the socket and below the base)
- 말뚝 주변부와 선단부의 암반 강도  
(The strength of the rock in the walls of the socket and below the pier)
- 말뚝 선단의 암반의 층상구조 특성과 역학적 특성  
(Layering in the rock and the bottom of the socket; with differing strengths and moduli)
- 말뚝의 벽체 거칠기와 선단의 상태  
(The condition of the side-walls with pier with respect to roughness, and the presence of drill cuttings or bentonite cakes.

### 2.2.1 근입부 형상

일반적으로 암반에 근입된 말뚝의 기하 구조는 말뚝의 길이( $L$ )와 직경( $D$ )의 비로 나타내어 사용하게 되는데, 선단 지지력만을 고려할 경우  $L/B$ 는 근입깊이의 값이 거의 없으므로 0으로써 나타낼 수 있으며, 암반에 근입된 경우와 주변마찰저항을 고려하여 설계된 경우의  $L/D$ 는 0보다 큰 값을 갖게 된다.

Osterberg and Gill (1973)은 수치해석을 통하여 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이와 직경의 크기에 따른 거동 특성을 수치해석을 통하여 분석하였고, 결과는 Figure 2.5에 나타나 있다. 이 결과에서는 근입부의 길이가 길어질수록 주면부로 전이되는 하중이 커지게 되고, 근입부의 길이가 작을수록 선단으로 전이되는 하중이 크기가 커진다고 제시하였다. 암반의 변형계수가 콘크리트의 변형계수보다 큰 경우, 즉  $L/D$ 가 4.0때 하중의 대부분은 주면전단 저항으로 지지되며,  $L/D$ 가 1.0인 경우는 하중의 50%만이 주면으로 전이되고 있는 것을 볼 수 있다. 이러한 거동은 짧게 근입된 말뚝일수록 선단으로 전이되는 하중이 더 크고, 이에 반해 길게 암반에 근입된 말뚝의 경우 선단으로 전이되는 하중이 작다라는 것을 의미한다.

암반의 변형계수가 탄성계수에 비하여 큰 경우( $E_r/E_c = 5$ )는 근입부에 높은 연직응력(normal stress)이 말뚝의 주면에 작용하게 된다. 이러한 이유로 하중의 대부분은 말뚝의 두부쪽에서 하중을 지지하게 되며, 이와 반대로 암반의 변형계수가 콘크리트에 비하여 작은 경우( $E_r/E_c = 0.05$ )는 Figure 2.5의 점선과 같이 말뚝 주면에 작용하는 연직응력이 작아 주면지지력으로 지지되는 하중이 작은 것을 볼 수 있다.

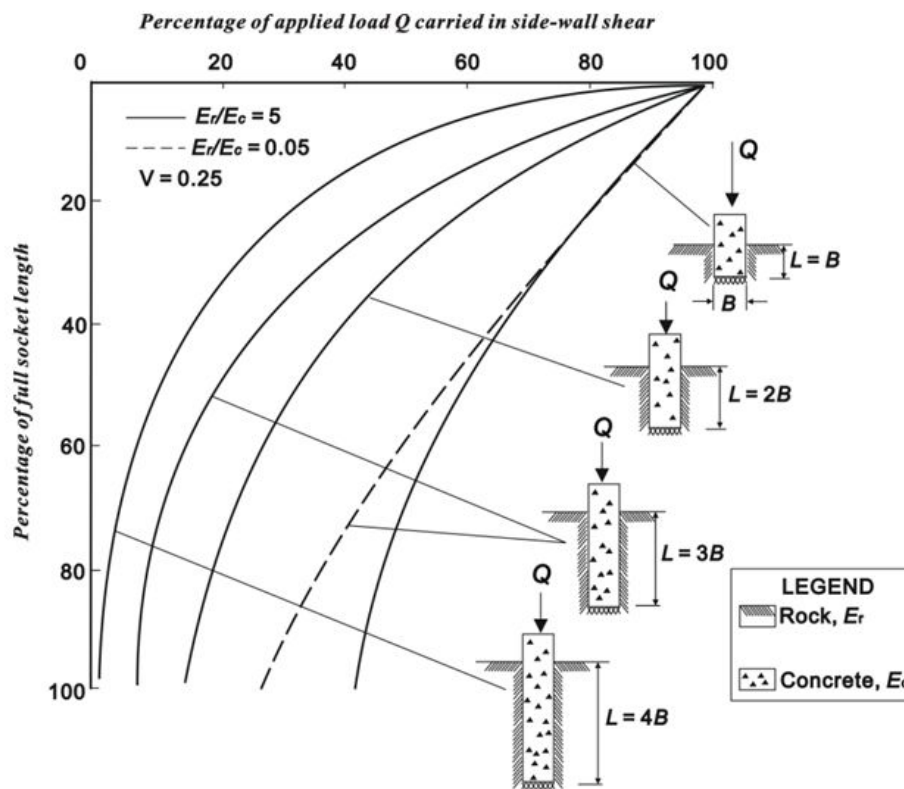


Figure 2.5 Distribution of side-wall shear stress in relation to socket length and modulus ratio (Osterberg and Gill, 1973)

### 2.2.2 암반의 탄성계수

암반의 탄성계수를 정확히 결정하기 위하여 암반 분류로부터 추정하거나 경험식을 사용하며 또는 공내재하실험과 같은 현장 시험을 통하여 확인한다. 기초하부의 재료로써 흙과 암반을 사용하는 것에 가장 큰 차이점은 암반에 존재하는 불연속면이라 할 수 있다. 따라서 암반의 특징은 암반이 가지고 있는 고유의 성질뿐만 아니라 대부분의 암반이 포함하고 있는 불연속면에 영향을 받고 있게 된다. 이에 따라 다른 암반 구조물의 설계의 경우와 마찬가지로 말뚝 설계시 암반의 변형계수와 강도를 결정하는 것은 매우 중요하다. 일반적으로 상부 구조물의 하중에 의해 발생하는 기초 하부의 변형을 예측하기 위해서는 연속체로 해석하는 것이 일반적이나 이는 불연속면에 하중이 재하 또는 제하 되는 것에 따른 거동 특성이 매우 복잡하기 때문에 올바른 해석법이 아니라고 지적하였고, 암반의 변형계수와 강도를 적절하게 산정하는 방법에 대해서 몇 가지로 정의하였다 (Amadei and Savage 1993; Kulatilake et al., 1992; Wang and Kulatilake, 1993).

실내실험이나 현장 실험등을 수행하여 직접적으로 암반의 물성 확인 방법으로서 가장 이상적인 방법은 일정 부피에 암반에 여러 형태의 불연속면의 영향을 고려하여 실험을 수행하는 것이나, 이는 실제로 현장실험으로 수행하는 것은 거의 불가능하며, 실내실험을 역시도 크기에 대한 문제가 있어서 실내실험 만으로 판단하는 것 역시 위험하다고 한다. 실제로 많은 연구에서 모형실험이 실시되었으나, 각 연구자에 따라 불연속면이 포함된 암반에서 나타나는 파괴 매커니즘이 다양하게 제안되게 되었었다 (Brown 1970a and 1970b; John, 1970; Ladanyi and Archambault 1970; Einstein and Hirschfeld, 1973; Chappel, 1974). 이들은 시험편만으로 암반의 변형과 강도를 측정하는 것이 부적절하다고 하여, flat jack, pressure chamber, borehole jacking과 dilatometer 시험 등을 통한 현장실험 자료를 얻어야 한다고 하였다. 이에 반하여 실험을 직접 수행하지 않고, 암반의 강도와 변형계수를 유

추하는 방법이 있으며, RQD와 암반의 변형계수( $E_m$ )와 암석의 변형계수( $E_r$ )의 비를 비교분석하여 일반화하는 기법(Deere et al., 1967; Coon and Merritt, 1970; Gardner 1987)과 RMR을 이용하여 암반의 물성치를 유추하는 방법(Bieniawski, 1978; Serafim and Pereira, 1983)등이 있다.

많은 경험적인 방법은 다양한 암질과 암종에 대한 분류와 암반의 현장 변형계수의 관계를 연구하는 것이 있다. 일반적으로 변형계수는 RQD, RMR, GSI 및 Q등과 관련하여 제시되어 왔으며, Figure 2.6에서와 같이 Deere et al. (1967)는 Dworshak댐에서 얻어진 현장데이터를 분석하여 RQD와 변형계수의 관계를 제시하였으며, Coon and Merrit (1970)는 다른 현장의 데이터를 추가 조사하여 RQD와  $E_m/E_r$ 과의 관계를 제시하였다. 여기서  $E_m$ 과  $E_r$ 는 암반(rock mass)과 암석(intact rock)에 대한 변형계수를 나타낸다. Gardner (1987)는 불연속면의 빈도(frequency)로부터 얻어진 감소계수(reduction factor),  $\alpha_E$ 를 이용하여 무결암에서 얻은 변형계수( $E_r$ )로부터 암반의 변형계수( $E_m$ )를 산정하는 방법을 제안하였으며, 관계식은 식(2.2a), 식(2.2b)와 같이 나타낼 수 있다.

$$E_m = \alpha_E E_r \quad (2.2a)$$

$$\alpha_E = 0.0231 (\text{RQD}) - 1.32 \geq 0.15 \quad (2.2b)$$

상기 방법은 AASHTO (1989)의 설계법에서 사용되고 있으며, RQD가 57% 이상일때는 식(2.2)를 사용하고, 그렇지 않을 경우는  $E_m/E_r$ 를 0.15를 사용한다. 그러나 Zhang and Einstein (2000)는 RQD에 대한 기준을 달리 하였는데, RQD가 60%미만일 경우에는 RQD를 이용하여 변형계수를 사용하는 것은 데이터의 분산이 커서 의미가 없으며, RQD가 100%일 경우는  $E_m$ 과  $E_r$ 이 같다고 가정하여도 무방하다고 하였다.

RMR이나 GSI를 이용하여 변형계수를 예측하는 기법은 Figure 2.7에서 보는 것과 같이 Bieniaski (1978)에 의해서 제안되었으며 RMR과 변형계수의 관계식을 식(2.3)와 같이 제안하였으며, 이는 RMR이 50 이상일 경우의 현장의 변형계수를 나타낸다.

$$E_m = 2\text{RMR} - 100 \text{ (GPa)} \quad (2.3)$$

Serafim and Pereira (1983)는 RMR이 50 이하인 경우에 대하여 새로운 제안식을 식(2.4)과 같이 제안하였다.

$$E_m = 10^{(\text{RMR} - 10)/40} \text{ (GPa)} \quad (2.4)$$

식(2.4)은 Figure 2.7에서 보는 것과 같이 실측 데이터와 매우 유사한 경향을 보이는 것을 볼 수 있으나, 작은 RMR에서 변형계수가 너무 크게 제시되는 단점을 가지고 있었으며, 이를 수정하여 Hoek and Brown (1997)은 암석의 일축압축강도가 100MPa이하에서 적용할 수 있는 변형계수 예측식을 식(2.8)과 같이 제안하였다.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(\text{GSI} - 10)/40} \text{ (GPa)} \quad (2.5)$$

여기서,  $\sigma_c$ 는 강도가 100 MPa 이하의 암석의 일축압축강도를 나타내고 있으며, GSI (geological strength index)는 RMR를 이용하여 계산된 값을 나타낸다.

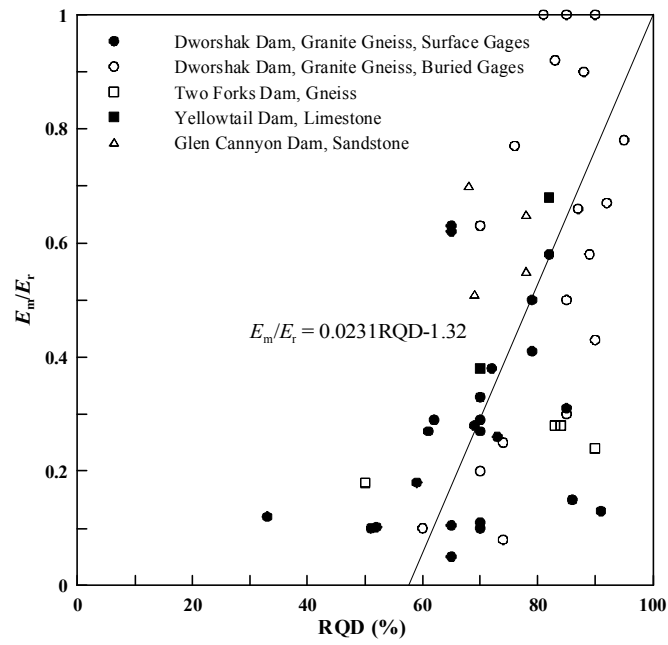


Figure 2.6 Variation of  $E_m/E_r$  with RQD (Coon and Meritt, 1970)

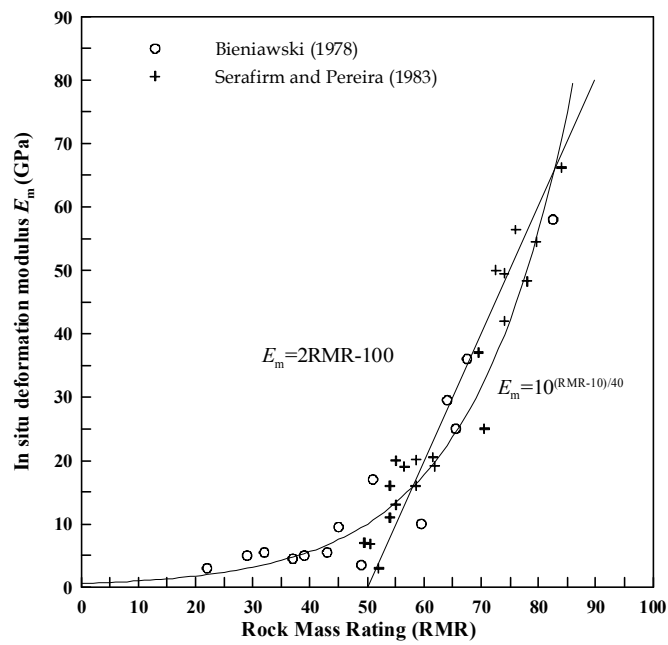


Figure 2.7 Correlation between in situ deformation modulus and RMR

(Serafim and Perira, 1983)

### 2.2.3 암석의 강도

말뚝의 주면에서의 전단저항과 선단에서의 지지력은 암반의 강도와 매우 밀접한 관계가 있다. 콘크리트 강도가 암반의 강도에 비하여 매우 클 경우, 말뚝을 따라 전이되는 주면마찰저항은 크지 않으나, 암반의 강도가 점차 클수록 말뚝의 주면을 따라 마찰저항이 점차 커지며, 파괴 시에는 말뚝 주면에 발생하는 마찰저항의 한계치는 콘크리트의 한계치와 같게 된다. Figure 2.8은 실규모 파일 재하시험의 결과를 보여주는 것으로 실선은 단위면적당 최대 주면마찰력( $\tau_{ult}$ )과 암석의 강도( $\sigma_c$ )와의 관계를 나타내고 있다. 그림에서의 점선은 최대 주면마찰력에 안전율 2.5를 적용하였을 경우를 보여주고 있다 (Williams and Pells, 1981).

말뚝의 선단지지력은 암반의 강도와 근입부의 기하학적인 형상과 관계가 있으며, Williams et al. (1980)는 말뚝의 선단에서 발생하는 진행성 파괴에 대하여 Figure 2.9(a)과 같이 지표면상에 말뚝이 직접 놓여져 있을 경우는 선단에 하중이 가해져 균열이 발생되고, 이러한 균열이 계속해서 진행되면 결국 말뚝 선단에는 Wedge 형태의 파괴가 발생하며, 수직 변위와 균열이 발생하면서 회전(rotation)등의 이동이 발생하게 유발하게 된다고 한다. 그러나 Williams et al. (1980)은 Figure 2.9(b)에서와 같이 근입 깊이가 말뚝 직경의 2배 이상이 근입될 경우에는 편칭형태의 파괴가 발생하고 끝이 잘려진 원추 형태로 균열이 발생한다고 하였다.



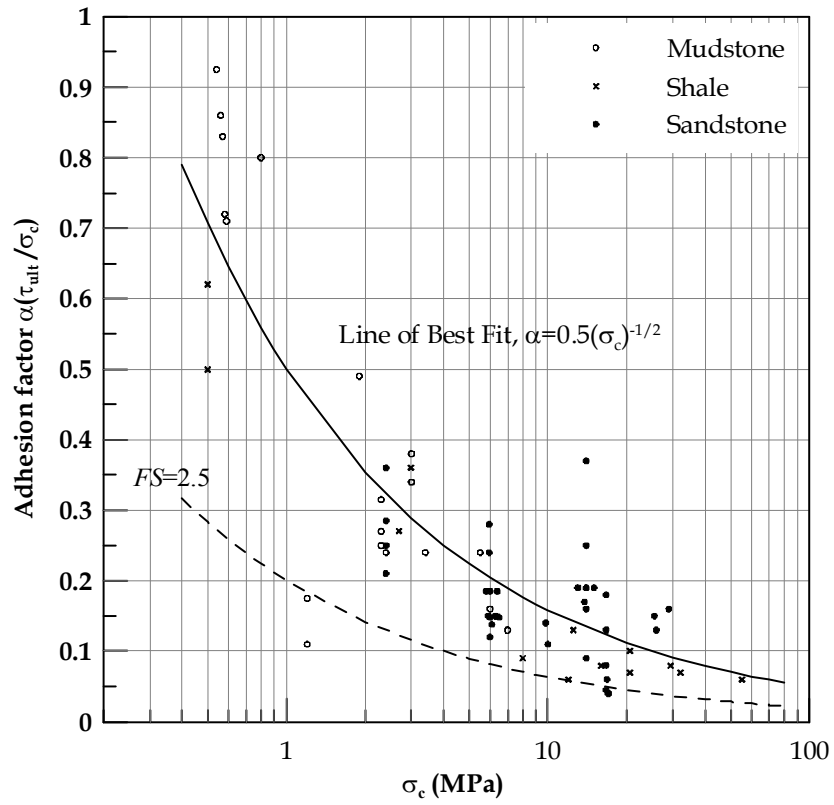


Figure 2.8 Relationship between compressive strength of rock in socket and side-wall shear resistance, or adhesion factor (Williams and Pells, 1981)

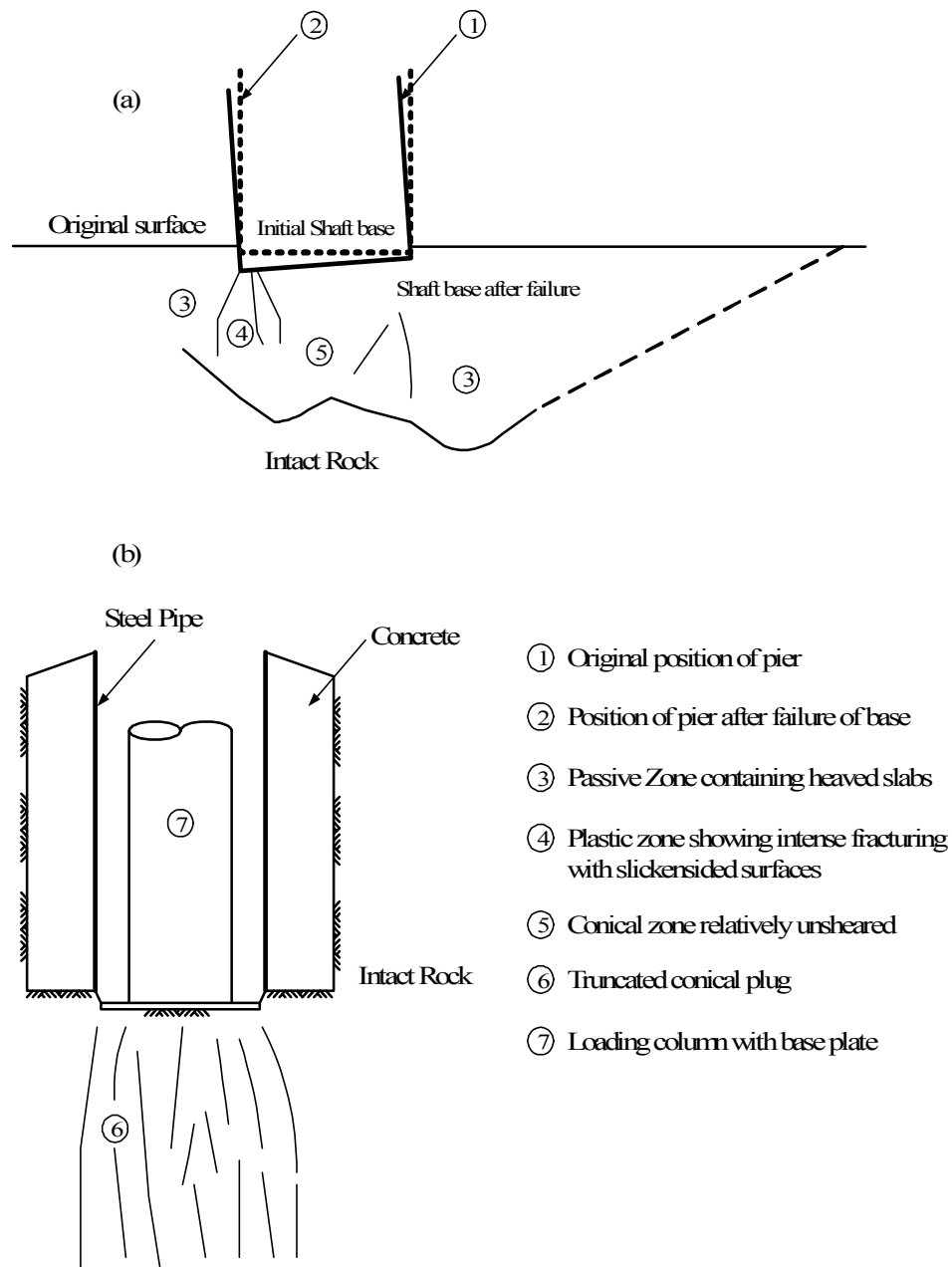


Figure 2.9 Typical failure mechanism for end-bearing piles (Williams et al., 1980): (a) base of pier bearing at ground surface; and (b) socketed pier with length/diameter  $> 2$

## 2.3 현장타설말뚝의 주변부 거동 특성

주면마찰저항의 경우에는 1970년 이후로 꾸준한 연구가 수행되어 왔으며, 말뚝의 재하시험 결과와 수치해석 등을 통하여 말뚝의 주변지지력과 암석의 일축압축강도, RQD 등과의 상관관계를 제안하였다 (Rosenberg and Journeaux, 1976; Meigh and Wolshi, 1979; Williams and Pells, 1981; Horvath and Kenny 1979; McVay et al., 1992; Kulhawy and Phoon, 1993). 식(2.8)은 단위면적당 주면마찰력( $\tau_{\max}$ )에 대하여 일반적으로 표현되는 식으로서 암석의 일축압축강도와 주면 마찰력의 관계를 나타내고 있다.

$$\tau_{\max} = \alpha \sigma_c^{\beta} \quad (2.8)$$

여기서,  $\sigma_c$ 는 말뚝의 근입부에서 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 강도 중 작은 값을 나타내며,  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 주면마찰저항을 예측하기 위한 경험계수이며, 각각의 연구에 따른 경험계수 값은 Table 2.2에 나타나 있다.

Table 2.2 Empirical factors  $\alpha$  and  $\beta$  for side shear resistance (O'Neil et al., 1996)

Design Method	$\alpha$	$\beta$
Horvath and Kenney (1979)	0.21	0.50
Carter and Kulhawy (1988)	0.20	0.50
Williams et al. (1980)	0.44	0.36
Rowe and Armitage (1984)	0.40	0.57
Rosenberg and Journeaux (1976)	0.34	0.51
Reynolds et al. (1980)	0.30	1.00
Gupton and Logan (1984)	0.20	1.00
Reese and O'Neil (1987)	0.15	1.00
Toh et al. (1989)	0.25	1.00
Meigh and Wolshi (1979)	0.22	0.60
Horvath et al. (1983)	0.20~0.30	0.50

암석의 일축압축강도를 이용한 기존의 경험적인 설계법을 발전시키고자 전단거동에 영향을 주는 암반의 다양한 조건을 고려한 지지 거동을 확인하여 하중전이 함수를 이용한 예측식들이 제안되는 등의 여러 인자를 통하여 말뚝의 거동을 예측하려는 연구가 매우 활발히 진행되고 있다.

Seol et al. (2008)은 실제 암석을 이용한 CNS 직접전단 시험 결과를 토대로 암반의 절리와 풍화상태를 나타내는 GSI를 이용하여 실제 지반조건을 반영한 현장타설말뚝의 주면하중전이 곡선을 식(2.9)과 같이 제안하였다.

$$\begin{aligned}
f &= A\sigma_c \left( \frac{\sigma_{normal} - \sigma_{tm}}{\sigma_c} \right)^B \\
&= A\sigma_c \left( \frac{\sigma_{ini} + K_n(d - d_{st})\tan i - \left( \frac{-s\sigma_c}{m_b} \right)}{\sigma_c} \right) \quad (2.9)
\end{aligned}$$

여기서,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도,  $\sigma_{normal}$ 는 말뚝-암반 경계면에서 수직응력,  $\sigma_{tm}$ 는 암반의 인장강도 ( $= -s\sigma_c/m_b$ ),  $\sigma_{ini}$ 는 초기수직응력( $= k_o\sigma'_{vo}$ ),  $A$ 는 상수( $=0.35$ ),  $B$ 는 GSI에 따라 결정되는 상수,  $K_n$ 은 암반의 수직강성,  $i$ 는 굴착면 거칠기 각도,  $d$ 는 말뚝-암반 경계면에서 변위량,  $d_{st}$ 는 탄성거동이 발현되는 최대 변위량( $0.5 \sim 2$  mm),  $s$ 와  $m_b$ 는 암반의 재료상수를 나타내고 있다.

## 2.4 현장타설말뚝의 선단부 거동 특성

### 2.4.1 선단부 파괴 특징

말뚝의 선단거동은 말뚝 선단부의 암반상태와 시공조건에 따라 영향을 받게 된다. 특히 암반의 압축강도에 가장 의존적인 관계를 보이고 있으며, 불연속면의 방향성, 불연속면의 상태와 암반의 종류에 따라 선단지지력이 영향을 받게 된다.

Table 2.3에 나타나는 다양한 불연속면이 포함된 기초에 하중이 가해지는 경우에 대하여 암반의 파괴형태를 간단하게 표현하였다 (ASCE 1997). 표에서 보는 것과 같이 암반에서 발생하는 선단부 파괴는 불연속면의 간격과 기초의 저판 폭과 관계가 있으며, 특히 불연속면의 방향성(discontinuity of orientation), 불연속면의 간극(aperture) 상태에 따라 다르게 나타난다고 하였다. 그러나 이러한 가정은 암반 상에 위치한 기초에 대한 거동을 나타내는 것으로 근입되어 있는 말뚝의 경우는 구속압과 상재하중으로 등의 영향으로 인하여 Table 2.2와 다른 경향을 나타낼 것으로 보이며, 이러한 연구 자료는 미미한 실정이다.

Figure 2.10은 선단에서의 하중과 변위의 관계를 나타낸 것으로서 모형 암반에서 수행된 모델 시험에서 얻어진 파괴 과정에 대한 연구결과를 나타내고 있다(Johnston and Choi, 1985). 그림에서 보는 것과 같이 초기 말뚝 선단부의 탄성 변위 영역에서는 말뚝의 선단의 모서리부에서 미세한 균열이 발생하고 하게 되지만 이는 하중을 제거시 균열이 닫히게 된다. 그러나 하중이 커져서 항복점을 지나게 되면 말뚝에 균열이 발생하면서 붕괴가 더욱 진행되며, 항복점 이후에는 부분적으로 콘 형태의 붕괴가 발생하게 된다. 결국 극한 상태를 넘게 되면 하중-변위 곡선은 급격하게 지지능력을 상실하게 되며 팬 형태의 균열이 나타나게 된다고 제안하였다.

Table 2.3 Typical bearing capacity failure modes associated with various rock mass conditions (ASCE, 1997)

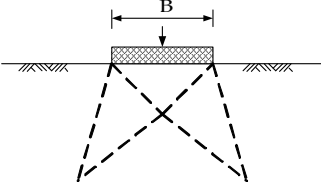
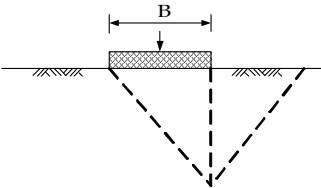
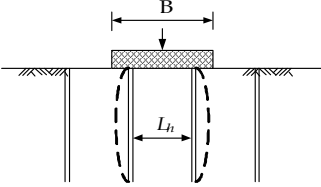
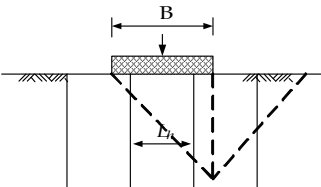
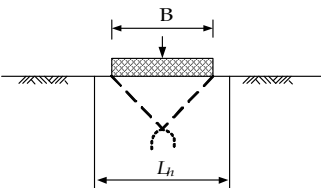
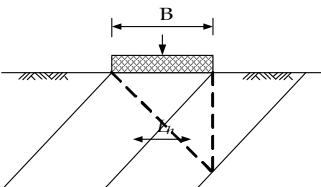
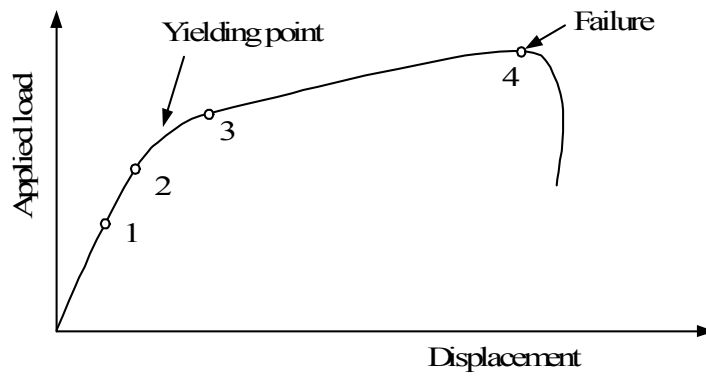
Rock mass conditions			Failure	
	Joint dip	Joint Spacing	Illustration	Mode
Intact	N/A	$s \gg B$		(a) Brittle rock: Local shear failure caused by localized brittle fracture
				(b) Ductile rock: General shear failure along well defined failure surface
Steeply dipping joint	$70^\circ < \beta < 90^\circ$	$s < B$		(c) Open joints: Compressive failure of individual rock columns. Near vertical joint set(s)
				(d) Closed joints: General shear failure along well defined failure surfaces. Near vertical joint set(s)
		$s > B$		(e) Open or closed joint for failure: splitting leading to general shear failure. Near vertical joint set(s)
Jointed	$20^\circ < \beta < 70^\circ$	$s < B$ or $s > B$ if wedge can develop along joint		(f) General shear failure with potential for failure along joints. Moderately dipping joint set(s)

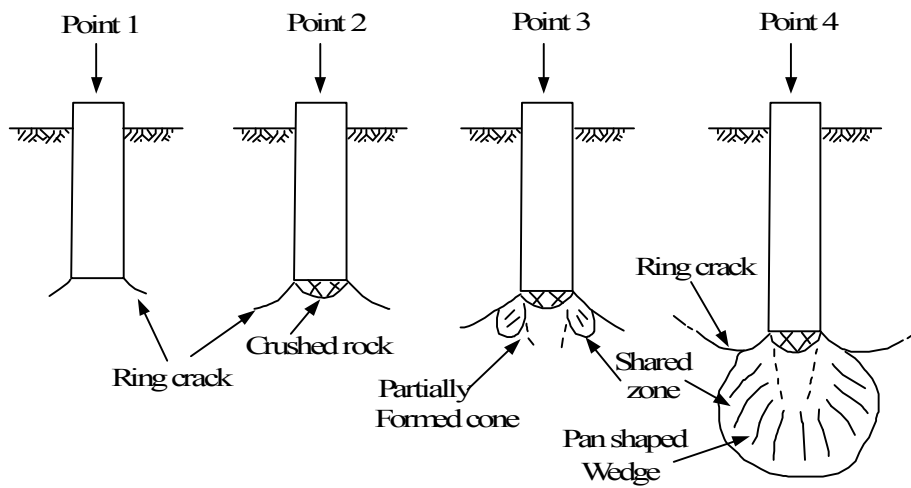
Table 2.3 (Continued)

Rock mass conditions			Failure	
	Joint dip	Joint Spacing	Illustration	Mode
Layered	$20^\circ < \beta < 70^\circ$	Limiting value of H with respect to B		(g) Thick rigid upper layer: Failure is initiated by tensile failure caused by flexure of the thick rigid upper layer
				(h) Thin rigid upper layer: Failure is initiated by punching tensile failure of the thin rigid upper layer
Factured	N/A	$s \ll B$		(i) General shear failure with irregular failure surface through rock mass. Two or more closely spaced joint sets





(a) Typical load-displacement curve



(b) Failure modes corresponding to the point in (a)

Figure 2.10 Observed progressive failure modes of the end of the shaft  
(Johnston and Choi, 1985)

#### 2.4.2 선단지지력 예측기법

말뚝의 선단 지지력은 대부분 현장 실험을 통해서 규명된 경험적 해석방법 또는 수치해석을 통한 해석 방법을 많이 사용하게 되는데 대부분의 예측식에서는 암석(intact rock)의 일축압축강도를 사용하고 있다 (CGS, 1985; Rowe and Armitage, 1987; AASHTO, 1989). 극한 선단지지력의 예측식은 식(2.10)과 같은 형태의 경험식을 많이 사용하고 있는데 암석의 강도에 대하여 암종 또는 암반특성에 따른 계수를 고려하여 표현을 하며, 단위 면적당 선단지지력,  $q_{\max}$ 는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$q_{\max} = \alpha \sigma_c \quad (2.10)$$

여기서,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도(uniaxial compressive strength)를 나타내고 있다. 이외에도 다양한 지반에서 평가되어 국내외적으로 많이 사용되는 경험적인 방법에 의한 기법 또는 수치해석을 통한 말뚝의 단위면적당 최대 선단지지력 예측식은 다음과 같다.

$$\text{Coats (1967)} : q_{\max} = 3.0\sigma_c \quad (2.11a)$$

$$\text{Rowe and Armitage (1987)} : q_{\max} = 2.7\sigma_c \quad (2.11b)$$

$$\text{ARGEMA (1992)} : q_{\max} = 4.5\sigma_c \leq 10\text{MPa} \quad (2.11c)$$

$$\text{Findlay et al. (1997)} : q_{\max} = (1 - 4.5)\sigma_c \quad (2.11d)$$

$$\text{Zhang and Einstein (1998)} : q_{\max} = 4.83\sigma_c^{0.51} \quad (2.11e)$$

식에서 보는 것과 같이 대부분의 경험식에서 단위면적당 선단 지지력에 가장 영향을 주는 인자는 암석의 일축압축강도이나, 실제 말뚝이 근입되는

지반은 불연속면이 포함되어 있어 실제 암반에 근입된 현장타설말뚝의 경우 강도 이외에도 거동에 대하여 영향을 주는 인자들이 다양하다.

암반에서의 불연속면의 영향을 고려하기 위하여, AASHTO (1989)는 암종과 암질을 고려한 선단지지력 예측식을 제안하였고, 이를 암석의 일축압축강도와 함께 표현하여 식(2.12)과 같이 제시하였다.

$$q_{\max} = N_{ms} \times \sigma_c \quad (2.12)$$

여기서,  $N_{ms}$ 은 암종(rock type)와 풍화정도와 파쇄정도를 나타내는 암질(rock mass quality)에 따른 함수이며,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도를 나타낸다. Table 2.4 및 Table 2.5에서 보는 것과 같이  $N_{ms}$ 은 암질과 암종에 따라 최대 250배의 차이가 나는 것을 볼 수 있는 것에 비해 암종에 대해서는 차이가 작은 것을 볼 수 있다. Carter and Kulhawy (1988)는 Hoek and Brown (1988)의 파괴 기준을 바탕으로 현장타설말뚝의 근입부에 파쇄된 절리(jointed rock mass)를 가진 암반 근입된 경우에 관하여  $N_{ms}$ 이 가질 수 있는 값의 하한을 제시하였으며 식(2.13)과 같이 나타냈다.

$$q_{\max} = [s^{0.5} + (m_b s^{0.5} + s)^{0.5}] \sigma_c \quad (2.13)$$

여기서,  $m_b$ 와  $s$ 는 암반에 따른 재료 상수이다. 식(2.13)에서 암반에 따른 계수인  $s^{0.5} + (m_b s^{0.5} + s)^{0.5}$ 는 식(2.12)의  $N_{ms}$ 와 밀접한 관계를 가지고 있으며,  $m_b$ 는 Table 2.7와 같이 나타낼 수 있다. 그러나 식(2.13)은 식은 단순히 지중 내에서의 암반의 상태를 가지고 나타낸 것이고, 흙이나 암반에 대한 상재하중(overburden load)의 개념을 포함한 경우에 대한 선단지지력 공식을 식(2.14)과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_{\max} = \left( m_b \frac{\sigma'_{1B}}{\sigma_c} + s \right)^{0.5} \sigma_c + \sigma'_{1B} \quad (2.14a)$$

$$\sigma'_{1B} = \left( m_b \frac{q_s}{\sigma_c} + s \right)^{0.5} \sigma_c + q_s \quad (2.14b)$$

여기서,  $\sigma'_{1B}$ 은 근입부에서 상재응력(overburden stress)을 나타내고 있다.

Table 2.4 Value of  $N_{ms}$  for estimating the end bearing capacity of drilled shafts in broken or jointed rock (AASHTO, 1989)

Rock Mass Quality	General Description	RMR Rating	Q Rating	RQD Rating	$N_{ms}$				
					A	B	C	D	E
Excellent	Intact rock with Joints spaced > 10 feet apart	100	500	95~ 100	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
Very Good	Tightly interlocking undisturbed rock with rough unweathered discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	85	100	90 ~95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
Good	Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	65	10	75 ~90	0.28	0.32	0.28	0.40	0.46
Fair	Rock with several sets of moderately weathered discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	44	1	50 ~75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
Poor	Rock with numerous weathered discontinuities spaced 1 to 20 inches apart with some gouge	23	0.1	25~ 50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
Very Poor	Rock with numerous highly weathered discontinuities spaced < 2 inches apart	3	0.01	<25	Use $q_{ult}$ for an equivalent soil				

Table 2.5 Typical range of unconfined compressive strength of intact rocks (AASHTO, 1989)

Rock Category	General Description	Rock	Unconfined Compressive Strength, $\sigma_c$ (MPa)
A	Carbonate rocks with well-developed crystal cleavage	Dolostone	33 - 310
		Limestone	24 - 290
		Carbonatite	38 - 69
		Marble	38 - 241
		Tactite-Skam	131 - 338
B	Lithified argillaceous rock	Argillite	29 - 145
		Calystone	1 - 8
		Marlstone	52 - 193
		Phyllite	24 - 241
		Siltstone	10 - 117
		Shale	7 - 35
		Slate	145 - 207
C	Arenaceous rocks with strong crystals and poor cleavage	Conglomerate	33 - 221
		Sandstone	67 - 172
		Quartzite	62 - 379
D	Fine-grained igneous crystalline rock	Andesite	97 - 179
		Diabase	21-572
E	Coarse-grained igneous and metamorphic crystalline rock	Amphibolite	117 - 276
		Gabbro	124 - 310
		Gniess	14 - 338
		Quartz diorite	10 - 97
		Quartz monozonite	131 - 159
		Schist	10 - 145
		Syenite	179 - 427

Kulhawy and Goodman (1980)은 Bishnoi (1968)가 제안했던 식을 일부 변형하여 절리의 간격을 고려한 단위면적당 최대 선단지지력 계산식을 식 (2.15)와 같이 제안하였다.

$$q_{\max} = JcN_{cr} \quad (2.15)$$

여기서,  $J$  는 수평절리와 말뚝의 직경의 비에 의존하는 수정 계수(Correct factor= spacing of horizontal joint / shaft diameter)이며 Figure 2.11에 나타나 있으며,  $N_{cr}$ 은 수직절리의 간격과 암반의 내부마찰각,  $\phi$ 에 대한 함수로써 얻어지는 지지력 계수(Modified bearing capacity)이며,  $c$ 는 점착력을 나타내고 있으며 Figure 2.12와 같이 나타낼 수 있다.

Kulhawy and Goodman (1987)은 암반에서  $c$ ,  $\phi$ 를 직접적으로 얻기가 어렵기 때문에 지반물성치인  $c$ ,  $\phi$ 와 RQD의 관계를 Table 2.6과 같이 제시하였다. 그러나, 식(2.15)의 경우는 수평절리가 존재하는 경우에 지지력을 예측하는 데에는 유용할 수 있으나, 불연속면이 복잡하게 놓여진 곳에서  $c$ ,  $\phi$  값을 결정하는 것은 매우 어려운 일이며, RQD 또한 암반의 일축압축강도와 의 연관성이 작기 때문에 사용에 한계가 있다. Table 2.6을 이용할 경우 선단지지력은 아래와 같이 표현 할 수 있으나, 실제 암종에 따라 RQD과 점착력이 상관관계가 명확하지 않기 때문에 사용에 주의하여야 한다.

Table 2.6 Suggested design values of strength parameters  $c$  and  $\phi$  (Kulhawy and Goodman, 1987)

RQD (%)	Rock Mass Properties		
	UCS, $\sigma_c$	Cohesion, $c$	Angle of Friction, $\phi$
0~70	$0.33\sigma_c$	$0.1\sigma_c$	$30^\circ$
70~100	$0.33\sigma_c - 0.8\sigma_c$	$0.1\sigma_c$	$30^\circ \sim 60^\circ$

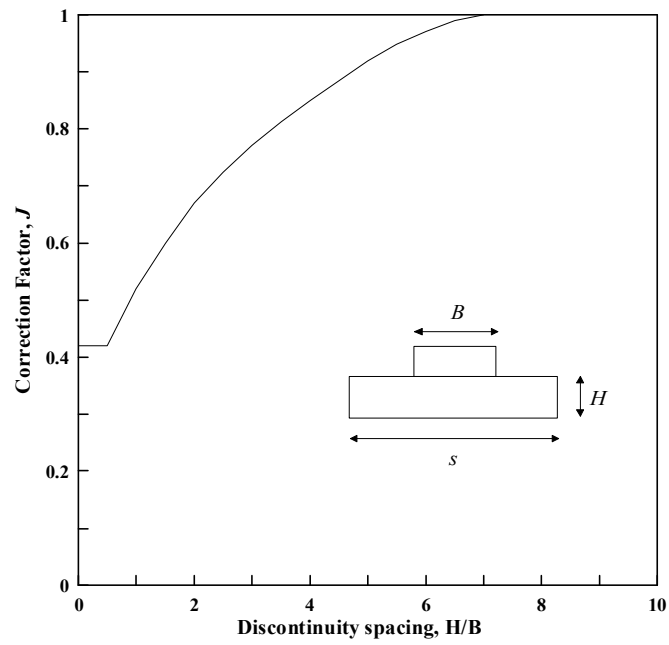


Figure 2.11 Correction factor for discontinuity spacing (Kulhawy and Goodman, 1980)

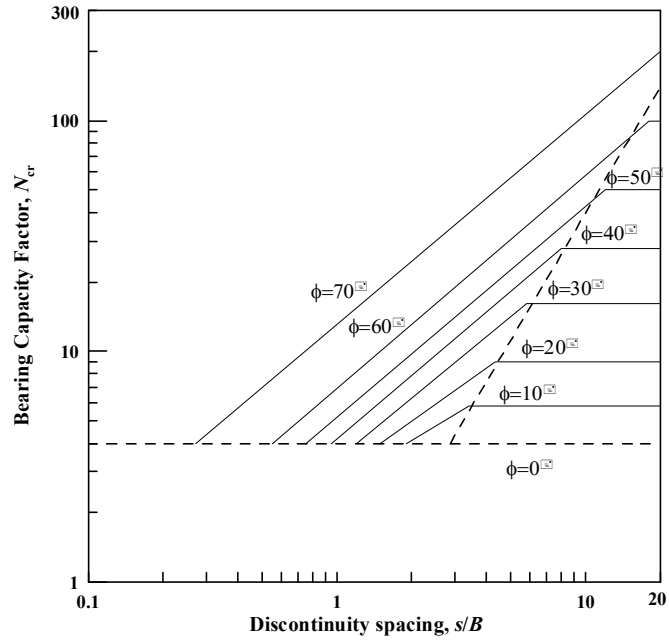


Figure 2.12 Bearing capacity factor for open discontinuities (Kulhawy and Goodman, 1980)



Ladanyi and Roy (1971)는 불연속면의 간격과 틈, 현장타설말뚝이 암반에 근입된 깊이 등을 고려하여 극한 선단지지력 예측식을 식(2.16)과 같이 제안하였다.

$$q_{\max} = 3\sigma_c K_{sp} D \quad (2.16)$$

여기서,  $K_{sp}$ 는  $[3 + s/B]/[10(1 + 300g/s)^{0.5}]$ 으로 계산되는 경험 계수로써  $s$ 는 불연속면의 간격,  $B$ 는 말뚝의 직경,  $g$ 는 불연속면의 틈을 나타내고 있다. 깊이 계수  $D$ 는  $D = 1 + 0.4L_s/B \leq 3$ 으로 나타내는데,  $L_s$ 는 암반에 근입되어 있는 말뚝의 길이를 나타내고 있다. 다만 식(2.16)을 사용하기 위해서는 말뚝의 직경과 절리의 간격( $s/B$ )이 0.05에서 2.0 사이의 값이어야 하고, 0~0.02의  $g/s$ 에서만 적용해야 된다. Peck et al. (1974)은 RQD와 말뚝 선단의 허용지지력의 상관관계에 대하여 제안을 하였으며, 이는 불연속면의 틈이 거의 없는 풍화되지 않은 암반 기초에 대하여 적용하도록 권장하고 있다 (Figure 2.13). 또한 여기서의 RQD는 말뚝의 선단으로부터 직경(D)의 크기 이내의 깊이에서 얻어진 값을 적용해야 한다.

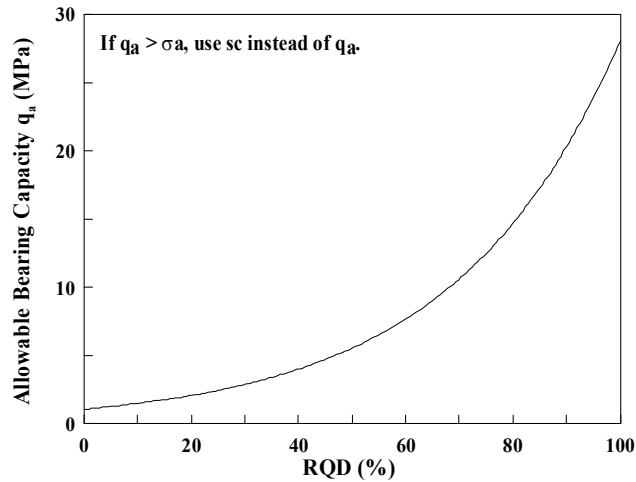


Figure 2.13 Allowable bearing capacity of jointed rock (Peck et al., 1974)

Table 2.7 Value of  $m_b$  and  $s$  based on rock mass classification (Cater and Kulhawy, 1988)

Rock Mass Quality	General Description	RMR Rating	Q Rating	RQD Rating		$m_b$				
					$s$	A	B	C	D	E
Excellent	Intact rock with Joints spaced > 10 feet apart	100	500	95~100	1	1	7	10	17	25
Very Good	Tightly interlocking undisturbed rock with rough unweathered discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	85	100	90~95	0.1	0.1	3.5	5	8.5	12.5
Good	Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	65	10	75~90	0.004	0.7	1	1.5	1.7	2.5
Fair	Rock with several sets of moderately weathered discontinuities spaced 3 to 10 feet apart	44	1	50~75	$10^{-4}$	0.14	0.2	0.3	0.34	0.5
Poor	Rock with numerous weathered discontinuities spaced 1 to 20 inches apart with some gouge	23	0.1	25~50	$10^{-5}$	0.04	0.05	0.08	0.09	0.13
Very Poor	Rock with numerous highly weathered discontinuities spaced < 2 inches apart	3	0.01	<25	0	0.007	0.01	0.015	0.017	0.025

균열이 심하게 발달한 암반의 지지력은 기초 저면에 형성되는 켜기형태의 파괴와 주동 및 수동영역간의 평형관계로부터 토질역학적 방법과 유사한 절차에 따라 계산 할 수 있다. 주동 및 켜기는 Figure 2.14과 같이 주동영역 (Zone 2)와 수동영역(Zone 2)로 나타 낼 수 있다. 주동영역에는 극한 선단지 지력에 의해 파괴될때 최대 주응력과 수동 파괴 영역에 인접한 수평응력과 평형을 유지하는 최소주응력에 의해 영향을 받게 된다.

균열이 심하게 발달한 암반의 지지력은 기초 저면에 형성되는 켜기와 이에 따른 주동 및 수동 영역간의 평형관계로부터 토질역학적 방법과 유사한 절차에 따라 계산 할 수 있다. 주동 및 수동 켜기는 Figure 2.15와 같이 주동영역 A와 수동영역 B로 나타낼 수 있다. 암반 면에 지지되는 기초의 하중에 대하여 암반은 삼축압축 상태의 시료상태와 유사한 응력 상태가 된다. 만일 지지암반의 자중을 무시한다면 주동영역 A에서 최대 주응력은 기초의 하중( $q$ )과 같고 수동영역 B에서는 최대 주응력이 수평으로 작용하게 된다. 또한 기초가 지반에 근입되지 않고 노출된 암반 상부에 지지된다면 수동영역 B의 최소 주응력은 0이고 기초가 근입되어 있다면 수동영역 B에서는 암반의 자중에 의한  $q_s$ 를 평균 연직응력으로 할 수 있다.

Figure 2.15에서 보는 것과 같이 기초가 파괴되기 시작할 때 두 영역이 동시에 전단되는 경우  $\sigma_{3A}$ 와 수동영역에서는  $\sigma_{1B}$ 가 같게 될 것이다. 주동영역에서의  $\sigma_{3A}$ 는 압축을 받는 수동영역의 저항에 의해 발생되며, 이는 암반의 압축강도가 된다. 삼축 압축에서의 암석의 강도는 Hoek-Brown의 강도기준에서 포락선과 같이 정의 되며 이 기준을 이용하면 균열성 암반의 일축압축강도는 A영역에서 최대 주응력( $\sigma_{1A}$ )로 정의 된다. 즉,

$$\begin{aligned}\sigma_{1A} &= (m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)^{0.5} + \sigma_3 \\ &= s^{0.5}\sigma_c[1 + (ms^{-0.5} + 1)^{0.5}]\end{aligned}\tag{2.17}$$

여기서,  $s$ 와  $m$ 은 Table 2.7에서의 상수이며,  $\sigma_c$ 은 암석의 일축압축강도이다.

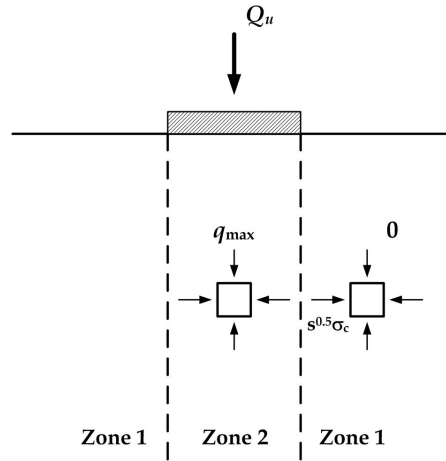


Figure 2.14 Lower-bound solution for bearing capacity (Kulhawy and Carter, 1992)

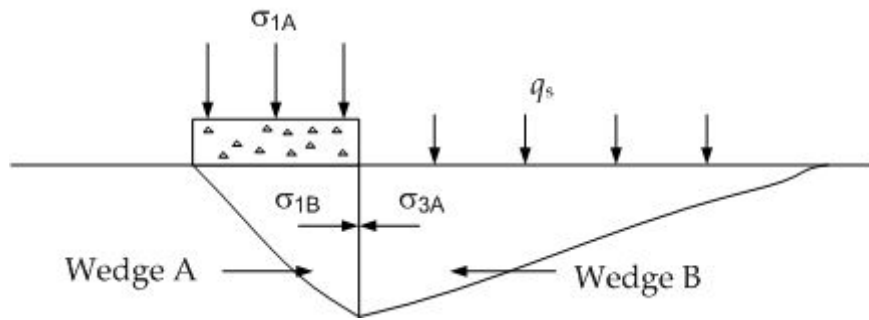


Figure 2.15 Bearing capacity of fractured rock

선단지지력은 암석의 강도뿐만 아니라 기초의 형상에 따라 영향을 받게 되는데 기초의 형상 및 근입부에 따른 단위 면적당 허용 선단지지력은 식 (2.18)과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_a = \frac{C_{f1} s^{0.5} \sigma_c [1 + (ms^{-0.5} + 1)^{0.5}]}{FS} \quad (2.18)$$

여기서,  $C_{f1}$ 는 기초 형상에 따른 계수이며, Table 2.8에 나타나 있다 (Sowers, 1970). 또한  $FS$ 는 안전율을 나타내고 있으며, 암반이 양호하여 침하에 대한 우려가 적을 경우 없는 경우에 안전율을 2~3을 사용하며, 활하중 (live load)가 풍화중 또는 지진하중일 경우에는 안전율을 2를 고려하여 사용할 수 있다 (US Navy, 1982).

Table 2.8 Correction factors for foundation shapes ( $L$ =length,  $B$ =width)

Foundation Shape	$C_{f1}$
Strip ( $L/B > 6$ )	1.0
Rectangular	
$L/B = 2$	1.12
$L/B = 5$	1.05
Square	1.25
Circular	1.2

Zhang and Einstein (1998)등은 Table 2.9에 나타난 것과 같이 말뚝의 선단지지 특성을 확인하기 위하여 현장과 모형실험을 통해 얻어진 자료를 수집하고 분석하여 암석의 일축압축강도와 선단지지력의 상관관계를 분석하였다. 그의 연구에서 분석된 말뚝의 직경은 300 mm ~ 1200 mm으로 다양하였으며, 암반에 근입된 깊이도 0 m에서 수십 m로 다양하였다. 또한 말뚝은 사암, 석고(gypsum), 휘록암(diabase), 이암, 대리석 등과 같이 다양한 암반에 근입되었으며, In-situ 재하시험 뿐만 아니라 유사 암반 시료를 이용한 실내시험과 원심모형시험(Centrifuge test)을 수행한 결과를 이용하여 분석하였다. 실험결과에서 Zhang and Einstein (1998)은 암반의 일축압축강도와 극한지지력의 관계를 통하여 선단지지력 계수(end bearing capacity factor) 상한과 하한의 중간치인  $N_c$ 를 식(2.19)와 같이 제안하였다.

$$N_c = \frac{q_{\max}}{\sigma_c} \quad (2.19a)$$

$$N_c = 4.83(\sigma_c)^{-0.49} \quad (2.19b)$$

여기서,  $N_c$ 는 선단지지력 계수이며,  $q_{\max}$ 는 단위 면적당 말뚝의 최대 선단지지력,  $\sigma_c$ 는 암반의 일축압축강도를 나타내고 있다. Figure 2.16와 같이 회귀분석을 실시하여 얻은 것을 나타낸 것으로써 하중이 극한지지력과 하중과의 선형적인 증가를 가정한 기존의 Teng (1962), Rowe and Armitage (1987) 및 Coates (1967)에 비하여 비선형적인 거동을 하는 것을 볼 수 있으며, 지지력의 크기에서 차이가 있지만 ARGEMA (1992)가 제시한 식과 유사한 경향을 보임을 알 수 있었다 (Figure 2.17).

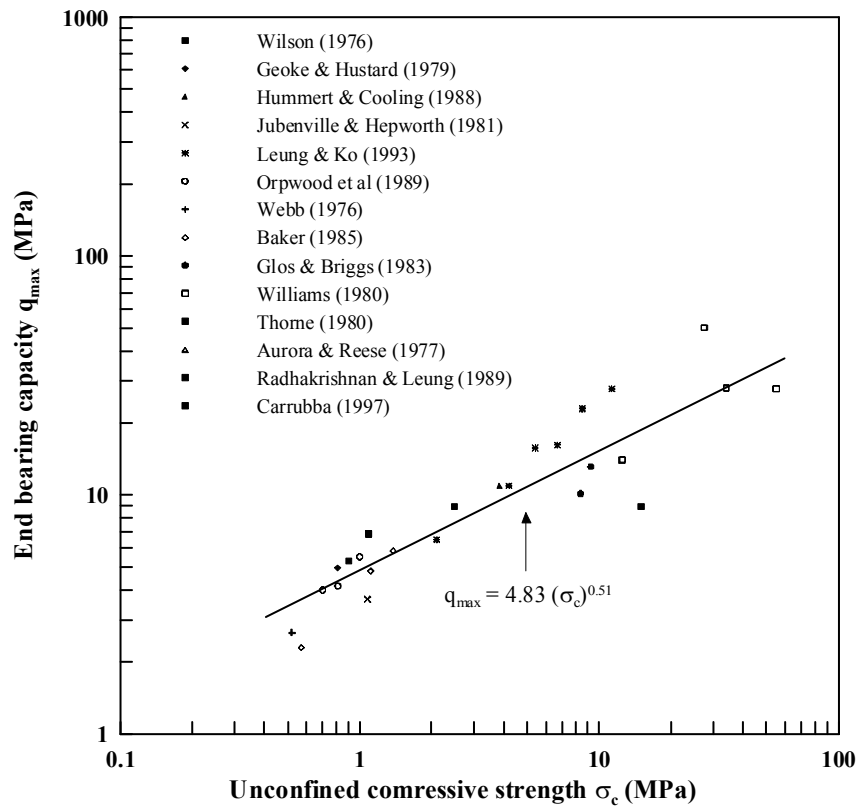


Figure 2.16 End bearing capacity,  $q_{\max}$  versus Uniaxial compressive strength,  $\sigma_c$  (Zhang and Einstein, 1998)

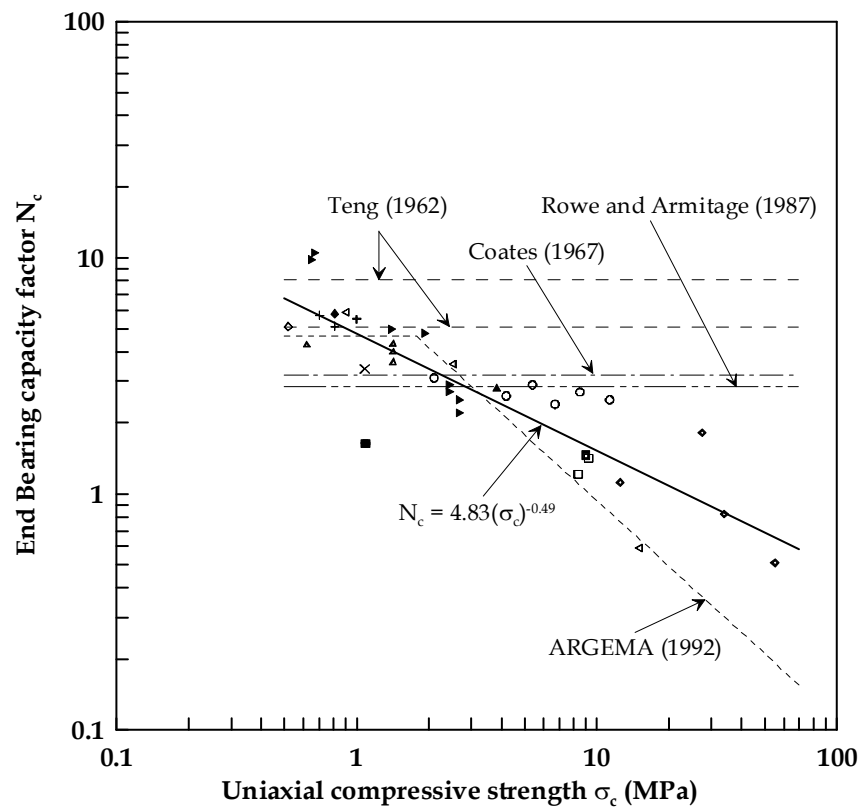


Figure 2.17  $N_c$  Coefficient relating  $q_{\max}$  to versus  $\sigma_c$  (Zhang and Einstein, 1998)



Table 2.9 Summary of database of shaft load tests (Zhang and Einstein, 1998)

No.	Rock description	Diameter $B$ (mm)	Depth $L_b$ (m)	$\sigma_c$ (MPa)	$q_{\max}$ (MPa)	$N_c =$ $q_{\max}/\sigma_c$	$s_b/B^a$ (%)	Reference
1	Mudstone, weak, clayey creataceous	670	6	4.2	6.88	1.64	7.0	Wilson (1976)
2	Clayshale, with ocaational thin limestone seams	762	8.8	0.81	4.69	5.79	6.2	Goeke et al.,(1979)
3	Shale, thinly bedded with thin sandstone layers	457	13.7	3.82	10.8	2.83	>10.0	Hummert et al.,(1988)
4	Shale, unweathered	305	2.4	1.08	3.66	3.39	10.0	Jubenville et al.,(1981)
5	Gypsum <sup>b</sup>	1064	4.20	2.1	6.51	3.1	15-20	Leung and Ko (1993)
6	Gypsum <sup>b</sup>	1064	4.20	4.2	10.9	2.6	15-20	Leung and Ko (1993)
7	Gypsum <sup>b</sup>	1064	4.20	5.4	15.7	2.9	15-20	Leung and Ko (1993)
8	Gypsum <sup>b</sup>	1064	4.20	6.7	16.1	2.4	15-20	Leung and Ko (1993)
9	Gypsum <sup>b</sup>	1064	4.20	8.5	23	2.7	15-20	Leung and Ko (1993)
10	Gypsum <sup>b</sup>	1064	4.20	11.3	27.7	2.5	15-20	Leung and Ko (1993)
11	Till <sup>c</sup>	762	-	0.7	4	5.71	~1.3	Orpwood et al.,(1989)
12	Till <sup>c</sup>	762	-	0.81	4.15	5.12	~4.6	Orpwood et al.,(1989)
13	Till <sup>c</sup>	762	-	1	5.5	5.5	~1.4	Orpwood et al.,(1989)
14	Diabase, highly weathered	615	12.2	0.52	2.65	5.1	>4.0	Webb (1976)
15	Hardpan (hard bearing till)	1281	18.3	1.38	5.84	4.23	~4.0	Baker (1985)
16	Till <sup>c</sup>	1920	20.7	0.57	2.29	4.04	~1.9	Baker (1985)
17	Hardpan (hard bearing till)	762	18.3	1.11	4.79	4.33	~7.3	Baker (1985)
18	Sandstone, horizontally bedded, shaley, RQD = 74%	610	15.6	8.36	10.1	1.21	>1.7	Glos and Briggs (1983)
19	Sandstone, horizontally bedded, shaley, with some coal stringers, RQD=88%	610	16.9	9.26	13.1	1.41	>1.7	Glos and Briggs (1983)
20	Mudstone, highly weathered	300	2.01	0.65	6.4	9.8	6.4	Williams (1980)
21	Mudstone, highly weathered	300	1	0.67	7	10.5	5.7	Williams (1980)
22	Mudstone, moderately weathered	1000	15.5	2.68	5.9	2.2	1.1	Williams (1980)

Table 2.9 (Continued)

No.	Rock description	Diameter $B$ (mm)	Depth $L_b$ (m)	$\sigma_c$ (MPa)	$q_{\max}$ (MPa)	$N_c =$ $q_{\max}/\sigma_c$	$s_b/B^a$ (%)	Reference
23	Mudstone, moderately weathered	1000	15.5	2.45	6.6	2.7	0.7	Williams (1980)
24	Mudstone, moderately weathered	1000	15.5	2.45	7	2.9	0.6	Williams (1980)
25	Mudstone, moderately weathered	1000	15.5	2.68	6.7	2.5	0.7	Williams (1980)
26	Mudstone, moderately weathered	600	1.8	1.93	9.2	4.8	14.1	Williams (1980)
27	Mudstone, moderately weathered	1000	3	1.4	7.1	5	10.9	Williams (1980)
28	Shale	-	-	34	28	0.82	-	Thorne (1980)
29	Sandstone	-	-	12.5	14	1.12	-	Thorne (1980)
30	Sandstone, fresh, defect free	-	-	27.5	50	1.82	-	Thorne (1980)
31	Shale, occasional recemented moisture fractures and thin mud seams, intact core lengths 75 to 250 mm	-	-	55	27.8	0.51	-	Thorne (1980)
32	Clayshale	740	7.24	1.42	5.68	4	~8.8	Aurora and Reese (1977)
33	Clayshale	790	7.29	1.42	5.11	3.6	~8.9	Aurora and Reese (1977)
34	Clayshale	750	7.31	1.42	6.11	4.3	~6.0	Aurora and Reese (1977)
35	Clayshale	890	7.63	0.62	2.64	4.25	~6.6	Aurora and Reese (1977)
36	Siltstone, medium hard, fragmented	705	7.3	9	13.1	1.46	~12.0	Leung et al.,(1989)
37	Marl, intact, RQD = 100%	1200	18.5	0.9	5.3	5.89	-	Carrubba (1997)
38	Diabase Breccia, highly fractured, RQD = 10%	1200	19	15.0	8.9	0.59	-	Carrubba (1997)
39	Limestone, intact, RQD = 100%	1200	13.5	2.5	8.9	3.56	-	Carrubba (1997)

<sup>a</sup>  $s_b$  is the shaft base displacement at  $q_{\max}$ .

<sup>b</sup> Gypsum mixed with cement is used as pseudo0rock in centrifuge tests. The diameters and depths are the equivalent prototype dimensions corresponding to 40g in the centrifuge tests.

### 2.4.3 축방향 변위 특징

말뚝의 거동에서 중요한 요소로는 지지력(bearing capacity)과 침하(settlement)가 있으며, 강도가 크고 신선한 암반에 근입된 말뚝의 경우에는 축방향의 침하, 즉 변위의 발생이 작고, 지반의 강도가 낮고 파쇄가 심한 지반에 시공된 말뚝의 경우는 주면부와 선단부에서 큰 변위가 발생하게 된다. 말뚝의 축방향 변위는 주면부의 변위와 선단부의 변위로 구분할 수 있으며, 말뚝의 선단의 변위는 선단지지력과 밀접한 관계가 있는데 선단 하중전이함수는 말뚝의 선단지지력과 선단의 변위의 관계를 나타내는 것으로 지금까지 많은 연구가들에 의해서 경험적 또는 이론적인 방법을 통하여 제안되었다(Vijayvergiya, 1977; Baquelin, 1982; Castelli et al, 1992).

Baquelin (1982)은 Timoshenko and Goodier (1970)의 탄성해를 기초하여 선단에 대한 하중전이함수식을 식(2.20)와 같이 제안하였다.

$$q = \frac{4E_s}{\pi(1-\nu_s^2)D}w_b \quad (W_b \leq W_{bmax}) \quad (2.20a)$$

$$q = q_{max} \quad (W_b > W_{bmax}) \quad (2.20b)$$

여기서,  $D$ 는 말뚝의 직경,  $\nu_s$ 는 지반의 포아송비이며,  $E_s$ 는 공내재하시험으로부터 얻은 말뚝 선단 지반의 탄성계수로서, 항타말뚝의 경우에는 재하(reloading)시의 탄성계수, 현장타설말뚝의 경우에는 초기 탄성 계수값을 사용한다. 이 모델은 말뚝 선단의 하중전이거동을 완성 탄성-완전 소성으로 규

정하여 다음의 Figure 2.18와 같이 이중직선(bi-linear)의 형태로 표현한 것으로서, 말뚝 선단의 변위량이 한계 변위량이 한계변위량,  $W_{bmax}$ 보다 작은 범위에서는 식(2.20)와 같은 선형 탄성거동을 하여,  $W_{bmax}$ 보다 큰 범위에서는 완전소성 거동을 하는 것으로 규정한 방법이다.

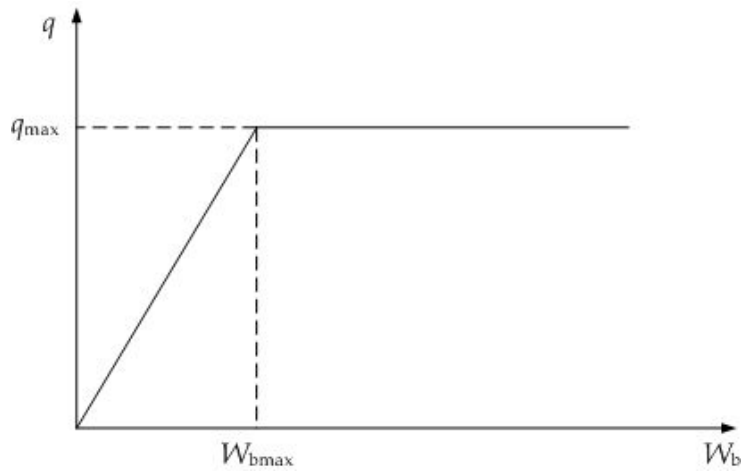


Figure 2.18 Stress and displacement curve

Castelli (1992)는 선단에 대한 하중전이함수를 주면의 하중전이함수와 유사하게 쌍곡선 형태로써 식(2.21)과 같이 제안하였다.

$$q = \frac{w_b}{\frac{1}{KI_P} + \frac{w_b}{q_{max}}} \quad (2.21)$$

여기서,  $KI_P$ 는 선단 하중전이함수의 초기 접선 기울기로서 Randolph and Worth (1978)의 연구결과로부터 식(2.22)과 같이 나타내었다.

$$KI_P = \frac{G_s}{r_0 \cdot \ln(R'/r_0)} \quad (2.22)$$

여기서,  $G_s$ 는 선단부 지반의 전단탄성계수,  $r_0$ 는 말뚝의 반경이며,  $R'$ 은 선단지반의 전단변형이 무시할 수 있을 만큼 작아지는 방사방향의 거리를 나타내는 것으로  $R' = (1.0 \sim 1.5)D$ 이다. 이 함수식에 의한 하중전이 함수는 Figure 2.19에서 보는 것과 같이 말뚝 선단의 변위가 증가함에 따라 선단지 지력이 지속적으로 증가하여 극한값이  $q_{\max}$ 에 접근해가는 형태를 나타내게 된다.

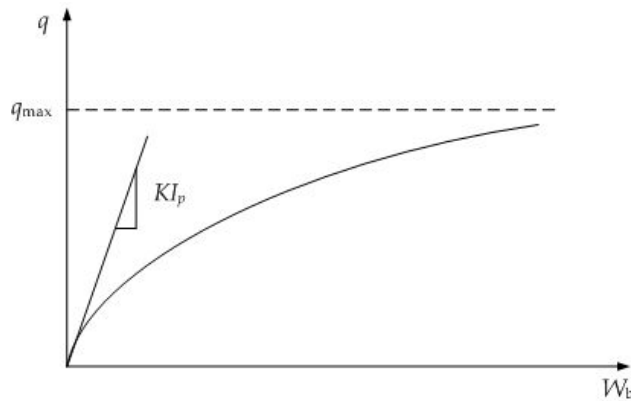


Figure 2.19 Stress and displacement curve by hyperbola function

Figure 2.20은 수직하 축방향의 하중을 받는 말뚝에 대해서 일반적인 응력-변위 곡선을 나타낸 것으로 크게 세 개의 단계로 구분 할 수 있다. 첫째로 Figure 2.20의 A점 보다 작은 초기의 하중 재하시에는 말뚝의 두부에서 선단으로 주변마찰이 발생하며 매우 말뚝의 주변으로도 작은 변위가 발생하게 된다. 또한 이러한 구간에서는 말뚝은 선형적인 거동을 하며 곡선의 OA

구간과 같으며 축방향 변위는 탄성식을 사용하여 산정할 수 있다.

둘째로는 하중이 A점 보다 큰 하중이 적용될때 주면마찰력은 점차 극한 상태로 도달하게 되며 말뚝과 암반의 결합에는 균열과 상대적인 변위가 발생하게 된다. 이러한 하중보다 더 커질 때에는 말뚝-암반 간의 슬립현상은 지속하여 발생하게 되고 말뚝 두부에서의 하중은 주면에서 전이된 후에 점차 선단부로 전이되게 된다. 만약 하중이 지속적으로 가해 질 경우에는 말뚝 주면부에서는 극한 상태의 주면마찰력에 도달하게 되고, 말뚝-지반간의 결합은 서서히 슬립되기 시작한다.

셋째로 하중이 응력-변위곡선의 B점 보다 더 크게 작용하게 되면, 말뚝 두부에서의 하중은 선단부로 직접 전달되게 된다. 이때 주면마찰력과 선단 지지력이 최대로 발현될때, 말뚝에 작용하는 하중에 의해서 변위가 크게 발생하게 되며, 말뚝은 극한 선단지지력(ultimate bearing capacity)에 도달하게 된다고 한다.

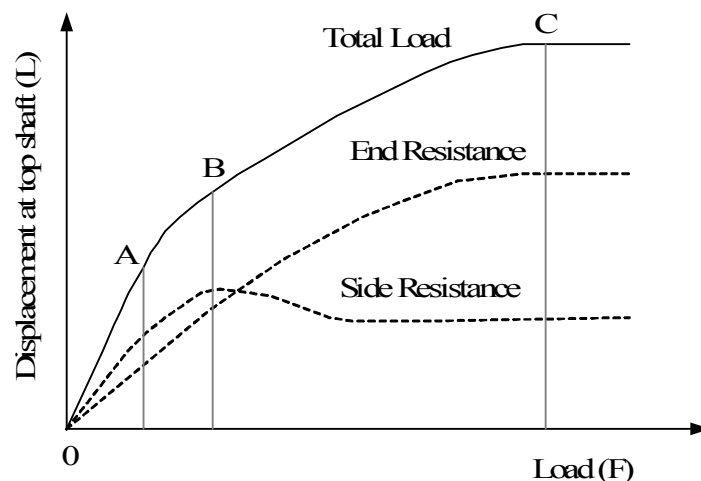


Figure 2.20 Generalized load-displacement curves for drilled shafts under compressive loading

#### 2.4.4 축하중에 의한 선단부 응력 분포 특성

대부분의 암반 기초는 암반으로 전이되는 응력 분포를 탄성 이론에 의하여 산정할 수 있다고 가정하면, 암반재료는 선형 탄성 재료와 같이 거동하게 된다. 탄성이론은 재료를 공학적인 상태의 경계 조건을 바탕으로 선형 탄성해를 사용하고, 탄성론에 의거하여 예측된 지중상태와 실제 실험을 통하여 예측된 지반 거동은 비견할 만한 데이터를 주기 때문에 응력의 분포를 예측하는데 많이 사용해오고 있다 (Morgan and Scale, 1968; Bozozuk, 1972). 기초 하부에서 발생하는 응력을 예측하기 위해서는 암반의 등방(isotropic)과 횡등방(transversely isotropic rock)의 응력 크기를 결정해야한다. 응력을 산정하는 전형적인 방법으로는 구하고자 응력을 구하고자 하는 지점의 변위를 계산함으로써 응력을 산정할 수 있는 방법과 두 개의 근접한 기초 또는 터널과 기초 등과 같은 곳에서 직접적으로 응력을 측정하는 방법이 있다.

Boussinesq (1885)는 탄성론에 근거를 두며, 지표면에서 가해진 점하중(point load)에 의해서 지중의 임의 지점에서 발생하는 각각의 연직방향(normal stress), 반경방향(radial stress) 및 접선 방향(tangential stress)의 응력의 크기를 식(2.23)와 같이 제안하였다.

[연직응력: Normal stress]

$$\sigma_z = \frac{2Q z^3}{2\pi R^5} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \frac{1}{[1 + (\frac{r}{z})^2]^{5/2}} \quad (2.23a)$$

[반경응력: Radial stress]

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left[ \frac{3zr^2}{R^5} - \frac{1-2\nu}{R(R+z)} \right] \quad (2.23b)$$

[접선응력: Tangential stress]

$$\sigma_{\theta} = \frac{Q}{2\pi}(1-2\nu)\left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{z}{R^3}\right] \quad (2.23c)$$

여기서,  $\nu$ 는 Poisson's ratio이며, Figure 2.21에서 보는 것과 같이  $r$ 은 지중의 임의점에서 지표상에서 직선거리,  $z$ 는 지표에서 지중의 임의 위치까지 거리,  $R$ 은 하중이 재하되는 중심에서 임의의 점까지 거리를 나타내고 있다 (Figure 2.21).

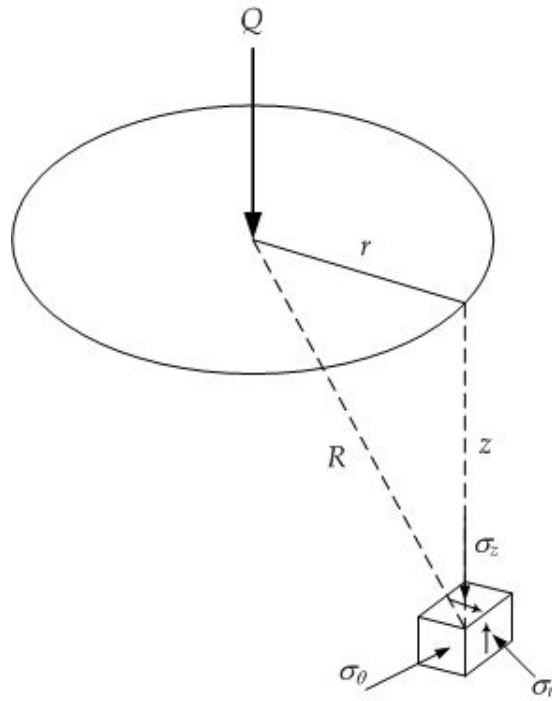


Figure 2.21 Stresses in an elastic half space due to a point load at the surface (Winterkorn and Fang, 1975)



Boussinesq (1885)의 식을 수정하면 기초 하부에서 발생하는 응력을 분포를 계산 할 수 있으며 식(2.24)은 임의의 점의 깊이  $z$ 에서 원형의 기초에 하부에 작용하는 응력  $q$ 가 주었을때 발생하는 응력의 크기를 산정하는데 사용되는 식이다.

$$\sigma_z = qI_z \quad (2.24)$$

여기서,  $I_z$ 는 재하되는 하중의 형상과 응력이 측정되는 임의의 점의 위치에 의존적인 영향계수(influence factor)를 나타내고 있다. Figure 2.22은 원형 또는 사각형의 균등한 하중을 받는 임의의 깊이  $z$ 와 반경  $r$ 를 조합한 지중의 임의의 위치에 대하여 연직응력 분포를 나타내고 있다.

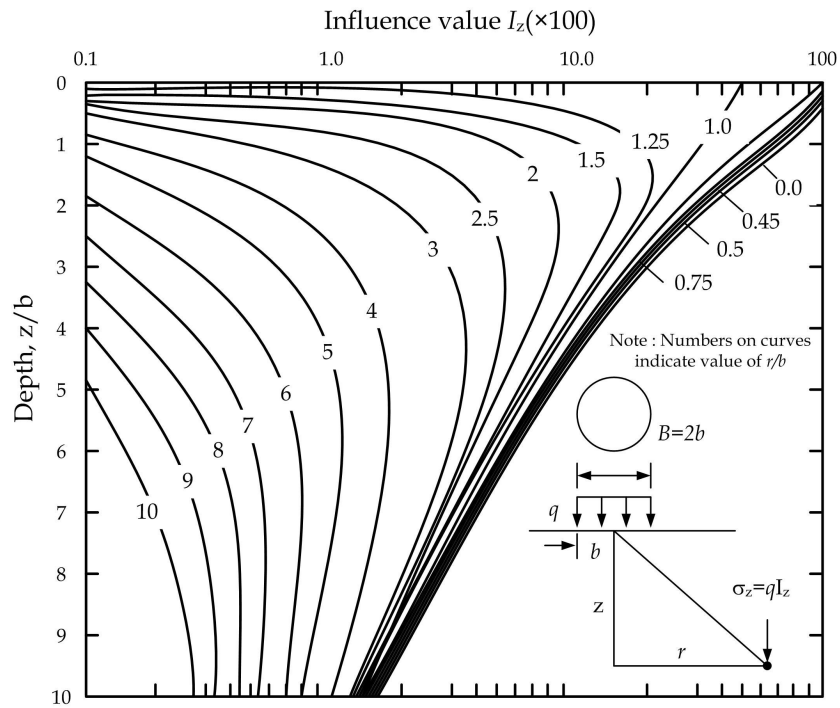


Figure 2.22 Influence diagram for vertical normal stress  $\sigma_z$  at various points within an elastic half space under a uniformly loaded circular area (Winterkorn and Fang, 1975)

Figure 2.23은 두 개의 응력장의 종단면을 보여주고 있으며, (a)는 응력을 받는 영역의 중심 이하에서의 응력 분포이며, (b)는 기초의 중심으로부터 기초폭의 거리에 따른 응력의 분포는 나타내고 있다.

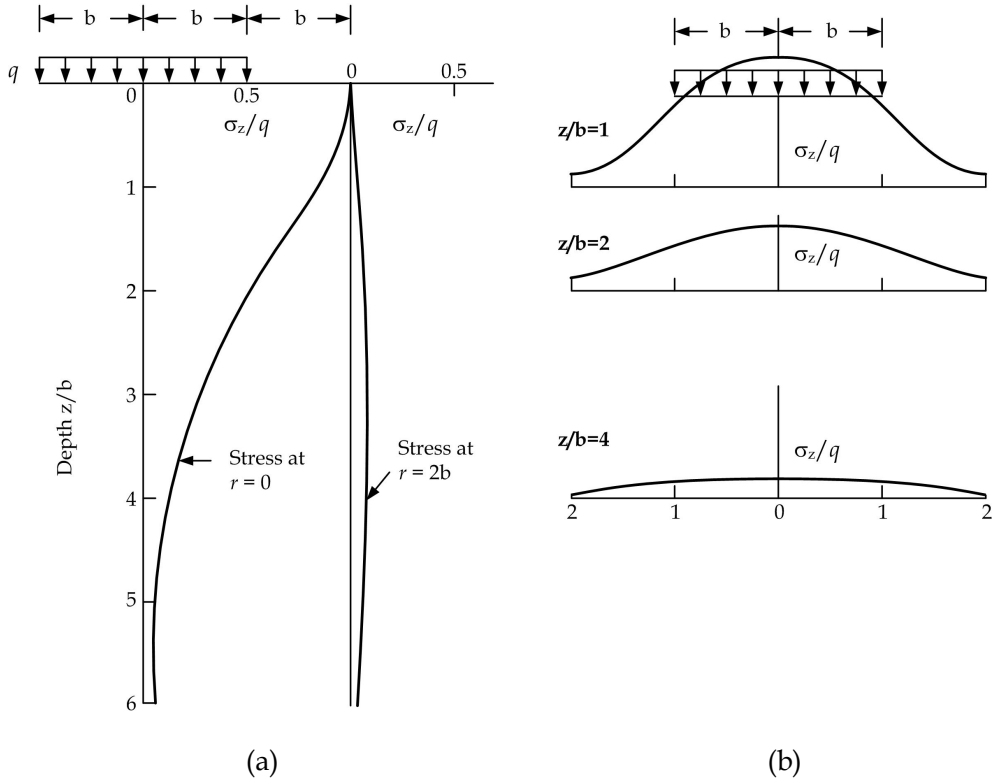


Figure 2.23 Distribution of vertical stress due to a loaded circular area on linear elastic half-space: (a) along vertical lines; (b) along horizontal lines (Winterkorn and Fang, 1975)

Figure 2.24은 원형기초의 하부에서 응력의 크기를 보여주는 그림으로 기초 하부의 암반에서의 응력 분포를 나타내고 있다. 지표면에 가해진 하중 ( $Q$ )에 의해서 임의지점에서의 반경응력(radial stress)은 식(2.25)에서와 같이 계산될 수 있으며, 이때  $\sigma_\theta$ 와  $\tau_{r\theta}$ 의 값은 0이다.

$$\sigma_r = \frac{2Q \cos \theta}{\pi r} \quad (2.25)$$

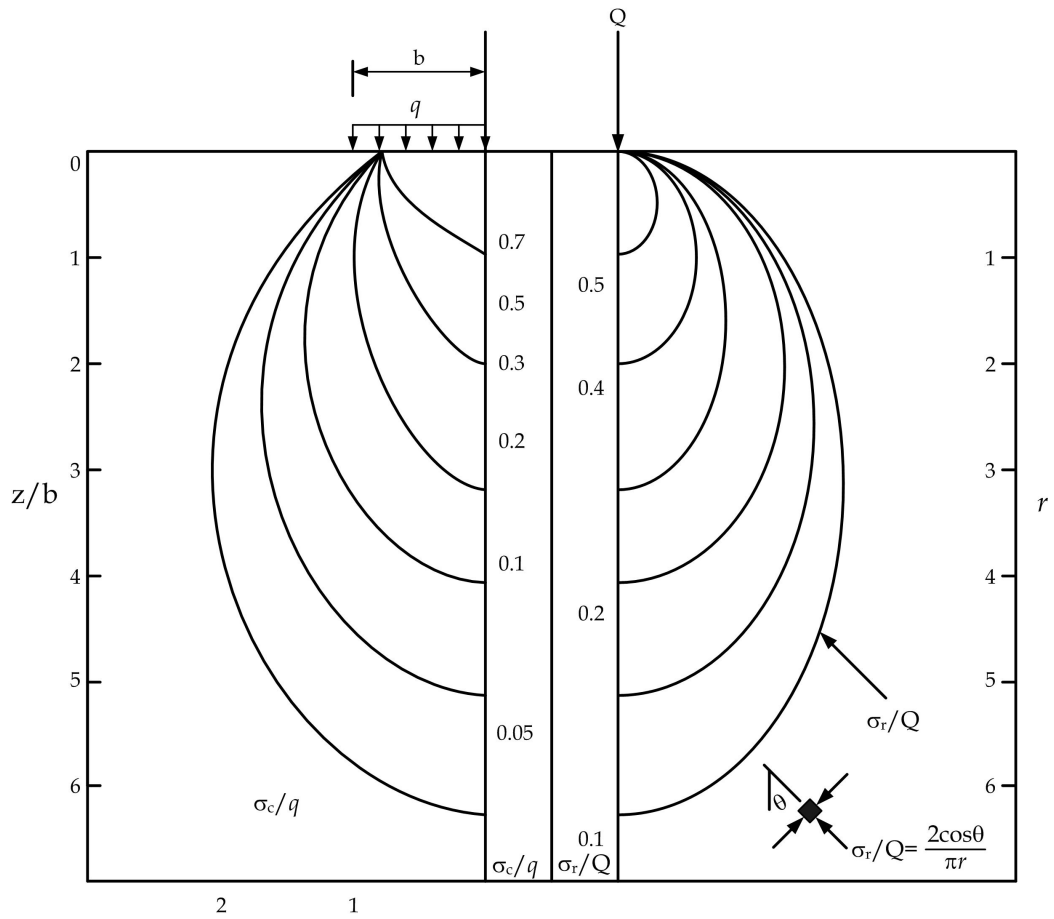


Figure 2.24 Stress contours for footings located on isotropic linear elastic half-space (a) vertical normal stresses beneath uniformly loaded circular area, radius  $b$ ; and (b) radial stresses beneath line load.

Figure 2.25는 두 개로 서로 다른 지층에 대한 응력 분포를 나타낸 것으로 하부의 암반에 비하여 상부의 암반이 더 강할 경우에는 대부분의 응력이 상부 층에서 전달되고 이는 하부의 응력에 비하여 큰 크기의 응력이 작용하는 것을 볼 수 있다. 이러한 응력분포는 도로포장(pavement)구조에 대한 연구에서부터 시작하였으며, 층상의 지질학적인 구조에도 적용되어져 왔다 (Peattie, 1962; Burminster, 1967). Figure 2.25를 이용하여 응력을 산정 하는 경우에는 균일하게 놓여진 수평형태의 지층에만 사용할 수 있으며 복잡한 지질상태의 조건에서는 적용에 한계가 있다.

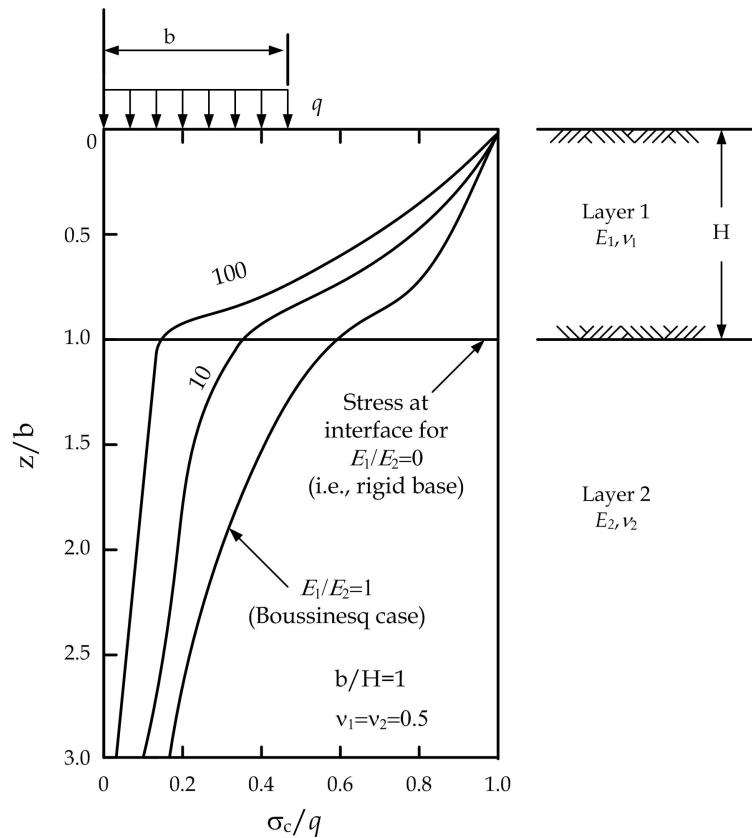


Figure 2.25 Vertical normal stress beneath centre of uniformly loaded circular area at the surface of two-layer elastic system (Winterkorn and Fang, 1975)

### 3. 축소율을 고려한 실내모형실험

말뚝 선단부에 위치한 암반특성이 말뚝의 하중 지지 특성에 미치는 영향을 확인하기 위해서는 다양한 지반조건에서 실험형 현장 실험을 실시하고 이를 정량화하는 것이 가장 효과적이라 할 수 있다. 그러나 현장에서 수행된 실험형 실험 또는 이와 유사한 목적으로 실험물 보다는 작은 규모로 제작되어 현장에 설치되어진 재하 실험들은 실험의 반복성과 재현성, 소요되는 시간과 비용 때문에 특수 목적의 말뚝이나 특정 지반에서의 거동을 확인할 목적으로 실시하게 된다. 특히 현장타설말뚝의 현장 실험의 경우는 굴착저면의 시공 상태, 슬라임 제거 등과 같은 시공적인 측면과 암반의 불연속면 특성에 대한 정량적인 평가 등이 어렵기 때문에 실험형 실험을 여러 현장에서 반복적으로 수행하는 것은 매우 어려운 일이다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 실험형 실험 이외에 실내에서도 실제 현장의 실험조건과 유사한 조건을 모사하고 실험을 수행함으로써 대상물의 거동특성을 분석하는 방법에 대한 많은 연구가 진행되었으며, 중력장을 변화시켜 축소된 모형을 통하여 실험을 수행하는 원심모형실험(Centrifuge test)과 차원해석(Dimensional analysis)을 통하여 결정되어진 축소율을 적용한 축소모형실험(Downscaled model test) 등을 이용하여 말뚝 또는 여러 지반공학적인 문제를 해결하는 노력을 해왔다 (Hobbs, 1967; Paul et al., 1983; Jeon et al., 2004).

#### 3.1 모형실험의 방법 및 특징

##### 3.1.1 원심모형실험의 특징

원심모형실험은 원형(prototype) 구조물을 임의의 비율로 축소 모형화한 후, 원심기(centrifuge)의 고속 회전에 의해 발생하는 원심력으로 축소 모델

내에 임의의 가속도장을 구현함으로써 대상 모델의 자중을 인위적으로 증가시켜 현장의 응력 상태를 재현시키는 실험 기법이다. 즉, 축소율( $n$ )을 이용하여 실물에 대해서  $1/n$ 으로 축소한 모형을 특수한 장치를 이용하여  $n$ -G의 원심 가속도장에서 실물과 같은 조건으로 실험을 실시하는 것으로서, 상사성에 관해서 전개하면 길이 $[L]$ , 면적 $[A]$  및 체적 $[V]$ 은 식(3.1)과 같이 나타낼 수 있다.

[길이: Length]

$$L_m = \frac{L_p}{n} \quad (3.1a)$$

[면적: Area]

$$A_m = \frac{A_p}{n^2} \quad (3.1b)$$

[체적: Volume]

$$V_m = \frac{V_p}{n^3} \quad (3.1c)$$

여기서,  $L_m$ ,  $A_m$ ,  $V_m$ 은 모형실험에서의 길이, 면적, 체적을 나타내고 있으며,  $L_p$ ,  $A_p$ ,  $V_p$ 는 실물에서의 길이, 면적, 체적을 나타내고 있다. 또한  $n$ 은 축소율을 나타내고 있다. 모형실험에서의 흙의 단위 체적 중량( $\gamma_m$ ) 역시 축소율을 고려하여  $\gamma_m = n \times \gamma_p$ 으로 나타낼 수 있으며, 흙의 중량  $W_m (= V_m \times \gamma_m)$ 은 식(3.2)와 같이 나타낼 수 있다. 깊이  $z_m (= z_p/n)$ 에 있어서 자중에 의한 연직응력(normal stress),  $\sigma_m (= \gamma_m \times z_m)$ 은 식(3.2)와 같이 되어 실물과 모형의 연직응력이 일치하게 된다는 조건이 있다. 따라서 모형과 실물의 재료가 동일하면, 연직응력도 같게 되므로 모든 방향의 응력, 간극수압 또한 모형과 실물은 같게 된다.

$$\sigma_m = \gamma_m \times z_m = (n \times \gamma_p) z_p / n = \gamma_p \times z_p = \sigma_p \quad (3.2)$$

여기서,  $\sigma_m$ ,  $\gamma_m$ ,  $z_m$ 는 모형실험에서의 자중에 의한 연직응력, 흙의 단위체적 중량과 깊이를 나타내고 있으며,  $\sigma_p$ ,  $\gamma_p$ ,  $z_p$ 는 실물에서의 자중에 의한 연직응력, 흙의 단위 체적당 중량과 깊이를 나타내고 있다.

원심모형실험을 이용한 지반공학적인 연구에는 매우 다양한 하계 수행되었으며, 김택곤 (1999)은 토사와 연약한 암반층을 관통하는 터널의 거동과 터널에 의한 시공으로 인한 지표침하의 영향에 대한 연구를 수행하였으며, 박진오등 (2009)은 과압밀 지반에서의 말뚝지지 전면기초의 지지력을 원심모형실험을 통하여 분석한 바가 있다. 다만, 이러한 원심모형실험은 원심모형기 장치가 매우 크며, 장비의 회소성 때문에 실험 비용이 비싼 단점이 있으며, 반복적인 실험을 수행하는 것에는 시료의 재현성 및 반복성 등에 어려움이 있다. 특히 암반과 같이 강도가 큰 시료는 원심모형 실험을 수행하기 위해서는 강도의 크기를 매우 작게 하여야 하며, 이 경우 지반특성을 대표하도록 제작하는데 큰 어려움이 따르며 암반에 포함된 불연속면을 나타내는데 많은 제약이 따르기 때문에 실제 암반을 모사하여 실험하는 것에는 많은 어려움이 있는 단점이 있다.

### 3.1.2 차원해석을 통한 축소모형실험 특징

차원해석을 통한 축소모형실험에 대한 연구를 하기 위해서는 기하학적 인자(geometrical factors)들 뿐만 아니라 독립적인 요소(independent parameter)들이 필요하게 된다. Table 3.1에서 보는 것과 같이 차원해석을 위해서는 독립적인 기본 요소가 필요하며, 이러한 기본이 되는 기본 차원에는 길이(L), 질량(M), 시간(T)등이 있다. 축소율을 산정할 때에는 우선 길이

에 대한 축소율을 결정하고 나서 이를 이용하여 시간, 밀도, 질량, 강도 등의 축소율을 차례로 산정하게 되며, 또한 각각의 결정된 축소율을 이용하여, 강도, 밀도 및 응력 등에 적용하여, 실험에 대한 축소율을 산정하게 된다.

Table 3.1 Dimensional factors

Physical parameter	Dimension
길이 (Length)	[L]
시간 (Time)	[T]
질량 (Mass)	[M]
강도 (Strength)	[ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> ]
가속도 (Velocity)	[LT <sup>-2</sup> ]
밀도 (Density)	[ML <sup>-3</sup> ]
응력 및 변형계수 (Stress / Modulus)	[ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> ]

특정한 실험 목적에 의해 1:1 또는 특정한 축소율을 고려하여 상사법칙을 유도해야 한다. 일반적인 상사법칙은 기본차원을 기준으로 나머지 물리량들을 조합하게 되며, 질량기준의 상사법칙, 시간기준의 상사법칙이 있으며, 물리량을 기준으로 하는 가속도 기준의 상사법칙이 있다. 축소율을 결정하는 Hobbs (1967)의 이론은 물체에 작용하는 중력가속도는 언제나 일정하게 작용한다라는 가정 하에 중력가속도의 실제 조건과 축소된 조건의 비율을 1로 하여 시간에 대한 축소율을 산정하게 된다.

축소모형실험은 현장의 조건들을 차원해석에 의한 축소율로 환산하여 현장 상태를 실험실에서 그대로 재현하는 방법으로서 원심모형실험과 같이 압반이나 흡과 같은 재료적인 특성을 완벽하게 축소하여 재현할 수 없는 단점이 있으나, 수치해석에 비하여 실험 결과를 가시적으로 분석 할 수 있는 장



점이 있어 지반 구조물의 거동특성을 확인하는데 활용 될 수 있는 유용한 시험법으로 알려져 있다 (Hobbs, 1967; 채희문과 전석원, 2004).

Lawrence (1973)는 축소모형시험을 통하여 성층암(Stratified rock mass)에서 수직응력과 수평응력에 따른 터널의 변형에 대한 연구를 수행하였으며, Jeon et al. (2004)은 단층과 연약층대를 통과하는 터널의 거동을 모형실험을 통하여 분석하였다. 특히 채희문과 전석원 (2004)은 축소율을 고려한 모형실험을 통하여 발파해체 거동에 관한 비교 분석을 성공적으로 수행한 바가 있다. Jeong et al. (2010)은 말뚝의 선단지지력을 확인하기 위하여 축소모형 시험장치를 제작하여 하중과 응력의 예측에 대하여 연구한 바가 있으나, 그의 실험에서는 시험장치의 크기만을 축소시키고, 강도 등의 물성에는 변화가 없도록 한 특징이 있다.

현장의 암반을 축소하는 모형재료의 구현에 대한 문제로서 Conquard et al. (1995)은 축소모형 실험의 수행을 위하여 재료에 관한 연구 수행하였으며 특히, 양등 (2007)은 축소모형실험에 적합한 모형재료의 경화 특성을 확인하기 위해서 시멘트, 석고, 아크릴 등의 재료에 대하여 여러 축소율을 고려한 시료에 대해서 강도 실험을 실시하였고, 시험목적에 부합하고 반복적인 실험을 수행하는데 적합한 재료를 찾고자 연구를 지속하고 있다. 그의 실험결과에서는 아크릴과 석고는 강도 조절이 매우 어려운 것에 비하여 시멘트를 이용할 경우 원하는 축소된 대상 강도를 발현하는데 적합하다고 제안하였다.

본 연구에서는 말뚝 선단의 강도뿐만 아니라 불연속면의 특징을 고려하여 말뚝 선단부의 응력-변위를 확인하는 시험으로서, 축소율을 고려한 축소모형실험을 수행한 이유는 다음과 같다.

첫째로 본 연구 특성상 암석의 강도는 풍화암 정도의 낮은 강도부터 극경암 정도의 높은 강도가 필요하나 원심모형실험은 높은 강도 암석의 강도를 재현하여 지반특성을 대표하도록 제작하는데 어려움이 따르며, 특히 암반의 불연속면을 나타내는 것은 부적절하기 때문이다.

둘째로 원심모형실험은 축소율을 이용한 모형실험에 비하여 비싸기 때문에 많은 수의 실험을 수행하는데 있어서 실내 축소모형실험이 보다 경제적이며, 시간적인 측면에서 장점이 많기 때문이다.

셋째로 본 연구의 실험 중에서는 수평방향의 응력을 조절하며 지중의 구속응력비에 따른 선단부 거동을 확인해야 하는데 원심모형실험에서는 구속응력비에 대한 조절이 축소모형실험에 비하여 쉽지 않기 때문이다.

### 3.2 현장타설말뚝의 지지거동 특성 분석을 위한 실험장치 개발

암반에 근입되어 있는 조건에 대한 실내 모형실험을 실시하기 위해서 말뚝의 크기와 지반의 영역에 대한 크기를 결정해야 하는데, 시험편의 크기는 공학적인 계산 및 장비 운영 등에 대한 여러 가지 문제에 대해서 고려해야 한다. 특히 실내모형장치가 너무 클 경우는 조작과 운반이 어려워지며, 너무 작을 경우에는 재료적인 특성을 재현하는 문제가 발생하게 된다. 이러한 이유로 본 연구에서는 실험 수행 목적에 부합하는 크기의 장치를 직접 개발하게 되었고, 하중을 가했을때 암반으로 전이되는 응력 범위를 산정함으로써 적절한 시료 크기의 산정 및 수평, 수직방향으로 응력을 가하여 지중응력상태를 모사 할 수 있도록 하였다.

#### 3.2.1 차원 해석에 의한 축소율 계산

국외내에 사용되는 대부분의 현장타설말뚝의 직경은 600 mm ~ 2500 mm가 사용되고 있으며, 본 연구에서는 1200 mm의 직경의 실제 말뚝( $L_{real}$ )을 대상으로 하여 45 mm의 모형말뚝( $L_{model}$ )을 사용하여 차원해석(Dimensional analysis)을 실시하였다. 모형실험의 말뚝 크기를 45 mm로 결정한 이유는 탄성 이론식으로 산정된 말뚝 선단부에서 발생하는 수직과 수

평방향의 응력 범위와 이러한 응력 범위에도 영향을 받지 않는 시료의 크기 등을 고려하여 제작된 시료와 실험 장치의 운용, 시료의 재현성 및 반복성 등을 고려하였다. 실제 크기의 말뚝과 모형말뚝의 크기를 이용하여 축소율을 계산하기 위해서, 길이에 대한 축소율을 계산하여야 하며, 중력가속도 및 질량에 대한 계산은 다음과 같다.

1) 길이 $[L]$ 에 대한 축소율 계산

$$[L] = \frac{L_{\text{model}}}{L_{\text{real}}} = \frac{1200}{45} = \frac{1}{27} \quad (3.3)$$

2) 시간 $[T]$ 에 대한 축소율 계산

시간에 대한 축소율은 중력가속도 $[LT^{-2}]$ 는 현장 $(LT_{\text{real}}^{-2})$ 과 실험실 $(LT_{\text{model}}^{-2})$ 에서 모두 같으므로 이를 이용하여  $[T]$ 를 계산할 수 있으며 식(3.4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$[LT^{-2}] = \frac{LT_{\text{model}}^{-2}}{LT_{\text{real}}^{-2}} = 1 \quad (3.4)$$

따라서  $T = \sqrt{L}$ 이며,  $T = \sqrt{1/27} = 1/5$ 로 할 수 있다.

3) 질량 $[M]$ 에 대한 축소율 계산은 밀도를 이용하여 계산할 수 있으며, 실험 재료의 밀도와 현장 자료의 밀도를 비교하여 식(3.5) ~ 식(3.6)을 통하여 계산 할 수 있다.

$$ML^{-3} = \frac{\rho_{\text{model}}}{\rho_{\text{real}}} = \frac{1.45 \text{ kg/cm}^3}{2.45 \text{ kg/cm}^3} = \frac{1}{1.69} \quad (3.5)$$

$$M = \frac{1}{1.69} L^3 = \frac{1}{1.69 \times 27^3} = \frac{1}{33264} \quad (3.6)$$

4) 암반의 응력 $[ML^{-1}T^{-2}]$ 에 대한 축소율은 1), 2), 3)을 조합하여 산정할 수 있으며, 식(3.7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{Scale Factor} = \frac{M}{LT^2} = \frac{\left(\frac{1}{33264}\right)}{\left(\frac{1}{27}\right)\left(\frac{1}{5.2}\right)^2} = \frac{1}{45} = 1/45 \quad (3.7)$$

Table 3.2는 식(3.3) ~ (3.7)로 계산된 각각의 축소율을 나타내고 있다.

Table 3.2 Scale factors

Physical properties	Dimension	Real model	Scale model	scale
Length	[L]	D: 1200 mm	D: 45 mm	1/27
Mass	[M]			1/33264
Time	[T]			1/5.2
Density	$[ML^{-3}]$	2.45 g/cm <sup>3</sup>	1.45 g/cm <sup>3</sup>	1/6.9
Uniaxial compressive strength	$[ML^{-1}T^{-2}]$	Variable	Variable	1/45

축소모형실험의 제한사항으로서 강도와 변형계수와 같은 재료적인 특성을 모두 만족하지 못하는 단점이 있다. 본 연구에서 수행된 축소모형실험은 시험편의 강도와 수평, 수직 응력에 따른 말뚝 선단부의 거동을 확인하기

위한 것으로서, 축소율을 고려하여 시험편을 제작할 때 강도, 구속응력에 대해서만 축소율을 고려했고, 변형계수는 축소율을 고려하여 제작할 수 없었다.

Table 3.3 Classification of rock mass as original strength and reduced strength

Classification of rock	Uniaxial compressive strength (MPa)	
	In-situ condition	Model test ( $\times 1/45$ )
경 압 (High strength)	100 ~ 250	2.2 ~ 5.6
중경암 (Medium strength)	50 ~ 100	1.1 ~ 2.2
보통암 (Moderate strength)	25 ~ 50	0.6 ~ 1.1
연 압 (Low strength)	5 ~ 25	0.1 ~ 0.6

### 3.2.2 시험편의 크기 및 제작 방법

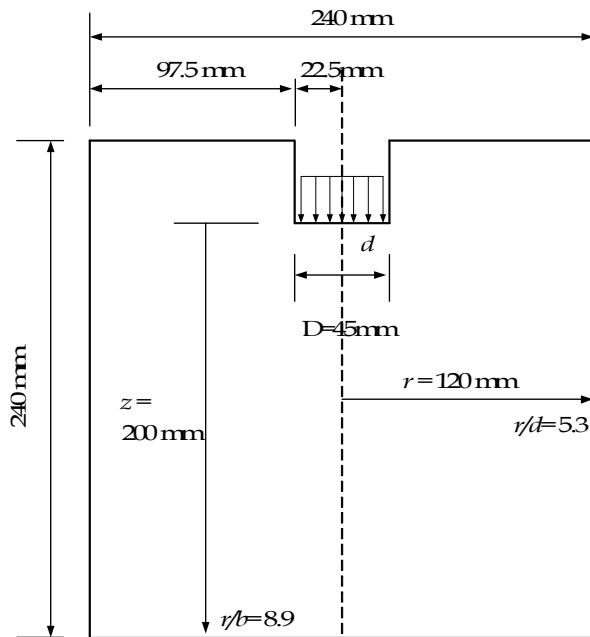
원형의 기초 저면으로 하중이 가해지면 반경( $d$ )에 대하여 기초의 중심축으로부터 수평방향으로  $3d$ , 기초 하부로부터 수직방향으로  $6d$ 에서는 가해진 응력의 1% 이하의 응력이 작용하게 된다 (Boussinesq, 1885; Winerkorn and Fang, 1975).

본 연구를 위해 Figure 3.1과 Figure 3.2에서 보는 것과 같이 실험 장치는 말뚝 선단에서 작용하게 되는 응력의 범위, 시료 및 실험장치의 운반과 작동 편의성을 고려하여 시료 크기는  $240 \times 240 \times 240$  mm, 말뚝은 45 mm로 제작하였다. 특히 말뚝 직경과 시료 경계면까지의 거리는 수직방향으로  $z/d$ 가 8.9이 되도록 하였으며, 수평방향으로  $r/d$ 는 5.3이 되도록 하여 수직 및

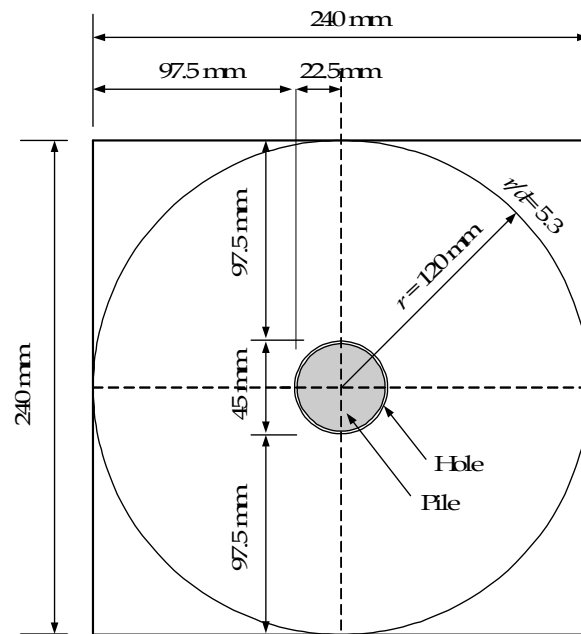
수평 방향으로 발생하는 응력이 시험편과 시험틀의 경계면으로 전이되지 않도록 충분한 크기로 제작하였다.

시료의 중앙부의 모형 말뚝이 시험편 내에서 하중이 가해 질 수 있도록 표면에서 직경 45 mm의 원형 홀을 40 mm 깊이로 시료 중앙부에 만들어 질 수 있도록 하였다. Figure 3.2(a)는 시료 중앙의 말뚝 위치에 원형 홀을 만들기 위한 시료 제작 장치를 보여주고 있다.

시료를 제작한 강재 거푸집은 1cm 두께의 일반강으로 제작하였으며 시료와 잘 탈착 될 수 있도록 거푸집 내면은 매끄럽게 제작하였으며, 시료 타설 전에 박리제를 벽체에 충분히 도포한 후 모르타르 반죽을 타설하였다. 특히, 거푸집을 제거 후 시험편에 공극이나 균열 등이 발생되지 않도록 모르타르 타설시 붓을 이용하여 다지며 시료를 제작하였다. 강재 거푸집은 모르타르를 타설 후 양생되는 동안 수분의 누수로 인하여 재료 분리 현상이 발생되지 않도록 판넬 연결부는 [「]과 [」]의 형태로 결합하여 밀실하게 될 수 있도록 하였고, 각각의 거푸집 판넬은 볼트 조임으로 연결될 수 있도록 제작하였으며, 양생 중에 오염을 방지하기 위하여 지면으로부터 이격 될 수 있게 하기 위하여 거푸집 저판에 2 cm 높이의 췌기를 설치하였다. 모르타르 타설이 완료된 후에는 표면이 마르거나 이물질이 들어가지 않고 일정한 온도에서 양생이 될 수 있도록 젖은 천을 거푸집의 상부에 쌓아서 보관하였다.

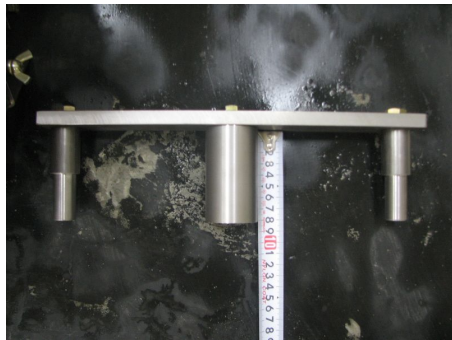


(a) Section of Specimen

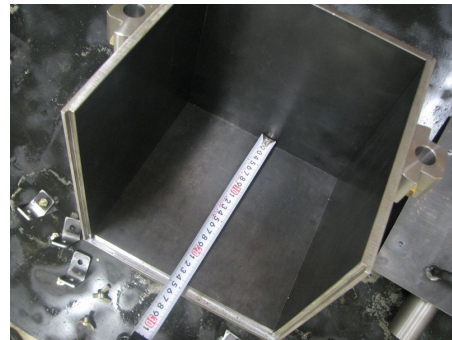


(b) Plane of specimen

Figure 3.1 Detailed view of specimen



(a) Pre-boring steel bar



(b) Inner view of steel-form



(c) Fabrication of steel-form



(d) Complete fabrication

Figure 3.2 Steel form for making specimens

### 3.2.3 모르타르 시험편 제작

모르타르는 양생 시간, 양생 조건에 따라 강도의 범위가 다양하기 때문에 시험시 강도 제어가 매우 힘든데 불구하고, 암반의 역학적 거동을 잘 모사할 수 있는 실험 재료로 암반공학에서는 많이 사용되고 있다.

본 연구에서도 암반을 대신 할 수 있는 재료로서 모르타르를 사용하였으며 축소율이 고려된 강도의 시료를 얻기 위하여 실험 전 여러 조건의 시멘트, 모래와 물의 배합비에 대한 사전 실험을 실시하였고, 시험 목적에 맞는 시험편의 강도를 갖을 수 있도록 배합비를 결정하였으며, 모든 실험에 동일한 조건을 적용하여 시험체를 제작하였다.



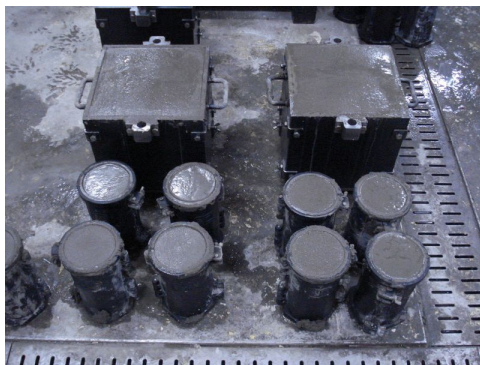
시험편 제작시 사용되는 시멘트와 콘크리트, 물을 균일한 품질을 유지하고, 시험강도를 예측하기 위해서는 재료를 균질하게 비벼야 하는데, 이를 위하여 Figure 3.3과 같은 자동 믹서를 사용하여 매번 0.8 m<sup>3</sup>의 용량의 모르타르를 제작하였다. 이때 자동 믹서를 오래 사용할수록 강도의 발현이 급격하게 증가되므로, 이를 방지하기 위하여 각 시험편의 모르타르는 5분간 교반하였다. Figure 3.9은 시료의 양생 시간에 따른 강도를 나타내고 있으며, 실험에 사용된 재료비는 Table 3.4과 같다.



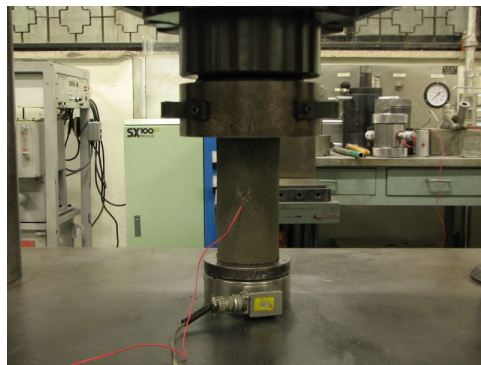
(a) Portable mixer



(b) Specimen form



(c) Curing the specimen



(d) Strength test

Figure 3.3 Procedure of specimens preparation

Table 3.4 Mixing ratio by weight of cement mortar used in the study

Description	Mixing Ratio (%)	Remarks
Cement	18	포틀랜드 시멘트
Sand	37	주문진 표준사
Water	45	

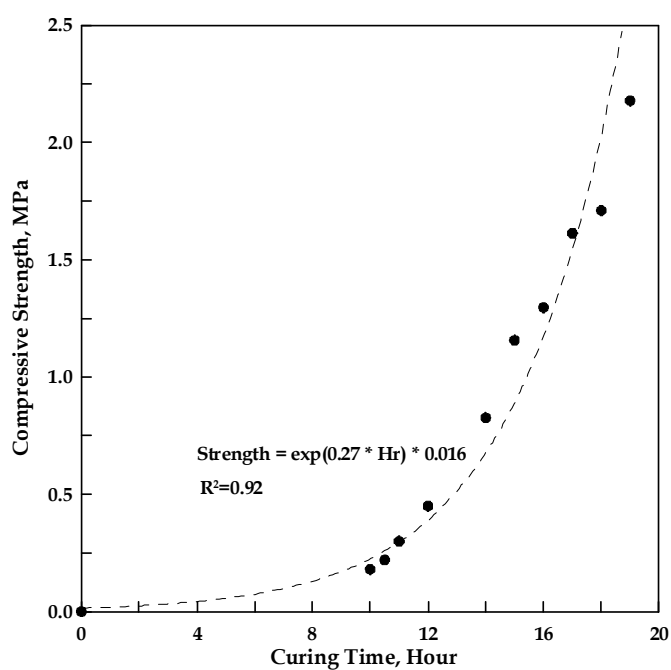


Figure 3.4 Relation curing time and mortar strength

실험에 사용되는 모든 시료는 실험 시작 30분전부터 시료 제작시 동일한 모르타르를 이용하여 준비한 4~6개의 공시체를 이용하여 일축압축강도를 측정하였고, 실험에 적합한 강도가 발현되는 것을 확인 한 후 실험을 수행하였다. 특히 실험의 대부분이 0.5 MPa의 하중을 이용하였기 때문에 모르타르를 교반한 후 약 12시간이후에 실험을 수행하였다.

### 3.3 시험장치 제작 및 Test Setup

#### 3.3.1 가압 프레임 제작

지중에서의 응력 상태를 나타내기 위하여 실험체에 수직 및 수평 방향의 응력을 가해지도록 하였으며, 지반내에 수직방향의 응력을 모사하기 위하여 Figure 3.5(a)과 같이 강철판을 사용하여 시료 상부 표면에서 수직 응력을 가했다. 시료 표면과 철판 사이가 밀실하게 되도록 모래를 수mm를 평평하게 포설하였으며, 철판은 가압 중 움직이지 않도록 철판에 2개의 홈을 두어 철판을 고정하였다.

시료에 작용하는 수평방향의 응력은 Figure 3.5(b)와 같이 모르타르 시료와 가압 프레임 사이에 두께가 10 mm의 Flat Jack을 설치하고 이를 30 MPa 용량의 서보제어(Servo-control)가 가능한 유압펌프에 연결하여 시험 중 일정압력상태(Constant pressure condition)가 되도록 하였다. 여기에서 사용된 Flat Jack의 재질은 stainless steel을 이용하여 제작하였고 압력을 가할 때 Flat Jack의 전체 면적에 고르게 응력이 분포하여 시료에 가압할 수 있도록 하였다.

시험편과 측압을 가할 수 있는 장치들을 설치할 수 있는 시험틀인 가압 프레임을 고안하여 제작하였으며, Figure 3.6에서 보는 것과 같이 내부의 크기가 모르타르 시료(240 mm)의 크기와 Flat Jack의 크기(10 mm)를 고려하여 시험 틀의 내부는 260×260×260 mm의 크기로 제작하였으며, 변형이 발생하지 않도록 시험틀은 두께 35 mm의 고강도 탄소강으로 제작하였다. 이는 말뚝에 응력이 가해져 시료로 전이될 때 외측으로 부피가 팽창하는 것을 방지하고 Flat Jack이 수평압력을 가할 때 반력대로 사용할 수 있게 하여 일정한 구속상태를 유지할 수 있도록 하기 위함이다. 시험틀의 외부를 구성하는 철판은 조립과 해체를 쉽고 빠르게 하기 위하여 볼트와 너트로 연결하도록 하였으며, 볼트와 너트도 열처리 되어 여러 번의 조립과 해체 시에도 마모가 발생하지 않도록 하였다.



Figure 3.5 Equipments for confining stress

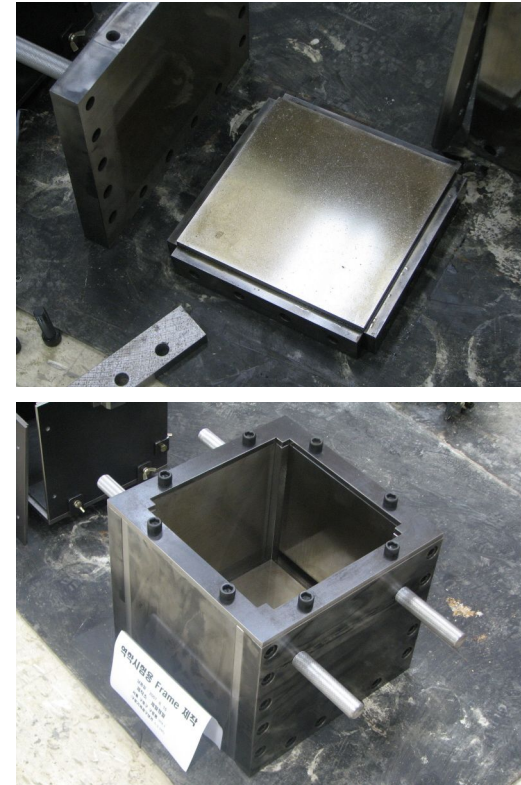
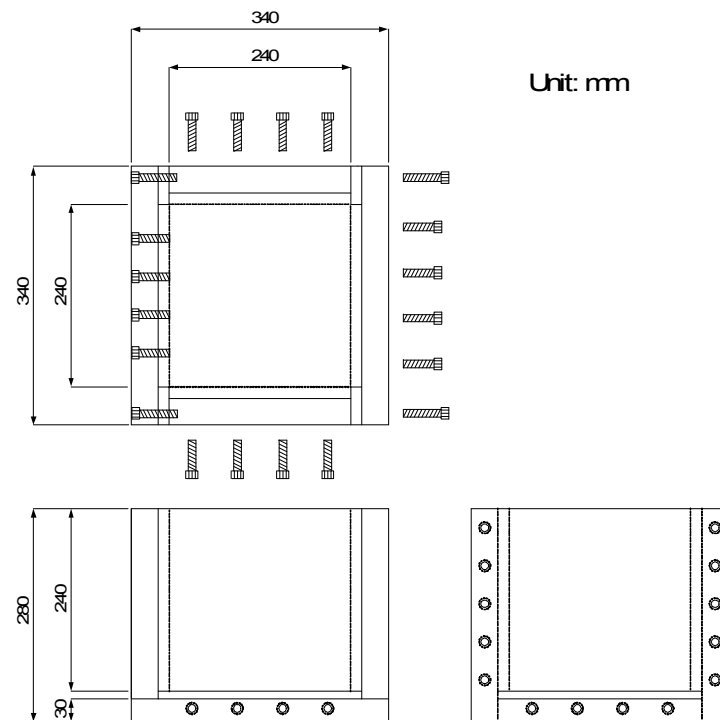
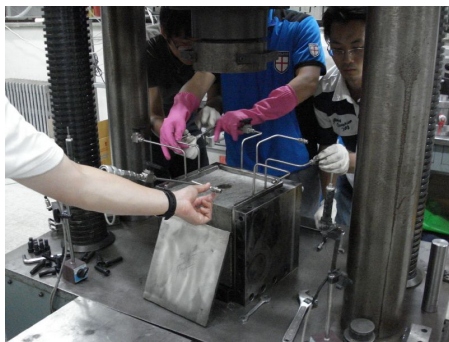


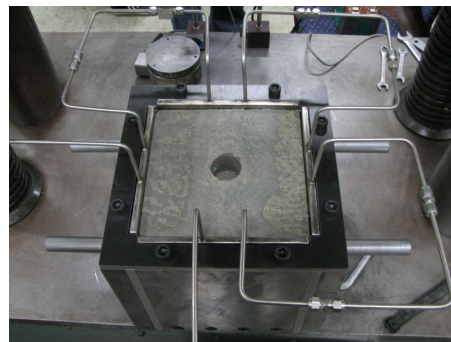
Figure 3.6 Drawing of test frame and real features

### 3.3.2 Test Setup 및 실험 데이터 측정

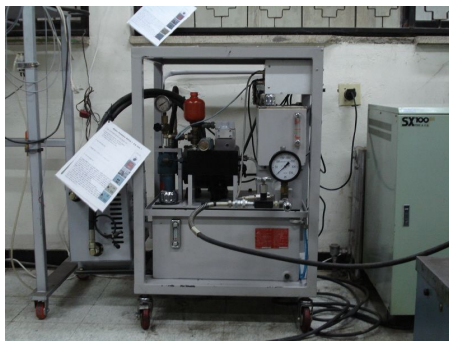
Figure 3.7(a), (b)와 같이 실험 프레임에 Flat Jack을 설치하여, 서보 컨트롤이 가능한 유압장치에 연결하고, 하중은 200ton 하중기(SHIMADZU, Japan)를 이용하여 1 mm/min의 일정변위 속도로 가압하였으며, 이로 인하여 발생하는 하중과 변위를 측정하였다. 하중은 말뚝과 하중기 사이에 하중계(load cell)를 설치하였으며, 변위는 시료 좌우에 설치된 2개의 LVDT를 이용하여 측정하였다. Figure 3.7(d) 및 Figure 3.8, Figure 3.9는 실험장치와 응력과 변형을 측정하는 계측 시스템을 보여주고 있다.



(a) Test frame



(b) Assembling the test frame



(c) Hydraulic pump



(d) Loading machine

Figure 3.7 Setup the test equipments

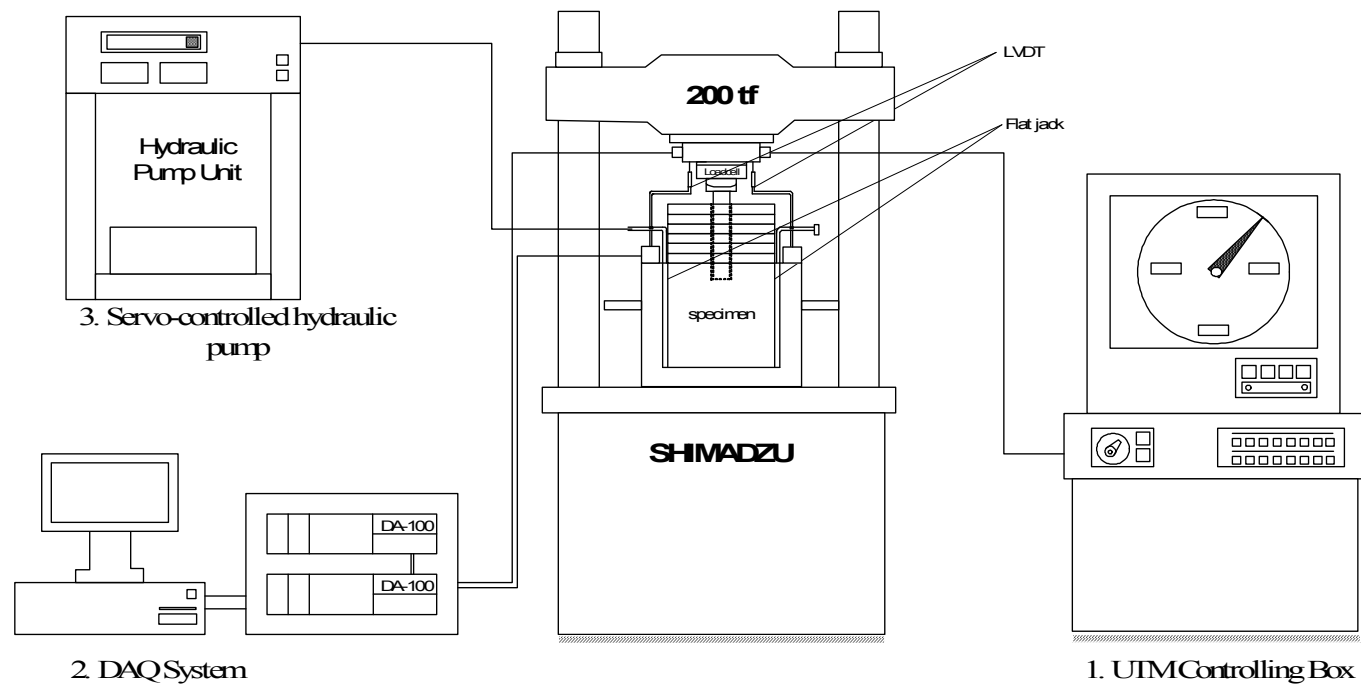


Figure 3.8 Test equipments setup





Figure 3.9 Measurement instrument setup: (a) LVDT and load cell setup  
(b) load test machine



### 3.4 축소모형실험 계획 및 수행

#### 3.4.1 하중재하시험 방법

말뚝의 하중-변위 특성을 확인하는 실험 방법으로 설계지지력을 일정하게 나누어서 가압하는 방법과 일정한 변형률 또는 변형을 발생하게 하여 시험하는 방법이 있다. 전자의 경우 현장 실험에서 많이 사용되는 방법으로써 지반조건을 이용하여 사전에 예상되는 지지력을 정하고 이를 일정한 비율로 나누어서 가한 후에 변형을 측정하는 방식이며, 후자는 항복이나 극한상태까지의 변위를 일정한 속도로 발생하게 하여 말뚝의 응력을 구하는 방식이다 (한국지반공학회, 2002).

국내외로 말뚝 재하실험에 사용되는 실험법은 다음과 같다.

##### 1) 완속재하시험 방법 (Slow maintained load test)

ASTM의 표준재하방법(Standard loading procedure)으로 알려진 시험법으로 지반조건에 따라 계산되어진 설계하중을 8단계로 나누어 설계하중의 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 및 200%로 나누어 재하한다. 각 하중 단계에서 말뚝 직경의 침하율이 시간당 0.025 mm(=0.01 inch) 이하가 될 때까지 하중을 재하 하는 시험법으로 시험 중에 말뚝의 파괴가 발생할 경우 또는 총 침하량이 말뚝 직경의 15%에 해당하는 변위가 발생할 때 까지 하중을 재하하는 시험방법이다.

##### 2) 반복하중재하방법 (Cyclic loading test)

ASTM D 1143-81에 의한 시험방법으로서 재하하중 단계가 설계하중의 50, 100, 150%에 도달하였을 때 재하하중을 각각 1시간 동안 유지시킨 후 표준재하방법의 재하시와 같은 단계를 거쳐 단계별로 시간 간격을 두며 재

하>Loading)과 제하(Unloading)를 반복하여 시험을 수행하는 것으로서, 하중을 완전히 제하한 후 설계하중의 50%씩 단계적으로 다시 재하하고 표준시험방법에 따라 다음 단계로 재하 하는 방법이다. 하중을 제하 할때 발생하는 잔류변형을 구하는데 매우 유용한 실험법이다.

### 3) 일정 침하율 시험방법 (Constant rate of penetrattion)

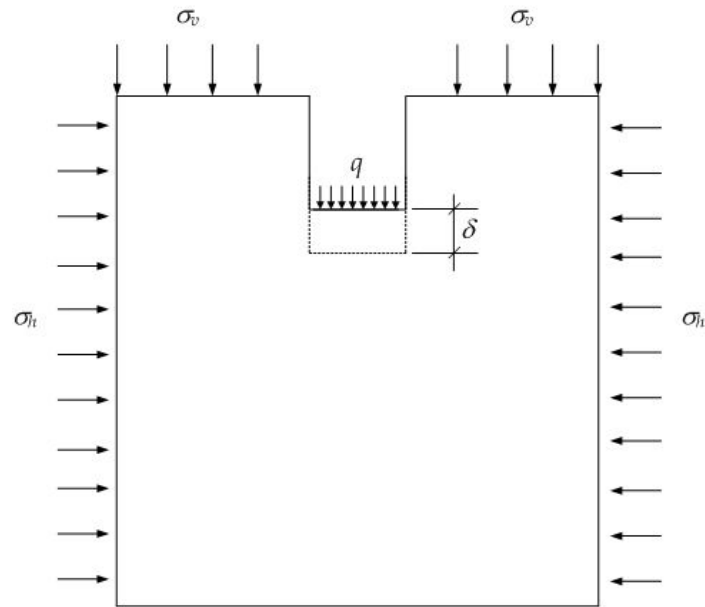
이 방법은 CRP시험이라 불리며, Swedish Pile Commission, New York State Dept of Transportation 및 ASTM D 1143-81에 의해 권장되고 있는 시험이며, 말뚝의 침하율이 통상 0.254 mm/min(=0.01 inch/min) 부터 2.54 mm/min(=0.1 inch/min)이 되도록 재하하중을 조절하면서 하중과 침하량을 측정한다. 시험은 재하하중을 증가시켜 말뚝의 총 침하량 50 ~ 76 mm에 도달할 때까지 시험을 계속 수행하여야 하나, ASTM에서는 총침하량이 말뚝 머리의 직경 또는 대각선 길이의 15%에 해당하는 변위가 발생 할 때까지 실험하는 것으로 규정하고 있다.

이 시험방법은 각 하중단계마다 동일한 시간이 유지되도록 실험을 실시하는 급속재하방법(Quick maintained load test)에서 보다 하중-변위 곡선에서 더 신뢰성이 있는 장점이 있다. 이 방법으로 시험을 수행하기 위해서는 일정침하율을 유지하기 위해 지속적으로 유압을 가할 수 있는 특수 전동펌프의 구비가 필수적이며, 또한 하중과 변위를 실시간으로 읽어야 한다.

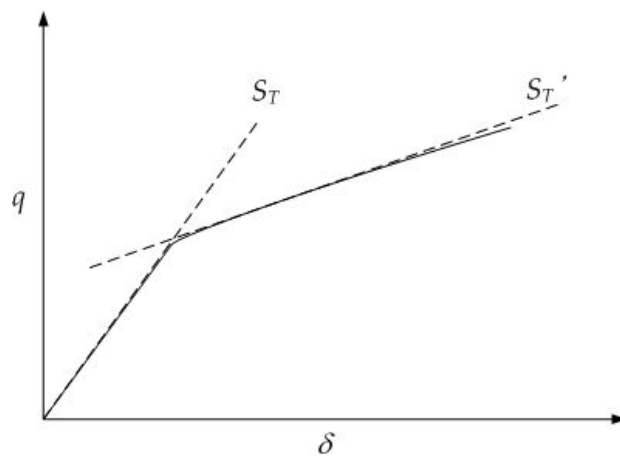
본 연구에서는 여러 조건에서 응력의 특성을 확인하기 위하여 일정 침하율 시험방법을 통하여 실험을 수행하였다. 실험시 1 mm/min의 속도로 변위를 발생하며 시험을 수행하였으며, 변위가 말뚝 직경의 56%(약 25 mm)에 해당하는 변위가 발생할 때까지 하중을 재하하여 실험하였다.

시험에서 측정된 말뚝 선단의 응력( $q$ , tip stress)과 축방향 변위( $\delta$ )를 이용하여 각 시험에 대한 응력-변위 곡선으로 나타낼 수 있었으며, 각 곡선의 기울기를 산정하여 강도, 구속응력비, 수직 및 수평 불연속면에 대한 특성을

분석하였다. 시험에 대한 응력-변위 발생에 대한 모식도와 이를 통한 응력-변위 곡선 및 기울기에 대한 정의는 Figure 3.10에 나타나 있다.



(a) Stress( $q$ ) and axial displacement( $\delta$ ) for scaled model test



(b) Slope ( $S_T$ ) at  $q$ - $\delta$  curve

Figure 3.10 Analytical method of  $q$ - $\delta$  curve on downscaled model test

### 3.4.2 축소모형실험 종류 및 방법

본 연구를 위해서 시료 종류의 선정 및 실험방법의 정확성을 높이기 위해서 다양한 실험을 수행하였으며, 실험에서 사용했던 시험편(block)의 개수와 실험 조건은 Table 3.5에 나타나 있다.

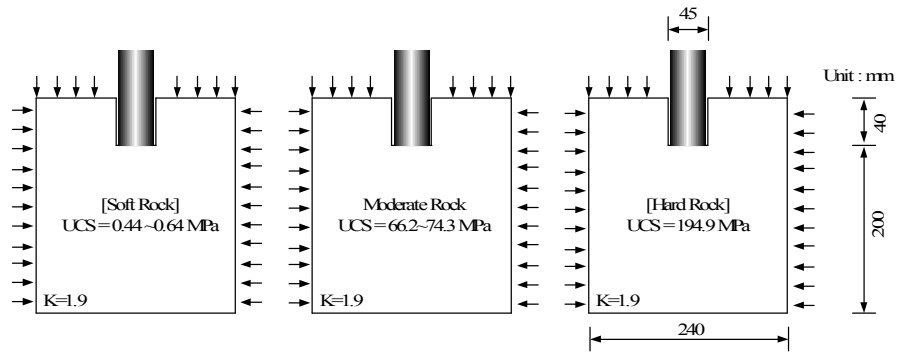
Table 3.5 Test Blocks

Test Block No.	Testing conditions	Remarks
Block No. 1	UCS: 10.0 MPa with K: 1.0	재료 선정실험
Block No. 2	UCS: 10.0 MPa with K: 1.0	재료 선정실험
Block No. 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	UCS: 1.80, 2.60, 2.80, 7.0, 7.3, 10.1, 11.3 MPa with K: 1.93	반복하중재하실험
Block No. 16 Block No. 17 Block No. 18 Block No. 19	UCS: 2.11 MPa with K: 2.40 UCS: 4.47 MPa with K: 3.30 UCS: 5.87 MPa with K: 6.43 UCS: 1.75 MPa with K: 2.12	사전 준비 실험
Block No. 10, 11, 12, 13, 14, 15	UCS: 0.44, 0.64, 1.47, 1.65, 4.33, 19.64 MPa with K:1.93	Test Scenario: Test #1
Block No. 20, 21, 22	UCS: 0.50 MPa K: 1.0, 1.6, 1.9, 2.6	Test Scenario: Test #2
Block No. 23, 24, 25, 26, 27, 28	UCS: 0.50 MPa with K: 1.0 3 different inclined angle	사전준비 실험
Block No. 29, 30, 31	UCS: 0.50 MPa with K: 1.0 One horizontal discontinuity	Test Scenario: Test #3
Block No. 31, 32, 33	UCS: 0.50 MPa with K: 1.0 horizontal discontinuities	Test Scenario: Test #4
Block No. 34, 35, 36	UCS: 0.50 MPa with K: 1.0 Vertical discontinuities	Test Scenario: Test #5

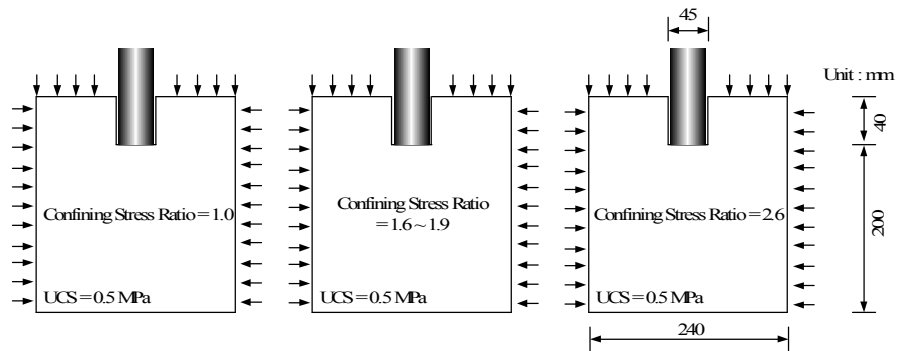
Block No. 1과 2의 실험은 재료의 적정성을 찾는 실험으로서 다이아스톤 (diastone)을 이용하였으며, 모르타르 재료 이외의 다른 재료에 대한 적정성 실험을 수행하였으나 다이아스톤의 경우는 원하는 범위의 축소율이 적용된 낮은 강도의 시료를 제작하는 것이 매우 어려웠고, 하중 재하 실험에서도 급격한 취성파괴가 발생하였으며, 응력-변위의 관계를 정확히 확인 할 수 없어서 시험체로서 사용이 다소 어려울 것으로 판단되어, 축소모형실험은 모르타르 재료를 이용하여 실험을 수행하였다. Block No. 3~9의 경우는 반복 하중 재하법으로 실험을 수행하여, 반복 하중 재하에 따른 잔류변위를 측정하였다. 그러나, 본 연구에서는 선단에서의 응력-변위의 관계를 통하여 선단 지지력을 산정하는데 주된 목적을 두고 있기 때문에 일정침하율 실험법으로 수행된 실험결과만을 기술하였다. 또한 구속응력비에 대한 거동을 분석하기 위하여 Block No. 16~19의 실험을 수행하여, 구속응력비에 대한 거동을 사전에 확인하였다. Block No. 23~28은 경사진 불연속면이 있는 시험편에 대한 사전 실험을 수행하여, 불연속면에 대한 영향을 유추할 수 있게 하였다. 본 연구에서 암반에 근접되어 있는 말뚝의 여러 조건 중에서 강도, 불연속면의 위치와 방향, 지중 구속압에 따른 영향에 거동 특성을 분석하는 것이 주된 목적이기 때문에 이에 따라 본 논문에는 5개 서로 다른 목적을 가진 시험편에 대해서만 기술코자 한다. 상세한 실험 조건은 Table 3.6과 같으며, 제작된 시험편의 특징은 Figure 3.11에 나타나 있다.

Table 3.6 Test conditions

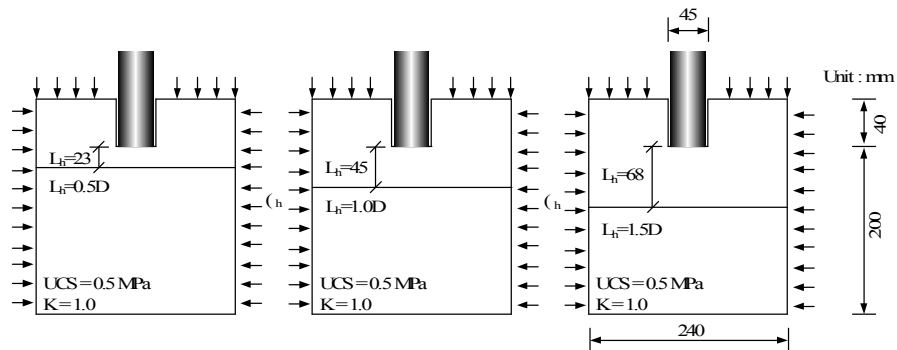
No.	UCS (MPa)	Confined stress ratio, $K$	Discontinuities
Test #1	0.44 ~ 4.33	1.93	None
Test #2	0.50	1.0 ~ 2.6	None
Test #3	0.50	1.0	One horizontal discontinuity
Test #4	0.50	1.0	Horizontal discontinuities
Test #5	0.50	1.0	Vertical discontinuities



a) Test #1: Different strengths of the specimen

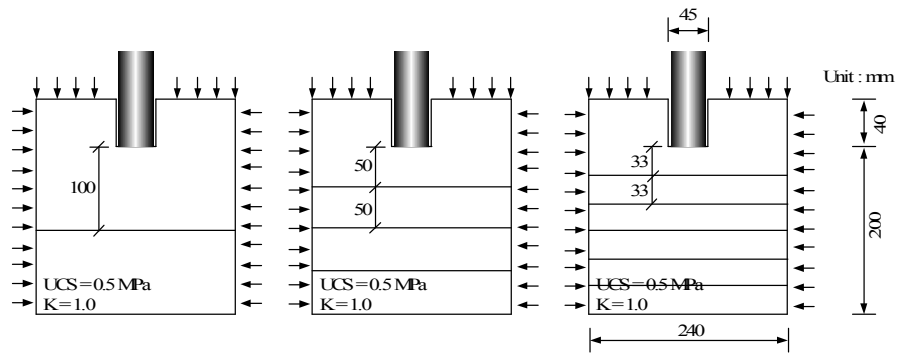


b) Test #2: Different confined stress conditions with the same uniaxial compressive strength

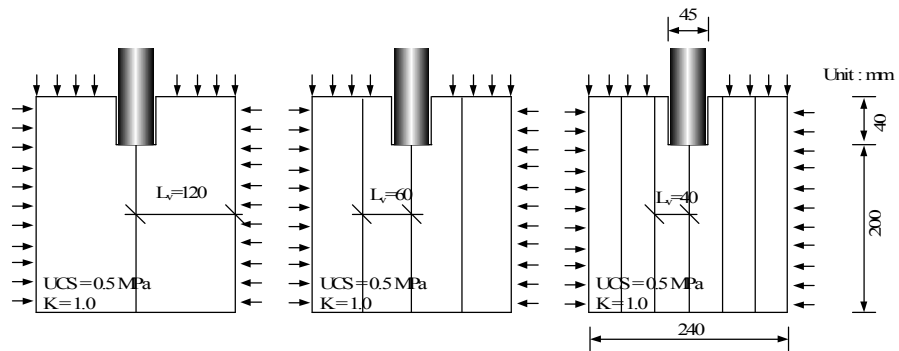


c) Test #3: Effect of distance of discontinuity from the end of the shaft

Figure 3.11 Scaled model test scenarios



d) Test #4: Effect of number of horizontal discontinuities



e) Test #5: Effect of number of vertical discontinuities

Fig 3.11 Model test scenarios (Continued)

### 3.4.3 시험편의 구속응력비 적용 범위

현장타설말뚝은 상부 구조물에 대하여 충분히 지지를 할 수 있도록 지중의 견고한 암반에 근입하게 되어 말뚝이 근입되어 있는 부분에는 토질 및 지형에 따른 측압 및 상재하중의 영향을 받게 되는데 이러한 하중들은 말뚝의 거동에 영향을 주게 된다.

배성호 (2005)는 국내의 다양한 지역에서 수행된 초기지압측정 자료를 이용하여 최대 수평응력(0.90 MPa ~ 21.13 MPa)과 최소수평응력(0.55 MPa ~ 11.51 MPa)을 제시하였다. 특히 수평응력비는 1.03~1.95의 범위에 있으며, 지표에 가까울수록 1.30 이하의 낮은 범위에 집중되며 심도가 증가 할수록 점차 넓은 영역에 분산되어 나타난다고 하였다. 심도 50 m 미만 영역에서는 평균 1.22 (1.03~1.78), 심도 50 m ~ 100 m 영역에서는 1.38 (1.05~1.95)의 수평응력 성분비를 나타낸다고 하였으며, 식(3.9)과 식(3.10)과 같다.

$$\frac{18}{z}(m) + 0.15 < K_{avg} < \frac{190}{z}(m) + 1.55 \quad (z < 310m) \quad (3.9)$$

$$\frac{15}{z}(m) + 0.50 < K_H < \frac{260}{z}(m) + 2.10 \quad (z < 310m) \quad (3.10)$$

여기서,  $K_{avg}$ 는 평균 수평 응력비를 말하며,  $z$ 는 심도이고,  $K_H$ 는 최대수평 응력비를 말한다.

국내외 현장타설말뚝은 수m에서 100m이내의 깊이까지 다양하게 시공되고 있다. 따라서 말뚝의 시공되어 있는 지중 상태의 구속압을 모사하기 위하여 수평과 수직응력의 비인 구속응력비(Confining stress ratio)를 1.0~2.6 까지 가하여 시험을 수행하였다.



### 3.5 축소모형실험 결과

#### 3.5.1 강도 변화에 따른 거동 특성: Test #1

지반의 강도는 말뚝의 지지특성에 매우 중요한 인자이며, 말뚝이 근입되어 있는 선단부의 강도 변화에 따른 선단지지력 및 변위 특성을 확인하기 위하여 불연속면이 없는 시험편에 일축압축강도를 다르게 하여 하중 재하 실험을 수행하였다.

실험에 사용된 모르타르 시험편의 강도는 Table 3.7에 나타나 있으며, 시험편의 강도는 차원해석에 의해서 계산되어진 축소율을 고려하여 모르타르의 배합비를 고정하고 양생 시간을 조절하여 제작하였다. Test #1의 실험에서는 동일한 구속조건을 갖도록 하기 위해서 구속응력비는 1.93로 적용하였으며, 이는 말뚝이 매우 견고한 지반에 근입된 상태인 것을 가정하여 나타낸 것으로 실험 중에는 수평응력이 일정하게 유지되도록 하였다.

Table 3.7 Uniaxial Compressive Strength of Test Blocks

Trial No.	UCS (MPa)	Remarks
1	0.44	Weak rock
2	0.64	Weak rock
3	1.47	Moderate rock
4	1.65	Hard rock
5	4.33	Ver hard rock

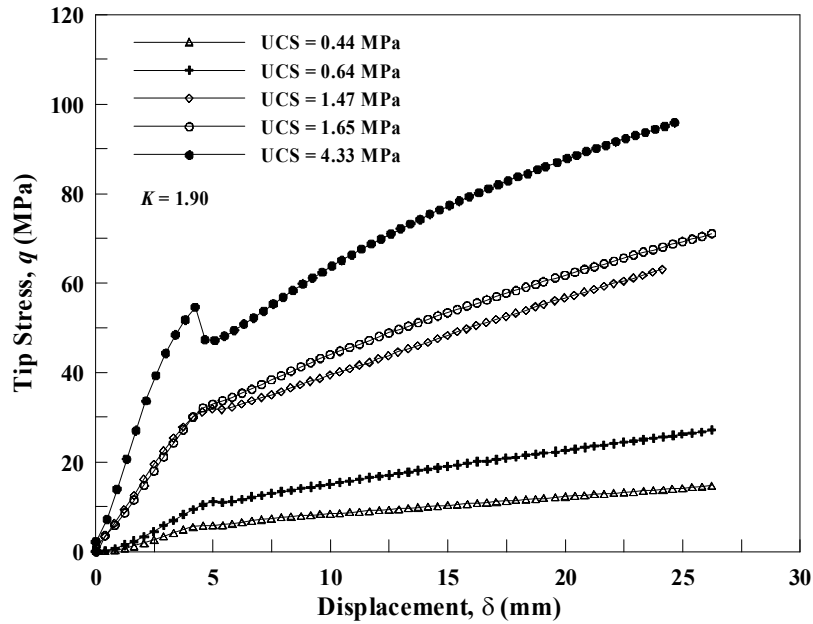


Figure 3.12 Stress and displacement curve: Test #1

Figure 3.12는 Test #1의 말뚝 선단부에서 측정된 응력-변위 곡선을 보여주고 있다. 그림에서 보는 것과 같이 시험편의 강도가 증가할수록 변곡점 이전에는 응력과 변위는 선형적인 증가를 보였으며, 변곡점 이후에는 응력-변위 곡선의 기울기가 급격하게 감소되어 지지력의 증가상태가 초기의 증가상태에 비하여 작아지는 것을 볼 수 있었다.

Figure 3.13는 응력-변위 곡선의 접선으로 나타내는 시험편의 강성, 즉 기울기( $S_t = q/\delta$ )와 시험편 강도의 관계를 나타내는 그래프로서, 시험편의 강도가 클수록 기울기의 크기가 선형적으로 증가하는 것을 볼 수 있었다. 특히 변곡점 이후의 응력-변위 곡선의 기울기는 변곡점 이전의 기울기에 비하여 작은 값을 갖고 있으나 강도가 커질수록 기울기의 크기가 커지는 것을 볼 수 있었다.

말뚝 선단에서 응력-변위 곡선의 특성을 나타내는 하중전이함수는 2장의

Castelli (1992)가 제안한 Figure 2.19의 형태와 같은 쌍곡선 형태의 식과 대체로 유사한 개형을 보이고 있었다. 다만, Castelli (1992)의 쌍곡선 형태의 하중전이함수는 응력-변위 곡선에서 변위가 지속적으로 발생하게 되면, 선단 지지력은 극한값인  $q_{\max}$  값에 접근하는 것을 제안하였으나, Test #1의 곡선은 특정한 지점에 접근되지 않고 지속적으로 기울기가 증가하는 경향을 보이고 있었다. 이는 말뚝 선단부가 극한상태에 도달하게 되면 지지력의 증가 없이 변위만 발생한다라는 기존에 이론과 다소 다른 패턴의 거동을 보이고 있었으며, 이러한 이유로는 선단부에 균열이 발생했을 때에도 선단부 주변으로 지속적으로 일정하게 수직 및 수평응력이 가해지고 있었기 때문으로 판단된다.

회귀분석을 이용하여 변곡점 이전과 이후의 응력-변위 곡선의 기울기와 강도에 대한 관계식을 확인하였으며, 기울기-강도의 관계식에서 변곡점 이전에는 식(3.11)과 같으며, 변곡점 이후에는 식(3.12)과 같이 나타낼 수 있었다.

$$S_{t1} = q/\delta = 4.1\sigma_c \quad (\delta < \delta_i) \quad (3.11)$$




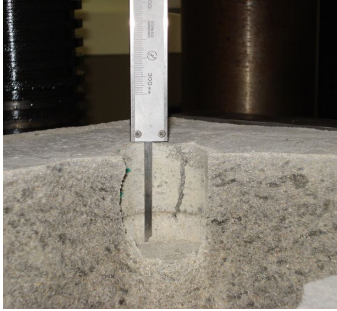
$$S'_{t1} = q/\delta = 0.7\sigma_c \quad (\delta > \delta_i) \quad (3.12)$$

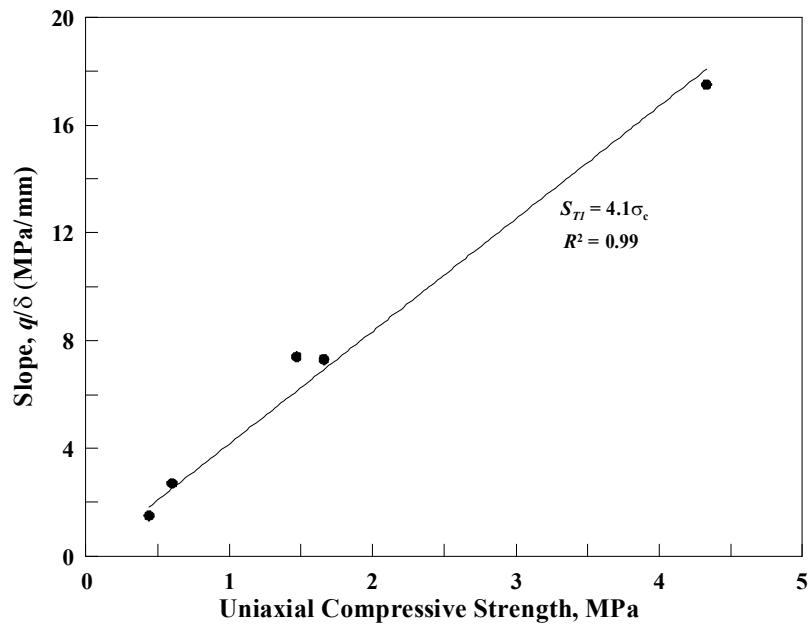
여기서,  $S_{t1}$ 은 변곡점 이전의 응력-변위의 기울기를 나타내고 있으며,  $S'_{t1}$ 은 변곡점 이후에서의 기울기를 나타내고 있다. 또한  $q$ 와  $\delta$ 는 응력과 변위이고,  $\delta_i$ 는 변곡점에서의 변위를 나타내고 있다.

무결한 시험편을 이용한 Test #1에서 발생하는 균열 과정은 상부의 수직 하중과 수평하중을 가압하는 강철판과 실험틀 때문에 관찰할 수 없었으나, 실험 후 발생한 균열에 대한 사진은 Table 3.8에 나타나 있다. 상부 시험편의 표면은 그림에서 보는 것과 같이 서로 다른 세 방향으로 발생되어져 있

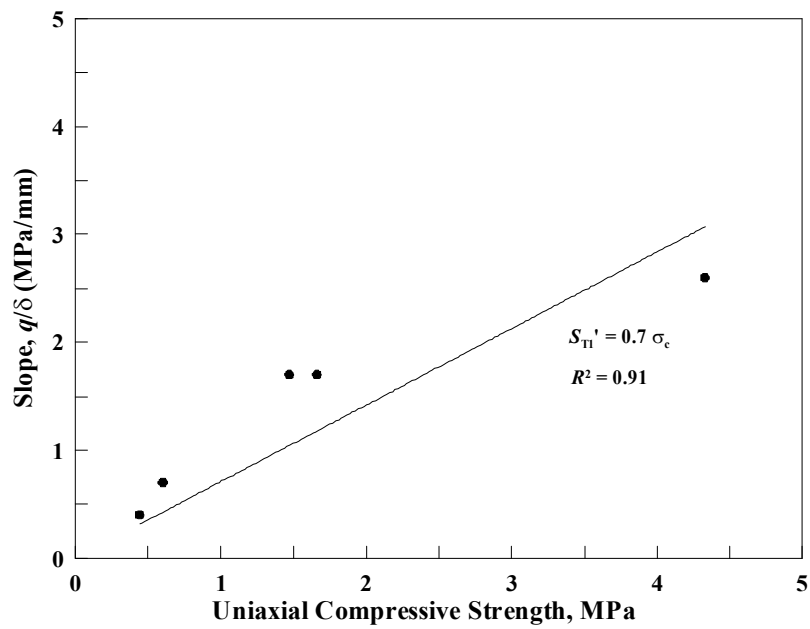
었으며 하중이 가해진 말뚝 선단은 하중기에 의해서 가해진 변위 만큼의 침하가 발생한 것을 볼 수 있었다. 또한 갈라진 불연속면에는 굽힘과 같은 상대적인 변위는 관찰되지 않았다.

Table 3.8 Failure characteristics of Test #1

Crack pattern on the top surface	Crack pattern on the side walls
	
(a) Characteristics of crack propagation	
	
(b) Failure pattern at the end of the shaft	



(a) Correlation between strength and slope( $q/\delta$ ) before yielding point



(b) Correlation between strength and slope( $q/\delta$ ) after yielding point

Figure 3.13 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #1

### 3.5.2 구속응력비의 변화에 따른 거동 특성: Test #2

Test #2는 말뚝 근입부의 구속상태 변화에 따른 선단부 지지 거동을 확인하기 위한 시험으로서, 시험편은 불연속면이 없는 상태로써 강도를 0.5 MPa로 일정하게 제작하였다. 국내초기지압의 특성상 100 m 이내에서 작용하는 구속응력비( $K$ )는 다양한 값을 가질 수 있으나 본 연구에서는  $K$ 값을 1.0 ~ 2.6의 범위에서만 실험을 수행하였다. 실험에서 구속응력비(confining stress ratio)를 제어하는 방식으로는 수직 응력( $\sigma_v$ )을 고정시키고, 수평 응력( $\sigma_h$ )은 Servo Control이 가능한 유압펌프에 의하여 자동 제어하는 방식으로 구속응력을 조절되었다.

Figure 3.14는 Test #2의 응력-변위 곡선을 나타낸 것으로 그래프에서 보는 것과 같이 구속응력비가 클수록 말뚝 선단에서 발생하는 지지력이 커지며, 곡선의 기울기도 커지는 것을 볼 수 있었다. 또한 변곡점 이후의 곡선에서도 구속응력비의 크기가 클수록 기울기가 커지는 것으로 나타났다.

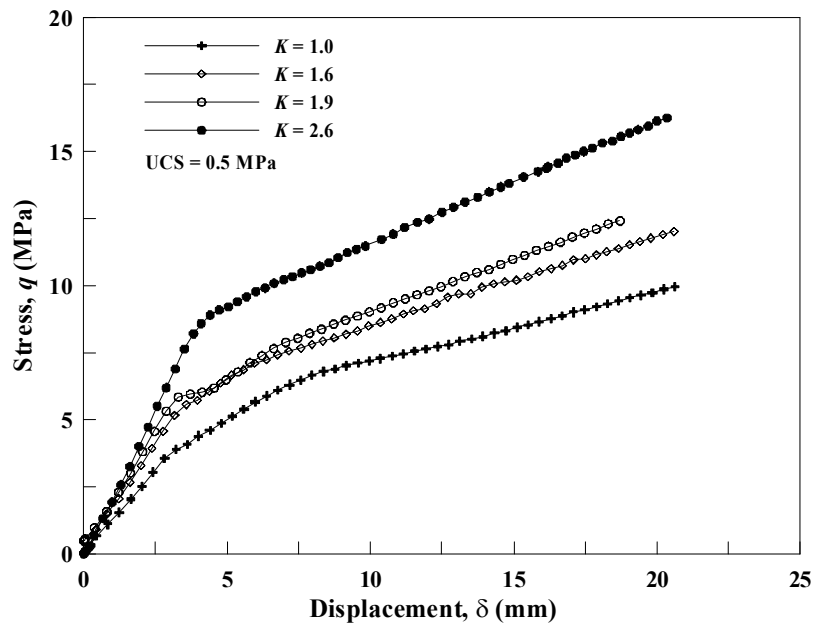


Figure 3.14 Stress and displacement curve: Test #2

Test #2의 응력-변위 곡선은 일정한 하중이 가해져 말뚝 선단부의 지반이 한계상태에 이르게 되면 지지력의 증가 없이 변위만 발생한다고 제안한 Castelli (1992)의 쌍곡선 형태의 하중전이함수와는 다른 형태를 보여주고 있다. 즉 구속응력비에 대한 시험편 실험에서는 변곡점 이후에 변위가 지속적으로 발생하더라도 응력이 감소하거나 소성상태로 되는 것이 아니고, 지속적으로 응력이 증가 하는 것을 볼 수 있으며, 변곡점 이전과 이후에 지지력이 증가하는 경향은 Test #1의 실험 결과와 유사하게 나타난 것을 볼 수 있다. 기존의 하중전이 함수와 차이가 발생하는 것은 기존의 연구에서는 하중전이 함수에서는 지중구속압에 대한 영향이 고려되지 않고, 지반의 변형계수와 암석의 일축압축강도만을 이용하였기 때문으로 판단되어 진다.

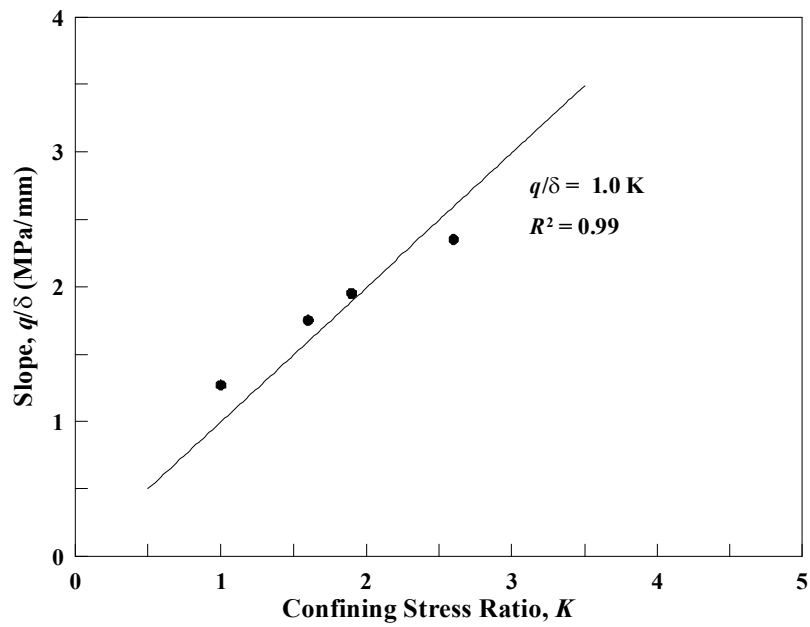
Figure 3.15의 응력-변위 곡선에서의 기울기는 구속응력비( $K$ )에 대하여 선형적인 비례 관계가 있는 것을 확인하였다. Test #2의 기울기 특성은 Test #1과 같이 변곡점 이전과 이후의 특성으로 구분할 수 있으며, 변곡점이 발생하기 전의 응력-변위 곡선에서 기울기는 식(3.13)과 같이 나타낼 수 있으며, 변곡점 이후의 기울기는 식(3.14)와 같다.

$$S_{t2} = q/\delta = 1.0K \quad (\delta > \delta_i) \quad (3.13)$$

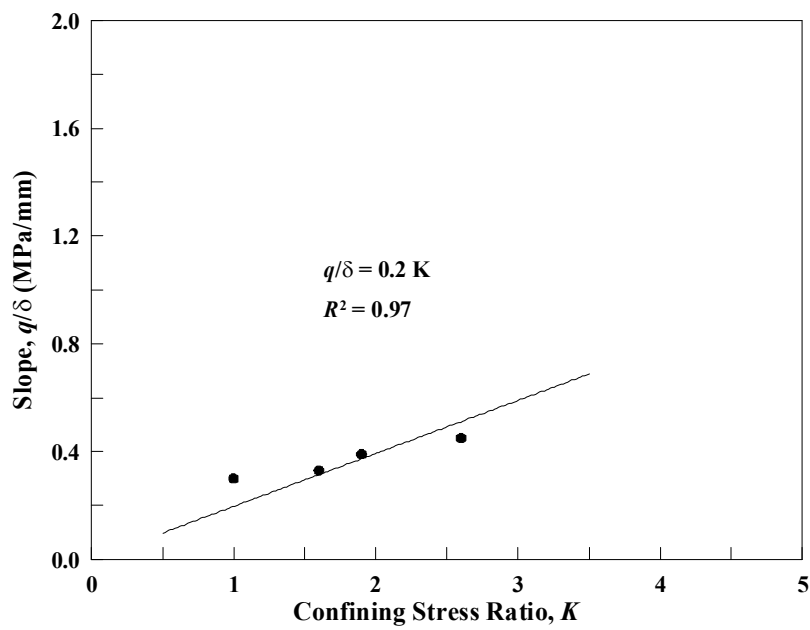
$$S'_{t2} = q/\delta = 0.2K \quad (\delta < \delta_i) \quad (3.14)$$

여기서,  $K$ 는 수평응력과 수직응력의 비( $=\sigma_h/\sigma_v$ )를 나타내고 있다. 식에서 보는 것과 같이 변곡점 이전에는 구속응력비에 비례하여 선형적인 증가되는 상태가 되며, 변곡점 이후에는 응력-변위 곡선의 초기 기울기에 비하여 작은 값을 가지나 구속응력비에 따라서 지속적으로 선형적인 증가가 되는 것을 볼 수가 있었다.

Test #2의 시험결과에서 보는 것과 같이 말뚝이 근입된 암반부의 구속상태는 말뚝의 지지력과 변위특성에 매우 영향을 주고 있으나, 현재 말뚝의 지지력 및 하중전이 함수를 통한 응력-변위 곡선을 예측하는 것에는 이러한 구속 상태에 대한 고려가 전혀 없는 실정이다.



(a) Correlation between confining stress ratio and slope before yielding point



(b) Correlation between confining stress ratio and slope after yielding point

Figure 3.15 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #2



### 3.5.3 단일한 수평 불연속면의 위치에 따른 거동 특성: Test #3

말뚝 선단에 위치한 단일의 수평한 불연속면 위치에 따른 말뚝 선단부 거동을 분석하기 위하여 말뚝 선단으로부터 불연속면의 거리를 변화시키며 실험을 수행하였으며, 실험에 사용된 시험편의 종류는 Table 3.9과 같다. 시험편의 강도는 0.5 MPa이며, 구속응력비는 1.0으로 유지하였다.

Table 3.9 Spacing of horizontal discontinuity from the end of shaft

Trial No.	Distance from pile( $L_v$ ), mm	$L_v/D$
1	23	0.5
2	45	1.0
3	68	1.5
4	100	2.2

Figure 3.16은 Test #3의 실험 결과를 나타낸 것으로 불연속면이 존재하는 시험편의 결과는 불연속면이 없는 시험편의 경우에 비하여 동일한 변위에 대하여 응력이 작게 발생하고 있었다. 이는 말뚝 선단에 불연속면이 존재하게 되면 무결한 상태의 지반에 비하여 지지력이 감소되는 것으로 볼 수 있다. 말뚝 선단과 불연속면 사이의 거리( $L_v$ )와 말뚝 직경( $D$ )의 비( $L_v/D$ )가 0.5인 경우에는 직경 크기의 5%인 2.5 mm의 변위가 발생한 이후 지지력은 더 이상 발현되지 않았으나  $L_v/D$ 가 1.0 이상인 시험편의 경우는 변곡점 이전에는 무결한 시험편의 결과에 비하여 기울기는 작으나 변곡점 이후에는  $L_h/D$ 값의 크기와 관계없이 대체로 유사한 응력-변위의 관계를 나타내는 것을 볼 수 있었다. 특히 이때의 응력-변위 곡선의 기울기는 불연속면이 없는 시험편의 기울기와 유사한 것으로 나타났으며, 지지력의 지속적으로 증가하는 형태를 나타내고 있었다.

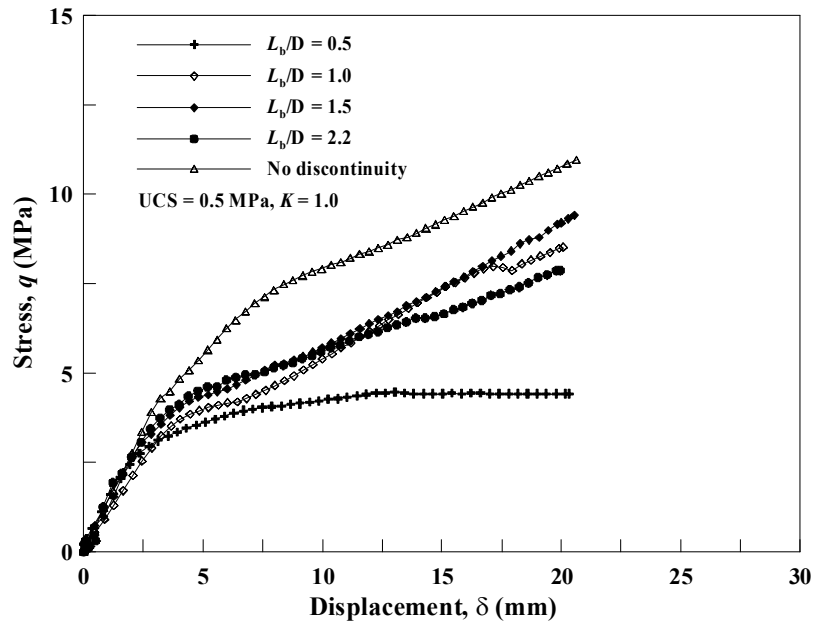


Figure 3.16 Correlation between Stress and displacement at Test #3

Figure 3.17은  $L_v/D$ 가 0.5인 시험편의 실험 후의 불연속면에 나타난 파괴 형상을 나타낸 것으로 말뚝 선단의 모르타르가 완전히 파괴가 되었고 불연속면 상부의 시험편은 천공되어 있는 것을 볼 수 있었다. 이러한 파괴 유형은 국부전단파괴(local shear failure) 형태를 갖고 있으며, 말뚝 하부에 연약한 지층이 존재할 때 응력이 주변으로 전이되기 전에 약한 지반이 부분적으로 파괴되는 현상을 말하며, 말뚝과 불연속면 간의 거리가 좁고 시료의 강도가 약하기 때문에 발생한 파괴형태로 볼 수 있다. 불연속면의 하부의 시험편은 상부의 시험편과 달리 말뚝 선단부를 중심으로 방사형 균열이 발생한 것을 볼 수 있었으며, 시험편의 외부보다는 말뚝 선단부에서 많은 변위가 발생하여 나타는 균열로 보여진다. 이러한 실험결과를 볼때 말뚝 선단과 근접하여 불연속면이 근접하게 되면 변위가 많이 발생하고 지지력도 작아지기 때문에 실제 현장에서 사용되는 말뚝의 선단지지력을 설계할 때에는 암석의 강도 이외에도 선단부의 불연속면의 위치를 조사하여 이를 고려해야 할 것이다.

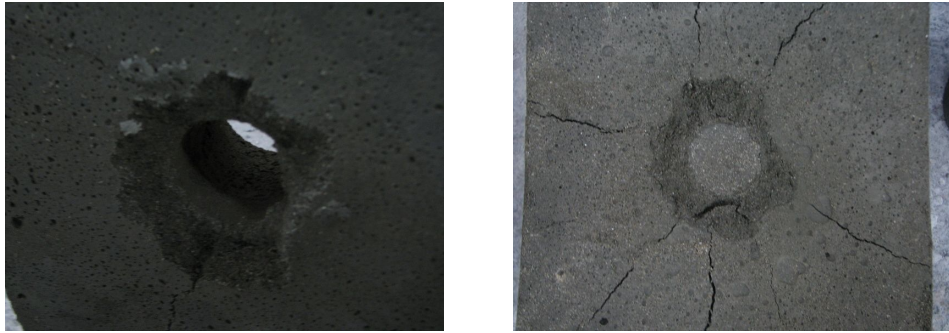
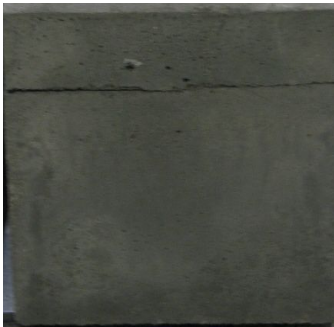
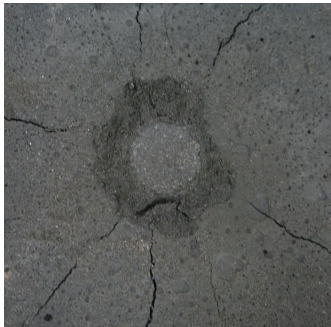




Figure 3.17 Failure on the end of shaft

Table 3.10에서  $L_v/D$ 이 1.0인 실험에서 시험편의 측면에 균열이 상하부를 따라 동시에 발생하였으며, 이는 불연속면이 존재하더라도 균열의 확장패턴은 불연속면이 없는 시험편의 연속체 형태의 균열 발생 형태와 유사한 것을 볼 수 있었다.

Table 3.10 Failure characteristics of Test #3

Before testing at the side wall	Before testing at surface/the side wall
	
(a) $L_h/D = 0.5$	
	
(b) $L_h/D = 1.0$	

### 3.5.4 수평 불연속면의 간격에 따른 거동 특성: Test #4

여러 개의 수평한 불연속면이 존재하는 시험편에 대한 선단부의 응력-변위 특성을 확인하기 위하여 0.5 MPa의 강도와 1.0의 구속응력비를 유지하며 하중재하시험을 수행하였다. Test #4는 시험편 제작시 강철판을 이용하여 제작된 1, 3, 5개의 수평방향의 불연속면에 대하여 시험을 수행하였고, 수평 불연속면의 간격과 말뚝 직경의 비율은 Table 3.11에 나타나 있다.

Table 3.11 Ratio of discontinuities spacing to diameter at Test#4

No of Discontinuities	Distance between Discontinuities, $L_v$ (mm)	$L_v/D^{1)}$
1	100	2.22
3	50	1.11
5	33	0.73

주<sup>1)</sup>: 절리면 간격( $L_v$ )과 말뚝 직경( $D$ )의 값의 비

Figure 3.18은 불연속면의 간격에 따른 응력-변형의 곡선으로서 수평 불연속면이 존재하는 실험에서는 불연속면이 없는 시험편의 실험 결과에 비하여 지지력이 감소하는 경향을 보이고 있었으며, 특히 불연속면의 간격이 좁아질수록 지지력이 급격하게 감소하는 것을 볼 수 있었다. 이러한 결과는 말뚝과 불연속면의 거리가 가까울 경우 지지력이 저하되며, 전단파괴가 발생하였던 Test #3의 실험 결과와 유사한 경향을 보이고 있었다. Figure 3.19는 단일 수평 불연속면 존재하는 시험편의 실험인 Test #3과 Test #4의 실험 결과를 동시에 나타낸 것으로서 그림에서 보는 것과 같이 수평 불연속면이 더 많이 존재하는 경우가 선단 지지력이 감소되는 것을 볼 수 있다. 다만,  $L_v/D$ 가 1.0인 경우를 제외한 다른 모든 곡선에서는 변곡점 이후에 응력이 증가하는 것을 볼 수 있었으며, 불연속면의 개수가 적고 말뚝과 거리가 멀리 있는 경우의 기울기가 더 큰 것으로 나타났다.

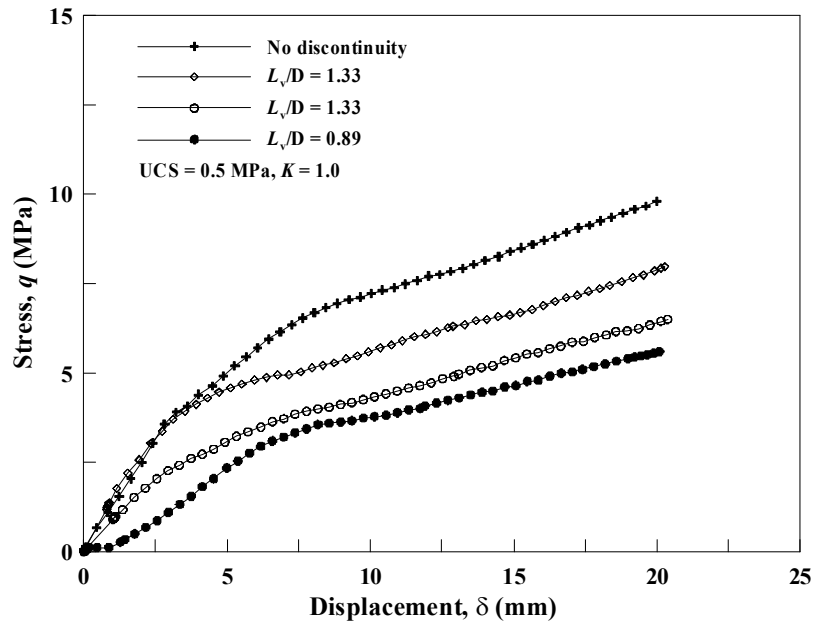


Figure 3.18 Stress and displacement curve: Test #4

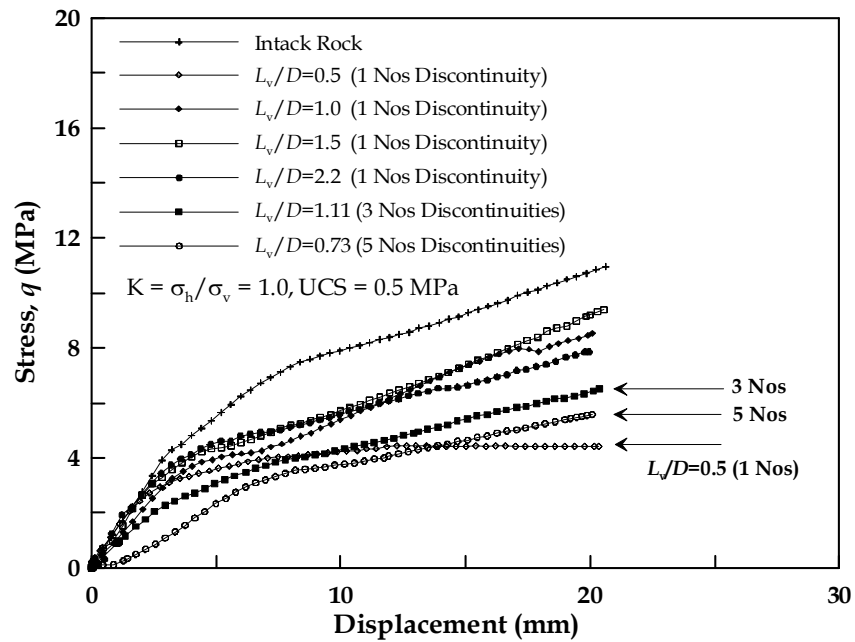


Figure 3.19 Stress and displacement curve: Test #3 and Test #4

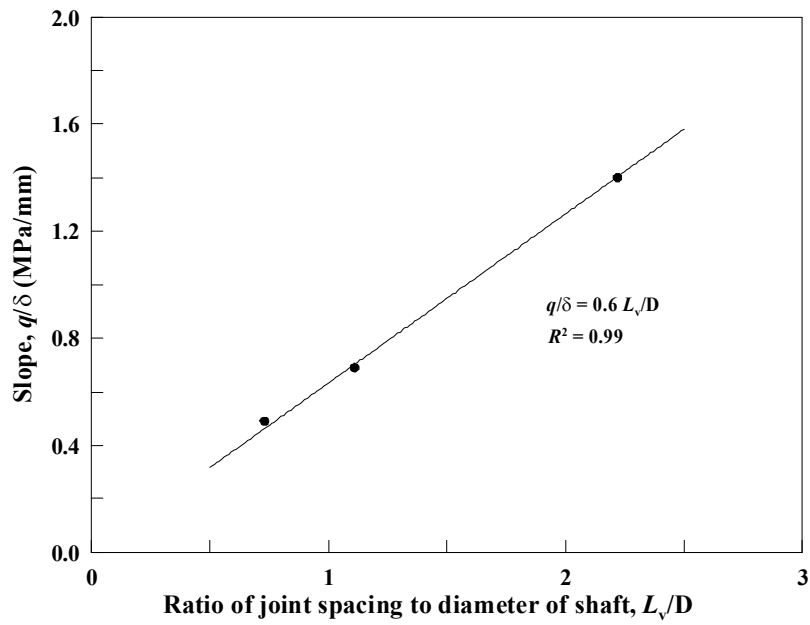
Figure 3.20은 응력-변위 곡선의 변곡점 이전의 기울기와 변곡점 이후의 기울기를 나타낸 것으로 Figure 3.20(a)에서 보는 것과 같이 변곡점 이전에는 말뚝과 불연속면의 간격에 넓을수록 기울기가 커지는 것을 볼 수 있으며, Figure 3.20(b)와 같이 변곡점 이후에는 수평 불연속면의 간격의 크기와 관계없이 기울기가 대체로 유사한 경향을 보이고 있었다.

Figure 3.20의 기울기를 불연속면의 간격과 말뚝의 직경의 비로 타나내게 되면 식(3.15)과 식(3.16)과 같이 나타낼 수 있다.

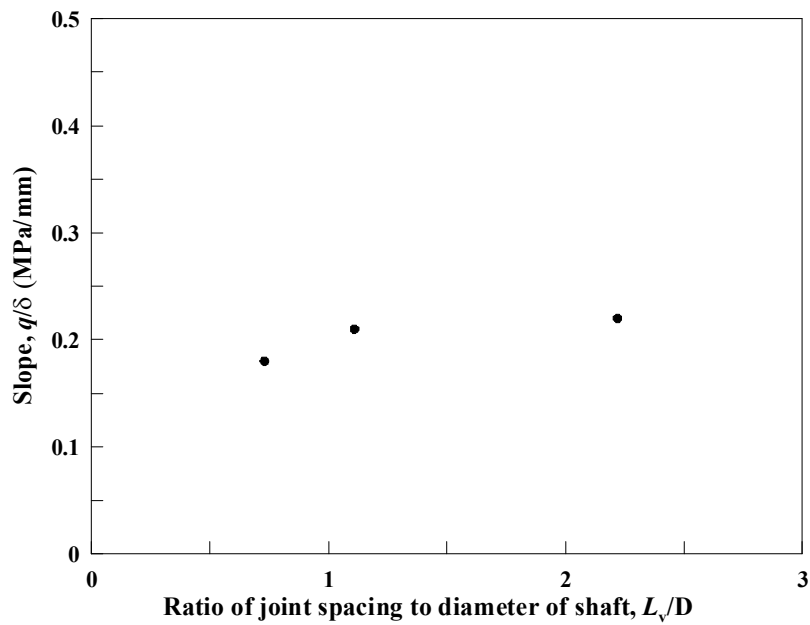
$$S_{t4} = 0.6L_v/D \quad (\delta < \delta_i) \quad (3.15)$$

$$S'_{t4} = 0.2 \quad (\delta < \delta_i) \quad (3.16)$$

여기서,  $L_v$ 는 수평한 불연속면의 간격을 나타내고 있으며,  $D$ 는 말뚝의 직경이다.



(a) Correlation between  $L_v/D$  and slope before yielding point


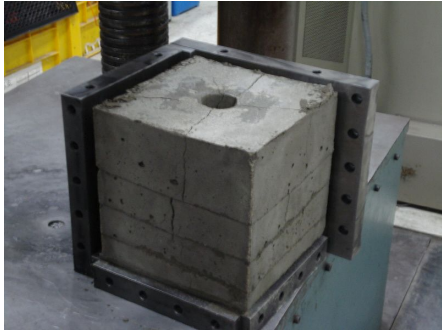




(b) Correlation between  $L_v/D$  and slope after yielding point

Figure 3.20 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #4



Table 3.12 Failure Characteristics of Test #4

Before testing	After testing
	
(a) 3 Nos of horizontal discontinuities	
	
(b) 5 Nos of horizontal discontinuities	

Test #4의 시험편에서 발생된 파괴형상은 Sowers (1976)가 제안한 암반 상태에 따른 기초 저면의 파괴형상으로 설명이 가능한데, 암반 상에 놓여진 기초부에 하중이 가해질때 Figure 3.21과 같이 편칭(Punching), 좌굴(Buckling) 또는 휨(Bending) 등의 파괴가 발생할 수 있다고 하였고, 특히 기초 저면의 암반이 강할수록 파괴의 형태는 취성파괴와 같이 급격하게 파괴가 발생한다고 하였다. Figure 3.21(a)에서와 같이 얇고 강한 암반 하부에 압축성(Compressible)의 연약층이 존재할 경우 편칭 형태의 파괴가 발생하게 되며, Figure 3.21(b)와 같이 하부의 암반층이 소성의 비압축성의 지층일 경우에는 상부의 암반 압축과 인장균열이 동시에 생기며 파괴되는 현상이 발생하며, 암반이 두꺼운 경우는 암반층에 휨에 의한 균열이 발생한다고 하

였다. 그러나 본 실험에서 불연속면의 간격이 좁고, 불연속면의 위치가 말뚝 선단과 가까울수록 Sowers (1976)가 제시한 파괴형태 중에서 Figure 3.21(a)와 같은 펀칭 형태의 파괴가 발생하였으며, 절리의 두께가 두꺼운 경우는 Figure 3.21(c)의 휨에 의한 균열이 발생하는 것을 볼 수 있었다.

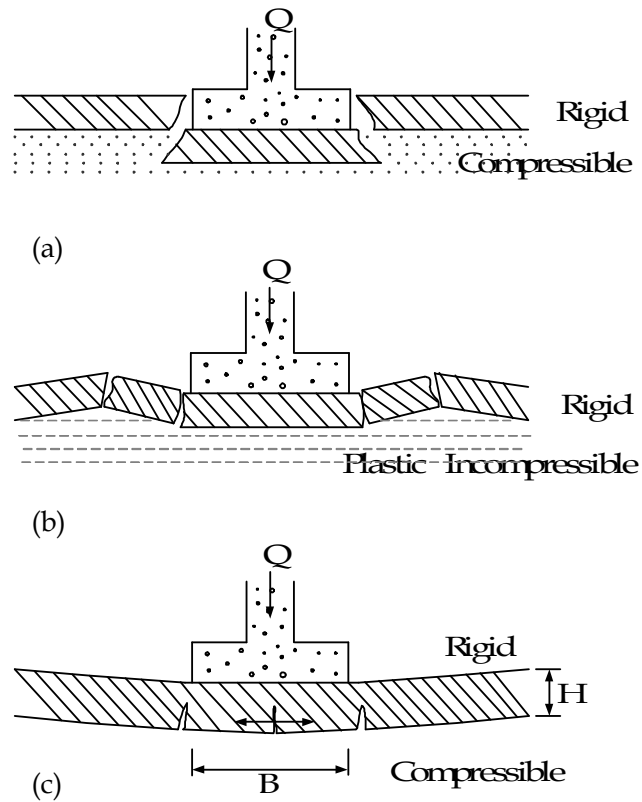


Figure 3.21 Spread footings on layered rock formations with rigid upper layer and weaker lower layer and weaker lower layer: (a) punching failure; (b) buckling failure; and (c) bending failure.

### 3.5.5 수직 불연속면의 간격에 따른 거동 특성: Test #5

수직한 불연속면의 영향에 따른 말뚝 선단부의 응력-변위에 대한 거동에 관해서는 연구된 바가 없으나, 기초판 하부에 놓여진 불연속면의 형상에 따른 파괴 매커니즘을 ASCE (1997)에 의해서 정성적으로 제시된 바가 있다. 2장의 Table 2.3에서 보는 것과 같이 기초 하부에 수직한 불연속면이 존재하는 경우는 불연속면의 간극 상태에 따라 영향을 받게 되는데, 기초판에 너비에 비하여 불연속면의 간격이 좁고 간극이 열려 있는 경우에는 암반은 좌굴형태의 파괴가 발생하며, 간극이 닫혀 있을 경우에는 연속체의 지반에서와 같은 전단파괴가 발생한다고 하였다. 본 연구에서는 수직한 불연속면의 간격은 기초저판의 너비, 즉 말뚝의 직경에 비하여 경우와 작은 경우에 대해서 실험을 수행하였고, 각각의 경우에 대한 말뚝 선단부의 거동 특성을 분석하였다. Figure 3.22는 수직한 불연속면 간격에 따른 선단부의 거동 특성을 나타내는 응력-변위 곡선으로써, 불연속면의 간격이 좁을수록 지지력이 감소되는 것을 볼 수 있으며, 특히 불연속면의 간격이 40 mm (5개의 수직한 불연속면)을 이용한 시험편에는 변곡점 이후에 응력의 증가 없이 변위만이 증가하는 것을 볼 수 있었다. 불연속면의 간격이 60 mm (3개의 수직한 불연속면)인 실험에서도 2.5mm의 변곡점 이후에 응력 증가 없이 변위만이 발생하는 것을 볼 수 있었다. 그러나 불연속면의 간격이 120 mm (1개의 수직한 불연속면)인 경우는 변곡점 이후에도 응력이 지속적으로 증가하는 것을 볼 수 있었다. Figure 3.23에서 보는 것과 같이 변곡점 이전의 응력-변위 곡선에 대한 기울기는 수직 불연속면 간격에 따라 일정한 특성을 가지고 있었으며, 식(3.17)과 같이 나타 낼 수 있었다.

$$S_{t5} = 0.49L_h/D \quad (3.17)$$

여기서,  $L_h$ 는 수직한 불연속면 사이의 수평 간격이며,  $D$ 는 말뚝의 직경이다.

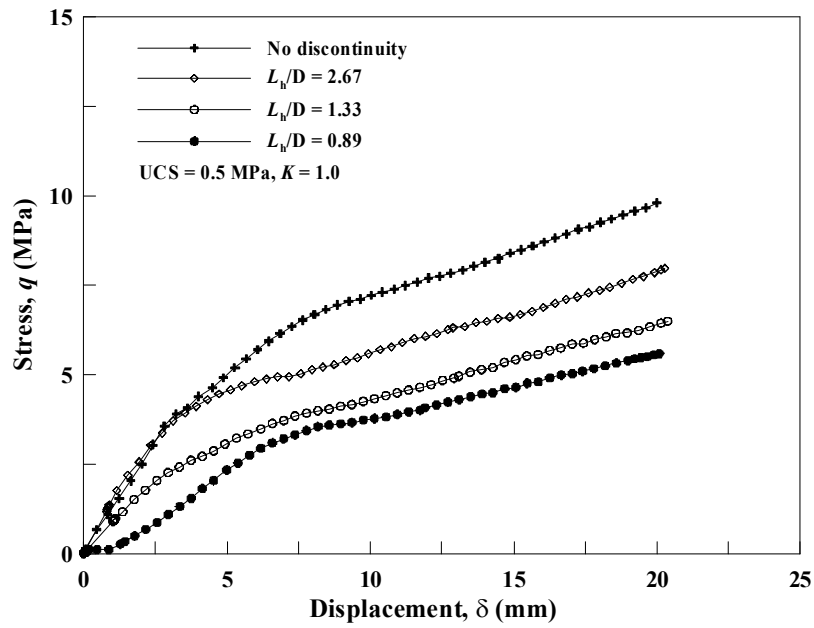


Figure 3.22 Stress and displacement curve: Test #5

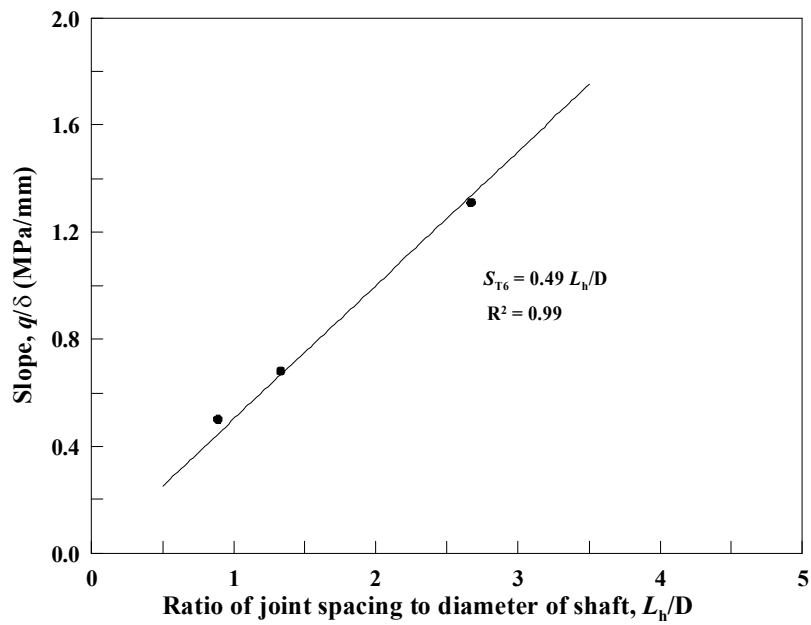


Figure 3.23 Slope( $q/\delta$ ) characteristics: Test #5

Figure 3.24는 닫힌 상태의 수직한 불연속면이 말뚝 선단에 위치할 경우에 대한 시험편의 파괴형태를 보여주는 것으로서 수직한 불연속면의 단면에는 부채꼴 형태의 균열이 발생해 있었다. 이러한 균열 형상은 말뚝의 선단부가 점차 파괴 상태로 진행될 때에 부채꼴 형태의 응력 구근과 균열이 발생한다라는 Johnston and choi (1985)의 연구 결과와 유사한 경향을 보이는 것을 볼 수 있었다. 또한 이러한 경향은 ASCE (1997)의 닫힌 간극에서의 파괴 매커니즘과 유사한 것을 볼 수 있었다.

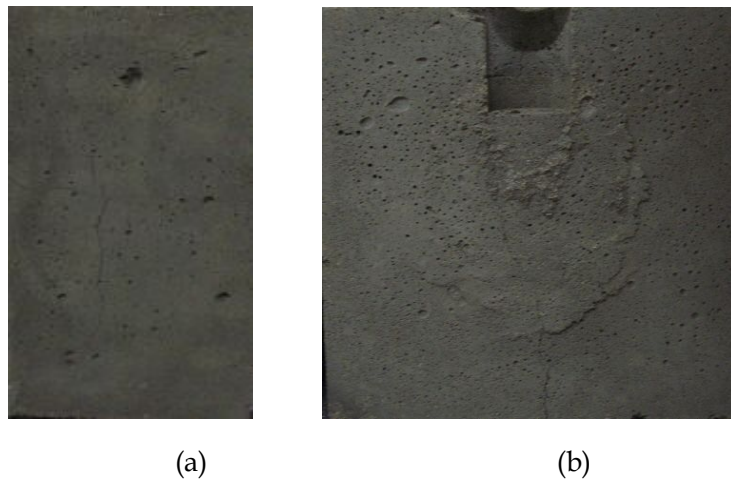




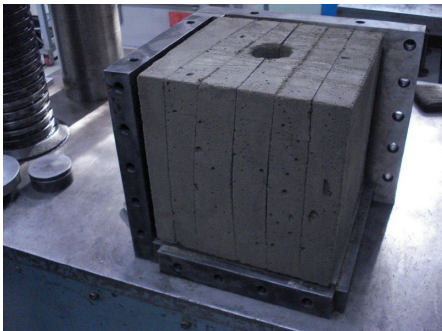



Figure 3.24 Shape of crack at section; (a) crack propagation on the half of specimen (b) crack on the wall surface

Table 3.13은 수직한 불연속면의 개수에 따른 시험편 단면에 나타난 파괴 형상을 보여주고 있다. 표에서 보는 것과 같이 불연속면의 간격이 좁을수록 파괴된 부채꼴 형태의 크기가 작은 것을 볼 수 있었으며, 이는 수직 불연속면에 의해서 응력이 주변으로 전달되지 못하고 좌굴 등의 파괴가 발생한 것으로 볼 수 있다.

Table 3.13 Failure characteristics of Test #5

Before testing	After testing
	
(a) 1 Nos of vertical discontinuity	
	
(b) 3 Nos of vertical discontinuities	
	
(c) 5 Nos of vertical discontinuities	

### 3.5.6 불연속면의 방향에 따른 응력-변위 곡선의 특징 비교

축소모형실험에서는 불연속면의 방향에 따른 응력-변위 곡선의 경향을 확인하기 위하여 수평, 수직 및 경사 ( $\angle=39^\circ$ ) 방향의 불연속면을 시험편에 대한 실험결과를 비교하였다. 서로 다른 세 방향의 불연속면이 포함된 시험편과 불연속면이 없는 시험편에 대한 실험을 비교하기 위하여 시험편의 강도는 0.5 MPa이고, 구속응력비는 1.0인 동일한 상태에서 실험이 수행되었으며, 불연속면의 특징은 Table 3.14에 나타나 있다.

Table 3.14 Characteristics of various discontinuity direction

Direction	Distance between shaft and discontinuity	Remark
39° inclined discontinuity	54 mm	Edge of shaft
Vertical discontinuity	100 mm	bottom of shaft
Horizontal discontinuity	120 mm	bottom of shaft

Figure 3.25에서 보는 것과 같이 실험결과 불연속면의 방향에 따라 지지력 특성 및 변위 특성이 다른 것으로 나타났으며, 응력-변위 곡선의 특징은 변곡점 이전과 이후에 거동이 구분하여 설명할 수 있다.

변곡점 이전의 변위 특성으로서, 2.5 mm의 변위가 발생할 때까지 무결한 시험편과 불연속면이 포함된 시험편의 응력-변위 곡선이 매우 유사한 것을 볼 수 있다. 특히 경사진 불연속면의 경우는 7.0 mm( $=1.6D$ )의 변위가 발생할 때까지 응력-변위 곡선은 무결한 시험편의 결과와 유사한 것을 볼 수가 있었다. 수직과 수평 불연속면이 있는 시험편의 경우는 두 개의 응력-변위 곡선은 거의 동일한 경향을 보이고 있었으며 2.5 mm의 변위가 발생한 이후에 무결한 시험편에 비하여 응력이 감소되는 것을 볼 수 있었다.

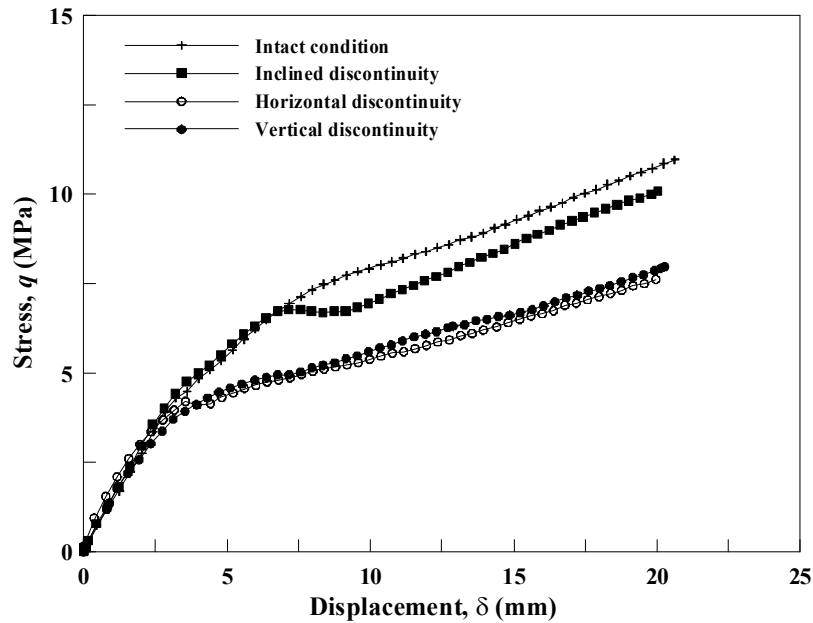


Figure 3.25 Comparing to stress-displacement curves (vertical, horizontal, and diagonal discontinuity)

변곡점 이후의 변위 특성으로서, 경사진 불연속면의 시험편은 7.0 mm의 변위 이후에 응력이 갑작스럽게 떨어지는 현상이 발생하였으나 곧바로 응력이 회복되어 기울기가 증가하는 것으로 나타났다. 수직, 수평한 불연속면이 포함된 시험편의 경우는 변곡점 이후에 지지력이 작아졌으나, 지속적으로 증가하는 형태로 나타났으며, 기울기의 크기는 불연속면이 없는 시험편과 유사한 것으로 나타났다. 이러한 결과를 볼때, 불연속면의 개수가 적은 시험편의 실험에서는 변곡점 이전에는 무결한 시험편의 실험에 비하여 지지되는 응력이 작으나, 변곡점 이후에는 불연속면이 완전히 폐합되어 불연속면이 없는 시험편과 같이 연속체적인 거동을 하는 것으로 볼 수 있었다.



### 3.6 축소모형실험의 결과를 이용한 선단지지력 분석

말뚝의 지지력은 말뚝 선단의 침하량과 연관이 되어 있으므로 말뚝의 특정한 침하량을 규정하여 이에 대응하는 하중을 극한 하중으로 결정한다면, 명확하고 단순한 특징을 가지게 되어 분석의 오류가 발생하지 않는다. 극하하중에 대응하는 말뚝 침하량의 규정은 각 나라, 기관 및 연구자에 따라 다르며 일본 토질공학회, 영국기초공업 규격, 스웨덴 표준과 Tomlinson (1997) 등은 말뚝 직경의 10%에 해당하는 침하가 일어나는 하중을 극한하중 또는 파괴 하중이라 하였으며, Touma and Reese (1974)의 제안치와 네덜란드 및 New York 시 기준은 말뚝의 직경에 관계없이 말뚝의 전침하량이 25.4mm (=1 inch)의 침하가 발생하였을 때의 하중을 극한하중으로 정하고 있다. DeBeer (1965)는 말뚝의 타입에 따라 기준을 달리 적용하였으며, 타입항타의 경우 말뚝 직경의 10%, 현장타설말뚝은 직경의 30% 침하를 기준으로 할 것을 제안하였다.

#### 3.6.1 시험편의 강도와 선단지지력의 관계

본 연구에서 시험편의 강도와 선단지지력의 관계를 확인하기 위하여 말뚝 직경에 대하여 10%(0.1D) 및 30%(0.3D)의 변위 해당하는 4.5 mm 및 13.5 mm에 대응하는 응력을 극한하중으로 정의하여 선단지지력을 구하였다. 일반적으로 현장타설말뚝의 경우 극한 지지력을 산정할 때 30%(0.3D)의 기준은 과도한 변위에 대한 기준이라고 하여 적용 사례가 많지 않으나, 본 연구에서는 최종 변위를 직경의 56%까지 발생하였고, 0.1D방법과 비교의 목적으로 0.3D의 기준을 포함시켜 적용하였다.

강도와 선단지지력의 관계는 Figure 3.26에 나타나 있고 식(3.18) 및 식(3.19)와 같이 나타낼 수 있으며, 암석의 강도와 말뚝의 선단지지력은 비선

형적인 관계를 가지고 있었다.

0.1D Method :

$$q_{\max} = 3.6(\sigma_c)^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (3.18)$$

0.3D Method :

$$q_{\max} = 5.1(\sigma_c)^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (3.19)$$

여기서,  $\sigma_c$ 는 모형실험을 수행하기 위하여 실제 대상이 되었던 암석의 일축 압축강도를 나타내고 있으며,  $q_{\max}$ 는 단위면적당 최대 선단지지력을 나타내고 있다. 식(3.18)과 식(3.19)에서 보는 것과 같이 0.1D와 0.3D의 기준을 적용한 두 가지의 경우 모두 암석의 강도에 비하여 비선형적인 거동을 하고 있는 것을 볼 수 있었으며, 0.3D 방법을 적용할 경우 0.1D 방법에 비하여 1.4 배 큰 것으로 나타났다.

Figure 3.27은 국내 설계에 많이 사용되는 선단지지력 예측식과 비교를 나타낸 것으로 암석의 일축압축강도와 선단지지력이 선형적인 관계가 있다고 제시한 Rowe and Armitage (1987)의 제안식과는 많은 차이가 나는 것을 볼 수 있었으며, 암석의 강도와 선단지지력을 관계를 비선형적인 관계로 제시하였던 Zhang and Einstein (1998)의 제안식과는 유사한 경향을 보이고 있었다.

축소모형실험에서 사용된 시료와 기존의 연구식에서 적용된 지반 조건 및 실험 조건이 다르기 때문에 본 연구와 기존의 연구의 선단지지력의 정량적인 비교는 어려울 것으로 판단되나, 축소모형실험에서 강도에 따른 선단지지력의 변화 패턴을 확인하는데는 도움이 될 것이라 보여진다.

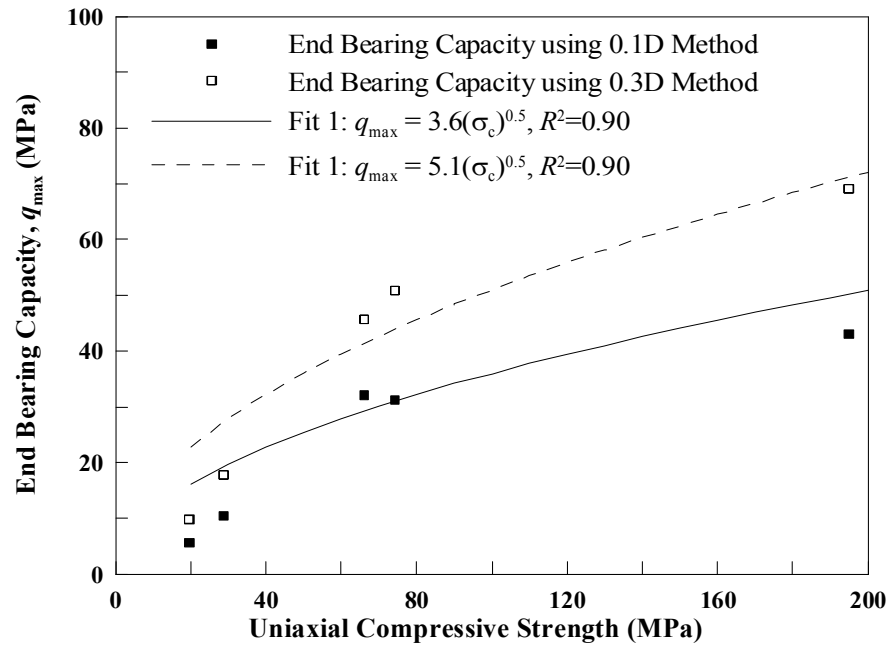


Figure 3.26 Correlation between UCS and the end bearing capacity

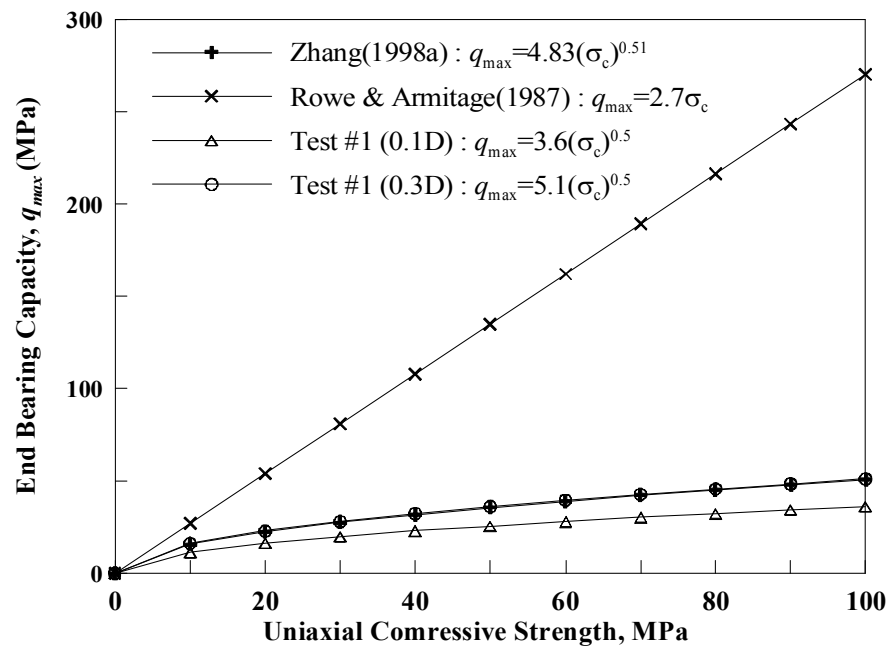


Figure 3.27 Comparison to equations of end bearing capacity

### 3.6.2 구속응력비와 선단지지력의 관계

구속응력비( $K$ )를 고려한 실험인 Test #2의 응력-변위 곡선에서 볼 수 있듯이 구속응력비가 클수록 지지력이 증가하는 경향을 나타냈다. Figure 3.28은 구속응력비와 선단지지력의 관계를 나타낸 것으로 선형적인 관계가 있는 것을 볼 수 있었다. 즉,  $q_{\max}/K$ 가 3.6인 것을 Test #1의 강도에 대한 선단지지력의 관계식인 (3.19)에 넣어서 정리하면, 구속응력비와 강도를 포함한 단위면적당 최대 선단지지력의 예측식을 나타낼 수 있으며, 식(3.20)과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_{\max} = 1.9K(\sigma_c)^{0.5} \quad (\text{MPa}) \quad (3.20)$$

여기서,  $K$ 는 구속응력비( $=\sigma_h/\sigma_v$ )를 나타내고 있으며,  $\sigma_c$ 는 시험편의 일축압축강도를 나타내고 있다.

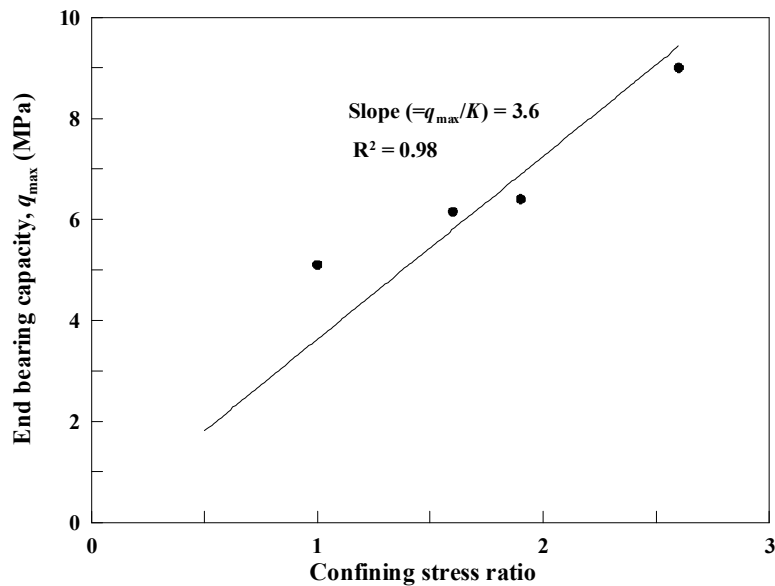


Figure 3.28 Correlation between confining stress ratio and the end bearing capacity

이와 같이 말뚝의 선단지지력은 지중 구속응력에 영향을 많이 받는 것을 볼 수 있었으며, 말뚝의 지지력 특성을 정확하게 이해하기 위해서 암반내 응력의 크기를 결정되는 것이 중요하다. 따라서 지반조사를 실시할 때 시추공을 이용하여 공벽해방법, 수압파쇄법, 탄성과 속도법등을 사용하여 초기 응력을 측정하거나, 시추 코아를 사용하여 응력의 크기를 측정하는 AE법, 변형률구배해석(DRA), 차변형률곡선해석(DSCA) 등을 이용하여 지중의 응력 상태를 확인하는 것이 필요하다.

### 3.6.3 수직 및 수평한 불연속면과 선단지지력의 관계

Test #3 ~ #5의 실험에서 보는 것과 같이 말뚝 선단부에 불연속면이 존재하면 선단지지력이 감소하게 된다. 이는 수직 또는 수평의 불연속면에 따라 지지력 및 변위의 거동이 다르게 되는데, 축소모형실험을 통해서 얻어진 불연속면의 방향에 따른 선단지지력 감소율(reducing multiplier)은 Table 3.15과 Table 3.16에 나타나 있다. 이때 시험의 조건은 강도는 0.5 MPa이며, 구속응력비는 1.0이며, 최대 선단지지력은 0.1D 기법을 사용하여 산정했다.

Table 3.15 Reducing multiplier in terms of the spacing of horizontal discontinuities

$L_v/D$	$q_{\max}$ (MPa)	Reducing multiplier <sup>1)</sup>
Intact Rock	4.64	1.00
2.22	4.35	0.94
1.11	2.87	0.62
0.73	2.03	0.44

Table 3.16 Reducing multiplier in terms of the spacing of vertical discontinuities

$L_h/D$	$q_{\max}$ (MPa)	Reducing multiplier <sup>1)</sup>
Intact Rock	4.64	1.00
2.67	4.14	0.89
1.33	3.35	0.72
0.89	3.13	0.67

주<sup>1)</sup>: 불연속면이 없는 시험편의 실험 결과에 대한 비교임

Figure 3.29와 Figure 3.30은 Test #4와 Test #5의 응력 변위 곡선에서 0.1D 방법을 적용하여 산정된 수평, 수직 방향의 불연속면이 존재할 때의 선단지지력의 특성을 나타낸 것으로 불연속면의 간격이 좁을수록 선단지지력은 감소하는 경향이 있으며, 수직 방향의 불연속면이 존재하는 경우가 수평 방향의 불연속면이 존재하는 경우에 비하여 선단지지력의 감소율이 작은 것을 볼 수 있었다. 이러한 불연속면에 대한 선단지지력 감소율은 식(3.20)을 이용하여, 강도, 구속응력비, 불연속면에 대한 영향을 동시에 고려하여 선단지지력을 구할 수 있게 된다.

Figure 3.34 ~ Figure 3.38은 시험편의 강도와 구속응력비를 고려한 선단지지력 예측식인 식(3.20)을 수평, 수직 방향의 불연속면에 대한 선단지지력 감소율을 적용한 그래프를 보여주고 있다. 그래프에서 좌측의 종축은 불연속면이 없는 시험편에 대한 단위면적당 최대 선단지지력을 나타내고 있으며, 우측의 종축에는 불연속면의 간격에 따라 감소율(reducing multiplier)을 적용한 최대선단지지력을 나타내고 있다. 예를 들어 불연속면이 존재하지 않는 상태에서 구속응력비가 1.0이고, 암석의 일축압축강도가 20 MPa일때에 해당하는 단위면적당 최대 선단지지력은 식(3.20)을 사용하거나 Figure 3.34의 그래프를 이용하여 계산할 수 있으며,  $q_{\max}$ 는 8.5 MPa가 된다. 또한 말뚝 하부에 수평절리의 간격과 말뚝의 직경의 비가 2.0인 불연속면이 존재하게 되면 Figure 3.34의 우측의 종축을 이용한다면,  $q_{\max}$ 는 6.9 MPa의 값을 얻을 수 있다.

본 연구에서는 수직 불연속면과 수평 불연속면을 동시에 고려한 실험을 수행하지 않았기 때문에 두 방향의 불연속면을 함께 고려한 선단지지력의 감소율은 본 연구에서는 제외하도록 한다.

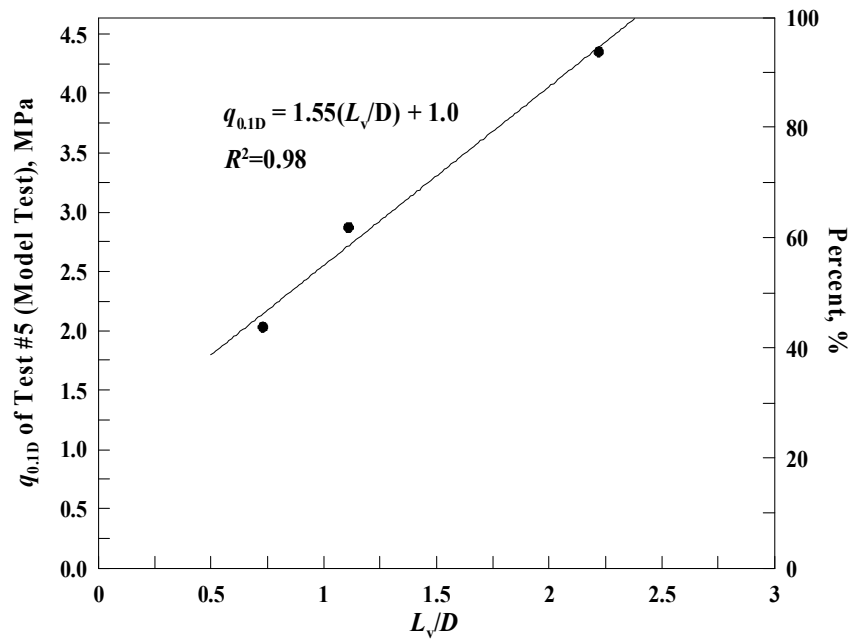


Figure 3.29 Correlation between  $q_{\max}$  and spacing of horizontal discontinuities

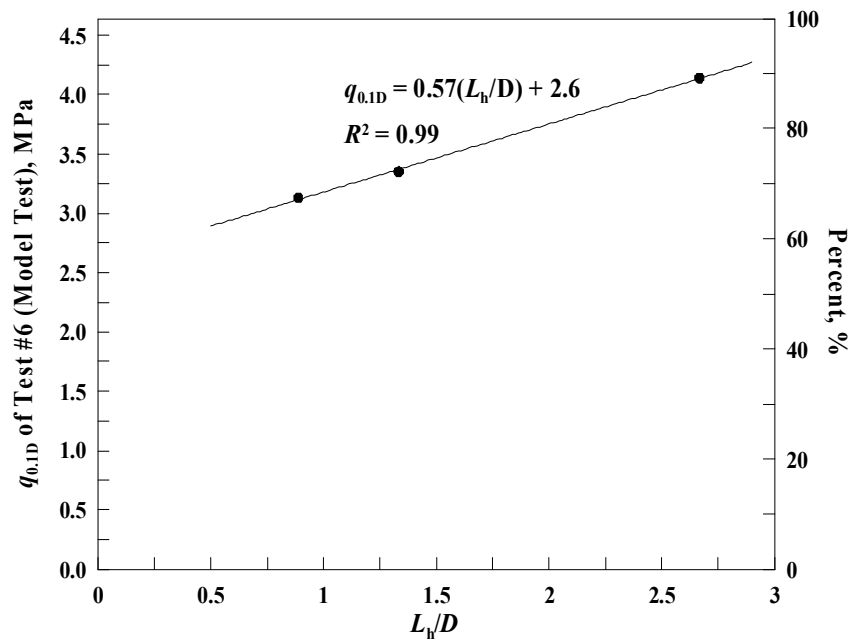


Figure 3.30 Correlation between  $q_{\max}$  and spacing of vertical discontinuities



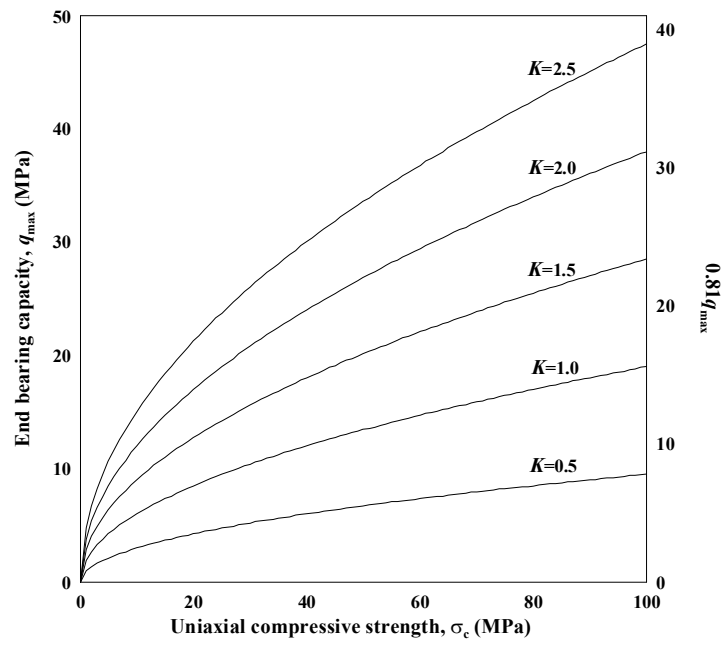


Figure 3.31 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_v/D$ : 2.0)

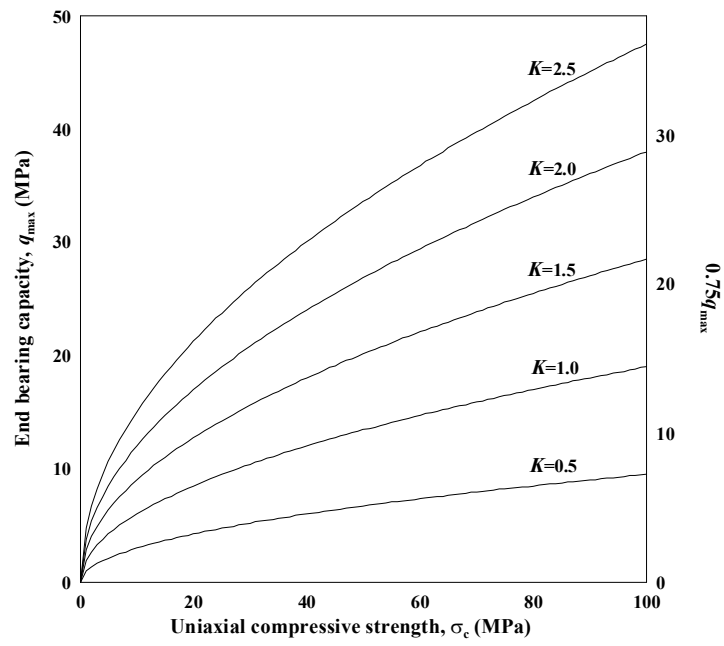


Figure 3.32 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_v/D$ : 1.5)

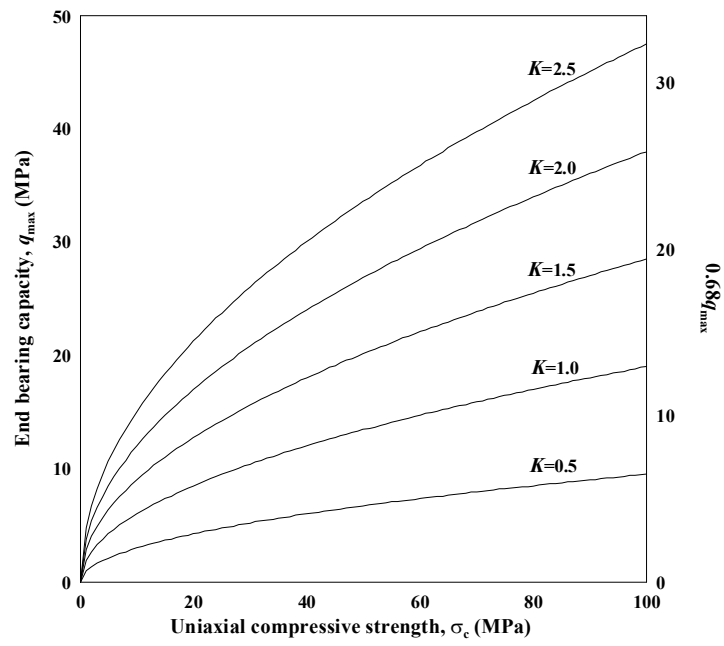


Figure 3.33 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_v/D$ : 1.0)

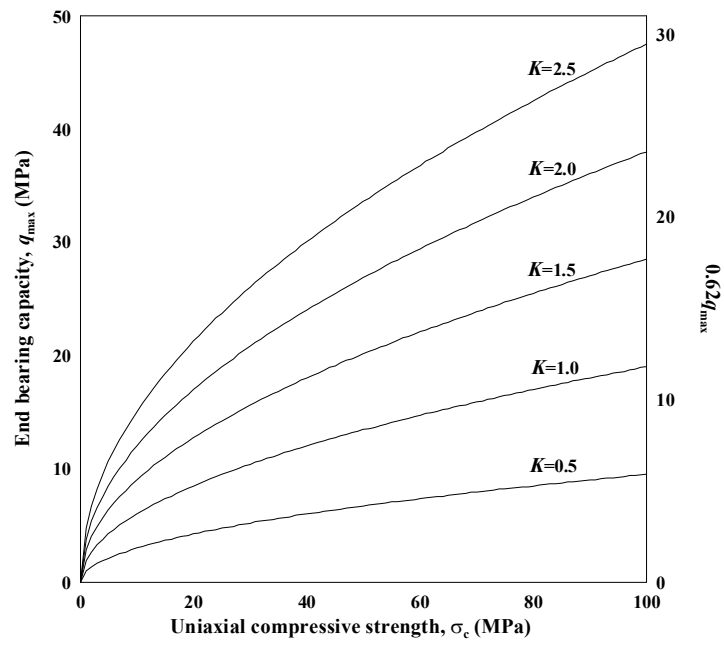


Figure 3.34 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_v/D$ : 0.5)

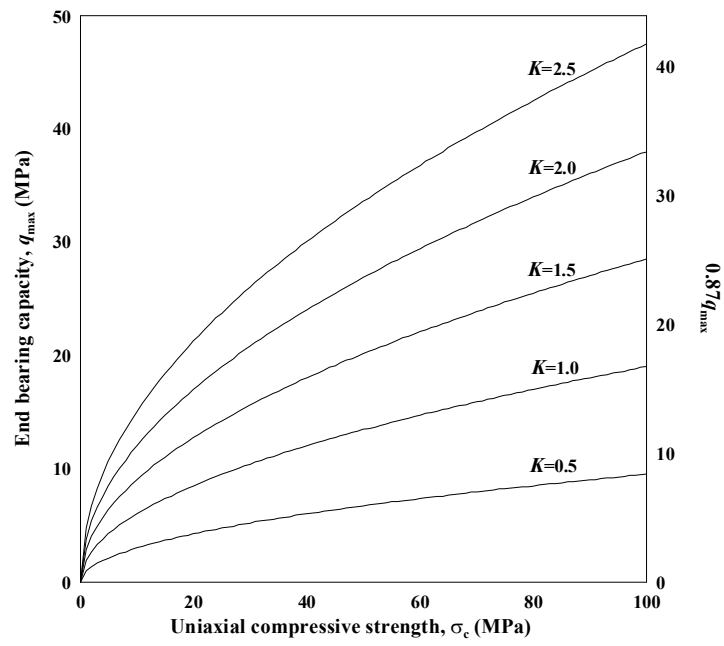


Figure 3.35 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_h/D$ : 2.0)

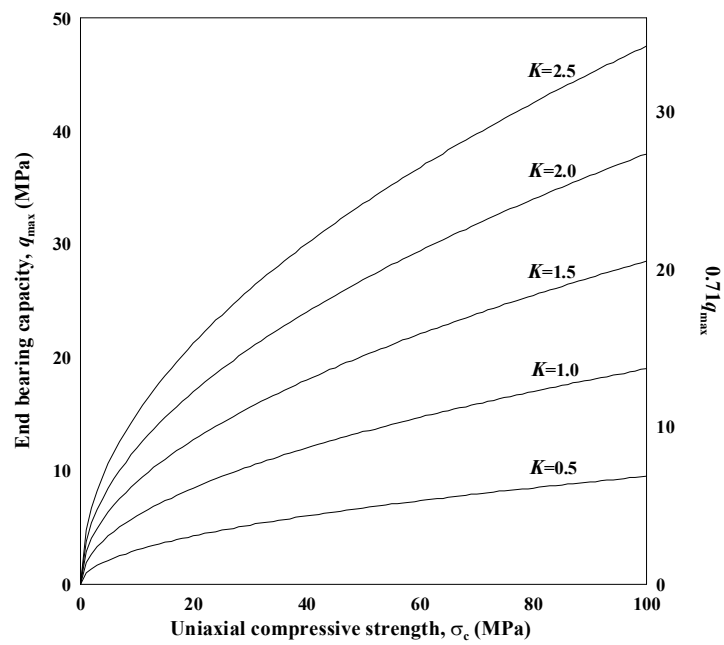


Figure 3.36 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_h/D$ : 1.5)

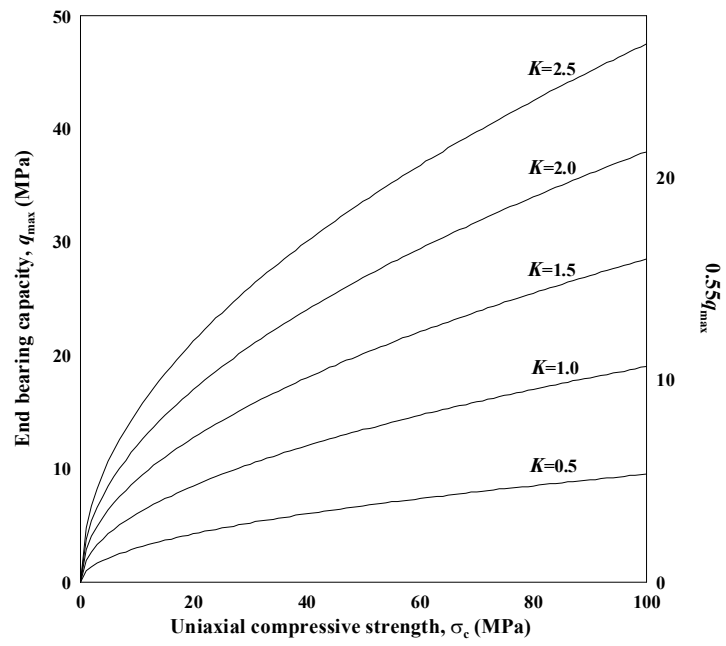


Figure 3.37 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_h/D$ : 1.0)

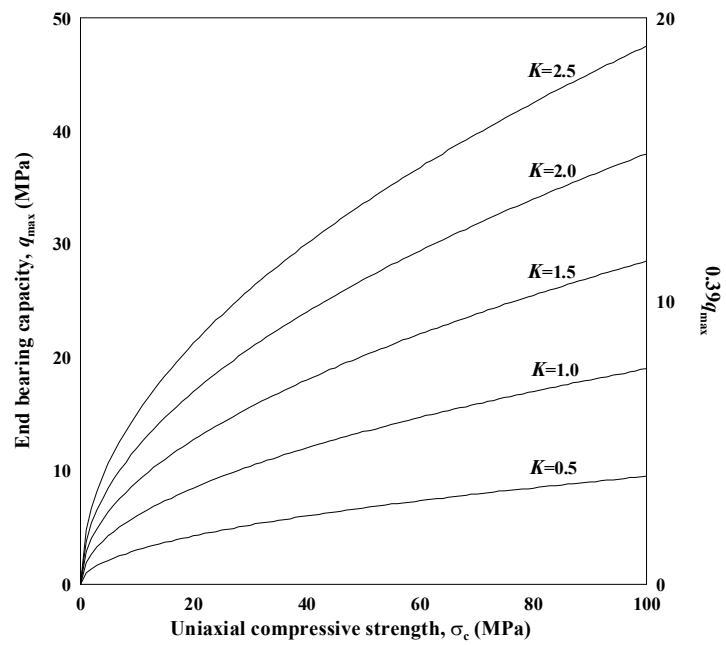


Figure 3.38 Correlation between UCS and  $q_{max}$  ( $L_h/D$ : 0.5)

## 4. 수치 해석

### 4.1 해석 이론

암반의 거동해석은 크게 연속체 해석과 불연속체 해석으로 나눌 수 있으며, 연속체 해석은 토사지반과 같이 지반 거동이 연속적으로 가정될 수 있는 경우에 적용되고, 불연속체 해석은 불연속면을 포함한 암반체로서 거동 자체가 절리 등과 같은 불연속면에 의해 좌우되는 경우에 유용하다고 할 수 있다. 암반은 불연속면이 포함하고 있으나 본 연구에서는 불연속면으로 분리된 시험편의 상대적인 변형 거동과 응력분포를 고찰하기 보다는 비교적 연속체로 구성된 말뚝 선단에서의 변형 및 응력 분포를 고찰하고자 하였다. 축소모형실험의 경우 불연속면이 존재하는 암반과 불연속면이 존재하지 않는 암반 모두를 고려하여 실내모형실험이 수행되었으므로 연속체 및 불연속체 모든 조건에 대하여 수치해석이 가능한 유한차분 해석 프로그램인 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)를 사용하였다.

FLAC 프로그램은 무엇보다 주어진 재료의 물성치를 기본으로 하며 해석 모델을 유한한 영역으로 정의하고 각 요소의 하중 및 경계 조건을 사용자의 정의에 따라 실제 조건과 같은 방법으로 조정이 가능하고 원하는 영역의 거동변화를 쉽고 용이하게 분석이 가능한 특징이 있다. 특히, FLAC은 다양한 구성방정식과 비선형 모델링 그리고 마찰 조건 등을 모델링 할 수 있어 지반 구조물의 거동을 이해하는데 유용한 프로그램이다.

## 4.2 입력물성 산정 및 해석모델의 생성

### 4.2.1 경계면 요소 특징

FLAC의 경계면(Interface) 요소는 Figure 4.1에서 보는 것과 같이 마주하는 두면, Side A와 Side B 사이에 수직 스프링과 전단스프링으로 나타내며, 면과 면사이의 미끄러짐은 Coulomb의 파괴 기준을 적용한다.

두 면이 접촉하게 되고 상대적인 변위가 발생하게 되면 각 면에 있는 절점, M, N, P에서는 각 절점에서의 변형을 토대로 변위 증분을 계산하게 되며 이는 식(4.1)과 같이 계산하게 된다.

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \quad (4.1)$$

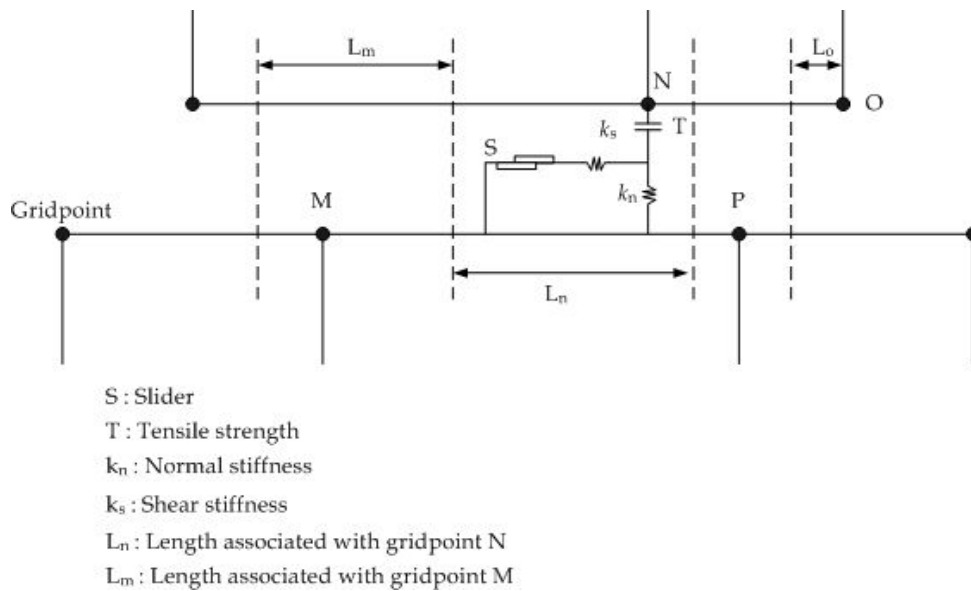


Figure 4.1 Diagram of interface in FLAC

접촉점에서의 변위 증분은 수직 및 수평 방향으로 분리할 수 있으며, 이를 이용하여 총 수직 및 전단력을 구하면 다음과 같다.

$$F_n^{(t+\Delta t)} = F_n^{(t)} - k_n \Delta u_n^{(t+(1/2)\Delta t)} L \quad (4.2)$$

$$F_s^{(t+\Delta t)} = F_s^{(t)} - k_s \Delta u_s^{(t+(1/2)\Delta t)} L \quad (4.3)$$

여기서,  $F_n$ 과  $F_s$ 는 수직력(normal force)과 전단력(shear force)이며,  $L$ 은 유효 접촉길이,  $k_s$ 과  $k_n$ 는 각각 수직강성과 전단강성을 의미한다.

식(4.2)와 식(4.3)에 의하여 계산된 경계면에서의 힘은 경계면 상태에 따라 수정되는데, 경계면에서 미끄러짐이 발생할 경우는 미끄러짐이 발생하는 동안 전단변위는 유효수직응력(effective normal stress)을 발생시키게 되며, 이는 식(4.4a)와 같은 방법으로 계산 할 수 있다. 여기에서  $F_{smax}$ 는 Hoek-Coulumb의 전단강도식으로 나타낼 수 있으며 식(4.4b)와 같다. 여기서, 수정된 절점의 하중들은 각 절점에 저장되고 이들과 다른 힘들과의 합이 각 계산단계에서의 불평형력 계산에 이용된다.

$$\sigma_n = \sigma_n + \frac{|F_s|_0 - F_{smax}}{Lk_s} \tan \psi k_n \quad (4.4a)$$

$$F_{smax} = cL + \tan \phi F_n \quad (4.4b)$$

여기서  $c$ ,  $\phi$ 는 경계면에서 점착력과 마찰각이며,  $|F_s|_0$ 는 보정되기 전의 전단력,  $\psi$ 는 팽창각이다.

#### 4.2.2 불연속면의 직접전단시험

수치해석에서 적용되는 불연속면의 전단특성을 확인하기 위하여 모형실험에서 적용된 시료와 동일한 배합비를 적용하여 제작된 시료 강도를 사용하여 Figure 4.2와 같이 전단시험을 수행하였다. 전단시험에 사용된 시료의 강도는 0.5 MPa이 되도록 하였으며, 시료의 크기는 10×15 cm의 사각형 시료를 사용하였다.

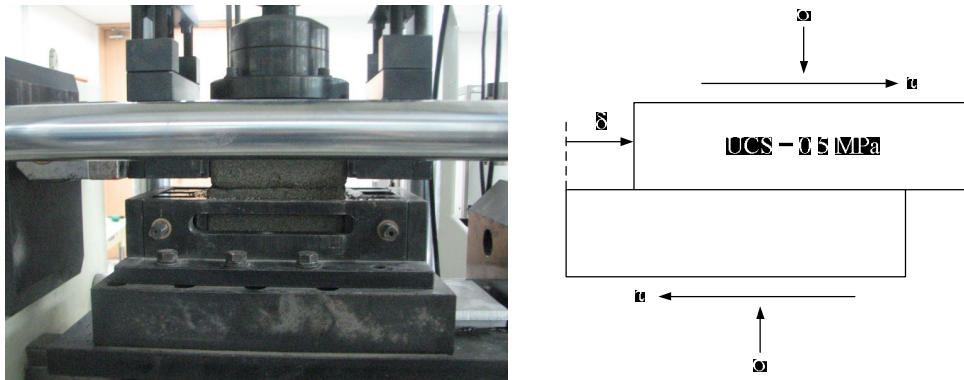


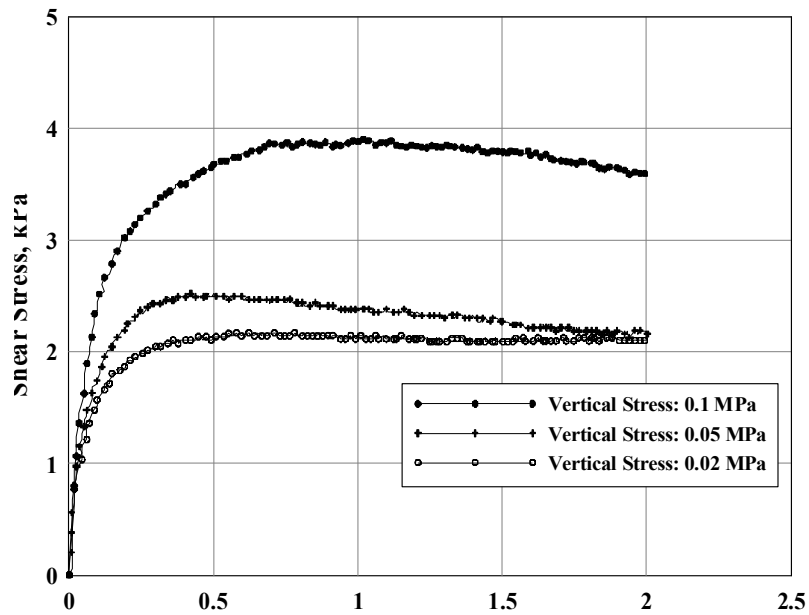
Figure 4.2 Direct shear test

시험결과는 Figure 4.3의 그래프와 같으며, 결과는 Table 4.1에 나타나 있다.

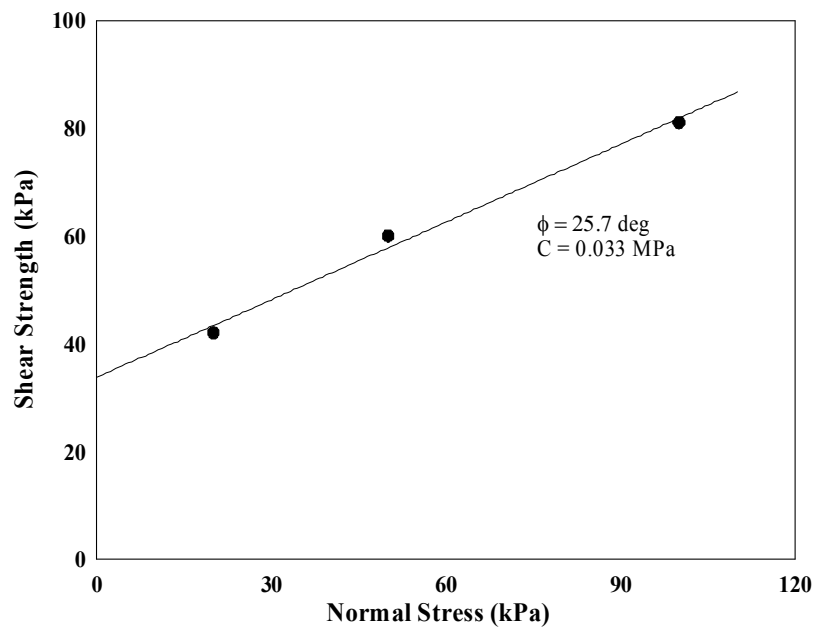
Table 4.1 Interface parameters used in the numerical model

Normal Stiffness (MPa/m)	Shear Stiffness (MPa/m)	Internal Friction Angle(°)	Cohesion (MPa)
21.0	21.0	25.7	0.033





(a)



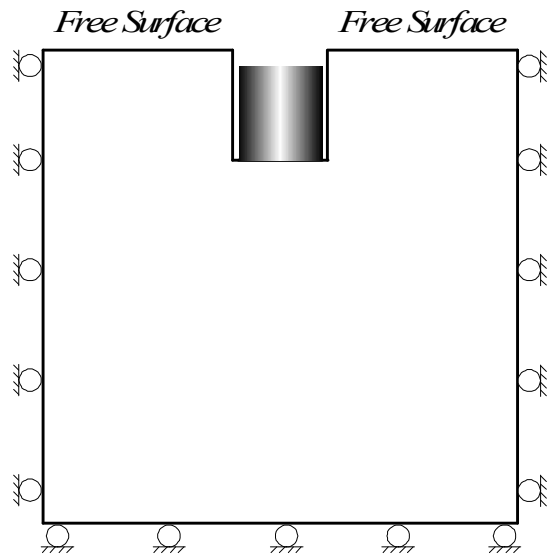
(b)

Figure 4.3 Results from direct shear test (a) shear stress and shear displacement and (b) frictional features of joint surface

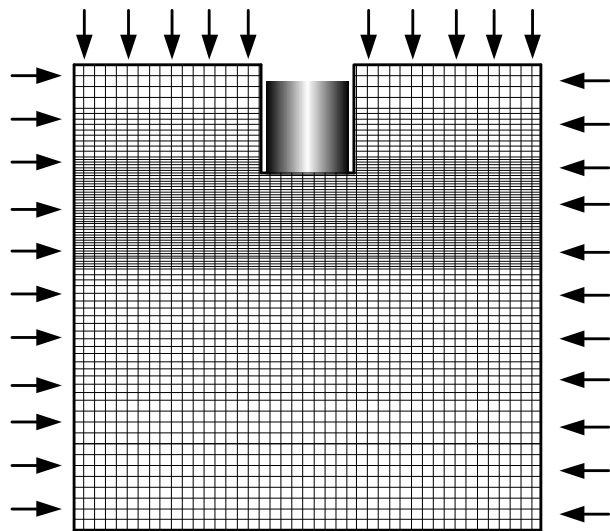
### 4.2.3 모형실험의 모델링

수치해석의 모델은 실내 축소모형 실험과 동일한 조건으로 모델링 하였다. Figure 4.4(a)와 같이 모델의 크기 및 형상은 모델의 상부면 중앙에 깊이가 40 mm인 말뚝의 근입부를 고려하여 가로 및 세로의 길이가 240 mm인 모델로 구성하였으며, 파괴 기준식은 사용이 가장 편리한 Mohr-Coulomb 식을 사용하였다. 특히 본 연구에서는 시험체에 불연속면을 모사하였으며, 이러한 불연속면은 interface 요소를 이용하여 수치해석을 수행하였다. 불연속면은 수직 및 전단 강성, 내부마찰력, 그리고 점착력으로 구성되어 입력하게 되며, 시험체와 동일한 재료값을 사용하여 수치해석을 실시하였다. Table 4.2은 실내 실험시 재료로부터 얻어진 해석모델의 입력값을 요약 정리한 것이다.

수치해석 모델은 Figure 4.4(b)에서와 같이 그리드의 수는  $54 \times 48$ 로 하고 수직방향으로 그라데이션을 주어 말뚝 선단부로 갈수록 메쉬의 크기가 작아지도록 조정 하였다. 또한 축소모형실험과 동일하게 지중응력상태를 모사하기 위하여 모델의 좌우측면과 상부면은 구속압이 작용하도록 하였다. 해석 모델의 좌우측면과 하부면은 로울러 경계조건을 적용하여 축소모형실험과 동일한 조건을 구현하였으며 말뚝 근입부는  $4.5 \times 10^{-5} \text{cm/step}$ 속도로 수직 응력이 가해지도록 하여 말뚝의 선단부에서 수직 변위가 20 mm가 될 때까지 분석을 하도록 하였다. 이는 실제 실내 모형실험에서 변위제어를 통해 실험한 방법과 동일한 조건을 유지하기 위함이며 이는 관성력이 최소화되는 범위 내의 값을 적용하였으며, 특히 주변마찰저항의 영향을 없애기 위하여 말뚝 주변부에 간격을 두었다.



(a) Diagram of boundary conditions used in the numerical model



(b) FLAC grid and applied loads in the numerical model

Figure 4.4 Boundary conditions and applied loads used  
in the numerical model

Table 4.2 Input parameters used in the numerical model (Choi, 2010)

Specimen Strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)	Possion's Ratio	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Internal Friction Angle (°)	Cohesion (MPa)
0.44	1.6	0.30	1.45	30	0.01
0.51	2.4	0.32	1.45	30	0.01
0.64	2.6	0.31	1.45	30	0.01
1.47	4.8	0.30	1.45	30	0.01
1.65	5.6	0.31	1.45	30	0.01
4.33	9.8	0.31	1.45	30	0.01

### 4.3 해석결과 및 실험결과 비교

#### 4.3.1 응력-변형 곡선의 특징

불연속면을 고려한 모형시험결과를 분석하기 위하여 연속체와 불연속체에 대한 수치해석이 가능한 유한차분해석 프로그램인 FLAC<sup>2D</sup>를 이용하였다. 수치해석의 모델은 실내 축소모형 실험에서의 시료 크기, 구속 상태와 같은 조건으로 모델링을 하였으며, 말뚝의 주변마찰력의 영향이 없도록 하여 선단부에서 20 mm의 변위가 발생할 때까지 일정침하량을 증가시키는 방식으로 하중을 재하하였다.

실내모형을 Test #1 ~ Test #6의 수치해석을 실시한 응력-변형 곡선은 Figure 4.5~Figure 4.9에 나타나 있다. Figure 4.5는 축소모형실험 Test #1을 모사하여 나타낸 것으로 일정한 구속 상태에서 암석의 강도만을 변화시키는 조건이며, 그래프에서 보는 것과 같이 강도가 클수록 기울기 및 변곡점 이후의 기울기가 증가하는 것을 볼 수 있다. 이는 축소모형실험의 Test #1의 응력-변위 곡선을 나타낸 Figure 3.13과 유사한 패턴을 보이고 있었다. 0.5 MPa의 일정한 강도의 시험편에 구속응력을 변경하며 실시한 Test #2의 결과는 Figure 4.6과 같으며, Figure 3.21의 모형실험의 결과와 같이 구속응력 비의 클수록 초기 기울기 및 변곡점 이후의 기울도가 증가하는 것을 보여 주고 있다. Figure 4.7에서 보는 것과 같이 Test #3의 수치해석 결과에도 모형실험의 결과와 응력-변위 곡선의 패턴이 다른 것을 볼 수 있었는데, 모형실험의 경우에는 단일 불연속면과 말뚝 간의 거리에 따라 선단 지지력이 영향을 받고 있었지만, 수치해석 결과에서는 수평한 단일 불연속면의 위치와 무결한 시험편의 응력-변위 특성은 거의 동일한 거동을 하고 있는 것으로 나타났다. 수직 및 수평 불연속면의 개수에 따른 선단부 거동에 대한 수치해석 결과는 모형실험의 결과와 마찬가지로 불연속면의 개수가 많고, 간격이 좁은 조건일수록 지지력이 작아지는 것을 볼 수 있었다.

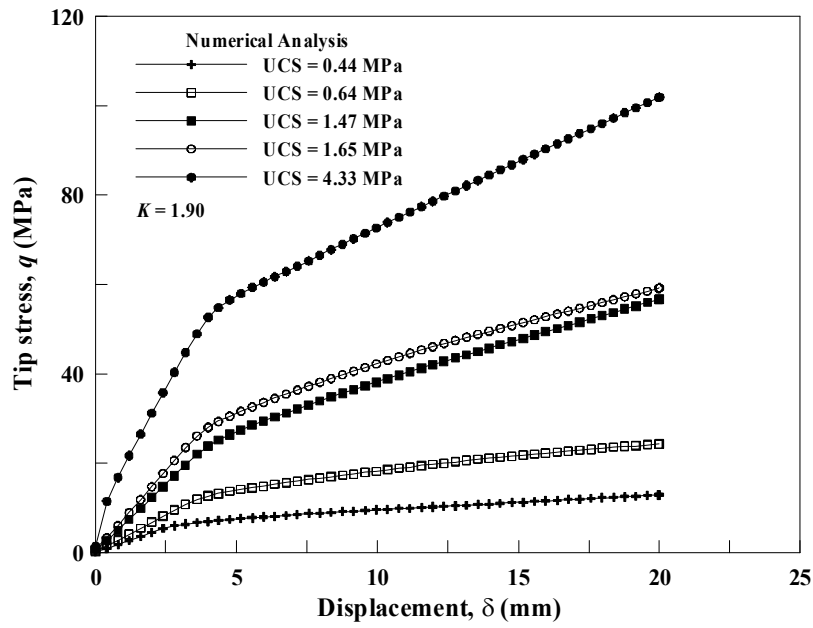


Figure 4.5 Stress and displacement curve: Test #1

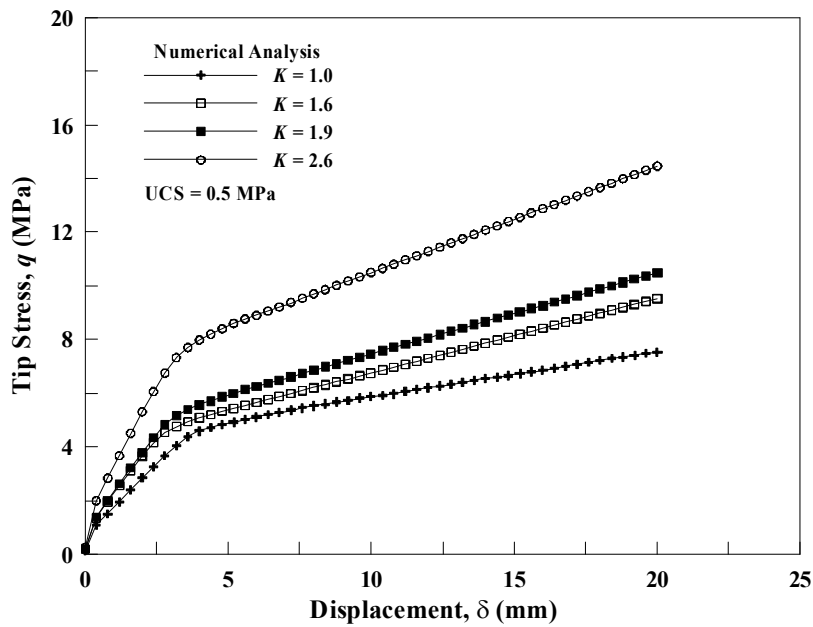


Figure 4.6 Stress and displacement curve: Test #2

Test #4의 응력-변위 곡선을 나타내고 있는Figure 4.8에서 볼 수 있듯이 수평 불연속면이 많을수록 선단지지력은 감소하나, 변곡점 이후에도 지지력이 증가하고 있는 것을 볼 수 있었다.

수직한 불연속면의 간격에 대한 실험인 Test #5의 경우에는 불연속면의 간격이 작을수록 초기의 응력-변위 곡선 상태뿐만 아니라 변곡점 이후의 응력-변위의 크기가 작은 것으로 나타났다. 그러나 모형실험에서는 변곡점 이후에는 응력의 증가 없이 변형만이 발생하는 응력-변위 특성 곡선을 가지고 있었으나, Figure 4.9에서 보는 것과 같이 수치해석의 경우에는 변곡점 이후에도 응력-변위 곡선의 기울기가 증가하고 있는 것을 볼 수 있었다.

이와 같이 수치해석을 통하여 축소모형실험의 응력-변위 곡선의 특성을 확인하고 검증을 실시하였다. Test #1과 Test #2와 같은 불연속면이 없는 시험편의 실험결과와 수치해석의 결과는 비교적 잘 일치하는 것을 볼 수 있었으나, 불연속면이 포함된 Test #4의 경우는 모형실험 결과와 다소 다른 것을 볼 수 있었다. 또한 Test #4와 Test #5는 전반적인 응력-변위 곡선의 패턴은 실내실험의 결과와 매우 유사하나, 변곡점 이후의 응력-변위 곡선은 모형실험 결과와 다소 차이가 나는 것을 볼 수가 있었다.

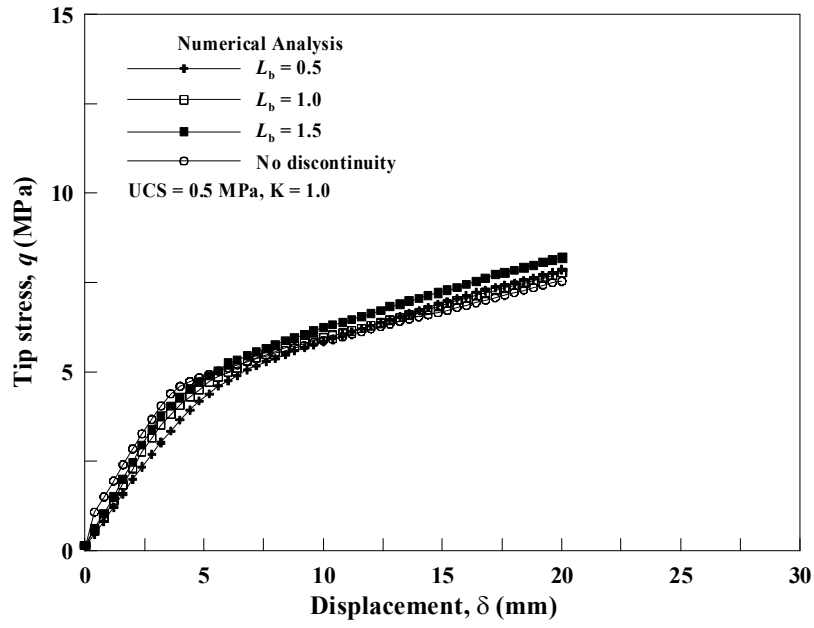


Figure 4.7 Stress and displacement curve: Test #3

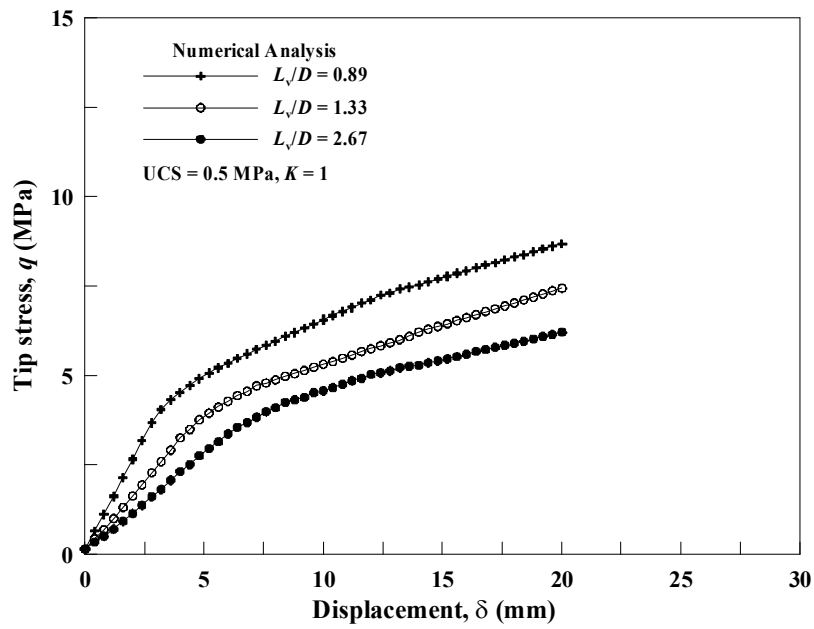


Figure 4.8 Stress and displacement curve: Test #4



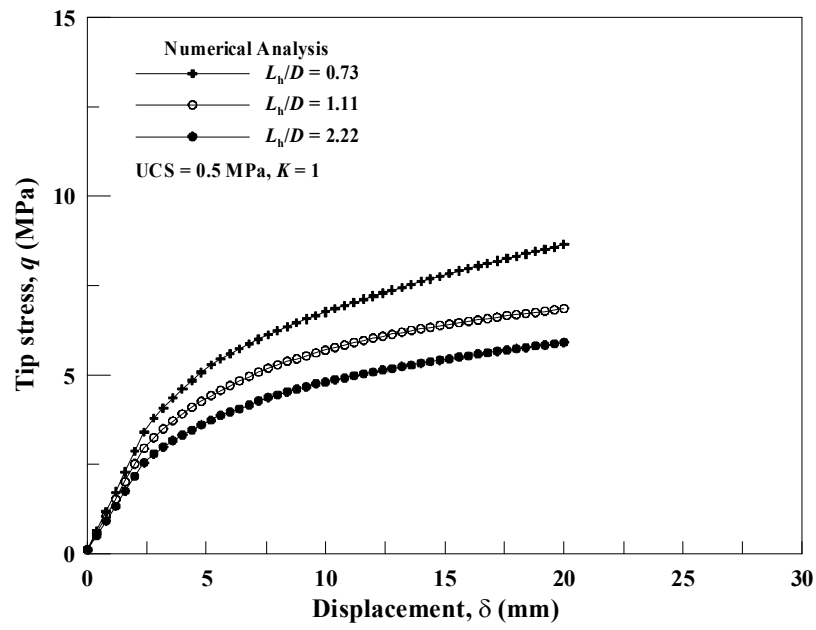


Figure 4.9 Stress-displacement curve: Test #5

### 4.3.2 응력-변위 곡선의 기울기 특성

실내모형실험과 수치해석의 응력-변형 그래프에서 초기의 기울기를 분석한 결과는 Figure 4.10 ~ Fig 4.13과 같다. Figure 4.10에서 보는 것과 같이 일정한 구속응력 상태에서 시료의 강도를 변화시킨 Test #1의 시험결과를 나타내고 있으며, 그래프에서 보는 것과 같이 모형실험의 초기 기울기와 수치해석의 초기기울기가 거의 유사한 경향을 보이는 것을 볼 수 있었다.

Figure 4.11는 시료의 강도를 일정하게 제작하고 구속응력비를 변화시키며, 말뚝의 선단부의 거동을 확인하기 위한 Test #2의 모형실험과 수치해석의 응력-변형 곡선에서 기울기를 비교하여 나타낸 것으로, 기울기가 거의 유사하게 분포하고 있는 것을 볼 수 있었다.

말뚝 선단에 위치한 수평절리의 간격에 대한 실험을 수행한 Test #4의 초기 기울기에 대한 관계를 분석한 결과는 Figure 4.12에 나타나 있으며 그래프에서 보는 것과 같이 수평절리의 간격이 클수록 기울기는 증가하는 경향을 보이고 있었으며, 모형실험과 수치해석의 결과에서 매우 유사한 초기의 거동을 보이는 것을 볼 수 있었다.

수직한 불연속면에 대한 실험을 수행했던 Test #6의 실험에서의 모형실험과 수치해석의 초기 기울기는 Figure 4.13과 같이 나타낼 수 있는데 그래프에서 보듯이 모형실험의 결과와 같이 매우 유사한 거동을 하고 있는 것으로 볼 수 있다.

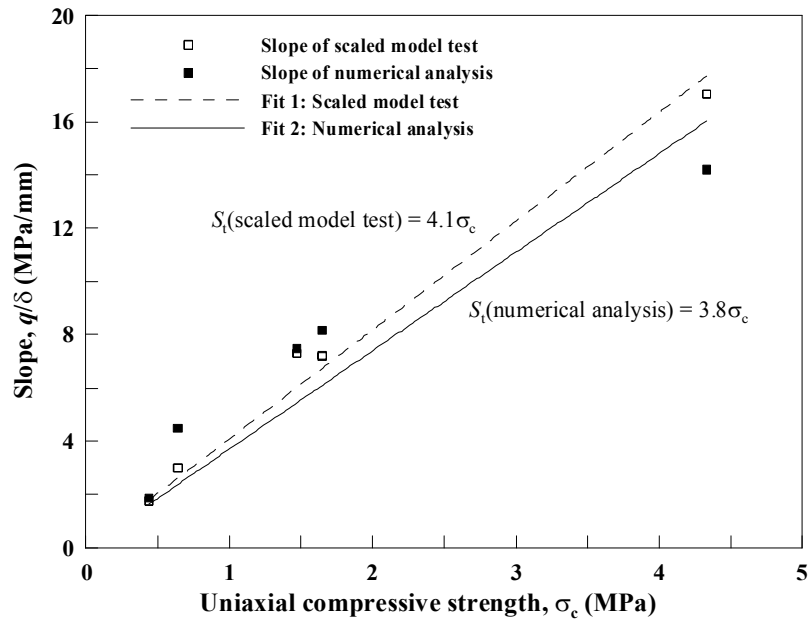


Figure 4.10 Slope of stress-displacement curve at numerical analysis and model test: Test #1

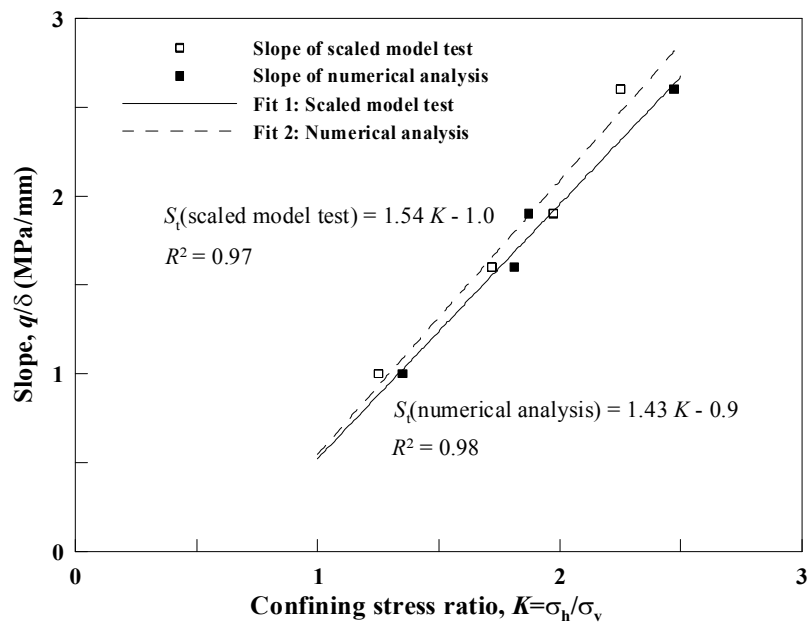


Figure 4.11 Slope of stress-displacement curve at numerical analysis and model test: Test #2

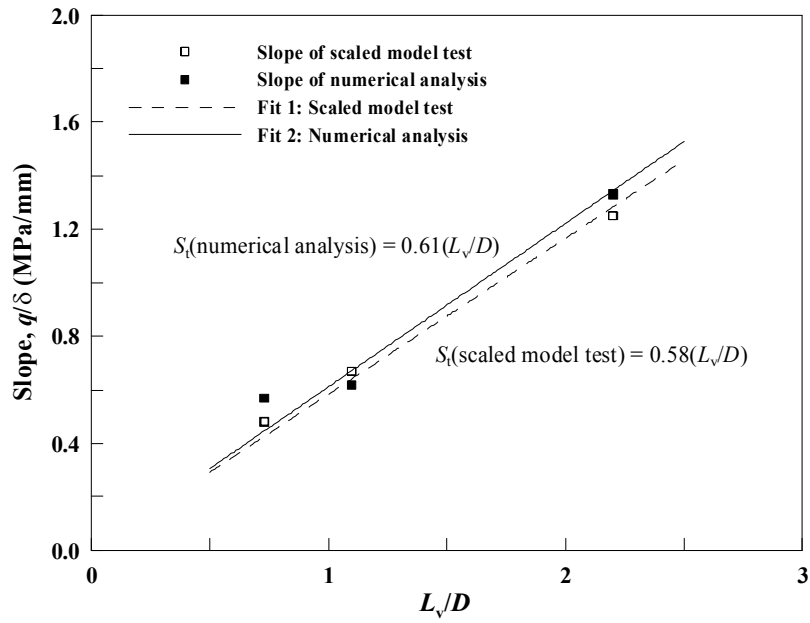


Figure 4.12 Slope of stress-displacement curve at numerical analysis and model test: Test #4

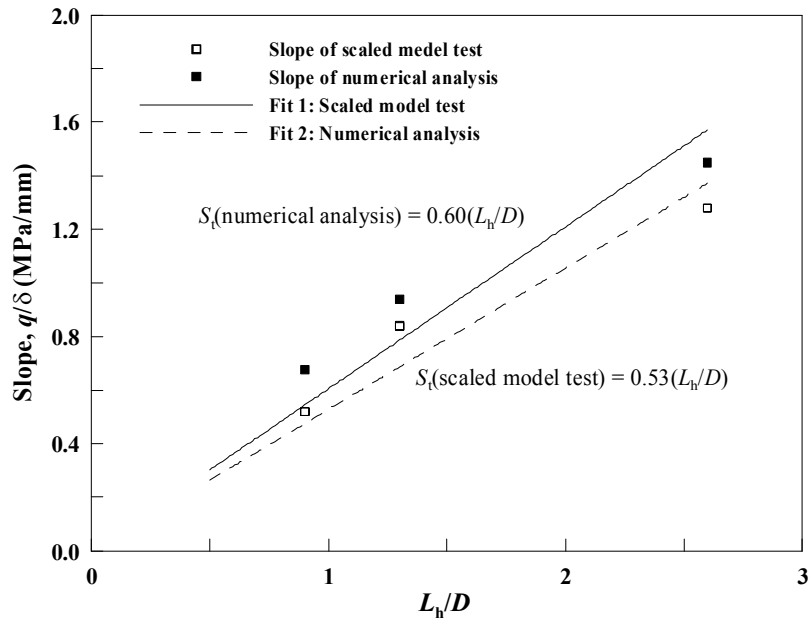


Figure 4.13 Slope of stress-displacement curve at numerical analysis and model test: Test #5

### 4.3.3 수치해석을 통한 선단지지력 특성 분석

실내모형실험과 수치해석의 응력-변형 곡선을 이용하여 강도, 구속응력비, 불연속면에 대한 선단지지력의 관계를 확인하였다.

Figure 4.14에서 보는 것과 같이 수치해석을 통하여 얻은 강도와 선단지지력의 관계는 모형실험의 결과와도 매우 유사한 것으로 나타났다. 식(4.5)은 0.1D 극한지지력 해석 기법을 사용하여 제안된 일축압축강도에 대한 선단지지력 예측에 대해서 수치해석과 모형실험에서의 결과를 나타내고 있다. 식(4.6)은 0.3D의 의한 극한지지력 산정법을 사용한 단위면적당 선단지지력 예측식을 보여 주고 있다.

0.1D Method :

$$\text{Model Test : } q_{\max} = 3.60 \times \sigma_c^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (4.5a)$$

$$\text{Numerical Analysis : } q_{\max} = 3.48 \times \sigma_c^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (4.5b)$$

0.3D Method :

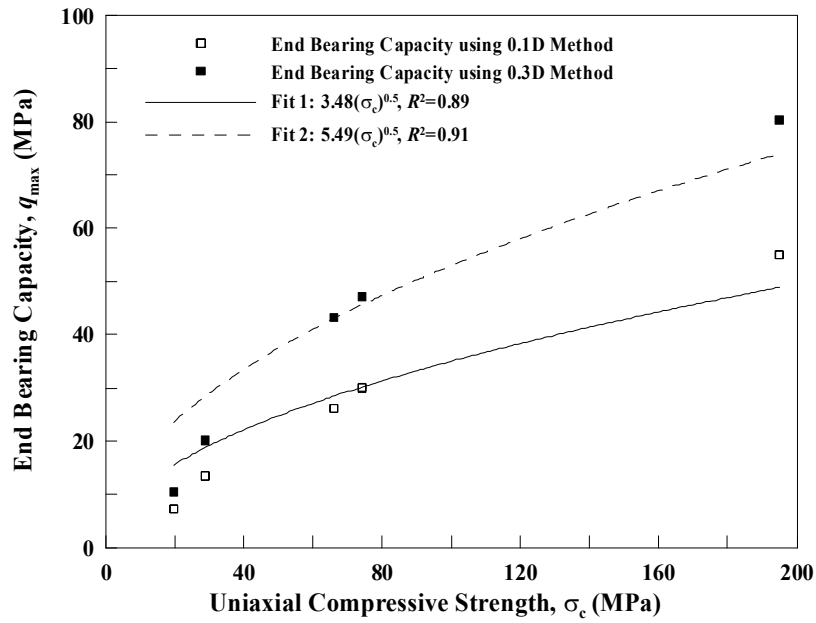
$$\text{Model Test : } q_{\max} = 5.10 \times \sigma_c^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (4.6a)$$

$$\text{Numerical Analysis : } q_{\max} = 5.49 \times \sigma_c^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (4.6b)$$

여기서,  $q_{\max}$ 는 최대 선단지지력을 의미하며,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도를 나타낸다. 구속응력비( $K$ )를 고려한 수치해석 결과에서 얻어진 선단지지력과 구속응력비의 관계는 Figure 4.15와 같이 선형적이 관계가 있으며, 이를 식(4.5b)에 적용하면 식(4.7)과 같은 단위면적당 선단지지력 예측식을 얻을 수 있다.

$$q_{\max} = 1.3K(\sigma_c)^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (4.7)$$

여기서,  $K$ 는 구속응력비( $\sigma_h/\sigma_v$ )이며,  $\sigma_c$ 는 일축압축강도를 나타내고 있다.



(b) End bearing capacity by numerical analysis

Figure 4.14 End bearing capacity at Test #1

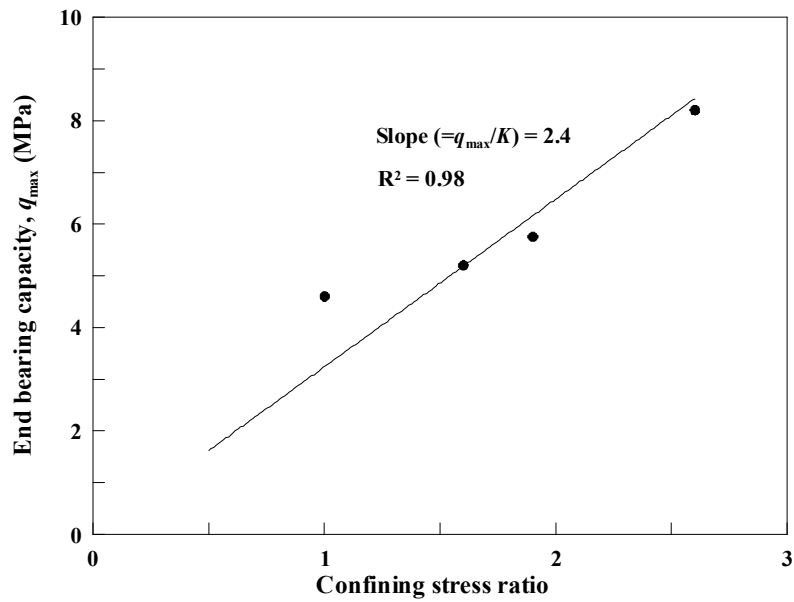


Figure 4.15 Correlation between confining stress ratio and end bearing capacity

Table 4.3과 Table 4.4는 Test #4와 Test #5의 실험에서 얻어진 응력-변위 곡선을 이용하여 수직과 수평의 불연속면의 간격이 작을수록 선단지지력 감소율을 보여주고 있다. Table 4.3과 Table 4.4에서 보는 것과 같이 수평 불연속면이 존재하는 경우가 수직 불연속면이 존재하는 시험편에 비하여 선단지지력의 감소율이 큰 것을 볼 수 있었다. 또한 모형실험의 결과와 비교할 경우에 수치해석에 의해서 얻어진 감소율이 모형실험에 비하여 크게 나타나는 것을 볼 수 있었다.

Table 4.3 Reducing multiplier in terms of the spacing of horizontal discontinuities

$L_v/D$	$q_{\max}$ (MPa)	Reducing multiplier <sup>1)</sup>
Intact Rock	4.90 (4.64) <sup>2)</sup>	1.00 (1.00)
2.22	4.80 (4.35)	0.98 (0.94)
1.11	3.60 (2.87)	0.73 (0.62)
0.73	2.60 (2.03)	0.53 (0.44)

주<sup>1)</sup>: 무결한(intact) 시험편의 실험 결과에 대한 비교임

주<sup>2)</sup>: 괄호안의 숫자는 모형실험에서 얻어진 값을 나타냄

Table 4.4 Reducing multiplier in terms of the spacing of vertical discontinuities

$L_h/D$	$q_{\max}$ (MPa)	Reducing multiplier <sup>1)</sup>
Intact Rock	4.90 (4.64)	1.00 (1.00)
2.67	4.90 (4.14)	1.00 (0.89)
1.33	4.10 (3.35)	0.84 (0.72)
0.89	3.50 (3.13)	0.69 (0.67)

Table 4.3과 Table 4.4의 감소율을 회귀 분석한 결과는 Figure 4.16와 Figure 4.17에 나타나 있으며, Figure 4.18 ~ Figure 4.25에서는 시험편의 강도와 구속응력비를 이용하여 단위면적당 선단지지력인 식(4.7)에 대하여 수직, 수평 방향의 불연속면에 대한 선단지지력 감소율(reducing multiplier)을 적용한 그래프를 보여주고 있다. 그래프의 좌측의 종축은 불연속면이 없는 시험편에 대한 단위면적당 최대 선단지지력을 나타나고 있으며, 우측의 종축에는 불연속면의 간격에 따라 감소율을 적용한 최대 선단지지력을 나타내고 있다.



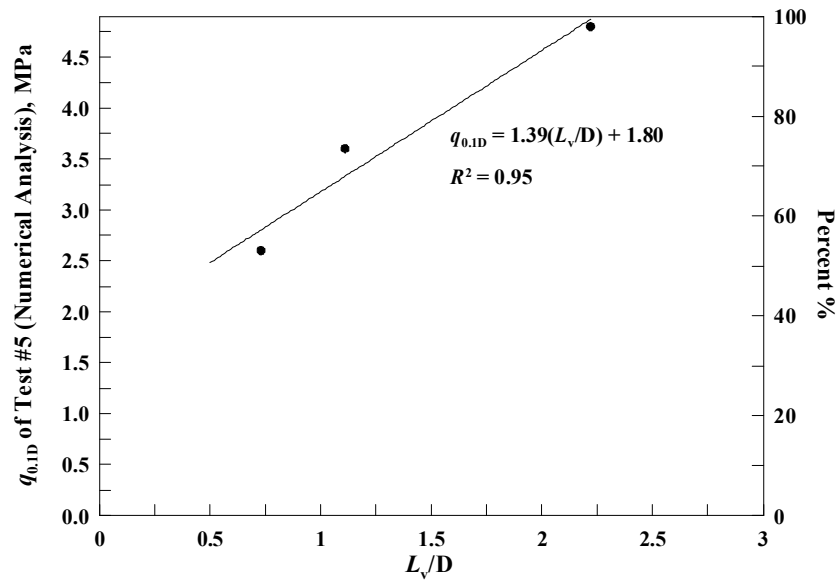


Figure 4.16 Correlation between  $q_{\max}$  and spacing of horizontal discontinuities (numerical analysis)

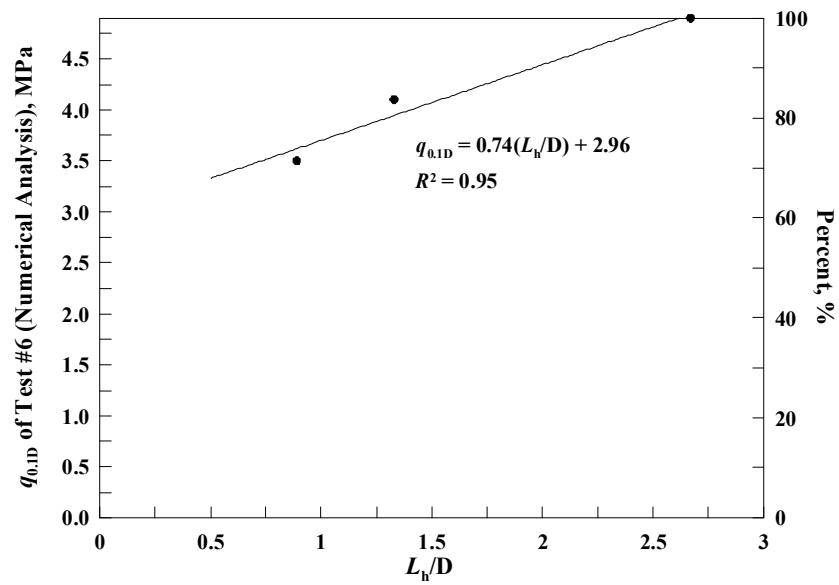


Figure 4.17 Correlation between  $q_{\max}$  and spacing of vertical discontinuities (numerical analysis)

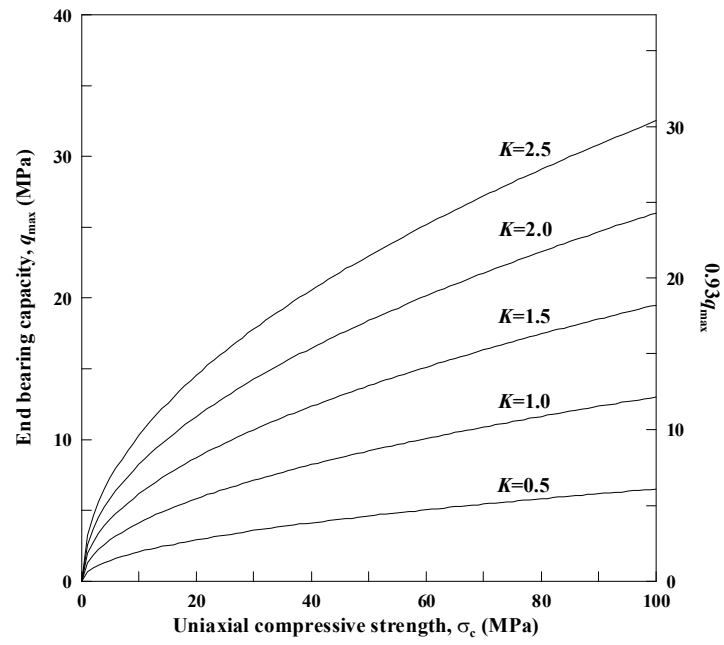


Figure 4.18 Correlation between UCS and  $q_{\max}$  of  $L_v/D$ : 2.0

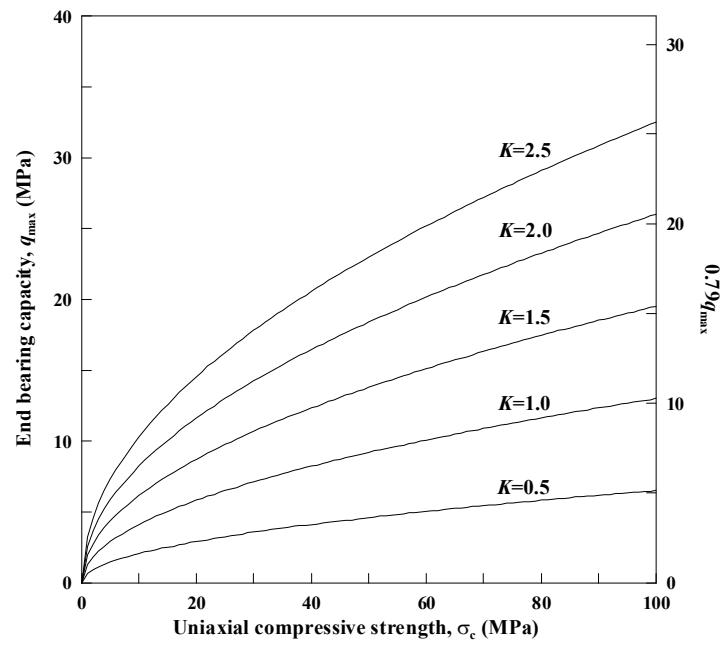


Figure 4.19 Correlation between UCS and  $q_{\max}$  of  $L_v/D$ : 1.5

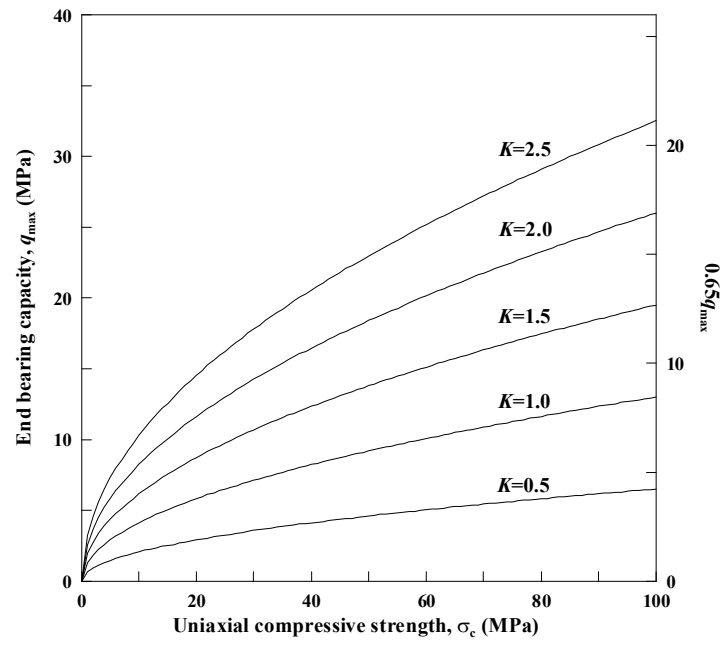


Figure 4.20 Correlation between UCS and  $q_{max}$  of  $L_v/D$ : 1.0

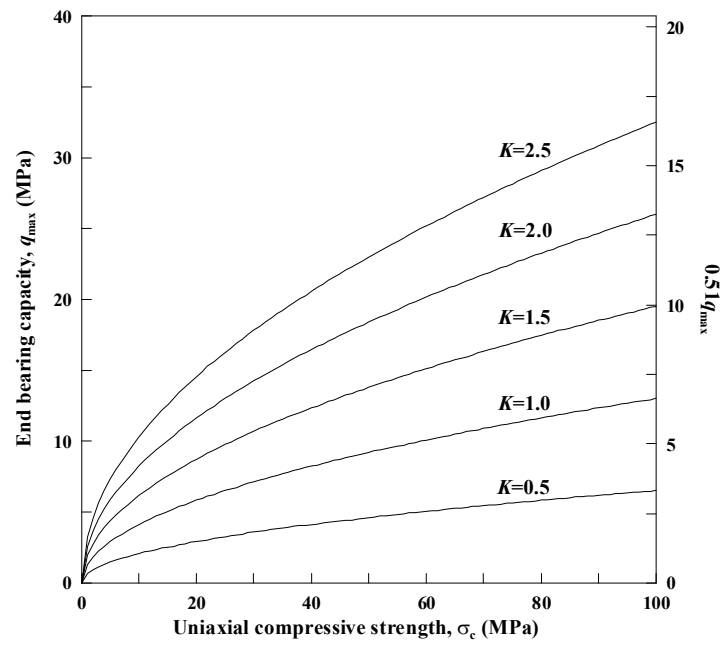


Figure 4.21 Correlation between UCS and  $q_{max}$  of  $L_v/D$ : 0.5

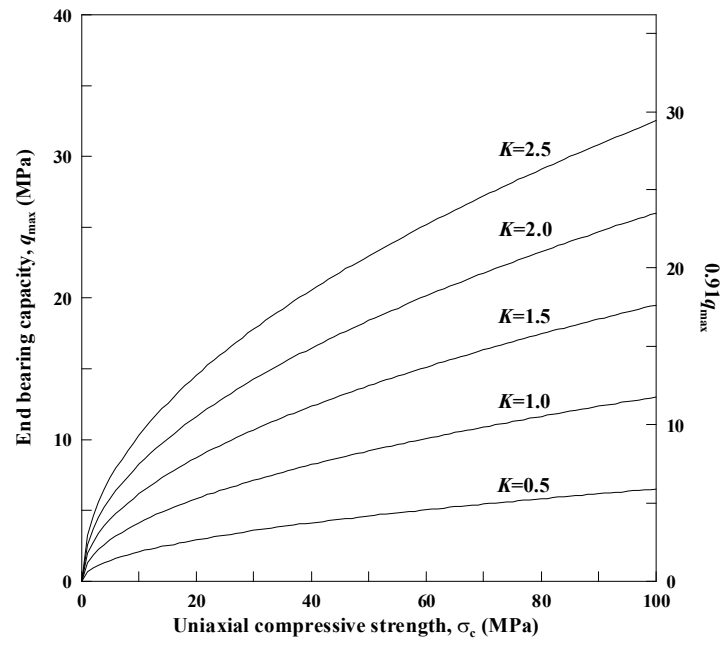


Figure 4.22 Correlation between UCS and  $q_{\max}$  of  $L_h/D$ : 2.0

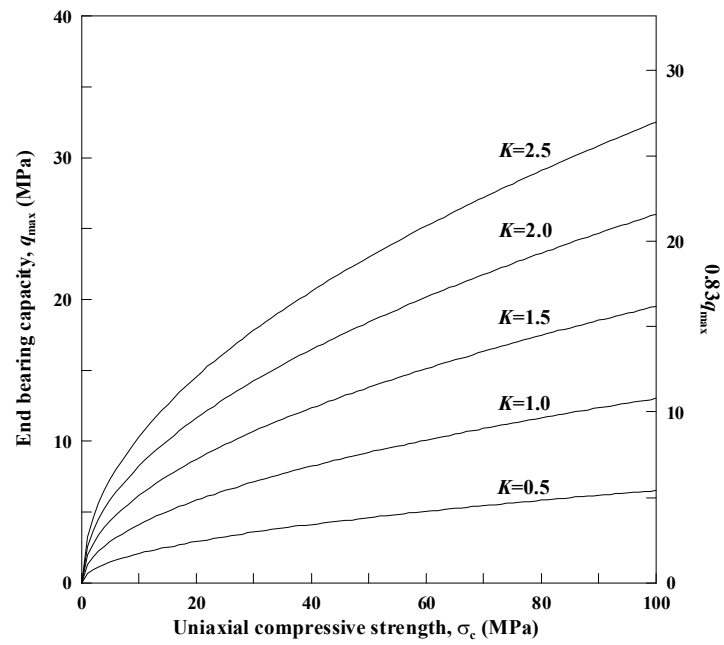


Figure 4.23 Correlation between UCS and  $q_{\max}$  of  $L_h/D$ : 1.5

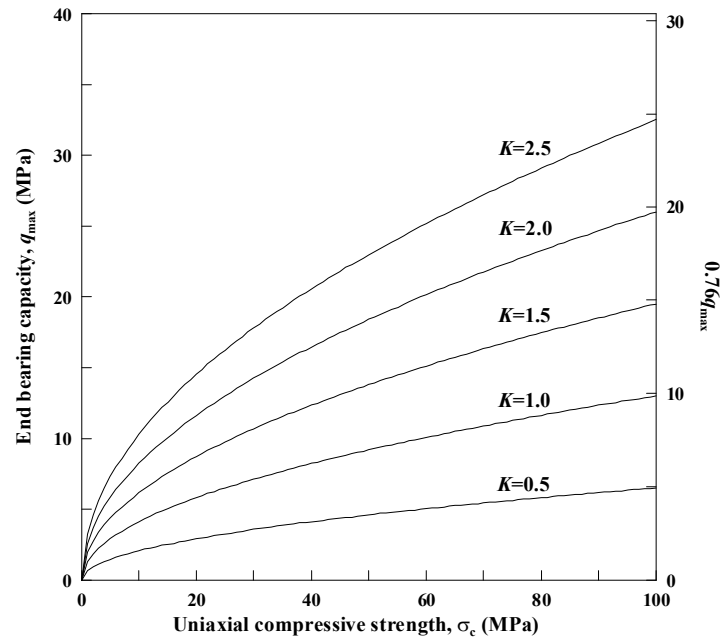


Figure 4.24 Correlation between UCS and  $q_{max}$  of  $L_h/D$ : 1.0

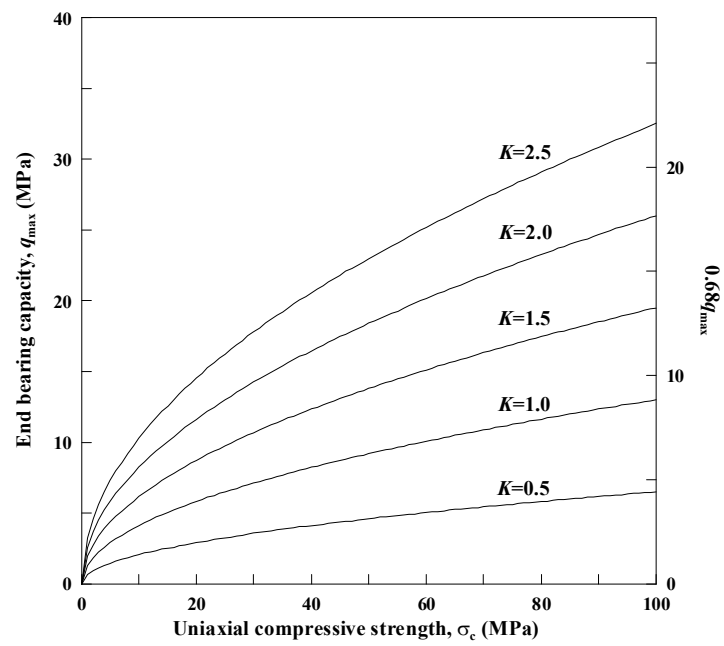


Figure 4.25 Correlation between UCS and  $q_{max}$  of  $L_h/D$ : 0.5

## 5. 현장 실험 자료 분석

축소모형실험을 통하여 얻어진 다양한 암반 조건에서의 말뚝 거동 특성을 현장실험 자료와 비교하고 검증하기 위하여 실제 현장에서 수행한 실험형 현장실험의 자료를 수집하였고, 이를 통하여 현장의 실험 자료와 현장의 암반조건에서의 거동 및 지지력 특성을 분석하였다.

본 연구에서는 말뚝의 선단부 거동만을 고려했기 때문에 현장실험 자료 중 선단에 관한 자료만을 수집하고 분석하였으며, 실험 수행 방법으로는 말뚝 선단에 직접적으로 하중을 가하여 선단과 주면의 거동을 동시에 측정하는 양방향실험(bi-directional load test)에 한하여 자료를 수집하였다.

### 5.1 양방향 실험 장치의 특징

말뚝의 하중 재하 실험에는 크게 두 가지 종류의 실험형 실험방법이 있다. 말뚝의 설계 하중보다 더 큰 사하중 또는 반력 앵커와 말뚝 등을 이용하여 말뚝의 두부에 직접 하중을 가하는 사하중 재하방식과 말뚝 선단에 하중을 가할 수 있는 유압셀을 설치하고 지상에서 유압펌프와 계측 장치를 이용하여 실험을 수행하는 양방향 실험방법이 있다. 전자의 경우는 말뚝 두부에서 가해진 하중으로 말뚝 전체의 변위 및 응력에 대한 거동을 측정할 수 있고, 시험중 두부 파손 등과 같은 문제가 발생할 때에도 보수 보강이 가능한 장점이 있는 것에 비하여 반력으로 사용되는 하중장치를 만들기 위한 과다한 공사비가 발생하며, 실험 장비제작 등의 어려움으로 인하여 국내의 현장에서 수행하는 것은 매우 제한적으로 사용하는데 비하여 양방향 실험은 시험장치가 간단하고 실험장치가 사하중 재하방식에 비하여 저렴하여 실험형 실험에 많이 사용되고 있다.

양방향 실험 장치는 Figure 5.1에서 보는 것과 같이 철근망의 중간부 또

는 하단부, 철골의 하단에 실험 장치를 설치하고, 말뚝 시공이 완성된 후에 지상에서 컨트롤 되는 유압셀을 이용하여 하중재하실험을 수행하는 장치이며 하중을 가하는 평편한 유압셀이 유압에 의해서 상부와 하부로 이동함으로써 상하 양방향으로 하중을 가하는 특징이 있다. 양방향시험기의 유압셀 용량은 말뚝의 최대 하중에 따라서 유압셀의 수량과 위치를 다양하게 할 수 있는 특징이 있으며, 현재까지 최대 30000 ton까지 하중을 재하한 사례가 있다. 상부와 하부에서 발생하는 변위와 하중에 대한 계측은 유압잭(hydraulic jack)에 작용하는 하중과 상하로 상대변위가 발생하는 유압셀이 Plate에 설치된 LVWDTs(linear vibrating wire displacement transducer)을 통하여 측정하게 된다.



(a) Load cell of Type A



(b) Load cell of Type B

Figure 5.1 Bi-directional load test installation

양방향 시험 장치의 장점으로 말뚝 두부에 반력으로 사용되는 수많은 콘크리트 블록이나 철강재 등의 중량구조물과 이러한 하중을 지지하고 말뚝에 하중을 가할 수 있는 하중 반력대 등의 복잡한 구조가 필요 없으며, 말뚝의 선단부 뿐만 아니라 원하는 위치로 부터 매우 가까운 곳에 직접적으로 하중을 가할 수 있는 특징이 있다. 단점으로는 실험용으로 사용되었던 말뚝은 재사용이 어렵고, 콘크리트 타설 전에 시공을 하는 것이어서 시공 시 철

저한 품질관리가 필요하다는 것이다. 특히 실험 중 유압셀 또는 계측장치에 문제가 발생할 경우는 수정 또는 교체가 불가능하기 때문에 추가적인 말뚝 설치와 고가의 유압셀의 재설치가 필요하고, 단일 유압셀을 사용할 경우 하중이 가해지는 부분의 극한하중은 알 수 있으나, 다른 부분의 하중 거동 상태를 알 수 없기에 말뚝의 여러 지점에서 하중의 크기를 정확히 알기 위해서는 많은 유압셀의 설치로 인하여 실험비의 증가가 된다.

양방향시험장치는 Osterberg (1973)에 의해서 개발되었으며, 여러 연구자와 기술자들에 의해서 검증되었다. 특히 DiMillio (1998)등에 의하면, 32개의 양방향 시험장치를 이용한 실험에서 암반에 근입된 말뚝 중 17개의 실험결과에서 선단과 주면의 극한지지력을 확인하였고, 이를 통하여 양방향 시험장치를 이용한 말뚝의 거동을 검증할 수 있다고 결론을 내린 바가 있다. Gunnink et al. (2002)은 석회암반에 말뚝을 근입시키고 말뚝 선단에 양방향 시험 장치를 이용함으로써 주요한 설계기법을 도출해낸 바가 있다.

## 5.2 현장실험 자료 특징

모형실험결과와 비교 분석을 실시하기 위하여 연암(Soft Rock) 이상의 강도를 갖는 암반에 근입된 말뚝으로서, 총 7개의 현장에서 수행한 15개의 양방향 시험자료를 수집하였다. 특히 말뚝이 근입된 암반은 서울 및 경기 일대의 변성암인 편마암 지역에서 수행된 실험 자료로서, 국내의 편마암은 오랜 지각 운동으로 인하여 불연속면의 영향을 많이 받고 있으며, 지역에 따라서 깊이에 따른 강도 및 탄성계수 등의 차이가 큰 특징이 있다.

국내외적으로 현장타설말뚝의 선단부를 암반에 근입시키는 방법으로는 크게 두 가지의 경우로 나눌 수 있는데, 그중 하나는 Figure 5.2(a)와 같이 Top-down용으로서 향후 굴착이 되는 지하층을 나공 상태로 놓고 말뚝 하부만을 견고한 암반에 수m의 깊이로 근입하여 콘크리트를 타설하여 현장타설말뚝을 형성하게 하는 형태로서 Type-A의 경우는 근입깊이가 짧기 때문에 주면마찰력보다는 선단지지력에 의존적이며, Type-B의 경우는 비교적 긴



근입깊이를 가지고 있기 때문에 주면마찰력과 선단지지력을 동시에 설계하게 된다. 그러나 실험에서 양방향 실험장치를 사용하여 주면마찰력과 선단지지력을 구분해서 확인 할 수 있기 때문에 본 연구의 주목적인 선단지지력만을 고려하여 분석하는 데는 문제가 영향이 없다.

Table 5.1 Drill shaft characteristics

Piles	Rock Type	Pile Type <sup>1)</sup>	Diameter(mm)	Pile Length(m)	Rock Socket Length (m) <sup>2)</sup>	UCS (MPa)	Elastic Modulus (MPa)
A	Gneiss	A	1000	30.0	3.5	111.3	-
B1	Gneiss	A	800	30.0	3.5	17.1	1970
B2	Gneiss	A	1500	26.0	3.0	57.2	5050
C	Gneiss	A	800	28.7	2.7	29.6	-
D	Gneiss	A	800	22.5	2.5	56.1	-
E1	Gneiss	B	2500	32.0	17.0	19.8	2150
E2	Gneiss	B	2000	31.5	21.0	28.6	3500
E3	Gneiss	B	1500	33.4	8.0	40.8	4108
F1	Gneiss	B	2500	58.4	7.4	13.5	594
F2	Gneiss	B	2500	54.2	9.2	18.5	1343
F3	Gneiss	B	2500	51.6	6.5	30.6	1763
G1	Gneiss	B	3000	41.3	7.3	70.4	-
G2	Gneiss	B	2400	45.0	8.0	10.2	-
G3	Gneiss	B	2400	45.7	15.2	15.0	2294
G4	Gneiss	B	2400	41.0	13.5	12.2	1054

1) Pile Type은 Figure 5.2의 형태 참조

2) Rock Socketed Length에서 풍화암(Weathered Rock) 이상의 강도를 갖는 암반에 근입된 깊이임

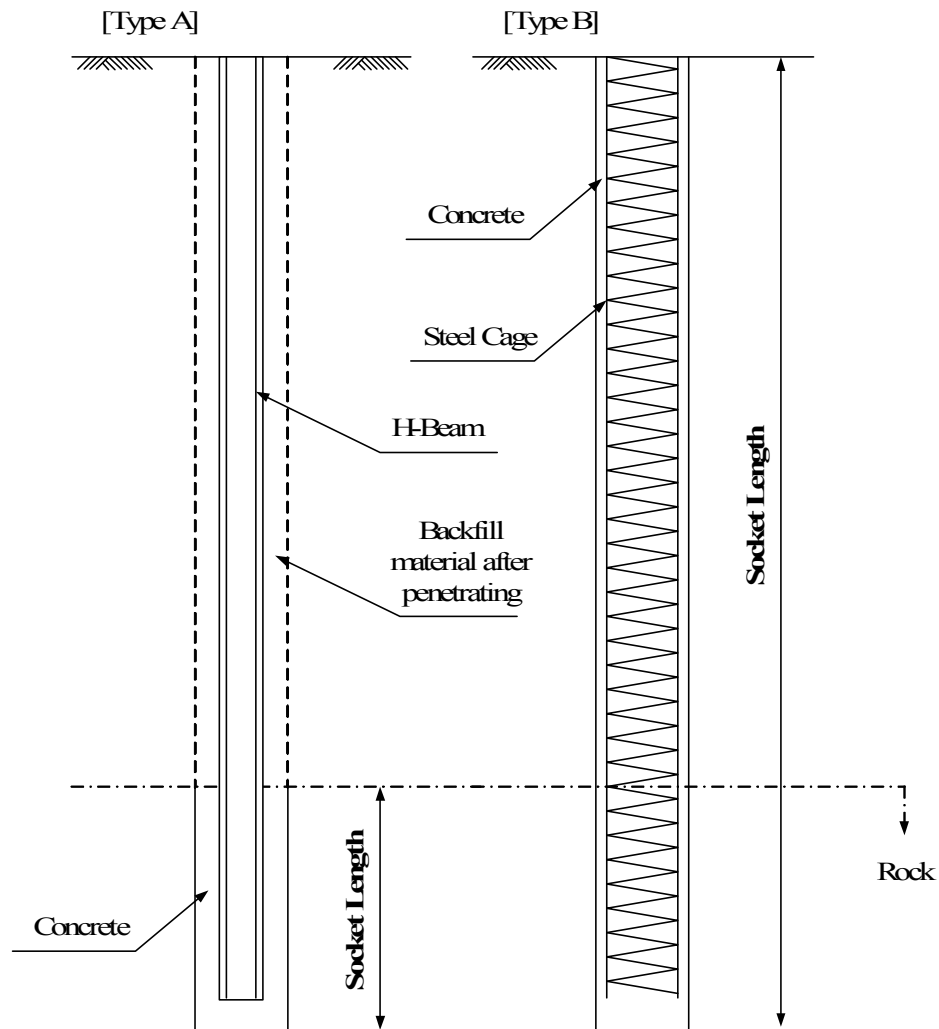


Figure 5.2 Typical drilled shaft (Bored Pile); Type A is for Top-Down, and Type B is for general drilled shaft

### 5.3 현장 실험 결과

#### 5.3.1 현장의 지반 특성

현장자료의 지반조건에 대한 특징을 분석하기 위하여 말뚝의 선단부로부터 말뚝의 직경의 2배(2D)내에서 수행된 시추조사 자료를 이용하여 암석의 강도, 변형계수 및 RQD등을 분석하였다. 암석의 일축압축강도는 54 mm × 100 mm의 원형 시험편를 이용하였고, 변형계수는 공내재하시험 (Pressuremeter test) 등을 통하여 얻어진 자료의 평균치를 사용하였다. RQD는 말뚝의 선단부에서 하부의 2D의 깊이내의 값과 말뚝 선단으로부터 상향으로 1.0D에서 얻은 값의 평균을 사용하였다. 또한 모든 현장 실험에서의 말뚝 선단부에는 단층과 같은 연약대는 없는 것을 확인하였다. Figure 5.3은 시추 조사 자료에서 얻어진 암반의 일축압축강도와 RQD의 관계를 나타내고 있다.

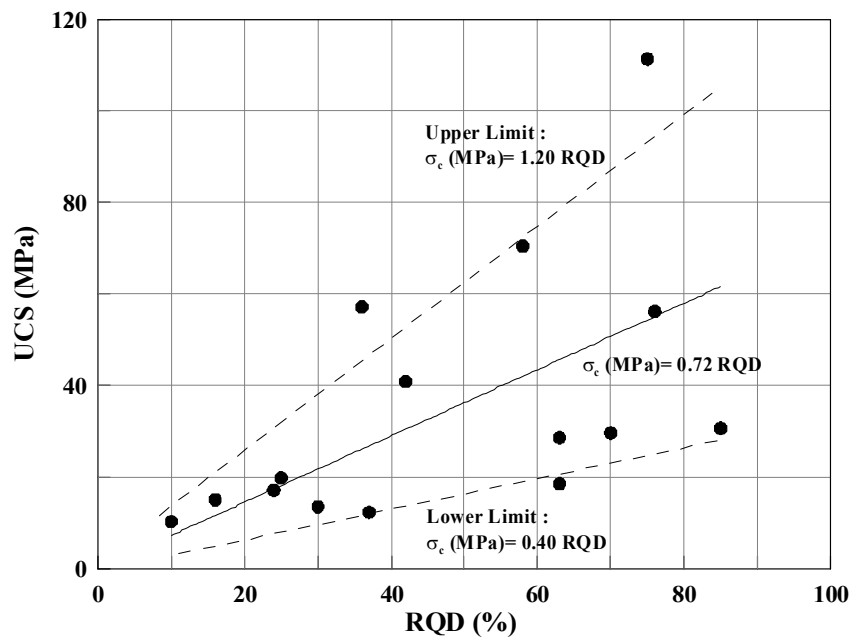


Figure 5.3 Correlation between UCS and RQD

### 5.3.2 암석의 강도와 선단지지력의 관계

현장의 실험 자료를 통하여 얻어진 극한지지력을 이용하여, 선단부의 암반 상태와 극한지지력의 관계를 검토하였다. 일축압축강도와 단위 면적당 최대 선단지지력의 관계를 나타낸 Figure 5.4에서 보는 것과 같이 암반의 강도에 따라 지지력은 매우 밀접한 관계를 갖는 것을 볼 수 있으며, 식(5.1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_{\max} = 4.6 \times (\sigma_c)^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (5.1)$$

여기서,  $q_{\max}$ 는 단위면적당 최대 선단지지력을 의미하며,  $\sigma_c$ 는 암반의 일축 압축강도를 나타낸다. 본 연구에서 제안된 식(5.1)은 현장데이터를 분석하여 말뚝의 선단지지력을 제시한 Zhang and Einstein (1998)의 연구 결과와 매우 유사한 것을 볼 수 있다.

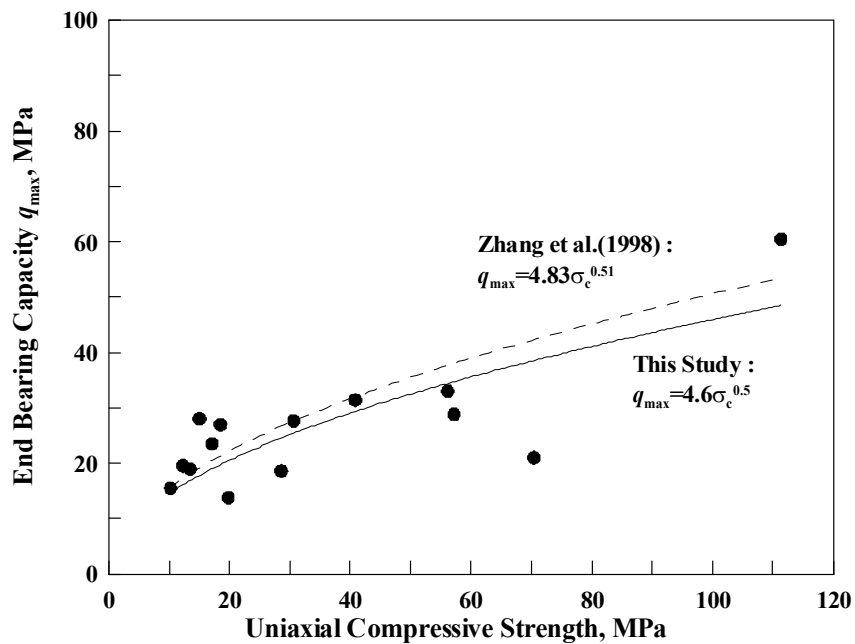


Figure 5.4 Correlation between end bearing capacity and UCS

### 5.3.3 RQD와 선단지지력의 관계

식(5.1) 및 Zhang and Einstein (1998)의 식은 선단지지력을 예측하는데 단순히 암석의 강도만을 이용하여 제시한 식으로 불연속면의 특징 및 초기 응력 등이 고려되어 있지 않다. 이에 따라 말뚝 선단에서의 RQD와 선단지지력의 관계를 분석하였으며, RQD와 단위면적당 선단지지력은 Figure 5.6에 나타나 있다. 그래프에서 보는 것과 같이 RQD의 크기에 따라 선단지지력은 선형적인 증가의 관계가 있는 것을 볼 수 있으며, 이는 RQD가 말뚝의 선단지지력에 영향을 주는 인자로서 밀접한 관계가 있는 것으로 나타낸다. 다만, RQD의 값에 따른 편차가 심하여, 식(5.2)에서와 같이 상한치, 하한치 및 평균치로써 나타낼 수 있었다.

$$\text{평균치} : q_{\max} = 0.5 \times RQD \text{ (MPa)} \quad (5.2a)$$

$$\text{상한치} : q_{\max} = 1.1 \times RQD \text{ (MPa)} \quad (5.2a)$$

$$\text{하한치} : q_{\max} = 0.3 \times RQD \text{ (MPa)} \quad (5.2a)$$

본 연구의 결과는 Peck(1974)이 제시한 RQD와 선단지지력과의 예측식과 유사한 범주에 있는 것으로 보여 지고 있으나, 본 연구에서 제안한 예측식은 RQD가 80% 이하일때는 본 연구에서 제안한 식이 다소 크지만, RQD가 80% 이상일 때는 Peck의 제안식에 다소 큰 것으로 나타났다. 그러나 Figure 5.3의 일축압축강도와 RQD의 관계에서 보는 것과 같이 RQD에 따라 강도의 편차가 클 뿐만 아니라, Figure 5.5의 결과에서도 RQD의 상하한 값에서 단위면적당 선단지지력의 값이 편차가 많이 나기 때문에 RQD를 이용하여 선단지지력을 정량적인 설계하는 것은 오차가 발생할 가능성이 있으므로 설계 초기단계에서 지반조사 자료를 통하여 간단히 선단지지력을 예측하는데 사용하는 것이 타당하다고 보여진다.

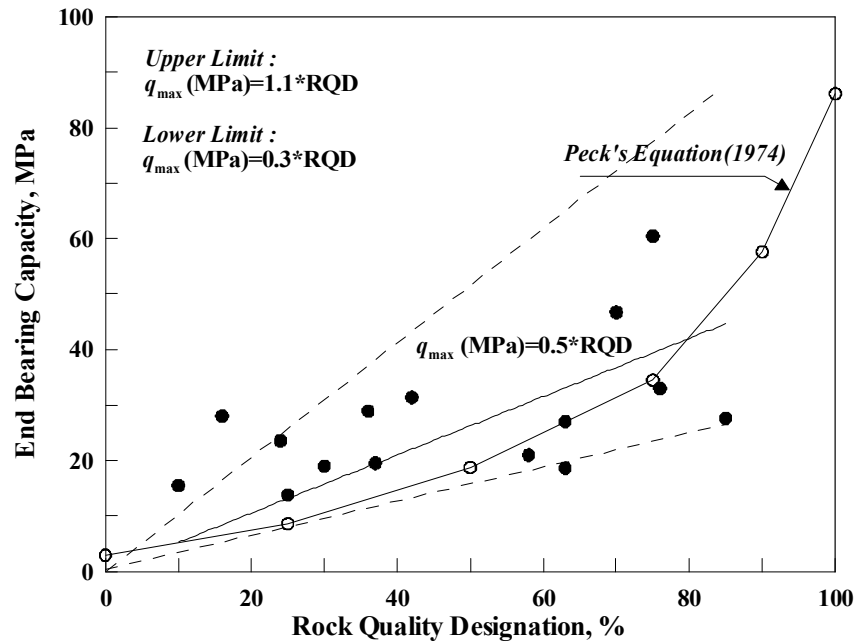


Figure 5.5 Correlation between end bearing capacity and RQD

### 5.3.4 선단의 응력-변위 특징

암반에 근입된 말뚝의 거동은 암반의 강도뿐만 아니라 변형계수의 영향을 받게 된다. 그러나 현장에서 측정되는 변형계수의 경우는 불연속면 또는 지질학적인 영향을 많이 받게 되어 정확한 변형계수를 확인하는 것은 매우 어렵다. Figure 5.6은 Table 5.1에서와 같이 현장실험자료의 변형계수와 암석의 일축압축강도의 관계를 보여주고 있다. Figure 5.6에서 보는 것과 같이 변형계수는 편차는 있지만, 암석의 강도와 선형적인 관계를 가지고 있는 것으로 보인다.

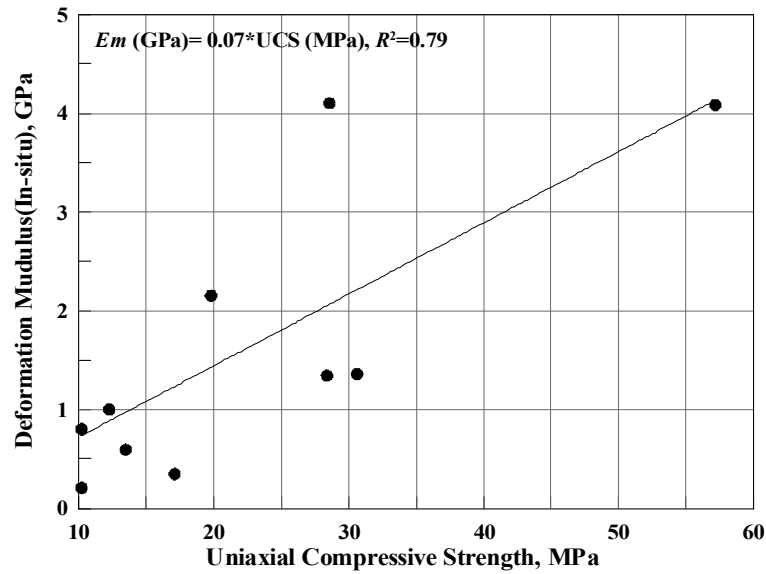


Figure 5.6 Correlation between deformation modulus and UCS

이때의 일축압축강도와 변형계수는 식(5.3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_m \text{ (GPa)} = 0.07 \times \sigma_c \text{ (MPa)} \quad (5.3)$$

여기서,  $E_m$ 은 변형계수이며,  $\sigma_c$  (MPa)는 암석의 일축압축강도이다.

Figure 5.7은 현장에서 수행된 15개의 하중재하실험의 응력-변위( $q-s$ ) 곡선으로써 그래프에서 보는 것과 같이 응력-변위의 편차가 매우 다양하게 측정되는 것을 볼 수 있다. 이와 같은 이유는 각각의 현장의 지반정수와 시공조건이 다르기 때문이며, 이에 대한 하중전이함수를 산정하기 위해서 곡선의 응력( $y$ 축)을 암석의 강도로 나누어 변위와의 관계를 나타내었다. Figure 5.8은 응력/강도와 변위( $q/\sigma_c - s$ )의 곡선을 나타내고 있으며, Figure 5.7에 비하여 곡선의 패턴이 매우 유사하게 거동하고 있는 것을 볼 수 있다. 따라서 현장에서 실험된 변위 특성은 암석의 일축압축강도와 매우 밀접한 관계가 있는 것을 볼 수 있었다.



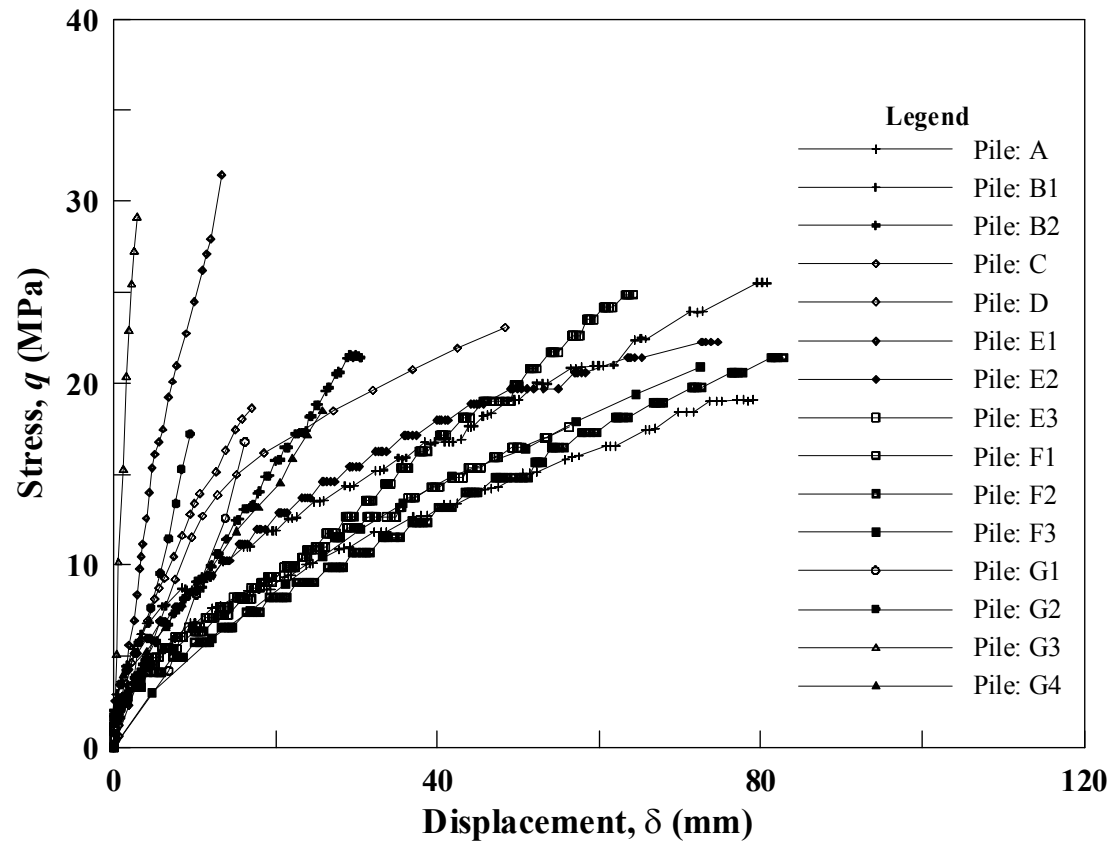


Figure 5.7 Correlation between stress and displacement at the end of the Shaft

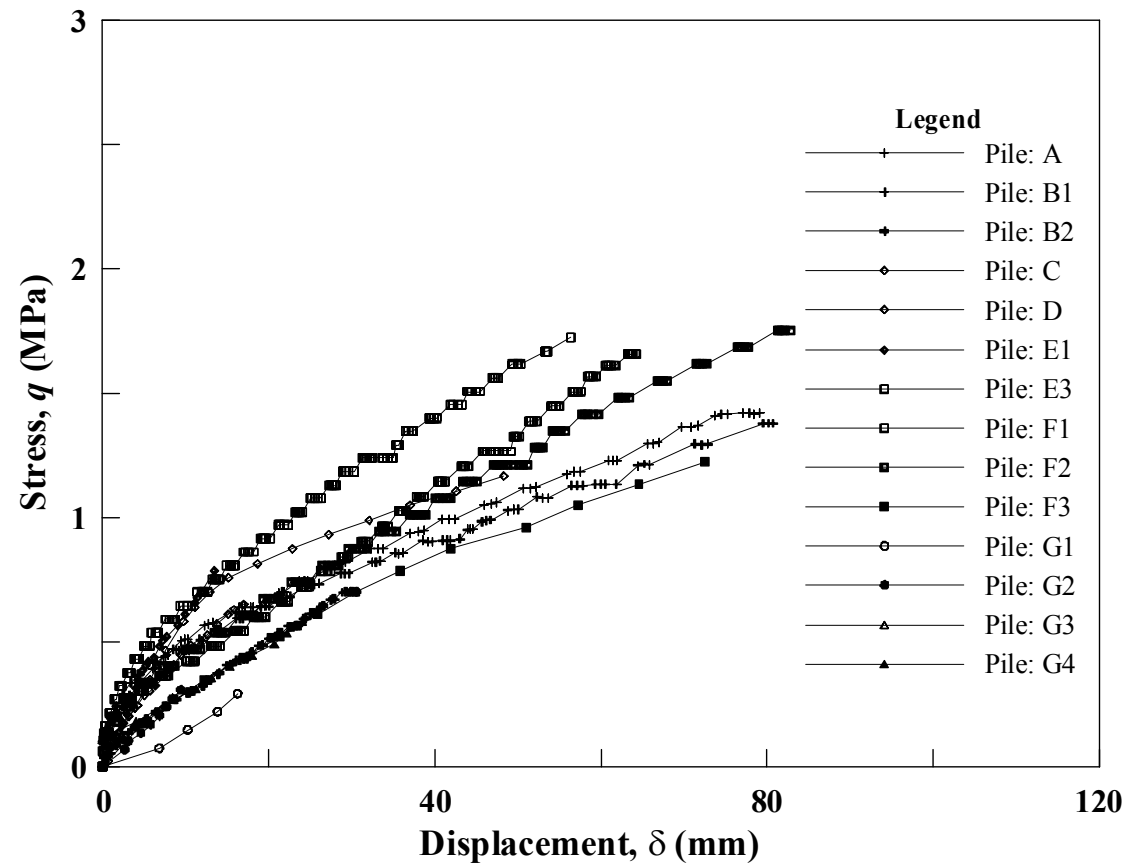


Figure 5.8 Correlation between stress( $q$ )/UCS and displacement at the end of the Shaft

## 5.4 현장실험과 축소모형실험의 선단지지력과 변위 특성 비교

### 5.4.1 하중전이함수의 거동 특성

Figure 5.8에서 보는 것과 같이 말뚝 선단부의 변위는 암석의 강도에 영향을 받고 있는 것으로 나타났다. 이러한 말뚝의 선단 변위와 강도 크기에 따른 거동을 분석하기 위하여 암석의 강도를 크게 4구간으로 분류하였으며, Table 5.2에서 보는 것과 같다. 이때 모형실험의 결과와 비교하기 위하여 시험편의 대상이 되었던 강도에 대하여 분류하여 비교하였다.

Table 5.2 Category classification of UCS

UCS of In-Situ Test (MPa)	UCS Model Test (MPa)	Category
10 ~ 20	0.44 (19.8)	1
20 ~ 40	0.64 (28.8)	2
40 ~ 80	1.47 (66.2) 1.65 (74.3)	3
80 ~ 90	4.22 (194.9)	4

주) 괄호안의 숫자는 축소율을 적용하기 전의 암석의 강도임

말뚝 선단의 응력-변위 곡선으로부터 하중전이 함수를 구하기 위해서는 Figure 5.8과 같이 종축은 응력비( $q/\sigma_c$ )로 표현하였고, 횡축은 변위를 나타내었으며, 현장의 15개의 모든 응력-변위 값을 이용하여 회귀분석을 실시한 결과는 식(5.3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$q/\sigma_c = \alpha \times \delta^{0.5} \quad (R^2=0.9) \quad (5.3)$$

여기서,  $q$ 는 응력-변형 곡선에서의 응력을 나타내고 있으며,  $\sigma_c$ 는 암석 또는 시험편의 일축압축강도,  $\delta$ 는 변형을 나타내고 있다. Figure 5.9는 각각의 곡선의 회귀분석을 통해서 얻어진  $\alpha$ -계수와 암반의 일축압축강도를 나타내고 있다.

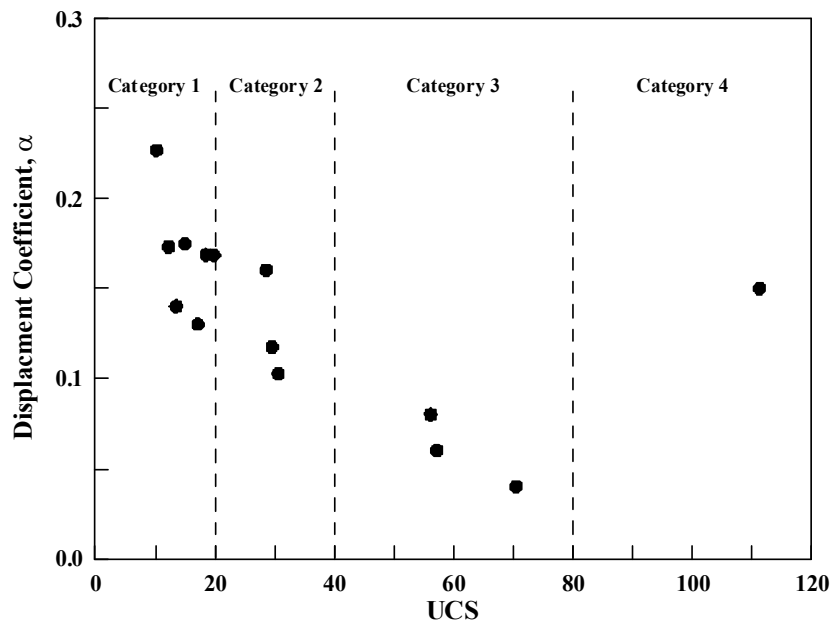


Figure 5.9  $q/\sigma_c$  - displacement curve of in-situ test at Category 1

Table 5.3 Coefficient of  $\alpha$

Category	Average $\alpha$ -계수
1	0.17
2	0.12
3	0.04
4	0.15

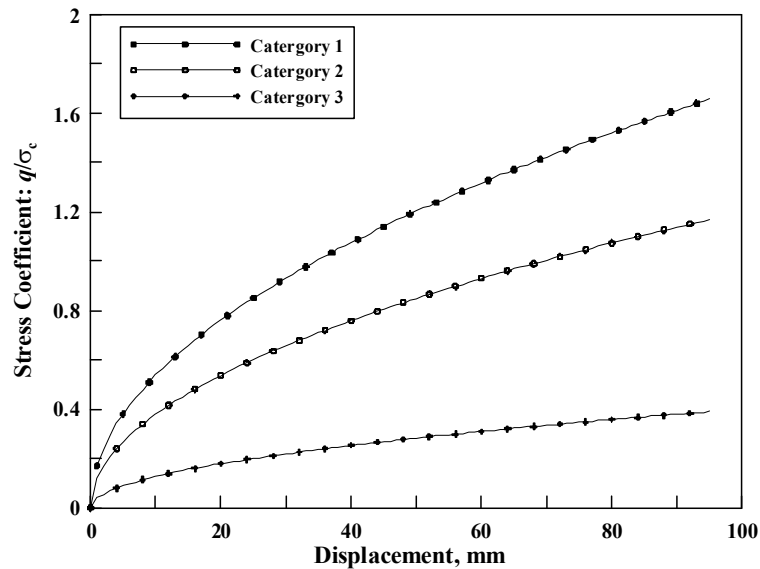


Figure 5.10 Comparison of  $q/\sigma_c$  displacement curve

Figure 5.9과 Figure 5.10에서 보는 것과 같이 암반강도가 낮을수록  $\alpha$ -계수의 값이 큰 것을 볼 수 있으며, 강도가 증가할수록  $\alpha$ -계수가 급격하게 작아지는 것을 볼 수 있었다.

Figure 5.11은 Category 1에 해당하는 9개의 말뚝 재하시험 중에서 경향이 상이한 현장 Test 6의 결과를 제외하고 나타낸 응력비-변위 곡선이며, 이를 회귀분석한 결과로서  $\alpha$ -계수는 Table 5.3와 같이 0.17을 가지고 있었다. 이를 이용하여 Figure 5.12와 같이 모형실험의 응력비-변형 곡선으로 나타낸 결과에서 보듯이 실내 모형실험과 현장실험의 거동이 매우 유사한 것을 볼 수 있었다.

20~40 MPa의 암석의 강도를 갖는 지반에서 수행된 말뚝재하실험의 결과를 분석한 Category 2의 응력비-변위 곡선은 Figure 5.12에 나타나 있다. 그래프에서 보는 것과 같이 3개의 실험에서 최대 변위는 30mm 까지만 발생이 되어서, 30 mm이후의 거동을 확인할 수 없었지만, 회귀분석을 수행한 결과  $\alpha$ -계수는 0.12로 나타났다. 이를 이용하여 실내모형실험의 응력비-변위

곡선을 비교한 결과는 Figure 5.13과 같으며 현장 실험의 곡선이 모형실험에 비하여 완만한 포물선의 형태로 나타나는 것을 볼 수 있었다.

Category 3은 3개의 현장실험자료를 이용한 Figure 5.14에서 보듯이 각각의 곡선은 매우 상이한 형태의 응력비-변형 곡선을 가지고 있었으며, 회귀분석을 통한  $\alpha$ -계수도 0.04로 매우 낮게 계산되었다. 모형실험 중에 Category 3에 해당하는 곡선의 응력비-변위 곡선과 결과는 Figure 5.15와 같으며, 모형실험과 현장실험의 결과의 곡선이 매우 상이한 것을 볼 수 있었다.

높은 강도인 Category 4의 경우는 실험자료의 부족으로 회귀분석은 실시하지 못하였으나, 한 개의 모형실험과 현장실험의 결과를 비교한 Figure 5.16에서는 변곡점 이전에는 유사한 거동을 하는 것을 볼 수 있었다.

말뚝의 선단 변위와 응력에 대한 거동을 예측하는 데에 변형계수와 암석의 강도 또는 불연속면 등의 특징을 이용하는 여러 방 등의 여러 가지 인자들을 이용할 수 있으나, 본 연구에서는 암석의 강도만을 이용하여 하중전이 곡선의 특징을 분석하였다. 응력비-변위 곡선에서 보듯이 Category 1과 같이 낮은 암석의 강도에서의 시험결과에서는 응력-변위에 대한 곡선이 암석의 강도에 대하여 일정한 거동을 하는 것을 볼 수 있었으며, 특히 모형실험을 통해서 얻어진 응력-변형 곡선과도 유사한 거동을 보이는 것을 볼 수 있었다. 그러나 암석의 강도가 큰 Category 3과 같은 형태의 곡선에서는 현장데이터에서도 거동이 상이하였으며, 모형실험을 통해서 얻은 결과와도 매우 상이한 것을 볼 수 있었다.

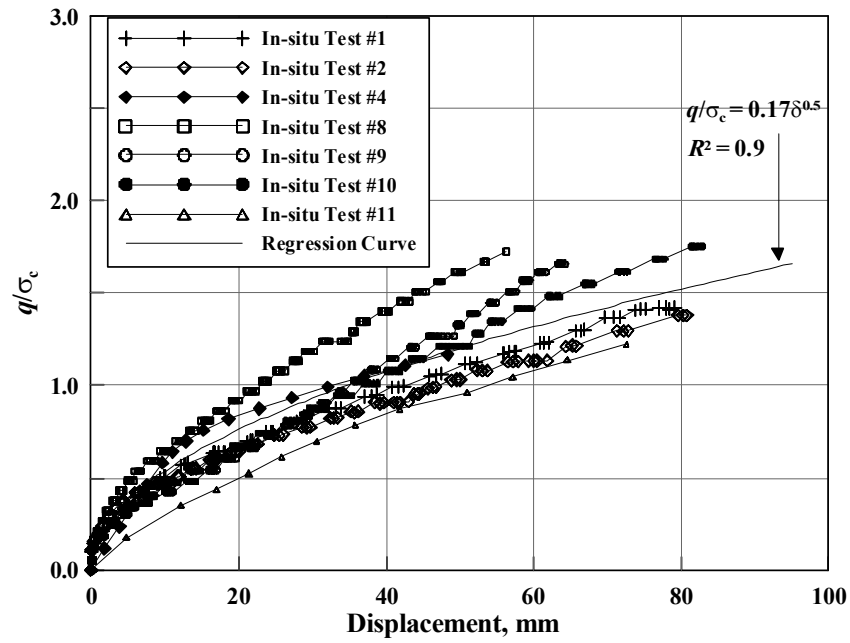


Figure 5.11  $q/\sigma_c$  - displacement curve of in-situ test at Category 1

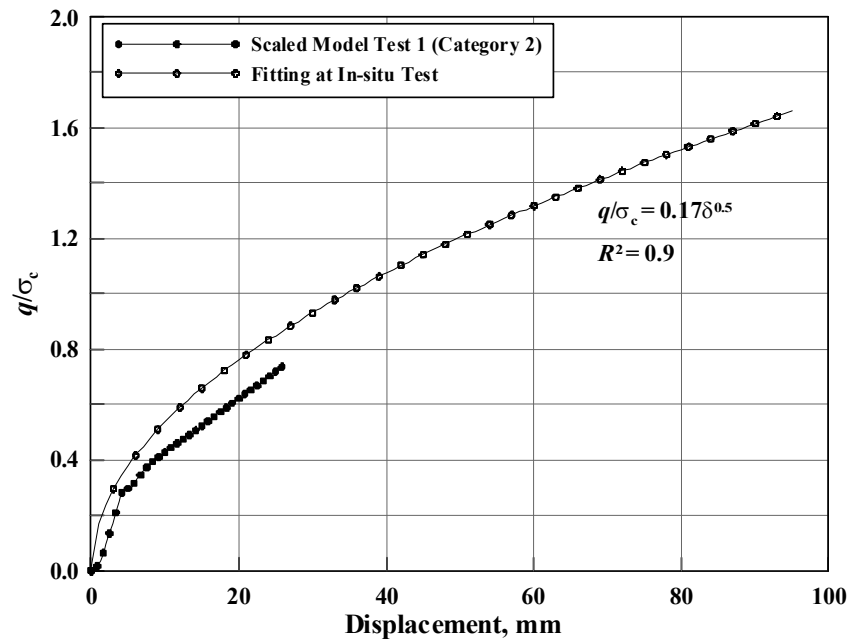


Figure 5.12 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 1

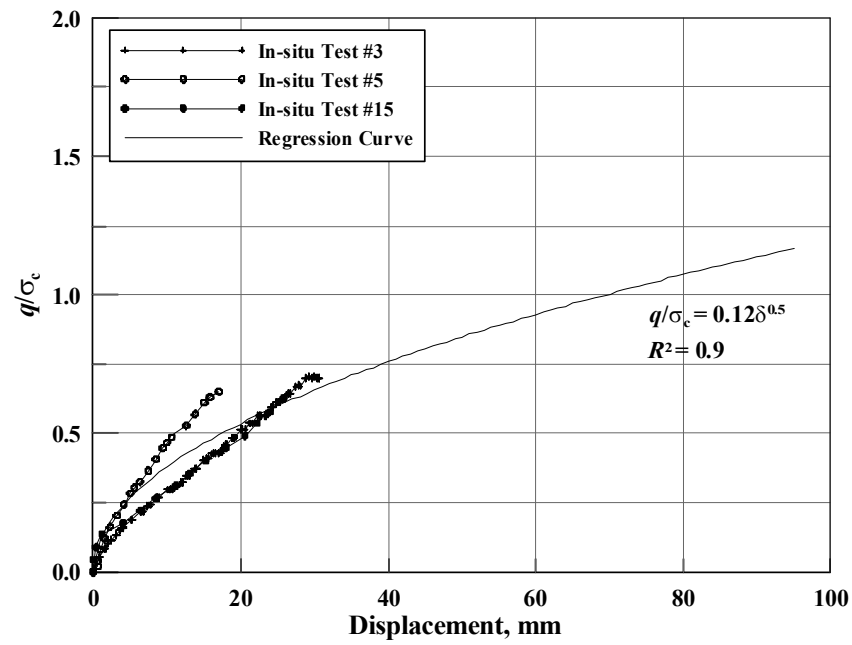


Figure 5.13  $q/\sigma_c$  - displacement curve of in-situ test at Category 2

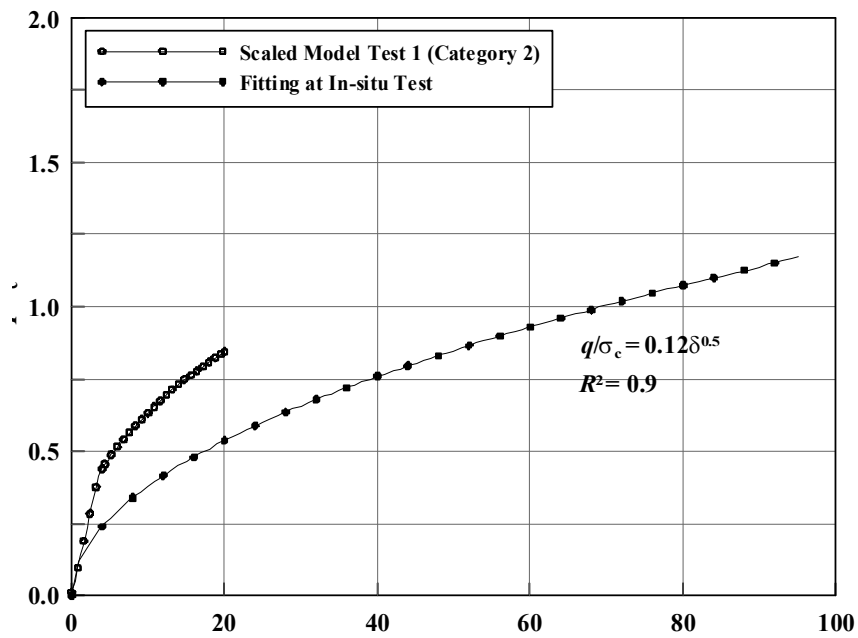


Figure 5.14 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 2



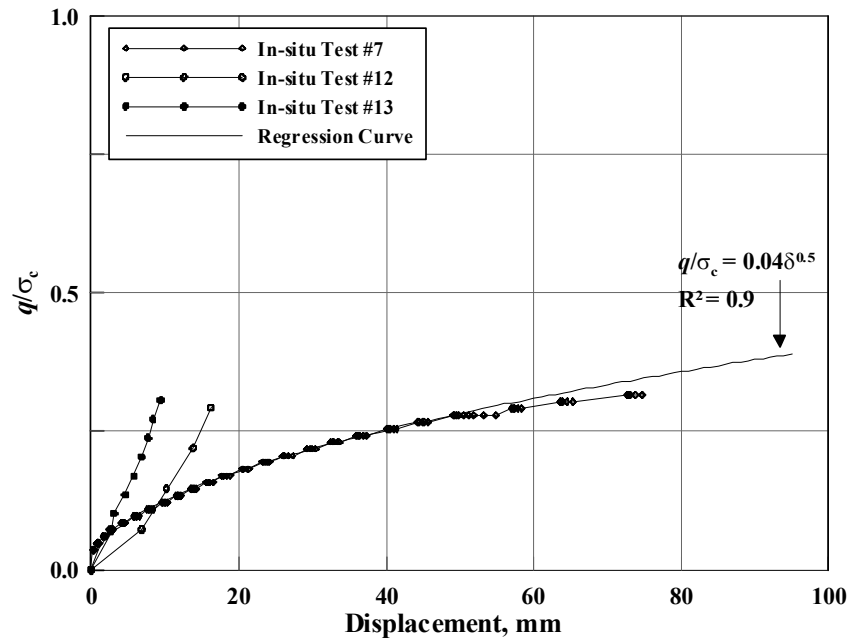


Figure 5.15  $q/\sigma_c$  - displacement curve of in-situ test at Category 3

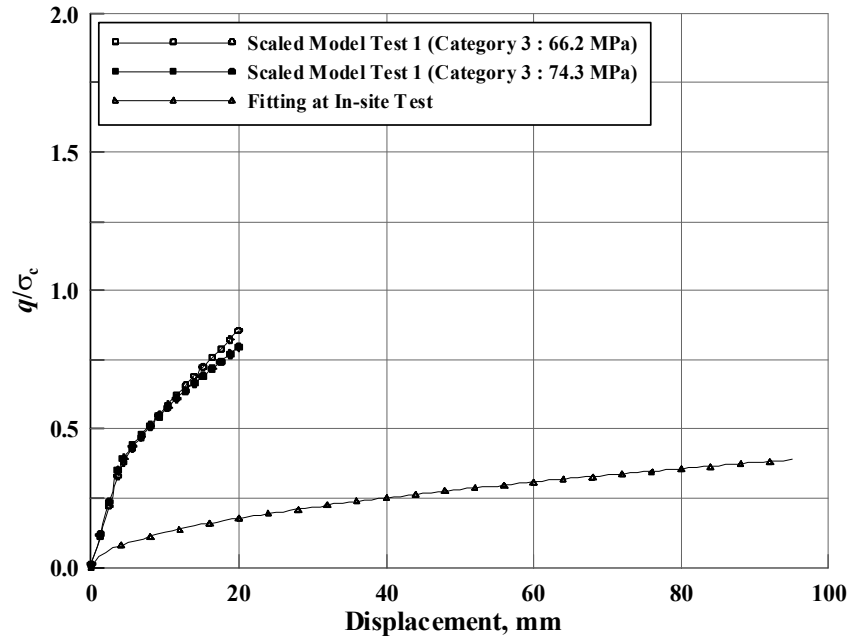


Figure 5.16 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 3

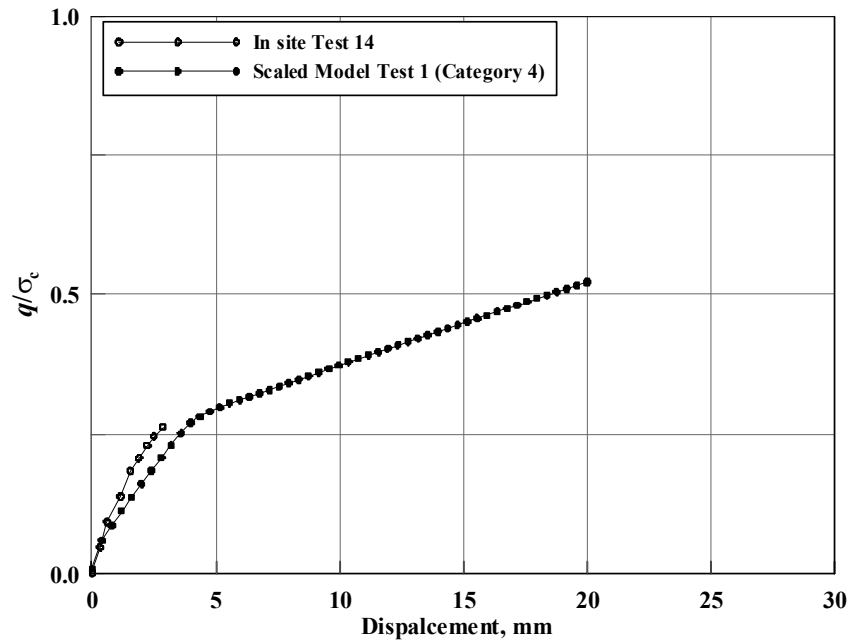


Figure 5.17 Comparison between fitting curve of in-situ test and model test at Category 4

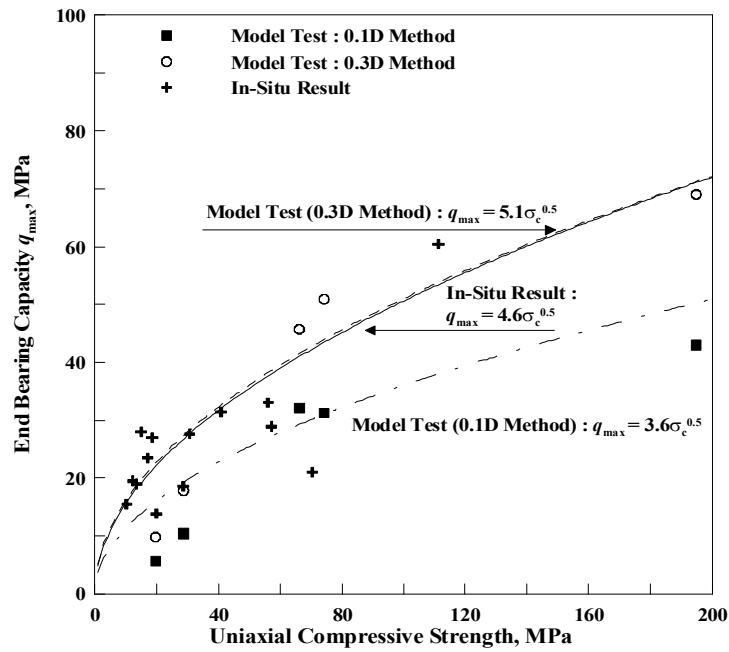
#### 5.4.2 선단지지력 특성 비교

현장타설말뚝의 실내 축소모형실험 및 수치해석에 의해서 산정된 선단지지력 예측식과 현장실험을 통하여 얻어진 선단지지력 예측식을 비교하였다. 또한 4장에서 언급한 것과 같이 응력-변형 곡선에서 말뚝의 직경의 10% (0.1D) 또는 30% (0.3D)에 해당하는 변위가 발생했을 때의 응력을 최대 선단지지력으로 결정하는 것으로 단위면적당 선단지지력에 대한 비교는 Figure 5.17에 나타나 있다.

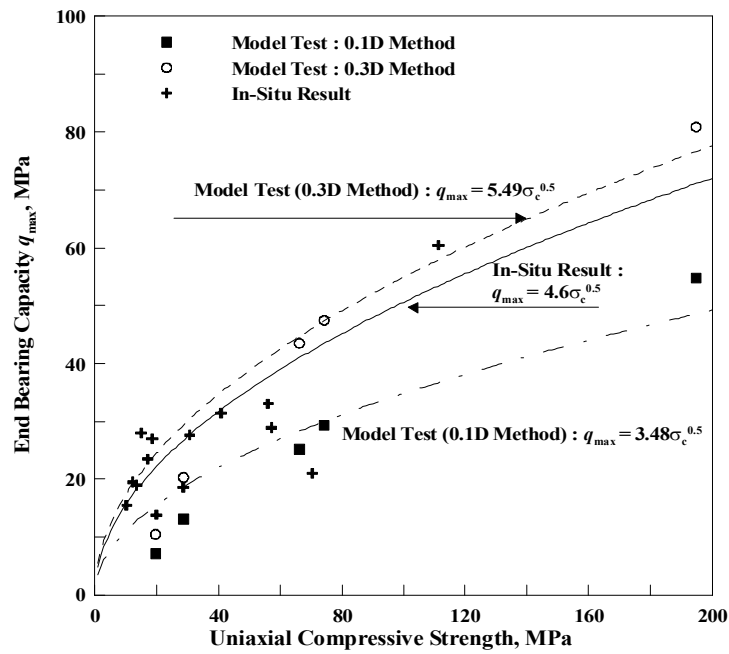
Figure 5.17(a)는 현장에서 얻어진 단위면적당 선단지지력과 축소모형실험을 통해서 얻은 선단지지력을 비교한 것으로 축소모형실험에 적용된 시험에는 불연속면이 없는 시험편에서 얻어진 시험결과를 분석하여 산정된 선단지지력을 나타내고 있다. 이때의 선단지지력 예측식은 현장에서 얻어진 선

단지지력의 회귀 분석식과 유사한 형태를 갖는 것을 볼 수 있었다. 그러나 축소모형 실험에서는 1.93의 구속응력비를 적용하여 수행한 실험으로서, 모형실험의 결과에서 볼 수 있듯이 말뚝의 단위면적당 선단지지력은 구속응력비에 대하여 선형적인 증가가 있었기 때문에 선단지지력의 비교에서는 지중 구속조건을 고려하는 것이 매우 중요하다. 따라서 현장조건에서는 이와 같은 지중 구속 응력조건이 반영되지 않았기 때문에 모형실험과 수치해석에서의 선단지지력 예측식에 대하여 단순한 비교는 어려울 것으로 판단된다. 다만 축소율이 고려된 모형실험을 통해서 얻어진 선단지지력의 예측식이 현장 실험의 예측식과 유사한 경향과 크기를 가지고 있기 때문에 현장 자료에서 더 많은 지반조건을 조사하고 분석한다면 더욱 신뢰성 있는 예측식이 될 수 있으며, 다양한 조건을 모사할 수 있는 모형실험과의 비교에서도 좋은 결과가 있을 것이라 판단된다.

수치해석을 통해서 얻어진 단위면적당 선단지지력과 현장실험의 값을 나타낸 Figure 5.18(b)의 결과에서도 마찬가지로 예측식은 비슷하였으나, 모델링에 사용된 시험편과 현장조건의 구속응력 상태가 다르기 때문에 예측식에 대한 비교는 어려울 것으로 판단되어지나, 말뚝 선단부의 지반조건을 자세히 분석하여 비교 할 경우에 신뢰성 높은 예측식이 개발될 수 있을 것이라 판단된다.



(a) Compare scaled model test to in-situ data



(b) Compare numerical analysis to in-situ data

Figure 5.18 Comparison of the end bearing capacity

## 6. 결 론

말뚝 선단부의 다양한 암반 상태를 모사하고 하중을 가하였을 때의 말뚝 선단거동 특성을 유추하기 위하여, 축소율을 고려한 모형시험장치를 개발하였고 이를 통하여 강도, 구속압, 불연속면의 상태 등의 변화에 따른 선단지지력 및 변위 거동 특성을 고찰하였다. 또한 축소모형실험의 시험결과를 수치해석과 실대형 현장 실험자료를 통하여 선단지지력과 변위 특성을 비교·검증하였고, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 일정한 구속압을 받는 불연속면이 없는 시험편에 다양한 강도를 모사하여 시험을 실시하였고, 시험편의 강도가 증가할수록 선단지지력은 비선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 또한 시험편의 강도 증가는 응력-변위 곡선의 기울기에 영향을 주는 것을 볼 수 있었으며, 기울기는 시험편의 강도에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 나타났고 변곡점 이후의 응력 변위 곡선의 기울기는 시험편의 강도에 따라 응력-변위 곡선의 기울기가 커지는 경향을 보였다.

2) 동일한 강도의 시험편에 구속응력비를 달리한 시험에서는 구속응력비가 커질수록 선단지지력이 선형적인 증가를 보이는 것으로 나타났다. 응력-변위 곡선의 기울기도 구속응력비의 크기에 따라 선형적인 증가가 되는 것을 볼 수 있었으며, 변곡점 이후에도 구속응력비가 클수록 응력-변위 곡선의 기울기가 증가되는 것을 볼 수 있었다.

3) 불연속면이 존재하는 시험편은 불연속면이 존재하지 않는 시험편에 비하여 지지력이 감소하는 것으로 나타났고, 말뚝과 불연속면 간의 거리가 가까울수록 지지력이 감소되는 것을 볼 수 있었다. 특히 수직 방향의 불연속면이 포함되어 있는 시험편은 수평방향의 불연속면이 포함된 실험에 비하여

선단지지력의 저감율이 작은 것을 볼 수 있었다. 그러나 수직하 불연속면은 변곡점 이후에 지지력의 증가 없이 변형만 발생하는 것에 비하여 수평하 불연속면의 실험에서는 변곡점 이전에 지지력은 작은 경향이 있으나, 변곡점 이후에는 지속적으로 지지력이 증가하는 경향을 보이고 있었다.

4) 응력-변위 곡선을 통하여 강도, 구속응력비, 수직과 수평방향의 불연속면 등이 고려된 단위면적당 최대 선단지지력에 대한 예측식을 제안 할 수 있었다. 선단지지력은 강도에 따라 지수함수식 형태의 비선형적인 증가 관계가 있었고, 구속응력비에 따라 선형적으로 증가하는 것을 볼 수 있었으며, 불연속면의 간격에 따라 무결한 상태에 비하여 일정한 비율로 지지력이 감소되는 것으로 나타났다.

5) 축소모형실험과 동일한 크기로 모델링하여 각 시험에 대하여 강도와 구속조건, 불연속면 상태를 모델링하여 수치해석을 수행한 결과는 모형실험의 강도와 구속응력비를 고려한 선단지지력의 경향이 유사한 것을 볼 수 있었으며, 응력-변위 곡선의 기울기도 축소모형실험의 결과와 유사하게 나타나는 것을 볼 수 있었다.

6) 현장에서 수행된 실험대형 말뚝 재하실험 자료를 분석하여, 지반 특성에 따른 선단지지력과 응력-변위 곡선의 특징을 비교 검토한 결과에서 선단지지력은 암석의 일축압축강도에 따라 비선형적인 비례하고 관계를 가지고 있었고, 이는 축소모형실험의 결과와 유사한 경향을 보이는 것으로 나타났다. 또한 변위 특성을 나타내는 하중전이 함수도 축소모형실험과 현장실험의 결과에서 유사하게 나타나는 것을 볼 수 있었다. 다만, 현장 실험 자료에는 지중 구속응력 상태와 불연속면 등의 특성이 고려되지 않았기 때문에 구속응력비가 고려된 모형실험자료와 비교는 한계점이 있다.

7) 불연속면과 지중구속응력 상태가 고려된 말뚝 선단부의 거동 특성을 확인하기 위하여 수행된 축소모형실험을 통하여 다양한 조건에 대한 응력-변위 곡선과 선단지지력 특성을 유추할 수 있었다. 또한 수치해석을 통한 검증에서도 모형실험의 결과와 매우 유사했을 뿐만 아니라, 암석의 강도 특성에 따른 축소모형실험의 하중전이 특성이 실험의 하중전이 결과와 유사한 것으로 나타났다. 이에 따라 암반에 근입된 말뚝에 대한 축소모형실험의 적용과 시험편의 제작, 실험방법의 제시 등을 통하여 이와 유사한 연구를 수행하는데 도움이 될 것이라 생각된다.

## 참고 문헌

김택곤, 1999, 원심모형실험 및 수치해석에 의한 사질토 지반내 터널복공의 역학적 거동에 관한 연구, 서울대학교 공학박사 학위논문.

깊은기초, 2002, 지반공학시리즈 4, 한국지반공학회, pp. 173-178.

박진오, 추연옥, 김동수, 2009, 원심모형 실험과 수치해석을 이용한 과압밀 지반에서의 말뚝지지 전면기초의 지지력 평가, 한국지반공학회 논문집, 제25권(7), pp. 23-33.

배성호, 2006, 수압파쇄법에 의해 측정된 국내 초기응력의 지체구조구별 분포 특성에 관한 연구, 서울대학교 공학박사 학위논문.

양형식, 하태욱, 김원범, 김종관, 류창하, 최병희, 2007, 축소모형실험을 위한 기초연구, 대한화약발과공학회 논문집, 제25권(1), pp. 79~84.

이승우, 2006, 무결암 재료의 크기에 따른 강도와 탄성계수의 변화에 관한 연구, 서울대학교 공학석사 학위논문.

채희문, 전석원, 2004, 축소모형실험과 입자결합모델 해석을 통한 철근 콘크리트 구조물의 발파해체 거동에 관한 비교 분석, 대한화약발과공학회 논문집, 제22권(1), pp. 33~43.

최세근, 2010, 축소모형실험 및 수치해석을 이용한 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지특성에 관한연구, 서울대학교 공학석사 학위논문.



AASHTO, 1996, Standard specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO, 1989, Standard specification for highway bridges, 14<sup>th</sup> Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials.

ACI, 1995, Building code requirements for structural concrete (ACI1318-95) and commentary (ACI1318R-95), American Concrete Institute, Farmington Hill, MI.

AGREMA, 1992, Design guides for off shore structures: Off shore pile, design., In P.L. Tirant (Ed.), Association de Recherche en Geotechnique Marine, Editions Technic, Paris, France.

Amadei, B., Savage, W.Z., 1993, Effect of joints on rock mass strength and deformability, Comprehensive Rock Engineering - Principle, Practice and Projects. Ed: J. Hudson, Pergamon Press, Vol. 1, pp. 331-365.

ASCE, 1997, Standard guidelines for the design and installation of pile foundations, ASCE 20-96, ASCE Press, New York, NY.

ASCE, 1996, Rock foundation: Technical Engineering and Design Guides as Adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, No. 16, ASCE Press, New York, NY.

ASCE, 1993, Design of pile foundation: Technical Engineering and Design Guides as Adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, ASCE Press,

New York, NY.

Bieniawski, Z.T., 1978, Determining rock mass deformability: experience from case histories, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstract*, Vol. 5, pp. 321-335.

Bishoni, B.L., 1968, Bearing capacity of a closely jointed rock, Ph.D. thesis, Georgia Insititute of Technology, Atlanta.

Boussinesq, M.J., 1885, *Applications des potentials, a l'etude de l'equilbre et de mouvement des solides elastique*, Gauthier-Villars, Paris.

Bozozuk, M., 1972, The Gloucester Test Fill, Ph.D. thesis, Purdue University.

Brown, E.T., 1970a, Strength of models of rock with intermittent joints, *Journal of Soil Mechanics and Foundation*, ASCE, Vol. 96, pp. 1935-1949.

Brown, E.T., 1970b, Modes of failure in jointed rock masses, *Proceeding of the 2nd International Congress on Rock Mechanics*, Belgrade, pp. 3-42.

Carrubba, B.L., 1997, Skin friction of large diameter piles socketed into rock, *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Canada, Vol. 34(2), pp. 230-240.

Carter, J.P., Kulhawy, F.H., 1988, Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock, Report EL-5918, Electric Power Research

Institute, Palo Alto, California, pp. 188.

Canadian Geotechnical Society, 1985, Canadian foundation engineering manual, 2<sup>nd</sup> Edition, Toronto, Ont., Canada.

Castelli, F., Maugeri, M., Motta, E., 1992, Analisi non lineare del cedimento di un Palo Singolo, Rivist Italiana di Geotechnical, Vol. 26(2), pp. 115~135.

Chang, M.F., Wong, I.H., 1987, Shaft friction of drilled piers in weathered rock, Proceedings of the 6th International Congress on Rock Mechanics, Montreal, Vol. 1, pp. 313-318.

Chappel, B.A., 1974, Load distribution and deformational response in discontinua, Geotechnique, Vol. 24, pp. 641-654.

Crapps, D.K., Schmertmann, J.H., 2002, Compression top load reaching shaft bottom - Theory versus tests, Proceedings of International Deep Foundations Congress, Orlando, Fla., pp. 14-16.

Coates, D.F., 1967, Rock mechanics principles (Monograph 874, Dept. of Energy, Mines, and Resources, Mines Branch), Ottawa, Canada: Queen' Sprinter.

Coon, R.F., Merrit, A.H., 1970, Predicting in situ modulus of deformation using rock quality indices, Determination of the in situ modulus of deformation of rock, ASTM STP 477. pp. 154-173.

Coquard, P., Boistelle, R., 1994, Water and solvent effects on the strength of set plaster, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstract*, Vol. 31(5), pp. 517-524.

DeBeer, E.E., 1965, Bearing capacity and settlement of foundation, Lecture 3: Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, pp. 15-34.

Deere, D.U., Hundron, A.J., Patton, F.D., Cording, E.J., 1967, Design of surface and near surface construction in rock, *Failure and Breakage of Rock*, Proceedings of the 8th U.S. Symposium of Rock Mechanics, Ed: C. Fairhurst, pp. 237-302.

DiMillio, A.F., 1998, A quarter century of geotechnical research, Report FHWA-AR-98-13X, Federal Highway Administration, Washington, D.C., pp. 160.

Donald, I.B., Sloan, S.N., Chiu, H.K., 1980, Theoretical analysis of rock-socketed piles, *Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, Vol. 1, pp. 303-316.

Einstein, H.H., Hirschfeld., 1973, Model studies on mechanics of jointed rock, *Journal of Soil Mechanics and Foundation*, ASCE, Vol. 99, pp. 229-242.

Evans, I., Pomeroy, C.D., 1966, *The strength fracture and workability of coal*, Pergamon Press.

Findlay, J.D., Brook, N.J., Mure, J.N., Heron, W., 1997, Design of axially loaded piles - United Kingdom practice, Design of Axially Loaded Piles - European Practice, Eds: De Cock & Legrand, Balkema, Rotterdam.

Gardner, W.S., 1987, Design of drilled piers in the Atlantic Piedmont. Foundations and Excavation in Decomposed Rock of the Piedmont Province, Ed: R.E. Smith, GSP No. 9, ASCE, pp. 62-86.

Geotechnical Engineering Office, 1996, Pile Design and Construction, Hong Kong.

Glos, G.H., Briggs, O.H., 1983, Rock sockets in soft rock, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109(4), pp. 525-535.

Goodman, R.E., 1980, Introduction to rock mechanics, Wiley, New York, pp. 305-308.

Gupton, C., Logan, T., 1984, Design guidelines for drilled shafts in weak rocks of south Florida, Proceedings of South Florida Annual ASCE Meeting, ASCE.

Hobbs, D., 1967, Scale model study of strata movement around mine roadways - Apparatus, technique and some preliminary results; International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstract, Vol. 3, pp. 101-127.

Hoek, E., Brown, E.T., 1997, Practical estimates of rock mass strength,

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 34(8), pp. 1165-1186.

Hoek, E., Brown, E.T., 1988, The Hoek-Brown failure criterion update, Proceedings of the 15th Canadian Symposium, Toronto, pp. 31-38.

Horvath, R.G., Kenny, T.C., 1979, Shaft resistance of rock-socketed drilled shaft, Proceeding of ASCE Annual Convention, Atlanta, Preprint 3698.

Horvath, R.G., Kenny, T.G., Kozicki, P., 1983, Method of improving the performance of drilled piers in weak rock, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 758~772.

Itasca Consulting Group, 2005, FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 5.0, User's Guide.

Jeon, S.W., Kim, J.W., Seo, Y.H., Hong, C.W., 2004, Effect of a fault and weak plane on the stability of a tunnel in rock - a scaled model test and numerical analysis, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol .41, pp. 486.

Jeong, S.S., Cho, H.Y., Cho, J.Y., and Lee, D.S., 2010, Point bearing stiffness and strength of socketed drilled shafts in Korean rocks, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.47, pp.983-995.

John, K.M., 1970, Civil engineering approach to evaluate strength and

deformability of closely jointed rock, Proceeding of the 14th U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp. 69-80.

Johnston, I.W., Choi, I.K., 1985, Failure mechanism of foundations in soft rock, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 3, pp. 1397-1400.

Kulatilake, P.H.S.W., Ucpirti, H., Wang, S., Radberg, G., Stephansson, O., 1992, Use of the distinct element method to perform stress analysis in rock with non-persistent joints and to study the effect of joint geometry parameters on the strength and deformability of rock, Rock mechanics and Rock Engineering, Vol. 25(4), pp. 253-274.

Kulhawy, F.H., Phoon, K.K., 1993, Drilled shaft side resistance in clay soil to rock, Proceedings of the Conference on Design and Performance of Deep Found, Geotechnical Special Publication No. 38, ASCE, pp. 172-183.

Kulhawy, F.H., Cater, J.P., 1992, Settlement and bearing capacity of foundations on rock mass, Engineering in Rock Masses, Ed: F.G., Bell. Butterworth -Heinemann, Oxford, UK, pp. 231-246.

Kulhawy, F.H., Goodman, R.E., 1987, Foundation in rock, Ground Engineering Reference Book, Ed: F.G. Bell, Butterworth, London.

Kulhawy, F.H., Goodman, R.E., 1980, Design of foundations on discontinuous rock, Proceedings of the International Conference on

Structural Foundations on Rock, Ed: P.J.N. Pells, Balkema, Rotterdam, pp. 209-220.

Ladanyi, B., Domingue, D., 1980, An analysis of bond strength for rock socketed pier, Proceedings of International Conference on Structural Foundation on Rock, Sydney, pp. 363-373.

Ladanyi, B., Roy, A., 1971, Some aspects of the bearing capacity of rock mass, Proceedings of the 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Edmonton.

Ladanyi, B., Archambault, G., 1970, Simulation of shear behavior of a jointed rock mass, Proceedings of the 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics AIME, New York, pp. 105-125.

Lawrence, D., 1973, Scale model study of strata movement around roadways-VII Effect of horizontal and vertical pressure, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstract, Vol. 3, pp. 101-127.

McVay, M.C., Twonsend, F.C., Williams, R.C., 1992, Design of socketed drilled shafts in limestone, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118(10), pp. 1626-1637.

Meigh, A.C., Wolski, W., 1979, Design parameters for weak rocks, Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 5, pp. 57-77.



Morgan, J.R. Scala, A.J., 1968, Flexible pavement behavior and application of elastic theory - a review, Proceedings of the 4th Conference of the Australian Road Research Board, Melbourne, Part 2, pp. 1201.

National Cooperative Highway Research Program, 2006, Rock-socketed shafts for highway structure foundations: Synthesis of highway practice, D.C. pp. 33-34.

O'Neill, M.W., Townsend, F.C., Hanssan, K.M., Buller, A., Chen, P.S., 1996, Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials, U.S. Department of Transportation Publication No. FHWA-RD-95-172.

Osterberg, J.O., Gill, S.A., 1973, Load transfer mechanisms for piers socketed in hard soils or rock, Proceedings of the 9th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Montreal, pp. 235~262.

Paul, S.L., Hendron, A.J., Sgouros, G.E., 1983, Design recommendation for concrete, UMTA-MA-06-0100-83-1, UMTA, Technical Assistance Program.

Peattie, K.R., 1962, Stress and strain factors for three-layer elastic systems, Highway Research Board Bulletin, No. 432.

Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H., 1974, Foundation engineering, 2<sup>nd</sup> edition, John Wiley and Sons, New York.

Reese, L.C., O'Neill, M.W., 1987, Drilled shafts: Construction procedures and design methods. Design Manual, U.S. Department of Transportation,

Federal Highway Administration, Mclean, VA.

Pell, P.J.N., Turner, R.M., 1980, End-bearing on rock with particular reference to sandstone. Proceedings of International Conference on Structural Foundation on Rock, Sydney, pp. 181~190.

Randolph, M.F., Wroth, C.P., 1978, Analysis of deformation of vertically loaded piles, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, pp. 1465-1488.

Reynolds, R.T., Stephenson, R.W., Rockaway, J.D., 1980, Miami limestone foundation design and construction, ASCE, New York.

Rosenberg, P., Journeaux, N.L., 1976, Friction and bearing tests on bedrock for high capacity socket design, Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, Vol. 13(3), pp. 324-333.

Rowe, R.K., Armitage, H.H., 1987, Theoretical solutions for the axial deformation of drilled shafts in rock, Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, Vol. 24, pp. 114-125.

Rowe, R.K., Armitage, H.H., 1984, The design of piles socketed into weak rock, The University of Western Ontario, London, Ont., Research Report GEOT-11-84.

Rowe, R.K., Pells, P.J.N., 1980, A theoretical study of pile-rock socket behavior, Proceedings of International Conference on Structural

Foundation on Rock, Sydney, pp. 253-264.

Seidel, J.P., Collinwood, B., 2001, An improved socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, pp. 138~153.

Seol, H.I., Jeong, S.S., Cho, C.H., You, K.H., 2008, Shear load transfer for rock-socketed drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI), International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 45, pp. 848-861.

Serafim, J.L., Pereira, L.P., 1983, Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski, Proceedings of International Symposium Engineering Geology, Underground Construction, Lisbon, pp. 33-42.

Serrano, A., Olalla, C., 2002, Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock: Theory (Part I), International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 39(7), pp. 51-59.

Seychuck, J.L., 1970, Load tests on bedrock, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, pp. 464-470.

Sowers, G.F., 1976, Foundation bearing in weathered rock, Proceedings of Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes, Boulder, CO, ASCE, Geotechnical Engineering, Division, Vol. 2, pp. 32-41.

Sowers, G.F., 1970, Introductory soil mechanics and foundations,

MacMillan New York, pp. 395-396.

Teng, W.C., 1962, Foundation Design, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J.

Timoshenko, S.P., Goodier, J.N., 1970, Theory of elasticity, 3rd edition, McGraw-Hill Book Co., pp. 403-409.

Tomlinson, M.J., 1997, Pile design and construction practice, E&FN SPON, London.

Toh, C.T., Ooi, T.A., Chiu, H.K., Chee, S.K., Ting, W.N., 1989, Design parameters for board piles in a weathered sedimentary formation, Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1073-1078.

Touma and Rees, 1974, Behavior of bored piles in sand, Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 7.

US Department of the Navy, 1982, Foundations and earth structures, design Manual 7.2, Alexandria, VA, pp. 72-130.

Wang, S., Kulatilake, P.H.S.W., 1993, Linking between joint geometry models and a distinct element method in three dimensions to perform stress analyses in rock masses containing finite size joints, Soils and Foundation, Vol. 33(4), pp. 88-98.

Vijavergiya, V.N., 1977, Load-movement characteristics of piles, Proceedings of the 4th Annual Symposium of the Waterway Port, Coast and Ocean, Division of ASCE, Long Beach, California, pp. 269-284.

Williams, A.F., Pells, P.J.N., 1981, Side resistance of rock sockets in sandstone and shale, Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, Vol. 18, pp. 502-513.

Williams, A.F., Johnston, I.W., Donald, I.B., 1980, The design of socketed piles in weak rock, Proceedings of the International conference on Structural Foundation on Rock, Sydney, pp. 327-347.

Williams, A.F., 1980, The design and performance of piles socketed into weak rock, Ph.D. dissertation, Monash University, Clayton, Victoria, Australia.

Winterkorn, H.F., Fang, H.F., 1975, Foundation engineering handbook, Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 148-66.

Wyllie, D.C., 1999, Foundations on rock. (2nd), E&FN SPON.

Yang, X.L, Yin, J.H., 2005, Upper bound solution for ultimate capacity with a modified Hoek-Brown failure criterion, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 42(5), pp. 550.

Zhang, L., Einstein, H.H., 2000. Estimating the intensity of rock discontinuities, International Journal of Rock Mechanics and Mining

Sciences, Vol. 37(5), pp. 819-837.

Zhang, L., Einstein, H.H., 1998, The end-bearing capacity of a rock socketed drilled shaft, Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, ASCE, Vol. 124(7), pp. 574-584.

## **Abstract**

### **Downscaled Model Test and Numerical Study on End Bearing Capacity and Displacement Characteristics of Rock-Socketed Drilled Shaft**

Woansuh Park

Department of Civil, Urban and Geosystem Engineering

The Graduate School

Seoul National University

The conventional design method of a drilled shaft tends to rely on side shear resistance rather than the end bearing capacity because the end bearing capacity of a rock-socketed drilled shaft is difficult to determine. Therefore, for a more accurate and economical shaft design, it is necessary to fully understand the characteristics of the end bearing capacity, which varies according to the characteristics of the rock mass in which the shaft is socketed. Until now, conservative methods relying on the strength of intact rock have been used to roughly determine the end bearing capacity, and consequently, there is a need for design methods that consider the characteristics of a discontinuous rock mass on which a shaft may be located. In this study, we carried out downscaled model tests using a scaling factor and dimensional analysis to investigate the behavior of rock-socketed shafts. For the test, we developed a

240×240×240 mm scaled model test device with a 45 mm diameter steel shaft connected to a servo-control hydraulic system. The characteristics of the shaft were analogically analyzed using cement mortar as a substitute for the rock mass, while varying the strength of the specimens, the confining stress, and the orientation and number of discontinuities. The results showed that the behavior of the shaft end is influenced by the strength of the rock, the confining stress conditions in the socketed region, and the discontinuities contained in the rock mass.

Keyword: drilled shaft, dimensional analysis, scaled model test, scale factor, stress-displacement curve, the end bearing capacity

**Student Number: 2004-31001**