

공동 및 점토협재 파쇄대가 산재된 석회암층의 교량 기초지반 보강공법 Reinforcement of Limestones Rock Formation Containing Cavities and/or Fractured Weak Seams to Support Bridge Foundations

임수빈¹⁾, Soo-Been Im, 김문국²⁾, Moon-Kuk Kim, 조병철³⁾, Byung-Chull Cho,
임철훈⁴⁾, Chul-Hoon Lim,

¹⁾ 동부엔지니어링(주) 기술연구소 소장, Director, Research Center, Dongbu Eng'g Co., Ltd.

²⁾ 동부건설(주) 현장소장, Site Manager, Dongbu Construction & Eng'g Co., Ltd.

³⁾ 한국중공업(주) 부장, Construction Manager, Korea Heavy Industries & Construction Co., Ltd.

⁴⁾ 한국도로공사 현장감독, Superintendent, Korea Highway Cooperation.

SYNOPSIS : In cases where the foundations of long-span bridges subjected to heavy loads are constructed on limestone rock formation, in which cavities and/or fractured weak seams with clay infillings occur randomly, the foundations may not be able to meet the design criteria in terms of settlement and/or bearing capacity, thus requiring some remedial procedures to be applied to the limestone.

In this study it is shown that S.I.G(Super Injection Grout) method, one of Jet grouting methods having three-fluid system, may be employed to solve the settlement problem of shallow foundations constructed on such limestone rock formation.

This paper presents the most appropriate site investigation method, a systematic design flow including numerical analysis technique in applying S.I.G to control settlement of footings on cavernous rock and in-situ inspection of the effect of the reinforcement.

Key words : Reinforcement, bridge foundation, limestone, cavities, inspection, settlement, S.I.G.

1. 서론

최근들어 국내에서는 동부와 중부내륙 산간지를 통과하는 장대교 건설공사가 빈번해지고 있다. 이 지역들은 석회암층이 넓게 분포해 있으며 대부분이 용해성 공동과 점토협재 파쇄대 같은 지질학적 결함을 내포하고 있다. 이러한 석회암 지역에 장대교를 건설할 경우에는 교각간의 부등침하 발생으로 장기적으로는 교량 상부구조물의 허용변위를 초과하여 불행한 사고를 유발시킬 수 있다.

그럼에도 불구하고 국내에서는 이에 대한 체계적인 지반보강공법 연구가 미진한 상태이다. 그간 국내에서는 유충식(1997)등에 의해 공동 위에 구조물을 설치할 경우의 지반지지력에 대한 연구가 되어 왔다. 그러나 교량기초는 교각간의 부등침하가 교량의 안전성을 지배하기 때문에 본 연구에서는 석회암반층에서 침하 발생의 요소가 되는 용해성 공동 및 점토협재 파쇄대의 보강공법으로서 연약지반 개량에 널리 활용되고 있는 삼중관식 고압분사주입(S.I.G)공법을 적용하고, 보강후에는 시추조사와 탄성과 토모그래피조사로 보강효과를 검증하여 S.I.G공법이 석회암 공동 및 점토협재 파쇄대의 보강공법으로서 양호함을 입증했다. 따라서 석회암반층에 교량기초를 건설할시의 체계적인 지반조사 항목 및 적용성, 안정성해석 및 설계법과 S.I.G 적용후의 보강효과 검증법을 제시하여 실무에 도움을 주고자 한다.

2. 석회암층의 지반조사

2.1 시추조사 심도 기준

교량기초 설계 및 시공을 위한 시추조사 심도는 발주처의 과업지시서에 따라 통상적으로 기반암 2m 까지 확인(연암 2m 또는 경암 1m) 하는 것을 기준으로 하고 있다. 그러나 시추조사 심도는 조사비 뿐만아니라 안정성에도 깊은 관계가 있으므로, 설계전에 필히 시추조사 심도 결정을 위한 검토가 필요하다.

특히 석회암반층에 대해서는 안정성과 직결되므로 국내·외 기관의 기준을 검토하였다.

표 1. 국내·외 기관의 시추조사 심도 기준

기 관 명	내 용
'도로교표준시방서' 건교부 (1996)	변위량 계산을 위해선 가능하면 기초폭의 3배 정도 깊이까지 지반상태를 확인한다.
'지반조사편람' 서울특별시 (1996)	기초 하단에서 기초폭의 2배 하부까지 시추조사를 실시한다.
'Soil Mechanics Design Manual(DM-7)' NAVFAC, U.S.A (1982)	기초접지압의 10% 보다 작게 분포하는 심도까지 시추 확인한다.
'Guide to Site Investigation' G.E.O Civil Eng'g Dept. Hong Kong (1993)	구조물 기초접지면 아래 최소 기초폭의 1.5배 깊이까지 시추조사 확인한다.

Boussinesq (1985)는 지중응력 이론을 제시해서 기초폭의 함수로 나타낸 심도별 지중응력 분포를 나타내었다. 이에 의하면 기초접지압의 10%에 해당하는 심도가 기초폭의 약 2배에 해당함을 나타내므로 국·내외 기관의 기준이 적절함을 확인할 수 있었다.

또한 하중에 의해 발생하는 기초아래 지반의 공동크기 및 위치, 심도 변화에 따른 침하량을 분석했다. 이에 의하면 기초폭의 3배 보다 깊은곳에서는 공동의 크기 및 위치에 관계없이 거의 일정하게 수렴하고 있음을 나타내고 있다. 이는 기초폭의 3배 정도 깊이까지 시추조사 하여 지층구조의 현황과 지반의 특성을 확인하여 보강할 필요가 있음을 입증한 것이다.

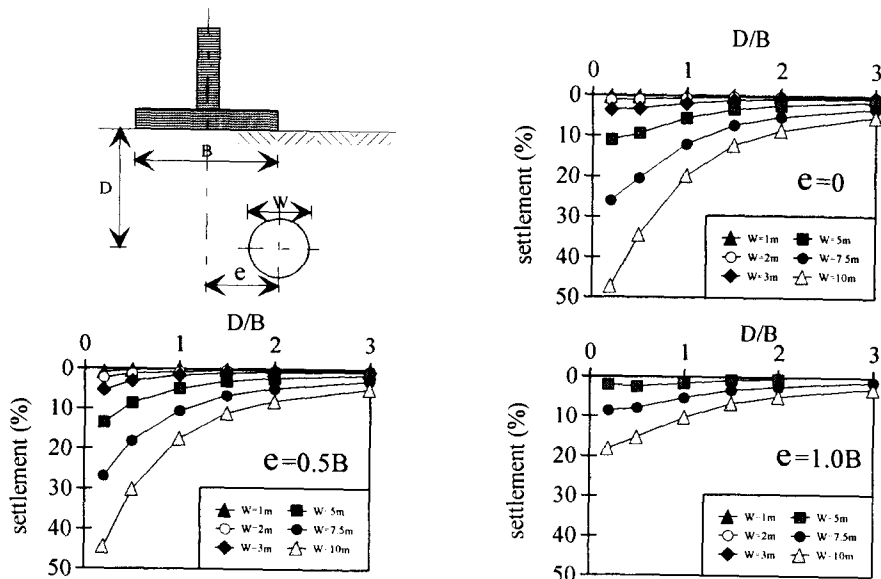


그림 1. 공동의 크기 및 위치에 따른 기초의 침하량 분석결과

2.2 물리탐사의 적용성

석회암층에서의 시추조사는 시추공 위치에서의 지반정보만 획득할 수 있고, 주변의 불규칙한 지층 전체를 파악하는데는 한계가 있다. 따라서 교량 기초아래 및 주변의 지층구조, 석회암공동 및 점토협재 파쇄대의 분포현황을 파악하기 위해서는 물리탐사가 필요하다. 물리탐사는 지반에 대한 간접적인 조사 방법으로 전기탐사, 탄성파탐사, 음파탐사, 레이더탐사 및 자기탐사등을 이용하고 있으나 각 탐사법마다 제한적 요소가 있으므로 서로 병행하여 보완관계를 갖도록 실시했다. 이때 시추공 물리탐사를 위한 시추심도는 파악하고자하는 지층심도 보다 깊게해야 한다.

표 2. 석회암공동 및 파쇄대 분포현황파악 물리탐사법과 적용성

탐사종류		방법	적용성
전기탐사	전기비저항탐사	· 쌍극자법(Dipole-Dipole Method)	낮은 지층구조현황 파악
탄성파탐사	지표면 탄성파탐사	· 굴절법(Seismic Refraction Method) · 표면파 주파수영역 해석법(SASW) (Spectrum Analysis of Surface Waves)	낮은지층구조 현황 및 동적특성 파악
	시추공 탄성파탐사	· 크로스홀 시험(Crosshole Test) · 탄성파 토모그래피조사(Seismic Tomography Test)	깊은 지층구조현황 및 동적특성 파악
레이더파탐사	지표면 레이더탐사	· GPR (Ground Penetration Radar)탐사	낮은 지층구조현황 파악
	시추공 레이더탐사	· 반사파(Radar Reflection)법 · 레이더 토모그래피조사(Radar Tomography Test)	깊은 지층구조현황 파악

2.3 실내암석시험

실내암석시험은 신선한 암석자체의 특성으로부터 많은 불연속면을 내포한 암반의 특성을 유추하기 위해 필요하다. 따라서 각 시추공에서 일정간격에서 채취한 코아로부터 표 3.과 같은 시험을 실시하여 지반 매개변수 추정에 활용했다.

표 3. 실내암석시험의 항목 및 적용성

시험항목	적용성
탄성파속도($V_{P\ell}$, $V_{S\ell}$) 시험	· 동적 포아송비(ν_d) 산정 · 동탄성계수(E_d , G_d)산정 · 암반분류시 활용
일축압축강도(σ_c)시험	· 정탄성계수(E_{50}) 산정 · 지지력 추정 · 암반분류시 활용

2.4 지반 매개변수(Parameter)평가

기초의 안정성 해석은 기초에 작용하는 상부하중을 안전하게 지지시키기 위한 지지력과 침하량을 알기위한 것이므로 변형계수와 강도계수 평가가 매우 중요하다. 특히 공동 및 점토협재 파쇄대가 산재해 있는 석회암층에서는 교량 상부구조물의 허용침하량을 만족시켜야 하므로 암반의 변형계수 산정은 매우 중요하다. 그러나 이의 산정은 매우 어렵기때문에 그간 많은 학자들은 현장 조사시험 성과와 실내 암석시험 성과를 활용하여 암반의 변형계수를 추정하는 경험식 및 이론식을 제시했다.

Onodera (1963)는 실내암석의 탄성파속도와 현장 탄성파속도로부터 균열계수 $(V_{p \cdot f} / V_{p \cdot l})^2$ 를 산정하여 암반의 탄성계수($E_{f \cdot 50}$) 추정식을 (1)식과 같이 제시했다.

$$E_{f \cdot 50} = E_{50} (V_{p \cdot f} / V_{p \cdot l})^2 \quad (1)$$

Bieniawski와 Serafim-Pereira은 터널지보를 위해 Bieniawski (1974)가 암반을 분류한 암반지수 (Rock Mass Rating) 값을 이용하여 암반의 변형계수 (E_m)를 산정했다. 즉, Bieniawski (1978)는 RMR 값이 50 이상일 때 암반변형계수를 식(2)와 같이 제시했고, Serafim-Pereira (1983)는 RMR 값이 20~85 일때의 암반변형계수를 식(3)과 같이 제시했다.

$$E_m = 2 \text{ RMR} - 100 \quad (\text{GPa}) \quad : \quad \text{RMR} < 50 \quad (2)$$

$$E_m = 10^{(\text{RMR} - 10)/40} \quad (\text{GPa}) \quad : \quad 20 < \text{RMR} < 85 \quad (3)$$

또한 Ramamurthy (1993)는 암석의 일축압축시험을 통해 얻은 탄성계수(E_{50})에 코아채취시의 절리 상태계수(Joint factor)를 도입하여 절리있는 암반의 탄성계수(E_j)를 식(4)와 같이 제시했다.

$$E_j = E_{50} \exp(-1.15 \times 10^{-2} J_f) \quad (4.1)$$

$$J_f = J_n / n \cdot r \quad (4.2)$$

식에서 J_f 는 절리계수, J_n 은 단위 길이당 절리빈도, n 은 절리경사계수, r 은 신선한암의 일축압축 강도나 절리 충전물의 마찰각에 따른 보정계수이다.

따라서 수치해석을 위한 암반의 변형계수값은 이들값을 평균하여 사용했으며, 또한 협재된 점토는 측정된 표준관입저항치(N값)와 추천된 경험치로부터 탄성계수(E_o)와 점착력(c)을 식(5)로 추정했다.

$$E_o = 28N \text{ (kg/cm}^2\text{)}, \quad c = N/16 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5)$$

표 4. 수치해석에 적용된 석회암반 특성

구성지층 분류	RMR 등급	탄성계수 $\times 10^5$ (t/m ²)	포아송비 ν	단위중량 γ (t/m ³)	내부마찰각 ϕ (°)	점착력 (c)t/m ²	비고
풍화토	-	0.1~0.4	0.35	1.8~1.9	25~30	10이하	N치를 적용
풍화암	20이하	3 이하	0.33	2.0~2.2	30~35	20~25	암반분류 적용
연 암	21~40	3~7	0.3	2.2~2.3	35~40	25~35	
보통암	41~60	7~11	0.25	2.3~2.4	40~45	35~45	
경 암	60이상	11 이상	0.2	2.4~2.6	45	45이상	
파쇄대	-	2 이하	0.33	1.9~2.0	15~30	10~20	N치를 적용
점 토	-	0.002~0.1	0.4	1.6~1.9	0	5 이하	

3. 기초지반 안정해석 및 S.I.G 보강개념

3.1 보강전 안정해석

공동 및 점토협재 파쇄대의 기초 안정해석 모델링은 등가면적법을 활용하여 큰 공동 및 파쇄대 주변의 작은 공동들을 결합시켜 단순화하거나, 공동 및 파쇄대 면적을 고르게 기초폭으로 나누어 균일한 층으로 단순화해서 FLAC Program을 이용하여 수치해석 했다.

이때 수치해석의 경계조건은 기초 주변으로 기초폭의 2.5배 이상으로 하고, 심도는 기초폭의 3.5배 이상으로 하여 수치해석해서 결과의 침하량이 상부구조물의 허용변위를 만족시키는지 여부로 보강의 필요성을 결정했다.

3.2 S.I.G 보강 개념

본 연구에서는 침하발생 요소인 용해성공동 및 점토협재 파쇄대의 보강법으로서 연약지반 개량에 널리 활용되는 삼중관식 고압분사주입(S.I.G)공법을 적용했다.

고압분사 주입공법은 국내에서 연약지반 개량공법으로 널리 적용되어 이중관식 고압분사 주입공법을 중심으로 심재구외(1981), 홍원표 외(1996)등에 의해 연구되어 왔다. 최근에는 국내에서도 S.I.G (Super Injection Grouting)공법과 R.J.P(Rod-in Jet Pile)공법 같은 삼중관식 고압분사 주입공법이 연약지반내에서 대구경 시멘트 고결체기둥을 형성하는 말뚝내법의 지지력보강에 활발히 적용되고 있다.

석회암반에서는 지반의 지지력보다는 공동 및 점토협재 파쇄대의 침하량이 문제가 되므로, 본 연구에서는 석회암 자체의 높은강도(400~1000kg/cm²)를 최대한으로 활용하면서 공동 및 파쇄대에 협재된 점토분을 완전히 절삭한후 안정된 시멘트밀크로 채워 기둥형성이 아니고, 주변암반과 일체화시키는 보강개념을 도입했다.

특히 침하를 지배하는 변형계수는 강도와 밀접한 관계가 있으므로 본 연구에서는 고압분사 주입공법으로 보강된 시멘트 고결체의 강도(100kg/cm² 이상)가 높은 S.I.G 공법을 채택했다. 따라서 S.I.G 고결체의 설계기준강도는 150kg/cm²로 했고, 정탄성계수(E₅₀)는 4×10⁵ t/m²로 정해서 안정성을 검토했다.

4. S.I.G 보강후 효과검증

S.I.G 보강은 물리탐사 및 시추조사등으로 확인된 불규칙하게 산재해 있는 공동 및 점토협재 파쇄대의 분포현황에 맞게 배치하고, S.I.G로 보강된 공동 및 파쇄대의 면적을 점토특성 대신 S.I.G 고결체 특성으로 치환해서 일체화된 지반특성으로 수치해석하여 S.I.G 보강후의 안정성을 검토했다.

4.1 S.I.G 고결체의 특성 및 안정성 검토

S.I.G 고결체 형성을 위한 물-시멘트비(w/c)가 65~75%인 시멘트밀크 시편을 각각 3개씩 시험한 후 보강심도와 펌프능력을 고려하여 70%로 정했다.

시멘트밀크의 시편에 대한 강도시험 결과와 S.I.G 보강후 시추조사하여 채취된 고결체의 시편강도시험결과는 다음과 같다.

표 5. 시멘트밀크 시편(7일) 강도 시험 결과 (w/c = 70%)

일축압축강도 σ_c (kg/cm ²)	정탄성계수(E ₅₀) ×10 ⁵ (t/m ²)	탄성파속도(m/s)		비 고
		V _P	V _S	
213	4.55	3063	1483	3개 시편평균

표 6. S.I.G 고결체(28일) 강도 시험 결과

교각번호	일축압축강도 σ_c (kg/cm ²)	정탄성계수(E_{30}) $\times 10^5$ (t/m ²)	동탄성계수(E_d) $\times 10^5$ (t/m ²)	탄성파속도 V_p (m/s)	포아송비 ν	비 고
교각-3	190.7	4.09	7.78	2545	0.28	9개 시료평균
교각-4	193.7	5.72	8.74	2665	0.29	6개 시료평균

시멘트밀크 시편은 일축압축강도에 따라 정탄성계수 및 탄성파속도가 일정한 함수관계를 나타내고 있는 반면, S.I.G 고결체는 점토질삭후 점토분 잔류 및 질삭암편의 잔류량에 따라 강도특성이 틀리므로 일축압축강도와 탄성계수 및 탄성파속도가 일정한 함수관계를 나타내고 있지 않는다.

4.2 S.I.G 보강 효과 검증법

S.I.G로 보강된 지반의 보강효과 검증에서 절대값으로 표시하기는 매우 힘들다. Gallavresi (1992)는 검증법으로서 시추조사, 특수굴착에 의한 직접확인, 공내시험등을 제시했으며, 특히 역학적특성 및 개량의 균질성을 확인하기 위해 탄성파탐사를 추천했다. 따라서 본 연구에서도 보강전 탄성파 토모그래피조사 결과의 평균 탄성파속도와 S.I.G 보강후 지반의 평균 탄성파속도에 대한 상대적 비교를 하여 효과를 검증했다. 보강후의 관리 탄성파속도(V_p)는 2500m/s로 하였으며 그 결과는 양호했다. 검증결과는 그림과 같다.

표 7. 탄성파속도와 재질특성 (Hunt, 1984)

재 질	탄성파속도(m/s)	비 고
잔류토	600~1200	지표수위 상부
풍화암	1200~2500	석회암 Rippable
연 암	2500~3500	석회암
경 암	3500이상	석회암 Blasting
물	1500	

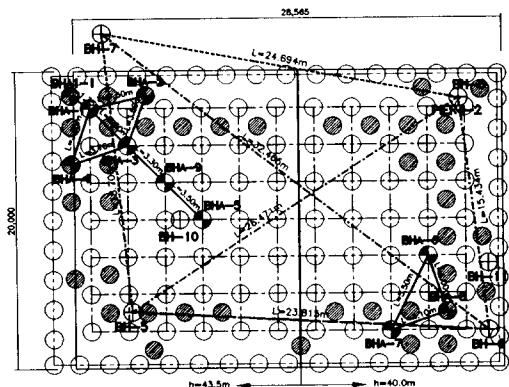


그림 2. S.I.G 보강 배치도

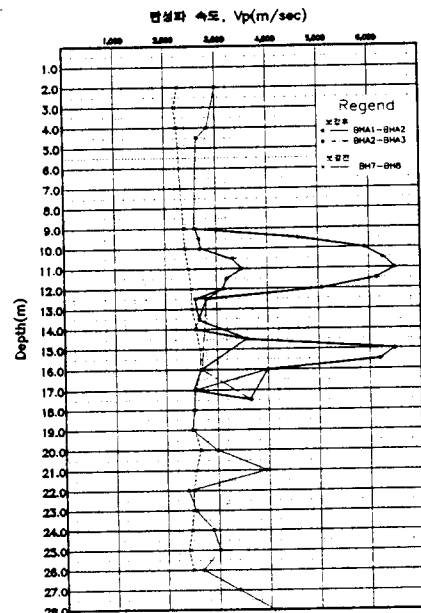
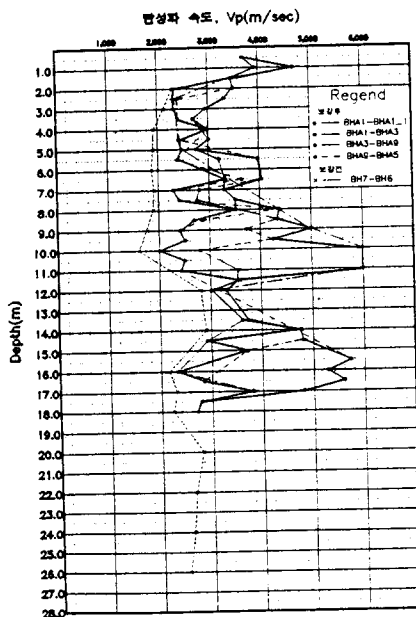


그림 3. S.I.G 보강전후 효과검증 (탄성파탐사 결과)

5. 결론

1) 석회암지대에서 하중이 큰 교량기초 설계 및 시공을 위한 지반조사는 체계적인 계획아래 수행되어야 한다.

- 지층확인을 위한 시추조사 심도는 기초폭 2배 이상으로 한다.
- 지표면 탐사(전기비저항, GPR)폭은 기초주변으로부터 기초폭 1배 이상 넓게 조사한다.
- 시추공 물리탐사(레이다 토모그래피, 탄성과 토모그래피)를 실시하여 지층내의 특성을 파악한다.
- 시추공 물리탐사를 위한 시추심도는 기초폭 3배 이상으로 한다.
- 시추시 코아가 채취되는 곳에서 공내재하시험을 실시하여 코아암석시험의 값과 비교한다.
- 실내암석시험은 암층이 변할적마다 또한 같은 암층에서는 등간격으로 채취된 코아에서 실시한다.

2) 지반평가 및 안정성 검토

- 지반 매개변수는 현장과 실내암석시험 성과를 최대한 활용하여 Onodera (1963), Bieniawski (1978), Serafim & Pereira (1983) 및 Ramamurthy (1993) 등의 경험식으로 평균하여 적용하면 합리적이다.
- 수치해석시의 경계조건 설정은 기초주변에서 기초폭의 2.5배 이상, 심도는 기초폭의 3.5배 이상으로 한다. 특히 기초주변에 공동이 발견되면 공동끝으로부터 2.5배 이상을 경계조건으로 한다.
- 공동내의 점토협재물은 채취하기가 불가능하므로 변형계수를 최소로 하는 경험치를 활용한다.

3) S.I.G 보강법

- 지반침하를 일으킬 수 있는 점토협재물을 완전 배출시키고, 시멘트 고결체로 채워 암반과 일체화 시키기 위한 삼중관식 고압분사 주입공법인 S.I.G 공법은 보강효과가 양호하다.
- S.I.G와 주변암반을 일체화하기 위해 시멘트밀크에 팽창제 및 무수축제를 첨가한다.
- 삼중관식 고압분사 주입공법 적용시 물-시멘트비는 70% 이하로 하고, 시멘트 고결체의 일축압축강도는 100kg/cm² 이상 유지하도록 한다.
- 석회암층에서의 S.I.G 시공은 기초주변에 S.I.G공을 Curtain wall 식으로 배치하여 상부하중(최대주응력)에 의한 지중 수평응력(최소주응력)의 감소를 방지하여 전단변형을 최소화시킨다. 이는 수치해석시 주변 지반현황을 고려치 못한 것과 일치시키는 것으로 중요하다. 또한 기초내 석회암의 장기적인 용해를 방지시킨다.

4) S.I.G 보강효과 검증법

- 보강효과 검증법으로는 탄성과 토모그래피 조사법이 양호하다. 보강전후 탄성과속도의 상대값으로 평가하되 보강후 관리속도는 평균 2500m/s가 합리적이다.
- S.I.G 중심공으로부터 계획 반경 위치에서 시추조사를 실시하여 S.I.G 보강영역을 확인한다.

6. 참고문헌

1. “구조물설계기준” (1997), (사)한국지반공학회, pp.50.
2. “도로교표준시방서” (1996), 건설교통부, pp.613~614.
3. 심재구 (1981), “고압분사 주입공법(JSP)”, 한국농공학회지, 제2권, 제3호, pp.48~51.
4. 유충식 (1997), “지하공동 위에 위치한 확대기초의 지지력 산정기법”, 한국지반공학회지, 제13권 제1호 pp.75~84.
5. 윤종만, 홍원표, 유승경 (1996) “고압분사 주입공법에 의한 지반개량 사례연구(I)”, 한국지반공학회지, 제12권 제4호, pp.33~45.
6. A.C. Waltham (1994), “Foundatins of Engineering Gelolgy”, *Blackie Academic & Professional, Chapman & Hall*. London, pp.58
7. Bieniawski, Z. T. (1978) “Determining Rock Mass Deformability - experience from case historie s”, *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics*, Abstract, 15,pp.237~247
8. Duncan C. Wyllie (1992), “Foundations on Rock”, *E & FN Spon Chapman & Hall*, London, pp.114~131
9. “Guid to Site Investigation (1993)”, *Geotechnical Engineering office Civil Engineering Department*, Hong Kong, pp.52
10. Onodera, T. F. (1963) “Dynamic Investigation of Foundation Rocks in-situ”, *Proceedings of 5th Symposium on Rock Mechanics*, pp.517~533.
11. Petros P. Xanthakos, Lee W. Abramson and Donald A. Bruce (1994), “Ground Control and Improvement”, *John Wiley & Sons, Inc.* New York, pp.580~592.
12. Ramamurthy, T. (1993), “Strength and Modulus Responses of Anisotropic Rocks”, *Comprehensive Rock Engineering, Principles, Practice & Projects.*, Pergamon Press, Vol. 1- I. pp.315~330.
13. Serafim, J. L. and Pereira, J. P. (1983), “Consideration of the Geomechanical Classification of Bieniawski”, *Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisbon, Vol. 1(II), pp.33~44.
14. “Soil Mechanics Design Manual (1982), “ *Navy Facilityes*, pp.7.1~70