

유효응력해석과 등가선형해석을 이용한 매립지반의 액상화 평가

Liquefaction Evaluation of Reclaimed Sites using an Effective Stress Analysis and an Equivalent Linear Analysis

박성식*

Park, Sung-Sik

Abstract

In this study an effective stress analysis was performed to evaluate liquefaction potential and ground settlement for reclaimed sites. The effective stress model can simulate the stiffness degradation due to excess pore pressure and resulting ground deformation. It is applicable to a wide range of strain. An equivalent linear analysis suitable for low strain levels was also carried out to compare the effective stress analysis. Shear stress ratio calculated from an equivalent linear analysis was used to determine SPT blow count to prevent liquefaction. Depending on the magnitude of potential earthquake and fine contents, the SPT blow count was converted into an equivalent cone tip resistance. It was compared with the measured cone tip resistance. The measured elastic shear wave velocity and cone tip resistance from two reclaimed sites in Incheon were used to perform liquefaction analyses. Two liquefaction evaluation methods showed similar liquefaction potential which was evaluated continuously. The predicted excess pore pressure ratio of upper 20 m was between 40% and 70%. The calculated post-shaking settlement caused by excess pore pressure dissipation was less than 10 cm.

Keywords : effective stress analysis, liquefaction, settlement, excess pore pressure, equivalent linear analysis

요 지

본 연구에서는 흙의 미소변형에서 대변형까지 고려할 수 있는 유효응력해석을 이용하여 매립지반에 대한 액상화 및 진동으로 발생하는 침하량을 예측하였다. 유효응력모델은 진동 중에 발생하는 과잉간극수압을 계산하여 이에 따른 흙의 강성저하와 수반되는 지반의 변위를 모델링하였다. 진동으로 인한 지반의 변형률 수준이 작은 경우에 적합한 등가선형해석을 이용한 액상화 평가를 실시하여 유효응력모델을 이용한 예측결과와 비교하였다. 등가선형해석에서 계산된 전단응력비에 해당하는 표준관입시험치를 국내에서 발생 가능한 지진규모와 실트질 함유량에 따라 콘관입저항치로 환산한 값과 현장에서 계측된 콘관입저항치를 서로 비교하여 액상화 가능성을 예측하였다. 두 곳의 인천지역 매립지에 대한 액상화 해석을 위하여 매립지에서 계측된 콘관입저항치와 전단파 속도를 이용하여 입력 물성값을 결정하였다. 인천 매립지에 대한 두 액상화 해석 방법의 결과는 액상화 발생 여부에서 유사하였으며 깊이에 따른 연속적인 액상화 판정과 얇은 층의 액상화 예측이 가능하여 액상화 예측의 정밀도를 높였다. 유효응력모델을 이용한 액상화 해석 결과는 지표면 아래 20m 이내에서 초기 유효수직응력의 40%~70% 정도의 과잉간극수압이 발생하였으며 이로 인하여 지표면에서 10cm 미만의 침하가 발생하였다.

핵심용어 : 유효응력해석, 액상화, 침하량, 과잉간극수압, 등가선형해석

1. 서 론

최근 일본과 인접한 동해안지역에서 지진발생빈도가 증가하면서 그에 따른 매립지와 연약지반에 대한 액상화 피해가 크게 우려된다. 동해안은 퇴적층이 적어 완충작용이 거의 없으며 지진이 일어날 경우 직접적인 지진 여파를 받을 가능성이 높다. 서해안 지역은 깊이 약 10km의 퇴적층이 지각판의 움직임에 완충역할을 하지만 반대로 이 퇴적층이 지반의 증폭현상을 일으킬 수도 있다. 최승찬(2007)에 의하면 서해안 지역에서는 필리핀 판이 형성된 것과 같은 방향인

남서-북동의 지질 경계선이 있는 지역에서 지진이 일어날 가능성이 높다. 따라서 서해안 지역에 위치한 새만금 방조제의 기초지반은 표준관입시험치가 10타/30cm(농림수산부, 1990)이며 체체는 준설된 실트질 모래로 축조되어 액상화에 대한 우려가 크다. 영종도 공사현장에서 준설토로 매립된 지역의 표준관입시험치는 10타 이하(김종국 등, 2001)이며 항만 및 어항시설의 내진설계 표준서(해양수산부, 1999)기준에 의하면 액상화가 발생할 수 있다. 액상화 평가는 간극수압의 고려 여부에 따라 전응력 또는 유효응력 개념을 이용한 방법으로 나눌 수 있다. 전응력에 기초한 방법은 지진에 의한

*정희원 · 원광대학교 공과대학 토목환경도시공학부 전임강사 (E-mail : sspark@wku.ac.kr)

전단응력과 지반의 액상화에 대한 전단저항강도를 비교하여 액상화 발생 여부를 판정한다. 일반적으로 Seed의 간편식(Seed와 Idriss, 1971)이나 등가선형해석으로부터 구한 전단응력을 Seed 등(1985)이 많은 현장계측 자료를 분석하여 제안한 액상화 저항항력비 곡선이나 실내시험으로 구한 액상화 저항강도와 비교하여 안전율을 구한다. 전단응력계산에 사용하는 Seed의 간편식과 액상화 저항강도 곡선을 결정하기 위하여 주로 사용하는 표준관입시험과 콘관입시험은 경험적인 방법이다. 이와 같은 경험적인 방법은 액상화 발생 여부를 간편하게 평가할 수 있기 때문에 비교적 지진 발생 가능성이 낮은 국내에서 자주 이용되었다. 하지만 이 방법은 진동 중에 흙의 체적이 감소하는 경향으로 발생하는 간극수압의 변화를 고려할 수 없기 때문에 유효응력저하로 발생하는 변위 또는 지반침하를 계산할 수 없다. 지진으로 발생한 변위가 아주 미소한 변형일지라도 항상 물과 인접하고 있는 댐, 교량의 기초 및 교각, 해저에 놓인 침매터널과 같은 구조물에는 치명적인 피해를 가져올 수 있으므로 진동으로 인한 지반구조물의 거동을 정확하게 예측할 필요성이 있다.

최근 활발해진 지진 활동을 고려해 볼 때 유효응력 개념에 기초한 보다 정확한 해석방법에 대한 더 많은 연구가 요구되고 있다. 유효응력에 기초한 방법은 흙의 체적 감소로 발생하는 간극수압의 변화를 계산하여 유효응력의 변화에 따른 흙의 강성저하와 그에 따른 변위를 고려하여 보다 정확하게 액상화 현상을 예측할 수 있다. 이 방법은 진동 후에 간극수압의 소산으로 인한 침하량을 계산할 수 있는 장점이 있다. 하지만 간극수압을 계산하는 구성모델이 어렵고 입력변수를 결정하는 과정이 복잡하기 때문에 실무에 자주 이용되지 않았으나 토목 구조물의 중요도에 따라 유효응력해석을 병행하는 것이 바람직하다. 본 연구에서는 입력변수 결정이 간단한 유효응력모델을 이용하여 액상화 예측을 실시하였으며, 그 결과를 등가선형해석을 이용한 방법과 비교하였다.

2. 유효응력모델을 이용한 액상화 평가법

유효응력모델은 흙 입자를 탄소성체로 가정하여 배수 상태에서 진동에 의한 흙 입자들의 재배열 즉 체적변형을 계산하며 비배수 상태에서는 체적변형이 간극수압으로 전달된다. 유효응력모델은 응력-변형률 사이의 연속적인 소성변형을 나타내며 이와 연계하여 간극수압을 계산한다. 전단변형으로 발생하는 간극수압은 경계조건에 따라 얻어지는 값이므로 간극수압모델이 따로 필요한 것은 아니다. 따라서 비배수 상태를 모델링하기 위한 추가적인 입력변수는 필요하지 않다. 이와 같은 유효응력해석은 흙 입자 사이에 존재하는 물과의 상호작용을 모델링하기 때문에 근본적으로 옳은 방법으로 지반의 비선형성을 고려하여 연약지반과 같이 과도한 변형이 예상될 경우에 더욱 적합한 방법이다. 본 해석에 사용한 유효응력모델은 UBCSAND모델이며, 지반공학용 프로그램인 FLAC(Itasca, 2000)에 내장된 완전탄소성 Mohr-Coulomb모델을 기초로 하여 지진과 같은 반복 하중에 적용하기 위하여 개발된 모델이다(박성식 등, 2005). 이 모델의 특징은 현장 지반의 표준관입시험치 혹은 상대밀도만 주어지면 해석

이 가능하며, 실제 내진설계에 이용한 사례가 다수 있다(Yang 등, 2004). 이 모델의 자세한 설명과 검증방법은 박성식 등(2005)을 참조하기 바란다. 여기서는 흙 입자 혹은 골격의 모델링에 필요한 두 개의 탄성변수와 네 개의 소성변수 그리고 흙 입자 사이에 있는 물의 체적탄성계수와 관계된 초기 포화도의 중요성에 대하여 설명한다.

2.1 탄성입력변수

탄성변형 계산에는 전단탄성계수 G 와 체적탄성계수 B 가 필요하다. 전단탄성계수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G = k_G^e \cdot P_a \cdot (\sigma'_m / P_a)^{0.5} \quad (1)$$

여기서, P_a 는 대기압(=100 kPa), σ'_m 은 평균응력, k_G^e 는 전단탄성정수로 수정 표준관입시험치 $(N_1)_{60}$ 과 상대밀도 D_r 의 관계식을 이용하여 $21.7 \cdot (20) \cdot (F \cdot D_r^2)^{1/3}$ 과 같이 표현할 수 있다. F 는 모래의 aging에 따라 35에서 55사이의 값을 가지는 상수이며, 본 연구에서는 35를 사용하였다. 체적탄성계수 B 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$B = \alpha \cdot G \quad (2)$$

식 (2)의 α 는 포아송비와 관계되며, 본 논문에서는 흙의 상태 또는 상대밀도에 관계없이 α 를 0.75로 가정하였다.

2.2 소성입력변수

소성변형을 계산하기 위해서 요구되는 네 가지 소성변수는 최대 마찰각 ϕ_f , 일정체적 마찰각 ϕ_{cv} , 전단소성계수 G^p (소성 상태에서의 전단계수), 그리고 파괴비 R_f 이다. 첫번째 변수인 최대 마찰각은 구성모델에서 모래의 파괴상태를 설정하는데 사용되며, 일반적으로 모래의 상대밀도에 따라 증가하며 ϕ_{cv} 를 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi_f = \phi_{cv} + 11.4 \cdot (D_r)^2 \quad (3)$$

두번째 변수인 일정체적 마찰각은 모래의 전단변형 시에 체적 감소와 증가의 경계를 나타내며, 모래종류, 상대밀도, 유효응력 크기에 관계없이 33도로 가정하였다. 세번째 변수인 전단소성계수 G^p 는 G 와 동일한 형태지만 전단탄성정수 k_G^e 대신 전단소성정수 k_G^p 를 사용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G^p = k_G^p \cdot P_a \cdot (\sigma'_m / P_a)^{0.5} \quad (4)$$

여기서, k_G^p 는 k_G^e 와 D_r 을 이용하여 $k_G^p \approx 4 \cdot (D_r)^4 \cdot k_G^e + 100$ 과 같이 나타내었다. 네번째 변수인 R_f 는 파괴비를 나타내며 상대밀도에 따라 0.75에서 0.99 사이의 값을 가진다. 수치해석에서 요구되는 두 개의 탄성변수와 네 개의 소성변수는 해석지반 또는 실험 시료의 상대밀도를 이용해서 구할 수 있

표 1. 상대밀도에 따른 파괴비의 범위

D_r (%)	R_f
20~40	0.99~0.94
40~60	0.94~0.87
60~80	0.87~0.78
80~100	0.78~0.75

으며, 표 1은 상대밀도에 따른 파괴비의 범위를 나타내었다.

2.3 초기 포화도

비배수 조건에서 발생하는 과잉간극수압은 흙 입자 사이에 있는 물의 포화상태에 따라 다르기 때문에 초기 포화도는 아주 중요하다. 몇몇 연구자들(Xia와 Hu, 1991; Ishihara 등, 2001)은 반복 삼축시험에서 포화도가 낮아짐에 따라 액상화 저항치가 증가하는 실험결과를 소개하였다. Ishihara 등 (2001)은 반복 삼축시험에서 99.3% 이상 포화되지 않은 시료를 사용한 경우에 액상화를 과대평가할 수 있음을 보여 주었다.

흙 입자의 체적 감소에 따른 간극수압의 상승은 흙 속에 있는 물의 체적탄성계수 B_f 에 직접 비례한다. 보일의 법칙 (Boyle's law)에 따르면, 흙 입자 사이의 간극 속에 있는 물(액체)의 체적탄성계수 B_f 는 식 (5)와 같이 초기 포화도 S_{ro} 의 함수로 나타낼 수 있다. 간극이 완전히 물로 채워졌을 경우, B_f 는 물의 체적탄성계수인 2e6 kPa와 같다.

$$B_f \approx \frac{p^2}{(1-S_{ro}) \cdot P_a} < 2e6 \text{ kPa} \quad (5)$$

여기서, S_{ro} 는 초기 포화도를 의미하며, p 는 물에 작용하고 있는 절대압력이다. 낮은 포화도로 인한 낮은 체적탄성계수는 간극수압 상승을 과소평가할 수 있다. 실내시험에서는 Skempton의 간극수압계수 B_{skem} 값을 통해서 공시체의 포화도를 예측할 수 있으나, 현장 시료의 포화도는 측정이 어렵다. 따라서 본 연구에서는 안전한 측면에서 지반의 상태가 99.9%로 포화된 것으로 가정하였다.

3. 등가선형해석을 이용한 액상화 평가법

등가선형해석을 이용한 방법은 지반을 구성하고 있는 흙입자와 물을 하나의 탄성체로 가정하여 진동으로 인한 전단응력을 계산하며, 계산된 전단응력과 현장 지반이 가지고 있는 저항력을 서로 비교하여 액상화 발생 여부만을 평가할 수 있다. 지진으로 발생하는 전단응력은 최대 전단응력의 65% 수준의 정현하중으로 지진을 고려하는 등가전단응력개념이 일반적으로 사용되고 있다. 이와 같은 전단응력을 계산하기 위해서는 지표면에서의 최대 가속도 및 흙의 변형을 고려하기 위한 감소계수(응력감소계수)를 이용하는 방법(Seed와 Idriss, 1971)과 등가선형해석을 수행하여 깊이에 따른 지진 가속도를 직접 구하는 방법이 있다. 지진에 의한 전단응력비를 Seed와 Idriss(1971)의 경험적인 방법보다 등가선형해석을 이용하는 것이 평가의 신뢰성을 향상시키므로(김수일 등, 2000), 본 연구에서는 ProShake(EduPro, 2006)로 등가선형해석을 실시하여 지진으로 인한 전단응력을 결정하였다.

지반의 전단저항강도는 콘관입저항치를 이용하여 계산하였다. 콘관입시험은 우수한 반복성을 가지고 있으며 연속적인 지반의 물성치를 파악할 수 있다. 이와 같은 콘관입시험의 장점을 이용한 액상화 평가 방법은 Robertson과 Campanella (1985)가 제안한 방법이 대표적이며, 그 이후에 여러 가지 수정 및 보완된 방법이 소개되었다. 김중국 등(2001)은 콘관입시험 자료를 이용하여 Shibata와 Teparaksa(1988)방법에

기초하여 인천 국제공항 매립지의 액상화에 대한 평가를 실시하였다. 이와 같은 기존의 방법은 대상지반이 가지고 있는 저항력(저항응력비)을 지진으로 발생하는 전단응력과 비교하는 방법이지만, 본 논문에서 사용한 방법은 요구되는 지반의 저항력을 예측된 콘관입시험치와 서로 비교하여 액상화 발생 여부를 판단하였다. 콘관입시험을 이용한 액상화에 대한 지반의 전단저항강도 결정 과정은 부록 1을 참조하기 바란다.

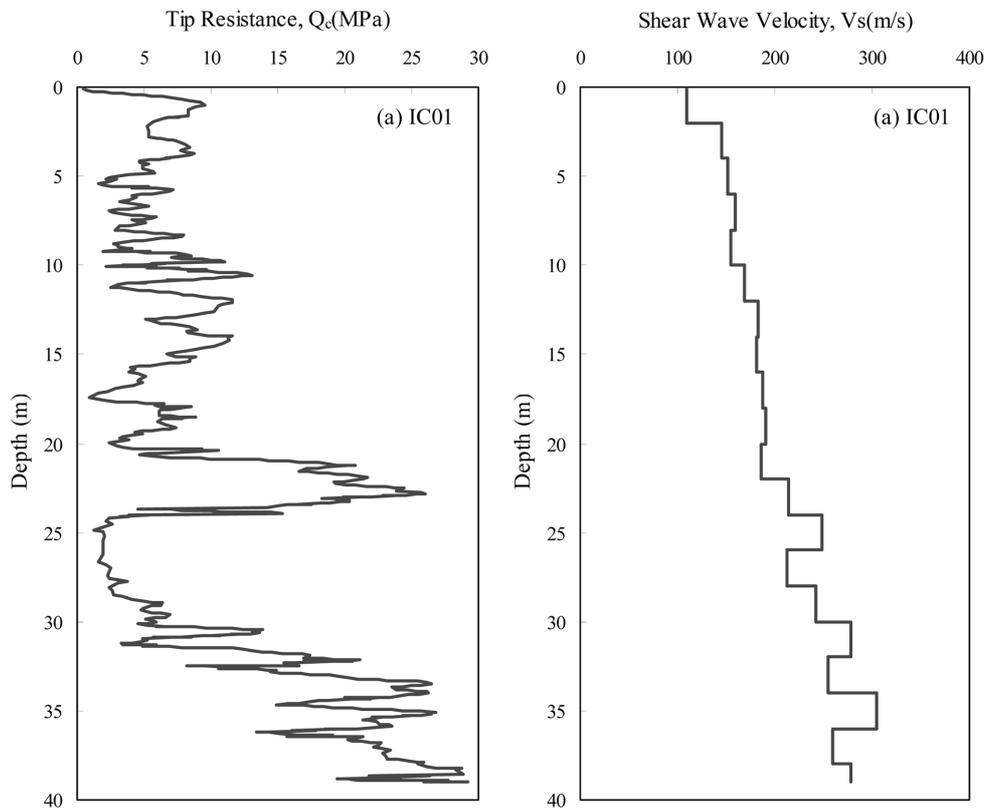
4. 매립지반의 액상화 평가 및 결과

앞서 서술한 유효응력모델과 등가선형해석을 이용하여 인천지역 매립지에 대한 액상화 평가를 실시하여 두 방법의 차이점을 서로 비교, 검토하였다. 우리나라에서는 실제 계측된 강진기록이 없으며, 특히 입력지진운동으로 사용할 지진자료가 없는 상황에서 지진응답해석에 어떤 지진 입력파를 사용할 것인가는 상당히 중요하다. 여기서 지진 입력파란 해석지반의 내진 설계 시에 사용하는 가속도 시간이력을 말한다. 본 연구에서는 인천지역에 적합한 지진 입력파를 이용하여 액상화 해석방법에 따른 차이를 비교하였다. 지진 입력파의 자세한 결정 과정은 부록 2를 참조하기 바란다.

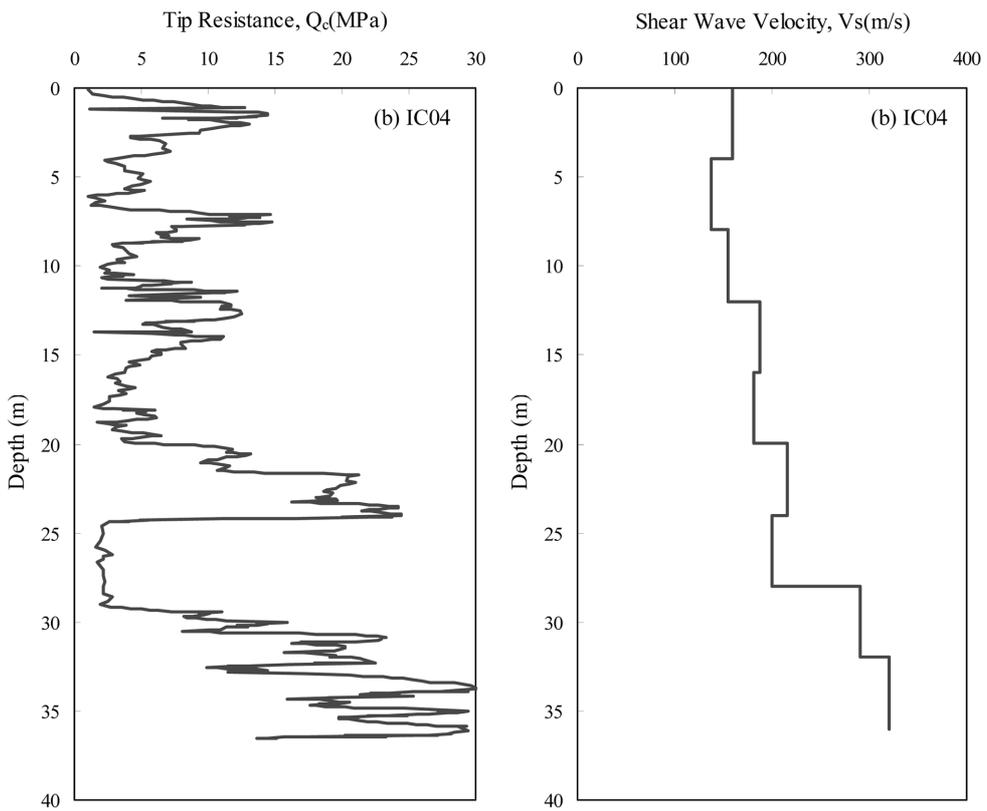
4.1 유효응력모델을 이용한 액상화 평가 및 결과

그림 1에 있는 인천 매립지 2개소(IC01와 IC04)에서 계측된 콘관입시험 자료(김홍중 등, 2005)를 이용하여 각각의 매립지에 대한 유효응력해석을 실시하였다. 본 해석에서는 주어진 지반의 Q_c 값을 $(N_1)_{60}$ 값으로 변환한 다음 $(N_1)_{60}/D_r^2=35$ 의 상관관계를 이용하여 상대밀도를 구하였다. 탄성변수는 식 (1)과 (2)를 이용하여 소성변수는 식 (3)과 (4)를 이용하여 직접 계산하였으며, 파괴비는 표 1의 상대밀도에 따라 선형 보간법을 이용하여 결정하였다. IC01부지와 IC04부지의 지층분류, 수치해석에 사용한 모델, $(N_1)_{60}$ 을 비롯한 지층 별 투수계수는 표 2와 같다. 투수계수는 흙의 종류에 따라 그 차이가 가장 크게 나는 물성치이며 투수시험 자료가 없기 때문에 일반적인 투수계수의 범위(김상규, 2004)를 참고하였다.

두 부지의 수치해석모델은 그림 2와 같이 각 요소의 가로, 세로 크기가 1m인 전체 높이 50m의 기둥모양으로 가정하였다. 수치해석의 경계조건은 배수상태를 유지하지만 지진과 같은 강한 진동이 짧은 시간에 발생할 경우 흙 입자 사이에 존재하는 물이 배수될 수 있는 시간적 여유가 없기 때문에 비배수 조건과 같이 간극수압이 상승하게 된다. 부록 2(그림 12)에 있는 가속도 시간이력을 약 35초 동안 모델의 가장 아랫부분에 입력하였으며 요소의 좌우측면은 서로 연결되어 rocking 현상은 발생하지 않으므로 동일한 요소의 좌우측에서 동일한 침하량이 발생한다. 하부의 자갈층은 투수계수가 상당히 크므로 과잉간극수압의 발생과 동시에 빠른 소산이 예상된다. 매립지반의 구성 성분은 주로 모래나 실트질 모래로 구성되어 액상화가 발생할 가능성이 높다. 따라서 매립된 모래로 구성된 모든 층에 UBCSAND모델을 적용하여 진동으로 인한 과잉간극수압을 계산하였다. 본 해석에서 점토 또는 점토질 실트로 분류된 층은 모래층에 비하여 작은



(a) IC01부지



(b) IC04부지

그림 1. 인천지역 매립지의 현장시험 자료(김홍중 등, 2005)

투수계수와 낮은 과잉간극수압의 발생을 고려하여 그림 2와 같이 Mohr-Coulomb모델(입력변수는 표 2를 참조)로 해석하였다.

입력한 지진파로 IC01부지와 IC04부지의 각층에서 발생한

최대 과잉간극수압비는 그림 3에 나타내었다. 지표면으로부터 20m 이내에서 초기 수직유효응력의 40%~70%정도의 과잉간극수압이 발생하였으며 깊이에 따른 분포는 그림 3과 같다. 유효응력이 0이 되는 완전한 액상화를 의미하는

표 2. 지층분류, 수정 표준관입시험치 및 투수계수

(a) IC01부지

Layer	Depth(m)	Soil Classification	Model	(N ₁) ₆₀ (every meter) or Parameters	Hydraulic Conductivity (m/sec)
1	0~11	Sand & Gravel	UBCSAND	16,16,10,16,10,10,10,10,10,16,19	1×10 ⁻³
2	11~18	Silty sand	UBCSAND	18,18,15,17,13,11,11	1×10 ⁻⁵
3	18~26	Sand	UBCSAND	10,10,10,25,25,25,25,25	5×10 ⁻⁴
4	26~31	Clayey silt	Mohr-Coulomb	φ=30°, G=1×10 ⁵ kPa, B=3×10 ⁵ kPa	1×10 ⁻⁷
5	31~36	Silt	UBCSAND	25,25,25,25,25	1×10 ⁻⁶
6	36~41	Silty sand	UBCSAND	25,25,25,25,25	1×10 ⁻⁵
7	41~50	Sand & Gravel	UBCSAND	30,30,30,30,30,30,30,30,30	1×10 ⁻²

(b) IC04부지

Layer	Depth(m)	Soil Classification	Model	(N ₁) ₆₀ (every meter) or Parameters	Hydraulic Conductivity (m/sec)
1	0~17	Sand & Gravel	UBCSAND	18,18,18,14,10,10,10,18,16,10,10,18,17,13,13,9,9	1×10 ⁻³
2	17~24	Sand	UBCSAND	9,9,9,17,16,25,25	5×10 ⁻⁴
3	24~29	Silty clay	Mohr-Coulomb	φ=30°, G=1×10 ⁵ kPa, B=3×10 ⁵ kPa	1×10 ⁻⁷
4	29~35	Silty sand	UBCSAND	25,25,25,25,25,25	1×10 ⁻⁵
5	35~45	Clay & Silty clay	Mohr-Coulomb	φ=30°, G=1×10 ⁵ kPa, B=3×10 ⁵ kPa	1×10 ⁻⁷
6	45~50	Sand & Gravel	UBCSAND	30,30,30,30,30	1×10 ⁻²

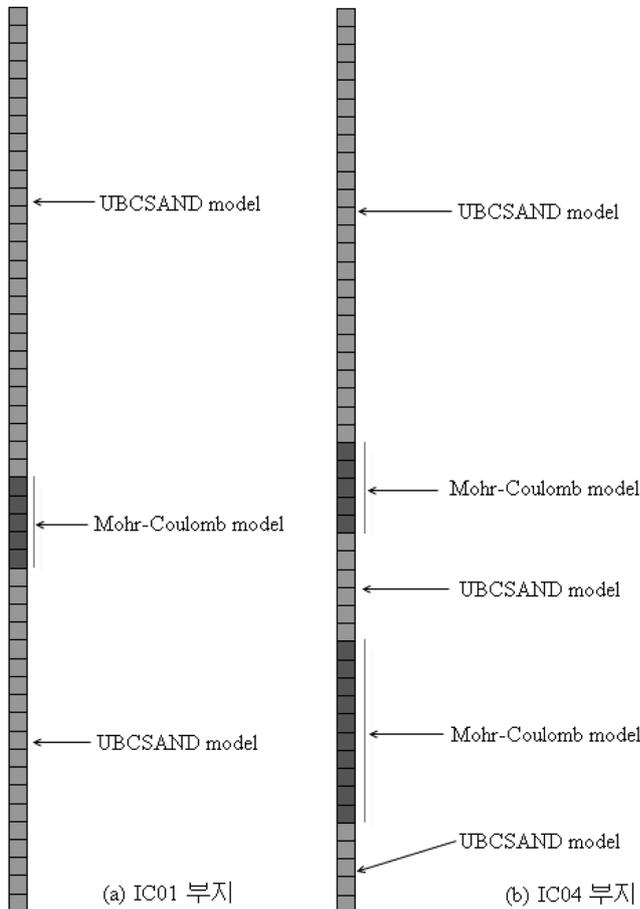


그림 2. 유효응력해석의 단면도

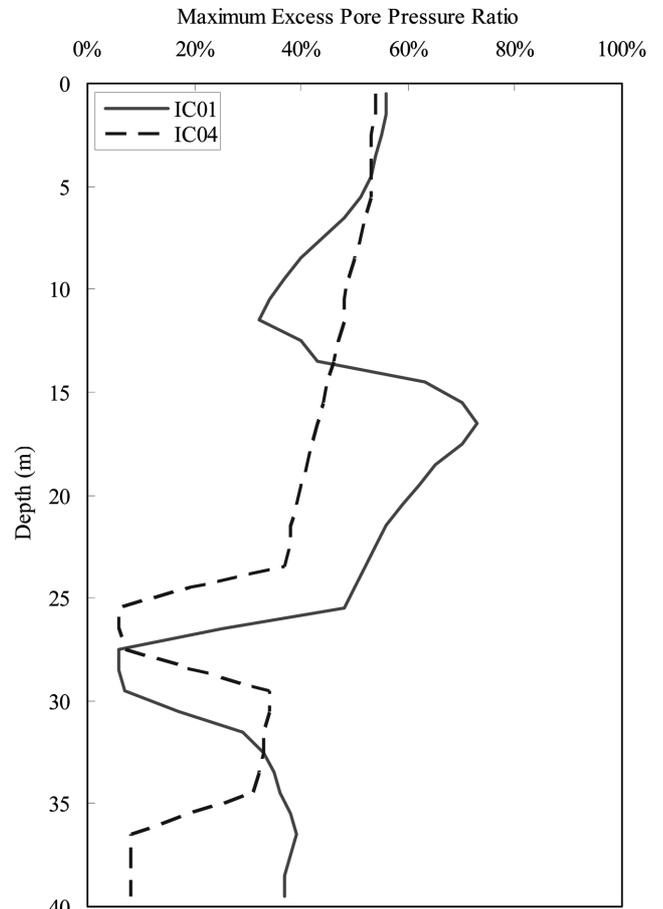


그림 3. 유효응력해석에서 계산된 최대 과잉간극수압비

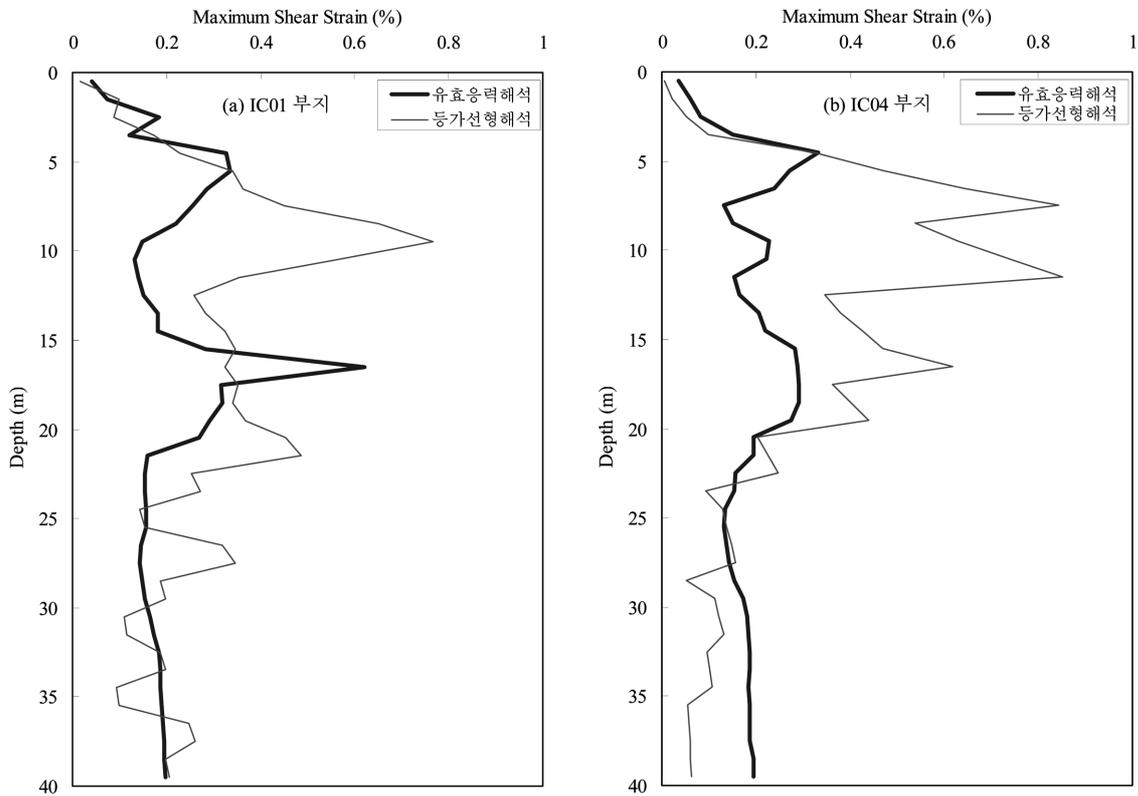


그림 4. 깊이에 따른 최대 전단변형률

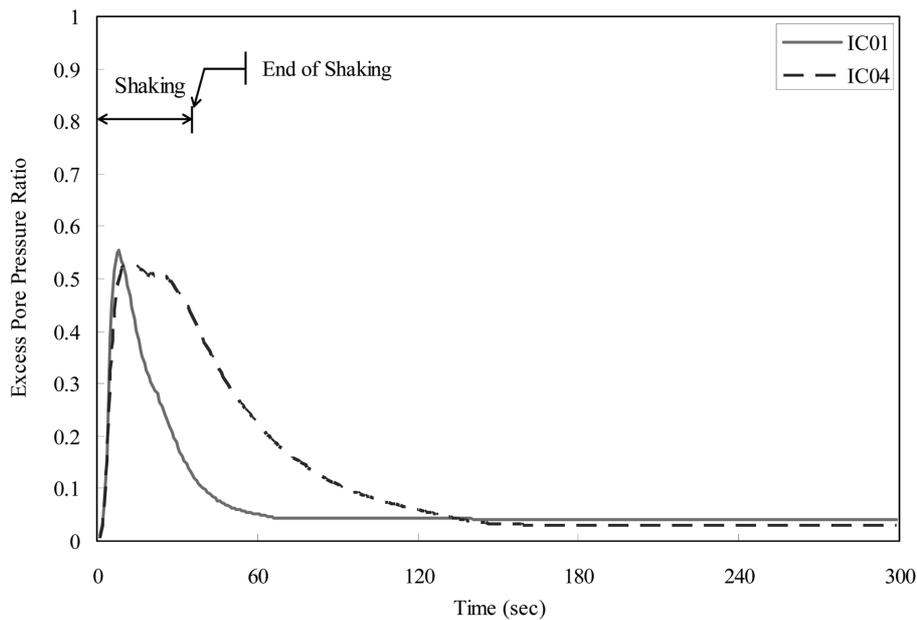


그림 5. 지표면 근처에서 시간에 따른 과잉간극수압비의 소산

100%까지 도달하지는 않았지만, $(N_1)_{60}$ 값이 10정도인 IC01 부지의 15m~20m 사이에서 다소 많은 양의 과잉간극수압이 발생하는 것으로 예측되었다. 표 3은 두 부지의 지표면에서 예측된 최대 가속도를 나타내었으며 서로 비슷한 값을 보였다. 그림 4는 깊이에 따른 최대 전단변형률의 분포를 나타내고 있다. 비교적 높은 과잉간극수압이 발생한 IC01부지의 15m~20m 사이에서 최대 0.6% 정도의 전단변형률이 발생하였으나, 대부분 층에서 0.4% 이하의 전단변형률이 발생하였다. 그림 5는 두 부지의 지표면 근처(0.5m 아래)에서 발생한 과잉간극수압비의 시간에 따른 변화를 나타내고 있다. 진

동으로 발생하는 과잉간극수압은 진동 시작 약 1-2분 후에 95% 이상 소산되었다. 이와 같은 과잉간극수압의 소산에 따른 침하량은 그림 6에 나타난 것처럼 진동 직후에 2cm 정도의 침하가 발생하였다. 과잉간극수압의 소산에 따른 압밀에 의한 침하는 투수계수가 비교적 작은 실트나 점토층이 두꺼워 서서히 진행되어 5분 경과 시에 5cm 미만의 침하가 발생하였다. 침하가 완료되기까지 상당한 시간이 소요되며 장기적으로 약 10cm 이내의 침하가 발생할 것으로 예측되었다. 10cm 이내의 침하량은 무시할 수 있는 수준이지만 교각 위에 놓여 있는 교량 상판에 영향을 미칠 수 있으며 부

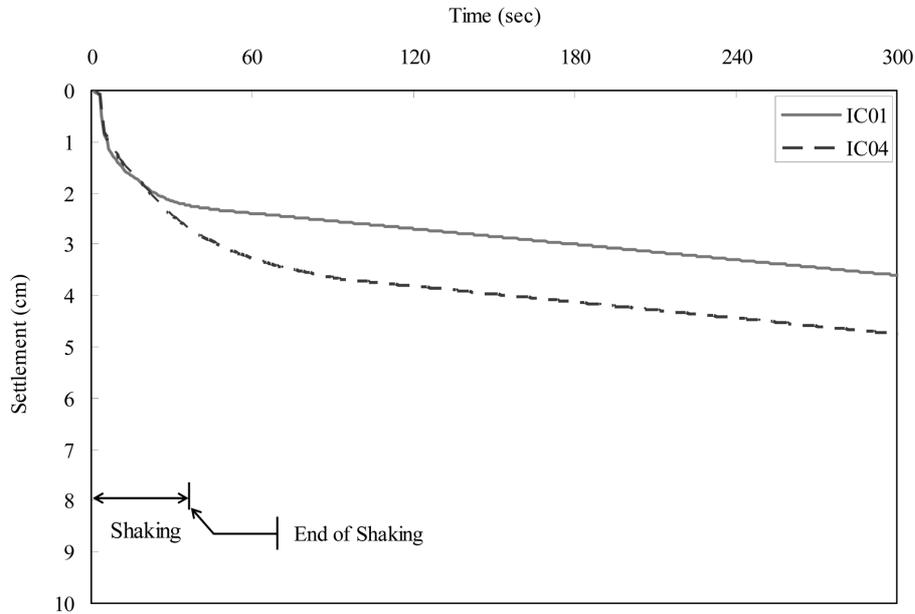


그림 6. 유효응력해석에서 계산된 지표면 침하량

표 3. 인천 매립지에서 계산된 최대 지반가속도의 비교

IC01		IC04	
유효응력해석	등가선형해석	유효응력해석	등가선형해석
0.22 g	0.21 g	0.21 g	0.19 g

등침하로 인한 구조물의 균열 발생 그리고 지하구조물의 거동에 영향을 미칠 수 있다.

4.2 등가선형해석을 이용한 액상화 평가 및 결과

부록 2(그림 12)에 있는 가속도 시간이력을 인천지역의 두 곳(IC01과 IC04)의 매립지에 입력하여 지진응답해석을 수행하여 지진으로 발생하는 전단응력을 계산하였다. 등가선형해석에 필요한 지반 자료는 단위중량, 전단파 속도, 감쇠비(damping)이다. 표 4 및 5에 각 부지의 지층분류와 단위중량을 나타내었다. 그림 1에 있는 전단파 속도로부터 전단탄성계수를 구하였다. 각 지층별 Modulus reduction curve(G/G_{max}) 및 감쇠비의 변화는 표 4 및 5와 같이 입자 크기가 비슷한 흙의 기존 자료를 이용하였다. 지진응답해석 시에 지층 분할은 상세한 결과를 얻기 위하여 상부지층(IC01의 1층에서 6층까지, IC04의 1층에서 5층까지)은 1m 간격으로 하였으며, 하부의 굵은 모래와 자갈층은 2m 간격으로 분할하였다. 설계지진하중은 일반적으로 기반암에서 입력을 하지만 본 지질 주상도에서는 기반암까지 보어링 조사가 실시되지 않았으며 50m 이하는 연암으로 가정하였다. 그리고 50m 지점에서 암반노두운동(outcrop motion)으로 지진가속도를 입력하였다. 설계가속도입력으로 발생하는 진동전단응력비를 두 곳의 부지에 대하여 깊이별로 그림 7에 도시하였으며, 두 곳의 부지에서 발생하는 전단응력비는 유사한 경향을 보였다.

그림 7에 나타난 전단응력비를 이용하여 해석지반에 포함된 세립분의 함유량(FC)에 따라 요구되는 등가콘관입저항치(Q_c)를 그림 8에서 깊이에 따라 연속적으로 실선 위에 동그라미, 세모, 네모 모양으로 나타내었다. 가는 실선은 세립분이 5% 미만인 깨끗한 모래일 경우이며, 중간 굵기의 실선은

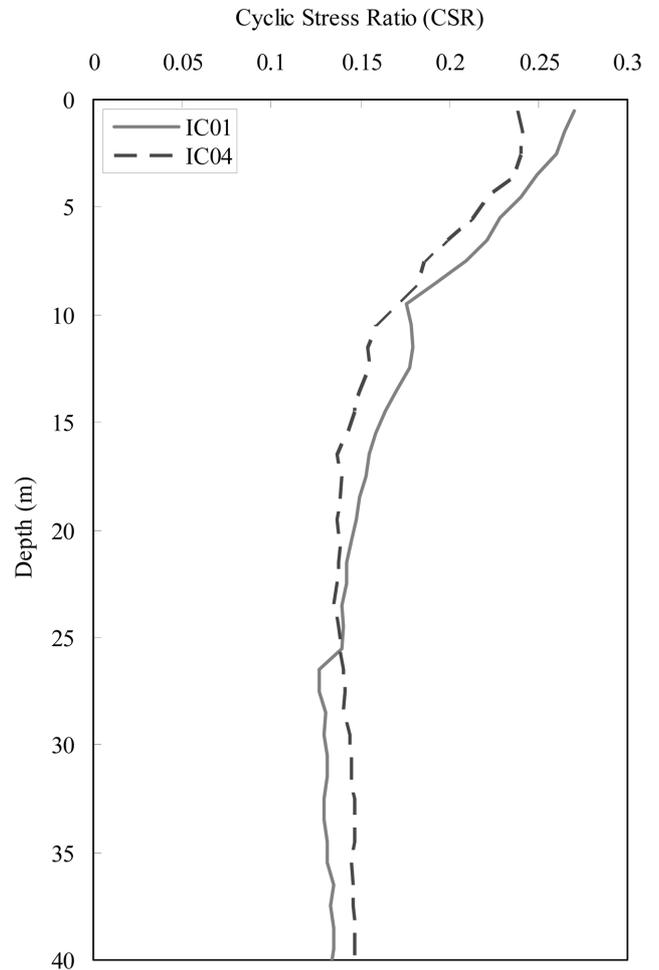


그림 7. 등가선형해석에서 계산된 깊이별 전단응력비

세립분이 5%에서 15% 미만인 경우이며, 굵은 실선은 세립분이 15%에서 35% 미만인 경우를 나타내고 있다. 이 값은 그림 1에 있는 인천 매립지 2개소(IC01와 IC04)에서 계측된 콘관입시험 자료와 비교하여 각각의 매립지에 대한 액상화 평가를 실시하였다. 요구되는 등가콘관입저항치(동그라미, 세모, 네모 모양을 가지는 실선)가 계측된 등가콘관입저항치보

표 4. 인천 매립지 IC01에 대한 지층별 단위중량, 전단탄성계수 및 감쇠비 자료

Layer	Depth(m)	Soil Classification	Unit weight (kN/m ³)	Modulus Reduction and Damping curves in ProShake
1	0~11	Sand & Gravel	20.4	Gravel(Seed et al.)
2	11~18	Silty sand	18.9	Sand(Seed & Idriss-average)
3	18~26	Sand	18.9	Sand(Seed & Idriss-average)
4	26~31	Clayey silt	18.1	Clay-lower bound(Sun et al.)
5	31~36	Silt	18.1	Clay-lower bound(Sun et al.)
6	36~40	Silty sand	18.9	Sand(Seed & Idriss-average)
7	40~50	Sand & Gravel	21.2	Gravel(Seed et al.)
8	50~	Soft Rock	22	Rock(Idriss)

표 5. 인천 매립지 IC04에 대한 지층별 단위중량, 전단탄성계수 및 감쇠비 자료

Layer	Depth(m)	Soil Classification	Unit weight (kN/m ³)	Modulus Reduction and Damping curves in ProShake
1	0~17	Sand & Gravel	20.4	Gravel(Seed et al.)
2	17~24	Sand	18.9	Sand(Seed & Idriss-average)
3	24~29	Silty clay	18.1	Clay-PI=20-40(Sun et al.)
4	29~35	Silty sand	18.9	Sand(Seed & Idriss-average)
5	35~44	Clay & Silty clay	18.1	Clay-PI=20-40(Sun et al.)
6	44~50	Sand & Gravel	21.2	Gravel(Seed et al.)
7	50~	Soft Rock	22	Rock(Idriss)

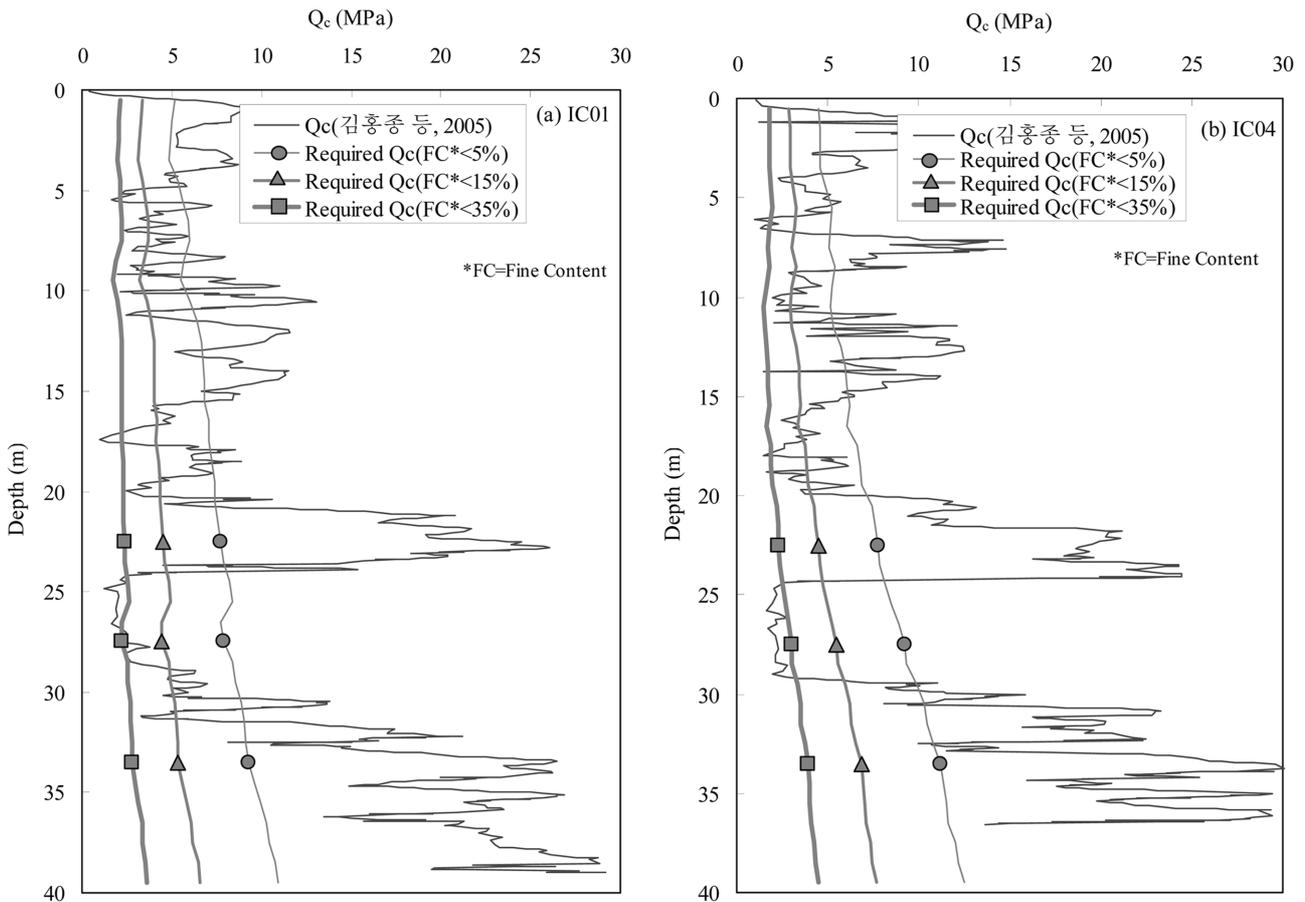


그림 8. 등가선형해석을 이용한 액상화 평가 결과

다 크면 현재의 지반에서 설계지진으로 액상화가 발생할 수 있다는 것을 의미한다. 등가선형해석법에 의하면 해석지반을 깨끗한 모래로 가정했을 때 IC01과 IC04부지의 깊이 15m~

20m 구간과 25m~30m 구간을 제외한 대부분 지역에서 액상화가 발생하지 않는 것으로 예측되었다. 그러나 25m~30m 구간은 실트 또는 점토층으로 분류되어 35% 이상의 세립분

이 포함되어 있다고 가정하면 액상화가 발생하지 않을 것으로 예상된다. 결론적으로 등가선형해석은 인천 매립지 IC01 부지와 IC04부지의 15m~20m 구간에서 액상화가 발생하는 것으로 예측하였다.

4.3 액상화 해석방법의 비교

지표면에서 계산된 최대 지반가속도를 표 3에 비교하였으며, 두 부지 모두 유효응력해석이 1~2%정도로 높은 지표면 가속도를 예측하였으나 큰 차이는 없었다. 다음은 깊이별로 계산된 최대 전단변형률이며 그림 4에 비교하였다. 두 부지 모두 등가선형해석이 상부 20m의 모래로 된 지반에서는 다소 큰 전단변형률을 예측하였으나 하부의 단단한 지반에서는 반대로 작게 예측하였다. 일반적으로 유효응력해석에서 과잉간극수압 발생에 따라 더 높은 전단변형률이 예상되지만 상부에서 발생한 유효응력 감소가 작아 전단변형률에 크게 영향을 미치지 않은 것으로 판단된다. 액상화 발생 여부 예측은 유효응력해석과 등가선형해석이 비슷한 경향을 보였다. 유효응력해석에서는 진동 직후에 2cm정도의 침하량이 발생하였을 뿐 과잉간극수압비를 고려해 볼 때 액상화 가능성이 비교적 낮았다. 이와 같은 차이는 흙의 비선형성을 고려하지 않고 선형적 탄성거동으로 묘사한 등가선형해석이 지진으로 발생하는 전단응력을 과대평가하여 유효응력 해석법에서 흙을 비선형적으로 고려한 경우보다 액상화가 일어나기 쉬운 것으로 예측하기 때문이다.

해석지반의 지층 구성이 자갈과 같이 진동으로 발생하는 간극수압의 빠른 소산이 예상될 경우 또는 과잉간극수압이 발생하지 않을 것으로 판단되는 경우는 등가선형해석을 이용할 수 있다. 그러나 지반이 미소한 변형의 탄성적인 거동이 예상되는 단단한 토사층, 약간의 간극수압이 발생할 것으로 예상되는 모래층 등으로 다양하게 이루어진 경우, 미소변형에서 유효응력 감소에 따른 대변형까지 계산 가능한 유효응력해석을 적용하는 것이 바람직하다.

5. 결 론

본 논문에서는 지반 구조물의 내진설계에서 실시하는 액상화 예측과 진동 후에 발생하는 변위를 한번의 해석으로 계산할 수 있는 유효응력모델을 이용한 액상화 해석에 대하여 연구하였다. 국내에서 자주 사용되고 있는 등가선형해석을 이용한 액상화 평가를 동시에 실시하여 유효응력해석 결과와 비교하였다. 두 해석방법은 인천 매립지에 대하여 유사한 액상화 발생 여부를 예측하였으나, 유효응력해석방법은 유효응력저하로 인한 지반의 침하량을 계산하여 보다 정확한 지반의 동적 거동을 계산하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 유효응력모델은 지반의 비선형성을 고려하여 진동으로 인한 과잉간극수압과 침하량을 계산하였으며 지표면에서 계산된 침하량은 10cm 미만으로 비교적 작았다. 이와 같은 유효응력해석은 지반구조물의 용도와 규모에 따라 서로 다른 성능목표와 성능확보가 가능하도록 하는 지반구조물의 내진 성능설계에 이용할 수 있다.
2. 국내에서 주로 사용되고 있는 등가선형해석으로 계산한 최

대 전단변형률은 매립지반에서 진동으로 발생하는 최대 전단변형률을 과대평가할 수 있다.

3. 흙의 비선형성을 고려하지 않고 선형적 탄성거동으로 묘사한 등가선형해석의 결과는 지진으로 인한 전단응력을 과대평가할 수 있으며 지반의 비선형성과 과잉간극수압의 발생을 고려한 유효응력해석보다 액상화가 일어나기 쉬운 것으로 예측할 수 있다.
4. 유효응력해석과 등가선형해석의 차이는 두 곳의 인천지역 매립지에 대한 해석에서 도출되었기 때문에 앞서 언급한 결론이 일반성을 가지기 위해서는 보다 많은 지역을 선택하여 두 가지 해석방법을 비교해 볼 필요가 있다.

감사의 글

이 논문은 2007년 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국 학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구(KRF-2007-331-D00468)이며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

- 건설교통부(1997) 내진설계기준연구(II).
 김상규(2004) 토질역학. 청문각, p. 86.
 김수일, 박인준, 최재순(2000) 국내 여건에 적합한 액상화 평가 기법 연구, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제20권, 제2-C호, pp. 129-139.
 김중국, 이강운, 김영웅, 채영수(2001) 인천국제공항 준설매립지반-지반진동에 따른 액상화 연구사례(II), 지반공학학회지, 한국지반공학학회.
 김홍중, 조성민, 선창국(2005) SCPTu에 의한 지반의 전단파 속도와 콘 관입 특성값의 상관관계 분석, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제25권 제3C호, pp. 215-226.
 농림수산부(1990) 새만금지구 방조제 단면 및 기초처리에 관한 설계검토.
 박성식, 김영수, Byrne, P.M., 김대만(2005) 액상화해석을 위한 간단한 구성모델, 한국지반공학학회논문집, 한국지반공학학회, 제21권 제8호, pp. 27-35.
 해양수산부(1999) 항만 및 어항시설의 내진설계표준서.
 최승찬(2007) 한반도 땅속의 비밀-지진, 조선일보.
 Abrahamson, N.A. (1998) *Non-stationary spectral matching program RSPMATCH*. PG&E Internal Report.
 EduPro (2006) ProShake, Version 1.12, EduPro Civil Systems. Inc.
 Ishihara, K. and Koseki, J. (1989) Discussion of "Cyclic shear strength of fines-containing sands, Earthquake Geotechnical Engineering, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp. 101-106.
 Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., and Kamada, K. (2001) Recent studies on liquefaction resistance of sand- Effect of saturation, *Proceedings of the Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California, March, pp. 26-31
 Itasca (2000) FLAC, version 4.0. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis.
 Kramer, S.L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
 Liao, S. and Whitman, R.V. (1986) Overburden correction factors for SPT in sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 3, pp. 373-377.
 Robertson, R. K. and Campanella, R. G. (1985) Liquefaction potential of sands using the CPT, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 3, pp. 384-403.

- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971) Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 97, No. 9, pp. 1249-1273.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982) Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985) The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.
- Shibata, T. and Teparaksa, W. (1988) Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, pp. 49-60.
- Xia, H. and Hu, T. (1991) Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 9, pp. 1347-1362.
- Yang, D, Naesgaard, E., Byrne, P.M., Adalier, K., and Abdoun, T. (2004) Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, No. 5, pp. 921-942.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder Jr., L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K.H. (2001) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.

(접수일: 2007.10.4/심사일: 2007.12.1/심사완료일: 2007.12.13)

부록1. 콘관입저항치를 이용한 지반의 전단저항강도 결정과정

지반에서 발생하는 전단응력을 등가선형 지반응답해석 프로그램인 ProShake로부터 직접 계산하였으며, 이에 요구되는 액상화 저항능력비를 콘관입저항치로 결정하였다. 이와 같이 콘관입저항치로 결정된 지반의 전단저항강도를 계측된 지반의 콘관입저항치와 비교하여 액상화 발생 여부를 판정하였다. 이와 같은 방법은 연약지반이나 매립지와 같이 지반조성이 불균질하거나 지반의 불확실성을 고려해 볼 때 신속하며 정밀한 액상화 판정이 가능하다. 자세한 계산과정은 다음과 같다.

첫째, ProShake 프로그램을 이용하여 깊이에 따른 최대 전단응력(τ_{max})을 구한다. 식 (6)을 이용하여 깊이에 따른 등가 전단응력비를 계산한다.

$$CSR = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} \quad (6)$$

둘째, 식 (6)에서 계산된 전단응력비(CSR)와 안전율(FOS)을 곱하여, 요구되는 지반의 액상화 저항능력비(CRR)를 다음과 같이 구한다.

$$CRR = FOS \times CSR \quad (7)$$

셋째, Youd 등(2001)이 제안한 액상화 저항능력비($CRR_{M7.5}$)는 진도규모 7.5와 유효수직응력이 100kPa인 경우이므로, 식 (7)에서 계산된 저항능력비를 액상화 저항능력비 곡선에 적용시키기 위하여 다음과 같이 보정하였다.

$$CRR_{M7.5} = \frac{CRR}{K_M K_\sigma} \quad (8)$$

여기서, K_M 은 지진규모(M_w)가 7.5가 아닐 경우에 사용하는 수정계수이며, Youd 등(2001)은 $K_M = 10^{2.24} / M_w^{2.56}$ 과 같은 식을 제안하였다. 이 관계식은 진도규모가 7.5 미만일 경우에 원래 Seed와 Idriss(1982)가 제안한 식보다 액상화 가능성이 낮게 계산되는 경향이 있다. K_σ 는 유효수직응력이 100kPa가 아닐 경우에 사용하는 수정계수이며 유효수직응력 σ'_{vo} 를 대기압 P_a ($\approx 100kPa$)로 정규화시킨 형태인 식 (9)로 나타내었다.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (9)$$

여기서, f 는 지반의 상대밀도, 응력이력, 과압밀비 등의 지반조건을 포함하는 변수이며, $D_r \leq 40\%$ 이면 f 는 0.8, $D_r \approx 60\%$ 이면 f 는 0.7, $D_r \geq 80\%$ 이면 f 는 0.6이다.

넷째, 식 (8)에서 구한 $CRR_{M7.5}$ 에 해당하는 $(N_1)_{60}$ 값을 Youd 등(2001)이 제안한 차트로부터 구한다.

다섯째, $(N_1)_{60}$ 값을 Liao와 Whitman(1986)이 제안한 상재하중 수정계수 $C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^{0.5}$ 을 이용하여 N_{60} 값으로 변환한다.

여섯째, N_{60} 값을 무차원인 등가콘관입저항치 $q_c (= Q_c / P_a$ 여기서 Q_c 는 kPa 단위의 콘관입저항치)로 변환한다. 여기서 세립분 함유량(FC, Fine Content)에 따라 다음과 같은 세가

지 관계식을 이용하여 q_c 를 구한다.

$$\begin{aligned} q_c / N_{60} &= 5 \quad (\text{세립분이 } 5\% \text{ 미만}) \\ &4 \quad (\text{세립분이 } 5\% \text{에서 } 15\% \text{ 사이}) \\ &3.5 \quad (\text{세립분이 } 15\% \text{에서 } 35\% \text{ 사이}) \end{aligned} \quad (10)$$

일곱째, 안전율 1이 요구하는 무차원 q_c 값을 다시 Q_c 값으로 변환하여 계측된 Q_c 값과 비교하여 액상화를 평가한다. 즉 요구되는 Q_c 가 계측된 Q_c 보다 클 경우에 안전율이 1 이하이므로 액상화가 발생할 수 있다.

소성적인 세립분의 점착력이 지진 시에 발생하는 간극수압의 발생을 감소시키기 때문에 세립분이 많은 지반인 경우에 세립분의 소성지수도 액상화에 큰 영향을 미친다. 하지만 소성지수가 10 이하일 경우에는 액상화에 크게 영향을 미치지 않는다는 연구 결과가 있다(Ishihara와 Koseki, 1989). 본 논문에서 해석대상이 되는 매립지는 주로 소성지수가 15이하(Kramer, 1996)이므로 세립분의 소성지수에 따른 양상은 무시할 수 있다.

부록 2. 지진 입력과결정

먼저 설계가속도 응답스펙트럼과 인공 지진파를 작성하였다. 내진설계기준에서 대상지반에 해당하는 설계가속도 응답스펙트럼은 주어지지만 대응하는 설계 지진파를 제시하지는 않는다. 본 연구에서 지진응답해석을 실시할 인천지역에 적합한 응답스펙트럼의 형상을 내진설계기준연구(II)(건설교통부, 1997)의 지진계수를 이용하여 작성하였다. 설계가속도 응답스펙트럼을 그림 9의 점선과 같이 작성하였다.

본 연구에서는 설계지진의 종류에 따른 지진응답의 차이점 보다는 기록된 지진동의 위상특성을 그대로 유지하면서 지진동의 가속도응답스펙트럼이 설계응답스펙트럼과 유사하도록 기록지진동의 가속도 진폭 성분을 변화시켰다. 국내 지반 구조물과 관계된 지진응답해석에서는 Hachinohe항과 Ofunato항의 지진기록을 자주 사용하고 있으나, 그 출처가 불분명하며 사용자에게 따라 입력되는 가속도가 약간씩 차이가 있다. 따라서 본 연구에서는 위의 두 지진기록 중의 하나인 Hachinohe항의 기록을 일본건축센터(<http://www.bcj.or.jp>)에서 제공받아 사용하였다. 이 기록은 1968년 5월 16일 일본 Tokachi-Okiz진 시에 Hachinohe항의 남북방향에서 기록된 자료이며, 진도규모 7.9 그리고 최대 지반가속도는 0.229g이다. 그림 10은 본 연구에서 사용할 인공지진파의 가속도 시간이력생성에 사용할 Hachinohe항의 기록을 최대 가속도 0.18g로 수정한 것이며, 이 Hachinohe항 지진기록을 설계가속도 응답스펙트럼에 맞게 보정하여 사용하였다. 그림 9는 국내 내진지역 I의 연암지반에서 제안된 설계지진의 가속도스펙트럼과 그림 10에 나타난 Hachinohe항의 가속도스펙트럼을 비교하고 있다. Hachinohe항 지진기록을 RSPMATCH(Abrahamson, 1998)를 이용하여 수정하였으며, 수정 후의 모양을 그림 11에 비교하였다. 설계지진과 수정된 Hachinohe항 기록의 가속도스펙트럼이 서로 일치하고 있으며, 수정된 Hachinohe항 가속도 시간이력을 그림 12에 나타내었다.

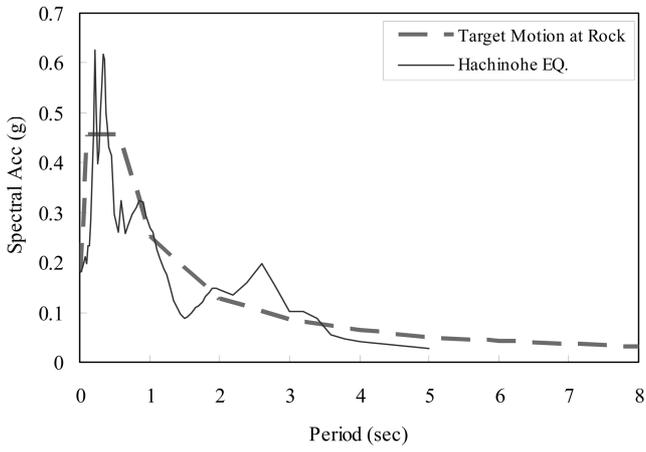


그림 9. 인천지역(연암지반, 1000년 주기)의 설계응답스펙트럼 (건설교통부, 1997)과 일본 Hachinohe지진(1968년)의 가속도 응답스펙트럼(5% 감쇠비)의 비교

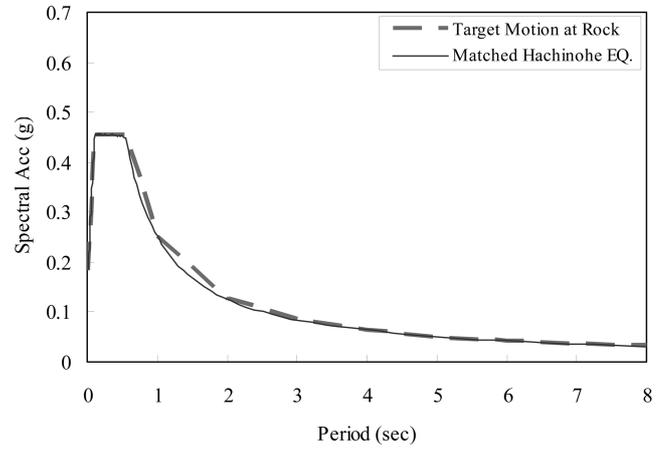


그림 11. 인천지역(연암지반, 1000년 주기)의 설계응답스펙트럼 (건설교통부, 1997)과 Hachinohe지진(1968년)의 수정한 가속도 응답스펙트럼(5% 감쇠비)의 비교

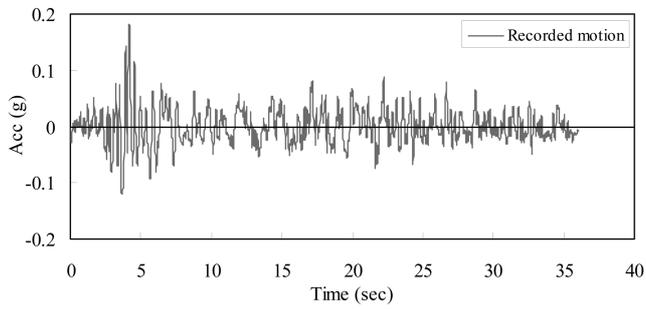


그림 10. 일본 Hachinohe지진(1968년)의 가속도 시간이력

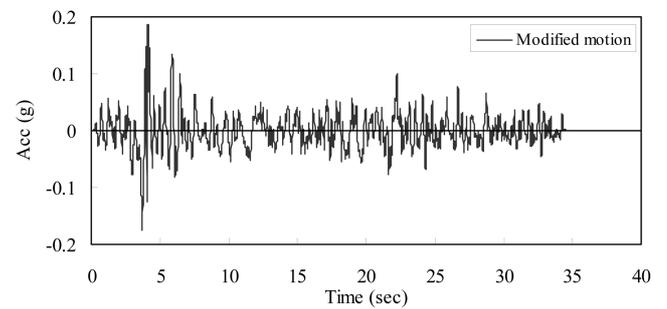


그림 12. 수정한 일본 Hachinohe지진(1968년)의 가속도 시간 이력