

동적수치해석을 이용한 액상화로 인한 철도제방 피해도 평가법 개발 연구

A Study on Evaluating Damage to Railway Embankment Caused by Liquefaction Using Dynamic Numerical Analysis

하 익 수¹ Ha, Ik-Soo

Abstract

This study selected the indexes for evaluating the damage of the railway embankments due to liquefaction from the earthquake damage cases of railway embankments. The study correlated the selected indexes and the settlement of the embankment crest from the dynamic numerical analysis. Further, the correlation was used to develop a method for evaluating the liquefaction damage to the railway embankment. The damage cases and damage types were analyzed, and referring to the liquefaction damage assessment method for other structures, the embankment height (H), the non-liquefiable layer thickness (H_1), and the liquefaction potential index were selected as indexes for evaluating the damage. The study performed dynamic effective stress analyses on the railway embankment, and the PM4-Sand model was applied as the constitutive liquefaction model for the embankment foundation ground. The model's validity was first verified by comparing it with the existing dynamic centrifugal model test results performed on the railway embankment. Nine sites where the foundation ground can be liquefied were selected from the data of 549 embankments of the Honam High-speed Railway in Korea. Further, dynamic numerical analyses using four seismic waves as input earthquake load were performed for the selected site sections. The numerical analysis results confirmed the correlation between the evaluation indexes and the embankment crest settlement. A method for efficiently evaluating the damage to the embankment due to liquefaction was proposed using the chart obtained from this correlation.

요 지

본 연구의 목적은 철도제방의 액상화 피해와 관련된 연구결과로부터 철도제방의 액상화에 따른 피해도 평가지표를 선정하고, 동적수치해석으로부터 선정된 지표와 제방 마루침하량과의 상관관계를 확인하고, 이러한 상관관계를 이용하여 철도제방의 액상화 피해도 평가기법을 개발하는 것이다. 액상화로 인한 철도제방의 피해사례 및 피해유형을 분석하고, 다른 구조물의 액상화 피해평가법을 참고하여, 제방높이(H), 비액상화층두께(H_1), 액상화가능지수(LPI)를 철도제방의 액상화 피해도 평가지표로 선정하였다. 본 연구에서 철도제방에 대한 동적유효응력해석을 위한 기초지반의 액상화 구성모델은 PM4-Sand model을 적용하였다. 해당 구성모델은 철도제방에 대하여 수행된 기존의 동적원심모형실험 결과와의 비교로부터 모델의 실효성이 우선 검증되었다. 국내 호남고속철도 제방 549개소 기초지반 자료 중 액상화 발생이 가능한 9개 부지를 선정하고, 선정 부지 철도제방 단면에 대해 2가지 크기 수준의 2가지 지진파, 즉,

¹ 정회원, 경남대학교 건설시스템공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyungnam Univ., Tel: +82-55-249-2669, Fax: +82-505-999-2165, geotech@kyungnam.ac.kr)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2023년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

총 4개의 지진파를 입력하중으로 하는 동적수치해석을 수행하였다. 수치해석 결과로부터 선정된 평가지표들과 제방 마루침하량과의 상관성을 확인하였고, 이러한 상관성을 이용하여 작성한 도표를 이용하여 철도제방의 액상화 피해도를 간편하게 평가할 수 있는 방법을 제안하였다.

Keywords : Dynamic numerical analysis, Liquefaction, Non-liquefiable layer thickness, PM4-Sand model, Railway embankment

1. 서론

1968년 발생한 Tokachi-oki 지진(M 8.3)은 복선궤도화 공사 완성 직전의 도호쿠 본선 철도제방에 큰 피해를 주었다. 피해 원인은 철도제방 경사면의 불안정한 상태와 지진 발생 직전까지 계속 내린 비로 인해 기초지반이 포화된 상태로 발생한 액상화로 인한 것으로 보고되었다(Katsu, 2009). 2011년 Tohoku 지진(M 9.0)은 일본 나리타 선 철도제방에 큰 피해를 주었다. 높이 4m인 철도제방은 약 1m의 독마루 침하와 궤도 변위가 발생되었다. 피해 원인은 지표면으로부터 약 4m 두께의 모래층으로 구성된 기초지반의 액상화로 인한 것으로 보고되었다(Nozawa, 2012). 1988년 Armenian 지진(M 6.8)은 철도제방 제체의 측방유동 및 균열, 최대 3m의 독마루 침하를 발생시켰다. 피해 원인은 강의 지류 근처에 위치하여 지하수위가 지표면에 위치하고, 지반이 느슨한 모래로 구성된 지층특성으로 인하여 발생된 액상화 때문인 것으로 보고되었다(Yegian et al., 1994).

Nozawa(1986)는 과거 일본 신간선 성토 구조물의 지진 피해사례를 조사 및 분석하여 액상화로 인한 피해유형을 제체의 액상화로 인한 피해, 기초지반의 액상화로 인한 피해, 제체 및 기초지반의 액상화로 인한 피해로 구분하였다(Nozawa, 1986). Ohki et al.(2013)은 과거에 비해 노상 비탈면 보호공 내지는 배수설비의 기술력의 발전으로 인한 제체 내 배수능력이 향상되어 액상화 발현 조건이 감소한 점과 시공 관리면에서 성토 다짐을 더욱 조밀하도록 시공하고 있음을 근거로 하여 기초지반의 액상화로 인한 피해를 유일한 피해유형으로 국한

하였다(Ohki et al., 2013). 이상의 기존 사례분석 연구결과로부터 철도제방의 액상화 피해는 기초지반의 액상화에 의한 것으로 판단해 볼 수 있다.

일본 ‘철도구조물 등 설계표준·동해설’과 ‘하천제방의 내진검사설명서’에서는 액상화로 인한 제방 피해정도를 판단하기 위하여 침하량 산정 경험식을 제공하고 있다(RTRI, 2013; MLIT, 2016). 특히, ‘철도구조물 등 설계표준·동해설’에서는 제방의 피해정도를 독마루침하량을 기준으로 제시하였다(RTRI, Ohki et al., 2013) (Table 1 참조). 국내의 경우, 철도설계기준(노반편)에서는 지진 등에 의한 철도제방의 피해정도를 침하량을 기준으로 평가하고 있다(MOLIT, 2017). 국내 하천내진설계(KDS 51 17 00)에서도 제방의 마루침하량을 기준으로 기초지반 비액상화시 또는 액상화시 피해를 평가하고 있다(MOLIT, 2018). 이상의 국내외 연구결과와 문헌고찰 결과로 볼 때, 철도제방의 액상화 피해정도는 제방 마루침하량을 기준으로 평가될 수 있는 것으로 판단된다.

국내의 경우, ‘내진설계기준 공통적용사항’ 및 ‘내진설계 일반(KDS 17 10 00)’에 제시된 액상화 평가는 구조물이 위치한 기초지반의 액상화 발생 여부만으로 피해를 판단하므로 액상화로 인해 유발되는 철도제방의 피해도는 별도의 재산정이 필요하다. Ha et al.(2017)이 하천제방의 제체 액상화로 인한 지진취약도를 LPI와 제방 마루변위로 판단해 볼 수 있는 연구를 수행한 바 있으나(Ha et al., 2017), 철도제방과 같이 기초지반의 액상화로 인한 제방의 피해도를 평가하는 연구는 전무하다. 아울러, Table 1을 포함하여 국내외 연구 결과에서

Table 1. Railway embankment deformation level and settlement criteria for damage state of embankment (RTRI, 2013; Ohki et al., 2013).

Deformation level	Damage state	Criteria of settlement
1	No damage	No damage
2	Minor damage	Less than 20cm
3	Damage that can be recovered with emergency measures	20cm or more to less than 50cm
4	Damage that takes a long time to recover	50cm or more

확인할 수 있는 것처럼, 대부분의 철도제방 액상화 피해 정도는 제방 마루변위를 산정해야 확인할 수 있어, 반드시 동적유효응력해석을 수행해야만 한다. 그러므로 철도제방의 액상화에 의한 피해를 평가할 수 있는 비교적 산정이나 획득이 용이한 평가지표를 도출하고, 도출된 평가지표를 이용하여 간편하게 제방의 피해도를 추정할 수 있는 평가기법에 대한 연구가 필요하다.

본 연구의 목적은 철도제방의 액상화 피해와 관련된 연구결과로부터 철도제방의 액상화에 따른 피해도 평가지표를 선정하고, 동적수치해석으로부터 선정된 지표와 제방 마루침하량과의 상관관계를 확인하고, 이러한 상관관계를 이용하여 철도제방의 액상화 피해도 간편 평가기법을 개발하는 것이다. 이를 위하여 본 연구에서는 철도제방의 액상화 피해사례 분석과 다른 구조물의 액상화 피해평가법을 참고하여 액상화 피해도 평가지표를 선정하였다. 국내 호남고속철도 제방 549개소 기초지반 자료 중 예비평가를 통해 액상화 발생이 가능한 9개 부지를 선정하고, 선정 부지 철도제방 단면에 대해 2가지 크기 수준의 2가지 지진파, 즉, 총 4개의 지진파를 입력하중으로 하는 동적수치해석을 수행하였다. 철도제방의 기초지반은 액상화 구성모델이 적용된 동적유효응력해석이 수행되었는데, 해석 모델은 철도제방에 대하여 수행된 기존의 동적원심모형실험 결과와의 비교로부터 모델의 실효성을 우선 검증해 보았다. 동적 수치해석 결과로부터 선정된 평가지표와 피해도 평가 대표인자인 제방 마루침하량과의 상관성을 확인하고, 이러한 상관성을 이용하여 철도제방의 액상화 피해도를 간편하게 평가할 수 있는 방법을 제안하고자 하였다.

2. 철도제방의 액상화 피해도 평가지표 선정

본 연구에서는 액상화로 인한 철도제방의 피해도 평가지표를 제방 기초지반의 액상화로 인해 유발되는 제방 마루침하량에 영향을 미치는 영향인자로 선정하고자 하였다.

Ishihara(1985)는 비액상화층과 액상화층 두께 간의 액상화로 인한 침하량과의 상관성을 확인하여 Ishihara boundary curve를 제안한 바 있다(Ishihara, 1985). 일본 국토교통성의 ‘택지의 액상화 피해가능성 판정에 관한 기술지침’에서는 비액상화층과 지반침하, LPI를 기준으로 피해 가능성을 판단할 수 있는 도표를 제안하였다(MLIT, 2013). Maurer et al.(2015)은 뉴질랜드에 2011

년 발생한 캔터베리 지진 이후, 1,200회의 CPT(Cone Penetration Test) 자료와 현장 관측 결과를 바탕으로 비액상화층이 지반의 액상화 거동에 영향을 미침을 확인하고, 비액상화층두께를 고려할 수 있는 수정된 액상화가능성 지수(LPI_{ish})를 발표하였다(Maurer et al., 2015). 이 밖에도 비액상화층두께가 액상화 피해와 연관성이 있다는 연구들이 지속적으로 발표되었다(Ishihara, 1985; Youd and Garriss, 1995; Van ballegooy et al., Maurer et al., 2015; Towhata et al., 2016). 이상의 연구결과들에 근거하여 비액상화층두께, H₁을 철도제방의 첫 번째 액상화 피해도 평가지표로 선정하였다.

일본의 철도 및 하천 제방 시방서에는 액상화로 인한 피해 정도를 판단하기 위한 침하량 관계식을 제공하며, 관계식은 공통적으로 제방높이, H를 공통 영향인자로 고려하고 있다(RTRI, 2013; MLIT, 2016). 이는 액상화 발현과 이로 인한 피해정도는 제방높이와 직접적인 연관이 있음을 시사하고 있기 때문에 이를 근거로 제방높이, H를 본 연구에서는 철도제방의 두 번째 액상화 피해도 평가지표로 선정하였다.

Iwasaki(1978)는 액상화로 인한 피해 정도를 판단하는 지수로 액상화가능지수(LPI, Liquefaction Potential Index)를 제시하였다(Iwasaki, 1978). 앞서 언급된 일본 국토교통성의 ‘택지의 액상화 피해가능성 판정에 관한 기술지침’에서도 LPI를 이용하여 액상화 피해도를 평가를 하고 있음을 확인할 수 있다. 국내의 경우도 액상화 피해 가능성이 있는 지반에 LPI 기반의 액상화 피해도 평가를 수행한 다수의 연구결과가 발표되었다(Kang et al., 2000; Seo et al., 2009; Kim et al., 2012; Ha et al., 2017; Hwang and Cho, Song et al., 2018; Choi, 2021; Song et al., 2022). 마찬가지로, 이러한 연구결과 사례를 근거로 LPI를 철도제방의 액상화 피해도 평가의 세 번째 지표로 선정하였다.

3. 선정 평가지표와 피해도 상관성 분석을 위한 동적 수치해석

3.1 동적 수치해석 단면 및 입력물성값 결정

동적 수치해석을 위한 제방 및 기초지반 해석단면은 국토지반정보 통합 DB에 제시된 호남고속철도 건설사업 기본설계용역의 단면 549개소에 대한 액상화 예비평가로부터 기초지반의 액상화 가능성이 있는 9개 단면을

선정하였다(Table 2 참조). 9개 단면의 기초지반은 매립층(또는 충적층), 풍화토층, 풍화암층, 연암층으로 구성되어 있으며, 풍화토층은 대부분 느슨 또는 조밀한 모래층이다. 지하수위는 기초지반 상부에 위치하는 것으로 가정하였다. 제방의 단면 형상은 철도설계기준에서 제시하는 쌓기 형상에 근거하여 조성된 호남고속철도 노반자료를 참조하여 결정하였으며, 제방의 기본적인 정적해석을 위한 물성값은 고속철도 쌓기 재료의 강도정수 기준에 따라 설정하였다(MOLIT, 2017).

본 연구에서 2차원 동적 유효응력해석은 댐 및 제방의 동적해석에 국내외에서 가장 널리 사용되고 있는 지반해석 프로그램인 FLAC2D(Version 8.0)를 사용하였다(Itasca Consulting Group, 2018). 해석경계면에서의 경계조건(boundary condition)은 해석영역의 측면경계가 흡수경계를 모사할 수 있는 자유장 경계조건(free-field boundary condition)을 적용하였다. 9개 평가부지 각 동일 해석단면(Table 2 참조)에 대하여 입력가속도의 최대

진폭이 0.063g와 0.154g의 2가지 성능수준(국내 내진1등급 구조물의 기능수행수준(OLE)과 붕괴방지수준(CLE))이 되도록 최대진폭을 조정한 장주기 성분이 탁월한 계측지진파인 Hachinohe 지진파, 단주기 성분이 탁월한 계측지진파인 Ofunato 지진파, 즉, 2개의 지진파를 입력지진으로 하는 총 4개의 지진파에 대한 동적해석을 수행하였다. Fig. 1은 해석 입력지진파 중 최대진폭이 0.154g로 조정된 Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파를 예로써 나타낸 것이다.

Fig. 2는 동적 유효응력 수치해석에 사용된 해석요소망과 물성구분도를 BH1-71 부지의 해석단면(Table 2 참조)을 예로써 나타낸 것이다. 지반해석 모델은 Fig. 2에서 액상화 가능성이 있는 기초지반의 느슨한 모래층(Fig. 2에서 sand 층)에 대해서만 액상화 모사 구성모델인 PM4-Sand model(Boulangier and Ziotopoulou, 2015; Itasca Consulting Group, 2018)(이하 P-S 모델)을 적용하였고, 나머지 층들은 모두 Mohr-Coulomb model(이하

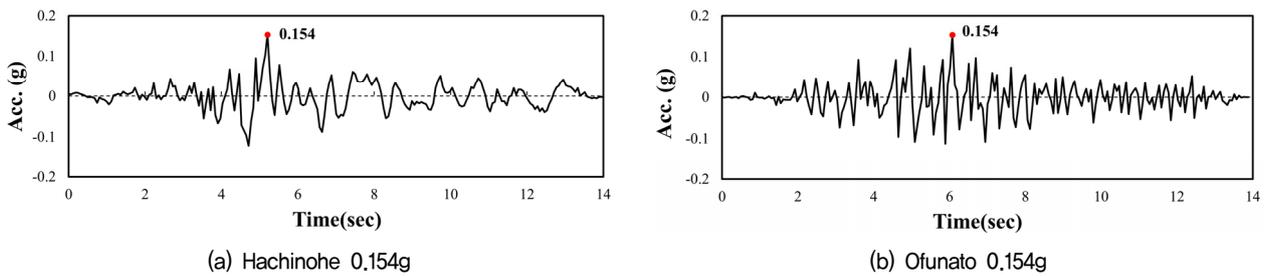


Fig. 1. Input acceleration for 2-D dynamic numerical analyses

Table 2. Basic information of site sections for dynamic analysis

Site	Embankment height (m)	Non-liquefiable layer thickness (m)	Soil layer Composition
BH1-71	9.20	1.40	Landfill (silty clay), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
B3-36	9.20	2.40	Sedimentary soil (gravel sand), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
B3-37	9.20	3.60	Sedimentary soil (gravel sand), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
B3-37b	9.20	4.40	Sedimentary soil (gravel sand), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
B3-38	9.20	3.60	Sedimentary soil (gravel sand), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
B3-41	9.00	6.00	Landfill (silty clay), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
B3-42	3.97	5.00	Landfill (silty clay), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
B2-18	9.70	4.60	Sedimentary soil (gravel sand), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)
BH2-314	7.20	4.70	Landfill (silty clay), weathered soil (loose or dense sand), bedrock (weathered or soft rock)

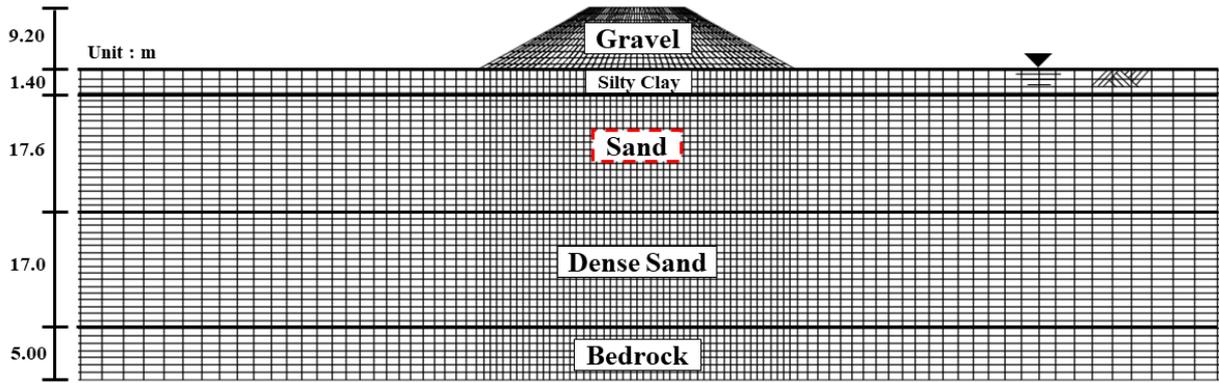


Fig. 2. Soil layers and mesh for dynamic numerical analysis (BH1-71 site section)

M-C 모델을 적용하였다. FLAC2D에서 제공하는 액상화 구성모델에는 Finn-Byrne model(Byrne, 1991)이 있어, 하중재하횡수에 따른 과잉간극수압 증가량을 산정하여 액상화 발생 여부를 예측하는데 적합하게 사용될 수 있으나, 지반의 응력-변형률 거동을 정확히 모사하는데에는 다소 한계점이 있다(Tung et al., 2020; Chou et al., 2021). 이러한 제한 사항을 개선하고 액상화로 인한 과잉간극수압 증가 및 비선형 소성 거동을 동시에 고려할 수 있는 모델로 P-S 모델이 FLAC2D(version 8.0)에서 사용자 정의 구성모델로 제안 적용되고 있다(Tung et al., 2020).

P-S 모델의 주요 변수는 상대밀도(D_r), 겉보기상대밀도(G_o), 수축계수(h_{po})이며, 각각은 아래의 식 (1), 식 (2), 식 (3)으로 산출이 가능하다(Boulanger and Ziotopoulou, 2015; Tung et al., 2020). 아래 식에서 $(N_1)_{60}$ 은 상재압 100kPa과 해머에너지효율 60%로 정규화된 보정 표준 관입시험값이다.

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (1)$$

$$G_o = 167 \sqrt{(N_1)_{60} + 2.5} \quad (2)$$

$$h_{po} = -0.01 \times (N_1)_{60} + 0.556 \quad (3)$$

P-S 모델과 M-C 모델의 입력값으로 필요한 대상층의 강도정수(내부마찰각과 점착력)를 포함한 정적해석에 공통으로 사용되는 물성값은 호남고속철도 관련 문헌(Min et al., 2007; Kim et al., 2015)에 근거하여 적용하였다.

동적해석에 필요한 해석 부지의 매립층(실트질점토), 충적층(자갈질모래), 풍화토층(느슨 또는 조밀한 모래)

의 전단파속도는 표준관입시험값, N 을 전단파속도로 환산하는 국내 문헌자료에 제시된 경험식(Sun et al., 2008)으로 산정하였다. 풍화암의 전단파속도는 상기의 호남고속철도 관련 문헌(Min et al., 2007)에서 제시한 값들의 평균값을 대푯값으로 선정하였고, 기반암은 최소 760 m/sec로 설정하였다. 대상층의 최대전단탄성계수, G_{max} 는 지층밀도와 전단파속도의 제곱의 곱($G_{max} = \rho V_s^2$)으로 산정하였다. 3.3절의 SHAKE를 이용한 1차원 지진응답해석으로 산정된 각 지층의 전단변형률을 전단변형률에 따른 전단탄성계수를 정의한 전단탄성계수의 감소곡선(Idsris and Seed, 1970; Schnabel et al., 1973)에 대응시켜 얻은 전단탄성계수(1차원 지진응답해석에서는 이를 유효전단탄성계수라고 칭함)를 각 지층에서의 전단탄성계수로 적용하여, 지진 시 전단변형률 증가에 따른 전단탄성계수의 강도감소 효과를 고려하였다. 동적해석에서 감쇠는 Rayleigh Damping(Chopra, 1995)을 적용하였다.

3.2 동적 수치해석 모델의 실효성 검증 해석

해석단면에 대한 동적 수치해석을 수행하기에 앞서 동적 수치모델인 FLAC2D의 P-S 모델을 우선 검증하기 위하여, 철도제방에 대해 수행된 동적원심모형실험 결과를 원형으로 한 검증해석을 수행하였다. 검증에 사용된 연구문헌은 다양한 액상화 발생 가능 지반조건에 주진동과 여진의 순차적인 지진동을 가하여 액상화로 인한 제방의 영구변형을 분석한 자료이며, 문헌에는 지반 및 제방의 물성(Table 3 참조), 입력지진(1994년에 발생된 Northridge 지진으로 Moorpark-Fire station 관측소에서 관측된 E-W 성분)(Fig. 3 참조), 최종단면의 형상과

침하량(Fig. 4)을 제공하고 있다(Maharjan and Takahashi, 2014). 원심모형실험에 사용된 철도제방의 원형단면은 제방높이가 1.2m이며, 제방 사면의 기울기는 1:2이며, 기초지반은 8.4m 두께의 액상화 가능층으로 조성되었다. 기초지반은 Toyoura sand로, 제방은 Silica sand로 조성되었고, 각각의 상대밀도는 50%와 55%이었으며, 각각의 기본 물성은 Table 3과 같다. 지하수위는 기초지반 상부에 위치하고 있다(Fig. 4(a) 참조).

본 연구의 검증 해석은 실험의 원형을 모델로 설정하였고, 액상화층에 대해서만 P-S 모델을 적용하고, 액상화 가능성이 없는 지층 및 제체에 대해서는 M-C 모델을 적용하였다. P-S 모델의 주요 변수(식 (1), 식 (2), 식 (3) 참조)를 결정하기 위하여 실험모델의 기초지반 상대밀도가 50%인 것을 감안하여 식 (1)로부터 $(N_1)_{60}$ 을 역산하고, 식 (2)와 식 (3)으로부터 모델 구성에 필요한 주요

변수를 결정하였다. 역산한 $(N_1)_{60}$ 을 FLAC2D에서 제공하는 식 (4) (Andrus-Stokoe, 2000)에 대입하여, 해석에 필요한 기초지반의 전단파속도(164m/sec)를 산정하였다. 동적해석에 필요한 지반의 전단탄성계수와 감쇠특성, 경계조건은 3.1절의 동적해석을 위한 조건과 동일하게 적용하였다.

$$V_s = 85 \times ((N_1)_{60} + 2.5)^{0.25} \quad (4)$$

원심모형 실험결과, 제방의 마루침하량은 본진(40초) 이후 280mm, 여진(200초) 이후 390mm로 나타났으나, 본진 이후의 침하량 시간이력만을 논문에 Fig. 5와 같이 제시하였다. 검증 수치해석 결과, 둑마루침하량은 본진(40초) 이후 260mm(Fig. 5 참조), 여진(200초) 이후 430mm로 최종침하가 산정되어, 두 결과는 최대 약 10% 미만

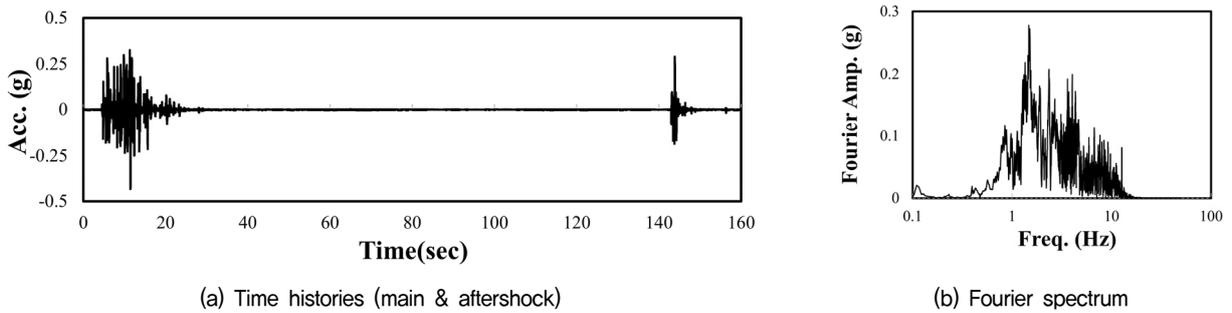


Fig. 3. Input earthquake records

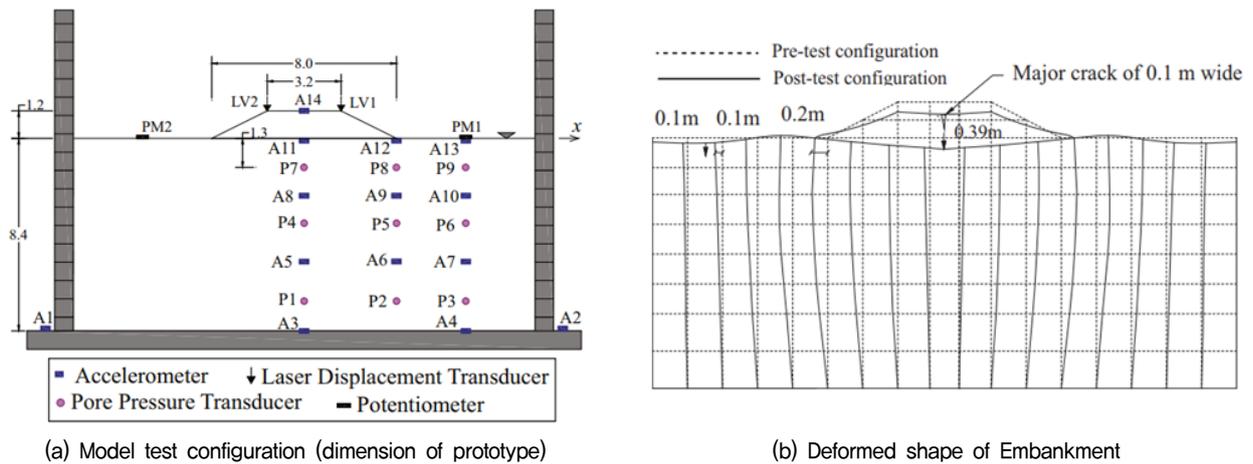


Fig. 4. Centrifuge model experiment and the experimental results

Table 3. Index properties of soils

Property	G_s	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	e_{max}	e_{min}	Permeability (m/sec)
Toyourea sand	2.65	0.19	0.14	0.973	0.609	2×10^{-4}
Silica sand	2.65	0.10	0.041	1.333	0.703	2×10^{-5}

의 오차만을 보였다. 또한, 모형실험 결과와 수치해석 결과의 본진 동안(40초)의 위치별(Fig. 4의 (a) 참조) 최대 과잉간극수압비를 비교하여 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6에서 볼 수 있듯이 발현 최대 과잉간극수압비의 크기와 분포 경향은 두 결과가 거의 유사한 것으로 확인되었다. 이상의 동적 수치해석 결과와 동적 원심모형실험 결

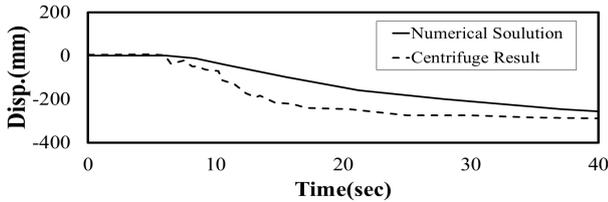


Fig. 5. Comparison of embankment crest settlement obtained by numerical analysis and centrifuge model test

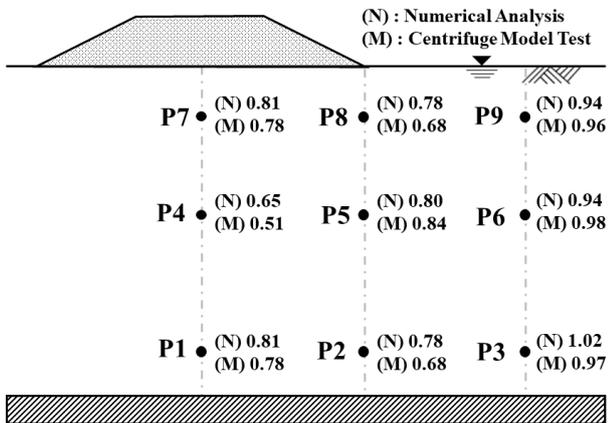


Fig. 6. Comparison of the maximum excess pore water pressure ratio distribution obtained by numerical analysis and centrifuge model test

과의 값과 경향이 유사한 것으로부터 본 연구에서 적용하는 동적 수치해석 모델은 실효성을 가지는 것으로 판단되었다.

3.3 수치해석 단면 기초지반의 액상화평가 및 LPI 산정

해석단면에 대한 동적 수치해석을 수행하기 전에 피해도 평가지표로서의 LPI를 각 단면 기초지반에 대하여 산정하기 위한 1차원 지진응답해석과 이를 이용한 액상화 평가를 수행하였다.

동적해석과 마찬가지로 각각 2가지의 지진파와 입력 가속도 수준에 대하여 1차원 지진응답해석인 SHAKE 해석을 통하여 깊이별 응답최대가속도를 획득하였다. 획득된 특정 깊이에서의 최대가속도, a_{max} 는 Seed와 Idriss (Seed and Idriss, 1971)가 제안한 식에 기초한 국내 액상화 평가식(MOF, 1999; MOLIT, 2016)인 식 (5)에 대입하여 발생 최대전단응력비, τ_{max}/σ'_v 를 산정할 수 있다.

$$\frac{(\tau_d)_{max}}{\sigma'_v} = 0.65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (5)$$

여기서, g 는 중력가속도로서 $9.81m/sec^2$, σ_v 과 σ'_v 은 각각 액상화를 평가하고자 하는 지점에서의 총 상재압과 유효상재압이다.

액상화 전단저항비는 $(N_1)_{60}$ 을 구하고, 이 값을 Youd 등이 제안한 아래의 식 (6)(Youd et al., 2001)에 대입하고, 산정된 값에 지진규모 6.5에 해당되는 보정계수(MSF,

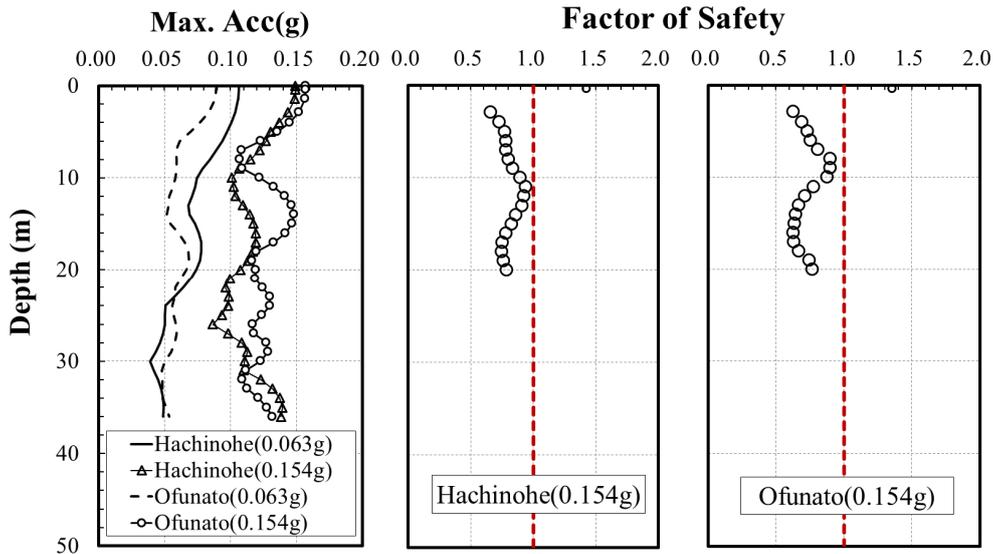


Fig. 7. Results of 1-D seismic response analysis and liquefaction evaluation for BH1-71 site section

Table 4. LPI calculated according to input earthquake for site sections

Site	LPI			
	Hachinohe OLE (0.063g)	Ofunato OLE (0.063g)	Hachinohe CLE (0.154g)	Ofunato CLE (0.154g)
BH1-71	1.2	0.0	43.9	29.8
B3-36	0.0	0.3	17.9	13.0
B3-37	0.7	0.8	5.5	6.6
B3-37b	0.0	0.5	6.0	7.7
B3-38	0.3	2.3	9.3	12.5
B3-41	14.5	7.1	34.4	31.6
B3-42	12.6	3.4	35.3	31.7
B2-18	7.7	9.9	27.5	27.8
BH2-314	7.0	12.2	23.7	26.5

Magnitude Scaling Factor) 1.44를 아래의 식 (7)을 이용하여 산정하고 이를 곱하여 산정하였다.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (6)$$

$$MSF = 10^{2.24/M_w^{2.56}} \quad (7)$$

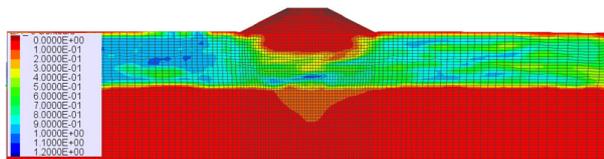
Fig. 7은 해석단면 중 BH1-71 부지 단면에 대한 1차원 지진응답해석과 상기의 절차로부터 산정한 액상화 안전율 결과를 예로써 나타낸 것이다. LPI는 지표면부터 심도 20m까지 각 깊이에서 액상화에 대한 안전율, F(z)와 액상화 발생 깊이를 고려하기 위한 가중치 함수, W(z)를 곱한 값을 누적하는 적분 형태의 계산값으로 다음의 식 (8)과 같이 계산할 수 있으며, 대상 해석 부지 전체 단면에 대하여 산정한 결과는 Table 4와 같다.

$$LPI = \int_0^{20} F(z) W(z) dz \quad (8)$$

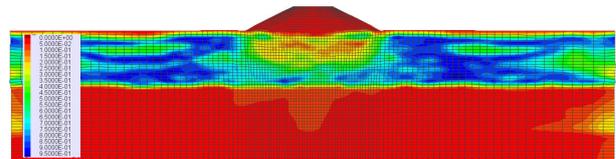
여기서, z는 지표면에서의 깊이이며, F(z)는 FS ≤ 1.0 이면, F(z) = 1-FS 이고, FS > 1.0 이면, F(z) = 0 이고, W(z)는 z ≤ 20m 이면, W(z) = 10-0.5z 이고, z > 20m 이면, W(z) = 0 이다.

3.4 액상화 피해평가 지표 영향 검토를 위한 철도제방 동적 수치해석 결과 및 분석

Fig. 8은 동적유효응력해석 결과의 예로 BH1-71 부지 해석단면의 국내 붕괴방지수준(CLE)의 지진동(가속도 0.154g) 후 과잉간극수압비 분포를 입력 지진파별로 보여준 것이다. 제방 직하부의 과잉간극수압비는 자유장에 비해 상대적으로 작은 것으로 나타나는데(그림에서 상대적으로 색상이 노란색으로 연하게 표시됨), 제방

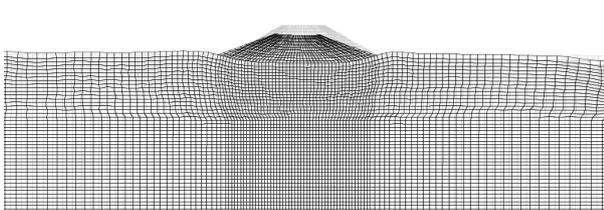


(a) Hachinohe 0.154g

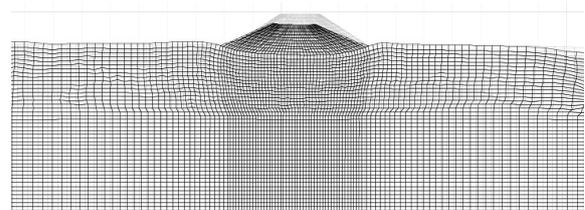


(b) Ofunato 0.154g

Fig. 8. Distribution of excess pore water pressure ratio calculated by numerical analysis (BH1-71 site section)



(a) Hachinohe 0.154g



(b) Ofunato 0.154g

Fig. 9. Permanent deformation of embankment section (BH1-71 site)

Table 5. Settlement of embankment crest calculated by numerical analysis

Site	Crest settlement (cm)			
	Hachinohe OLE (0.154g)	Ofunato OLE (0.063g)	Hachinohe CLE (0.154g)	Ofunato CLE (0.063g)
BH1-71	1.52	1.15	70.95	63.78
B3-36	5.71	5.72	45.00	25.24
B3-37	0.89	1.25	21.61	22.71
B3-37b	2.07	1.99	19.88	24.08
B3-38	2.90	3.92	25.86	31.77
B3-41	2.73	0.77	22.78	14.03
B3-42	0.71	0.35	8.998	6.53
B2-18	1.65	0.63	20.18	22.92
BH2-314	1.05	0.50	15.73	17.86

Table 6. Liquefaction damage assessment index and embankment crest settlement due to foundation ground liquefaction calculated by numerical analyses

Site	Seismic wave	Performance level	H (m)	H ₁ (m)	δ/H	H ₁ /H	LPI
BH1-71	Hachinohe	OLE	9.7	1.4	0.17	0.15	1.2
		CLE			7.71		43.9
	Ofunato	OLE			0.15		0.0
		CLE			6.93		29.8
B3-36	Hachinohe	OLE	9.2	2.4	0.62	0.26	0.0
		CLE			4.89		17.9
	Ofunato	OLE			0.26		0.3
		CLE			2.74		13.0
B3-37	Hachinohe	OLE	9.2	3.6	0.10	0.39	0.7
		CLE			2.35		5.5
	Ofunato	OLE			0.39		0.8
		CLE			2.47		6.6
B3-37b	Hachinohe	OLE	9.2	4.4	0.23	0.48	0.0
		CLE			2.16		6.0
	Ofunato	OLE			0.48		0.5
		CLE			2.62		7.7
B3-38	Hachinohe	OLE	9.2	3.6	0.31	0.39	0.3
		CLE			2.81		9.3
	Ofunato	OLE			0.39		2.3
		CLE			3.45		12.5
B3-41	Hachinohe	OLE	9.0	6.0	0.30	0.67	14.5
		CLE			2.53		34.4
	Ofunato	OLE			0.67		7.1
		CLE			1.56		31.6
B3-42	Hachinohe	OLE	4.0	5.0	0.18	1.26	12.6
		CLE			2.27		35.3
	Ofunato	OLE			1.26		3.4
		CLE			1.64		31.7
B2-18	Hachinohe	OLE	9.7	4.6	0.17	0.47	7.7
		CLE			0.02		27.5
	Ofunato	OLE			0.47		9.9
		CLE			0.02		27.8
BH2-314	Hachinohe	OLE	7.2	4.7	0.15	0.65	7.0
		CLE			2.18		23.7
	Ofunato	OLE			0.65		12.2
		CLE			2.48		26.5

상재압의 영향에 기인한 것이다. Fig. 9는 동적 수치해석 결과, 지진동에 의해 발생된 기초지반의 액상화로 인해 유발된 제방 단면의 영구변형 형상을 나타낸다. Fig. 9는 대상 단면의 변형 형상을 뚜렷하게 나타내기 위해 실제 변형보다 10배 비약하여 나타낸 것이다. Fig. 9로부터 철도제방의 마루침하량은 제방 자체의 침하의 거의 없고, 기초지반의 액상화로 인한 지반침하에서 비롯됨을 확인해 볼 수 있다.

Table 5는 동적 수치해석 결과로부터 획득한 철도제방 액상화 피해정도의 기준으로 설정한 독마루침하량을 각 단면에 대해 각 2개의 지진파와 지진크기에 대해 나타낸 것이다.

Table 6은 입력 지진파 종류와 각 크기에 대해 수행된 동적 수치해석 결과로부터 획득한 피해도 평가지표(제방높이 H, 비액상화층두께 H₁, 액상화가능지수 LPI)에 따른 철도제방 마루침하량 결과를 나타낸 것이다.

Fig. 10은 Table 6의 정리 결과를 바탕으로 피해도 평가지표와 독마루침하량과의 상관관계를 종합적으로 도시한 것이다. Fig. 10에서 볼 수 있듯이, 침하율(settlement ratio, 독마루침하량(δ)/제방높이(H))은 LPI에 따라 선형적으로 증가하는 경향을 보였다. 아울러, 이러한 상관관계는 비액상화층두께 H₁, 4.5m를 경계로 2개의 상관그룹으로 구분되는 것으로 나타났다. 즉, 철도제방의 피해도 대표인자인 독마루침하량(δ)은 본 연구에서 선정한 피해도 평가지표인 제방높이(H), 비액상화층두께(H₁), 액상화가능지수(LPI)와 상관성이 있는 것을 확인하였다. 이러한 상관성을 대표하는 2개 그룹의 선형 경향식은 식 (9)와 식 (10)과 같은데, 이 식은 기초지반 액상화에 따른 철도제방 마루침하량을 개략적으로 예측할 수 있

는 식으로 제안될 수 있다. 다만, 제안한 예측식은 제한적인 해석단면 개수 및 특성을 감안할 때, 제방높이(H) 4.0m 이상 10.0m 이하, 비액상화층두께(H₁)는 2.0m 이상 6.5m 이하로 제한 적용하는 것이 타당하다.

$$y = 0.0025 \times LPI + 0.0036 \quad (2.0m < H_1 < 4.5m) \quad (9)$$

$$y = 0.0006 \times LPI - 0.0013 \quad (4.5m < H_1 < 6.5m) \quad (10)$$

Fig. 10의 상단에 도시된 곡선은 ‘일본 철도구조물 등 설계표준·동해설(RTRI)’에서 철도제방의 LPI에 따른 액상화로 인한 제방 마루의 경험적 침하량 예측곡선이며, 이를 참고로 함께 도시하였다. RTRI의 예측곡선은 본 수치해석 연구결과에 의한 곡선들보다 상대적으로 위쪽에 위치하는데, 이는 일본의 경우, 적용된 입력 지진력 크기가 본 연구에서 고려한 지진력의 크기보다 상대적으로 매우 크기 때문으로 판단된다. 해당 곡선은 본 연구에서 고려하는 비액상화층두께를 고려하지 않은 점이 상이하다.

3.5 철도제방 액상화 피해도 평가법

전술한 바와 같이 철도제방의 액상화에 의한 피해를 대표하는 독마루침하량은 본 연구에서 선정한 피해도 평가지표와 상관성을 가짐이 확인되었다. 본 절에서는 이러한 상관성과 피해도를 관계시키는 도표를 제시하며 이를 통해 피해도를 직관적으로 평가할 수 있는 방법을 제안한다.

Fig. 11(a)는 전 절의 해석결과를 정리하여 LPI, H₁, 독마루침하량 상관관계를 나타낸 것이다. 그림에서 원(circle)의 크기는 독마루침하량의 상대적인 크기를 의미한다. 그림으로부터 LPI가 ‘5’ 이하인 경우, 침하량은 거의 발생하지 않고, LPI가 ‘5’를 초과하는 경우에 한해 침하량이 200mm 이상이 발생하여 경미한 피해수준에 이를 수 있음(RTRI, Ohki et al., 2013)을 알 수 있다 (Table 1 참조). 아울러, LPI가 비슷한 값이면 H₁이 커지면 침하량은 일부 감소하는 것을 확인할 수 있으나, 큰 LPI 값(LPI 20 이상)에서 발생하는 일부 200mm 이상의 침하량은 본 도표로는 설명이 불가하다. 그 이유는 제방 높이의 증가와 이에 따른 제방 상재압 효과에 의해 기초지반의 액상화 가능성이 감소하는 점을 고려할 수 없기 때문이다. 그러므로 Fig. 11(a)는 제방높이를 추가로 고

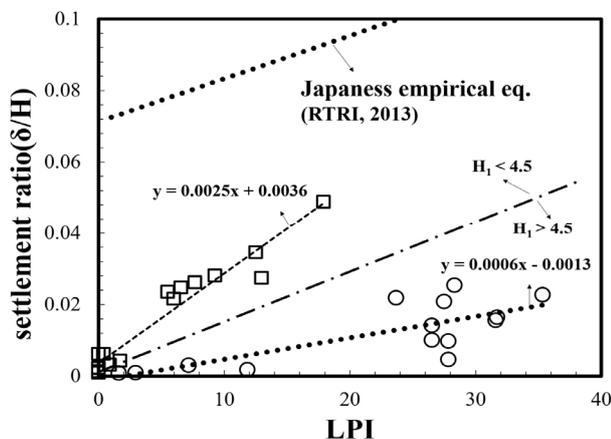


Fig. 10. Correlation between liquefaction damage assessment index and embankment crest settlement

려할 수 있는 도표로 보완되어야 한다. 다만, Fig. 11(a)는 보완된 피해도 평가기법을 적용함에 있어 LPI의 하한값과 H_1 의 적용범위($2m < H_1 < 6m$)를 제시할 수 있다.

Fig. 11(b)는 Fig. 11(a)에 제방높이(H)를 함께 고려한 상관관계를 나타내어, 독마루침하량에 따른 철도제방의 액상화 피해도를 개략적으로 평가할 수 있는 도표이다. 즉, 철도제방 기초지반의 LPI를 산정하고, H_1 과 H로 철도제방의 액상화에 의한 피해도를 평가하는 것이 가능한 도표이다. 도표에서 피해도의 기준 또는 경계가 되는 독마루침하량 450mm와 200mm는 RTRI의 침하량에 따른 피해도 자료(Table 1 참조)를 보수적인 측면으로 고려하여 설정한 값이다.

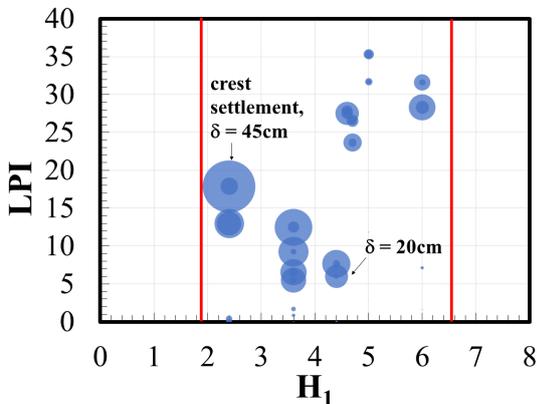
Fig. 11(b)에서 'A'영역은 액상화로 인한 피해가 거의 없음을, 'B'영역은 구비된 자재(쇄석)에 의한 임시 복구와 같은 비상조치에 의해 회복될 수 있는 수준의 피해가 있음을, 'C'영역은 복구에 많은 시간이 필요하여 보강이 필요한 수준의 피해가 있음을 나타내는 영역으로 설정해 볼 수 있다. 다만, 본 연구에서 제안하는 도표를 이용한 피해도 평가방법은 제한된 개수 단면에 대한 해석 결과에 기초하며, H와 H_1 에 있어서도 제한된 범위에서만 적용이 가능하므로 주의가 필요하다. 그러나 향후 보다 많은 단면에 대한 해석결과가 추가되어 도표가 보완된다면, 액상화 발현 여부만을 평가하는 현재의 평가법을 보완하여 보강여부를 결정할 수 있는 피해도 평가법으로 유용하게 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

4. 결론

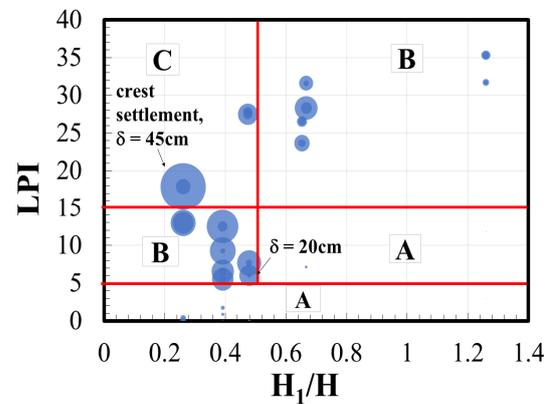
본 연구에서는 철도제방의 액상화로 인한 피해사례 및 피해유형을 분석하여 철도제방의 액상화로 인한 피해도 평가지표를 선정하였으며, 평가지표와 철도제방 마루침하량과의 상관성을 확인하고, 상관성을 이용한 철도제방의 액상화 피해도 간편 평가법을 개발하기 위한 동적수치해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 기존 문헌고찰로부터 액상화로 인해 유발되는 제방 마루침하량에 영향을 미치는 영향인자로 제방높이, 비액상화층두께, 액상화가능지수(LPI)를 철도제방의 액상화 피해도 평가지표로 선정하였다.
- (2) 동적 해석결과, 철도제방의 액상화 피해도 대표인자인 제방 마루침하량은 선정된 평가지표인 제방높이, 비액상화층두께, 액상화가능지수와 상관성이 큰 것을 확인하였고, 이러한 상관성을 나타내는 선형경향식을 기초지반 액상화에 따른 철도제방 마루침하량 예측식으로 제안하였다.
- (3) 액상화로 인한 철도제방 마루침하량과 평가지표와의 상관성과 피해도를 관계시키는 도표를 제시하였으며, 이러한 도표를 이용하여 철도제방의 액상화로 인한 피해도를 간편하게 평가할 수 있는 방법을 제안하였다. 즉, 동적 유효응력해석을 수행하지 않고, 제방높이와 비액상화층두께와 같은 기하학적 정보와 철도제방 기초지반에 대한 LPI 산정결과를 가지고 도표를 통해 피해도를 평가할 수 있는 방법을 제안하였다.

● : Circle size means relative scale of crest settlement



(a) Correlation of H_1 , LPI, and δ



(b) Correlation of H_1/H , LPI, and δ

Fig. 11. Chart for predicting damage to railway embankments due to liquefaction of foundation ground

본 연구에서 제안하는 도표를 이용한 철도제방 액상화 피해도 평가방법은 제한된 개수 단면에 대한 해석결과에 기초하며, 제방높이와 비액상화층두께에 있어서도 제한된 범위에서만 적용이 가능하므로 주의가 필요하다. 그러나 향후 다양한 하중조건(입력지진, 가속도수준 등)과 보다 많은 단면에 대한 해석결과가 추가되어 도표가 보완된다면, 액상화 발현 여부만을 평가하는 현재의 평가법을 보완하여 보강여부를 구체적 근거를 가지고 결정할 수 있는 피해도 평가법으로 유용하게 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원의 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다(22S CIPC151438-04).

참고문헌 (References)

- Andrus, R. D. and Stokoe II, K. H. (2000), "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-wave Velocity", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol.126, No.11, pp.1015-1025.
- Boulanger, R. W. and Ziotopoulou, K. (2015), "PM4Sand (Version 3): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications", *Center for Geotechnical Modeling Report*. UCD/CGM-15/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, Calif.
- Byrne, P. M. (1991), "A Cyclic Shear-volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand. In Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics", *Geotechnical Special Publication*, 1, pp.47-55.
- Chopra, A. K. (1995), "Dynamics of Structures : Theory and Application of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., pp. 416-421.
- Chou, J. C., Yang, H. T., and Lin, D. G. (2021), "Calibration of Finn Model and UBSCAND Model for Simplified Liquefaction Analysis Procedures", *Applied Sciences*, Vol.11, No.11, p.5283.
- Ha, I. S., Moon, I. J., Yoon, J. W., and Han, J. T. (2017), "Examination of Applicability of Liquefaction Potential Index to Seismic Vulnerability Evaluation of the Korean River Levees", *Korean Geo-Environmental Society*, Vol.18, No.4, pp.31-40.
- Hwang, J. M. and Cho, S. E. (2018), "Development of Multi-hazard Fragility Surface for Liquefaction of Levee Considering Earthquake Magnitude and Water Level", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.34, No.6, pp.25-36.
- Idriss, I. M. and Seed, H. B. (1970), "Seismic Response of Soil Deposits", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.96, No.2, pp.631-638.
- Ishihara, K. (1985), "Dynamical Analysis of Volcanic Explosion", *Journal of Geodynamics*, Vol.3, No.3-4, pp.327-349.
- Itasca Consulting Group (2018), "FLAC2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensions) version 8.0", Minnesota, USA.
- Iwasaki, T. (1978), "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential based on Case Studies at Various Sites in Japan", *In Proc. Second Int. Conf. Microzonation Safer Construction Research Application*, 2, pp.885-896.
- Kang, G. J., Park, I. J., and Kim, S. I. (2000), "Study on Mapping of Liquefaction Hazard Potential at Port and Harbor in Korea", *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol.4, No.2, pp.57-64.
- Katsu, T. (2009), "Preparation for Earthquakes", *Summary of lectures at 2009 Railway Research Lectures*, pp.23-32.
- Kim, H. S., Kim, M. G., Jang, I. S., and Chung, C. K. (2012), "Real-time LPI-based Assessment of Liquefaction Potential on Pusan Port", *Journal of The Korean Society for Marine Environment and Energy*, pp.2069-2072.
- Kim, Y. H., Eum, K. Y., Han, S. J., Park, Y. G. and Jung, J. H. (2015), "A Study on Settlement Characteristics of Earthwork Subgrade with Lowering the Groundwater in High-speed Railway", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.31, No.5, pp.67-74.
- Maharjan, M. and Takahashi, A. (2014), "Liquefaction-induced Deformation of Earthen Embankments on Non-homogeneous Soil Deposits under Sequential Ground Motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, pp.113-124.
- Maurer, B. W., Green, R. A., Cubrinovski, M., and Bradley, B. A. (2015), "Assessment of CPT-based Methods for Liquefaction Evaluation in a Liquefaction Potential Index Framework", *Geotechnique*, Vol.65, No.5, pp.328-336.
- Min, K. N., Lee, I. H., Jung, D. H., An, T. B., and Jung, C. M. (2007), "S-wave Velocity Analysis and Each Survey Comparison of Soft Ground in HoNam High-Speed Railway", *Journal of The Korean society for Railway*, pp.19-26.
- MLIT (2013), "Technical Guidelines for Determining Liquefaction Damage in Housing Land", Ministry of Land, Infrastructure and Transport.
- MLIT (2016), "Seismic Inspection Manual for levee", Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism.
- MOF (1999), "Standard of Seismic Design for Fishing Port and Harbor Facilities", Ministry of Oceans and Fisheries.
- MOLIT (2016), "Standard of Design for Structural Foundation", Ministry of Land Infrastructure and Transport.
- MOLIT (2017), "Standard of Railway Design (for roadbed)", Ministry of Land Infrastructure and Transport.
- MOLIT (2018), "Explanation of Structural Foundation Design Standard", Ministry of Land, Infrastructure and Transport.
- MOLIT (2018), "General Seismic Design (KDS 17 10 00)", Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea (in Korean). Ministry of Land, Infrastructure and Transport.
- Nozawa, D. (1986), "Study on Seismic Strengthening of Shinkansen Fill Structures", *Railway Technology Research Report*, 1304, pp. 1-238.
- Nozawa, S., Shirasaki, H., Wada A., and Yuri, Y. (2012), "About the Damage and Restoration of Railways in the Tohoku Pacific Ocean Earthquake", *Journal of Ground Engineering*, Vol.7, No.1, pp.127-137.
- Ohki, M., Seki, M., Nagao, T., and Nakano, M. (2013), "Experimental

- Validation of Five Failure Modes and The Proposal of Seismic Reinforcement in the Railway Embankment”, *Journal of the Japan Civil Engineering Society C(lithosphere engineering)*, Vol.69, No.2, pp.174-185.
29. RTRI (2007), “Design Standards and Explanations for Railway Structures”, Reorganized in 2013, Railway Technical Research Institute.
 30. Schnabel, P. B. and Seed, H. B. (1973), “Accelerations in Rock for Earthquakes in the Western United States”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.63, No.2, pp.501-516.
 31. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), “Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Div.*, Vol.97, No.9, pp.1249-1273.
 32. Seo, M. W., Sun, C. G., and Oh, M. H. (2009), “LPI-based Assessment of Liquefaction Potential on the West Coastal Region of Korea”, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol.13, No.4, pp.1-13.
 33. Song, S. W., Hwang, B., and Cho, W. (2022), “Comparison of Liquefactive Hazard Map Regarding with Geotechnical Information and Spatial Interpolation Target”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.38, No.1, pp.5-15.
 34. Song, Y. W., Chung, C. K., Park, K. H., and Kim, M. G. (2018), “Assessment of Liquefaction Potential Using Correlation between Shear Wave Velocity and Normalized LPI on Urban Areas of Seoul and Gyeongju”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.38, No.2, pp.357-367.
 35. Sun, C. G., Kim, H. J., and Chung, C. K. (2008), “Deduction of Correlations between Shear Wave Velocity and Geotechnical In-situ Penetration Test Data”, *Journal of Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol.12, No.4, pp.1-10.
 36. Towhata, I., Yasuda, S., Yoshida, K., Motohashi, A., Sato, S., and Arai, M. (2016), “Qualification of Residential Land from the Viewpoint of Liquefaction Vulnerability”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91, pp.260-271.
 37. Tung, D. V., Tran, N. X., Yoo, B. S., and Kim, S. R. (2020), “Evaluation of Input Parameters in Constitutive Models Based on Liquefaction Resistance Curve and Laboratory Tests”, *Journal of The Korean Geotechnical Society*, Vol.36, No.6, pp.35-46.
 38. Van Ballegooy, S., Green, R. A., Lees, J., Wentz, F., and Maurer, B. W. (2015), “Assessment of Various CPT based Liquefaction Severity Index Frameworks Relative to the Ishihara (1985) H1-H2 boundary curves”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79, pp.347-364.
 39. Yegian, M. K., Ghahraman, V. G., and Harutiunyan, R. N. (1994), “Liquefaction and Embankment Failure Case Histories, 1988 Armenia Earthquake”, *Journal of geotechnical engineering*, Vol.120, No.3, 581-596.
 40. Youd, T. L. and Garris, C. T. (1995), “Liquefaction-induced Ground-surface Disruption”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.121, No.11, pp.805-809.

Received : November 10th, 2022

Revised : November 16th, 2022

Accepted : November 17th, 2022