

지표면 스펙트럼 강도를 통한 지반의 액상화 평가에 대한 연구

Evaluation of Subsurface Liquefaction through Spectrum Intensity at Surface

박 중 관*¹

Park, Jong-Kwan

Towhata, Ikou*²

ABSTRACT

The earthquake-induced liquefaction of ground brings high possibility of failure of lifeline. If subsurface liquefaction is detected immediately after an earthquake the damage caused by the failure of lifeline can be reduced. The goal is achieved by deploying many accelerometers in the area of possible liquefaction and collecting records through a wireless network. This paper attempts to develop a measure to interpret the collected data of surface motion and to assess the thickness of liquefied layers. For this purpose, both analysis of earthquake records and shaking table tests on model ground were carried out. It was shown that the thickness of liquefied layers can be assessed by using the maximum acceleration and the spectrum intensity at the surface

요 약

지진에 의한 지반의 액상화 현상으로 인하여 지하에 매설된 생활관거가 파괴될 가능성은 대단히 높다. 만일 지진이 발생하는 즉시 지반의 액상화 가능성을 판단할 수 있다면 관거가 파괴됨으로 인한 피해를 최소한으로 감소시킬 수 있다. 액상화 현상이 지반에 발생하는 동시에 이를 판별하기 위해서는 지표에서 진동의 이력을 측정함과 동시에 해석함으로써 가능하다. 본 논문에서는 지표에서 측정된 가속도 기록을 통하여 지반의 액상화 가능성과 액상화된 지반의 두께를 평가하는 방법을 제시하고자 한다. 이를 위하여 실제로 측정된 지진 기록을 해석하고, 또한 진동대 시험이 실시되었다. 이 결과 액상화 지반의 판별과 액상화된 지반의 두께는 지반 최대 가속도와 스펙트럼 강도로 결정할 수 있음이 증명되었다.

Keywords : Earthquake damage, Liquefaction, Shaking-table tests, Spectrum intensity

*1 정희원, 서울산업대학교 토목공학과 교수

*2 일본 동경대학 토목공학과 교수

1. 서 론

지진에 의하여 발생하는 지반의 액상화 현상은 상하수도 관거 및 가스관 같은 지하에 있는 생활관거(lifeline)의 파괴를 유발시켜 막대한 피해를 주고 있다. 지반에 액상화 현상이 발생되지 않도록 하기 위해서는 액상화 발생의 가능성이 있는 지반을 보강하여야 한다. 보강 공법으로는 과대한 간극수압의 발생을 억제하기 위하여 다짐공법이나 배수공법 등이 널리 사용되고 있으나 아직도 보강의 범위에 대하여서는 정확하게 알려진 바는 없다. 특히 상수도, 하수도, 또는 도시가스를 위한 관을 액상화 가능성이 있는 연약 사질토에 매설할 경우 보강 범위를 결정하는데 문제가 발생한다(Sasaki, 1991). 실제로 부분적인 보강은 가능하지만 매설 관이 통과하는 전 지역을 보강한다는 것은 불가능 하다. 따라서 액상화로 인한 피해를 감소시키기 위해서는 지진이 발생한 즉시 지반의 액상화 가능성을 판단하고 조치하는 것이 현실적인 방법이라 할 수 있다.

지진 직후 액상화 가능성을 판단할 수 있는 하나의 수단으로 지진의 최대 지진가속도의 크기로 기준할 수 있다. 그러나 액상화를 판정하는데 있어서 가속도의 주기, 빈도 및 진폭의 영향을 고려하지 않고 단지 최대 가속도만을 기준하는 방법은 불합리하다. 일본의 도로학회(1990)는 액상화된 지반의 범위를 산정하기 위해서는 단순히 설계최대가속도 대신에 지표에서의 측정된 최대가속도를 사용해야 한다고 제안하고 있다. 이는 지진 발생시 지진파가 지표로 전달되면서 증폭되어 실제로 지표에서 측정된 최대가속도가 설계 최대가속도와 다르기 때문이다.

본 연구에서는 지반의 액상화 발생 여부를 판별하는데 있어서 설계 최대 가속도를 사용하는 대신 지표에서 측정된 가속도를 통하여 즉시 진동의 크기를 에너지로 바꾸어 나타낼 수 있는 스펙트럼 강도(spectrum intensity)로 나타내고자 한다. 스펙트럼 강도는 Housner(1961)

에 의하여 처음 소개 되었으며, 이는 1차 자유도 시스템에서 평균 진동속도를 의미한다. 이미 스펙트럼 해석은 내진 구조물 해석에 널리 사용되고 있으며 이러한 해석을 지반의 액상화 평가에 적용할 수 있다. 만일 지진시 지표에서 진동에 대한 가속도 이력이 측정된다면 이는 컴퓨터를 통하여 즉시 스펙트럼 강도로 전환할 수 있다. 본 연구는 지진이 발생하는 동안 여러 지반에서 측정된 지반 진동의 가속도 이력을 이용하여 지반의 변위와 스펙트럼 강도를 분석하고 이를 액상화 발생 여부의 판별에 적용하고자 한다. 또한 모형 항만구조물의 진동대 시험(shaking table test)을 실시하여 스펙트럼 강도를 통한 액상화 지반의 두께를 평가하고자 한다.

2. 스펙트럼 강도에 대한 이론적 배경

스펙트럼 강도(spectrum intensity, SI)는 여러 구조물에 미치는 지진의 영향을 평균 진동속도의 개념으로 나타낸 것이다. 그림 1은 지진에 의한 지반의 거동을 1차 자유도 시스템(single degree of freedom system)으로 가정하여 스펙트럼 강도를 나타낸 것으로, 이에 대한 기본 운동방정식은 식(1)과 같다.

$$\frac{d^2u}{dt^2} + 2\xi\omega_n \frac{du}{dt} + \omega_n^2 u = -\frac{d^2U}{dt^2} \quad (1)$$

여기서, u 는 수평방향의 변위, d^2U/dt^2 는 지반의 가속도, ω_n 는 고유회전진동수(natural circular frequency, $(=\sqrt{k/m})$), ξ 는 감쇠계수(damping ratio), k 는 스프링 계수, 그리고 m 은 질량이다. 스펙트럼 속도(spectrum velocity, SV)는 위 운동방정식을 풀어, 응답속도(du/dt)의 최대값을 의미하고, 이는 고유주기($T=2\pi/\omega_n$)에 따라 그림 1과 같이 나타낼 수 있다.

만일 고유주기가 길면 ω_n 가 매우 적어 이를 무시할 수 있으며, 식(1)은 다음과 같다. 즉

$$\frac{d^2u}{dt^2} = -\frac{d^2U}{dt^2} \quad (2)$$

위 식(2)를 적분하여 스펙트럼 속도, SV를 나타내면

$$SV = \text{Max} \left| \frac{du}{dt} \right| = \text{Max} \left| \frac{dU}{dt} \right| = V_{\max} \quad (3)$$

이며, SV는 최대응답속도 V_{\max} 와 같음을 의미하고 있다.

반면 고유주기가 짧으면, 최대응답속도는

$\frac{d}{dt} \left(\frac{du}{dt} \right) = 0$ 일 때 발생한다. 또한, 최대응답속도는 스프링의 변형에너지가 완전히 이완되어서($u=0$) 운동에너지로 바뀔 때 발생한다. 이런 점을 고려하면 최대응답속도가 발생할 조건은 식(4)와 같이 나타낼 수 있으며, 스펙트럼 속도 SV는 식(5)와 같다.

$$2\xi\omega \frac{du}{dt} = -\frac{d^2U}{dt^2} \quad (4)$$

$$SV = \text{Max} \left| \frac{du}{dt} \right| = \frac{A_{\max}}{2\xi\omega} = \frac{A_{\max}T}{4\pi\xi} \quad (5)$$

여기서, A_{\max} 은 최대 지반가속도로 $\text{Max} |d^2u/dt^2|$ 이다. 그림 2는 식(3)과 식(5)에서 얻은 이론적인 스펙트럼 속도를 나타내고 있다. 이 그림에서 두 선의 SV가 교차할 때의 주기 T_u 는 식(3)과 (5)로부터 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$T_u = \frac{4\pi\xi V_{\max}}{A_{\max}} \quad (6)$$

스펙트럼강도, SI는 이론적으로 고유주기, T가 0.1초에서 2.5초 사이에서 스펙트럼 속도, SV의 평균값으로 정의된다. 특히 액상화 현상이 발생할 가능성이 있는 느슨한 사질토 지반의 감쇠계수를 0.2로 가정하면 SI는

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} SV(\xi=0.2, T) dT \quad (7)$$

이며, 식(5)의 SV를 식(7)에 대입하여 SI를 구하면 식(8)과 같다.

$$SI = \frac{1}{2.4} \left(2.5V_{\max} - \frac{A_{\max}}{160\pi} - 0.4\pi \frac{V_{\max}^2}{A_{\max}} \right) \quad (8)$$

여기서, 식(8)의 둘째 및 셋째 항이 첫째 항에 비해 대단히 작으므로 식(8)은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$SI = \frac{2.5}{2.4} V_{\max} \quad (9)$$

스펙트럼 강도는 고유주기가 0.1초와 2.4초 사이에서 최대응답속도와 거의 같으며, 그리고 최대응답속도를 지표의 최대진동속도와 같다고 가정하면, 스펙트럼강도는 아래와 같이 정의할 수 있다.

$$SI \approx V_{\max} \quad (10)$$

만일 지반의 진동주기가 일정(harmonic)하면 지반의 변위, 최대속도, 및 가속도는 다음과 같다.

$$u = D \cos(\omega t + \alpha) \quad (11)$$

$$\left| \frac{du}{dt} \right|_{\max} = V_{\max} = \omega D_{\max} \quad (12)$$

$$\left| \frac{d^2u}{dt^2} \right|_{\max} = A_{\max} = \omega^2 D_{\max} \quad (13)$$

여기서, α 는 phase angle, ω 는 회전주파수, 그리고 D와 D_{\max} 는 변위의 진폭 및 최대진폭이다. 위 식(12)와 (13)으로부터 ω 와 D_{\max} 는

$$\omega = \frac{A_{\max}}{V_{\max}} \quad (14)$$

$$D_{\max} = \frac{A_{\max}}{\omega^2} = \frac{V_{\max}^2}{A_{\max}} \quad (15)$$

이며, 식(10)으로부터 D_{\max} 는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$D_{\max} \approx \frac{SI^2}{A_{\max}} \quad (16)$$

3. 지진이 발생한 지반에 대한 분석

지진이 발생한 여러 지반에 대하여 지표에서 측정된 가속도 기록을 분석하면 지표의 변위에 대한 최대 진폭을 나타낼 수 있으며, 이 변위에 대한 최대 진폭을 통하여 지반의 액상화 발생 여부를 판별할 수 있다. 지반의 최대 설계가속도는 종래 지반의 액상화 현상에 대한 설계정수로 사용되어 왔다. 그러나 최대 설계가속도만을 가지고 지반의 액상화 평가를 실시할 경우, 실제로 액상화 발생에 중요한 역할을

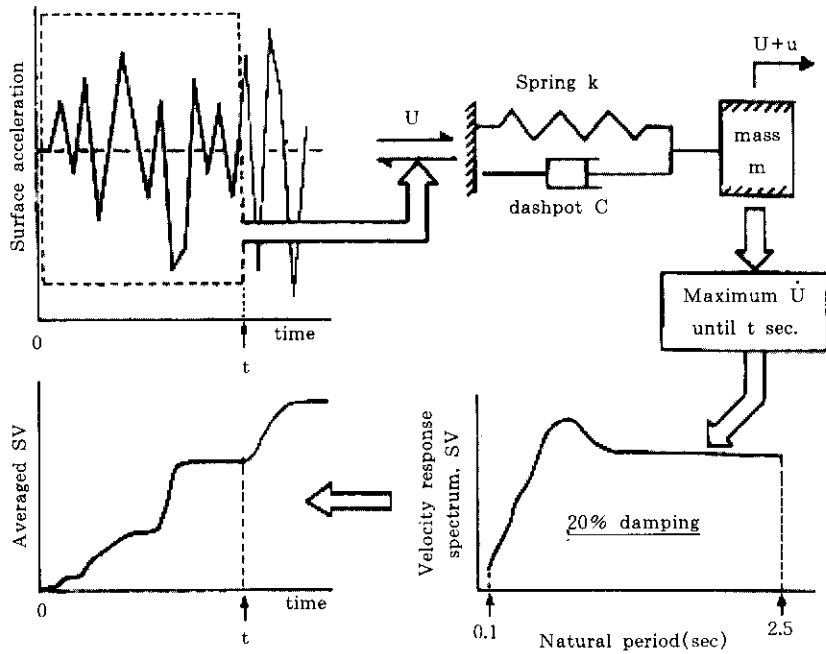


그림 1. SI에 대한 정의

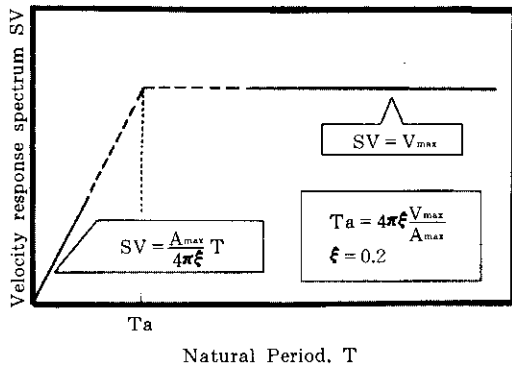


그림 2. 속도스펙트럼에 대한 이론적 제시

하는 지반의 하중반복횟수(number of loading cycle)에 대한 영향이 고려되지 못하고 있다. 만일 지진이 발생하는 동안 지표에서 가속도의 이력을 측정하면, 스펙트럼 강도를 통하여 지반의 최대 변위에 대한 진폭을 추정할 수 있다. 즉 액상화된 지반은 상당한 연성(softening)으로 인하여 지표면에 큰 변위가 발생함으로,

지표에 나타난 변위에 대한 최대 진폭을 통하여 액상화 발생 여부를 판단할 수 있다.

예로써 1964년 Niigata 지진시 측정된 Kawagishi-Cho 지역은 광범위하게 액상화 현상이 발생하였다(JSCE, 1966). 액상화 발생 시점에서 감쇠계수를 20%로 가정하여 계산하면 SI는 0.32 m/sec이다. 반면, 1987년 Chiba-Toho-Oki 지진 시 Sunamachi 지역의 지반에는 간극수압이 적게 발생하여 액상화 현상이 발생되지 않았으며, 계산된 최대 SI는 0.113m/sec이다(Ishihara et al., 1989). 비록 두 지역의 최대 가속도가 1.55m/sec²과 1.22m/sec²으로 비슷하지만 SI 값을 보면 액상화된 지역과 액상화가 되지 않은 지역에서 각각 0.32m/sec와 0.113m/sec로 큰 차이를 나타내고 있다.

표 1은 본 연구에서 적용된 지진의 기록에 대한 위치 및 액상화 현상의 발생여부를 나타낸 것이며, 그림 3은 표 1에서 나타난 지역에 대한 지진의 기록을 검토하여 최대 지반속도,

V_{max} 과 스펙트럼 강도, SI 관계를 나타낸 것이며, 여기서, V_{max} 는 식(10)과 같이 SI와 거의 같은 값을 나타내고 있다. 또한, 그림 4는 D_{max} 와 SI^2/A_{max} 관계를 나타내고 있으며, D_{max} 은 식(16)과 달리 아래와 같이 나타낼 수 있다. 즉,

$$D_{max} \approx 2 \frac{SI^2}{A_{max}} \quad (17)$$

여기서, 주목해야 할 것은 식(17)은 액상화와 관계없이 지진에 의해 지반에 발생된 최대 변위를 나타낸 것이다. 액상화된 지반은 연성(softening)으로 인하여 그림 4에서 보는바와 같이 지표에 대부분 10cm 이상의 큰 변형이 발생하고 있다. 이는 만일 지표에서 큰 변형이 발생한 곳이 있다면, 지반이 액상화 되었다고 판단할 수 있다.

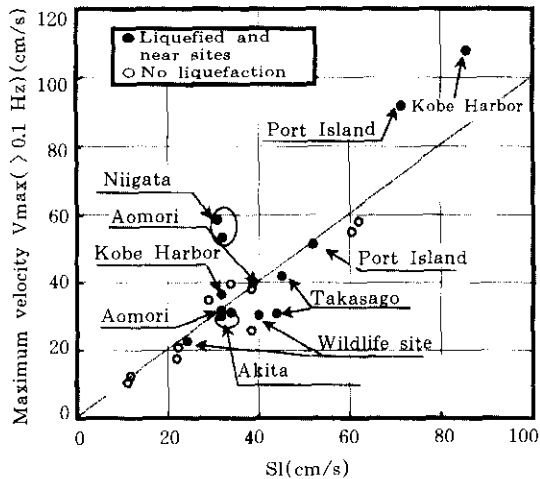


그림 3. 측정된 SI와 V_{max} 값의 관계

그림 5는 1995년 Kobe 지진시 Port Island 지역에서 지표와 깊이 16m되는 곳의 변위에 대한 NS방향의 기록이며, 그림 6은 그림 5의 두 곳 사이의 전단변형에 대한 진폭을 나타낸 것이다. 이 지역은 지반에 액상화가 발생되었으며(Towhata et al., 1996), 지표에서 측정된 최대 변위는 41cm이고 최소 변위는 -28cm이

표 1. 본 연구에 적용된 지진의 기록

액상화가 발생한 지역에 대한 기록 Kawagishi-cho, Niigata, 1964 Wildlife, Superstition Hill, 1987(Holzer et al., 1989) Aomori Harbor, Tokachi-oki, 1968 Port Island, Kobe, 1995 (Observed by Development Bureau of Kobe City).
액상화가 발생한 근방의 지역에 대한 기록 Akita Harbor, Nihonkai-chubu, 1983 Kobe harbor, Kobe, 1995(CEORKA)
액상화가 발생되지 않은 지역에 대한 기록 El Centro, 1940 Hachinohe, Tokachi-dki, 1968: Kaihoku Bridge, Miyagi-ken-oki, 1978 Owi, Chiba-Ibaragi, 1980 Sunamachi, Chiba-toho, 1897 Amagasaki, Kobe, 1995(CEORKA).

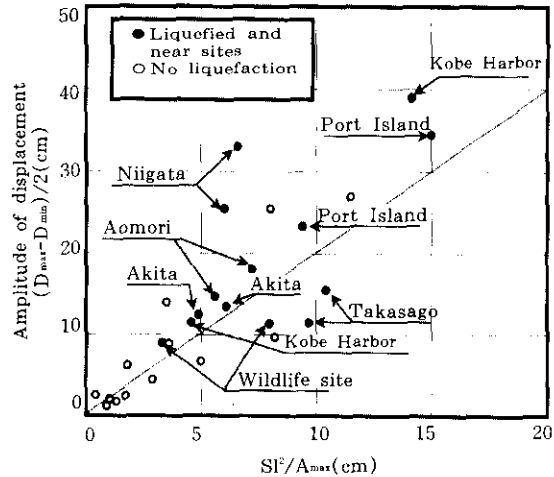


그림 4. 측정된 변위의 진폭과 SI^2/A_{max} 의 관계

다. 따라서, 지표에서 변위에 대한 최대 진폭은 $\{41 - (-28)\} / 2 = 34.5\text{cm}$ 이며, 전단변형에 대한 최대진폭은 $\{33.2 - (29.1)\} / 2 = 31.15\text{cm}$ 으로 두 값은 거의 같다. 이는 식(17)의 관계로부터 스펙트럼 강도와 최대 지표가속도를 통하여 지표의 변위에 대한 최대 진폭뿐만 아니라 전단변형에 대한 최대 진폭을 추정할 수 있다.

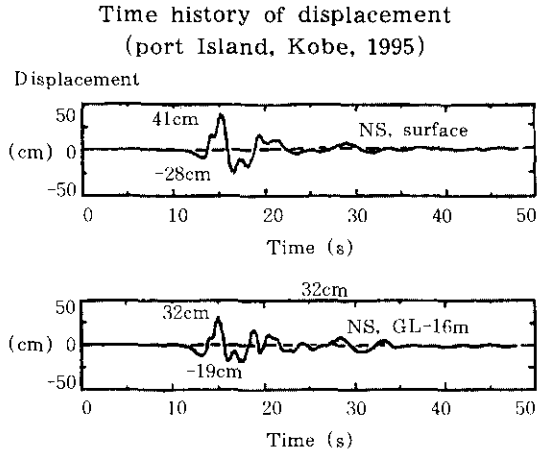


그림 5. Port Island지역에서 측정된 NS방향 변위에 대한 이력

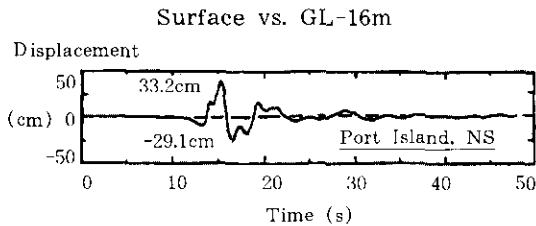


그림 6. 액상화된 Port Island지역에서 산정된 전단변형

4. 스펙트럼 강도를 통한 액상화 지반의 두께산정

이론적으로 전단파가 지반으로 전달됨에 따라 지반에 변위가 발생된다고 가정하면, 어느 시간 t 와 깊이 z 에서 지반의 변위, u 는 일차원 파동방정식으로부터 아래와 같이 정의할 수 있다.

$$u = D(z) \exp(i\omega t) \quad (18)$$

여기서, $D(z)$ 는 변위에 대한 진폭으로 깊이와 진동의 모드에 따라 대단히 복잡하게 나타나고 있다(Towhata, 1996). 그러나, 액상화된 지반의 경우에는 지반에 공진현상(resonance)이 발생하면서, 지반의 변위는 증폭되어 지표

($z=0$)에서 최대가 된다. 만일 액상화된 지반의 두께가 H 이면, 깊이 $z=H$ 일 때 변위는 0이 된다고 가정하면, 지반의 최대 변위는 아래와 같이 쓸 수 있다.

$$u = D_{\max} \cos \frac{\pi z}{2H} \exp(i\omega t) \quad (19)$$

여기서, D_{\max} 는 지반변위에 대한 최대진폭이며, ω 는 진동지반의 회전주파수이다.

이 때의 지표에서 깊이 $z=H$ 에서 전단변형률 γ 은 식(19)로부터 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\gamma = \left| \frac{\partial u}{\partial z} \right| = \frac{\pi D_{\max}}{zH} \sin \frac{\pi z}{zH} \quad (20)$$

액상화된 지반에서의 전단변형률, γ_{liq} 은 전단변형률이 최대가 되므로 식(17)과 식(20)으로부터

$$\gamma_{liq} = \frac{\pi S I^2}{H A_{\max}} \quad (21)$$

이다.

한편, 비배수 진동삼축시험에서는 시료의 양방향 축변형률에 대한 진폭(double amplitude of axial strain, ϵ_{da})이 2.5% 발생시 시료에 액상화가 발생한다고 간주한다(NRC, 1985). 이 경우 액상화 발생시의 전단변형률은 아래와 같다.

$$\gamma_{liq} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{2} \epsilon_{da} = 0.01875 \quad (22)$$

따라서, 액상화된 지반의 두께는 식(21)과 식(22)로부터 다음과 같이 정의 할 수 있다.

$$H = \frac{\pi S I^2}{0.01875 A_{\max}} \quad (23)$$

5. 모형 지반의 진동대 시험을 통한 액상화 현상의 평가

본 연구에 사용된 진동대 실험기는 일본 동경대학에 있는 것으로서 진동파 입력부, 유압기, 진동축과 진동대 및 토조로 구성되어 있다. 토조의 길이는 4.0m, 높이는 0.87m 그리고 폭

은 1.0m이다. 모두 9개의 모형 지반이 준비되었는데 이는 3가지 종류의 모형 구조물로 나누어 볼 수 있다. 첫째로 1개의 대형 사면, 둘째로 3개의 대형 강널말뚝(sheet pile)구조물, 그리고 셋째로 3개의 크기가 작은 수평지반이다. 액상화가 발생 가능한 느슨한 지반을 만들기 위하여 우선 토조에 물을 채우고 마른 모래를 부어 모형 지반을 성형하였다. 모형의 크기는 대형 모형의 경우 길이는 4.0m, 높이는 0.55m이며 폭은 0.3m로 줄였고, 소형의 경우 길이는 0.7m, 폭은 0.4m 그리고 지반의 깊이는 0.48m이다. 사용된 모래는 일본의 표준사 중의 하나인 토요다 모래이며, 비중은 2.65, 최대 간극비는 0.947, 최소 간극비는 0.616, 균등계수는 1.50 그리고 유효입경은 0.16mm이다.

대형 모형지반은 경사 1:2.75의 제방, 이중강널말뚝(double sheet pile wall)과 앵커 강널말뚝(anchor sheet pile wall)의 형태를 이루고 있다. 그림 7은 이러한 모형 구조물의 형태를 보여 주고 있으며 측방 유동을 관찰하기 위하

여 지반의 한쪽에 검은 모래 기둥을 수직으로 설치하였다. 대부분의 지반은 액상화가 가능한 상대밀도 약 35% 정도의 느슨한 지반과 일부 분 보강을 목적으로 다진 상대밀도 85% 정도의 조밀한 지반으로 이루고 있다. 표 2는 각 지반의 밀도 및 시험조건을 나타내고 있다. 모형 강널말뚝으로 두께 3mm 플라스틱 판이 사용되었으며 이는 시험시 지반에 발생될 측방 유동에 의하여 벽체에 큰 변형이 유발할 수 있도록 하기 위해서이다. 모형 강널말뚝의 아래 부분은 고정되었으며 위 부분은 직경 3mm 동봉(bronze rod)으로 연결되었다. 시험 중 계측을 목적으로 여러 개의 간극수압계와 가속도계가 모형지반에 설치되었으며 입력 가속도는 진동대 아래 부분에서 측정되었다. 진동대 시험결과 모형 지반의 변형에 대한 특성은 이미 Park(1992)에 의하여 나타내바 있으며 본 연구에서는 스펙트럼 강도에 대한 분석을 하고자 하며, 이에 대한 대표적 시험결과를 요약하면 다음과 같다.

표 2. 모형시험의 종류와 산정된 액상화 지반두께

Case	상대밀도 D _r (%)	입력최대 가속도 (m/sec ²)	빈도수 (Hz)	지표최대 가속도 (m/sec ²)	계산된 지표 S1 (m/sec)	계산된 액상화 두께(m)
1-A 제방	24.5	1.4	5	1.2	0.043	0.26
1-B 제방	32.9	1.2	3	1.6	0.063	0.42
2 이중쉬트파일벽	33.8	1.2	3	1.3	0.042	0.23
3 이중쉬트파일벽	32.1	1.2	3	2.2	0.062	0.29
4-1 이중쉬트파일벽	39.0	1.2	3	2.9	0.053	0.16
4-2 이중쉬트파일벽	39.0	2.0	3	3.0	0.053	0.16
5-1 이중쉬트파일벽	32.3	1.2	3	1.6	0.042	0.18
5-2 이중쉬트파일벽	32.3	2.0	3	3.0	0.097	0.53
6 앵커쉬트파일벽	31.1	1.2	3	1.6	0.045	0.21
7 앵커쉬트파일벽	31.7	1.2	3	3.5	0.070	0.23
8 앵커쉬트파일벽	37.5	1.2	3	2.0	0.054	0.24
9-A 수평지반	42.5	2.0	3	2.5	0.099	0.66
9-B 수평지반	40.7	2.0	6	2.1	0.043	0.15
9-C 수평지반	53.8	2.4	3	4.2	0.19	1.4

* 모델 지반의 두께 0.55m(단, Case 9는 0.48m).

그림 8은 Case 1-A의 SI, 가속도 및 간극수압을 나타낸 것이다. 지표에서 최대 가속도는 액상화 지반의 공진현상으로 인하여 발생되었다. SI는 0.04m/sec로 실제 지진이 발생된 지반에서 측정된 값보다 작으며, 또한 $SI^2/A_{max} = 0.0014$ 로 역시 실제지반에서 측정된 값보다 작게 나타났다. 이는 모형지반과 실제지반의 크기에 따른 영향(scale effect)때문으로 판단된다. Case 1-B 경우는 Case 1-A에 비해 지반의 밀도가 다소 커서 이 경우의 SI는 Case 1-A의 SI 값에 비해 크게 나타났다. 그림 9는 Case 3의 SI, 가속도 및 간극수압을 나타내고 있다. 간극수압은 지반진동이 시작되면서 급격히 증가하고 있으나, SI는 서서히 증가하다가 갑자기 최대 값에 이르고 있다. 이는 Case 3 지반의 밀도가 Case 1-A 보다 약간 크기 때문으로 생각된다. 그 외의 경우, SI 및 간극수압의 증가 형태는 Case 3과 비슷하게 나타났다. Case 9는 수평지반으로 진동의 크기를 서서히 증가시켰으며, 이에 따라 간극수압 및 SI 역시 서서히 증가되었다. 그림 10은 상대밀도가 24%에서 41% 사이의 느슨한 모형지반에서 간극수압과 스펙트럼 강도의 관계를 나타내고 있다. SI는 느슨한 지반에서 지반의 형태, 진동가속도 및 빈도수의 크기와 관계없이 거의 일정한 형태를 나타내고 있음을 알 수 있다. 그림 11은 지반의 상대밀도가 각각 37.5%, 42.5% 및 53.8%를 가지고 있는 모형지반에 대한 SI의 증가를 나타낸 것이다. 지반의 밀도가 크면 클수록 SI의 크기가 커지고 있다.

진동대 시험에 의하면 지표의 최대 가속도와 최대 스펙트럼강도가 발생하는 시점은 지반이 완전히 액상화가 되는, 즉 지반의 간극수압비가 100%에 도달하는 시점에서, 약간 이전에 나타나고 있음을 알 수 있다. 모형시험에서는 간극수압계가 모형지반내에 깊이나 위치에 따라 두 개씩 설치되어 간극수압이 측정되었다. 간극수압계의 위치는 모형지반에 따라 다소 다르나, 대체로 하단에 있는 간극수압계는 지표에서 대략 40cm정도 깊이에 설치되었다. 실제

로 모형지반에서 측정된 간극수압의 이력이 한정되어서 정확하게 모형지반의 액상화 발생두께를 측정하기는 어려운 형편이나, 모형지반의 지하수 위치가 깊이 10cm에 놓여있는 것을 감안하면 모형지반의 액상화 발생두께는 대략 30cm에서 40cm 사이에 정도로 판단된다. 표 2

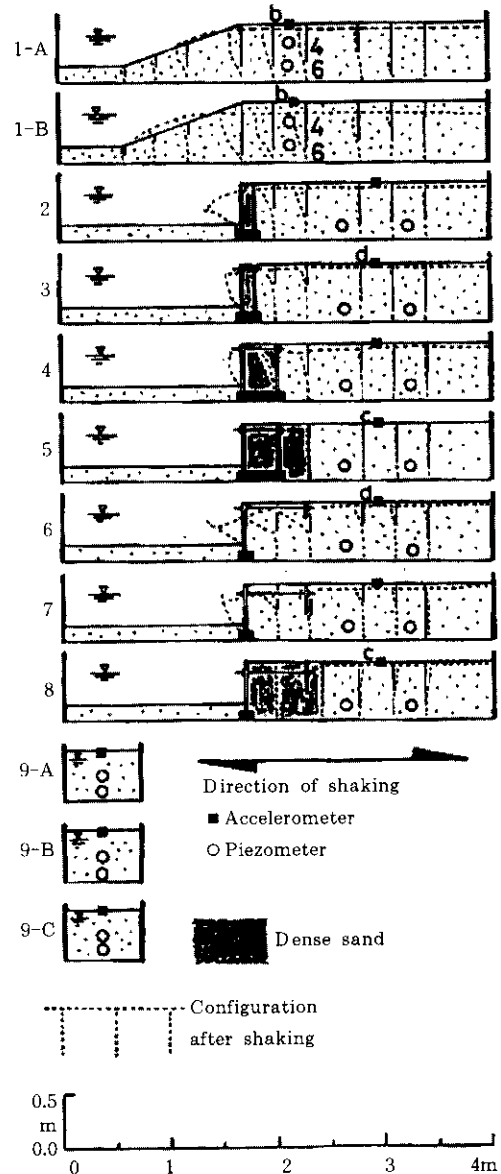


그림 7. 모형지반의 형태

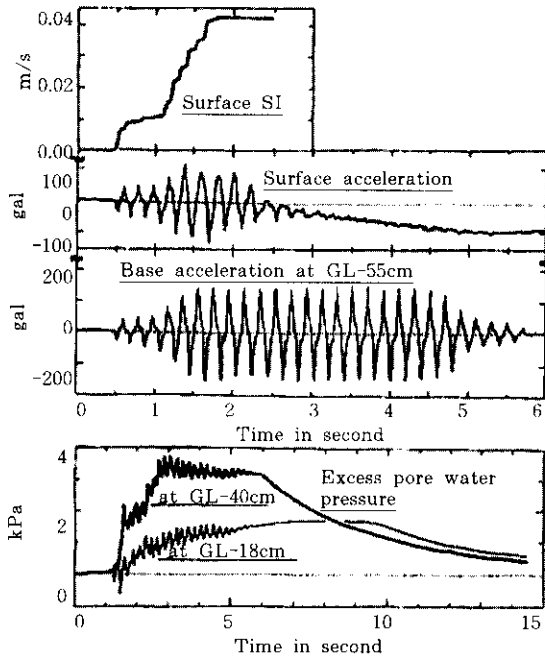


그림 8. 느슨한 제방 모형시험에서 측정된 결과 (Case 1-A)

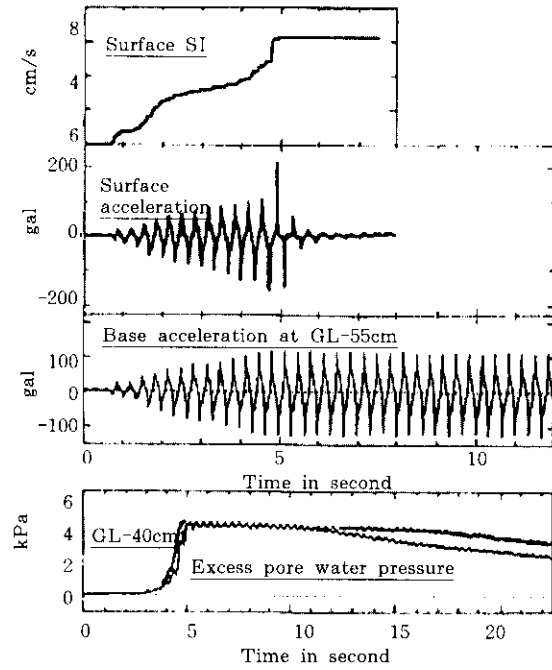


그림 9. 이중널말뚝벽 모형시험에서 측정된 결과 (Case 3)

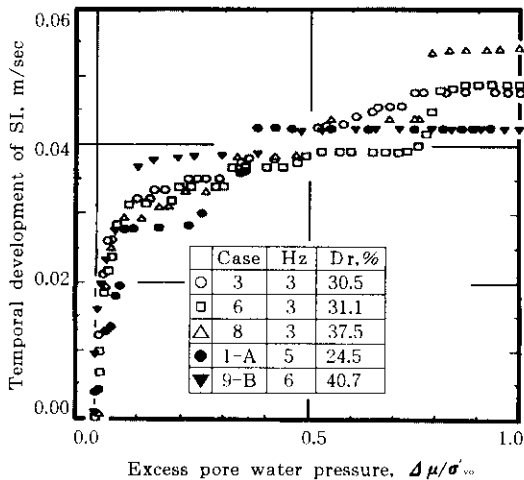


그림 10. SI와 과잉간극수압의 발생에 대한 관계

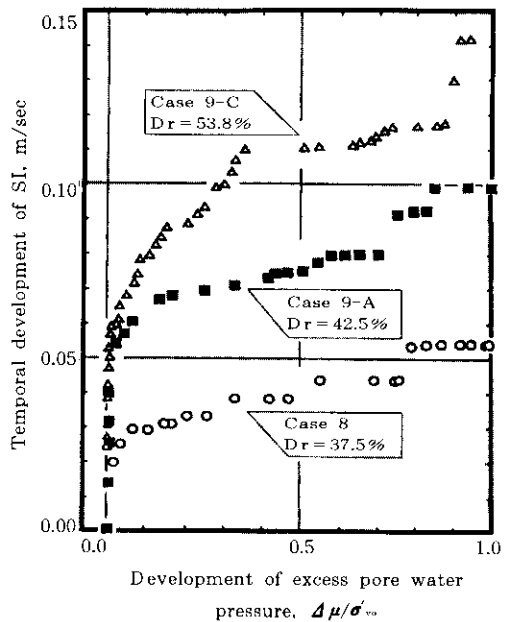


그림 11. 모델지반의 밀도가 SI발생에 미치는 영향

는 모형지반에서 액상화 발생 깊이를 식(23)을 통하여 추정된 결과를 나타내고 있다. 이론적으로 추정된 결과에 따르면, Case 9-A와 9-C를 제외하고 액상화 발생두께는 실제 액상화 발생두께와 대체로 잘 맞는 것 같다. Case 9-A와 9-C 경우는 모델지반의 상대밀도가 커서 지반이 액상화되기 위하여 큰 진단변형이 발생된 것처럼 보인다.

6. 결 론

본 연구에서는 스펙트럼 강도를 통한 지반의 액상화 평가 방법 및 액상화 발생두께의 추정방법을 제시하였다. 지금까지 지반의 액상화 현상에 대한 판별은 주로 지반의 최대가속도를 통하여 평가되었으나 최대 지반가속도만으로는 지반진동의 특성을 충분히 나타낼 수 없다. 그래서, 만일 지진이 발생하는 동안 지반 가속도에 대한 이력을 측정할 수 있으면 지반의 액상화 가능성은 스펙트럼 강도를 통하여 신속히 평가할 수 있다. 본 연구는 실제로 지진이 발생한 지역에 기록된 가속도 이력과 모형 항만 구조물에 대하여 진동대 시험(shaking table test)에서 측정된 가속도의 이력을 통하여 스펙트럼 강도를 구하고 이를 간극수압 발생과정과 연관하여 분석함으로써 지반의 신속한 액상화 평가 방법을 제시하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 최대 지반가속도만을 통하여 지반의 액상화를 평가하는 것은 불합리하다.
- (2) 실제의 지진현장의 기록과 진동대 시험을 통하여 볼 때, 액상화된 지반은 지반의 공진상태를 발생시킨다.
- (3) 스펙트럼 강도는 대략 최대 지반진동속도와 같다.
- (4) 최대 지반변위의 진폭은 최대 지표가속도, A_{max} 와 최대 스펙트럼강도, SI_{max} 를 통하여 산정할 수 있다.
- (5) 이론적으로 계산된 지반의 액상화 발생 깊이는 모형시험의 결과와 대체로 일치

하고 있으므로 액상화된 지반의 두께는 최대 지표가속도와 최대 스펙트럼강도를 통하여 산정할 수 있다.

감사의 글

이 논문은 1996학년도 서울산업대학교 교내 학술연구비에 의하여 연구되었습니다. 본문의 표 1에 사용된 지진 기록 중 일부를 제공하여 주신 Kansai지진관측연구소(CEORKA)와 Kobe시, 그리고 진동대 시험을 도와주신 동경시에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Housner, G. W.(1959). "Behavior of Structures during Earthquakes." J. of Eng. Mech. Div., ASCE, pp. 109-129.
2. JSCE(1966). "Damage report of 1964 Niigata Earthquake," pp. 659-739.
3. NRC(1985). Liquefaction of Soils During Earthquakes. National Academy Press.
4. Holzer, G. W., Youd, T. L. and Hawks, T. C. (1989). "Dynamics of liquefaction during the 1987 Superstition Hills, California, Earthquake." Science, 244, pp. 56-59.
5. Ishihara, K. and Muroi, T. and Towhata, I. (1989). "In-situ pore water pressures and ground motion during the 1987 Chiba-toho-Oki Earthquake, Soil and Foundations, Vol. 29, No. 4, pp. 75-90.
6. Japan Road Association(1990). Specification for Highway Bridges, Vol.5 pp. 38 (in Japanese).
7. Sasaki, Y.(1991). "Strategy for Remedial Treatment of Liquefiable Soil." Int. Workshop for Remedial Treatment of Liquefiable Soil, PWRI, Tsukuba, Japan, pp. 1-11.
8. Park, J. K.(1992). "Shaking Table Test of Waterfront Structure for Liquefaction Countermeasure," 한국지반공학회, 제8권, 제 3호, pp.37-49.
9. Towhata, I., Ghalandarzadeh, A., Sundarrai,

K., P., and Vargas-Monge, W.(1996), "Dynamic Failure of Ground Observed in Water-front Area during the 1996 Kobe Earthquake". Special Issue on Geotechnical Aspects of the Jan. 17, 1995 Hygoken-Nambu Earthquake, Soil and Foundation, pp. 149-160.

10. Towhata, I.(1996), " Seismic Wave Propagation in Elastic Soil with Continuous Variation of Shear Modulus in the Vertical Direction," Soil and Foundations, Vol. 36, No. 1, pp. 61-72.

(접수일자 1997. 9. 24)