

지반 진동에 의한 주변침하 예측기법

- 사례연구를 중심으로 -

Prediction Technique of Vibration Induced Settlement
-On the Basis of Case Studies -

김 동 수* ¹	Drabkin, Sergey* ²
Kim, Dong-soo	
이 진 선* ³	김 영 상* ⁴
Lee, Jin-Sun	Kim, Young-Sang

Abstract

Man-made vibrations from traffic and construction activities are important because they may cause damage to structures. The current literature provides that damages in the urban areas were not caused by direct transmission of vibration, but rather through subsequent settlement caused by soil densification. In this paper, prediction technique of ground borne vibration induced settlement was introduced on the basis of case studies. In-situ application technique of the settlement prediction model developed in laboratory was described, and the predicted settlement was compared with the measured settlement from case studies. The settlement from case studies matched well with the settlement calculated from the model. The parametric studies of settlement in typical urban site conditions were performed to determine the sensitive parameters and to develop reliable vibration monitoring and interpretation schemes. These demonstrated the potential usefulness of the model for the evaluation and prediction of the vibration induced in-situ settlement of sands.

요 지

교통하중이나 건설 작업에 의해 야기되는 지반진동은 인접구조물에 손상을 입힐 수 있으므로 중요하게 관리되어야 한다. 최근 문헌에 의하면 도심지에서 구조물 손상의 주요 원인은 진동파의 직접 전달에 의한 손상보다 지반다짐으로 야기되는 부등침하에 의한 것으로 알려져 있다. 본 논문에서는 지반진동에 의한 주변침하 예측기법을 사례연구를 중심으로 소개하였다. 실험실에서

*¹ 정희원, 한국과학기술원 토목공학과 부교수

*² 미국 Polytechnic University 연구원

*³ 한국과학기술원 토목공학과 석사과정

*⁴ 정희원, 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

개발된 침하예측모델의 현장적용기법을 설명하였으며, 사례연구에서 예측된 침하량과 모델에서 예측된 침하량을 비교하였다. 모델에서 예측한 침하량은 실제침하량과 비교적 잘 일치하였다. 전형적인 도심지 상황에서 영향요소 연구를 수행하여 침하예민요소들을 살펴보고 현장에서의 신뢰성있는 진동 예측 및 평가 방법을 제안하였다. 이상의 연구를 통해 사질토 지반에서 진동에 의한 침하평가 및 예측을 위해 개발된 모델의 사용 가능성을 입증하였다.

Keywords : Vibration, Settlement, Prediction Model, Case Study, Parametric Study

1. 서론

최근 산업사회의 발달에 따라 사회간접자본 시설의 확충을 위한 각종 토목, 건축 공사가 활발히 수행되고, 교통문제의 해결을 위해 지하철, 고속전철 등이 대도시에서 빈번히 건설되고 있다. 이에 따라 건설공사 및 차량 하중으로 야기되는 지반진동으로 인한 인접 구조물의 손상과 관련된 진동 피해 민원이 다발하고 있으며, 진동 피해를 예측, 경감할 수 있는 실질적 대책이 절실히 요구되고 있다.

지반진동에 의한 인접 구조물의 피해는 진동파의 직접 전달에 의한 구조물의 손상과 지반다짐으로 야기되는 부등 침하에 의한 손상으로 나누어 생각할 수 있다. 진동의 크기가 2.5mm/sec보다 작은 경우 인간이 감지하기 어려우며, 50mm/sec 이상의 진동에서는 진동파의 직접 전달에 의해 구조물에 심각한 손상을 입힐 가능성이 있다. 한편, 입자속도 2.5~50mm/sec 영역의 진동에 대한 손상 메카니즘은 매우 복잡하며, 많은 도심지 공사의 사례연구에 의하면 건설 진동에 의해 주위 사람들의 민원을 야기시켰고, 사질토지반에서 진동침하를 유발하여 많은 인접 구조물의 손상 사례가 자주 보고되고 있다.

도심지에서 지반진동에 의한 침하는 진동원의 특성, 지반내의 구속응력, 지반 물성치, 지형조건 등의 상호작용에 의해 유발된다. 김동수 등은 진동의 크기, 축차응력, 구속응력, 입도분포, 진동횟수, 함수비, 상대밀도 등 진동침하 영향 요소들의 복합 작용을 고려한 다변수 실험계획법을 사용하여 진동침하 예측모델을 개발하였다.(김동수 & Drabkin, 1995,

Kim et al., 1994, Kim & Drabkin, 1995)

본 연구에서는 진동침하예측 모델의 적용성을 사례연구를 중심으로 살펴보고자 한다. 실험실에서 개발된 침하 예측모델의 현장적용기법을 살펴보고, 외국의 사례연구 자료를 바탕으로 지반조건과 진동특성을 고려한 예측 침하량과 현장에서 실측 침하량을 비교하여 모델의 현장적용성을 검증하였다. 또한 대표적 도심지 진동상황에 대한 영향요소 연구를 통해 각각의 상황에서 예민영향요소를 살펴보았다.

2. 진동침하 예측모델

도심지에서 진동침하는 진동원의 특성, 지반의 진동 감쇠특성 및 현장 지반조건 등 수많은 요소들의 상호작용에 의해 유발되므로 진동침하를 예측하기 위해서는 이들 요소들의 복합적인 영향을 고려하여야 한다. 김동수 등은 다변수 실험계획법을 이용하여 미소 지반진동에 의한 진동침하 예측 모델을 개발하였다. 사용한 변수로는 진동의 크기, 축차응력, 구속응력, 입도분포, 진동횟수, 함수비 및 상대밀도 등이 있다. 이들 중 함수비와 상대밀도는 정성적 변수로 취급하였고 나머지는 정량적 변수로 간주하였다. 사용한 변수의 종류, 실험범위 및 코드값(coded value)을 표 1에 나타내었다. 진동침하에 영향을 미치는 여러 변수들을 실험적으로 고려하기 위하여 특수 제작된 진동프레임을 이용하여 진동테이블에 부착된 삼축센서에 직경 71mm, 높이 150mm의 공시체를 사용하였다. 다양한 응력 조건을 모사하기 위하여, 등방 조건은 물론 비등방 조건에서 시험하였다. 다변수 실험계획법을 사용하면 실험의 양을 줄이며

다양한 변수들의 복합 작용을 연구할 수 있다
(김동수 & Drabkin, 1995, Kim et al., 1994,

Kim & Drabkin, 1995)
Brodski에 의해 제안된 $2^2 \times 3^5$ 다변수 실험

표 1 변수의 실험범위

#	변 수	실험범위		Designations
		S1 단위	US 단위	코드값
1	진동진폭	2.5~18mm/sec	v=0.1~0.7in/sec	x ₁
2	축차응력	14~104kPa	s=2~15psi	x ₂
3	구속응력	69~207kPa	p=10~30psi	x ₃
4	입도분포	Coarse, medium, fine		x ₄
5	진동지속시간	N=60~500,000		x ₅
6	함수비분포	Dry, saturated		x ₆
7	상대밀도	Loose, medium dense		x ₇

계획법을 이용하여 얻은 진동침하예측모델은
다음식으로 표현된다.

$$\ln Y = 2.27 + 1.19x_1 - 0.71x_1^2 + 0.49x_2 - 0.68x_2^2 - 0.80x_3 + 1.09x_3^2 - 0.46x_4 + 0.06x_4^2 + 0.45x_5 - 0.38x_5^2 - 0.19x_6 - 0.10x_7 \quad (1)$$

여기서 x_n = n번째 변수의 코드값, Y = 침하
량이고 단위는 0.001in 이다.

정량적 변수의 코드값은 각 변수의 시험 범

표 2. 변수의 코드값

#	변수	변수의 코드값
1	진동진폭(in/sec)	$x_1 = -1 + \frac{v-0.1}{0.3}$
2	축차응력(psi)	$x_2 = -1 + \frac{s-2}{6.5}$
3	구속응력(psi)	$x_3 = -1 + \frac{p-10}{10}$
4	Coarse sand Fine sand	$x_4 = -1$ $x_4 = 1$
5	진동반복회수	$x_5 = -1 + \frac{N-60}{269970}$
6	건조사질토 포화사질토	$x_6 = -1$ $x_6 = 2$
7	Initially loose sand Initially medium dense sand	$x_7 = -1$ $x_7 = 2$

위를 고려하여 -1과 1사이에서 결정하고 정성
적 변수의 코드값은 시험 조건에 따라 -1과 2
의 값을 사용한다.(정량적 변수의 값이 표 1의
시험범위를 초과할 경우, 코드값은 1을 사용한
다) 각 변수의 코드값을 결정하는 방법을 표 2
에 나타내었다.

3. 실험실 모델의 현장적용

실험실에서 150mm 높이의 공시체를 이용하
여 개발된 침하예측모델을 현장에 적용하기 위
하여 두 가지 Extrapolation 기법을 사용하였
다. 첫번째 방법은 현장에서 침하 가능층을 하
나의 층으로 간주하고 현장에서의 침하가 시료
의 침하와 비례한다고 가정하여 다음의 식으로
구한다.

$$\text{현장 침하량} = \frac{\text{실험실 침하량}}{150} \times \text{침하가능 지역의 깊이} \quad (2)$$

여기서, 모든 변수의 단위는 mm이고 침하모
델에 이용되는 변수들은 침하 가능층의 중앙에
서 얻는다. 두번째 방법은 침하가능층을 10개
의 Sublayer로 나누고 각층의 침하량을 합산하
여 전체 침하량을 구한다. 이 방법을 이용하면

깊이에 따른 진동의 크기 및 응력 상태의 변화를 효과적으로 고려할 수 있다.

진동은 지반내에서 전파됨에 따라 에너지가 감쇠된다. 에너지 감쇠는 기하감쇠(geometric damping)와 재료감쇠(material damping)의 합으로 나타낼 수 있으며 Wood와 Jedele(1985)은 다음식으로 표현하였다.

$$w_2 = w_1 (r_1 / r_2)^n e^{-\alpha(r_2 - r_1)} \quad (3)$$

여기서, w_1, w_2 : 거리 r_1, r_2 에서의 진동진폭

α : 재료감쇠계수(1/거리)

$n = 1$: 지중 체적파

$= 2$: 지표면 체적파

$= 0.5$: 표면파

사례연구를 통한 모델의 검증에서 진동원으로부터 거리에 따른 진동의 크기 변화를 알기 위해 식(3)을 사용하였다. 대부분의 도심지 진동이 표면파(surface wave)에 의해 전달되므로 n (기하감쇠상수)은 0.5를 사용하였고 α (재료감쇠상수)은 현장계측 데이터를 이용하여 추정하였다.

또한, 진동원의 에너지를 알 경우 거리에 따른 지중 진동의 감쇠를 Wiss(1981)는 다음 식으로 나타내었다.

$$V = k \left(\frac{D}{\sqrt{E}} \right)^N \quad (4)$$

여기서, V : 진동원으로부터 거리 D 에서 지반진동의 최대 입자속도

k : 단위 에너지에 대한 절편

D : 진동원으로부터 거리

E : 진동원의 에너지

N : 진동감쇠 기울기

k 값은 진동원의 종류에 따라 변화한다. N 값은 일반적으로 1.0~2.0 사이에 위치하며, 대

부분의 경우 1.5를 사용한다.

깊이에 따른 지중 응력의 변화를 예측모델에서는 구속응력과 축차응력의 변화로 묘사하였다. 예측모델에서의 구속 응력을 침하 유발층의 중앙에서 평균유효응력($\bar{\sigma}_m$, mean effective stress)으로 나타내었고 축차응력($\bar{\sigma}_v$)은 수직 유효응력($\bar{\sigma}$)과 평균유효응력($\bar{\sigma}_m$)의 차이로 나타내었다.

$$\bar{\sigma}_m = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \cdot \bar{\sigma} \quad (5)$$

$$\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma} - \bar{\sigma}_m \quad (6)$$

여기서 K_0 는 정지토압계수 0.5로 가정하였다.

일반적으로 방파제터미 상부 진동원의 위치가 항타과정 중 변화하며 항타수가 항타깊이에 따라 증가한다. 본 연구에서는 진동원의 위치의 변화를 고려하였고, 이에 따른 침하 예상층에서의 진동의 감쇠 효과를 식(3)을 이용하여 구하였다. 말뚝 항타수는 깊이에 따라 비례적으로 증가하도록 산정하였다. 또한 진동에 의한 침하가 초기에는 많이 발생하지만 관입이 진행될수록 지반이 다져져 침하량 감소하는 효과를 고려하기 위하여, 수직관 관입에서 말뚝 관입시 산정한 진동 반복회수를 적용하여 침하량을 구하고 다음 깊이에서의 침하를 산정할 때는 증가된 반복 회수에 의한 침하량을 유지하는 방식으로 침하를 산정하였다.

4. 진동침하 사례연구

도심지 지반 진동에 의한 침하 사례연구를 문헌에서 찾아, 침하 계측치와 예측치를 비교하므로 진동침하 예측모델의 적용성을 검토하였다.

4.1 보스톤 Back Bay 현장

메사츄세츠 주 보스톤에 위치한 Back Bay

지역에서 말뚝 항타로 인한 사질토 지반의 침하가 Leather(1994)에 의해 보고되었다. 현장의 크기는 33m×67m 였고, 항타지역에 인접하여 두 채의 기존건물이 있었다. 말뚝항타전 지반조사에 의하면 지반은 성토층, 실트질 점토, 중간 밀도의 사질토, 암반으로 구성되어 있다(그림 1). 24m 두께의 사질토 지반의 표준관입시험 N 치는 12~44 범위에 존재하였고, 이층을 침하유발 가능층으로 간주하였다. 길이 29~39m의 정방형 프리캐스트 콘크리트 말뚝(360×360mm) 180본을 에너지 등급 54kN-m인 ICE640 디젤 햄머를 이용하여 항타하였다.

인접건물의 기초에서 측정한 진동의 크기는 6.4~15mm/sec 였고 항타 깊이별 진동크기를 분석한 결과 재료감쇠계수(α)는 4.26×10^{-1}

였다. 말뚝항타후 침하량은 18~54mm 범위에 분포하였다. 지표면과 침하가능층 상부에서 측정된 침하량이 거의 동일하였고 말뚝항타를 멈춘 후에는 침하가 더 이상 발생하지 않았다. 말뚝항타를 전후하여 표준관입시험을 수행한 결과 N치의 변화는 거의 찾아볼 수 없었으므로 미소진동으로 야기된 침하로 인한 사질토의 밀도 변화를 표준관입시험으로 구별하기 어려움을 알 수 있다. 개발된 침하예측모델을 통해 얻은 값과 측정한 침하량을 그림 1에 비교하였다. 예측모델에서 사용된 변수들의 실제값(natural value)과 코드값(coded value)을 그림에 나타내었다. 예측침하량과 측정한 침하량이 비교적 일치함을 알 수 있다.

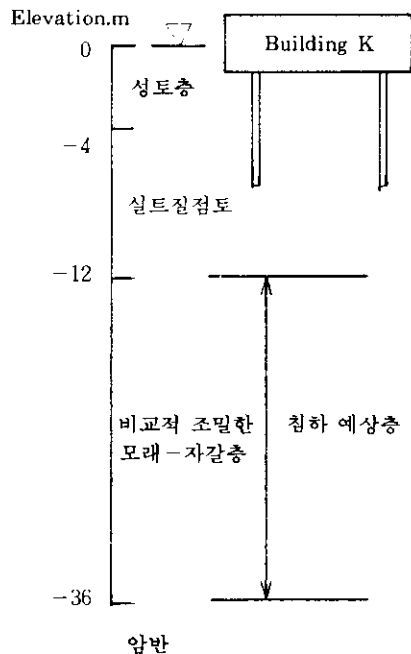


그림 1. 보스톤 Back Bay 지역의 사례연구

진동진폭 (mm/sec)	측정침하량 (mm)	예측침하량* (mm)	예측침하량** (mm)
6.4-15	18-54	18-63	24-78
변수		Natural Value	Coded Value
1		6.4mm/sec	-0.5
2		65kPa	0.14
3		130kPa	-0.12
4		Coarse	-1
5		500,000cycles	1
6		Moist	2
7		Dense	2

*침하예상층 중앙에서의 응력상태에 의한 예측침하량

**침하예상층을 10개의 층으로 나누어 예측한 침하량

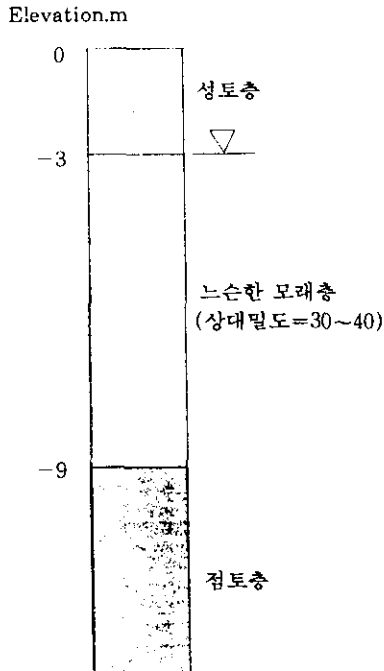
4.2 샌프란시스코 Embarcadero 지역

Clough와 Chameau(1980)에 의해 발표된 Embarcadero 지역의 사례연구를 통하여 모델을 검

증하였다. 지반은 성토층, 느슨한 사질토, Bay Mud로 구성되어 있고 대표적인 주상토를 그림 2에 나타내었다. 느슨한 사질토 지반의 상대밀

도는 30~40% 범위였고 이 층을 침하 유발 가능층으로 간주하였다. 매설관 공사를 위해 널말뚝을 ICE 모델 813 진동햄머를 이용하여 1100 rpm의 주파수로 관입하였다. 널말뚝으로부터 거리에 따라(3.3, 6.7, 10m) 진동의 크기와 침하량을 사례연구에서 획득하였다. 예측모델에서 사용된 다른 변수들도 문헌에서 찾아 그림 2에

나타내었다. 진동의 크기가 12.7mm/sec일 경우 모델을 사용하여 7m의 침하예상층에서 예측한 침하량은 58mm였고 실제 계측된 값은 51mm였다. 진동의 크기 2.5와 5.1mm/sec에서 비교한 침하량도 일치하여 사용된 모델이 실제 현장 침하를 잘 예측함을 보여준다.



진동진폭 (mm/sec)	진동원으로부터 거리 (m)	측정침하량* (mm)	예측침하량** (mm)
12.7	3.3	51	58
5.1	6.7	18	15
2.5	10.0	8	7
변수		Natural Value	Coded Value
1		12.7mm/sec	0.33
2		27.6kPa	-0.3
3		68.9kPa	-1
4		Mix.	0
5		9,000cycles	1
6		Moist	2
7		Loose	-1

그림 2. 샌프란시스코 Embarcadero 지역 사례연구

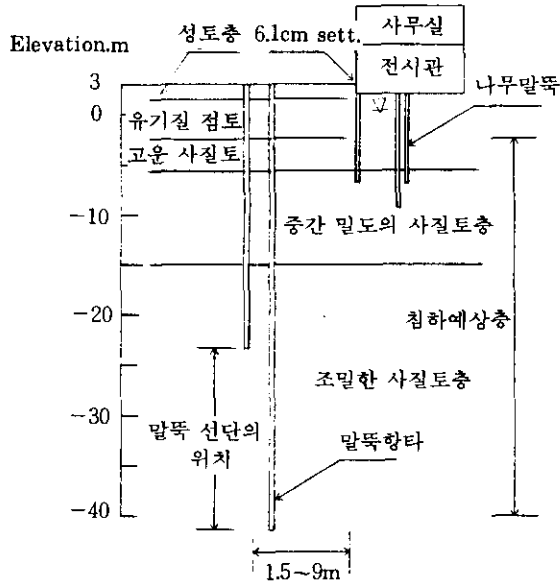
4.3 서부 부르크린 지역

뉴욕시내 도로공사 현장에서 H형 말뚝을 Vulcan 08햄머로 항타 하였다. 40분 가량의 말뚝 항타 후 인접 건물에서 61mm 가량의 누적 침하가 발생하였다(Lacy and Gould, 1985). 인접건물은 그림 3의 주상도에서 보듯이 중간 정도 밀도의 사질토층에 나무말뚝으로 지지되었다. 상대밀도 30~60% 범위에 있는 2~40m 깊이의 사질토층을 침하예상층으로 간주하였다. 인접건물에서 계측된 진동의 크기인 2.5

mm/sec를 이용하여 침하예상층의 예측침하량을 계산해 본 결과 5mm로 실제 계측치의 10배 정도 작은 값을 나타내었다. 그러나 말뚝 항타시 진동은 말뚝의 선단부에서 발생하여 침하예상층을 통과한 후 지표면에 도달되므로, 비록 인접 구조물에서 계측된 진동의 크기가 작을지라도 침하예상층에 발생된 진동의 크기는 상당히 클 것이다. Vulcan 08 햄머 에너지를 이용하여 Wiss의 진동감쇠식, 식(4)를 이용하여 얻은 진동 크기로 부터 계산된 예상 침하량은 56mm로 실측치와 거의 같다. 이상의 분석

에서와 같이 정확한 진동침하의 예측을 위해서는 진동계측을 지표면에서만 아니라 지중에서

도 수행할 필요가 있으며 거리에 따른 에너지 감쇠 메카니즘의 연구가 필수적이다.



진동진폭 (mm/sec)	측정침하량 (mm)	예측침하량 (mm)
2.5 ^a	61	5
15.2 ^b	61	56
변수	Natural Value	Coated Value
1 ^a	2.54mm/sec	-1
1 ^b	15.24mm/sec	0.57
2	41.37kPa	-0.38
3	82.74kPa	-0.8
4	Fine	1
5	9000sec	1
6	Moist	2
7	Loose	-1

^a 인접건물 내부에서 측정한 진동진폭

^b 진동원으로부터 6m 깊이에서 예측된 진동진폭

그림 3. 서부 부르클린 지역 사례연구

4.4 남부 부르클린 지역

뉴욕시에 위치한 남부 부르클린 지역에서 새 건축물의 기초공사를 위하여 기존 폭기조와 3~24m의 거리에서 Vulcan 08 햄머로 말뚝이 항타 되었다(Lacy & Gould, 1985). 이로 인하여 나무말뚝으로 지지된 높이 5m, 직경 80m의 포기조의 부동 침하가 발생하였다. 총 220본의 말뚝이 항타되었으며 말뚝의 관입 깊이는 20~50m였다. 공사현장의 하부 지층은 상대밀도 40%정도의 비교적 느슨한 사질토층이었으며 지하수위는 지표면에 가까이 위치하였다. 진동의 크기는 진동원과 3~24m 떨어진 거리

에서 진동계로 기록되었으며, 그 크기는 최대 입자속도 2.5~23mm/sec의 크기였다. 진동감쇠효과를 고려하기 위하여 재료감쇠계수 (α)는 $3 \times 10^{-5} \text{mm}^{-1}$ 을 사용하였다. 말뚝관입으로 발생한 진동침하량은 76mm로 예측되었으며, 침하 예상층은 2~50m에 위치해 있었다. 진동침하 예측모델을 이용하여 예측한 침하는 침하 예상층을 한개의 층으로 예상한 경우와 10개의 층으로 나누어 예측한 경우 각각 126mm, 56mm 정도의 침하가 예측되었다. 예측 모델에 사용된 7개의 변수의 값과 현장 조건을 그림 4에 나타내었다.

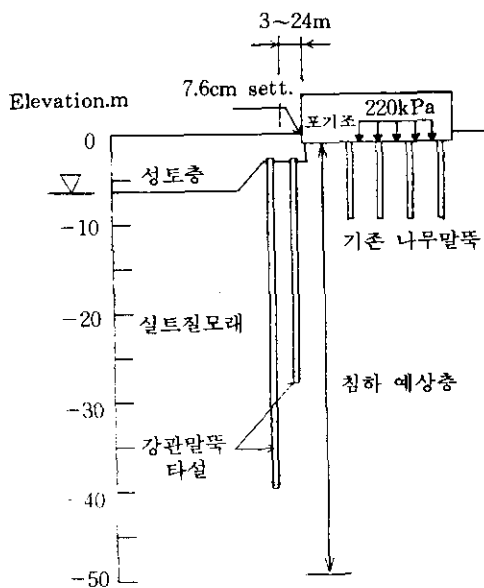


그림 4. 남부 부르크클린지역 사례연구

진동진폭 (mm/sec)	측정침하량 (mm)	예측침하량* (mm)	예측침하량** (mm)
22.9	76	126	56
변수		Natural Value	Coded Value
1		22.9mm/sec	1
2		154kPa	1
3		308kPa	1
4		Coarse	-1
5		500,000cycles	0.85
6		Moist	2
7		Dense	2

*침하예상층 중앙에서의 응력상태에 의한 예측 침하량
**침하예상층을 10개의 층으로 나누어 예측한 침하량

4.5 일리노이주 Northbrook 지역

일리노이주 Northbrook 지역의 남북을 관통하는 가스 파이프라인이 설치된 하천에서 새로운 철도교의 교각을 건설하기 위한 Cofferdam 가설공사가 수행되었다. 이때 Cofferdam의 가설시 널말뚝 항타시 발생하는 진동과 기초 보강을 위한 H형 말뚝항타시 발생하는

진동으로 인한 인접 파이프라인의 수평-수직 침하에 대한 안정성이 검토 되었다(Linehan et al., 1992). 진동원으로는 널말뚝의 경우(진동수파수 7Hz~27Hz, 에너지 333 lb·ft)의 진동햄머를 이용하였고, H형 말뚝의 경우(에너지 231,000~30,000 lb·ft)의 디젤 햄머를 이용하였다. 이중 널말뚝의 항타로 인한 파이

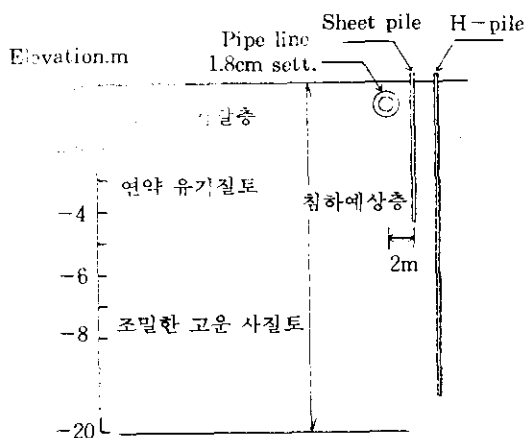


그림 5. 일리노이주 Northbrook 지역 사례연구

진동진폭 (mm/sec)	측정침하량 (mm)	예측침하량* (mm)	예측침하량** (mm)
76.2	18	21	41
변수		실세값	코드값
1		76.2mm/sec	1
2		52.5kPa	-0.31
3		104.5kPa	-0.48
4		Coarse	-1
5		500,000cycles	0.39
6		Moist	2
7		Dense	2

*침하예상층 중앙에서의 응력상태에 의한 예측침하량
**침하예상층을 10개의 층으로 나누어 예측한 침하량

프라인의 침하가 18mm로 예측되었으며, 진동의 크기는 최대입자속도 76.2mm/sec로 파이프라인 상부 지표면에서 3방향 진동 감지기를 이용하여 예측되었다. 침하예상층의 깊이는 20m였으며, 널말뚝의 관입깊이는 5m였다. 진동의 감소효과를 고려하기 위해서 재료감쇠계수 (α)는 1×10^{-4} mm⁻¹을 사용하였다. 예측모델을 사용한 침하는 침하 예상층을 한개의 층으로 예상한 경우와 10개의 층으로 나누어 예측한 경우 각각 21mm, 41mm 정도의 침하가 예측되었다. 예측 모델에 사용된 7개의 변수의 값과 현장 조건을 그림 5에 나타내었다.

4.6 러시아 Leningrad 공사현장

러시아의 레닌그라드 지역에서 기존건물 근처에 기계장비의 설치를 위하여 널말뚝의 항타가 이루어졌다. 깊이 2.5m 지점에서의 하부지

반 사질토의 간극비는 0.71이었고 널말뚝의 항타는 0.85ton의 햄머를 1.2m 높이에서 자유낙하시켜 이루어졌으며 진동의 탁월주파수는 36 Hz였다. 진동원으로 부터 3.2m 떨어진 거리에서 예측되어진 진동의 최대 입자속도는 5.7mm/sec였으며 이로 인하여 기존건물에 3.5mm의 침하가 일어났다(Dalmatov et al., 1967). 침하가 예상되는 층의 깊이는 10m였으며, 널말뚝은 10m 깊이까지 관입되었다. 진동의 감소효과를 고려하기 위해서 재료감쇠계수 (α)는 3×10^{-4} mm⁻¹을 사용하였다. 침하 예측 모델을 사용하여 침하를 예측한 결과 침하 예상층을 한개의 층으로 예상한 경우와 10개의 층으로 나누어 예측한 경우 각각 7.0mm, 4.2mm 정도의 침하가 예측되었다. 예측 모델에 사용된 7개의 변수의 값과 현장조건을 그림 6에 나타내었다.

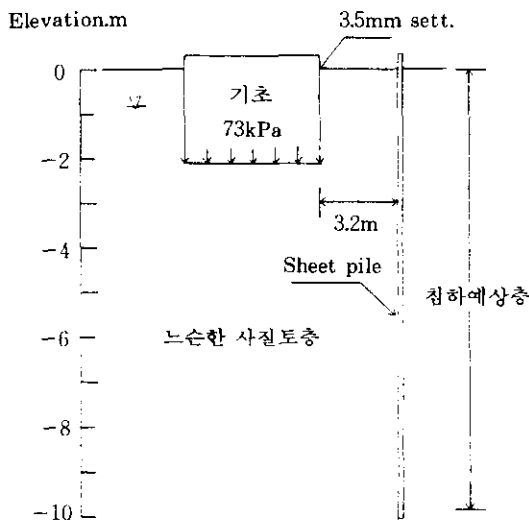


그림 6. 러시아 Leningrad 공사현장 사례연구

진동진폭 (mm/sec)	측정침하량 (mm)	예측침하량* (mm)	예측침하량** (mm)
5.7	3.5	7.0	4.2
변수		실제값	예측값
1	5.7mm/sec	-0.59	
2	33.7kPa	-0.62	
3	67.5kPa	-1	
4	Fine	1	
5	500,000cycles	-0.69	
6	Moist	2	
7	Loose	-1	

*침하예상층 중앙에서의 응력상태에 의한 예측침하량
**침하예상층을 10개의 층으로 나누어 예측한 침하량

5. 도심지 진동침하 영향요소 연구

5.1 대상진동상황

본 연구는 국내 하천부근의 충적 지역에서 볼

수 있는 대상지반을 가정하였다. 대상지반은 5m 가량의 표층, 10m 가량의 하천 충적층, 풍화암으로 구성되어 있다. 하천충적층은 상대밀도 30~60% 범위의 모래지반으로 진동침하에

영향을 받는 지반으로 간주하였다. 대상진동원으로는 도심지에서 흔히 볼 수 있는 자량하중에 의한 지표면 교통진동과 말뚝관입에 의한 건설진동을 사용하였다. 가상 인접구조물을 설정하여 진동원으로 부터의 거리를 주요변수로 하였다.

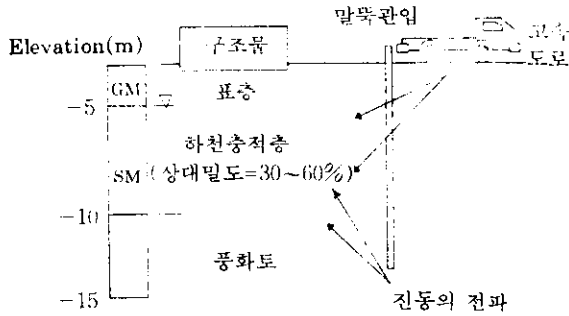


그림 7. 대상 진동 상황

5.2 진동원의 종류와 위치에 따른 진폭 및 침하량 변화

현재 통용되는 대부분의 진동계측은 대상구조물의 기초 및 인접 지표면에서 이루어지나, 진동의 크기는 진동원으로부터 거리가 증가함에 따라 감소하는 감쇠효과를 나타낸다. 그러므로 진동원의 종류에 따라(특히, 지중진동의 경우) 침하유발이 가능한 지중지반 내에서의 진폭은 대상구조물에서 계측된 진폭보다 클 수 있다. 대상지반에서 침하에 민감한 구간인 5~15m 구간을 2m 씩 5층으로 구분하고 Wood와 Jedele(1985)의 감쇠식(식 3)을 이용하여 건물 부근에서 측정된 최대입자속도가 5mm/sec로 고정될 때 깊이에 따른 입자속도의 분포를 관찰해보면 그림 8와 같다.

그림 8에서 의하면 지표면에 있는 구조물에서 측정된 입자속도가 5mm/sec로 동일할지라도 감쇠효과를 고려하여 산정한 지반내의 입자속도는 진동원의 위치에 따라 상당히 다른 것을 볼 수 있다. 즉, 고속도로의 경우에는 진동이 표면파로 전달되어 구조물에서 측정된 입자

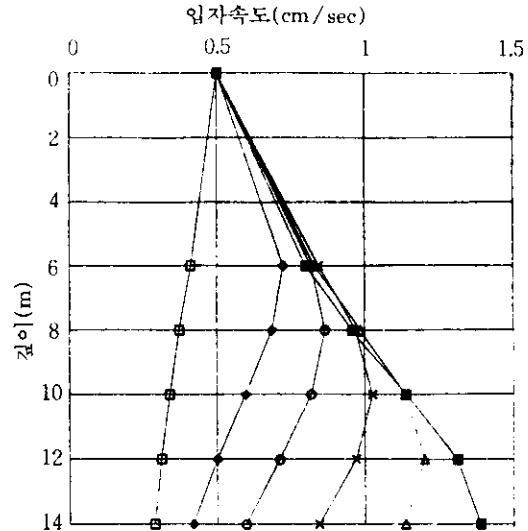
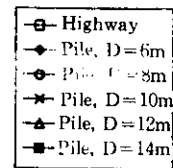


그림 8. 진동원의 종류와 깊이에 따른 입자속도의 분포

속도가 전체 지반에서 최대이지만, 관입에 따라 진동원의 위치가 달라지는 말뚝의 경우 침하가 예상되는 깊이 5~15m 구간에서는 지상에서 측정된 것보다 상당히 큰 입자속도를 가지고 있다. 결국 관심이 있는 구조물에서 측정된 진동진폭이 진동규제기준 이하라 하더라도 진동원의 종류와 전달 경로에 따라 지중에서는 심각한 정도의 침하를 유발시킬 수 있는 충분한 입자속도를 가지고 있음을 알 수 있다. 따라서 진동 진폭은 대상구조물에서만 측정할 것이 아니라 진동의 전달 경로를 고려하여 진동원의 위치에 따라서 측정하는 것이 바람직하다.

그림 8에서 얻은 진폭을 이용하여 5층으로 구분된 각 층의 침하를 지반침하 예측모델식을 이용하여 구해보면 그림 9와 같다. 이때 사용한 진동 반복 회수는 각 진동원에 대하여 500,000번으로 규정하였다. 그림 9에서 보는 바와 같

이 비록 구조물에서 측정된 진동의 크기가 같다고 하더라도 말뚝의 진동에 의한 침하가 교통 하중에 의한 침하보다 총 침하량에서 약 3배에 가깝게 큰 것을 볼 수 있다. 각 진동원에 따라서 예측된 침하량은, 규제기준 내에 있는 진동진폭에서 산정된 것임을 감안하면 상당히 큰 값을 알 수 있어, 대상 지반과 같이 사질토층이 깊어 진동침하에 민감한 지역에서는 미소 진동에 의하여 발생하는 상당량의 침하로 구조물에 부등침하를 유발시킬 수 있다는 것을 다시 한번 확인할 수 있다.

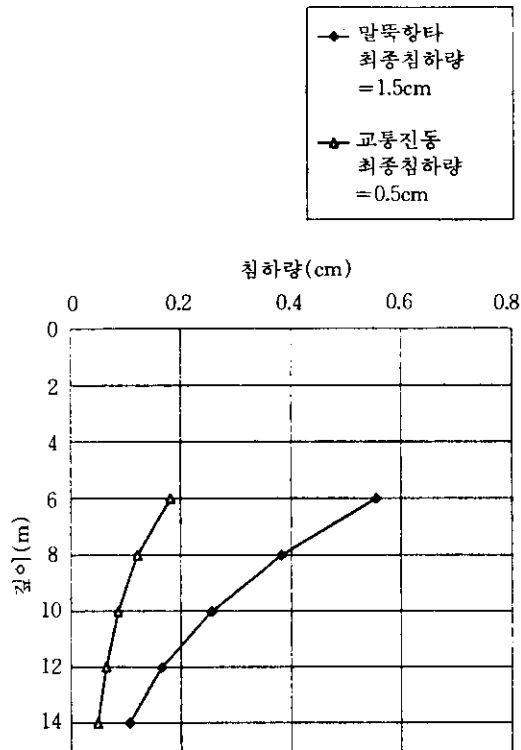


그림 9. 말뚝항타와 교통하중에 의한 깊이에 따른 지반의 침하분포

5.3 진동원의 거리에 따른 침하량의 변화

구조물의 설계시 만족해야 하는 기준은 여러 가지가 있지만 그 중에서 구조물의 침하가 허용침하 범위 안에 있어야 안전한 구조물로 볼

수 있다. 진동에 의한 침하의 허용치가 결정되면 이를 이용하여 진동원으로부터 거리를 조절하여 효과적인 진동 관리를 할 수 있다.

도로의 경우는 도심지에서 흔히 볼 수 있는 12.25tons의 무게를 가진 버스가 20mph(32.3km/hour)의 속도로 달릴 때 도로의 거칠기 (Roughness of Asphalt : 0.03 이하)를 고려하여 6m 거리에서 측정된 진폭인 0.5cm/sec (Barnech, 1985)를 최대 진폭으로 사용하여 구조물로부터의 거리에 따른 침하를 산정하였으며, 말뚝항타의 경우 우리나라에서 많이 사용하고 있는 KOBE 25와 KOBE 35 항타기를 이용하여 구조물로부터 거리 6m, 10m, 14m, 18m, 30m 떨어진 곳에서 말뚝을 항타할 때 발생하는 입자 속도를 Wiss가 제안한 감쇠식, 식(4)를 이용하여 구하고 이를 이용하여 말뚝항타시 발생하는 침하량을 산정하였다. 항타기의 효율을 50%로 볼 때 KOBE 25인 경우 18080J을 사용하였고 KOBE 35인 경우 25310J을 사용하였다. 또한 k 값은 1로 가정하였으며 n 값은 모래 지반인 경우 Wiss의 추천값인 1을 사용하였다. 그림 10은 진동원으로부터 대상 구

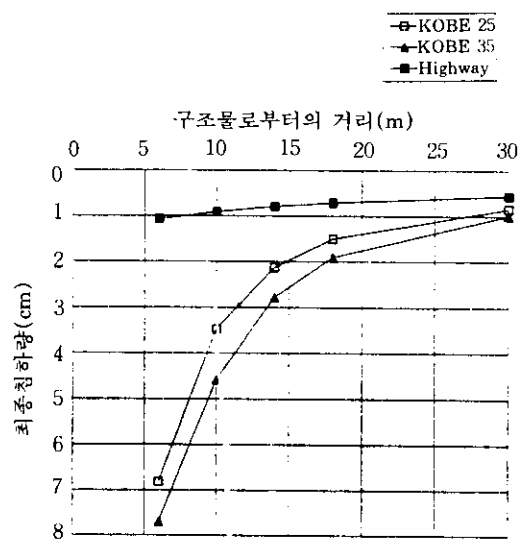


그림 10. 구조물로부터의 거리와 진동원에 따른 침하량

조물까지의 거리에 따른 침하량의 분포를 나타내었다.

만일 실제 현장에서 침하가 7~8cm 정도 발생한다면 구조물에 심각한 손상을 줄 수 있을 것으로 생각되며 거리가 멀어짐에 따라 총 침하량이 급격하게 감소하여 어느정도 이상의 거리가 유지되면 그다지 큰 침하를 유발시키지 않는다. 따라서 진동에 의한 부등 침하로 심각한 손상을 받을 수 있는 구조물 주변에서 도심지에서 건설공사를 진행한다거나 인접하여 도로를 건설할 예정인 경우, 미소진동에 의한 구조물의 허용침하를 결정하고 이를 유발하는 한계거리 범위안에서는 공사를 하지 않거나 특별한 대비책을 마련하도록 지도하여야 하겠다.

5.4 현장응력상태에 따른 침하량의 변화

도심지에서 흔히 볼 수 있는 인접 굴착 공사의 경우, 굴착으로 인한 측방 구속압의 감소로 인하여 현장응력 상태가 정지토압상태에서 주동토압상태로 빈하게 된다. 인접굴착의 경우 진동원으로는 구조물로부터 6m 떨어진 곳에서 차량하중과 말뚝의 항타로 인하여 발생하는 진동을 사용하였고 구조물에서 측정되는 최대 진

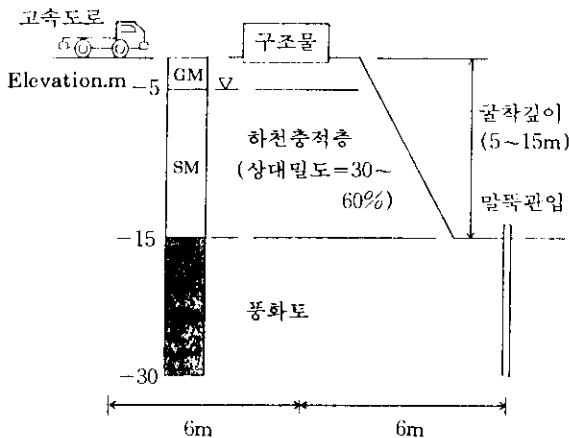


그림 11. 대상진동상황

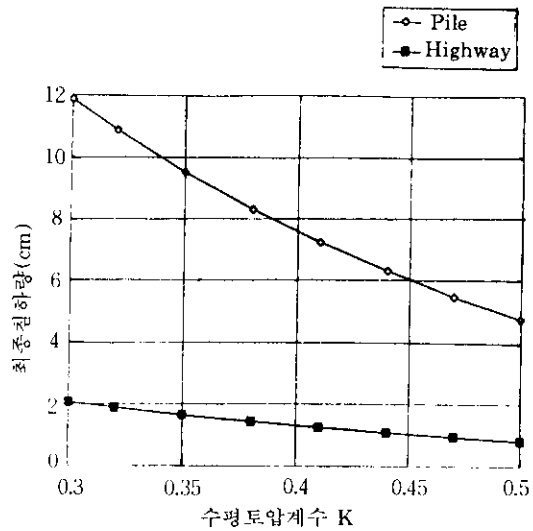


그림 12. 수평토압계수에 따른 말뚝하중 및 차량하중에 의한 침하량

폭은 0.5cm/sec로 고정을 시켰다(그림 11). 지반내 토압계수를 변화시키며 인접 굴착 후 진동 발생에 의한 침하량을 예측 모델식을 이용하여 구해보면 그림 12와 같다. 그림 12에서 보면 수평토압계수값이 정지토압에서 주동토압 상태로 갈 수록 침하가 많이 발생하는 것을 볼 수 있다. 또한 침하량은 말뚝 항타의 경우가 차량 하중에 의한 침하보다 약 5~6배정도 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 토압계수는 굴착 방법이나 굴착지점으로부터 인접구조물까지의 거리 등 복합적인 요소에 의해 결정되는데, 그림 12의 결과에 따르면 버팀굴착 또는 굴착지점까지 거리를 멀게 하는 방법 등으로 진동에 의한 침하를 줄일 수 있을 것이다.

굴착 깊이에 따른 침하량의 변화를 살펴보기 위해 굴착면의 깊이를 8~16m에 걸쳐 변화시키면서 이에 따른 전체 침하량을 구해보았다. 이때 굴착된 지점의 수평 토압계수는 주동상태로(K=0.3), 굴착이 되지않은 지점의 수평토압계수는 정지상태(K=0.5)로 가정하였다. 그림 13의 결과를 보면 굴착 깊이에 따른 침하는 굴착이 진행됨에 따라 침하가 큰 폭으로 증가

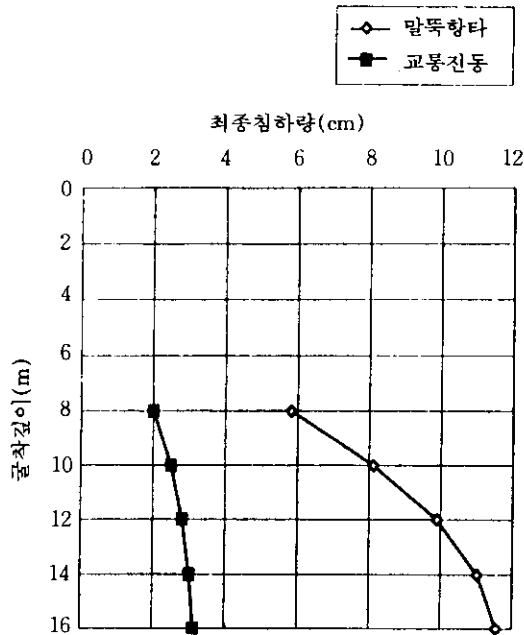


그림 13. 굴착깊이에 따른 침하량의 변화

하여 그 쪽은 말뚝 항타의 경우가 차량하중에 의한 침하보다 훨씬 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

6. 결론

본 연구에서는 진동침하예측 모델의 현장 적용성을 사례연구를 중심으로 살펴보고, 대표적 도심진동상황에 대한 영향요소 연구를 통해 예민 영향요소들을 살펴보았다. 본 연구로 부터 얻은 주요 연구성과 및 결론을 요약하면 다음과 같다.

1. 시험실 실험을 통해 개발된 진동침하 예측 모델의 현장 적용 기법을 제안하였다.

2. 사례연구에서 얻은 실측 침하량과 예측 모델에서 얻은 침하량이 비교적 잘 일치하였으며, 진동침하 예측 모델을 현장 침하량 예측에 적절히 이용할 수 있었다.

3. 진동원의 종류와 위치에 따라 진동의 크

기에 큰 차이가 있으며 구조물에서 측정한 입자속도만으로 진동 규제를 할 경우 진동침하산정에 심각한 오류를 발생시킬 수 있다.

4. 진동침하산정을 위해 진동원의 종류 및 위치, 대상 지반의 특성, 지반응력상태 등을 적절히 고려할 필요가 있다.

5. 필자는 추후 현장 시험을 계획하고 있으며, 이를 통해 진동영향요소들의 실측을 통한 침하 예측 모델의 현장 적용성을 살펴볼 필요가 있다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 핵심기초(KO-SEF 951-1202-005-2) 프로그램의 일부 지원에 의하여 이루어진 것으로 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김동수, Drabkin, S., (1996) "다변수 실험계획법을 이용한 진동침하 영향요소 연구", 한국지반공학회지 Vol.12, No.4, pp.61~74.
2. Barneich, J. A. (1985) "Vehicle Induced Ground Motion", Proceedings of Symposium "Vibration Problems in Geotechnical Engineering", ASCE Convention in Detroit, Michigan, October 22, 1985, edited by Gazetas, G. and Selig, T., pp. 187~202.
3. Clough, G. W., and Chameau, J.-L.(1980) "Measured Effects on Vibratory Sheetpile Driving", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 GT10, pp. 1081~1099.
4. Dalmatov, B.I., Ershov, V. A., and Kovalevsky E.D. (1967) "Some Cases of Foundation Settlement in Driving Sheet piling and Piles", Proceedings, International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, August, 23-25, 1967, University of New Mexico with New Mexico Section of ASCE, Albuquerque, pp. 607~613.
5. Dowding, C. H.(1991b), Permanent Displacement and Pile Driving Vibrations, Procee-

- dings, Sixteenth Annual Members Conference of the Deep Foundations Institute, J. F. Pavola, Ed., Sparta, NJ.
6. Kim, D. S., Drabkin, S., Laefer, D., and Rokhvager, A.(1994), "Prediction of Low Level Vibration-induced Settlement," Proceedings, the Conference Settlement '94, Texas, pp. 800~817.
 7. Kim, D. S. and Drabkin, S.(1995), "Investigation of Vibration Induced Settlement Using Multifactorial Experimental Design," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 18, No. 4, December, pp. 463~471.
 8. Lacy, H. S. and Gould, J. P.(1985), Settlement from Pile Driving in Sands, Proceedings, ASCE Symposium on Vibration Problems in Geotechnical Engineering, pp. 152~173.
 9. Leathers, F. D.(1994), Deformations in Sand Layer During Pile Driving, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Vol. 1, Proceedings of Settlement '94., T. A. Yeung and G. Y. Felio, Eds., pp. 257~268.
 10. Linehan, P. W., Longinow, A., and Dowding, C. H.(1992), "Pipe Response to Pile Driving and Adjacent Excavation," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 2.
 11. Wiss J. F.(1981), "Construction Vibrations : State-of-the-Art," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, GT2, pp. 167~181.
 12. Woods R. D. and Jedele L. P.(1985), Energy Attenuation Relationships From Construction Vibrations, ASCE Symposium on Vibration Problems in Geotechnical Eng., pp. 229~246.

(접수일자 1996. 5. 2)