

# 내진 설계시 지반계수의 합리적 적용에 대한 연구

Application of Soil Factor on the Aseismic Design

이	인	모*1	최	덕	찬*2
Lee,	In-Mo		Choi,	Deog-Chan	
임	종	석*3	박	찬	국*4
Lim,	Jong-Seok		Park,	Chan-Kuk	

## Abstract

The first Korean earthquake resistant design code was enacted in 1988. In the code, the soil factor which takes into account both the soil amplification factor and the soil-structure interaction effect is divided into three groups : soil factor,  $s = 1.0, 1.2$  and  $1.5$ .

In order to assist in choosing the soil factors appropriately in the earthquake resistant design, the local site effects on the based shear force induced by earthquakes are considered in depth for typical soil conditions in Korea. The depth of the alluvial and/or weathered zone is usually not deep and the fresh rock is found at depth shallower than 20 meters, and even at about 10 meters around Seoul.

One dimensional wave propagation theory and the elastic half space method are used to obtain the soil-structure interaction effect as well as the soil amplification effect. The kinematic interaction effect due to scattering of waves by pile foundation is also considered.

Finally, the soil factor is recommended for each soil condition from loose state to dense, and also from shallow soil depth to deep, so that the designer can choose the factor without difficulty.

## 요 지

1988년 건설부에서 제정한 건축물에 대한 '내진설계기준'에는 저면 전단력 산정시 지반계수가 1.0, 1.2, 1.5로 구분되어 있는데, 특히 얇은지반의 연약층에서 지반계수의 선정이 모호할 때가 많다. 또한 우리나라의 지반특성은 대부분 풍화암 및 연암층이 20m 이내에서 발견됨을 고려하여,

\*1 정희원, 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 부교수

\*2 동아엔지니어링 지반사업부

\*3 정희원, 대한주택공사 주택연구소 선임연구원

\*4 정희원, 대한주택공사 주택연구소 연구원

일차원 파진과 이론과 반무한 탄성이론 및 문헌을 통한 분석을 통해 지진 하중시 지반의 조건이 저면 전단력에 미치는 증폭효과를 비교분석하여 내진 설계시 적절한 지반계수 선택을 할 수 있도록 하였다.

## 1. 서론

지진은 막대한 피해규모와 예측의 불확실성으로 인하여 인류에게 큰 두려움의 대상이다. 조선시대의 여러 문헌의 지진기록과 1936년 쌍계사 지진, 1978년 홍성지진의 경험등 한반도는 지진 위험 지역으로 볼 수 있다.<sup>(7)(10)</sup> 1980년대에 들어 내진해석에 관한 연구가 활발히 진행되고 있고 1988년 7월 1일에는 건설부가 건축물에 대하여 '내진설계를 위한 기준'을 제정, 시행하기에 이르렀다. 내진설계시 주로 이용하는 등가정적 해석법의 밑면 전단력 V의 산정은 다음과 같다.

$$V = \frac{AICS}{R} W$$

여기에서

- A : 지역계수
- I : 중요도계수
- C : 동적계수
- S : 지반계수
- W : 건축물 중량
- R : 반응수정계수

우리나라의 내진기준에 의한 지반계수의 선정은 ATC-3 규정에 많은 영향을 받았으며<sup>(9)</sup> <sup>(22)</sup> 우리나라 지반의 특성은 토사층이 매우얇고 풍화암, 연암이 깊이 20m 이내에 발견되는 경우가 대부분이다.<sup>(5)</sup> 내진기준상 지반계수의 분류<sup>(2)</sup>가 모호하여 비경제적 설계의 경우가 많다. 일차원 파진과 이론을 근거로 작성한 프로그램<sup>(20)</sup>과 반무한 탄성이론을 통해 저면 전단력의 증폭정도를 살펴 보았으며 내진 설계시 지반계수 선정의 모호한 부분을 상세히하여 합리적이고 경제적인 설계자료를 제시하고자 하였다.

## 2. 연구방법

### 2.1 입력지진

입력지진은 3개의 지진기록, EL Centro (1940), Taft(1952), Pasadena(1952) 지진을 사용했다. 각 지진기록이 지표면에서의 값으로 최대가속도가 너무크고 그로 인한 변형이 커져 탄성한계를 넘는 경우도 있으므로 최대 가속도를 0.1g(또는 0.12g), 0.08g, 0.05g으로 각각 재조정하였다.

김원배 등에 의해 제안된 한반도 인공 지진 파도 사용하였는데, 이는 구조물의 저면 전단력을 비교·검토하기 위하여 사용하였다<sup>(4)</sup>. 이때 최대가속도는 0.12g로 하였다.

### 2.2 지반의 동역학적 특성<sup>(8)</sup>

동하중에 의하여 나타나는 지반의 거동특성은 변형률 범위에 따라 변형특성이 변화한다. 소규모 지진에 의한 소변형률, 항타시와 중규모지진에 의한 중변형률, 흙의 소성변형을 초래하는 대변형률로 구분한다. 지반의 비선형 특성 때문에 동적 지반특성은 변형률에 따라 현저히 변화한다. 본 논문에서는 1970년 Seed와 Idriss가 제안한 변형률에 따른 동적 전단계수 곡선(그림 1), 변형률-감쇄비 곡선(그림 2)을 통하여 지반의 비선형 특성을 고려하였다.<sup>(21)</sup> 또한, 여러 학자들이 제안한 N치와의 상관관계<sup>(18)</sup> 중에서 Ohsaki와 Iwasaki에 의해 제안된 공식,  $G_{max} = 1200 N^{0.8}$ 으로  $G_{max}$ 를 산출하였다<sup>(8)</sup>.

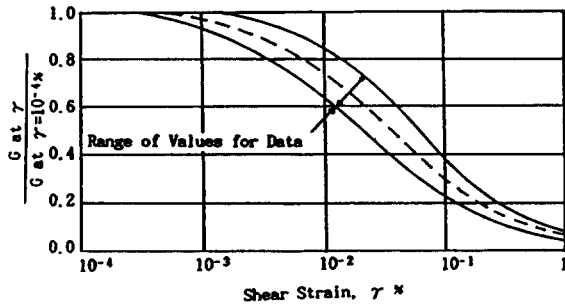


그림 1 동적 전단계수 - 변형률 곡선

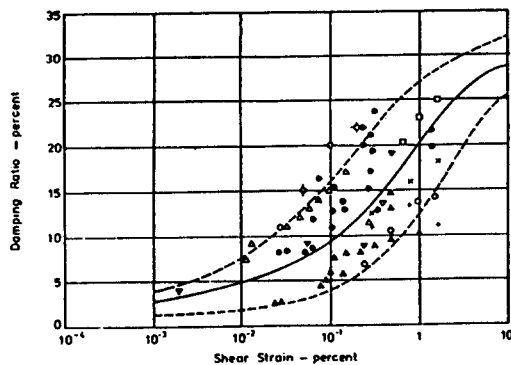
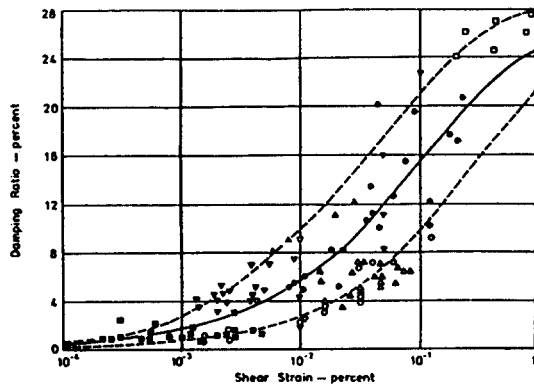


그림 2 변형률-감쇠비곡선(위: 모래, 아래: 점토)

## 2.3 지반분류(6)(1)(15)

대한주택공사에서 시행한 여러 현장의 지반

조사 보고서를 근거로 지반을 3개의 층으로 구분하였다. 매립층은 깊이 기준으로 3m, 5m, 7m, 10m, 15m로 분류하였고, 단위중량은 1.77 t/m<sup>3</sup>로, 한계 감쇄비는 10%로 가정하였다. 풍화토층은 3m, 5m, 7m, 10m로 분류하였고 단위중량은 2.0t/m<sup>3</sup>로, 한계 감쇄비는 10%로 가정하였다. 암반의 전단파 속도는 750m/sec 이상이며 단위중량을 2.19t/m<sup>3</sup>로, 한계 감쇄비는 5%로 가정하였다.

## 3. 연구진행 과정

### 3.1 1차원 파전파 이론(20)에 의한 방법

수평층으로 구성된 지반을 통해 수직방향으로 전파되는  $u = u(x, t)$  같은 수평변위를 발생시키며 다음의 점탄성 모델에 따른 파동방정식을 만족시켜야 한다.

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t}$$

여기에서  $\rho$  : 밀도,  $G$  : 동적 전단계수,  $\eta$  : 점성을 나타낸다.

주파수  $\omega$ 에 따른 조화변위를 대입하여 파동방정식의 해를 구하면 다음과 같으며 첫째항은 위쪽 방향의 입사파이고 둘째항은 아래쪽의 반사파를 표시한다.

$$u(x, t) = Ee^{i(kx + \omega t)} + Fe^{-i(kx - \omega t)}$$

각층에 대해 Local Coordinate 체계를 도입하여  $m$ 층의 상부 및 하부의 변위와 전단력을 구한뒤 각 층의 접촉면에서 연속조건을 만족시켜 참고문헌(20)을 참고하여 정리한뒤  $n$ 층과  $m$ 층간의 전달함수를 구하면 다음과 같다.

$$A_{n, m}(\omega) = u_m / u_n = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)}$$

가 된다.

위의 식을 이용하면, 한 층에서의 거동을 알 수 있는 경우 다른 층의 거동을 계산할 수 있다. 즉, 가속도  $\ddot{u}(x, t)$ 와 변형률  $\gamma$ 은

$$\ddot{u}(x, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 (E e^{i(kx+\omega t)} + F e^{-i(kx-\omega t)})$$

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = ik(E e^{i(kx+\omega t)} - F e^{-i(kx-\omega t)})$$

가 된다.

지진기록들이 저부 암반에서의 기록이 아니고 상부 지표면에서의 측정치이므로 그림 3과 같이 deconvolution 과정을 통해 저부 암반에서의 값으로 환산했다. deconvolution 과정은 위의 일차원 파전파 이론에서 입력지점이 지표면이고 전파방향이 하부 암반인점만 다르다. 입력지점은 상부 지표면으로하고 결과는 하부 암반에서 산출된 감소된 지진가속도에 의한 가속도 응답 스펙트럼의 주기별 평균값과 상부 지표면에서의 가속도 응답 스펙트럼의 평균값 비를 비교하였다. Fourier 응답<sup>(19)</sup>의 증폭비는 상부 지표면에서 일정 주파수 영역내의 Fourier 스펙트럼 면적과 하부 암반에서의 면적비이며 이를 각 지반 조건에서 비교하였다.

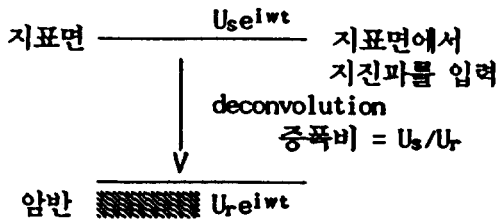


그림 3 Deconvolution 과정

### 3.2 반무한체 탄성이론<sup>(23)(13)(16)(14)</sup>

수평방향의 입력지진  $\ddot{u}(t)$ 에 대한 N개 자유도를 가지는 지반-구조물 상호 작용의 운동방정식은 다음과 같다.

$$[M] \{\ddot{U}_i\} + [C] \{\dot{U}_i\} + [K] \{U_i\} = -\ddot{u}(t) \{m\}$$

여기에서, [M] : 질량행렬  
[C] : 감쇄행렬  
[K] : 강성행렬

{U<sub>i</sub>} : 상대 변위 벡터  
{ $\dot{U}_i$ } : 상대 속도 벡터  
{ $\ddot{U}_i$ } : 상대 가속도 벡터  
 $\ddot{u}(t)\{m\}$  : 지진하중

균등, 선형 탄성 반무한체 표면에 놓여있는 무질량 원형 강체판에 외력이 작용할 때 강성행렬의 Coupled 효과를 무시하고 수평 및 회전변위를 독립으로 취급하면 강체판의 힘-변위 관계식은 다음과 같다. 이때 강성과 감쇄는 Coupled System과의 차이는 거의 없다고 알려져 있다.

$$\begin{bmatrix} P \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (k_1 + ia_0c_1)K_x & 0 \\ 0 & (k_2 + ia_0c_2)K \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ \Phi \end{bmatrix}$$

$$\text{여기에서 } K_x = \frac{8GR}{2-\nu} \quad K = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$$

u,  $\Phi$  : 강체판의 수평변위, 회전의 Amplitude

k<sub>x</sub>, K : 정적 수평, 회전 강성

G : 지반의 동적전단계수

P, M : 수평력, 회전 모멘트의 Amplitude

R : 기초의 반경

$\nu$  : 지반의 Poisson 비

여기에서 강성과 감쇄, k와 c는 주파수 종속의 특성을 가지며 무차원 주파수 계수 a<sub>0</sub>의 함수로 주어진다.

$$a_0 = \frac{\omega R}{V_s}$$

여기에서 V<sub>s</sub> : 전단파속도

$\omega$  : Circular Frequency

R : 기초의 반경

반무한체 해석에서 N개의 절점(3N개의 자유도)를 가지는 2차원 지반구조물 체계의 운동방정식은 다음 행렬식과 같다.

여기에서

P<sub>Hi</sub>, P<sub>Vi</sub> M<sub>i</sub> : i번째 절점의 수평, 수직력, 모멘트

U<sub>i</sub>, V<sub>i</sub>  $\Phi_i$  : i번째 절점의 수평, 수직, 회전 변위

$\begin{matrix} P_{H1} \\ P_{V1} \\ M_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ P_{H_i} \\ P_{V_i} \\ M_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ P_{H_N} \\ P_{V_N} \\ M_N \end{matrix}$	$\begin{matrix} K_{x1}(1 + i2\beta_1) \\ K_{z1}(1 + i2\beta_1) \\ K_1(1 + i2\beta_1) \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ K_{xi}(1 + i2\beta_i) \\ K_{zi}(1 + i2\beta_i) \\ K_i(1 + i2\beta_i) \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \end{matrix}$	$0$	$\begin{matrix} U_1 \\ V_1 \\ \Phi_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ U_i \\ V_i \\ \Phi_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ U_N \\ V_N \\ \Phi_N \end{matrix}$		
				$0$	$K_{xN}(1 + i2\beta_N) + K_x(K_1 + i(2\beta + a_0C_1))$
				$0$	$K_N(1 + i2\beta_N) + K(K_2 + i(2\beta + a_0C_2))$

$K_{xi}, K_{zi}, K_i$  : i번째 절점의 구조물의 수평, 수직, 회전 강성계수

$N$  : 지반-구조물의 절점수

$K_1, K_2$  : 지반의 주파수 특성을 나타내는 수평, 회전 강성계수

$C_1, C_2$  : 지반의 주파수 특성을 나타내는 수평, 회전 감쇄(발산)계수

$K_x, K_z, K$  : 지반의 수평, 수직, 회전 Impedance

$\beta$  : 지반의 재료감쇄

$\beta_i$  : i번째 절점의 구조물의 재료 감쇄

구조물의 바닥에서 발생하는 전단력(저면 전단력)을 단위 입력에 대한 응답인 transfer function을 기준하여 지반별, 구조물 층수별로 기저 암반에서 발생하는 저면 전단력과 비교하였다. 또한 실측 지진파를 입력하여 지반 깊이와 연약 정도에 따른 전단력의 크기를 비교하였다.

### 3.3 말뚝의 Kinematic Seismic Response

우리나라의 건축 구조물은 대부분 말뚝 기초로 시공하기 때문에 말뚝으로 보강된 지반의 영향을 고려하기 위해 본 논문에서는 Fan 등에 의한 논문 및 무차원 그래프를 이용하여 우리나라 실정에 맞는 지반에 적용하고, 자유장에서의 거동에 대한 말뚝으로 보강된 지반의 거동을 비교하였다.

말뚝의 강성은 흙에 비해 상당히 크므로 수직 진행파(지진파)를 받는 경우 말뚝에 의한 반사, 분산 및 회절등의 복잡한 영역에 의해 자유장의 거동과는 상당한 차이를 보이게 된다. 지반-말뚝-기초의 kinematic interaction은 kinematic 응답 요소의 형태로 표현된다.<sup>(11)</sup>

$$I_U = \frac{|U_p|}{U_{ff}} \quad a_o = \frac{\omega d}{V_s}$$

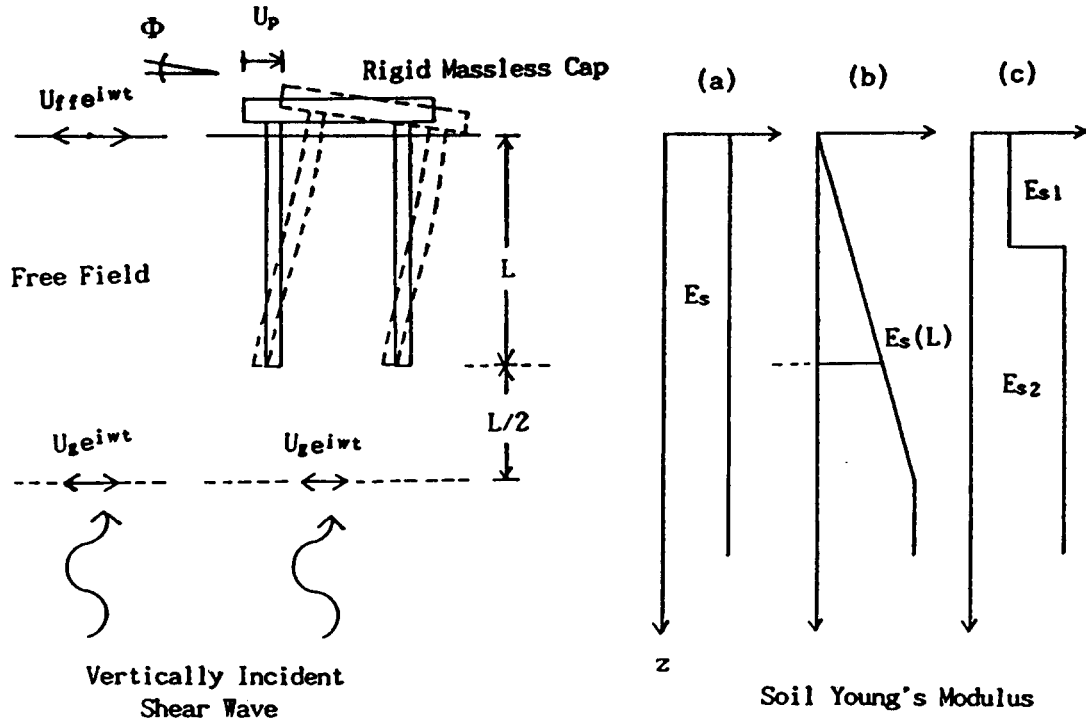


그림 4 지반 시스템과 탄성계수에 따른 지반분류

- 여기에서
- $I_u$  : kinematic 변위 요소
  - $a_0$  : 무차원 주파수
  - $U_{ff}$  : 자유장의 변위
  - $U_p$  : 말뚝의 수평변위
  - $d$  : 말뚝의 직경
  - $V_s$  : 전단파 속도

$I_u$ 에 영향을 미치는 중요한 요소는 말뚝과 지반의 탄성 계수비(Young's modulus ratio,  $(E_p/E_s)$ ), 말뚝설치 간격비( $s/d$ ), 말뚝의 세장비( $L/d$ )이다.

여기에서  $s$ 는 말뚝설치 간격,  $d$ 는 말뚝의 직경,  $L$ 은 말뚝의 길이를 나타낸다. 그림 4는 전단파가 입사될 때 자유장에서와 말뚝으로 보강된 지반에서의 거동, 탄성계수에 의한 지반의 구분을 나타낸다.  $I_u = I_u(a_0)$ 의 일반적 모습은 그림 5와 같고 주파수 범위에 따라 다음과 같이 3구역으로 분류된다. 저 주파수 영역은  $I_u \approx 1$  ( $0 < a_0 < a_{01}$  :  $I_u$ 의 급격한 감소 시작점)

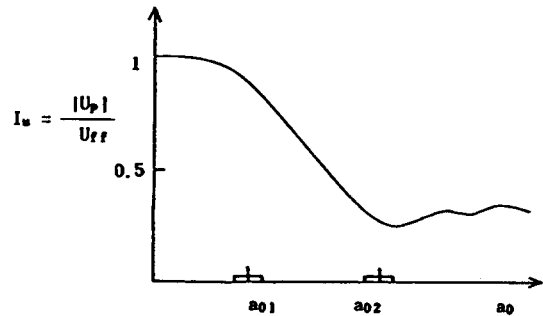


그림 5  $I_u$ 의 일반적 곡선

인데 말뚝의 변형은 상대적으로 긴 파장모양인 지반변형과 비슷하다. 중간 주파수 영역( $a_{01} < a_0 < a_{02}$  :  $I_u$ 의 급격한 감소 종료점)에서는  $I_u$ 가 주파수의 증가에 따라 급격히 감소되는 구간이다. 고주파수 영역( $a_0 > a_{02}$ )은  $I_u$ 의 값이 0.2~0.4 정도로 기복이 일정한 구간이다.

지반에 말뚝이 설치됨으로 인한 효과를 Fan 등에 의한 논문<sup>(11)</sup>을 근거로 정리하면 다음과 같다.

①균질한 지반(그림 4 a, c)에서는  $a_{01}$ 과  $a_{02}$ 는 각각 0.2, 0.4, 정도이며 비균질 지반(그림 4 b)에서는 0.05, 0.2 정도가 된다.

②균질한 지반보다 비균질 지반에서 작은 수평변위가 발생한다.

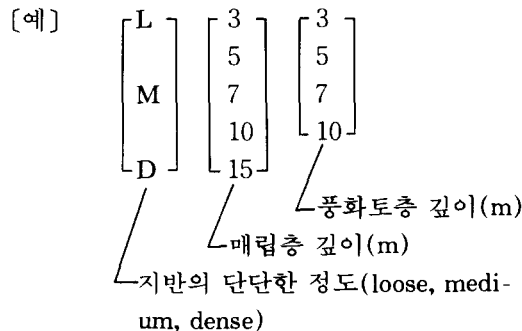
③말뚝머리의 고정된 정도의 증가와 말뚝의 상대적 강성( $E_p/E_s$ )의 증가는 수평변위를 감소시킨다.

④낮은 주파수 범위에서 자유단 말뚝의 거동은 자유장에서 보다 더 큰 경향이 있다.

⑤균말뚝에서 말뚝 설치간격, 말뚝 본수, 말뚝의 배치형태는 지반의 거동에 작은 영향이 있다. 말뚝 설치간격, 말뚝 본수가 증가하면  $I_u$ 는 감소한다.

#### 4. 예제해석 및 분석

대한 주택공사에서 시공하는 26-149-151형 아파트 구조물을 그림 6과 같이 집중질량 시스템으로 모델링하여 예제에 적용하였으며 구조물의 탄성계수는  $2.17 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ , 감쇄비는 5%, 포아슨비는 0.2로 가정했다. 구조물의 제원은 표 1과 같다. 지반을 몇가지 기호로써 구분했으며 그예는 다음과 같다.



여기에서 지반의 단단한 정도는 표준관입 시험 N치의 결과를 이용하여 분류할 수 있도록 하였으며, 그 분류 기준은 표 2에 나타내었다.

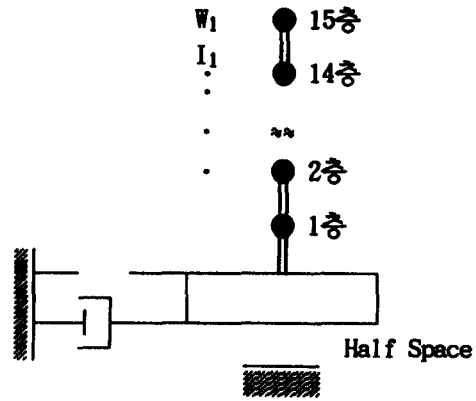


그림 6 아파트 구조물의 모델링

표1. 구조물의 제원

층수	절점	요소	W (ton)	$I_x$ ( $\text{m}^4$ )	높이 (m)	단면적 ( $\text{m}^2$ )
15	1	1	434	86.9	40.7	17.2
14	2	2	"	"	38.15	17.2
13	3	3	"	"	35.6	17.2
:						
6	10	9	434	86.9	17.72	17.2
5	11	10	"	102.9	15.2	20.1
4	12	11	"	"	12.65	"
3	13	12	"	"	10.1	"
2	14	13	"	"	7.55	"
1	15	14	"	113.5	5	22.1
Half.s.	16	15	0	14383	0	425

표2. N치에 따른 토층의 구분

구분	LOOSE	MEDIUM	DENSE
매립층	5	10	15
풍화토층	20	30	40

#### 4.1 Fourier 응답 비교

Fourier 응답은 불규칙한 지진하중을 Fourier series로 표기하여 주기함수화한 뒤 그 하중에 대한 거동을 주파수 영역에서 나타낸 것

으로서 자유장에서 지반에 의한 증폭을 나타내므로 지반증폭 효과를 고려할 수 있다. 지진파는 지표면에서 입력했으며 전술한 세종류 입력 지진에 대해 지표면과 기저 암반에서의 Fourier 응답비를 산출한 결과가 다음 표 3과 같다. 입력 지진에 따라 약간의 차이는 있지만 지반이 깊을수록, 또한 연약할수록 증폭비는 커지는 경향이다.

#### 4.2 Transfer Function의 비교

Transfer function은 단위 입력하중에 대한 집중질량 시스템의 거동을 나타낸다. 그림 7, 8

은 El Centro지진파를 입력하여 지층의 상태에 따른 transfer function을 나타낸다. 그림 7,

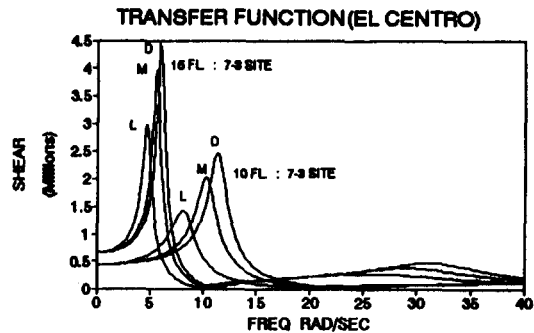


그림 7 7-3 지층의 transfer function

표3. 지진파별 Fourier 응답의 비율

지진파 지 반	EL CENTRO			PASADENA			TAFT		
	L	M	D	L	M	D	L	M	D
3-3	1.44	1.37	1.31	1.20	1.16	1.14	1.43	1.30	1.23
3-5	1.55	1.45	1.41	1.24	1.21	1.18	1.54	1.43	1.38
3-7	1.64	1.53	1.47	1.35	1.24	1.22	1.72	1.55	1.50
3-10	1.61	1.61	1.55	1.45	1.36	1.28	1.81	1.69	1.62
5-3	1.58	1.47	1.43	1.27	1.22	1.20	1.60	1.47	1.41
5-5	1.68	1.56	1.49	1.37	1.26	1.22	1.76	1.58	1.51
5-7	1.67	1.64	1.57	1.44	1.35	1.27	1.86	1.72	1.61
5-10	1.69	1.63	1.63	1.57	1.43	1.37	1.86	1.82	1.73
7-3	1.65	1.55	1.49	1.37	1.25	1.22	1.75	1.58	1.51
7-5	1.66	1.64	1.56	1.44	1.34	1.26	1.86	1.70	1.60
7-7	1.68	1.63	1.63	1.52	1.42	1.35	1.84	1.81	1.71
7-10	1.66	1.63	1.62	1.63	1.49	1.43	1.86	1.81	1.79
10-3	1.65	1.61	1.59	1.50	1.40	1.31	1.82	1.75	1.66
10-5	1.69	1.64	1.64	1.60	1.44	1.38	1.88	1.82	1.75
10-7	1.66	1.65	1.62	1.63	1.51	1.44	1.86	1.80	1.81
10-10	1.62	1.65	1.64	1.67	1.60	1.51	1.87	1.84	1.79
15-3	1.58	1.60	1.58	1.62	1.53	1.46	1.78	1.75	1.76
15-5	1.58	1.63	1.62	1.66	1.60	1.50	1.82	1.81	1.78
15-7	1.54	1.61	1.65	1.70	1.61	1.56	1.81	1.78	1.79
15-10	1.51	1.60	1.63	1.75	1.64	1.61	1.77	1.78	1.79

지반 분류 '예' L : Loose, M : Medium, D : Dense  
15-10 : 매립층 깊이 15m, 풍화토층 깊이 10m를 나타냄



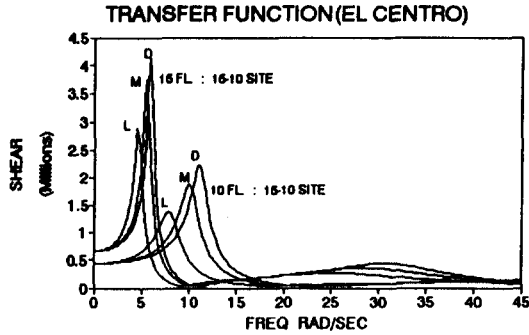


그림 8 15-10 지층의 transfer function

8에서 보듯이 같은 조건에서 지반이 단단할수록 전단력이 커지고 우세 주파수가 증가한다. 구조물의 층수가 낮은 경우에는 전단력이 감소하고 우세 주파수가 증가한다.

#### 4.3 주파수 영역에서의 전단력의 비교

인공지진파를 이용하여 15층 구조물의 밑면에서 전단력을 주파수 영역에서 비교하였다. 지반 구조물 상호작용에 의한 저면 전단력의 산출은 단위입력에 의한 transfer function과 그 지반의 증폭을 고려한 Fourier 응답의 곱으로 나타난다. 같은 지반의 상태라면 지반이 깊을수록 증폭효과에 의해 저면 전단력이 커지며 지반이 단단할수록 커진다. 지반이 단단할수록 최대저면 전단력에 해당하는 주파수는 커진다. 그림 9는 같은 지층의 깊이에서 지반의 단단한 정도를 달리하여 계산된 저면 전단력을 보여준다. 지반이 단단할수록 지반의 동특성치인 전단 탄성계수가 커지고 감쇄비는 작아져서 저면 전단력의 크기가 커진다. 반면에 층이 깊을수록, 지반이 연약할수록 기저암반에서 지표면으로 전파될 때 가속도의 증폭도가 커진다. 지반 계수 선정시 이와같이 두가지 요소를 고려해야 한다.

#### 4.4 가속도 응답 스펙트럼의 비교

El Centro, Taft, Pasadena의 세 지진파를 이용하여 각각의 지반에 대한 가속도 응답 스펙트럼을 주기별(0.25~0.5초, 0.5~1초, 1~1.5, 1.5~4초)로 저부암반에 대한 지표면에서의 비(증폭비)를 구했으며 세 지진파에 의한 각 지층의 깊이에 대한 증폭비의 차이는 거의 없었다. 세 지진파에 의한 각 지층의 깊이에 대한 증폭비는 표 4와 같다. El Centro 지진파와 Pasadena 지진파에 대한 L-3-3 지층과 L-15-10지층의 가속도 응답 스펙트럼을 지표면에서의 값과 같이 나타내면 그림 10과 같다. 지반이 깊어질수록, 연약할수록 증폭비는 일반적으로 커지는 경향이 있다. 간혹 더 깊은 깊이에서의 증폭비가 작은 현상이 일어나는 경우도 있기는 하나 이는 각 지층의 특성차이 혹은, 지진파 자체의 특성 차이에서 오는 증폭의 차이에 기인한 것으로서, 깊이에 따른 전체적인 증폭경향이 중요하기 때문에 지반계수 결정에 영향을 미치지 못한다. 응답 스펙트럼은 1자유도계의 응답이지만 고층구조물의 자연주기에 해당하는 주기에서의 증폭도를 고려하면 개략적인 응답을 구할 수 있다.

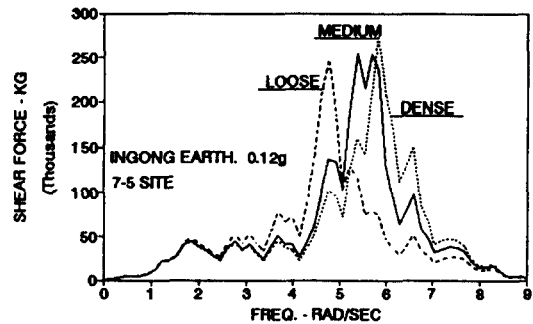
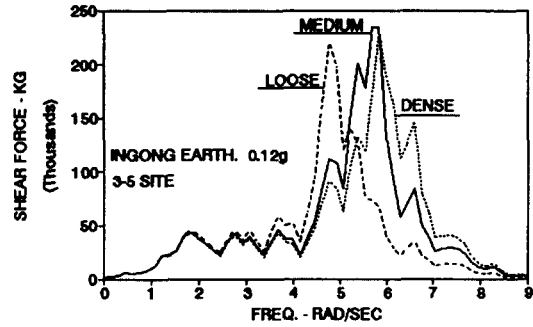


그림 9 인공지진파에 의한 지반상태에 따른 전단력 비교(위 : 3-5 Site, 아래 : 7-5 Site)

펙트럼을 주기별(0.25~0.5초, 0.5~1초, 1~1.5, 1.5~4초)로 저부암반에 대한 지표면에서의 비(증폭비)를 구했으며 세 지진파에 의한 각 지층의 깊이에 대한 증폭비의 차이는 거의 없었다. 세 지진파에 의한 각 지층의 깊이에 대한 증폭비는 표 4와 같다. El Centro 지진파와 Pasadena 지진파에 대한 L-3-3 지층과 L-15-10지층의 가속도 응답 스펙트럼을 지표면에서의 값과 같이 나타내면 그림 10과 같다. 지반이 깊어질수록, 연약할수록 증폭비는 일반적으로 커지는 경향이 있다. 간혹 더 깊은 깊이에서의 증폭비가 작은 현상이 일어나는 경우도 있기는 하나 이는 각 지층의 특성차이 혹은, 지진파 자체의 특성 차이에서 오는 증폭의 차이에 기인한 것으로서, 깊이에 따른 전체적인 증폭경향이 중요하기 때문에 지반계수 결정에 영향을 미치지 못한다. 응답 스펙트럼은 1자유도계의 응답이지만 고층구조물의 자연주기에 해당하는 주기에서의 증폭도를 고려하면 개략적인 응답을 구할 수 있다.

표4. 지진파를 이용한 주기별 평균 증폭비

구 분	LOOSE				MEDIUM				DENSE			
	주기(초)				주기(초)				주기(초)			
	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4
3-3	1.12	1.04	1.02	1.01	1.08	1.02	1.01	1.00	1.06	1.02	1.01	1.00
3-5	1.22	1.07	1.03	1.01	1.14	1.04	1.02	1.01	1.10	1.03	1.01	1.01
3-7	1.40	1.12	1.05	1.02	1.25	1.07	1.03	1.01	1.18	1.06	1.02	1.01
3-10	1.74	1.21	1.08	1.03	1.45	1.13	1.05	1.02	1.33	1.10	1.04	1.01
5-3	1.27	1.08	1.03	1.01	1.16	1.05	1.02	1.01	1.12	1.04	1.01	1.01
5-5	1.42	1.12	1.05	1.02	1.25	1.08	1.03	1.01	1.18	1.06	1.02	1.01
5-7	1.68	1.20	1.08	1.03	1.41	1.12	1.05	1.02	1.29	1.09	1.03	1.01
5-10	2.02	1.32	1.12	1.04	1.67	1.19	1.07	1.03	1.48	1.14	1.05	1.02
7-3	1.46	1.13	1.05	1.02	1.27	1.08	1.03	1.01	1.19	1.06	1.02	1.01
7-5	1.65	1.19	1.07	1.03	1.39	1.11	1.04	1.02	1.28	1.08	1.03	1.01
7-7	1.95	1.28	1.11	1.04	1.59	1.17	1.07	1.02	1.42	1.12	1.05	1.02
7-10	2.16	1.45	1.16	1.06	1.89	1.26	1.10	1.04	1.64	1.18	1.07	1.03
10-3	1.90	1.27	1.10	1.04	1.53	1.15	1.06	1.02	1.37	1.11	1.04	1.02
10-5	2.06	1.35	1.13	1.05	1.70	1.20	1.08	1.03	1.49	1.14	1.06	1.02
10-7	2.21	1.52	1.18	1.06	1.95	1.28	1.11	1.04	1.69	1.20	1.08	1.03
10-10	2.27	1.76	1.24	1.08	2.13	1.41	1.15	1.05	1.94	1.28	1.10	1.04
15-3	2.21	1.61	1.21	1.07	2.02	1.33	1.12	1.04	1.80	1.23	1.09	1.03
15-5	2.21	1.77	1.25	1.08	2.12	1.41	1.15	1.05	1.94	1.28	1.10	1.04
15-7	2.05	2.02	1.32	1.11	2.19	1.55	1.19	1.06	2.09	1.37	1.13	1.05
15-10	1.96	2.29	1.40	1.13	2.21	1.75	1.24	1.08	2.18	1.50	1.17	1.06

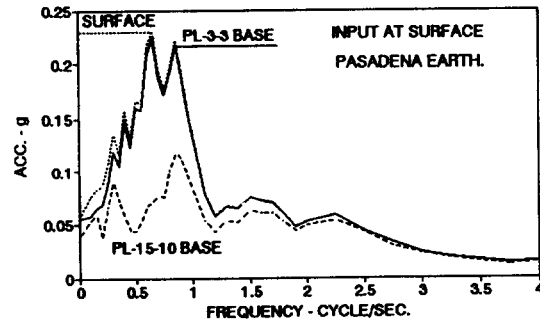
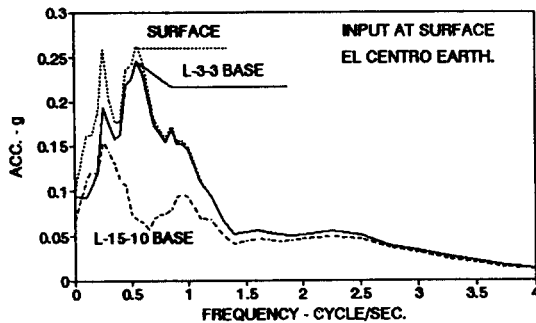


그림 10 응답 스펙트럼의 '예' (위 : El Centro 지진, 아래 : Pasadena 지진의 경우)

#### 4.5 말뚝으로 보강된 지반에서의 영향비교

우리나라의 일반적 지반상황에 적절하게 Fan등에 의한 무차원 그래프를 사용하여 지반의 조건이  $\rho_s/\rho_p$ (지반과 말뚝의 밀도비)=0.7,  $L/d$ (말뚝의 직경에 대한 길이비) = 20,  $\beta$ (한계 감쇄비) = 0.05,  $s/d$ (말뚝 설치 간격비) = 3,  $v_s$ (지반의 포아슨 비) = 0.4일때 자유장에 대한 말뚝으로 보강된 지반의 거동을 비교해 보았다. 강관말뚝에 대한 지반의 탄성계수의 비  $E_p/E_s = 500\sim 1500$ 이고, PC 말뚝에 대한 비는  $60\sim 200$ 정도이며, 이 상대적 강성비 차이에 의한  $I_u$ 의 변화는 거의 없다. El Centro, Taft, Pasadena 세 지진파의 우세 주파수의 평균치에 대한 지반의 단단한 정도에 따른 무차원 주파수 계수는 Fan등에 의한 논문의 무차원 그래프에서 찾아보면 0.04-0.026정도이다. 지반의 깊이가 20m 이내인 경우 깊이의 영향에 의한 무차원 주파수 계수의 변동은 매우 작다. 위의 세 경우 모두 무차원 그래프상에서  $a_{01} \approx a_{00}$ 인 구간에 위치한다. 말뚝머리가 고정되어 있는 경우  $I_u$ 의 값을 무차원 그래프에서 구하면, 표 5와 같다. 즉, 자유장 보다 말뚝으로 보강된 지반에서의 변위는 대략적으로 느슨한 지반에서 10%, 보통지반에서 5%, 단단한 지반에서 3% 정도 감소효과가 있다.

#### 4.6 지반계수의 추천치

응답 스펙트럼은 1 자유도계에서 구조물의 거동을 나타내며 이는 기본주기(fundamental frequency)에서의 거동을 등가정적 하중으로 구한 내진규준의 기본개념과 일치한다. 다시 부연하면 지표면에서의 가속도 응답 스펙트럼 값(spectral acceleration)과 기저 암반에서의 가속도 응답 스펙트럼 값(spectral acceleration)의 비, 즉 암반으로부터 지표면으로 파가 올라가면서 생긴 spectral 가속도의 증폭비가 내진규준에서의 지반계수라 볼 수 있다. 규준상의 지반계수는 1.0, 1.2, 1.5의 세 값만 사용

토록 되어 있다. 따라서, 증폭비가 1.0 이하이면 1.0, 비가 1.2 이상이면 1.5, 그 사이 값이면 1.2를 지반계수로 볼 수도 있으나 통계적으로 보아 5% 정도의 오차는 허용할 수 있다고 보기 때문에 다음을 그 가늠선으로 보았다. 즉, 증폭비가 1.0~1.05인 구간에는 지반계수 1.0을, 증폭비가 1.06~1.25인 구간에는 지반계수 1.2를, 증폭비가 1.26 이상이면 지반계수는 1.5를 사용하도록 범위를 설정하여 지반계수를 구하였다. 세 종류의 실측 지진파에 의한 주기별 평균 증폭비를 나타내면 표 4와 같다. 증폭비에 따른 지반계수를 위와 같은 범위로부터 설정하면 표 6과 같다. Spectral 변위( $s_d$ )는 spectral 가속도( $s_a$ )에 비례하며( $s_a = -\omega^2 s_d$ ), 얇은 지층에서는 지반과 말뚝이 같이 거동을 하기 때문에 말뚝 설치로 인한 지진파의 주파수 변화가 적어서 spectral 변위의 지표면과 저부 암반에서의 비가 spectral 가속도의 비로 간주해도 무리가 없을 것으로 판단된다. 그러므로 자유장의 변위에 대한 말뚝으로 보강된 지반의 변위 비인  $I_u$ 를 이용하여 말뚝으로 보강된 지반에서의 지반계수를 설정하면 (자유장에서의 증폭비)  $\times I_u$ 이다. 이를 이용하여 말뚝배치로 인한 kinematic interaction 효과를 고려하여 지반계수를 구하여 정리하면 표 7과 같다.

표5. 지반 상태에 따른  $I_u$  값

분 류		Loose	Medium	Dense
강관 및	2 Piles	0.91	0.95	0.97
PC	1×4 Piles	0.9	0.95	0.97
말뚝 본수	2×2 Piles	0.9	0.95	0.98

### 5. 결 론

(1) Fourier 응답의 지표면과 기저 암반과의 증폭비를 살펴보면 일반적 경향은 지반이 깊어지고 느슨할수록 증폭비는 커진다. 상부의 느슨한 층이 깊으면 증폭비가 더욱 커지고 지진

표 6. 주기별 자유장에 대한 지반계수의 결정

구 분	LOOSE				MEDIUM				DENSE			
	주기(초)				주기(초)				주기(초)			
	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4
3-3	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
3-5	1.2	1.2	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
3-7	1.5	1.2	1.0	1.0	1.2	1.2	1.0	1.0	1.2	1.2	1.0	1.0
3-10	1.5	1.2	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
5-3	1.5	1.2	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
5-5	1.5	1.2	1.0	1.0	1.2	1.2	1.0	1.0	1.2	1.2	1.0	1.0
5-7	1.5	1.2	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
5-10	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
7-3	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.2	1.2	1.0	1.0
7-5	1.5	1.2	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
7-7	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
7-10	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0
10-3	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
10-5	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0
10-7	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0
10-10	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0
15-3	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0
15-5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0
15-7	1.5	1.5	1.5	1.2	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.0
15-10	1.5	1.5	1.5	1.2	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.2

파별 차이를 보였다.

(2)구조물 층수가 높을수록, 지반이 단단할수록, 지반이 깊어질수록, 저면 전단력의 transfer function은 커진다. 지반이 단단하고 구조물의 층수가 낮으면 최대치가 나타나는 주파수가 증가하므로 실제 입력지진에 대한 우세 주파수에 따라 값이 좌우된다.

(3)Response Acceleration Spectrum의 각 주기별 증폭비는 지반이 깊어지고 느슨할수록 커지며 세 실측 지지파간의 차이는 거의 없었다.

(4)Fan 등에 의한 무차원 그래프를 이용하

여 말뚝으로 보강된 효과에 의한 감소효과는 우리나라의 일반적인 지반 깊이인 5~20m에서 깊이에 따른 차이는 크지 않고 느슨한 지반일 때 약 10%, 중간인 경우 약 5%, 단단한 지반의 경우 약 3% 정도였다.

(5)지반계수의 선정방안

지반의 깊이에 따른 지반계수의 값은 4.6절과 같이 선정방안을 제시하였다. 각 지반의 경우를 정리하면 앞은 기초로 이루어진 구조물에서의 지반계수는 표 6과 같고, 말뚝으로 보강된 지반에서는 표 7과 같다. 따라서 본 논문에서 제안된 표 6과 7을 이용하여 우리나라에서

표 7. 말뚝의 영향에 대한 수정 지반계수

구 분	LOOSE				MEDIUM				DENSE			
	주기(초)				주기(초)				주기(초)			
	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 4
3-3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3-5	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
3-7	1.5	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
3-10	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
5-3	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
5-5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
5-7	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
5-10	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
7-3	1.5	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
7-5	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0
7-7	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
7-10	1.5	1.5	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
10-3	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
10-5	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
10-7	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
10-10	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0
15-3	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.0	1.0
15-5	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.2	1.2	1.0
15-7	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0
15-10	1.5	1.5	1.5	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0	1.5	1.5	1.2	1.0

의 내진 설계시 지반계수 선정을 보다 효율성 있게 할 수 있을 것으로 본다. 다만 본 연구의 결과는 지진시의 실측 기록에 의한 것이 아니고, 외국의 지진 기록을 이용하여 이를 우리나라의 전형적인 지반조건을 토대로 증폭비를 계산한 이론해석을 이용한 결과임을 밝혀둔다. 또한, 말뚝이 설치된 경우의 kinematic interaction 효과의 고려도 외국의 자료를 참고한 것이기 때문에 자료의 제한이 있음을 밝혀두며, 만일 우리나라에서 실제 지진이 발생하여 많은 기록이 정리되면 이 결과와 비교, 검토하

여 우리 실정에 맞는 지반계수의 추천에 대한 연구가 계속적으로 이루어져야 함을 밝혀둔다.

### 참고문헌

1. 김상환 (1985), "Dynamic Analysis of Ground Motion During Earthquake in the Bangkok Area", 대한토질공학회지, 1(1), pp. 13-19
2. 건설부 (1987), "내진설계 지침서 작성에 관한 연구", pp. 50-54

3. 김영석 (1984), "Effect of Embedment on Seismic Motions of Building", M. S. Thesis, The University of Texas at Austin
4. 김원배 (1987), "구조물의 동적 해석을 위한 한반도의 인공지진파 작성", 고려대학교, 박사학위논문
5. 대한주택공사 (1990), "군포 산본지구 지반조사 보고서", 외(1981-1991), "00지구 지반조사 보고서"
6. 임종석, 박찬국, 이한수, 최덕찬, 허숙(1991) "내진설계용 지반계수의 합리적 적용방안", 연구 '91-18, 대한주택공사
7. 한국과학기술원 (1988), "건축물의 내진설계 이론 및 기법"
8. 한국전력공사 기술연구소 (1989), "동역학적 지반특성치의 평가 및 응용에 관한 연구"
9. ATC3-06 (1984), Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings
10. Bullen, D. E., and Bolt, B. A. (1985), "An Introduction to the Theory of Seismology", 4th ed., Cambridge, England : Cambridge University Press.
11. Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E., and Ahmad, S. (1991) "Kinematic Seismic Response of Single Pile and Pile Groups", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, GT12, pp.1860-1879
12. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. (1972), "Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM7, pp. 667-692
13. Ibrahim, A. M., and Hadjian, A. H. (1975), "The Composite Damping Matrix for Three Dimensional Soil-Structure System", Proceedings, Second ASCE Specialty Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, New Orleans
14. Idriss, I. M., Kausel, E., Kennedy, R. F., Lysmer, J., Agrawal, P. K., Seed, H. B., Hadjian, A. H., and Whitman, R. V. (1979), "Analysis for Soil-Structure Interaction Effects for Nuclear Power Plants", Report by the Ad Hoc Group on Soil-Structure Interaction of Committee on Nuclear Structures and Materials of the Structural Division of ASCE, Technical Publications, New York, U. S.A.
15. Idriss, I. M., and Seed, H. B. (1968), "Seismic Response of Horizontal Soil Layers", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM4, pp. 1003-1031
16. Luco, Y.E., and Westmann, R. A. (1971), "Dynamic Response of Circular Footings", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 95, EM5, pp. 1381-1395.
17. Moore, P. J. (1985), "Analysis and Design of Foundations for Vibrations", A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands
18. Ohsaki, Y., and Iwasaki, R. (1973), "On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposit", Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4, pp. 61-73.
19. Paz, M. (1985), "Structural Dynamics". Von Nostrand Reinhold Company Inc.
20. Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B. (1972), "SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC 72-12.
21. Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC 70-10
22. "Uniform Building Code" (1982, 1985, 1988). Chap. 23, Section 2312 : Earthquake Regulations, U.S.A
23. Veletsos, A. S., Wai, Y.T.(1971), "Lateral and Rocking Vibration of Footing", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM9, pp.127-1248.

(접수일자 1992. 5. 4)