



## 2. 동다짐 공법의 이론적 배경

### 2.1 공법 개요



그림 1. 동다짐 공법 적용 현장

동다짐공법은 비교적 두꺼운 연약지반을 신속하고 간단하게 다질 수 있는 공법으로 대개 10ton 내외의 무거운 추를 고공에서 낙하시켜 그 낙하 에너지로 지반을 다지는 공법이다. 또한 사질토 등의 지반개량에 경제적이고 효과적인 것으로 알려져 있다. 근래에는 30ton 이상의 대형추와 30~40m의 매우 높은 낙하고를 사용하여 개량심도가 30m 이상이 되는 초심도 동다짐 공법도 등장하고 있다. 동다짐 공법은 대형추의 낙하시 발생하는 충격력과 진동력을 이용한다. 따라서 다짐 현상이 발생하는 과정은 정역학적 이론에 기초한 다짐현상 뿐만 아니라 동적현상에 의한 다짐이 동시에 발생한다. 그러나 그 개량심도, 범위 등 효과 분석은 주로 경험식에 많이 의존하여 왔다. Menard(1975) 이후 동다짐 공법에 대한 많은 연구가 있었으나 동다짐은 기본적으로 충격지점 주위에 큰 소성변위를 유발시키는 공법으로서 이러한 파괴이후의 지반거동에 대한 근본적 규명은 현실적으로 매우 어려운 실정이다.

### 2.2 유효다짐심도 결정 방법

동다짐 공법 적용시 유효다짐심도 결정 방법으로서 현재까지 제시되어 있는 이론들을 정리하면 다음과 같다.

일반적으로 느슨한 지반의 두께 즉, 소요 개량 심도는 지반 조사를 통해서 알 수 있다. 개량 심도와 탬퍼 질량과 낙하고 사이에는 다음과 같은 경험식이 제시되어 있다(Menard 등, 1975).

$$D = n(WH)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

여기서,  $D$  = 개량 심도 (m)

$W$  = 탬퍼의 질량 (Mg)

$H$  = 낙하고 (m)

$n$  = 1.0이하인 경험 계수

경험계수  $n$ 은 탬퍼의 질량과 낙하고가 아닌 개량 심도에 영향을 미치는 요소를 설명하기 위한 것이다. 그림 2로부터 알 수 있듯이  $n$ 은 대상 지역에 대하여 0.3 ~ 0.8의 범위를 갖는다. 한 현장에서 총 적용 에너지의 크기는 개량 심도에 약간의 영향을 준다. 그림 3은 탬퍼의 낙하 횟수에 대하여 측정된 개량 심도를 설명하고 있다. 모래질 지반에서는 한 지점에서 단지 2 ~ 4회 낙하 후, 최대 개량 심도의 거의 90%가 이루어진다. 점토질 지반의 경우는, 한 지점에서 14회 낙하 후에도 아직까지 계속적인 개량 효과가 발생한다. 대부분의 현장에서는 특정 지점에서 7 ~ 15회의 낙하를 실시한다. 모래질 지반에서는 최대 개량 심도에 도달하지만, 점토질 지반에서는 추가 에너지의 적용에 의해서 약간의 추가적인 개량 심도가 발생하게 된다.  $n$ 의 변화는 다음과 같은 요인에 의해 발생한다(Chin 등, 1995).

- ① 크레인의 낙하 과정에서 발생하는 역학적 효율
- ② 적용되는 에너지의 총합
- ③ 지반 종류

- ④ 에너지 흡수층의 존재 여부
- ⑤ 다짐이 이루어져야 하는 층 상부 및 하부에 딱딱한 층의 존재 여부
- ⑥ 탬퍼의 접지압

탬퍼를 단일 케이블로 올리고 내리는 탬퍼에 에너지가 적용되고, 평균 작용 에너지가 1 ~ 3MJ/m<sup>2</sup> 인 경우, 식 (1)에 제시되어 있는 계수 n은 표 1에 제시된 바와 같이 지반 종류와 관련이 있다.

표 1. 지반 종류에 따른 추천 n값(Chin 등, 1995)

지반 종류	포화도	추천 n값*
투수계수가 큰 지반 - 자갈질 지반	높다	0.5
	낮다	0.5 ~ 0.6
반투과성 지반 : 소성 지수가 8 이하인 실트로 주로 이루어진 지반	높다	0.35 ~ 0.4
	낮다	0.4 ~ 0.5
불투수성 지반 : 주로 점토질 흙으로 소성 지수가 8 이상인 지반	높다	0.35 ~ 0.40 (함수비가 소성 한계 이하여야 한다.)
	낮다	

\*적용 에너지가 1 ~ 3 MJ/m<sup>2</sup>이고, 자유 스푼 드림으로 단일 케이블을 이용하여 탬퍼 낙하를 하는 경우.

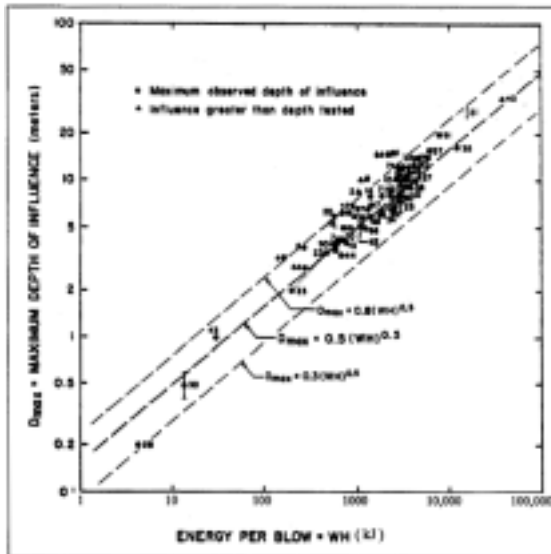


그림 2. 최대 영향 깊이와 타격당 에너지 사이의 관계(Chin 등, 1995)

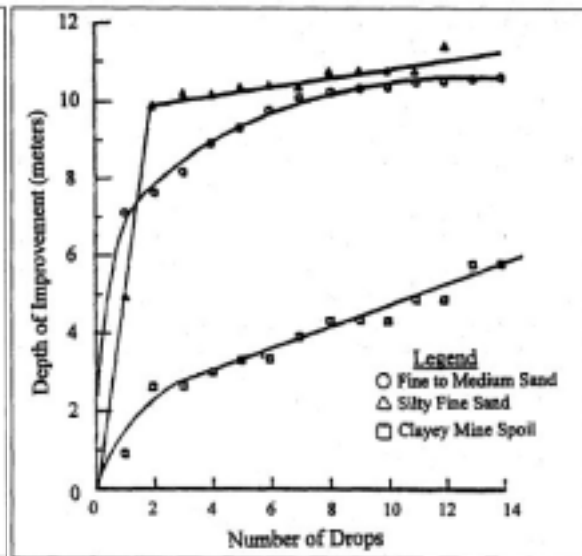


그림 3. 낙하 횟수에 따른 유효개량심도의 변화(Chin 등, 1995)

### 2.3 최대충격하중 결정 방법

동역학적 이론을 이용한 간단한 방법으로서, 타격시에 힘-시간 반응 관계도는 삼각형 형태로 가정할 수 있다. 이 가정은 그림 4에 제시된 두 개의 시간에 따른 감속도(deceleration)의 변화 곡선을 이용하여 설명될 수 있다. 그림 4에 제시되어 있는 바와 같이, 탬퍼가 지반에 충돌하는 시간을 원점 시간으로 잡았을 때, 속도 ( $v_i = \sqrt{2gH}$ )의 미소 시간의 변화량에 대한 변화량을 도시한 그림이다(Paul 등, 1994).

운동량 보존의 법칙을 이용하여, 시간-하중 곡선 하부의 면적은 운동량의 변화와 같아야 한다. 자유

낙하운동에 대해서 충격시의 속도(  $v_i = \sqrt{2gH}$  )는 감속도가 완료된 시점에서는 0이 되기 때문에 최대 충격 하중을 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$\frac{1}{2} F_{\max} \Delta t = m \Delta v \quad (2)$$

$$F_{\max} = \frac{2W\sqrt{2gH}}{g\Delta t} \quad (3)$$

여기서,  $F_{\max}$  = 최대 동역학적 하중 =  $ma_{\max}$ ,  $\Delta t$  : 충격하중이 작용하는 시간,  $m$  = 추의 질량 =  $W/g$ ,  $\Delta v$  : 속도의 변화량,  $a_{\max}$  : 최대 감속도량,  $g$  : 중력가속도,  $H$  : 낙하고

그러나, 실제 탬퍼의 낙하는 낙하시 주변 지반의 영향으로 자유낙하운동을 하지 않는다. 이 운동계의 자연주기를 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4)$$

여기서,  $T=2\Delta t$  = 진동 주기(period of vibration),  $k=4Gr_0/(1-\nu)$  = 운동계의 연직 강성도,  $G$  = 전단 탄성계수,  $r_0$  = 탬퍼의 반경,  $\nu$  = 프아송비

따라서, 최대 충격력은 다음과 같이 산출될 수 있다.

$$F_{\max} = \sqrt{\frac{32WHG r_0}{\pi^2(1-\nu)}} \quad (5)$$

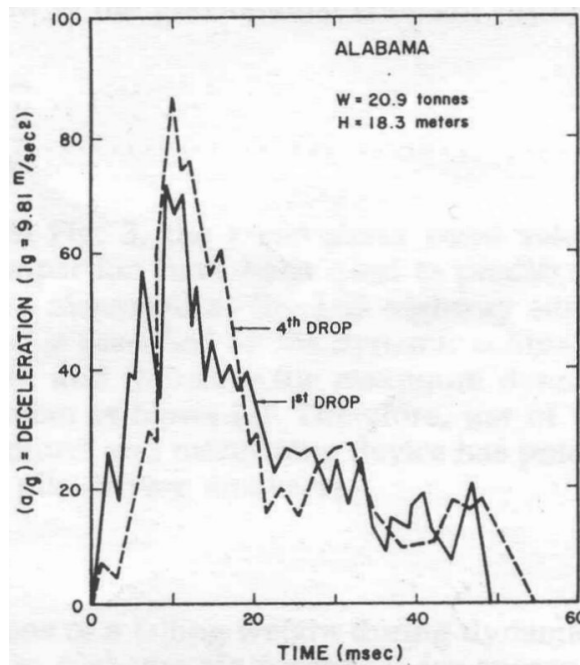


그림 4. 동다짐 동안에 계측한 탬퍼의 감속도 반응 곡선

### 3. 해석 방법

본 연구에서 FLAC 3D(ver. 2.0)의 동역학적 해석법을 이용해서 동다짐시의 지반 거동을 분석하였다. 해석 mesh 및 경계조건이 그림 5에 제시되어 있다. 지반 거동 모델은 Mohr-Coulomb 규준을 적용하였다. 해석상의 경계조건은 지반 상·하부면 및 측면을 quiet boundary, 지반 측면을 free filed boundary로 설정함으로써 실제 수치해석을 무한한 지반으로 간주하여 해석상 경계부에서의 반사파에 의해 발생하는 영향을 배제하였다. 충격하중은 mesh 상부면 중앙에 10회 타격하는 것으로 모델링하였으며, 해석 mesh의 크기는 20m×20m×20m로 설정하였으며, 지반 변형 현상을 고려하기 위하여 대변형 모드(large strain mode)로 해석을 실시하였다. 동적 하중은 현장 텀퍼에 의해 지반에 작용하는 하중으로 그림 4에 제시된 바와 같이 삼각형 분포로 가정하였으며, 최대 충격하중은 식 (5)를 이용하여 산출하였다. 이렇게 적용한 동적 하중의 모식도가 그림 6에 제시되어 있다. 충격 하중은 그림 4에 제시된 바와 같이  $\Delta t$ 를 0.06sec로 설정하여 진동 주기를 8.33Hz로 설정하였다.

지반 물성치는 N값이 10, 20, 30인 경우에 대하여 Dunham(1954)의 관계식 중 입자가 둥글고 입도분포가 균일한 모래인에 해당하는  $\phi = \sqrt{12N+15}$ 를 이용하였으며, 점착력은 모든 경우에 대하여 일률적으로 0.3 ton/m<sup>2</sup>, 단위중량은 도로설계요령(2002)에서 밀실하지 않은 사질토의 경우인 1.70tf/m<sup>3</sup>를 사용하였다. 변형계수는 Schmertmann(1978)의 제안식 중 세립~중간 정도의 모래의 식에 해당하는  $E_s/N=7$ 의 식을 이용하였다. 프아송비는 일률적으로 0.30을 적용하였다.

이렇게 산출한 결과들은 모두 정역학적 이론 및 실험에 의해 산출한 것이다. Vesic (1973)에 의하면, 동역학적 방법에 의해 산출한 내부마찰각은 정역학적 방법에 의해 산출한 내부 마찰각보다 2° 가량 작은 것으로 밝혀졌다. 또한, Das(1993)는 동역학적 방법을 이용하여 산출한 탄성계수가 정역학적 방법에 의해 산출한 탄성계수에 비해 2배 가량 크다는 것을 발표하였다. 따라서, 앞서 산출한 내부마찰각 및 탄성계수는 이러한 근거에 의거해서 수정을 실시하였다(표 2에 참조).

해석 조건은 먼저, 다짐판의 넓이는 한변의 길이가 2, 3, 4m의 정사각형 형태인 세 가지 경우를 고려하였으며, 최대 충격하중은 식 (5)를 이용하여 10m의 높이에서 10ton의 텀퍼가 낙하시의 최대충격하중 및 그 2, 3배에 해당하는 값을 최대충격력을 다짐판 전체가 균등하게 받는 조건으로 고려하였다. 이것은 다짐판의 강성도가 매우 크다는 점을 고려한 것이다. 이렇게 산출된 지반 물성치 및 동다짐 해석에 사용된 여러 요소를 정리하면 표 2와 같다.

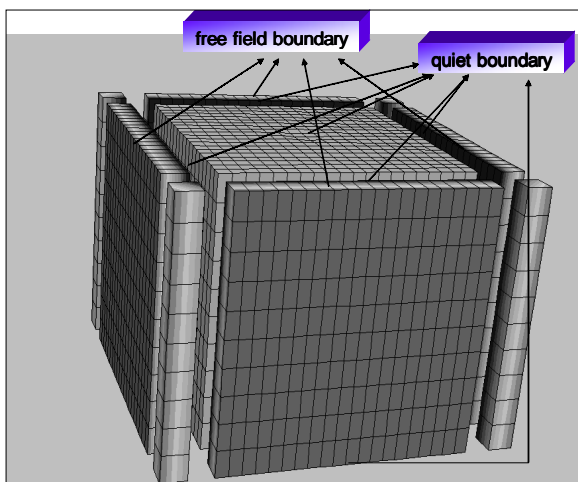


그림 5. 해석 mesh 및 경계조건

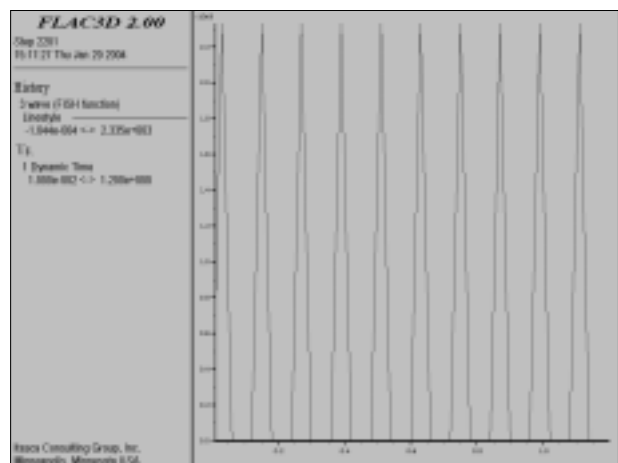


그림 6. 적용 하중 모식도

표 2. 해석 적용 지반 정수 및 동다짐 제원

해석 조건	다짐판의 크기 (m <sup>2</sup> )	최대충격력 (kN)	지반 조건				
			내부마찰각 (°)	탄성계수 (t/m <sup>2</sup> )	단위중량 (t/m <sup>3</sup> )	점착력 (t/m <sup>2</sup> )	프아송비
1	4	4,669	24.95	700	1.70	0.3	0.30
2	9	4,669	24.95	700			
3	16	4,669	24.95	700			
4	4	9,338	24.95	700			
5	9	9,338	24.95	700			
6	16	9,338	24.95	700			
7	4	14,007	24.95	700			
8	9	14,007	24.95	700			
9	16	14,007	24.95	700			
10	4	4,669	28.49	1,400			
11	9	4,669	28.49	1,400			
12	16	4,669	28.49	1,400			
13	4	9,338	28.49	1,400			
14	9	9,338	28.49	1,400			
15	16	9,338	28.49	1,400			
16	4	14,007	28.49	1,400			
17	9	14,007	28.49	1,400			
18	16	14,007	28.49	1,400			
19	4	4,669	31.97	2,100			
20	9	4,669	31.97	2,100			
21	16	4,669	31.97	2,100			
22	4	9,338	31.97	2,100			
23	9	9,338	31.97	2,100			
24	16	9,338	31.97	2,100			
25	4	14,007	31.97	2,100			
26	9	14,007	31.97	2,100			
27	16	14,007	31.97	2,100			

#### 4. 해석 결과 및 분석

##### 4.1 지반 거동 분석

동다짐 적용시 지반의 다짐 메커니즘은 먼저 지반의 압축파(P-파)에 의한 압축이 발생한 직후 전단 파(S-파)에 의해 지반 내부에서 전단 현상이 발생하는 것으로 조사되어 있다. 즉, 압축파 전단 현상에 의해서 체적 감소가 발생하는 것이다. 이렇게 지반 내부로 발생하는 동적파동에너지로 인하여 최대 압축현상이 발생하는 지점 상부에서는 하향의 압축 현상이 발생하게 되며, 최대 압축현상이 발생하는 지점 하부에서는 두꺼운 판이 존재하는 것과 같이 압축파가 되어 다시 상부로 진행되는 현상이 발생하는 것이다. 따라서 본 연구에서는 지반의 다짐 현상을 조사하기 위하여 체적 변형률에 대한 자료를 이용하여 지반의 체적 변형률이 최대로 발생하는 지점을 유효다짐심도로 결정하였다.

그림 7 (a) ~ 7 (c)에 1차 타격이 진행되는 동안 지반 내부에서 발생하는 체적 변형률도를 도시한 것이다. 그림 7 (a) 및 7 (b)에서 알 수 있듯이 텀퍼가 지반과 접촉하고 있는 시간 동안 체적 변형률의 변화가 크게 발생하는 지점의 면적이 점차 하향을 향하게 되는 것을 알 수 있다. 또한, 그림 7 (b) 및 7 (c)에서 알 수 있듯이, 텀퍼를 공중으로 이동 중인 경우는 지반의 탄성 체적 변화량의 재복원으로 인하여 체적 변형률 구간이 다시 상향으로 좁아지는 것을 알 수 있다. 그림 7 (c) 및 7 (d)는 1차 타격이 종료된 시점과 10차 타격이 종료된 시점에서의 체적 변형률 변화이다. 그림 7 (c)에서는 타격이 이루어진 지반 상부에서 체적 변형률의 감소(체적 감소) 현상이 발생하지만, 10차 타격이 종료된 시점에서는 체적 변형률의 증가(체적 증가) 현상이 발생하는 것을 알 수 있다.

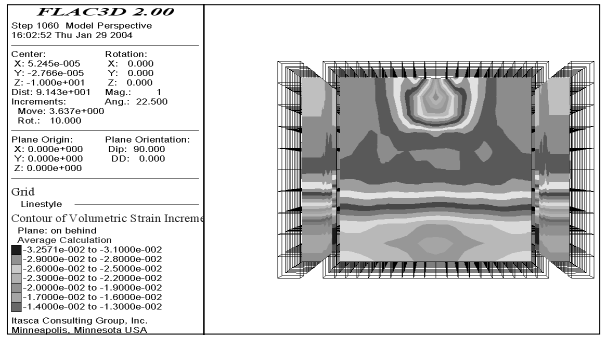
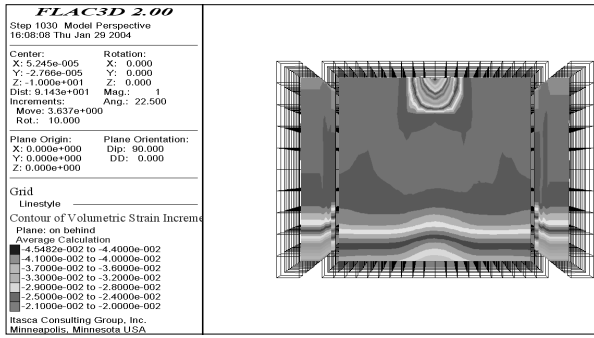


그림 7 (a). 1차 타격시 최대압축하중이 작용하는 시점에서의 체적 변형률도

그림 7 (b). 1차 타격시 템퍼를 올리는 시점에서의 체적 변형률도

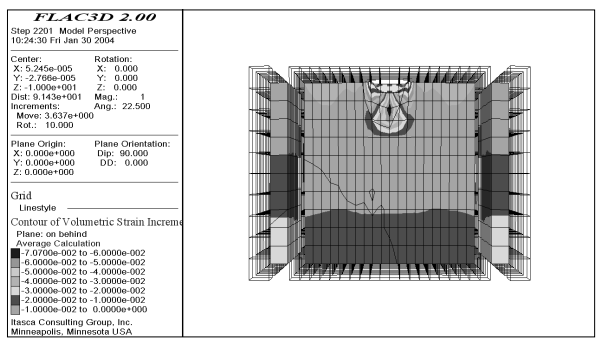
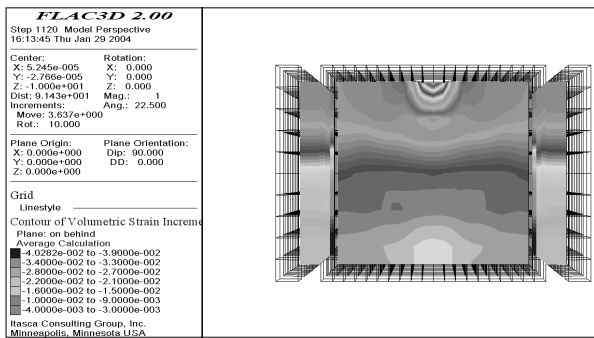


그림 7 (c). 2차 타격이 이루어지기 직전의 체적 변형률도

그림 7 (d). 10차 타격이 완료된 시점에서의 체적 변형률도

## 4.2 유효다짐심도에 영향을 주는 인자 분석

본 연구에서는 유효 다짐 심도에 영향을 주는 인자로서 지반 조건과 다짐판의 면적, 최대충격하중을 고려하였다. 이러한 해석 결과가 그림 8에 제시되어 있다. 그림 8의 범례에서의 해석 명칭은 표 2에서 제시한 바와 같다. 해석 결과에서 알 수 있듯이 대부분의 다짐은 2~4회 타격시까지 큰 변화가 있으며 이후는 유효다짐심도의 변화가 작은 것을 알 수 있다. 각 인자의 유효다짐심도에 미치는 영향을 살펴보면 다음과 같다.

### 4.2.1 지반 조건

그림 8(a)로부터 알 수 있듯이 N치가 증가하는 지반, 즉 지지력 및 침하 특성이 양호한 지반 일수록 유효다짐심도가 작아짐을 알 수 있다. 이 경향은 표 1에 제시된 유효 다짐 심도 결정을 위한 n값 결정에서 제시한 내용과 유사하다고 할 수 있다. 즉, 유효 다짐 심도는 지반 조건이 양호할수록(N치가 증가할수록) 선형으로 증가하는 경향을 나타낸다고 할 수 있다.

### 4.2.2 최대 충격하중

그림 8(b)에서 알 수 있듯이 최대 충격하중이 증가할수록 유효다짐심도의 깊이가 증가하는 것을 알 수 있다. 이것은 기존 연구 결과인 식 (1)에서도 쉽게 확인할 수 있다.

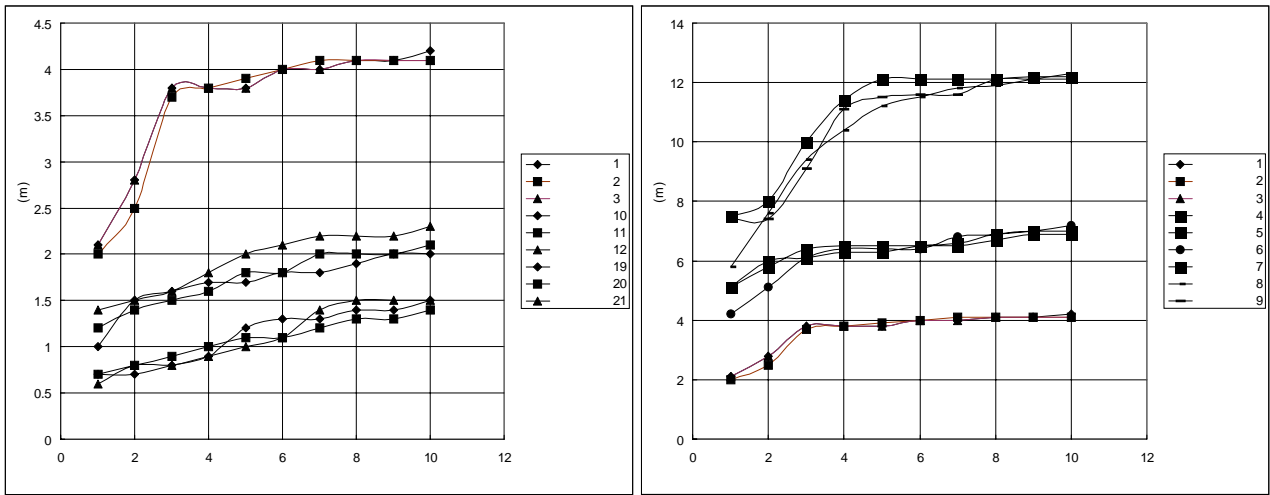


그림 8(a). 타격 횟수에 따른 유효다짐깊이의 변화    그림 8(b). 타격 횟수에 따른 유효다짐깊이의 변화

### 4.2.3 다짐판의 면적

그림 8(a) 및 8(b)에서 알 수 있듯이 다짐판의 면적은 유효다짐심도에 거의 영향을 주지 않는 것을 알 수 있다. 이것은 다짐심도를 최대 체적변형률이 발생한 지점이라는 정의에 의해서 설명될 수 있으며, 다짐도를 조사했을 때에는 체적변형률의 크기로 결정할 수 있다. 이것은 앞선 2.2 절의 유효다짐심도 결정을 위한 식 (1)에 포함되어 있는 계수 n에 대한 영향 인자 중, 다짐판의 두께는 고려 인자에 포함되지 않은 것으로도 설명될 수 있을 것이다.

## 5. 결론

본 연구에서는 동다짐 공법 적용시 유효다짐심도에 영향을 미치는 인자들을 수치해석적 방법을 이용하여 검토하여 보았다. 연구 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 지반 조건에 대한 고려로서, 지반 조사 결과인 N치가 증가할수록 유효다짐심도의 깊이는 반대로 감소하는 것으로 나타났다.
- (2) 동다짐 장비에 대한 검토로서, 지반 내부에 발생하는 최대충격하중이 증가할수록 유효다짐심도는 증가한다.
- (3) 다짐판의 면적은 실제 유효다짐심도에 거의 영향을 주지 않는 것으로 밝혀졌다.
- (4) 추후 연구과제로서, 현장 계측자료를 이용한 충분한 검증이 필요할 것으로 사료된다.

## 참고문헌

1. 한국도로공사(2002), 도로설계요령, 한국도로교통협회.
2. Das, B. M.(1993), Principles of soil dynamics, PWS-KENT publishing company.
3. Chien-Tan Chang, Jerry Dimaggio(1995), Dynamic Compaction, Federal Highway Administration.
4. Itasca Consulting group, Inc.(1997), FLAC3D manual(Ver. 2.0).
5. Menard, L.(1975), "Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation," Geotechnique, Vol. 25, No. 1, pp. 3-17.
6. Paul W. Mayne, Jones S. Jones, Jr.(1983), "Impact Stresses During Dynamic Compaction", Journ. of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 109, No. 10.
7. Vesic, A. S.(1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journals of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, pp. 45 ~ 73.