



# 콘크리트 포장의 다웰바 전단거동 실험

## Stiffness Test of Dowel Bar for Jointed Concrete Pavement

양 성 철\*                      최 재 곤\*\*  
 Yang, Sung Chul              Choi, Jae Gon

### Abstract

Shear test procedure for concrete-dowel interaction was proposed along with determination of dowel support reaction factor or shear spring stiffness constant using the spreadsheet example. For this task, three AASHTO-type standard specimens were prepared to simulate behavior of the jointed concrete pavement. A side support system was adopted to minimize twisting of the test specimen which had been observed in a preliminary test. A typical elastic behavior of the dowel-concrete interaction was observed from several test loops of loading, unloading and reloading procedures. However load versus slab displacement represents to be nonlinear. Test results show that the dowel support reaction factor ranges from 550-880 GN/m<sup>3</sup>, which is 1.4-2.2 times greater than 407 GN/m<sup>3</sup> proposed by Yoder and Witczak. This is because less torsional distraction was occurred with the help of a side support system adopted in this experiment. The dowel support reaction factor or shear spring stiffness constant obtained from the procedures proposed in this paper may be used as a reference data for the structural analysis of jointed concrete pavement.

**Keyword :** *dowel, shear test, dowel support reaction factor, shear spring stiffness constant, relative displacement*

### 요 지

본 연구에서는 콘크리트포장의 다웰바 전단시험 절차와 실험결과를 이용하여 PC 스프레드시트에서 다웰바의 지지력계수와 전단 스프링 강성계수를 산정하는 절차를 제시하였다. 세 개의 시험체를 통해 AASHTO의 다웰바 전단실험을 수행하여 콘크리트 포장의 불연속면에서의 전단거동을 모사하였다. 예비실험을 통해 발생한 비틀림 변형을 최소화하기 위해 측면 고정대 사용하여 실험하였다. 초기하중에서의 하중의 재하(load), 제하(unloading), 재재하(reloading)를 반복수행한 결과 탄성적인 거동을 보여준다. 그러나 전체 하중 범위에서는 다웰바의 지지력계수 또는 전단 스프링 강성계수는 슬래브의 상대 처짐 또는 재하하중에 따라 비선형으로 거동함을 보여준다. 본 실험에서 얻어진 다웰의 지지력계수는 550-880GN/m<sup>3</sup>으로서 Yoder와 Witczak이 제안하는 407GN/m<sup>3</sup>보다는 1.4-2.2배가 크게 산정되었다. 이는 측면 고정대를 사용함으로써, 실험시 예상되는 비틀림 변형이 기존의 실험에 비해 적었던 것으로 판단된다. 본 실험에서 얻어진 다웰의 지지력계수 또는 전단 스프링 강성계수는 다웰바를 이용한 콘크리트 불연속면의 구조해석 시 참고자료로 활용될 수 있다.

**핵심용어 :** *다웰, 전단시험, 지지력계수, 전단 스프링 강성계수, 상대 처짐*

\* 정회원 · 홍익대학교 건축공학부 부교수·공학박사  
 \*\* 정회원 · CH엔지니어링(주) 대라·공학석사



# 1. 서론

불연속면은 콘크리트 포장의 구조적 취약부로서 포장거동 및 공용성에 지대한 영향을 미친다. 불연속면의 합리적 설계법 개발은 콘크리트 포장의 내구성 및 공용성 증진을 위한 중요한 요소이다. 따라서 국내 콘크리트 포장에 적합한 합리적인 불연속면 설계법과 설계 입력 자료에 대한 정량화가 필요하다. 이를 위해 한국형 포장설계법 개발연구가 현재 수행 중에 있다.[1]

다웰 작용은 철근이 묻힌 두 콘크리트가 철근에 수직인 방향으로 상대변위를 하는 것이다. 이 때 철근은 두 콘크리트에 의해 지지되므로, 균열(또는 줄눈) 주위에는 높은 국부 응력이 발생한다. 다웰 강도는 탄성지반 위의 보에 힘이 작용하는 것과 같이 생각하여 구할 수 있으며 다웰 강도에 영향을 미치는 요소로는 콘크리트 강도, 철근 항복응력, 철근 직경, 균열 또는 줄눈 폭과 철근의 피복두께와 배열 등이 있다. [2-6]

다웰바는 하중 전달 장치이므로 타이바보다 크고 다웰 응력이 전단, 휨, 지지력으로부터 발생하므로 콘크리트상의 전단, 휨, 지지력에 대한 저항을 제공하기 위해 밀접한 간격으로 놓여진다. 콘크리트포장에서의 다웰바의 기본적인 하중전달 방법은 전단력에 의한다. 비록 어느 정도의 하중전달이 휨에 의한 경우도 있지만 그 양은 미비해서 콘크리트포장의 거동을 해석하는데 고려하지 않는다. 또 타이바와 달리 다웰바는 포장 슬래브의 자유로운 움직임을 유지하기 위해 한쪽 끝이 고정되어 있지 않고 매끈하고 코팅되어 사용하고 있다.

줄눈 콘크리트포장의 경우 다웰바는 긴 슬래브의 줄눈 또는 골재 맞물림에 의한 하중 전달이 의심되어지는 곳에 사용되어 진다. 줄눈과 다웰바의 설계는 주로 경험적 방법에 의존하며 횡방향 줄눈부의 하중을 전달하며 횡방향줄눈 두 판의 단차 및 팽팽현상을 최소화 한다.[3,4,6,9]

다웰바의 설계는 다웰바가 받게 되는 지지응력과 다웰바의 허용 지지응력으로서 설계하는데, 다웰바에 생기는 지지응력이 허용 지지응력보다 크

지 않도록 설계한다. 다웰바의 지지응력은 다웰바의 전단 저항 실험에 의해 측정된 상대 처짐과 다웰 지지력계수를 통해 산정된다. 다웰 지지력계수에 관한 실험연구는 Yoder와 Witczak 를 포함하여 소수에 의해 연구되었다.[4] 최근에는 미국의 아이오와 주립대학에서 연구된 바 있으나 현재까지는 그 값의 범위가 다소 넓게 분포되어 있다.[3,4,6]

다웰바의 전단거동에 영향을 미치는 주요 인자로는 다웰바의 형상, 크기, 재질 등으로 알려져 있다. 본 연구에서 사용된 부재의 형태와 다웰바의 크기, 재질은 현재 다웰바-콘크리트 거동이 가장 많이 사용되고 있는 콘크리트 도로 슬래브 모형을 기초로 제작하여 AASHTO에서 제시하는 규준에 의거해 다웰바의 전단 성능을 평가하였다.[3] 기존의 포장구조해석 프로그램에서는 다웰바의 모형을 무한 강성 스프링 계수를 사용함으로써 국부적으로 과도한 응력이 발생하는 단점이 있는데 비해, 실험을 통해 얻은 다웰바의 지지력계수를 사용함으로써 보다 신뢰성이 있는 구조해석이 될 것이다.

# 2. 기본 모델 방정식

## 2.1 인접슬래브의 상대 처짐

다웰바가 있는 줄눈부에 하중이 집중되어 인접한 슬래브로 전달되는 경우의 다웰바에 재하되는 하중(P)은 다음과 같이 표현된다.[1-3,4,6,9]

$$P = (S_b \cdot C_\Delta) \times \Delta \quad (\text{식 1})$$

여기서,  $S_b$ : 다웰바의 간격

$C_\Delta$ : 줄눈부의 전단 스프링 강성 계수

$\Delta$ : 인접한 두 슬래브의 처짐 차이

하중 전달 거동에 있어서 처짐( $\Delta$ )은 줄눈부에서의 다웰 하부 콘크리트의 처짐, 다웰바의 기울기에 의한 처짐, 전단 처짐, 휨 처짐으로서 그림 1과 같이 구분된다. 총 변형은 식(2)로서 표현된다.

$$\Delta = 2y_0 + z \left( \frac{dy_0}{dx} \right) + \delta + \frac{Pz^3}{12EI} \quad (\text{식 2})$$

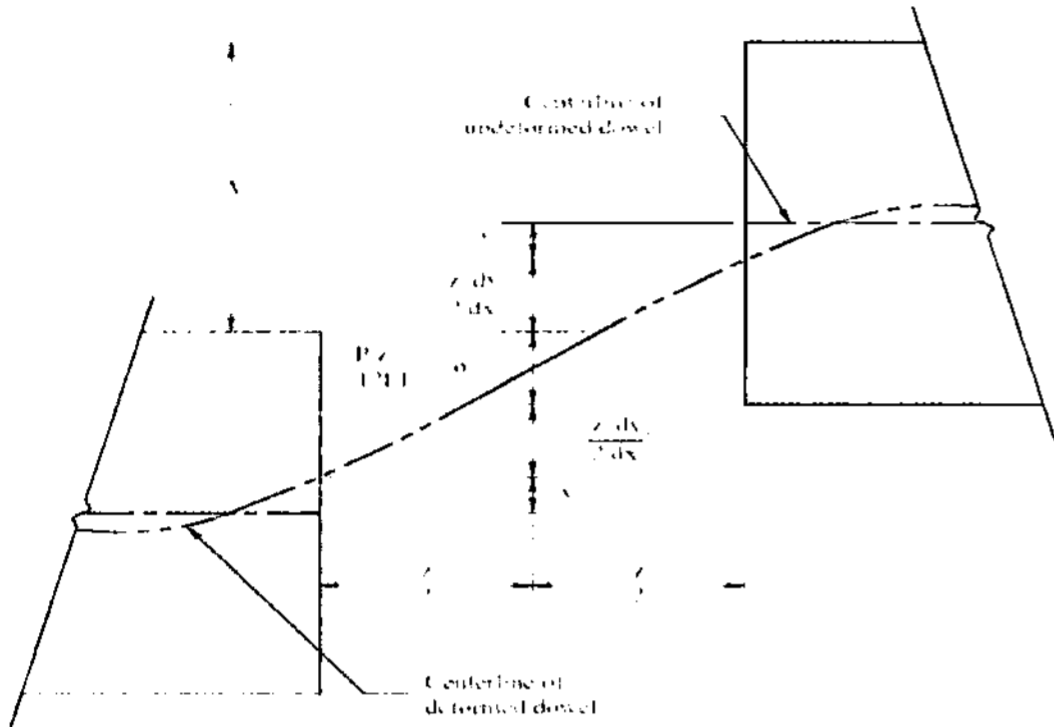


그림 1. 인접슬래브의 상대 처짐 개념도[4]

여기서,

$y_0 = \frac{P}{4\beta^3 EI} (2 + \beta z)$ : 줄눈부에서의 다웰 하부 콘크리트의 처짐

$\frac{z}{2} \left( \frac{dy_0}{dx} \right)$ : 다웰바의 기울기에 의한 처짐

$\delta = \frac{\lambda Pz}{AG}$ : 전단 처짐

$\frac{Pz^3}{12EI}$ : 휨 처짐

$\beta$ : 콘크리트 내부 다웰바의

상대 강성 =  $\left( \frac{K_0 d}{4EI} \right)^{0.25}$

$P$ : 단일 다웰바에 재하되는 하중

$\lambda$ : 형상계수(form factor, 원형단면일 경우 10/9)

$z$ : 줄눈 폭

$A$ : 다웰바의 단면적

$G$ : 다웰 전단탄성계수

$E$ : 다웰 탄성계수

$K_0$ : 다웰 지지력계수

$I$ : 다웰바의 단면2차모멘트

$d$ : 다웰바의 지름

그림 1에서 두 인접 슬래브가 매우 가까이 위치할 경우 다웰바의 기울기에 의한 처짐과 다웰의 휨변형은 일어날 수 없는 매우 적은 수치이므로 소거하고 줄눈부 양 슬래브 다웰 하부 콘크리트의 변형  $y_0$ 와 다웰바로 인한 전단 변형  $\delta$ 가 존재하게 된다. 이에  $y_0$ 와  $\delta$ 만을 고려하면 식(3)이 된다.

$$\Delta = 2y_0 + \frac{\lambda Pz}{AG} \quad (\text{식 3})$$

그러므로 총 처짐량은 다음식과 같이 정리된다.

$$\Delta = \frac{P(2 + \beta z)}{2\beta^3 EI} + \frac{10}{9} \frac{Pz}{GA} \quad (\text{식 4})$$

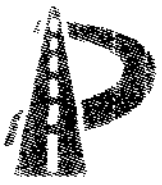
전단 스프링 강성 계수  $C_\Delta$ 는 위의 식 (1)과 (4)로부터 다웰바의 간격  $S_b$ 를 사용하여 식(5)와 같이 표현된다.

$$C_\Delta = \frac{1}{S_b \left( \frac{2 + \beta z}{2\beta^3 EI} + \frac{10}{9} \frac{z}{GA} \right)} \quad (\text{식 5})$$

## 2.2 $K_0$ 와 $y_0$ 의 상관관계

다웰의 지지력계수를 구하는 시도가 여러 연구자들에 의해 진행되었다. 일부는 실험을 통해 구하였고, 다른 부류는 해석 자료를 바탕으로 하여 지지력계수를 구하였다. 아직까지는 표 1의 자료와 같이 연구자들 간에 어떤 값이 적당한 지지력계수의 값인지에 대한 논란이 있다.

Friberg는 실험을 통해 54.2~1,355GN/m<sup>3</sup>의 값을 보고하였다.[6] Friberg는 다웰바의 지지계수가 콘크리트의 탄성계수의 25% 보다는 작지 않을 것이라는 경험을 바탕으로 271GN/m<sup>3</sup>이 적당한 값이라고 주장하고 있다.[6] Yoder와 Witczak는 Grinter와 같이 다웰바의 지지계수가 81.3~407GN/m<sup>3</sup>의 값을 가지지만 설계시 407GN/m<sup>3</sup>를



사용할 것을 권장한 바 있다.[6]

표 1. 여러 연구자들이 제시한 다웰의 지지력계수( $K_0$ )[6]

연구자	다웰의 지지력계수( $\text{GN}/\text{m}^3$ )	
	범주	제안값
ISU	36.0~580	-
Friberg	54.2~1,355	271
Grinter	81.3~407	-
Yoder, Witczak	81.3~407	407

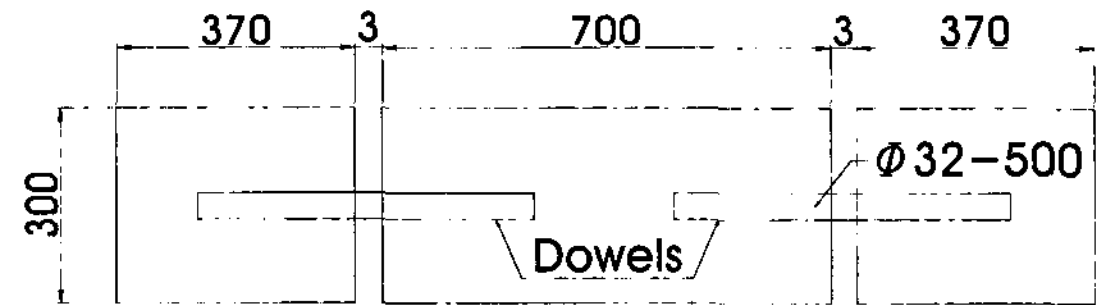


그림 2. 전단시험시편 개념도

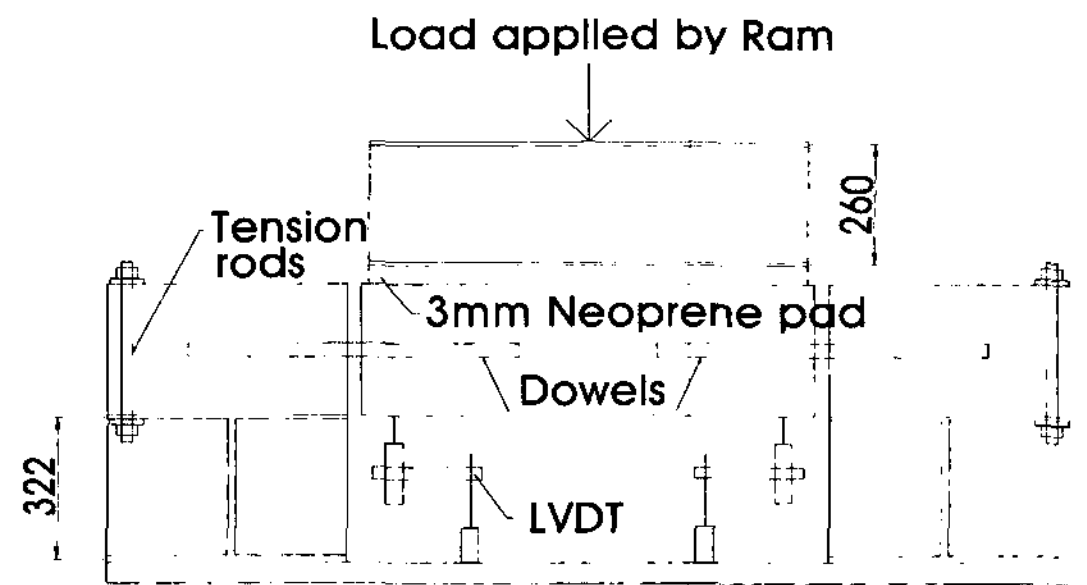


그림 3. 전단시험 시설 배치도

### 3. 하중전달 성능 시험방법 및 실험준비

하중전달 성능시험으로서 가장 많이 사용되고 있는 방법이 AASHTO에서 제시하고 있는 전단시험방법이다. 여러 연구자들의 경험에 의하면 하중전달의 성능이 공용연수 즉 피로누적에 따라 변할 것이라고 지적하고 있다. 다만 본 연구에서는 기초적인 연구로서 AASHTO 정적 시험방법을 채택하였다.

#### 3.1 AASHTO 정적 시험방법

다음 그림 2는 AASHTO에서 제시하는 다웰바의 전단 성능을 평가하는 실험을 보여주는 개념도이다. 그림 3은 본 연구에서 채택한 AASHTO 전단시험 시설 배치도를 보여준다. 골재의 맞물림을 현 연구단계에서는 고려하지 않고 있다. 다만 줄눈 폭은 AASHTO에서 수정 제시한 3mm가 타당한 것으로 판단된다. 그림 3의 전단시험 시설 배치도는 ISU에서 채택한 시설 배치도와 유사하다.[3,6] 제원이 상이한 것으로는 시험체의 깊이가 250mm에서 300mm로 수정되었고 하부 H형강이 ISU에서 사용된 단면계수와 유사한 범위의 제원으로 사용되었다.[3,6]

#### 3.2 시험체 제작 및 가력방법

다웰바의 전단거동에 영향을 미치는 주요 인자로는 다웰바의 형상, 크기, 재질 등으로 알려져 있다. 본 실험을 위해 우리 고속도로에서 사용하는 코팅된 강재 다웰바( $\Phi 32-500$ )를 사용하여 AASHTO 정적실험을 수행하였다.

콘크리트는 단위시멘트량이 400kg이 사용된 고강도 콘크리트 배합을 사용하였다. 그림 4와 같이 철재 거푸집을 사용하여 시험체는 총 4개를 제작하여 그림 5와 같이 가력 프레임에 장착하였다. 참고로 1개의 시편은 실험과정에서 비정상적으로 다뤄져서 본 실험의 결과해석에서는 최종 누락시켰다.

하중은 8.9kN/min(2000lbf/min)의 재하속도로 가했다. AASHTO TP 253 시험방법을 약간 수정하여 가해진 하중에 따라 발생하는 상대 처짐( $\Delta$ )은 시편의 하부에 설치된 4개의 LVDT를 이용하여 데이터로거를 통해 변형을 측정하였다.

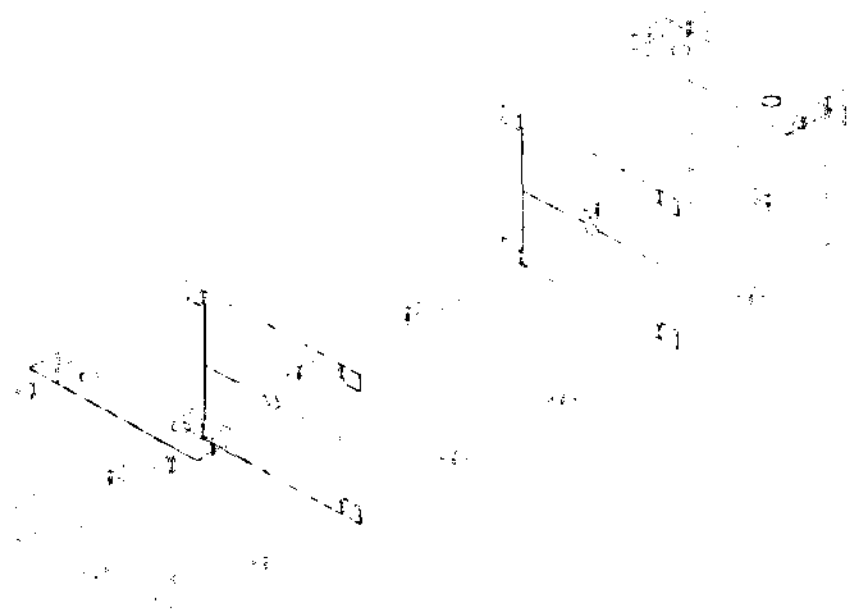


그림 4. 시험체 거푸집 모형

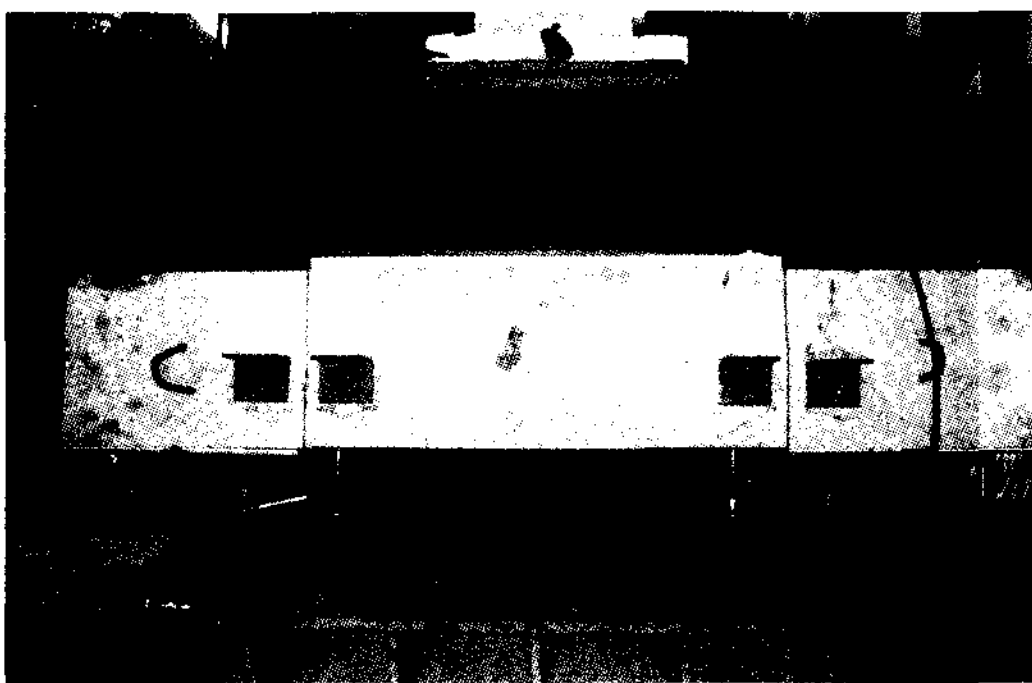


그림 5. 가력 프레임에 장착된 시험체

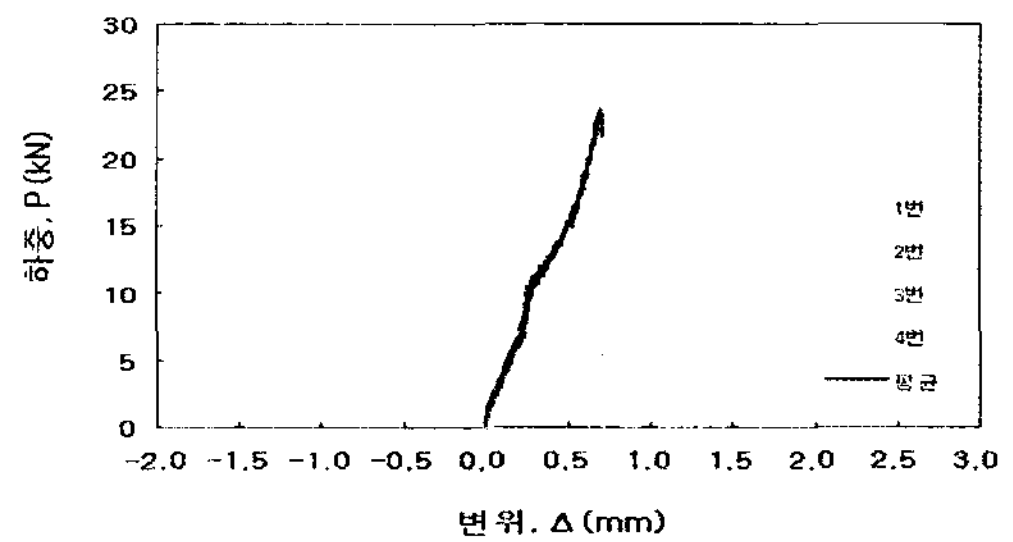
## 4. 실험준비

본 실험은 예비실험[2 3]과 전체거동을 분석하는 실험으로 2단계로 구분하였다. 예비실험에서는 하중을 13-32kN까지만 재하하여 3개 시편에 대해 비틀림 발생 등의 유무를 점검하였다. 예비실험에서 도출된 문제점을 보완한 후 전체거동 실험에서는 최대하중까지 재하하여 파괴하중 및 형태, 최대하중 및 전체적인 하중 변위 관계를 조사하였다.

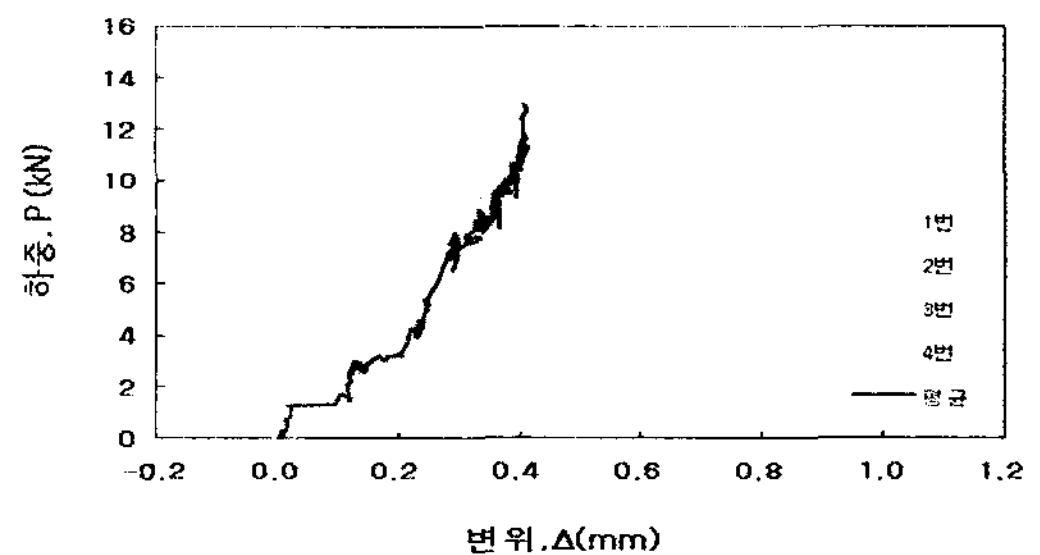
### 4.1 예비실험

시험체에 대한 재하시험결과 비틀림 변형이 발생되었다. 이는 보 시험체의 하부 지지단의 H형강의 강성이 부족한 부분과 보 상부에서 가해진 하중이 편심과 함께 한쪽 방향으로 돌아갔기 때문이

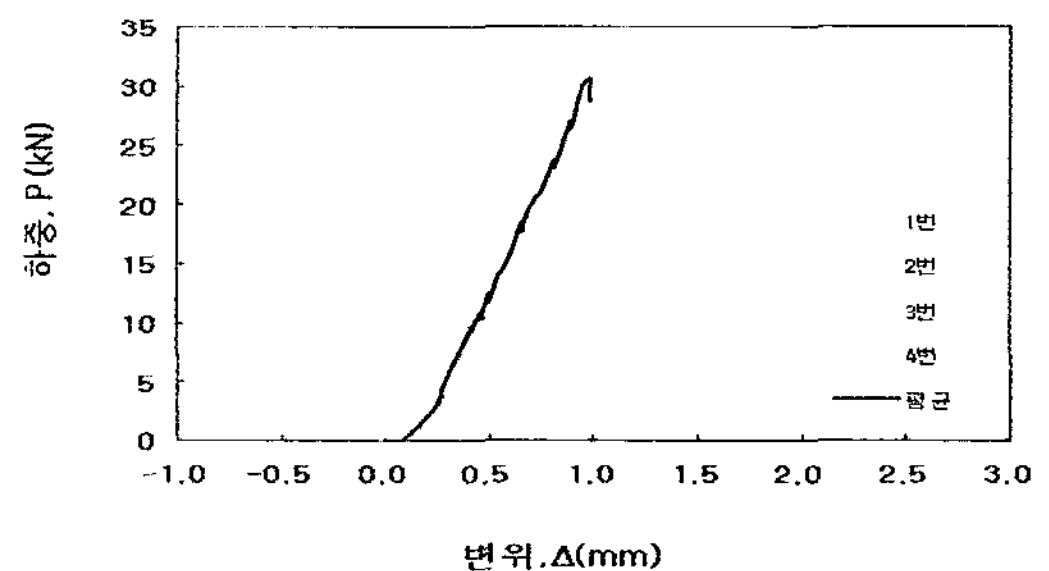
다. 그림 6은 하중(P)-처짐( $\Delta$ )의 상관도를 보여준다. 여기서 1번에서 4번 게이지는 시계방향의 4모서리를 나타낸다. 위의 실험결과에서 2번 시편에 비해 1번과 3번 시편은 상대적으로 비틀림이 많이 발생되었다.



(a) 1번 시편



(b) 2번 시편



(c) 3번 시편

그림 6. 다웰바 전단시험체의 하중-변위 곡선



## 4.2 전체거동

### 4.2.1 하중-변위 실험결과

앞의 4.1의 예비실험에서는 13~32 kN까지만 재하하여 하중에 대한 처짐의 변화를 조사하였다. 같은 시편에 대해 이번에는 파괴하중까지 재하하여 다웰바 전단시험체의 전체적인 거동을 조사하였다. 총 3개의 시험체 중 1개(C번 시험체)에 대해서는 조작 미숙으로 인해 처짐 데이터를 기록하지 못하여서 2개의 시험체에 대한 전체거동을 조사하였다. 아울러 이번 실험에서는 비틀림 변형을 최소화하기 위해 다음 그림 7과 같이 측면 고정대를 전, 후면에 각각 2개씩 설치하였다.

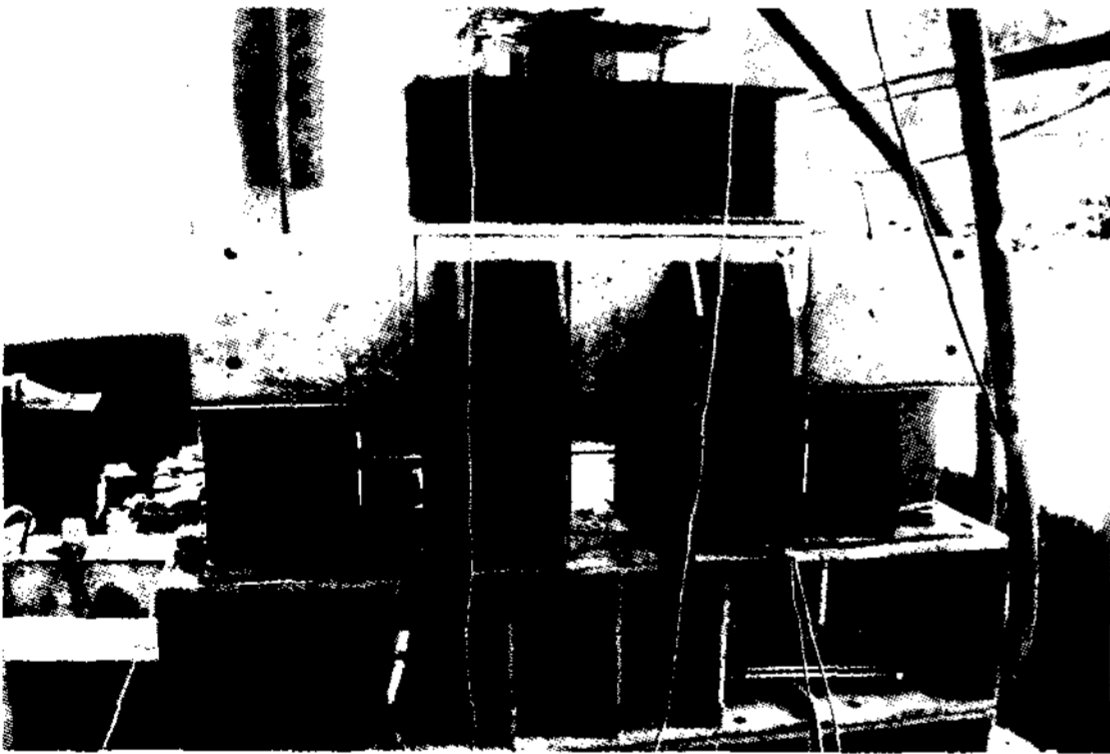
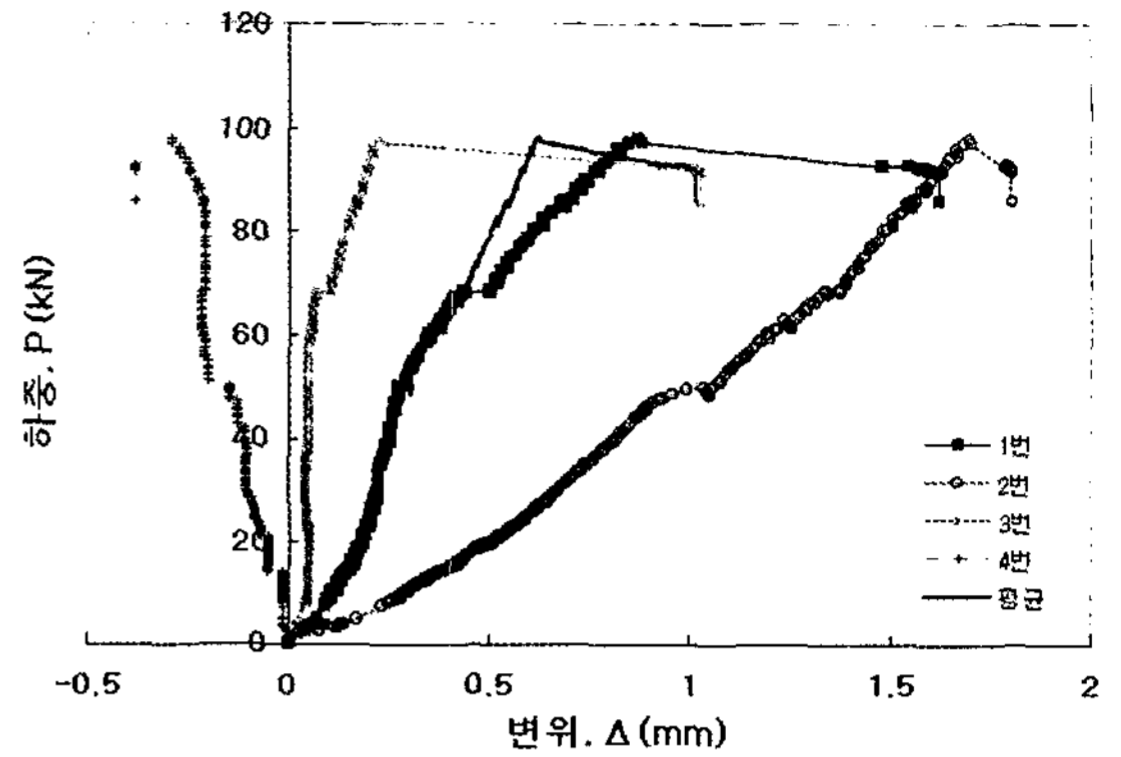
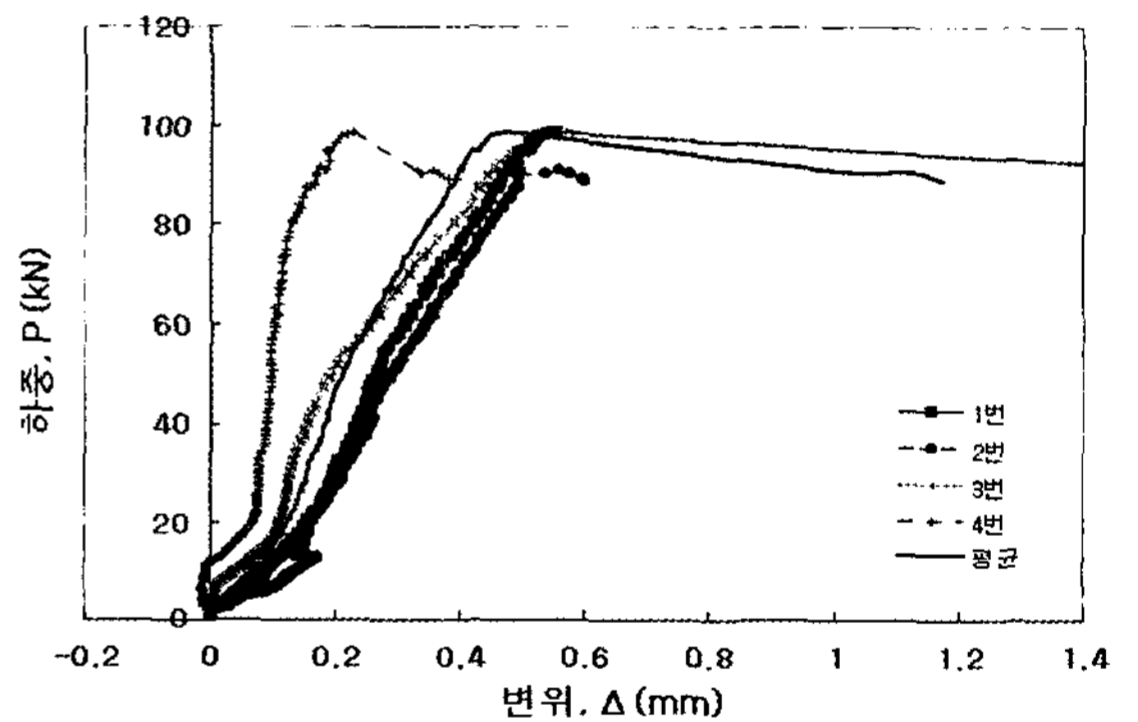


그림 7. 비틀림을 최소화하기 위해 설치된 측면 고정대

다음 그림 8은 다웰바 시험체의 전체적인 하중(P)-처짐( $\Delta$ )의 상관도를 보여준다. A, B번 시험체의 최대하중은 각각 98.3kN, 98.9kN 이었고 C번 시험체는 104.8kN을 기록하였다. 여기서 1번에서 4번은 시계방향의 4모서리를 따라 수직으로 설치된 LVDT 게이지의 번호를 나타낸다. 각각의 게이지에 대한 산술적인 평균값을 적용하여 평균으로 나타내었다. 전단균열은 A, B번 시험체가 각각 약 90kN, 95kN에서 다음 그림 9와 같이 사선방향으로 발생되었다.



(a) A번 시험체



(b) B번 시험체

그림 8. 다웰바 전단시험체의 전체적인 거동

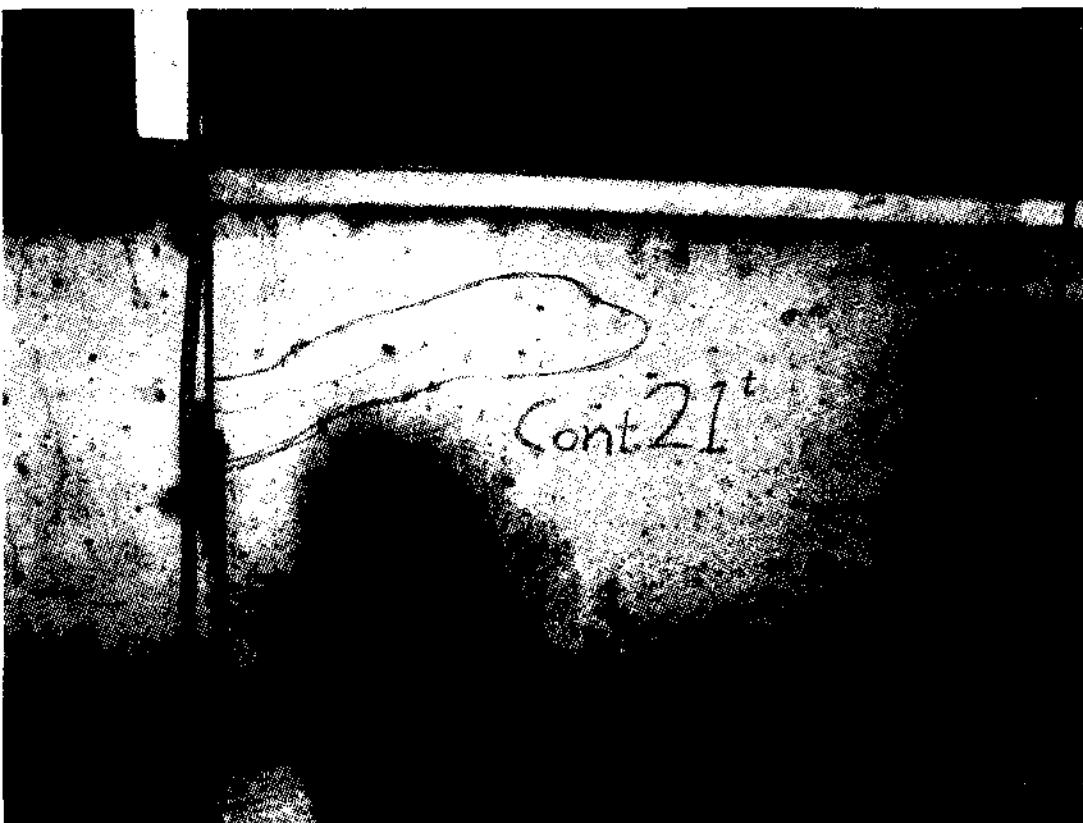


(a) A번 시험체





(b) B번 시험체



(c) C번 시험체

그림 9. 시험체에 발생한 전단균열

아울러 이번 실험에서는 하중의 재하(load), 제하(unloading), 재재하(reloading) 등을 반복하여 다웰바 시험체의 전체적인 거동을 조사하였다. 다음 그림 10은 A번 시험체의 초기 약 10kN 범위 내에서 3번의 재하, 제하 및 재재하를 반복수행한 경우의 하중과 변위와의 상관관계 곡선을 보여준다. 탄성범위 내에서 약 0.05mm의 시험오차를 내포하고 있지만 대체적으로 탄성적인 거동을 보여준다. B번 시험체도 유사한 거동을 보여주었다.

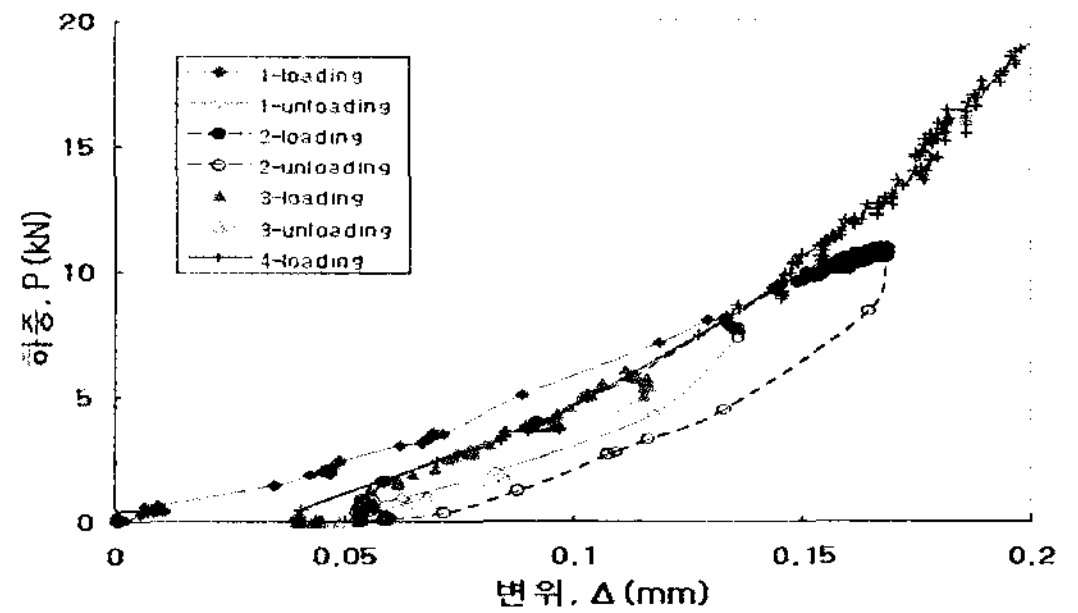


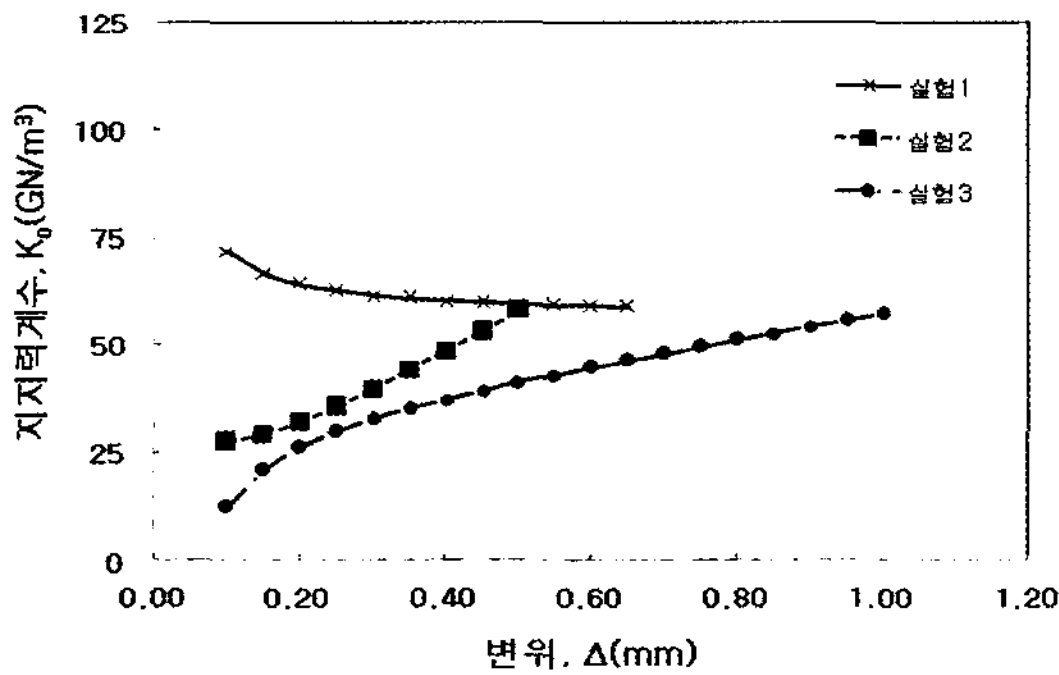
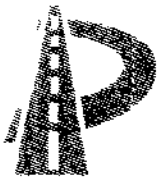
그림 10. A 시험체의 초기 하중에서의 반복 재하 시험 결과

#### 4.2.2 다웰바의 지지력계수 및 전단 스프링 강성계수 산정

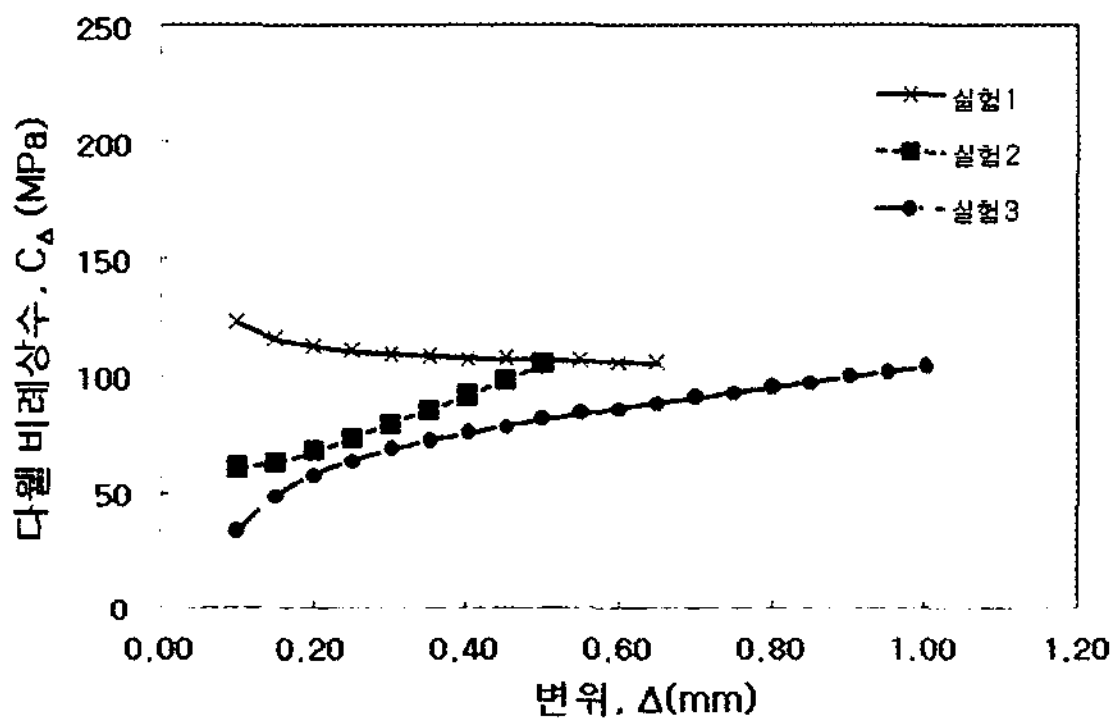
다웰바의 지지력계수( $K_0$ )와 전단 스프링 강성계수( $C_\Delta$ )를 엑셀 스프레드시트를 이용해 구하였다. 다웰바의 재원에 대한 물성 값으로서 다웰바의 지름은 32mm, 탄성계수는 205.9GPa, 푸와송비는 0.3, 다웰바 간격 300mm 및 줄눈 틈 3mm를 사용하였다.

먼저 시행착오법(try-and-error method)에 의해 연산된 D 값(식 4)과 실험에 의해 측정된 D 값의 오차가 0.1% 미만이 되도록  $K_0$  값을 산정하였다. 그리고 최적의  $K_0$  값이 구해지면 마지막으로 식 5에 의해 전단 스프링 강성계수  $C_\Delta$  값이 자동으로 연산된다.

예비실험단계의 실험결과 데이터로 이용하여 위의 연산 작업을 수행하였고 다음 그림 11(a)의 지지력계수( $K_0$ ) 결과를 얻었다. 시편에 따라 거동의 차이가 나며 지지력계수( $K_0$ )가 25~75GN/m<sup>3</sup>의 값으로서 2.2절의 여러 연구자들이 제시한 값보다 상당히 작게 측정되었다. 이는 앞에서 언급한 바와 같이 예비실험단계에서는 비틀림이 많이 발생되어 상대적으로 처짐이 크게 발생되었기 때문이다. 그림 11(b)는 위에서 도출된 지지력계수( $K_0$ )를 가정하여 측정된 전단 스프링 강성계수( $C_\Delta$ )의 변화를 나타낸다.



(a)  $K_o - D$



(b)  $C_{\Delta} - D$

그림 11. 상대 처짐에 따른 지지력계수와 전단 스프링 강성계수의 상관관계(예비실험)

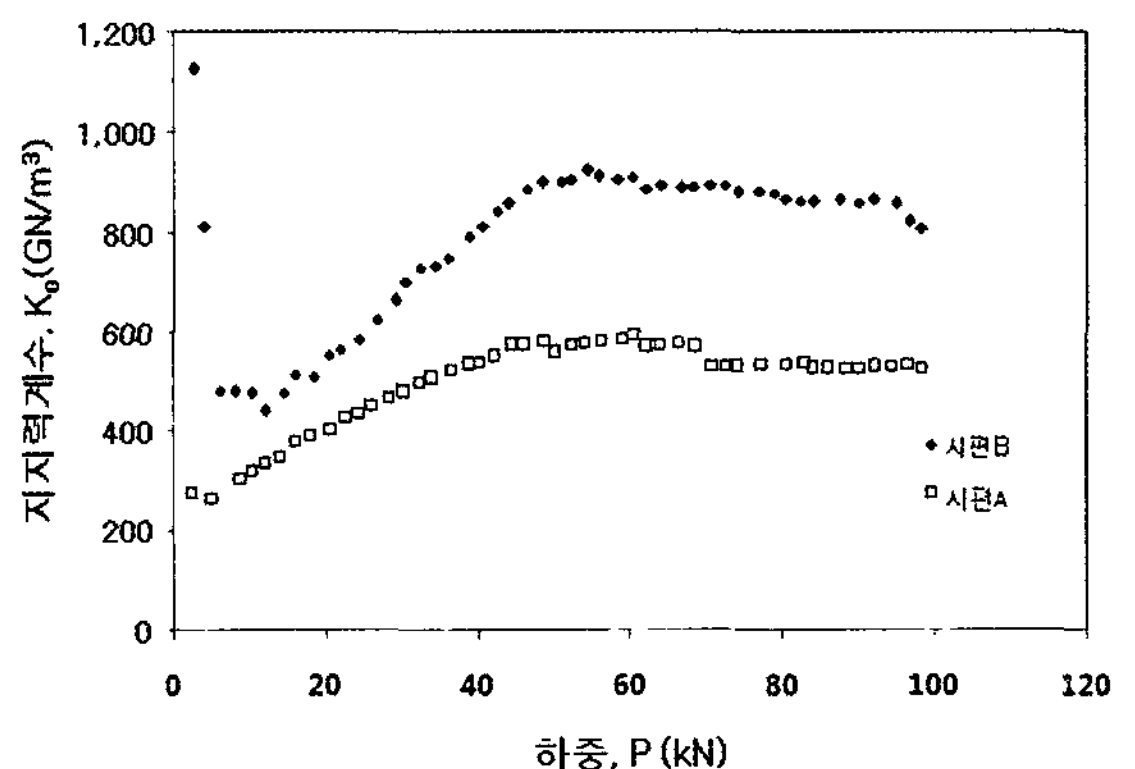
다음은 시험체의 전체거동을 분석하기 위해 그림 8을 이용하여 동일한 요령으로 다웰바 시험체의 전체거동에 대한 지지력계수( $K_o$ )와 전단 스프링 강성계수( $C_{\Delta}$ )를 구하였다. 그림 12에 재하하중( $P$ )에 따른 지지력계수( $K_o$ )와 전단 스프링 강성계수( $C_{\Delta}$ )를 표현하였다.

그림 12(a)에는 재하하중( $P$ )에 따른 지지력계수( $K_o$ )를 표현하였다. 하중( $P$ )과 상대 처짐( $D$ ) 데이터를 이용하여 약 2kN 마다 지지력계수( $K_o$ )를 산출하였다. 시편 A의 지지력계수는 전체 하중 범위에서 200~605GN/m<sup>3</sup>으로 분포함을 알 수 있다. 예비실험에서 수행한 값(25~75GN/m<sup>3</sup>) 보다 상당

히 크며, 이는 비틀림 변형이 발생되지 않아 상대적으로 강성이 증가하였기 때문이다. 전체적으로 50kN까지는 선형적으로 증가하다가 이후에는 약 550GN/m<sup>3</sup>의 값으로 수렴되는 경향을 보인다. 시편 B는 전체 하중 범위에서 초반의 큰 값에서 급락하는 2개의 데이터를 제외하면 438~924GN/m<sup>3</sup>으로 분포하며 값의 차이는 있지만 시편 A와 유사한 거동을 보인다. 즉, 50kN까지는 선형적으로 증가하다가 이후에는 약 880GN/m<sup>3</sup>의 값으로 수렴한다.

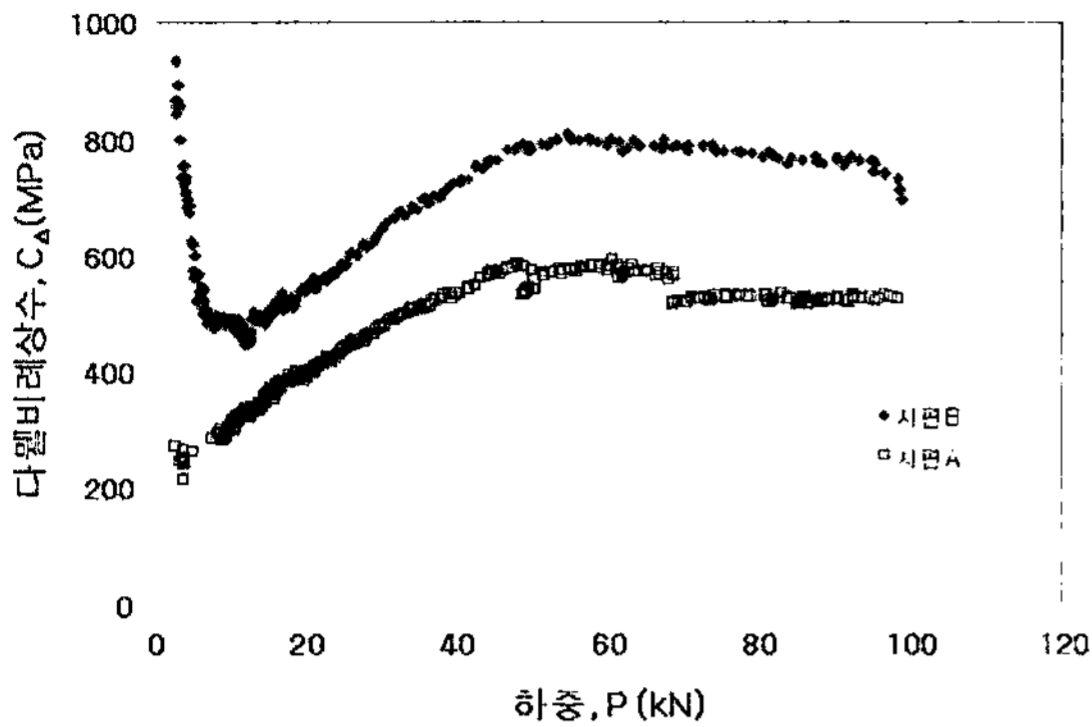
지지력계수 실험결과를 정리해 보면 본 실험을 통해 산정한 다웰바의 지지력 계수는 50kN의 재하하중 이후에 550~880GN/m<sup>3</sup>의 값을 보인다. 이는 Friberg의 실험범주인 54.2~1,355GN/m<sup>3</sup>에는 포함되나 Yoder와 Witczak이 제안하는 407GN/m<sup>3</sup>보다는 1.4~2.2배가 크게 산정되었다. 이는 측면 고정대를 사용함으로써, 실험시 예상되는 비틀림 변형이 기존의 실험에 비해 적었던 것으로 판단된다.

그림 12(b)에는 재하하중( $P$ )에 따른 전단 스프링 강성계수( $C_{\Delta}$ )로서 본 시험체의 전단거동을 모사하였다. 전체적으로  $K_o - P$  관계에서 설명한 바와 유사한 경향을 나타낸다. 다만 시편 B의 초기 전단 스프링 강성계수( $C_{\Delta}$ )가 재하하중 12kN까지 930MPa에서 450MPa까지 급격히 감소하다가 이후 증가하는 경향을 보여준다. 50kN 이후에는 544~776MPa의 값으로 수렴하는 경향을 보인다.



(a)  $K_o - P$





(b)  $C_{\Delta} - P$

그림 12. 재하하중에 따른 지지력계수와 전단 스프링 강성계수의 상관관계(전체거동)

## 5. 결론

본 연구에서는 AASHTO의 다웰바 전단실험을 통해 콘크리트 포장의 불연속면에서의 전단거동을 조사하였고 다음의 결과를 얻었다. 본 실험에서 얻어진 다웰의 지지력계수 또는 전단 스프링 강성계수는 다웰바를 이용한 콘크리트 불연속면의 구조 해석 시 참고자료로 이용될 수 있다.

- 1) 초기단계에서의 하중의 재하(load), 제하(unloading), 재제하(reloading)를 반복수행한 결과 탄성적인 거동을 보여준다.
- 2) 다웰의 지지력계수 또는 전단 스프링 강성계수는 슬래브의 상대 처짐 또는 재하하중에 따라 비선형으로 거동함을 보여준다.
- 3) 본 실험에서 얻어진 다웰의 지지력계수는 550~880GN/m<sup>3</sup>의 값을 보이며 Yoder와 Witczak이 제안하는 407GN/m<sup>3</sup>보다는 1.4~2.2배가 크게 산정되었다. 이는 측면 고정대를 사용함으로써, 실험시 예상되는 비틀림 변형이 기존의 실험에 비해 적었던 것으로 판단된다.

## 감사의 글

이 논문은 2006학년도 홍익대학교 학술연구진흥비에 의하여 지원되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

- 김연복 등. (2006) "한국형 포장설계법 개발과 포장 성능 개선방안 연구", 2단계 2차년도 최종보고서, 건설교통부.
- 양성철, 조운호, 최재곤. (2006) "콘크리트 포장의 하중전달계수(LTE) 적용 방안 연구", 대한토목학회 학술발표회.
- 최재곤. (2006) "콘크리트 다웰바의 전단거동 실험 연구", 석사학위논문, 홍익대학교.
- D. Davis and M.L. Porter. (1998) "Evaluation of Glass Fiber Reinforced Plastic Dowels as Load Transfer Devices in Highway Pavement Slabs," *1998 Transportation Conference Proceedings*.
- J. Kim and K. D. Hjelmstad. (2003), "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Doweled Joints for Airport Pavements," *TRB 2003 Annual Meeting*.
- M.I. Porter, et al. (2001), "Investigation of Glass Fiber Composite Dowel Bars for Highway Pavement Slabs," *TR-4088, Iowa Department of Transportation*.
- S. Murison et al. (2002), "Modelling of Concrete Pavement Dowel-Slab Interaction," *4th Transportation Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*.
- W. G. Davids et al. (2003), "3D Finite Element Analysis of Jointed Plain Concrete Pavement with EverFE2.2," *TRB 2003 Annual Meeting*.
- Yang H. Huang. (1993), "Pavement Analysis and Design," University of Kentucky.

접 수 일: 2008. 2. 25

심 사 일: 2008. 2. 26

심사완료일: 2008. 5. 19