

## 실측값에 근거한 마찰계수의 추정

### Estimation of Friction Coefficients Based on Field Data

전세진\* · 박종칠\*\* · 박인교\*\*\* · 심 별\*\*\*\*

Jeon, Se Jin · Park, Jong Chil · Park, In Kyo · Shim, Byul

#### Abstract

Friction coefficients of the prestressing tendon are the basic information required to control the prestressing force introduced to PSC structure during jacking. However, the friction coefficients show considerable differences depending on the specifications, causing much confusion to designers. In this study, the ranges of the friction coefficients presented in domestic and foreign specifications are compared together to clarify the differences. Then, a procedure is proposed that can be used to estimate the wobble and curvature friction coefficients from field data such as elongation and prestressing force and from theory related to the friction. The procedure is applied to various tendon profiles of several PSC bridges constructed by ILM, FCM and MSS. The resulting values are compared with those presented in some specifications and assumed in jacking and a reasonable range of the friction coefficient is discussed. Lift-off tests are also performed in some bridges to further verify the results. The resulting wobble friction coefficients are not as small as those presented in AASHTO specifications but range from the lower limit to mid point of domestic specifications, while the curvature friction coefficients approach or slightly exceed the upper limit.

**Keywords** : *friction coefficient, prestressing tendon, sheath, duct, wobble, curvature*

#### 요 지

PSC 구조물에 사용되는 긴장재의 마찰계수는 긴장작업시 긴장력 관리를 위한 기본적인 정보가 된다. 그러나, 마찰계수는 국내의 설계기준별로 큰 차이가 있어 실무자들에게 혼란을 주어 왔다. 이 연구에서는 먼저 국내외의 관련 설계기준을 비교 분석하여 현재 통용되고 있는 마찰계수의 범위를 파악해 보았다. 그리고 긴장시의 신장량과 긴장력과 같은 실측값과 마찰계수에 대한 이론식을 조합하여 파상 및 곡률 마찰계수값을 역으로 유추할 수 있는 절차를 제안하였다. 예제로서 ILM, FCM 및 MSS 공법으로 시공된 국내 PSC 교량들을 대상으로 다양한 형상을 가진 텐던들에 제안된 절차를 적용하였다. 이를 통해 계산된 마찰계수값들을 설계기준이나 긴장시 가정되었던 값들과 비교하였으며, 이를 바탕으로 합리적인 마찰계수값의 범위 위에 대해 논하였다. 이 때 몇몇 교량에서는 lift-off 시험으로 고정단 긴장력을 추가적으로 측정하여 결과를 검증하는데 참조하였다. 파상 마찰계수의 경우 AASHTO 기준만큼 작은 값은 아니지만 국내 기준의 하한값에서 중간값 정도에 분포했다. 한편, 곡률 마찰계수는 국내 기준의 상한값에 가깝거나 이를 다소 상회하는 것으로 나타났다.

**핵심용어** : 마찰계수, 긴장재, 텐던, 시스, 덕트, 파상, 곡률

#### 1. 서 론

PSC(프리스트레스트 콘크리트) 구조물에 삽입되는 긴장재의 긴장작업시 신장량 및 긴장력의 계산과 관리는 핵심적인 사항이며, 이 때 마찰계수는 계산 결과에 큰 영향을 미치게 된다. 콘크리트표준시방서(2003)에 의하면 마찰계수는 현장에서 시험을 실시하여 구하는 것을 원칙으로 하지만, 현장 여건상 시험을 실시하기 어려운 경우가 많아 대부분 설계기준의 값들을 참조하고 있다. 그러나, 실무에서 적용했던 마찰계수는 그간 많은 변동이 있었으며, 국내외 설계기준에 제

시되거나 각 프리스트레싱 관련 업체에서 자체적으로 사용하던 마찰계수도 서로 간에 차이가 클 뿐더러 범위로 표현된 경우가 많아 실무자들에게 혼란을 주어 왔다. 예를들어 파상 마찰계수의 경우 국내 콘크리트구조설계기준(2007a) 및 도로교설계기준(2005)과 미국 AASHTO 시방서(2002, 2007)를 비교해 보면 최대 10배까지도 차이가 발생하고 있다. 실제 교량 설계도서나 긴장관리 기록을 살펴보면 교량마다 마찰계수의 가정값이 다르고, 같은 교량에서조차 제원이 같은 텐던과 시스(sheath)임에도 불구하고 명확하지 않은 구분에 따라 서로 다른 마찰계수를 적용하는 등 일관성이 없는 경

\*정회원 · 교신저자 · (주)대우건설 기술연구원 토목연구팀 책임연구원 · 공학박사 (E-mail : jsj@dwconst.co.kr)

\*\*정회원 · 한국도로공사 도로교통연구원 건설기반연구원 선임연구원 · 공학박사 (E-mail : pjcsenven@ex.co.kr)

\*\*\*코비코리아(주) 부장 (E-mail : ikp@cowi.co.kr)

\*\*\*\*정회원 · 바이에스엘코리아(주) 부장 · 공학박사 (E-mail : bshim@vskorea.co.kr)

우가 많다. 또한, 실제 긴장작업시 신장량의 예측값과 측정값의 차이가 허용 오차(국내의 경우 보통  $\pm 5\%$ )를 초과하면 마찰계수값을 조정하여 오차 범위 내에 들어오도록 하는 경우가 많은데, 조사 결과 특히 파상 마찰계수값을 설계값보다 작게 조정하는 경우가 많았다(한국도로공사, 2008). 이는 설계시 가정되는 파상 마찰계수값이 다소 과대평가되고 있을 가능성을 시사하고 있다.

추정된 마찰계수값이 실제 값보다 크건 작건 이러한 차이는 실제 도입된 긴장력과 계산된 긴장력의 차이를 가져온다. 이는 결국 계산된 응력의 오차에 의해 긴장시 또는 사용시 균열 발생 등의 문제를 일으키거나 강연선의 개수 또는 직경이 실제 필요한 수준보다 과다 또는 과소할 여지를 발생시킨다. 이러한 문제점에 대응하고자 그 간 국내에서도 몇몇 관련 연구가 수행되어 왔으나(문제길 등, 1997; 박영하 등, 2003, 2004; 정배근 등, 2000) 아직까지 일관성 있는 결과를 얻지는 못 한 상태이다. 문제길 등(1997)은 곡률 마찰계수( $\mu$ )에 대한 파상 마찰계수( $k$ )의 비인  $k/\mu$ 를 가정한 후 긴장관리 기록을 통해  $\mu$ 값을 추정하고 편차에 대해 논하였다.  $k/\mu$ 는 긴장재의 단위길이당 각변화량의 의미를 가지지만, 이를 임의로 가정하는 과정에서 오차가 내재되게 된다. 박영하 등(2003, 2004)은  $k$ 나  $\mu$  중 한가지를 가정하고 신장량 정보를 이용하여 나머지 한가지 값을 계산하는 방식이 발생시키는 오차를 분석하였다. 그 결과 긴장재의 각변화량이 큰 경우 이러한 방법은 매우 큰 오차를 발생시킨다고 언급하였다. 또한,  $k/\mu$ 를 임의로 가정하는 방법도 두가지 마찰계수 중 한가지를 가정하는 방법과 근본적으로 같으며 특정한 근거는 없음을 지적하였다.

이 연구(한국도로공사, 2008; 한국콘크리트학회, 2007b)에서는 먼저 국내외의 관련 설계기준을 비교분석하여 현재 적용되고 있는 마찰계수의 범위를 파악해 보았다. 그리고 긴장시의 실측값과 마찰계수에 대한 이론식을 조합하여 파상 및 곡

률 마찰계수값을 역으로 유추할 수 있는 절차를 제안하였다. 기존 방법에서는 두가지 마찰계수 중 한가지를 가정해야 했던 반면 제안된 방법은 연립방정식을 이용하여 마찰계수를 가정하지 않고도 두가지 마찰계수를 한번에 구할 수 있다는 차이점이 있다. 이러한 절차를 ILM(Incremental Launching Method), FCM(Free Cantilever Method), MSS(Movable Scaffolding System)와 같이 몇몇 방식으로 시공된 국내 PSC 교량에 배치된 다양한 유형의 텐던들에 적용하여 마찰계수값들을 계산해 보았다. 도출된 마찰계수값들을 당초 각 교량 설계시 가정했던 마찰계수값 및 설계기준상의 값들과 비교하였으며, 이를 바탕으로 합리적인 마찰계수값의 범위에 대해 논하였다. 한편, 몇몇 교량에서는 lift-off 시험으로 고정단 긴장력을 추가적으로 측정하여 분석시 참조하였다.

## 2. 설계기준상의 마찰계수값

국내외의 설계기준을 살펴보면 마찰계수값은 긴장재의 종류, 시스 또는 덕트(duct)의 종류, 긴장재의 표면 상태 등에 따라 차이를 두고 있다. 표 1에서는 가장 보편적으로 사용되고 있는 아연도금된 금속 시스 내에서 부착되는 강연선에 대해 적용되는 국내외 설계기준상의 마찰계수값을 비교하였다. 곡률 마찰계수의 경우 일본 기준에서 0.30의 비교적 큰 값을 적용하고 있는 것을 제외하면 대체로 0.15~0.25의 범위이고 0.20 정도의 값을 추천하고 있다는 점에서 유사성이 있다. 반면, 파상 마찰계수는 설계기준별로 차이가 매우 크다는 특징이 있는데, 캐나다 도로교, BS 및 일본 기준은 값이 비교적 큰 반면 AASHTO, PCI 및 캘리포니아 기준은 값이 0.00066으로 매우 작고 PTI, Eurocode, CEB-FIP 기준은 그 중간 정도의 수준이다. 국내 기준 및 ACI 기준은 파상 마찰계수를 매우 큰 범위로 명시하고 있어 그 수준을 한마디로 언급하기 어렵지만 상한값을 기준으로 하면 설계

표 1. 마찰계수값의 비교 (아연도금된 금속 시스)

설계기준	파상 마찰계수 $k$ (/m)	곡률 마찰계수 $\mu$ (/radian)
콘크리트구조설계기준 (2007a)	0.0015~0.0066	0.15~0.25
도로교설계기준 (2005)	0.0015~0.0066	0.15~0.25
ACI 318-08 (2008)	0.0016~0.0066	0.15~0.25
AASHTO Standard Specification (2002)	0.00066	0.15~0.25
AASHTO LRFD (2007)	0.00066	0.15~0.25
PCI Bridge Design Manual (2003)	0.00066	0.20
PTI Post-Tensioning Manual (2006)	0.0010~0.0023 (추천값: 0.0016)	0.14~0.22 (추천값: 0.18)
Prestress Manual (California, 2005)	0.00066	0.15, 0.20, 0.25, 기타 (긴장재 길이 관련)
Canadian Highway Bridge Design Code (2006)	0.003, 0.005 (덕트의 직경 관련)	0.20
BS 8110 (1997)	0.0033 이상	0.20, 0.25, 0.30 (강연선 및 덕트의 녹슨 상태 관련)
Eurocode 2 (2002)	0.00095~0.0019	0.19
CEB-FIP Model Code (1993)	0.00095~0.0019	0.19
일본콘크리트표준시방서 (2007)	0.004	0.30
일본도로교시방서 (2002)	0.004	0.30

기준들 중 가장 값이 크다. 일부 미국 기준들에 제시된 0.00066이라는 매우 작은 파상 마찰계수값은 유연한 재질의 덕트에서 어느정도 강성이 있는 덕트로 발전해가는 당시 상황을 반영한 Bezouska(1971)의 연구에 기인한 바가 크다고 생각된다. 일부 기준(BSI, 1997; PTI, 2006)에 반영되어 있는 바와 같이 유연한 덕트보다는 강성 있는 덕트에서의 파상 마찰계수값이 작게 산출되기 때문이다. 그러나 0.00066이라는 파상 마찰계수는 후속 연구에서 도출되거나 실측시 관찰되는 값에 비해 지나치게 작다는 비판을 받기도 하였다.

### 3. 마찰계수의 추정방법 제안

#### 3.1 제안식의 유도

제안된 식은 긴장단에서의 긴장력이  $P_0$ 이고 긴장단에서  $x$  만큼 떨어진 곳까지의 각변화량이  $\alpha$ 일 때 마찰손실을 고려하여 긴장력  $P_x$ 를 추정하는 식 (1)로부터 유도된다(신현목, 2008).

$$P_x = P_0 e^{-(\mu\alpha + kx)} \quad (1)$$

긴장재 위치별로 변하는 긴장력을 고려할 때 긴장재의 신장량  $\Delta l$ 은 엄밀히 말해 적분식을 통해서 구해야 하지만(문제길, 1997; 박영하, 2004), 이러한 식을 긴장력의 평균값  $P_m$ 을 사용하여 간략화시키면  $\Delta l = P_m l / E_p A_p$ 이 된다. 여기에서,  $l$ 은 긴장재의 길이,  $E_p$  및  $A_p$ 는 각각 긴장재의 탄성계수 및 단면적이다. 여기에서 긴장재 또는 텐던은 하나의 시스 안에 포함된 모든 강연선들을 통틀어 일컫는다. 또한, 긴장재의 형상이 직선 또는 포물선과 같이 긴장재를 따라 각변화가 거의 없거나 또는 일정하고,  $x=l$  위치가 긴장작업시 임시 또는 영구적인 고정단에 해당되며,  $\mu\alpha + kl$ 값이 충분히 작은 경우에는 긴장력의 분포가 선형에 가까우므로  $P_m = (P_0 + P_l) / 2$ 로 가정할 수 있다. 여기에서,  $P_l$ 은 고정단에서의 긴장력이다. 현장에서의 긴장작업시 일반적으로  $\Delta l$  및  $P_0$ 를 측정하되  $P_l$ 은 별도로 측정하지 않는다. 이를 고려하여 이상에서 언급한 식들을  $P_l$ 을 소거하여 연립하면 식 (2)와 같이 정리된다.

$$\mu\alpha + kl = -\ln\left(\frac{2E_p A_p \Delta l}{P_0 l} - 1\right) \quad (2)$$

긴장재 길이에 따른 긴장력의 분포가 선형에서 많이 벗어날 경우에는 다음 식 (3)과 같이 적분식을 수열 형태로 간략화한  $\Delta l$ 의 산정식을 대신 사용하는 것이 좋다.

$$\Delta l = \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i} l_i}{E_p A_p} \quad (3)$$

여기에서,  $n$ 은 긴장재의 길이를 따라 나눈 구획의 개수,  $l_i$ 는 각 구획의 길이이다.  $P_{m,i}$ 는 각 구획의 평균 긴장력으로, 각 구획의 양 끝의 긴장력을 평균하여 구할 수 있다. 그런데,  $P_{m,i}$ 는 식 (1)과 같은 마찰계수의 관계식을 이용하여  $P_0$ 의 함수로 변환할 수 있다. 따라서 비록 식 (2)와 같이 간결한 형태는 아니지만 식 (3) 역시 최종적으로는  $\Delta l$ 과  $P_0$ 를 포함한 식으로 정리할 수 있다. 이러한 식은 긴장력 분포가 선형일 경우 식 (2)로 환원됨을 증명할 수 있다.

기준에 제안된 마찰계수 산정법(문제길 등, 1997; 박영하

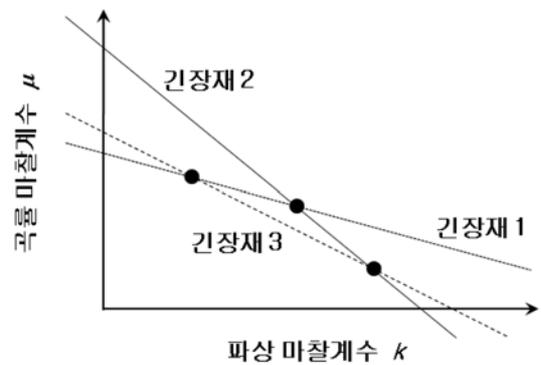


그림 1. 제안된 방법으로 구한 마찰계수값의 예

등, 2003)에서는  $\mu$ 나  $k$  중 한가지를 가정하여 나머지 마찰계수값을 구하는 방식을 취하였으므로 가정된 값이 실제 값과 차이가 클 경우 많은 오차가 내재될 가능성이 있었다. 즉, 식 (1)의 형태로 미루어 볼 때 가정된 한가지 마찰계수값이 클수록 계산을 통해 얻어지는 나머지 마찰계수값이 작아지는 의존성이 발생한다. 이 연구에서는 그러한 주관성을 배제하고자 마찰계수값을 가정하지 않고 연립방정식을 사용하여 한꺼번에  $\mu$ 와  $k$ 를 구하는 방식을 적용해 보았다. 즉, 고려하는 교량에서 긴장재의 종류 및 표면 처리상태, 시스의 재질이 동일하고, 또한  $\mu$  및  $k$ 가 대부분의 국내의 설계기준에서 그러하듯 시스의 곡률, 길이 및 직경에는 의존하지 않는 값이라고 가정하였다. 이 때 식 (2)에서  $\Delta l$ 과  $P_0$ 는 긴장시 기본적으로 측정하는 기지의 값이므로 식 (2)를 임의의 2개의 긴장재에 적용하면 미지수인  $\mu$  및  $k$ 값을 결정할 수 있다. 물론 이 경우 선택된 2개의 긴장재의 조합에 따라 미지수값이 다소 다르게 결정되므로 통계적인 분석을 요하게 되며 긴장재의 표본 수가 많을수록 정확도가 향상되게 된다. 그림 1은 식 (2)에 몇몇 긴장재에 대한 정보를 대입하여 그래프로 나타낸 예를 보여주고 있으며, 임의의 2개 긴장재의 교점은 그러한 2개 긴장재의 정보에서 도출한 마찰계수값을 의미한다. 식 (2)의 형태상 긴장재 정보에 관계없이 그래프의 기울기는 음의 값이고  $x$  및  $y$  절편은 양의 값이 된다. 일반적으로는 그림 1과 같이 1사분면에 그래프의 교점이 나타나서  $\mu$  및  $k$ 가 모두 양의 값으로 산출된다. 하지만 3.2절에서 언급하는 바와 같은 부정확성이 개입되었을 경우 2사분면 또는 4사분면에 교점이 나타나서  $\mu$  또는  $k$  중 하나의 값이 음이 될 수도 있으며 이는 통계 분석시 제외해야 할 값이다.

만약 긴장단에서의 신장량과 긴장력 정보에 부가하여 고정단 긴장력  $P_l$ 도 측정할 수 있다면 마찰계수를 구할 수 있는 방법론도 많아지고 정밀도도 향상될 수 있다. 고정단 긴장력은 로드셀(load cell)을 설치하거나 lift-off 시험을 실시하는 방법으로 구할 수 있으며, 정밀도는 다소 떨어지지만 변형률 게이지를 긴장재에 부착하여 간접적으로 측정할 수도 있다(정배근 등, 2000). 이 경우 몇가지 가정이 포함되는 신장량 계산식을 배제하고 식 (1)을 직접적으로 임의의 2개 긴장재에 적용하여 마찰계수값을 계산하는 방법을 생각해 볼 수 있다. 또 다른 방법으로 식 (1)과 식 (3)을 1개의 긴장재에 적용해도 마찰계수값을 구할 수 있다. 이 때에는 식 (3)을  $P_0$  또는  $P$ 에 관한 식으로 정리해야 한다.

### 3.2 토의

콘크리트표준시방서(2003)에서는 신장량 계산시의 긴장재 탄성계수로 길보기 탄성계수를 사용할 것을 권장하고 이를 시험에 의해 구하도록 하고 있다. 긴장재의 탄성계수가  $2.0 \times 10^5$  MPa 일 때 길보기 탄성계수는  $1.85 \times 10^5 \sim 2.0 \times 10^5$  MPa 정도의 범위로 알려져 있지만 아래의 예제 분석시에는 명확한 정보가 없으므로 일반적인 탄성계수값을 취하였다.

식 (1)에서  $P_j$ 는 긴장단에서의 긴장력이지만 엄밀히 말해 잭(jack)과 정착구에서의 손실에 의해 잭에 부착된 압력계에서 읽은 값과는 미소한 차이가 있다. 일반적으로 잭과 정착구에서의 손실은 긴장력의 4~5% 정도로 보고 있다. 그러나, 예제 분석시에는 긴장관리 기록의 압력계값을 그대로 참조하였다.

제안된 식을 적용하기 위해서는 먼저 긴장재 그룹 중 2개씩 짝을 지어서 추출하는 작업이 필요하다. 추출 방법에는 가능한 모든 조합을 고려하는 방법 및 적절한 샘플링(sampling) 기법을 적용하여 일부 조합만을 고려하는 방법이 있다. 고려하고 있는 긴장재 그룹이  $n$ 개의 긴장재로 이루어져 있다면 이론적으로는 조합식에 의해  ${}_n C_2 = n! / [2(n-2)!]$  개 만큼의 조합이 가능하다. 그러나 어떠한 방법을 적용하건 부정확한 정보를 가진 긴장재가 조합에 포함되어 있을 경우 올바르지 않은 마찰계수값을 산출할 수도 있으며 이러한 값들은 분석시 배제되어야 한다. 그 원인으로는 긴장재의 꼬임이나 시스의 손상 등으로 인해 마찰계수 식이 적용되는 이상적인 상황에서 벗어난 경우, 긴장 관리 기록이 부정확하거나 오기된 경우 등이 있을 수 있다. 한편, 긴장재 및 시스의 제원, 각변화량, 긴장력이 동일하더라도 신장량에 약간의 차이가 있는 기록들이 포함된 경우도 있으며, 이러한 기록들이 2개 조합될 경우 연립방정식의 해를 구할 수 없게 된다. 따라서, 나머지 항목의 값들은 동일하든 신장량만 차이가 나는 긴장재들의 경우 이를 한 개의 긴장재로 보고 신장량은 평균값을 사용하는 것이 분석시 시행착오를 줄일 수 있는 방법이다.

마찰계수가 긴장재의 길이 및 각변화량에 의존하지 않고 긴장재와 시스의 재질에만 관련된다고 가정할 때, 한 구조물에서 긴장재와 시스의 재질이 모두 동일하다면 긴장재 길이와 각변화량에 관계없이 임의의 2개 조합을 추출하는 것이 기본적으로 가능하다. 뿐만 아니라 서로 다른 구조물이라도 역시 긴장재와 시스의 재질이 동일하기만 한다면 각 구조물에서 1개씩의 긴장재를 추출하는 방식도 가능할 것이다. 다만, 이 때 강연선의 개수 및 시스의 직경이 다르다면 긴장재와 시스의 접촉 상태에 차이가 있으므로 산정되는 마찰계수값에 다소의 영향을 미칠 것으로 예상된다. 하지만, 대부분의 국내외 설계기준에서 강연선의 개수와 시스의 직경은 마찰계수를 변동시키는 요인으로 간주하고 있지 않다. 따라서 조합시에 이러한 차이를 고려해야 할 필요성은 적다고 판단되므로, 아래 분석에서는 강연선 개수와 시스 직경이 서로 다른 긴장재도 조합하여 분석하였다.

## 4. 실교량의 마찰계수값 추정

### 4.1 예제 개요

제안된 식을 다양한 형상의 긴장재에 대해 검증하고자 국내에서 시공된 PSC 교량들을 총 6개 선정하여 긴장관리 자

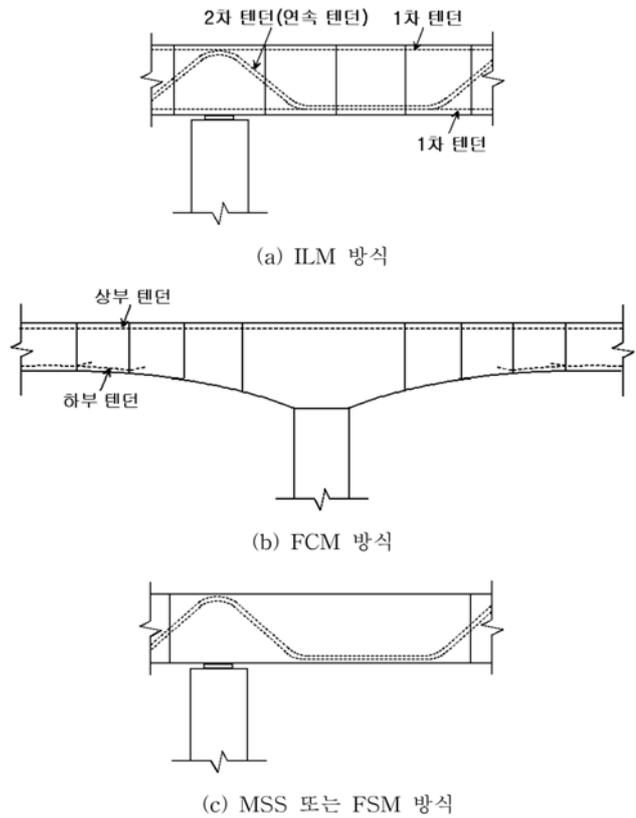


그림 2. 긴장재의 배치 형상

료를 확보하였다. 확보된 자료는 각 긴장재 및 시스의 제원, 긴장재의 길이 및 각변화량, 신장량, 긴장력 등이다. 실제 긴장작업시에 기록되는 값은 압력값이므로 여기에 잭(엄밀히는 피스톤(piston) 또는 램(ram))의 단면적을 곱해 긴장력을 산출하였다. ILM, FCM, MSS 방식의 교량을 각각 2개씩 선정하였으며, 각 시공방법별로 긴장재의 형상은 그림 2와 같다.

그림 2에서 보듯이 ILM 방식의 경우 곡률 변화가 크지 않은 1차 텐던 및 전체 세그먼트를 연속화시키는 역할을 하며 형상이 포물선에 가까운 곡률 변화가 큰 2차 텐던(연속 텐던)으로 이루어져 있다. FCM 방식은 곡률 변화가 크지 않은 상부 텐던 및 교량 선형에 의해 상부 텐던보다는 곡률이 다소 큰 하부 텐던으로 이루어져 있다. 한편, MSS나 FSM(Full Staging Method) 방식은 곡률이 큰 포물선 형상의 텐던들로 이루어진 특징이 있다.

표 2는 각 분석대상 교량의 긴장관리 기록에서 발췌한 것으로 교량당 1~2개의 긴장재 관련 기록만을 예시해 보았다. 시스의 재질은 공통적으로 이연도금된 금속 시스인 것으로 파악되었다. 대상 교량의 긴장재들은 1단 긴장 또는 양단 긴장되는 경우가 혼재되어 있으며, 양단 긴장되는 경우에는 한 단에서 첫 번째로 긴장할 때의 긴장관리 자료를 참조한 것이다. 표 2를 살펴보면 긴장재와 시스의 재질이 동일함에도 불구하고 특별한 이유 없이 교량별로 설계시 가정하는 파상 및 곡률 마찰계수의 값 차이가 매우 크며, 더군다나 같은 교량에서도 마찰계수 가정값에 차이를 두는 등 일관성이 없는 경우도 많음을 알 수 있다.

### 4.2 분석 결과

기록된 신장량과 긴장력을 식 (2)에 대입하고 분석하여 표

표 2. 대상 교량의 긴장관리 기록 I (발체)

교량명	긴장재의 분류	강연선 1개의 직경 (mm)	시스당 강연선 개수 <sup>1)</sup>	길이 (m)	각 변화량 (radian)	설계시 가정값		현장 측정값		책 단면적 (cm <sup>2</sup> )
						k (m)	$\mu$ (/radian)	신장량 (mm)	긴장력 (bar) <sup>2)</sup>	
ILM A	1차 텐던	12.7	12	50.47	0.001	0.0020	0.25	340.9	322	508.94
	2차 텐던	12.7	19	120.80	2.446	0.0030	0.25	618.7	295	894.57
ILM B	1차 텐던	12.7	7	26.93	0.150	0.0066	0.30	179.6	329	298.45
	2차 텐던	12.7	19	100.52	2.473	0.0066	0.30	463.6	296	894.57
FCM A	상부 텐던	15.2	19	30.26	0.912	0.0010	0.20	193.0	442	804.0
	하부 텐던	15.2	22	41.92	1.482	0.0050	0.25	214.0	512	804.0
FCM B	상부 텐던	15.2	16	24.02	0.210	0.0010	0.20	170.0	389	804.0
	하부 텐던	15.2	22	48.81	0.952	0.0060	0.30	299.0	535	804.0
MSS A	-	15.2	22	53.32	1.133	0.0030	0.20	325.0	554	804.0
MSS B	-	15.2	19	50.34	1.111	0.0043	0.19	291.0	574	692.0

1) 시스의 종류는 모두 아연도금된 금속 시스템

2) 1 bar=10.1972 tf/m<sup>2</sup>

표 3. 제안식에 의한 마찰계수값

교량명	수집된 긴장재 개수	분석에 사용된 조합 개수	과상 마찰계수 k (/m)				곡률 마찰계수 $\mu$ (/radian)			
			평균	변동 계수 <sup>1)</sup>	95% 신뢰구간	99% 신뢰구간	평균	변동 계수	95% 신뢰구간	99% 신뢰구간
ILM A	13	33	0.0014	0.506	0.0011 ~0.0016	0.0011 ~0.0017	0.30	0.183	0.28 ~0.32	0.28 ~0.33
ILM B	28	114	0.0018	0.795	0.0016 ~0.0021	0.0015 ~0.0022	0.26	0.425	0.24 ~0.28	0.24 ~0.29
FCM A	23	41	0.0034	0.880	0.0025 ~0.0043	0.0022 ~0.0045	0.27	0.500	0.23 ~0.31	0.21 ~0.32
FCM B	23	63	0.0016	0.920	0.0013 ~0.0020	0.0011 ~0.0021	0.19	0.360	0.17 ~0.20	0.16 ~0.21
MSS A	30	198	0.0033	0.449	0.0031 ~0.0035	0.0030 ~0.0036	0.26	0.437	0.24 ~0.27	0.24 ~0.28
MSS B	14	32	0.0043	0.550	0.0035 ~0.0052	0.0032 ~0.0054	0.32	0.494	0.26 ~0.37	0.24 ~0.39
평균			0.0026				0.27			

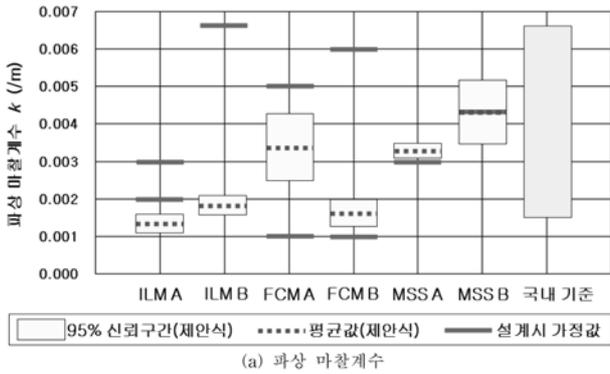
1) 표준편차/평균

3과 같이 마찰계수값을 도출하였다. 또한 그림 3에서는 이를 실제 현장에서 적용할 긴장력을 산정할 때 고려했던 마찰계수값 및 설계기준상의 마찰계수값과 비교하였다.

표 3 및 그림 3을 살펴보면 k값은 비록 AASHTO 기준상의 0.00066만큼 작지는 않았지만, 3개 교량에서는 국내 설계기준의 하한값에 가까운 비교적 작은 값이 산출되었고 나머지 3개 교량에서는 국내 설계기준의 중간값 정도가 산출되었다. 즉, 제안된 식으로 산정한 k값은 국내 설계기준의 하한값부터 중간값 정도에 분포하고 있으므로, 국내 설계기준의 중간값에서 상한값을 사용할 경우 k값을 과대평가할 우려가 있음을 보여주고 있다. 또한, 국내 설계기준의 k값의 범위는 과도하게 큰 편으로 통계학적으로 95% 또는 99%의 신뢰구간 산정식(김우철 등, 2008)을 적용해도 신뢰구간의 범위가 설계기준상의 범위보다 훨씬 작았다. 다만, 모든 경우에 있어 k의 변동계수가  $\mu$ 보다 더 크다는 점은 k의 범위가  $\mu$ 의 범위보다 통계학적으로 클 수 있다는 점을 시사하고 있다. 이러한 결과가 산출된 이유는 무엇보다도 k가

시스의 지지 간격 등 시스 배치시의 시공 정밀도에 의존하는 바가 크기 때문으로 사료된다. 한편, 현장 긴장작업시의 가정값, 즉, 설계 긴장력을 산출할 때 적용한 k값은 제안식으로 구한 k보다 작은 경우와 큰 경우가 혼재하고 있지만 대체로 크게 가정한 경우가 더 많았다. 특히, 제안식의 값과 비교하여 ILM A는 43~114%만큼, ILM B는 267%만큼 k값을 과대평가하고 있으며, FCM B의 경우에도 275%만큼 과대평가한 경우를 포함하고 있다.

한편,  $\mu$ 는 한 개 교량에서 국내 기준의 중간값에 가까웠던 것을 제외하면 모두 국내 기준의 상한값과 비슷하거나 더 큰 값을 산출하였다. 또한, 설계시 가정한  $\mu$ 가 제안식에 의한  $\mu$ 보다 큰 경우가 2개, 작은 경우가 4개로 이의 경향과는 다소 상반되었다. 즉, 설계시 k는 실제보다 다소 과도하게 가정하는 반면  $\mu$ 는 약간 작게 가정하는 경우가 많은 것으로 나타났다. 설계시의  $\mu$ 값은 각각 0.19, 0.20, 0.25, 0.30으로 이미 국내 기준인 0.15~0.25의 중간값 뿐 아니라 상한값까지도 초과하여 가정하고 하한값은 잘 사



(a) 과상 마찰계수

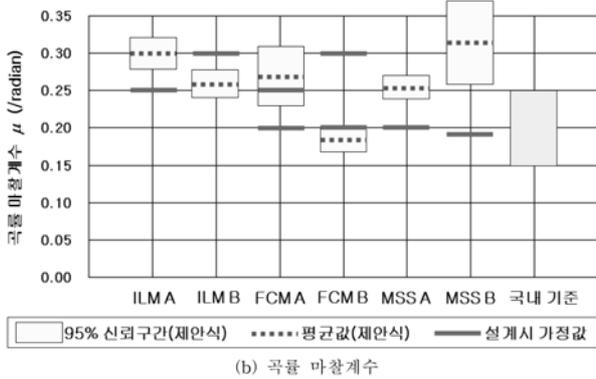


그림 3. 마찰계수값의 비교

용하지 않는 실정이며, 실제 도출된 값도 대부분 상한값 이상의 경향을 나타내고 있다. 따라서 국내 기준의  $\mu$ 값의 범위를 다소 상향 조정하는 것도 가능할 것으로 생각된다.

이처럼 PSC 교량 설계시 마찰계수의 가정값이 실제값과 차이가 날 때의 영향을 예시해 보고자 한다. 먼저 ILM B 교량은 긴장시 마찰계수를 실제 마찰계수보다 과대평가한 경우에 해당된다. 표 2에서 언급한 1차 텐던의 경우 긴장단에서의 긴장력이 329 bar였는데, 이 연구에 의한 실제 고정단 긴장력은 301 bar로 산정되는 반면, 설계시 가정값을 사용하면 263 bar로 계산되어 긴장력을 13%만큼 과소평가하게 된다. 즉, 이 경우 실제로는 설계시 예상한 값 이상의 프리스트레스가 도입될 가능성이 있음을 의미한다. 그 반대의 경우로 FCM A의 상부 텐던은 실제 마찰계수보다 설계 마찰계수가 작은 경우에 해당한다. 긴장단에서의 긴장력이 442 bar였는데, 제안식에 의한 고정단 긴장력은 312 bar이고 설계시 예상값은 357 bar이다. 즉, 설계시 긴장력을 14%만큼 과대평가한 것이고 실제의 프리스트레스는 예상보다 덜 도입되게 된다. 이처럼 설계시 마찰계수를 실제보다 과대평가한 경우건 과소평가한 경우건 콘크리트 응력 관리 측면에서 바람직하지 않은 결과를 산출하며, 이러한 경향이 심할 경우 당초의 긴장재의 소요 개수를 다시 산정해 보아야 하는 경우도 발생할 수 있다.

마찰계수의 정밀한 산정이 기여할 수 있는 또 다른 분야의 예는 장경간 거더이다. 한국도로공사 PSC 거더 표준도에 제시된 경간 이상의 장경간 거더의 경우 이론적으로는 많은 긴장재를 배치할수록 경간을 더욱 늘릴 수 있는 것으로 파악된다. 그러나 실제로는 설계상 요구되는 다수의 긴장재들을 제한된 콘크리트 단면 내에 덕트 및 정착구의 최소간격 규정이나 다짐 작업 등의 시공성을 만족하도록 배치하기 어



그림 4. Lift-off 시험

려운 경우가 많다. 이 때 정확한 마찰계수 및 긴장력 계산을 통해 긴장재 개수를 최적화시켜 줄일 수 있다면 장경간 거더 설계시 유용할 것으로 기대된다.

### 4.3 Lift-off 시험을 통한 검증

이상에서는 현장에서 일반적으로 측정하는 값들을 가지고 제안된 절차에 따라 마찰계수를 추정해 보았다. 그 타당성을 검증하기 위해 몇몇 다른 교량의 긴장재들에 대하여 lift-off 시험으로 고정단 긴장력값을 측정하고 이를 활용하여 마찰계수를 구한 후 4.2절에서 구한 마찰계수와 비교해 보았다. Lift-off 시험은 그림 4와 같이 정착구에서 작용하고 있는 긴장력을 측정하기 위해 이미 정착되어 있는 긴장재를 잭으로 잡아 당기며 앵커 헤드(anchor head)에 변위가 발생하는 시점을 포착하여 그 때의 값을 긴장력으로 보는 기법이다. 이 시험에서는 lift-off시 앵커 헤드가 자중에 의해 처진다는 점에 착안하여, 다이알 게이지(dial gauge)를 앵커 헤드에 접하도록 가급적 수직 방향으로 설치한 후 시험시 변위값이 급속하게 증가하는 점을 lift-off 시점으로 보았다. 이는 그림 4와 같이 잭을 지지하는 잭 체어(jack chair) 내에 다이알 게이지를 수평 방향으로 설치할 공간이 충분치 않음을 감안한 것이기도 하다. 표 4는 lift-off 시험이 실시된 교량의 긴장재 제원을 나타내고 있으며, 그림 5는 대표적으로 FCM C-1 및 MSS C-6 긴장재에 대해 측정된 긴장력-변위 관계를 보여주고 있다.

3.1절에서는 고정단 긴장력의 측정값이 있을 때 마찰계수를 추정하는 방법론에 대해 논한 바 있다. 고정단 긴장력값은 신장량으로부터 간접적으로 추정된 긴장력값보다 더욱 신뢰할만한 정보임에는 틀림이 없으나, 문제는 고정단 긴장력을 측정하는 시험 자체가 번거로와 많은 시험결과를 확보하기가 어렵다는 데 있다. 이처럼 표본 수가 충분하지 않을 경우 3.1절에서 제안된 연립방정식 방법의 적용시 편차가 커져서 신뢰도가 다소 저하될 우려가 있다. 따라서, 여기에서는 4.2절의 분석 결과에 근거하여  $\mu$ 를 기지의 값으로 본 후 식 (1)에 표 4의 긴장재 제원 및 긴장력 측정값을 대입하여  $k$ 를 추정해 보았다. 4.2절에서 언급하였지만  $\mu$ 는 추정 범위가  $k$ 에 비해 상대적으로 작으므로 이를 기지의 값으로 보는 데서 유발되는 오차는 크지 않을 것으로 판단된다. 표 5에서는  $\mu$ 를 3가지 값으로 가정했을 때  $k$ 의 평균값의 변화를 분석하였다. 설정된  $\mu$ 의 범위 내에서  $k$ 는 0.0023~0.0032의 범위를 나타냈으며 이는 4.2절에서 다수 긴장재의 신장량 정보

표 4. 대상 교량의 긴장관리 기록 II

교량명	긴장재 번호	강연선 1개의 직경 (mm)	시스당 강연선 개수	길이 (m)	각 변화량 (radian)	긴장단의 긴장력 (bar)	고정단의 Lift-off시 긴장력 (bar)	재 단면적 (cm <sup>2</sup> )
FCM C	1	15.2	22	84.41	0.412	517	395	804.0
	2	15.2	22	84.29	0.241	517	405	804.0
	3	15.2	22	84.24	0.161	517	380	804.0
	4	15.2	22	68.06	0.189	517	430	804.0
	5	15.2	22	68.14	0.354	517	335	804.0
MSS C	1	15.2	22	53.29	0.721	554	400	804.0
	2	15.2	22	53.27	0.445	554	420	804.0
	3	15.2	22	53.27	0.485	554	445	804.0
	4	15.2	22	63.48	1.179	554	340 <sup>1)</sup>	804.0
	5	15.2	22	63.48	1.171	554	328 <sup>1)</sup>	804.0
	6	15.2	22	63.47	1.228	554	365	804.0

1) 동일 길이 및 각변화량을 가진 3개 긴장재의 값을 평균

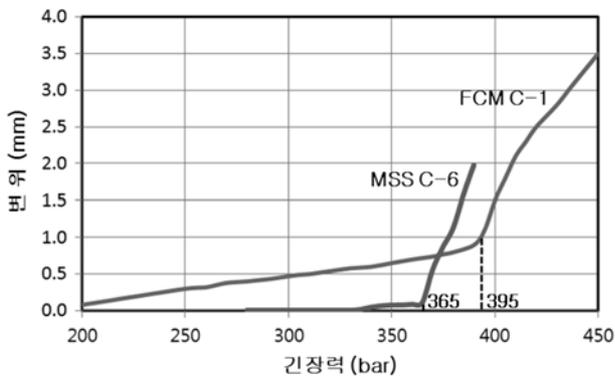


그림 5. Lift-off 시험시 긴장력-변위 관계

표 5. Lift-off 시험에 의한 파상 마찰계수  $k$ (/m)의 추정

교량명	곡률 마찰계수 $\mu$ (/radian)		
	0.20	0.25	0.30
FCM C	0.0031	0.0029	0.0027
MSS C	0.0034	0.0027	0.0020
평균	0.0032	0.0028	0.0023

를 활용한 연립방정식 방법으로 구한  $k$ 의 범위 내에 들고 있다. 따라서, 이 연구에서 제안된 마찰계수 산정 방식 및 그러한 방식으로 구한 마찰계수의 범위가 어느 정도 타당함이 입증되었다고 사료된다. 표 5에서  $\mu$ 값을 크게 가정할수록  $k$ 값이 작아짐은 식 (1)의 형태로부터 자명하나 변동폭 간의 상관관계는 긴장재의 길이 및 각변화량에 의존하여 달라진다.

## 5. 결 론

이 연구에서는 PSC 구조물의 긴장작업시 실측하는 신장량과 긴장력값을 활용하여 파상 및 곡률 마찰계수값을 역으로 유추할 수 있는 절차를 제안하였다. 제안된 식은 마찰계수에 대한 이론식, 신장량과 긴장력의 관계식, 긴장력 분포에 대한 가정으로부터 유도되었다. 이러한 절차를 몇몇 실교량에

적용하여 마찰계수값의 합리적인 범위를 분석하였으며, 추가적으로 lift-off 시험을 실시하여 분석 결과를 보완하였다. 이 상에서 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

1. 파상 마찰계수의 경우 AASHTO 기준의 0.00066을 비롯하여 해외의 몇몇 기준에서 국내에서 통용되는 값보다 매우 작은 값을 제시하고 있어 국내 기준이 파상 마찰계수를 과대평가하고 있다는 지적이 있어 왔다. 이 연구에서 분석된 파상 마찰계수는 AASHTO 기준만큼 작은 값은 아니지만 국내 콘크리트구조설계기준 및 도로교설계기준에 제시된 0.0015~0.0066의 하한값에서 중간값인 0.0015~0.0040에 주로 분포하는 것으로 나타났다. 따라서 설계시 파상 마찰계수를 안전측으로 국내 기준의 상한값까지 가정하는 것은 매우 보수적인 가정으로 판단된다. 실제 허용 오차를 고려한 긴장작업시 파상 마찰계수가 설계시보다 작은 값으로 보정되는 경우가 빈번히 발생하고 있다는 점이 이를 뒷받침하고 있다. Lift-off 시험을 포함한 분석 결과에 기초하여 실무에서 활용될 수 있는 범위를 제시하자면 0.0025~0.0035이다. 하지만 그간 국내 기존 교량 설계시 사용되었던 파상 마찰계수값은 이보다 큰 경우가 많았던 것이 사실이므로 이러한 경향을 반영하여 점진적인 설계 기준 변화를 유도한다는 측면에서는 0.0035를 추천값으로 할 수 있다.
2. 곡률 마찰계수는 대부분의 분석 대상 교량에서 국내 설계 기준에 제시된 0.15~0.25의 상한값 또는 이를 초과하는 값을 산출하였다. 실제 설계시에는 곡률 마찰계수를 0.20~0.30 정도로 가정하는 경우가 많은데 분석 결과 이러한 가정이 어느정도 유효한 것으로 나타났다. 추천값은 분석 결과의 평균에 가까운 0.25 또는 0.30 정도이지만 0.30은 국내 설계기준의 상한을 초과하므로 설계자들의 혼란을 최소화하고 점진적인 설계기준 변화를 유도하기 위해서는 0.25가 더 적절할 것으로 생각된다. 참고로 해외의 설계기준에서는 0.20 내외를 평균값 내지 추천값으로 하는 경우가 많았다.
3. 통계분석에 의한 변동계수의 차이를 비교하면 모든 대상 교량에서 파상 마찰계수가 곡률 마찰계수보다 변동성이 더

큰 것으로 나타났다. 대부분의 설계기준에서 과상 마찰계수의 범위가 곡물 마찰계수 범위보다 더 크게 제시된 이유도 이러한 변동성이나 불확실성의 차이를 반영했기 때문으로 사료된다. 과상 마찰계수는 시스의 지지 간격 등 시스 배치시의 시공 정밀도에 의존하는 바가 크므로 이러한 변동성이 발생한 것으로 판단된다. 그러나, 특히 국내 설계기준상의 마찰계수 범위는 과도하게 넓어서 설계자가 주관적으로 취하는 값에 따라 결과가 크게 달라지는 문제점을 안고 있다. 이 연구의 통계분석에서는 95% 또는 99%의 신뢰구간을 적용하더라도 국내 설계기준의 범위보다는 범위가 작게 산출되었다.

4. 이 연구는 제한된 개수의 PSC 교량에 대한 분석을 실시하여 결과를 도출한 것이다. 일관성 있는 PSC 교량 설계를 유도하기 위해서는 추후 좀 더 많은 수의 교량에 대한 심층적인 분석을 통하여 현 국내 기준보다 더 좁은 범위를 가진 합리적인 마찰계수값을 제시하려는 연구가 지속적으로 요망된다. 또한, 데이터의 불확실성이나 변동성이 다소 큰 실교량 이외에 좀 더 이상적인 시험 환경에서 PSC 부재를 제작하고 계측값을 확보하여 마찰계수를 산정해 보는 것도 바람직하며, 이 때 로드셀을 이용하여 고정단의 긴장력까지 정밀하게 측정한다면 제시된 이론을 좀 더 명확히 검증할 수 있을 것으로 생각된다.

### 감사의 글

이 연구는 2006년도 및 2008년도 한국도로공사의 연구비 지원에 의하여 수행되었으며 이에 깊이 감사드립니다.

### 참고문헌

김우철 등(2008) 현대통계학, 제4판, 영지문화사.  
 문제길, 이재형(1997) PS 콘크리트 구조물에서 마찰손실을 고려한 긴장력 결정에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제17권, 제I-1호, pp. 89-99.  
 박영하, 강형택(2003) PS 강재의 인장관리를 위한 마찰평가법 적용 기준, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, 대한토목학회, pp. 594-599.

박영하, 길홍배(2004) 마찰관리에 의한 PS강재 인장력 산정법의 오차 분석, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, 대한토목학회, pp. 106-111.  
 정배근, 한경봉, 박선규(2000) PS 긴장재의 마찰손실량에 관한 실험적 연구, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제20권, 제5A호, pp. 797-804.  
 신현목(2008) 프리스트레스트 콘크리트, 제10판, 동명사.  
 한국도로공사 도로교통연구원, 브이에스엘코리아(주)(2008) PSC 박스교량 긴장조사 및 양단 긴장력 현장 측정.  
 한국도로교통협회(2005) 도로교설계기준.  
 한국콘크리트학회(2007a) 콘크리트구조설계기준.  
 한국콘크리트학회(2003) 콘크리트표준시방서.  
 한국콘크리트학회(2007b) 프리스트레싱 긴장재 마찰계수의 산정을 위한 자료조사 및 연구용역.  
 日本道路協會 (2002) 道路橋示方書・同解説(共通編・コンクリート橋編卷).  
 日本土木學會 (2007) 콘크리트標準示方書(設計編).  
 American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO) (2007) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Ed.  
 American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO) (2002) Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Ed.  
 ACI Committee 318 (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-08), American Concrete Institute(ACI).  
 Bezouska, T.J. (1971) Friction Losses in Rigid Post-Tensioning Ducts, Division of Highways, California Department of Public Works.  
 British Standards Institution(BSI) (1997) Structural Use of Concrete(BS 8110).  
 Canadian Standards Association(CSA) (2006) Canadian Highway Bridge Design Code, CAN/CSA-S6, 10th Ed.  
 Euro-International Committee for Concrete (1993) CEB-FIP Model Code.  
 European Committee for Standardization (2002) Design of Concrete Structures(Eurocode 2).  
 Post-Tensioning Institute(PTI) (2006) Post-Tensioning Manual, 6th Ed.  
 Precast/Prestressed Concrete Institute(PCI) (2003) Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual.  
 State of California Department of Transportation Engineering Services (2005) Prestress Manual.

(접수일: 2009.7.7/심사일: 2009.8.13/심사완료일: 2009.8.13)