

# PSSC 합성거더 교량의 프리스트레스 효과 및 신뢰도 해석

Analysis of Prestress Effect and Reliability of PSSC Composite Girder Bridge

황 철 성\*

Hwang, Chul-Sung

백 인 열\*\*

Paik, In-Yeol

## Abstract

Member force, strain and stress distribution of a section are obtained for optimized standard 25m~45m PSSC composite bridge subjected to dead and live load in order to interpret the effect of prestressing and deformation of tendon. The stress and strain distribution and moment capacity are obtained for both noncomposite and composite section and for allowable stress limit state, yield limit state and strength limit state. Reliability analysis is conducted after assuming limit states for stress and flexural strength. The reliability index for standard PSSC composite bridge which is designed to satisfy the allowable stress for flexural strength are higher than 3.5 which is required reliability indexes on American code for LRFD. Reliability of PSSC girder which is designed based on allowable stress of bridge design code is high for flexural strength.

## 요 지

프리스트레스하중이 작용되는 강합성교인 PSSC 교량에서 프리스트레스의 효과와 단면의 변형에 따른 텐던의 변형의 영향을 밝히기 위해 교량지간 25m~45m의 최적화된 표준단면에 대해 고정하중 및 활하중이 작용될 때 합성전·후에 발생하는 부재내의 변형도 및 응력변화와 허용응력 한계상태, 항복응력 한계상태 및 강도한계상태의 단면력과 부재내의 변형도 및 응력변화를 구한다. 또한 거더의 처짐 및 응력과 휨강도를 변수로 하는 한계상태들을 가정하고 이에 대한 신뢰도 분석을 수행하였다. 표준 PSSC 교량의 경우 하중 및 저항계수를 적용하여 설계하는 미국 설계기준의 목표신뢰도지수 값이 3.5 임과 비교하면, 허용응력을 기준으로 설계한 단면은 강도에 대하여 상당히 높은 수준의 신뢰도지수를 보임을 알 수 있다.

**Keywords :** Composite, Limit state function, PSSC girder, Prestressing, Reliability index

**핵심 용어 :** 합성거동, 한계상태함수, PSSC 거더, 프리스트레스, 신뢰도지수

\* 정희원, 경원대학교 토목환경공학과 교수

\*\* 정희원, 경원대학교 토목환경공학과 부교수

E-mail : cshwang@kyungwon.ac.kr 031-750-5336

• 본 논문에 대한 토의를 2008년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 2009년 3월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

## 1. 서론

합성구조는 교량의 건설과정에서의 편의성과 재료의 특성을 효율적으로 사용할 수 있다는 장점으로 인해 최근 사용빈도가 증가하고 있는 추세이다. 특히 강재와 콘크리트의 합성구조는 두 재료의 상이함에도 불구하고 상호보완적 특성으로 인하여 많은 장점을 지니고 있다. 이 때문에 Steel 거더교, Steel Box교 등이 자주 사용되며 형호가 낮은 Preflex 교량 또한 널리 사용되고 있다.

최근 개발된 PSSC(Prestressed Steel and Concrete) 거더 교량은 이러한 교량형식들의 장점을 살리면서, 공장 생산되는 기성 구조용 압연 형강을 사용하고 강선에 의해 프리스트레스를 가함으로써 보다 효율적이고 경제적인 개념을 살린 구조 형식이다.

PSSC 거더는 이른바 강교와 PSC 빔의 장점을 고려하고 단점을 보강한 공법으로 공장 생산되는 2개의 상용 구조용 압연 형강의 상하단에 이음판을 이용하여 고장력볼트로 조합함으로써 강재 박스형 거더를 제작하고 내부에 긴장재를 배치하여 강선정착부에 콘크리트를 충전한 후 프리스트레스를 가해서 제작하며, 상부슬래브와는 전단연결재로 합성하는 교량형식이다.

PSSC 거더 교량은 상용 구조용 형강을 사용하므로 자재수급이 원활하고 재료 품질의 신뢰성이 보장되고, 판형작업에서 용접과정이 생략되므로 재질이 변성되지 않으므로 구조물의 품질이 보장된다. 또한 대부분의 공정이 공장가공에 의해 이루어지며, 현장에서는 볼트 이음만으로 제작되므로 운반과 제작이 용이하고, 교량의 거치가 신속하고 안전하다.

Fig. 1과 Fig. 2는 PSSC(Prestressed Steel and Concrete) 거더 교량의 단면도를 보여주고 있다.

PSSC 거더 교량은 일반적인 합성교량과 마찬가지로 자중, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중 및 활하중의 단계별 하중이 작용될 뿐만 아니라 시공과정 중 초기상태, 텐던의 배치와 긴장력의 도입상태 및 상부슬래브의 타설에 의한 합성상태등의 다양한 단면변화를 나타낸다.

따라서 교량의 설계 안전성의 확보를 위해서는 각 단계별 구조물의 거동과 단면의 응력변화를 정확히 예

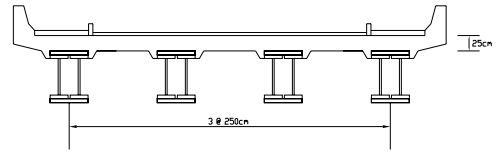


Fig. 1 PSSC 거더 교량의 단면도

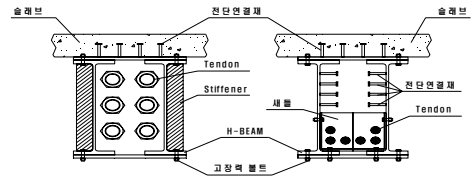


Fig. 2 PSSC 거더의 세부 단면도

측하는 것이 필요하며, 최근의 설계개념의 변화에 따른 교량의 한계상태의 강도에 대한 정의와 이를 산정 과정에 대한 근거가 필요하다.

PSSC 교량에 관한 연구는 압연형강과 긴장재를 이용한 강교량 기술개발에 관한 설계기술이 개발(아주대학교, 2004)되었으며, 경원대학교 산학협력단(경원대학교, 2006) PSSC 합성거더 연속화 실용화 연구를 통해 PSSC 교량의 표준화와 연속화를 수행하였다. PSSC 거더의 처짐, 휨응력 및 휨강도에 관한 한계상태를 가정하여 신뢰도를 분석하고, 다양한 지간에 대하여 허용응력에 맞추어 설계한 단면들의 신뢰도를 구하여 한계상태별로 값을 비교하였으며, 허용응력에 대한 여유 정도가 자기 다른 단면들에 대한 신뢰도의 연구가 수행되었다(황철성등, 2007). 또한 합성전·후에 발생하는 부재내의 변형도, 응력변화 허용응력 한계상태, 항복응력 한계상태 및 강도한계상태의 단면력에 대한 연구(황철성등, 2008)가 수행되었다.

본 연구는 PSSC 교량에서 표준지간(25m~45m)에 대해 지간 별 고정하중 및 활하중이 작용될 때 합성전·후에 발생하는 부재내의 변형도 및 응력변화와 허용응력 한계상태, 항복응력 한계상태 및 강도한계상태의 단면력과 부재내의 변형도 및 응력변화에 대해 지간 별 특성을 구하고 이를 각각 프리스트레스가 작용되고 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 고려한 정밀해석을 한 경우와 단면의 변형에

따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 무시한 경우 및 초기 프리스트레스를 무시하고 단면의 변형에 따른 텐던의 인장력의 변화만을 고려한 경우를 각각 해석하여 PSSC교량에서 프리스트레스 텐던의 영향을 비교 검토한다.

또한 이로부터 사용성 및 강도한계상태에 대한 신뢰도지수를 구함으로써 향후 PSSC 교량의 한계상태설계에 관한 단면 최적화에 필요한 근거를 마련함을 목적으로 한다.

## 2. PSSC 거더 교량 해석

### 2.1 교량 설계

PSSC 거더는 슬래브, H-beam으로 이루어진 강제박스거더 및 내부 충전 콘크리트로 구성되어 있으며 6개의 강선이 배치되어 있다. 단면이 합성단면이므로 강제단면, 강선 포함단면 그리고 슬래브 환산단면으로 나누어 필요한 제원들을 구한다.

본 연구에서는 구조물의 합성거동을 밝히기 위해 하중의 단계는 합성전에 고정하중 및 프리스트레스하중이 작용하고, 합성 후에 활하중이 작용되는 것으로 이상화한다. 보의 자중은 강제 하중과 내부 충전 콘크리트에 의한 하중이고, 합성전 고정하중은 슬래브가 합성되기 전에 거더에 미치는 하중이며, 합성 후의 활하중은 DB24(DL24)하중을 사용한다.

자중과 합성 전 고정하중은 각각 강제단면 및 강선 포함 단면을 이용하여 구조해석을 수행하며, 합성 후 고정하중과 활하중은 슬래브 환산단면을 이용하고 거더와 가로보를 Frame 모델로 이상화하여 해석한다.

또한 프리스트레스에 의한 응력검토에서 곡률 및 마찰손실, 정착장치 활동량에 의한 손실, 탄성변형에 의한 손실 및 강연선 릴렉сей션에 의한 손실을 고려하며, 건조수축 및 크리프에 의한 손실은 PSSC 거더가 강제이므로 고려하지 않았다.

시공과정의 각 단계별 응력 검토를 PSSC 거더의 상하단 슬래브 상단에 대해 수행하며, 교량의 중간을 기준으로 신뢰도 분석을 실시한다. 슬래브의 두께는 25cm로 동일하게 적용하며, 비교를 위한 구조용 압연

형강은 국내에서 상시 수급이 가능한 H형강을 대상으로 상하부 이음판은 같은 두께를 사용함을 원칙으로 한다.

### 2.2 교량의 해석

각 교량의 해석과 비교 대상 PSSC 거더의 부분별 재료적 성질과 단면제원은 각각 다음의 Table 1 및 Table 2와 같고, Fig. 3~Fig. 5는 한계모멘트 산정을 위해 사용된 재료별 응력-변형도 곡선을 보여 준다.

Table 1 대상구조물의 사용재료

명칭	사용재료	비고
강재	H형강	SM490
	이음판	SM490
긴장재	SWPC7B/6가닥	저릴렉세이션 강연선
슬래브	$f_{ck} : 27\text{MPa}$	

Table 2 검토대상 교량의 단면성질

H형강	단면2차모멘트 (cm <sup>4</sup> )	
	강제단면	슬래브포함 환산단면
H606x201x12x20	359,000	1,068,000
H594x302x14x23	559,600	1,397,000
H692x300x13x20	674,100	1,652,000
H700x300x13x24	812,500	1,885,000
H708x302x15x28	972,000	2,149,000
H792x300x14x22	983,700	2,242,000
H800x300x14x26	1,164,000	2,527,000
H808x302x16x30	1,373,000	2,854,000
H890x299x15x23	1,318,000	2,867,000
H900x300x16x28	1,614,000	3,319,000
H912x302x18x34	2,001,000	3,889,000
H918x303x19x37	2,203,000	4,178,000

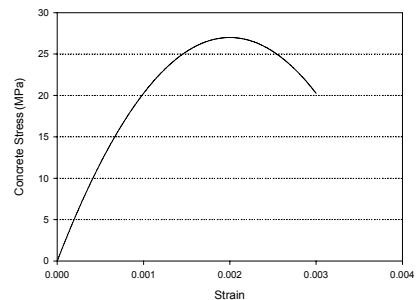


Fig. 3 콘크리트의 응력-변형도 곡선

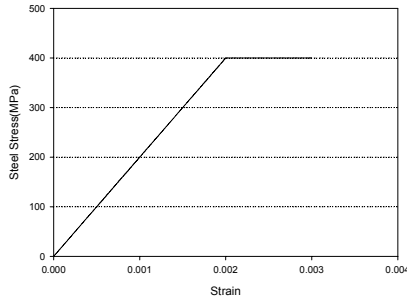


Fig. 4 강재의 응력-변형도 곡선

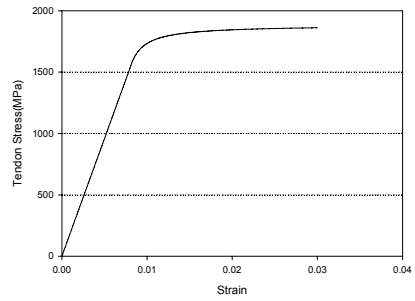


Fig. 5 텐션의 응력-변형도 곡선

Table 3 교량지간별 최적형강 단면의 해석 및 설계결과

교량지간 (m)	최적형강	휨모멘트 (KN·m)				이음판 두께 (cm)	유효프리스트레 스응력(MPa)	거더상·하단응력( MPa)
		고정하중			활하중			
		자중	합성전	합성후				
25	H606x201x12x20	338.1	1227.0	141.1	1471.0	2.71	333.83	151.51
30	H594x302x14x23	729.1	1766.9	202.9	1730.7	2.83	371.07	164.16
35	H792x300x14x22	1028.0	2404.9	276.4	2089.4	2.73	320.72	166.57
40	H808x302x16x30	1739.5	3140.9	360.6	2345.1	3.68	266.38	174.70
45	H918x303x19x37	2760.7	3976.8	456.7	2686.2	4.08	215.65	179.17

교량의 지간은 25m~45m까지 5m간격을 대상으로 하였으며, 교량의 해석과 지간별 최적단면의 산정은 기존의 논문(황철성등,2007)의 결과를 참조하였다.

각 교량지간에 대해 설계검토를 수행하여 상용 H형 강 중 강재의 허용응력을 넘지 않는 최적의 단면을 구한다. 최적단면의 산정은 프리스트레스를 가하지 않은 상태에서 활하중이 작용할 때 거더하단의 최대응력이 허용응력에 도달하도록 기본 H형강의 상하 이음판의 두께를 조절하고, 활하중이 작용된 상태에서 거더 상하단 응력의 절대값이 같도록 프리스트레스의 양을 정한다. 해당단면에 대한 해석 및 설계 결과가 Table 3에 정리되어 있으며, 이는 신뢰도 해석의 표준값에 해당된다.

### 2.3 교량의 한계모멘트 계산

PSSC 교량에 대한 한계모멘트의 정의는 강재가 최초로 허용응력에 도달하는 시점을 기준으로 한 강도

(허용 한계모멘트,  $M_a$ ), 강재가 최초로 항복되는 시점을 기준으로 한 강도(항복 한계모멘트,  $M_y$ ) 및 상부슬래브의 상단의 변형도가 0.003에 도달할 때의 강도(강도 한계모멘트,  $M_u$ )로 한다.

PSSC 교량은 강재거더에 프리스트레스를 가한 후 상부슬래브를 타설하므로 시공과정과 고정하중 및 활하중의 재하과정에서 단계별 응력의 변화가 발생한다. 따라서 이들 각 단계와  $M_a$ ,  $M_y$  및  $M_u$ 에 도달할 때의 변형도와 응력변화를 구하였으며, 거더의 단면 회전각에 따른 휨모멘트의 변화를 구한다.

시공과정에 따른 단계별 휨모멘트와 한계모멘트에 이르는 과정은 Table 4와 같다.

거더 내의 변형도와 작용응력은 시공단계별로 강재 자중이 작용하는 단계와 프리스트레스하중이 작용되는 단계와 합성전 고정하중이 작용되는 단계 및 합성후의 각 하중상태로 나누어 볼 수 있다.

이의 각 단계별 강도 산정을 위한 변형도의 계산은 합성전 작용하중과 프리스트레스에 의한 강재 내의 변

형도를 초기값으로 하고, 압축축과 인장축의 합력이 평형상태가 되는 평형 중심축을 기준으로 한 변형도의 증가량에 대응하는 응력변화량을 전단면에 대해 적분하여 압축력과 인장력의 평형상태 확인하고 이 때의 저항모멘트를 계산한다. 각 한계모멘트와의 조건을 검토하여 같을 때에는 이의 변형도 및 응력상태를 저장하여 각 단계별 합성거동에 대한 응력변화를 구한다. 이러한 계산의 흐름도는 Fig. 6에 나타나 있다.

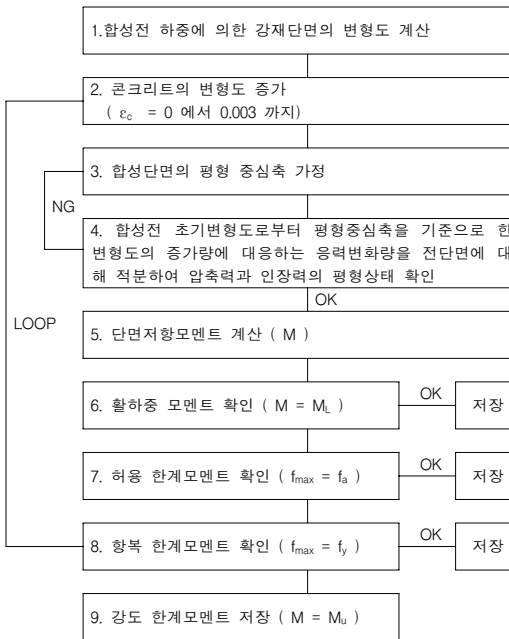


Fig. 6 PSSC 교량의 강도계산을 위한 프로그램 흐름도

Table 4 시공단계별 단면의 응력변화

저항단면	작용하중	내용
강재	강재거더	강재자중 작용
강재+ 프리스트레스	프리스트레스	프리스트레스힘에 의한 축력 및 부모멘트 작용
강재+ 프리스트레스+ 슬래브	고정하중	상부슬래브등의 고정하중 작용
	활하중	차량 활하중 작용
	허용한계하중	강재가 허용응력에 도달
	항복한계하중	강재가 항복응력에 도달
	강도한계하중	콘크리트의 변형도가 0.003에 도달

## 2.4 교량의 시공단계별 거동 분석

교량의 시공과정에 따라 작용되는 하중의 과정에 따라 검토된 하중단계는 다음과 같다.

Table 5 하중단계

단계	하중상태
Stage 0	초기상태
Stage 1	프리스트레스가 작용된 상태
Stage 2	합성전 고정하중이 작용된 상태
Stage 3	활하중이 작용된 상태
Stage 4	허용 한계모멘트에 도달한 상태
Stage 5	항복 한계모멘트에 도달한 상태
Stage 6	강도 한계모멘트에 도달한 상태

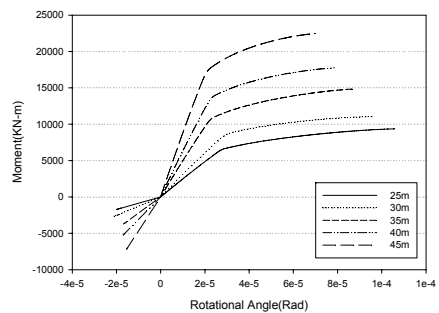


Fig. 7 회전각에 따른 모멘트의 크기 변화

Fig. 7은 프리스트레스가 작용되고 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 고려한 정밀해석을 한 경우의 회전각에 따른 단면의 모멘트 변화를 보여준다. 각 선의 끝단은 강도 한계모멘트 상태를 나타내며, 이때의 회전각은 표준단면에서 교량의 지간에 대해 반비례하는 결과를 보여 주고 있다. 또한 회전각이  $2 \times 10^{-5} \sim 3 \times 10^{-5}$  사이에서 모멘트의 증가율이 급격히 감소함을 보여준다.

Fig. 8 및 Table 6은 교량지간 별로 하중단계에 대한 저항모멘트의 크기를 보여주어 주고 있다. 허용 한계모멘트에 대한 항복 한계모멘트의 비는 2.14 ~ 2.24로서 교량의 지간이 길어짐에 따라 다소 증가하는 경향은 있으나 거의 일정한 값으로 나타난다. 허용 한계

모멘트에 대한 강도 한계모멘트의 비는 2.71 ~ 2.92 이고, 항복 한계모멘트에 대한 강도 한계모멘트의 비는 1.24 ~ 1.37로서 강재의 전단면이 극한상태에 이르기 전에 상부슬래브에 의해 극한상태에 도달함을 알 수 있으며, Fig. 9 및 Table 7이 이를 보여준다.

Fig. 10은 교량의 지간별로 각 한계모멘트의 변화를 보여주고 있다. 이에 따르면 교량의 지간에 따라 허용 한계모멘트는 완만한 비례로 증가를 나타내며, 교량지간 25m에 대해 45m에서 1.54배로 증가량을 나타낸다. 이에 비해 항복 한계모멘트와 강도 한계모멘트의 크기는 2.50 및 2.40배로 증가함을 보여준다. 또한 허용 한계모멘트에 대한 항복 한계모멘트와 강도 한계모멘트는 각각 교량지간에 비례하여 증가하며 각각 2.93~4.75 와 4.24~6.62로서 비교적 크게 증가함을 보여준다.

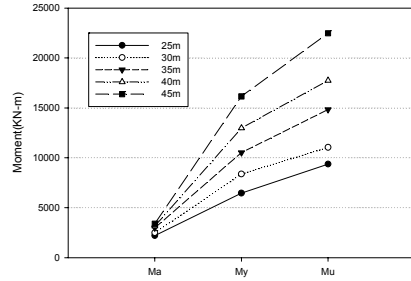


Fig. 9 한계모멘트의 크기 변화

Table 7 한계 모멘트의 크기 변화(단위:KN·m)

한계 모멘트	25m	30m	35m	40m	45m
M <sub>a</sub>	2.21E+03	2.50E+03	2.98E+03	3.16E+03	3.40E+03
M <sub>y</sub>	6.46E+03	8.38E+03	1.05E+04	1.30E+04	1.62E+04
M <sub>u</sub>	9.37E+03	1.10E+04	1.48E+04	1.77E+04	2.25E+04

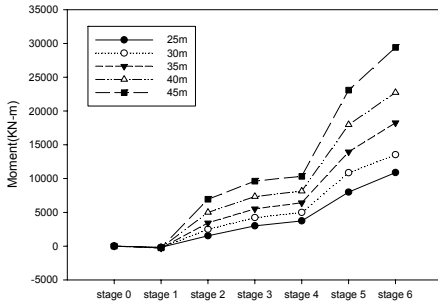


Fig. 8 Stage별 모멘트의 크기 변화

Table 6 각 단계별 모멘트의 크기 변화(단위:KN·m)

단계	저항 모멘트의 크기				
	25m	30m	35m	40m	45m
Stage 0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Stage 1	-1.83E+02	-2.07E+02	-2.84E+02	-2.53E+02	-2.50E+02
Stage 2	1.52E+03	2.49E+03	3.43E+03	4.99E+03	6.94E+03
Stage 3	2.99E+03	4.22E+03	5.51E+03	7.33E+03	9.63E+03
Stage 4	3.73E+03	4.99E+03	6.40E+03	8.15E+03	1.03E+04
Stage 5	7.98E+03	1.09E+04	1.40E+04	1.80E+04	2.31E+04
Stage 6	1.09E+04	1.35E+04	1.83E+04	2.27E+04	2.94E+04

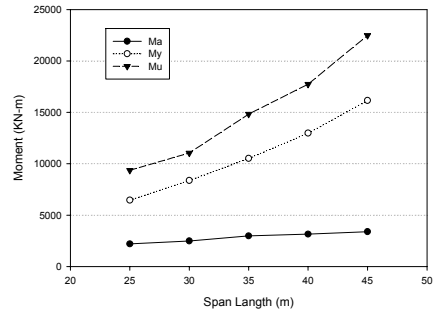


Fig. 10 교량지간에 대한 한계모멘트의 변화

Fig. 11은 상부슬래브의 압축변형률의 변화에 대한 평형중심축의 변화를 보여 준다. 지간에 관계없이 변형률이 0.001까지는 서서히 감소하며, 이후 증가하는 양상을 보여준다. 강재거더 총 높이에 대한 평형중심축의 높이비는 변형률이 0.001에서 0.55~0.63 정도로 나타난다. 또한 Fig. 12 및 Table 8은 각 한계모멘트에 대한 평형중심축의 변화를 보여준다. 극한상태인 0.003에서는 0.66~0.69로서 좁은 범위의 값으로 나타난다. 따라서, 한계상태설계시 기본가정에서 본 수치의 값을 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

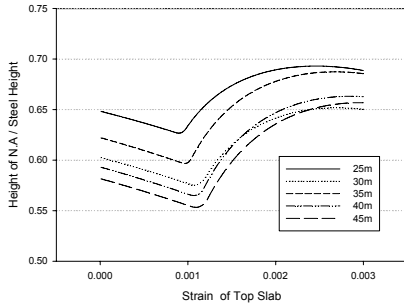


Fig. 11 상부슬래브의 변형도에 대한 평형중심축의 변화

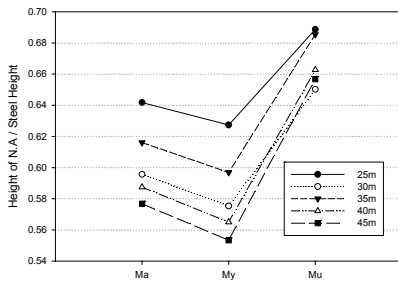


Fig. 12 한계모멘트에 대한 평형중심축의 변화

Table 8 한계모멘트에 대한 평형중심축의 변화

한계 모멘트	25m	30m	35m	40m	45m
$M_a$	0.642	0.596	0.616	0.587	0.577
$M_y$	0.627	0.575	0.597	0.565	0.553
$M_u$	0.689	0.650	0.686	0.663	0.657

## 2.5 프리스트레스 텐던의 영향 분석

PSSC 강합성 교량은 강재조립 후 프리스트레스가 작용되고 이후 상부슬래브의 타설, 고정하중 및 활하중의 작용에 따라 프리스트레스 텐던의 변형이 예상되고 이는 초기 프리스트레스힘에 의해 해석할 경우 해석상의 오차를 유발한다. 따라서 본 연구에서는 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 고려한 정밀해석을 한 경우와 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 무시한 경우 및 초기 프리스

트레스를 무시하고 단면의 변형에 따른 텐던의 인장력의 변화만을 고려한 경우를 각각 해석하여 PSSC교량에서 프리스트레스 텐던의 영향을 비교한다.

비교검토를 위해 초기 프리스트레스힘이 작용되지 않은 경우도 텐던을 배치하고 교량에 재하되는 모든 하중에 의해 발생하는 텐던의 변형은 해석에서 고려한다. 각 경우에 대한 해석조건은 다음 Table 9와 같다.

Table 9 교량의 해석조건

경우	해석조건
Case 1	프리스트레스가 작용되고 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 고려한 경우
Case 2	프리스트레스는 작용되었으나 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 무시한 경우
Case 3	초기 프리스트레스를 가하지 않고 단면의 변형에 따른 텐던의 인장력의 변화만을 고려한 경우

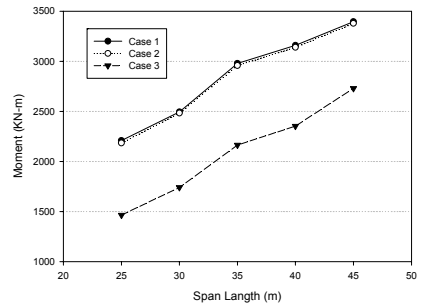


Fig. 13 각 Case 별의 허용 한계모멘트의 변화

Table 10 각 Case 별의 허용 한계모멘트(단위:KN·m)

교량지간(m)	Case 1	Case 2	Case 3
25m	2208.5	2184.2	1465.0
30m	2495.2	2482.5	1740.2
35m	2978.9	2957.8	2163.8
40m	3159.4	3140.0	2352.8
45m	3395.9	3378.2	2730.2

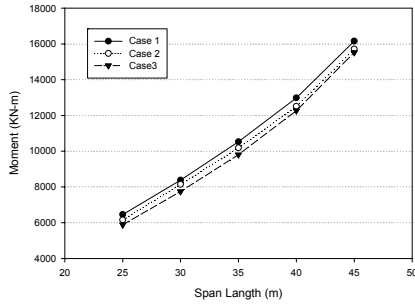


Fig. 14 각 Case 별의 항복 한계모멘트의 변화

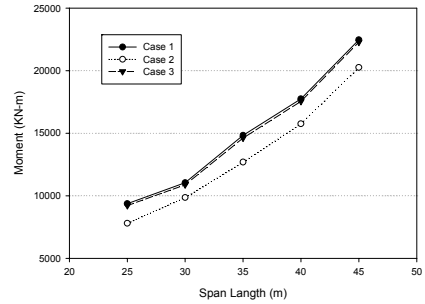


Fig. 15 각 Case 별의 강도 한계모멘트의 변화

Table 11 각 Case 별의 항복 한계모멘트(단위:KN·m)

교량지간(m)	Case 1	Case 2	Case 3
25m	6460.5	6157.5	5881.5
30m	8376.9	8148.3	7744.8
35m	10527.4	10185.4	9807.1
40m	12982.4	12507.6	12264.6
45m	16155.9	15704.3	15520.8

Fig. 13 및 Table 10은 교량지간별 허용 한계모멘트를 보여 주고 있다. 정밀해석(Case 1)에 대한 Case 2의 비는 전 지간에 걸쳐 0.99로 작용하중에 의해 변형되는 텐던의 영향은 거의 없는 것으로 나타났다. 이에 비해 Case 3의 비는 0.66~0.80으로 지간이 짧을수록 초기 프리스트레스힘이 허용 한계모멘트의 크기에 큰 영향을 미침을 알 수 있다.

Fig. 14 및 Table 11은 교량지간별 항복 한계모멘트를 보여 주고 있다. 정밀해석(Case 1)에 대한 Case 2와 Case 3의 비는 각각 0.95~0.97과 0.91~0.96으로 작용하중에 의해 변형되는 텐던의 영향과 초기 프리스트레스힘이 항복 한계모멘트의 크기에 미치는 영향은 크지 않음을 알 수 있다.

Fig. 15 및 Table 12는 교량지간별 강도 한계모멘트를 보여 주고 있다. 정밀해석(Case 1)에 대한 Case 2의 비는 0.83~0.90으로 작용하중에 의해 변형되는 텐던의 영향에 따라 한계모멘트에 다소 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 이에 비해 Case 3의 비는 0.98~0.99로 초기 프리스트레스힘이 강도 한계모멘트의 크기에 영향을 거의 없는 것으로 나타났다.

Table 12 각 Case 별의 강도 한계모멘트(단위:KN·m)

교량지간(m)	Case 1	Case 2	Case 3
25m	9365.9	7795.5	9216.5
30m	11044.9	9855.8	10871.6
35m	14829.9	12688.7	14609.2
40m	17745.5	15754.8	17545.7
45m	22474.5	20262.7	22279.5

따라서 허용 한계모멘트는 초기 프리스트레스의 영향이 크게 작용되며, 이는 교량의 지간이 짧을수록 크게 나타난다. 항복한계 모멘트는 텐던의 변형에 의한 영향과 초기 프리스트레스힘이 다소 영향을 미치는 것으로 나타났으며, 강도 한계모멘트는 텐던의 변형에 의한 영향이 큰 것에 비해 초기 프리스트레스힘의 영향은 거의 없는 것으로 나타났다.

### 3. 신뢰도 분석

#### 3.1 한계상태

이 연구에서는 구조물의 사용성과 관련되는 응력에 대한 한계상태와 구조물의 안전성에 관련되는 휨 강도에 대한 한계상태를 정의하여, PSSC 거더의 신뢰도 분석을 수행한다. 먼저 응력에 관한 사용성 한계상태함수  $g_s$ 를 다음과 같이 가정한다.

$$g_s = \sigma_a - \sigma_{girder} \quad (1)$$



여기에서  $\sigma_a$  는 도로교설계기준(2005)에서 정의한 허용응력으로서 SM490 강종에 대한 190 MPa를 사용하였으며,  $\sigma_{girder}$  는 사용하중에 의하여 거더에 발생하는 휨응력이다. 따라서 식(1)은 이 연구에서 설계한 단면이 사용하중을 받을 때 발생하는 응력의 허용응력에 대한 여유 정도를 나타낸다.

다음으로, 응력을 기준으로 설계된 단면이 발휘하는 강도에 대한 신뢰도를 구하기 위하여 강도한계상태 함수를 정의한다. 이 연구에서는 식(2)와 같이 단면의 휨 저항강도  $M_r$  과 단면에 작용하는 외부하중 효과인 고정하중 및 차량 활하중으로 인한  $M_D$  및  $M_L$  과의 차이로 한계상태함수를 정의한다.

$$g_u = M_r - M_D - M_L \quad (2)$$

위의 식(1) 및 (2)에서  $g=0$  인 경우가 한계상태이며,  $g>0$  인 경우는 구조물 성능이 한계상태를 만족하는 경우이고,  $g<0$  인 경우는 한계상태를 위반하는 경우가 된다.

### 3.2 신뢰도지수

재료 및 단면의 치수에 대하여 본 연구에서 사용한 통계자료는 국내 강재 재료통계(신동구 등, 2005), 미국 및 캐나다의 교량설계기준 보정 연구(Nowak 등, 1994)와 미국 콘크리트구조설계기준의 보정 연구(Nowak 등, 2003)에서 사용한 값을 이용하였으며, Table 13과 같다. 이 표에서 사용한 편중계수는  $\lambda = \mu / X_n$ , 변동계수는  $V = \sigma / \mu$  이며,  $\mu$  는 평균값,  $X_n$  은 공칭값,  $\sigma$  는 표준편차이다.

Table 13 재료, 치수 및 하중에 관한 기초 통계자료

	편중계수 $\lambda$	변동계수 $V$	분포형식
슬래브 두께	1.00	0.04	정규분포
강재 탄성계수	1.00	0.06	정규분포
강재 항복강도	1.18	0.085	정규분포
콘크리트 압축강도	1.235	0.10	정규분포
고정하중	1.05	0.10	정규분포
활하중	1.00	0.18	정규분포

이들 재료와 치수의 변동으로 인한 편중계수와 변동계수를 각각  $\lambda_{MF}$  와  $V_{MF}$  라 하고, 추가로 해석모델의 변동성을 고려하는 전문성계수(professional factor)를  $\lambda_P$  와  $V_P$  로 한다면, 단면의 저항 값에 대한 편중계수는  $\lambda_R = \lambda_{MF} \lambda_P$ , 변동계수는

$V_R = \sqrt{V_{MF}^2 + V_P^2}$  과 같이 구할 수 있다. 이 연구에서는 문헌(Nowak, 1999) 자료를 택하여  $\lambda_P = 1.05$ ,  $V_P = 0.06$  를 사용한다.

응력에 대한 신뢰도지수는 Monte Carlo 시뮬레이션을 이용하여 구하며, 휨강도에 대한 신뢰도지수는 선형신뢰도해석 방법의 하나인 Rackwitz-Fiessler 방법을 사용하였다. 교량의 지간별로 응력과 항복모멘트  $M_y$  및 강도모멘트  $M_u$  에 대한 신뢰도지수를 도시하면 Fig. 16과 같다.

대상 단면은 사용하중상태에서 거더하단의 최대응력이 허용응력에 도달하도록 단면을 결정한 후 거더 상하단 응력의 절대값이 같도록 프리스트레스의 응력을 가하여 설계하였으므로, 응력에 대한 신뢰도 지수는 0 보다 다소 큰 값을 주고 있다. 또한 지간별 신뢰도지수가 0.20 ~ 1.85로, 허용응력에 대한 여유도는 상대적으로 단지간에서 크고 장지간에서 작은 경향을 보임을 알 수 있다.

허용응력을 기준으로 설계한 단면이 보이는 휨강도에 대한 신뢰도지수는 항복모멘트  $M_y$  에 대하여 4.04 ~ 6.02 이며, 강도모멘트  $M_u$  에 대하여 6.24 ~ 7.62 임을 알 수 있다. 이 값은 하중 및 저항계수를

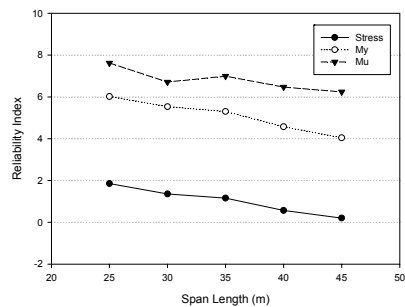


Fig. 16 교량지간에 대한 신뢰도지수

적용하여 설계하는 미국 설계기준의 목표신뢰도지수 값인 3.5에 비하여 상당히 높은 수준의 값임을 알 수 있다.

#### 4. 결 론

최근 개발된 PSSC 거더 교량의 특성에 해당되는 합성구조와 프리스트레스의 효과를 밝히기 위해 시간 별 표준단면에 대한 시공단계에 따른 해석을 실시한다. 해석조건으로 프리스트레스가 작용되고 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 고려한 정밀해석을 한 경우와 단면의 변형에 따른 텐던의 프리스트레스힘의 변화를 무시한 경우 및 초기 프리스트레스를 무시하고 단면의 변형에 따른 텐던의 인장력의 변화만을 고려한 경우로 나누어 PSSC교량에서 프리스트레스 텐던의 영향을 비교 검토한다. 또한 거더의 응력과 휩강도를 변수로 하는 한계상태들을 가정하고 이에 대한 신뢰도 분석을 수행한다. 이의 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 강도 한계모멘트 상태의 회전각은 교량의 지간에 대해 반비례하며, 회전각이  $2 \times 10^{-5} \sim 3 \times 10^{-5}$  사이에서 모멘트의 증가율이 급격히 감소함을 보여 준다.
- 2) 허용 한계모멘트는 교량의 지간에 비례로 증가하며, 교량지간 25m에 대해 45m에서 1.54배로 증가량을 나타낸다. 이에 비해 항복 한계모멘트와 강도 한계모멘트의 크기는 각각 2.50 및 2.40배로 증가한다. 또한 허용 한계모멘트에 대한 항복 한계모멘트와 강도 한계모멘트는 각각 교량지간에 비례하여 증가하며 각각  $2.93 \sim 4.75$  와  $4.24 \sim 6.62$ 로 증가한다.
- 3) 상부슬래브의 압축변형률의 변화에 대한 평형중심축은 지간에 관계없이 변형률이 0.001까지는 서서히 감소하며, 이후 증가하는 양상을 보여준다. 강재거더 총 높이에 대한 평형중심축의 높이비는 변형률이 0.001에서 0.55~0.63 정도로 나타나며, 극한상태인 0.003에서는 0.66~0.69로서 좁은 범위의 값으로 나타난다.

- 4) 허용 한계모멘트의 경우 정밀해석(Case 1)에 대한 Case 2의 비는 전 지간에 걸쳐 0.99로 작용하중에 의해 변형되는 텐던의 영향은 거의 없는 것으로 나타났다. 이에 비해 Case 3의 비는 0.66~0.80으로 지간이 짧을수록 초기 프리스트레스힘이 허용 한계모멘트의 크기에 큰 영향을 미침을 알 수 있다.
- 5) 항복 한계모멘트의 경우 정밀해석에 대한 Case 2와 Case 3의 비는 각각 0.95~0.97과 0.91~0.96으로 작용하중에 의해 변형되는 텐던의 영향과 초기 프리스트레스힘이 항복 한계모멘트의 크기에 미치는 영향은 크지 않음을 알 수 있다.
- 6) 강도 한계모멘트의 경우 정밀해석(Case 1)에 대한 Case 2의 비는 0.83~0.90으로 작용하중에 의해 변형되는 텐던의 영향에 따라 한계모멘트에 다소 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 이에 비해 Case 3의 비는 0.98~0.99로 초기 프리스트레스힘이 강도 한계모멘트의 크기에는 영향이 거의 없는 것으로 나타났다. 따라서 허용 한계모멘트는 초기 프리스트레스의 영향이 크게 작용되며, 이는 교량의 지간이 짧을 수록 크게 나타난다. 항복한계모멘트는 텐던의 변형에 의한 영향과 초기 프리스트레스힘이 다소 영향을 미치는 것으로 나타났으며, 강도 한계모멘트는 텐던의 변형에 의한 영향이 큰 것에 비해 초기 프리스트레스힘의 영향은 거의 없는 것으로 나타났다.
- 7) 허용응력을 기준으로 설계한 예제 단면의 응력에 대한 신뢰도 지수는 0.20 ~ 1.85이다. 단면의 휩강도에 대한 신뢰도 지수에 있어서는, 항복모멘트  $M_y$ 에 대하여 4.04 ~ 6.02이며, 강도모멘트  $M_u$ 에 대하여 6.24 ~ 7.62이다. 하중 및 저항 계수를 적용하여 설계하는 미국 설계기준의 목표 신뢰도지수 값이 3.5 임과 비교하면, 허용응력을 기준으로 설계한 단면은 강도에 대하여 상당히 높은 수준의 신뢰도지수를 보임을 알 수 있다.

감사의 글

이 연구는 서울대학교 교량설계핵심기술연구단을 통

한 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업 지원금에 의하여 이루어졌으며 이에 감사드립니다.

#### 참고문헌

1. 아주대학교 토목기술 연구센터, "압연형강과 긴장재를 이용한 강교량 기술개발," 2004.
2. 경원대학교 산학협력단, "PSSC 합성거더 연속화 실용화 연구," 2006.
3. 건설교통부, "도로교설계기준," 2005.
4. 신동구, 권태형, 김천용, 이창렬, "정모멘트를 받는 강 합성단면 휨저항의 통계적 특성 분석", 대한토목학회 2005년 학술발표회.
5. 장승필, 심창수, "합성구조론," 구미서관, 2005.
6. 황철성, 백인열, "PSSC 거더 교량의 한계상태별 신뢰도 비교," 구조물진단학회지, 제11권 1호, 2007, 1월, pp. 171-180.
7. 황철성, 백인열, "PSSC 거더 교량의 비선형 거동 분석 및 신뢰도 해석," 구조물진단학회지, 제12권 1호, 2008, 1. pp. 158-166.
8. Nowak, A. S., "Calibration of LRFD Bridge Design Code," NCHRP Report 368, Transportation Research Board., 1999.
9. Nowak, A. S. and Collins, K. R., "Reliability of Structures," McGraw-Hill, 2000.
10. Nowak, A. S. and Grouni, H. N., "Calibration of the Ontario Highway Bridge Design Code 1991 edition," Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, 1994, pp. 25-35.
11. Nowak, A. S. and Szerszen, M. M., "Calibration of Design Code for Buildings(ACI 318): Part 1-Statistical Models for Resistance", ACI Structural Journal, May-June, 2003, pp. 377-382.

(접수일자 : 2008년 4월 16일)

(심사완료일자 : 2008년 11월 17일)