



연속 슬래브의 포스트 텐서닝 보강에 대한 이론적 분석

김창혁¹⁾ · 김강수²⁾ · 김상식^{1)*}

¹⁾인하대학교 건축학부 ²⁾서울시립대학교 건축학부

Theoretical Evaluation of the Post Tensioning Effect in Continuous Slabs

Chang-Hyuk Kim,¹⁾ Kang-Su Kim,²⁾ and Sang-Sik Kim^{1)*}

¹⁾Dept. of Architectural Engineering, Inha University, In-cheon 402-751, Korea

²⁾Dept. of Architectural Engineering, University of Seoul, Seoul 130-743, Korea

ABSTRACT Reinforced concrete (RC) structures have been most widely used because of their good economic efficiency. However, it is very weak in tensile stresses and difficult to control deflection due to the heavy self-weight of concrete. On the other hand, it is generally known that prestressed concrete structures can be the most effective to overcome the demerits of RC structures by using various tendon lay-out and its amount. In the prestressed concrete members, the inflection points of tendons should be placed effectively for the deflection control and the moment reduction. Therefore, in this study, the equations of tendon profiles are derived in terms of polynomials that satisfy essential conditions of tendon geometries such as inflection points and natural curved shapes of tendons placed in continuous members, from which vertical components of prestressing forces can be also calculated. The derived high order polynomial expression for the distributed shape of the upward and downward forces was transformed to an simplified equivalent uniform vertical force in order to improve the applicability in the calculation of member deflection. The influences of vertical forces by tendons to deflection and moment in a continuous slab were also considered depending on the distance from column face to the location of tendons. The applicability of the proposed method was examined by an example of deflection calculation for the cases of slabs with and without tendons, and the efficiency of deflection control by tendons was also quantitatively estimated.

Keywords : post tension, continuous slab, tendon shape, inflection point

1. 서 론

최근 들어 장경간 스패에 대한 수요가 더욱 늘어나는 추세이어서 철근콘크리트 휨부재에 비해 처짐제어에 유리한 포스트텐션 부재의 사용이 늘어나고 있다. 연속경간을 가진 건축물에 적용되는 포스트텐션 부재는 스패 중앙의 정모멘트와 기둥 주위의 부모멘트에 대해 효율적으로 저항하기 위하여 긴장재를 곡선 형태로 배치하게 된다. 긴장재에 도입된 긴장력의 수직 분력은 부재의 처짐제어에 있어서 매우 중요한 역할을 하게 된다. 일반적으로 포스트텐션 부재의 해석에서 곡선 형상의 긴장재에 발생하는 상향력과 하향력은 등분포로 분포된다고 가정한다. 즉, 긴장재가 곡선으로 배치될 경우 상향력과 하향력은 긴장재 변곡점의 위치를 경계로 방향이 정반대로 작용한다고 가정하여 해석하는 것이다. 하지만 실제로는 곡선 형태로 배치된 긴장재의 상향력 및 하향력과 같은 수직 분력의 분포는 등분포로 작용하지 않는다. 또한, 보

나 슬래브 같은 부재의 경간에서 긴장재의 변곡점 위치는 필요에 따라 임의적으로 선택되지만, 변곡점의 위치 선택에 대한 근거가 명확히 확립되어 있지 않다.¹⁻⁴⁾

따라서, 이 연구에서는 긴장력에 의한 수직 분력의 분포를 등분포로 가정하지 않고 긴장재의 곡선 형상에 따른 함수식으로부터 유도하여 수직 분력의 분포를 도출하고자 하였다. 또한, 상향력과 하향력의 작용 범위를 구분하게 되는 변곡점의 위치에 대한 수학적 검증이 필요하다고 판단하여 긴장재가 자연적인 곡선 형상을 유지할 수 있는 변곡점 위치의 범위를 수학적 방법을 통하여 분석 하였다. 이와 더불어 곡선 배치된 긴장재로 보강된 포스트텐션 슬래브의 처짐 산정방법을 제안하고, 이방향 슬래브의 예제를 통하여 긴장재에 의한 구체적인 처짐 제어 효과를 알아보았다.

2. 긴장재의 형상과 내력

2.1 내부 경간 긴장재

2.1.1 긴장재 형상식의 유도

포스트텐션 연속보 및 슬래브의 내부 경간에 배치되는

*Corresponding author E-mail : hanjib@inha.ac.kr

Received November 24, 2008, Revised December 10, 2008,

Accepted December 10, 2008

©2009 by Korea Concrete Institute

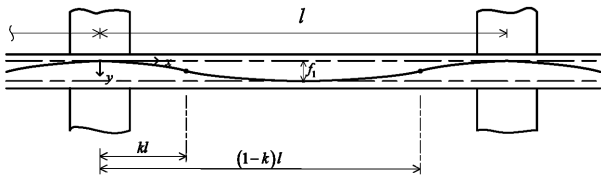


Fig. 1 Tendon profile in an interior span

긴장재의 형상은 일반적으로 Fig. 1과 같이 표현될 수 있으며, 이런 긴장재의 수평 및 수직좌표를 Fig. 1에 나타낸 바와 같이 각각 x, y 로 표시하면, 경간에서 경계조건은 다음과 같다.

$$x=0 \text{에서 } y=0, y'=0 \quad (1)$$

$$x=l \text{에서 } y=0, y'=0 \quad (2)$$

긴장재의 변곡점은 보의 처짐 및 모멘트의 제어 효율을 크게 하는 형태로 설치되며, 내부 경간에서는 일반적으로 대칭을 이룬다. Fig. 1에 보이는 바와 같이 변곡점의 위치를 각각 kl 및 $(1-k)l$, 긴장재의 중앙부 수직좌표값을 f_1 으로 하면,

$$x=kl \text{ 및 } x=(1-k)l \text{에서 } y''=0 \quad (3)$$

$$x=l/2 \text{에서 } y=f_1 \quad (4)$$

이 된다.

따라서, 식 (1)에서 (4)에 나타낸 7개의 조건을 만족시키는 긴장재의 형상은

$$y = a_0 + \sum_{n=1}^6 a_n x^n \quad (5)$$

의 다항식으로 나타낼 수 있으며, 식 (1)에서 (4)의 조건들을 식 (5)에 적용하면 긴장재의 곡선식은

$$y = \frac{64f_1}{(4-13\beta)l^6} [\beta x^6 - 3\beta l x^5 + l^2 x^4 + (5\beta-2)l^3 x^3 + (1-3\beta)l^4 x^2] \quad (6)$$

$$\text{여기서, } \beta = -\frac{6k^2-6k+1}{3(5k^4-10k^3+5k-1)}$$

으로 주어진다.

보의 양 단부 및 중앙부에서 긴장재의 기울기가 영이 되며, 이 위치는 식 (6)에서 $y'=0$ 으로 하여 구할 수 있다. 즉,

$$x(x-1)(2x-1)\{3\beta x^2 - 3\beta l x + (2-6\beta)l^2\} = 0 \quad (7)$$

을 만족시키는 x 의 값이 된다. 보의 양 단부인 $x=0$ 및 $x=l$ 보 중앙부 $x=l/2$ 에서 식 (7)이 영이 되는 것을 확인할 수 있다. 또한, 이 3군데 이외에서 기울기가 영인 개소가 생기지 않아야 되므로 식 (7)에서 네 번째 항의 x 가 허수를 가지는 조건을 적용하면,

$$(-3\beta l)^2 - 4(3\beta)(2-6\beta)l^2 < 0 \quad (8)$$

로 나타난다. 따라서, 식 (8)과 (6)으로부터 변곡점의 위치 kl 을 결정짓는 k 의 범위는

$$0.1127 < k < 0.2113 \quad (9)$$

로 계산된다. Fig. 2는 여러 k 값에 따른 긴장재의 형상을 나타낸 곡선이며, 식 (9)에 나타낸 범위내에서 긴장재의 곡선이 자연스럽게 나타남을 알 수 있다.

2.1.2. 긴장재의 수직 분력 계산

프리스트레스 연속보의 내부 경간에 배치되는 긴장재에 긴장력 P 가 작용하면 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 긴장재의 배치 각도에 따라 수평 방향과 수직 방향으로 분력이 발생하며, 이 중 보의 모멘트 및 처짐에 큰 영향을 끼치는 수직 방향 분력은 다음과 같이 계산된다.⁵⁾

$$q = \frac{P}{R} = P y'' \quad (10)$$

여기서, R 은 경간 내 임의의 점 x 에서 긴장재의 곡률을 나타낸다. 따라서, 식 (6)과 (10)으로부터 프리스트레스

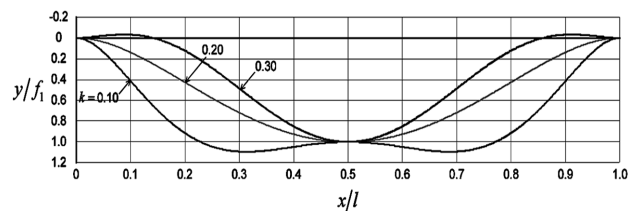


Fig. 2 Tendon profiles according to Eq. (6)

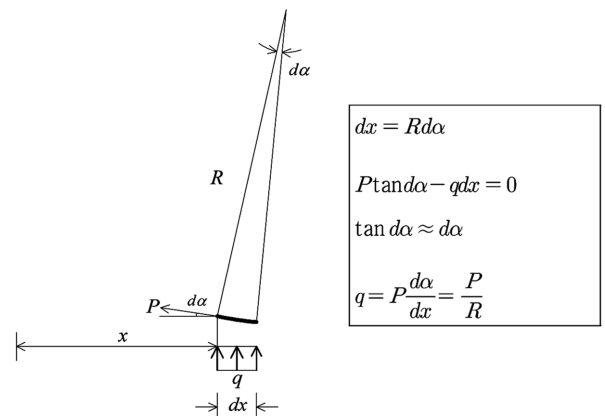


Fig. 3 Vertical component of tendon force, q

보강 연속보의 내부 공간에 작용하는 수직 분력은

$$q = \frac{64Pf_1}{(4-13\beta)l^6} [30\beta x^4 - 60\beta l x^3 + 12l^2 x^2 + 6(5\beta-2)l^3 x + 2(1-3\beta)l^4] \quad (11)$$

으로 유도된다.

Fig. 4는 식 (9)를 만족하는 k 값 중 0.12, 0.15 및 0.20 일 경우의 긴장재 곡선 형상을 나타낸 것이며, Fig. 5는 이 경우들에 대하여 식 (11)로부터 구해진 수직 분력의 분포를 나타낸 것이다. Fig. 5에 나타낸 긴장재의 수직분력은 일반적으로 가정되는 등분포와는 다른 양상을 보이고 있음을 알 수 있다.

2.1.3 긴장재의 수직 분력에 의한 모멘트

Fig. 6은 식 (11)에 의하여 구해진 연속보 내부 공간에서의 긴장재의 수직 분력을 나타낸 것이며, 이 부정정 구조물을 풀기 위해서 Fig. 7과 같은 정정구조물의 A 점에 잉여력 R_A 및 M_A 가 작용한다고 가정하여 변형일치의 조건을 사용할 수 있다. 잉여력 R_A 및 M_A 를 계산하면 각각

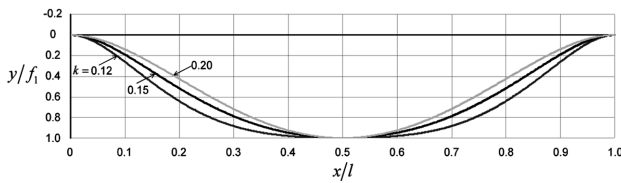


Fig. 4 Tendon profiles for selected k values

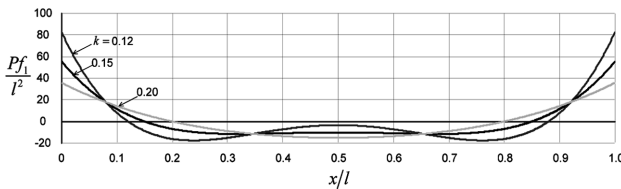


Fig. 5 Distributions of vertical tendon force q for selected k values

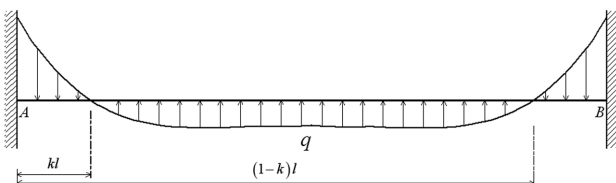


Fig. 6 Distributions of vertical tendon force q in an interior span

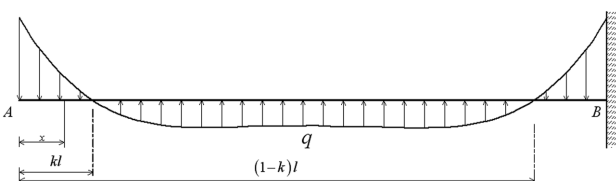


Fig. 7 Free-body diagram of an equivalent determinate structure

$$R_A = 0, \quad M_A = \frac{32Pf_1}{4-13\beta} \left(\frac{3}{14}\beta - \frac{1}{15} \right) \quad (12)$$

로 구해진다. 따라서, 프리스트레스 연속보의 내부 공간에서 Fig. 6의 A 점으로부터 임의의 x 만큼 떨어진 곳에서 긴장재의 수직분력에 의한 모멘트는

$$M_x = -\frac{64Pf_1}{(4-13\beta)l^6} [\beta x^6 - 3\beta l x^5 + l^2 x^4 + (5\beta-2)l^3 x^3 + (1-3\beta)l^4 x^2 + \left(\frac{3}{28}\beta - \frac{1}{30} \right) l^6] \quad (13)$$

으로 계산된다. k 값이 0.12, 0.15 및 0.20인 경우에 식 (13)에 의하여 구해진 모멘트의 분포는 Fig. 8과 같이 나타난다.

2.2 외부 공간 긴장재

2.2.1 긴장재 영상식의 유도

프리스트레스 보강 연속보의 외부 공간에 설치되는 긴장재의 형상은 일반적으로 Fig. 9와 같이 단부에서 초기 설치 위치 e_1 을 가지는 곡선 형태가 되며, 긴장재의 수직좌표 y 에 대한 경계조건은 다음과 나타낼 수 있다.

$$x=0 \text{ 에서 } y=e_1, \quad y''=0 \quad (14)$$

$$x=l \text{ 에서 } y=0, \quad y'=0 \quad (15)$$

Fig. 9에서 연속보의 외부 공간 긴장재 변곡점까지의 위치를 kl , 공간 내부에서 긴장재의 최대 수직 좌표값을 f_1 이라고 하면, 이 조건은 각각

$$x=kl \text{ 에서 } y''=0 \quad (16)$$

$$0 < x < l, \quad y'=0 \text{ 이 되는 위치에서 } y=f_1 \quad (17)$$

로 주어진다. 이와 같이 6개의 조건을 만족시킬 수 있는 긴장재의 곡선식을

$$y = b_0 + \sum_{n=1}^5 b_n x^n \quad (18)$$

의 다항식으로 나타낼 수 있고, 식 (14) ~ (16)의 경계조건을 식 (18)에 적용하면

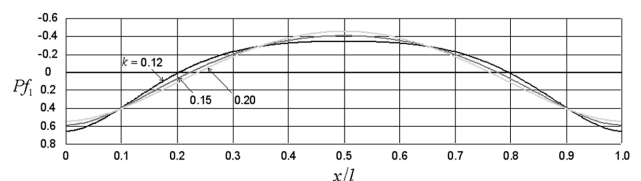


Fig. 8 Moment distribution for selected k value

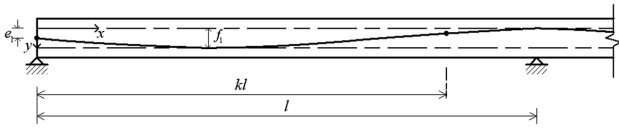


Fig. 9 Tendon profile in an exterior span

$$y = \frac{x-l}{(12k-9)l^4} [b_5 \{ (12k-9)l^4 x^4 - (20k^2-12k-3)l^5 x^3 + (10k^2-12k+3)l^6 x^2 + (10k^2-12k+3)l^7 x + e_1 \{ -3x^3 + (6k-3)lx^2 + (6k-3)l^2 x - (12k-9)l^3 \}] \quad (19)$$

와 같이 주어진다. 또한, 긴장재의 곡선식 (19)를 $y = b_5 g_1(x) + e_1 g_2(x)$ 의 형태로 나타내고, $0 < x < l$ 의 구간에서 $y' = 0$ 이 되는 위치를 λl 로 하면, 식 (17)에 나타낸 조건을 적용하면

$$b_5 g_1(\lambda l) + e_1 g_2(\lambda l) = f_1 \quad (20)$$

$$b_5 g_1'(\lambda l) + e_1 g_2'(\lambda l) = 0 \quad (21)$$

이 된다. 따라서 λl 은

$$f_1 g_1'(\lambda l) + e_1 [g_1(\lambda l)g_2'(\lambda l) - g_1'(\lambda l)g_2(\lambda l)] = 0 \quad (22)$$

을 만족시키는 값으로 결정된다.

식 (22)에서 k , f_1 및 e_1 은 설계 조건으로 주어지는 값이며, 식 (22)를 만족시키는 $x=l$ 이외의 $x=\lambda l$ 값을 찾은 후에 식 (20)으로부터 상수 b_5 를

$$b_5 = \frac{[(12k-9)f_1 + e_1 \{ 3\lambda^4 - 6k\lambda^3 + (18k-12)\lambda - (12k-9) \}]}{\left[\begin{aligned} & \{ (12k-9)\lambda^5 - (20k^2-12)\lambda^4 + (30k^2-24k)\lambda^3 \} l^5 \\ & - (10k^2-12k+3)\lambda \end{aligned} \right]} \quad (23)$$

으로 구할 수 있다. Table 1은 k 값이 0.70에서 0.80 사이의 값을 가지는 경우에 대하여 이러한 방법으로 구한 λ 와 b_5 의 값을 나타낸다.

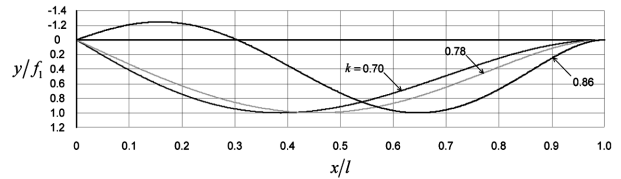
e_1 값과 k 값에 따라 외부 경간에 설치되는 긴장재의 곡선 형상은 식 (19)로부터 Fig. 10과 같이 나타나며, 변곡점의 위치 k 값이 $0.82 \leq k \leq 0.86$ 의 범위에 있을 때는 긴장재의 곡률이 영이 되는 곳이 $0 \leq x \leq l$ 의 범위 내에서 2개소가 되어 적합하지 않게 된다. 따라서 Fig. 10과 Table 1에 의해 k 값의 범위가 대략

$$0.70 \leq k \leq 0.80 \quad (24)$$

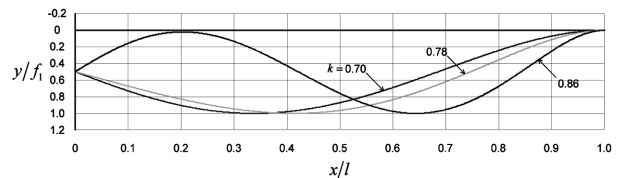
에 있을 때 연속보 외부 경간의 긴장재 형상이 자연적인 곡선 형상을 유지하고 처짐 및 모멘트의 제어 효과를 크게 할 수 있다.

2.2.2 긴장재의 수직 분력 계산

식 (10)과 (19)로부터 긴장력 P 가 작용할 때 외부 경간에 설치되는 긴장재에 작용하는 수직 방향 분력은



(a) Tendon profiles ($e_1 / f_1 = 0$)



(b) Tendon profiles ($e_1 / f_1 = 0.5$)

Fig. 10 Tendon profiles for selected k values

Table 1 Values of λ and b_5 in Eq. (23)

$\frac{e_1}{f_1}$	k	0.70		0.72		0.74		0.76		0.78		0.80	
		λ	b_5	λ	b_5	λ	b_5	λ	b_5	λ	b_5	λ	b_5
0.0	0.387	-5.176	0.399	-3.276	0.413	-1.176	0.431	1.297	0.454	4.427	0.486	8.716	
0.1	0.379	-4.608	0.391	-2.779	0.406	-0.745	0.424	1.667	0.448	4.741	0.481	8.980	
0.2	0.371	-4.035	0.383	-2.279	0.398	-0.313	0.416	2.036	0.441	5.052	0.475	9.242	
0.3	0.361	-3.458	0.374	-1.777	0.388	0.120	0.407	2.405	0.433	5.360	0.469	9.499	
0.4	0.350	-2.874	0.363	-1.271	0.378	0.555	0.397	2.771	0.424	5.665	0.462	9.753	
0.5	0.337	-2.282	0.350	-0.759	0.365	0.991	0.386	3.137	0.414	5.967	0.454	10.001	
0.6	0.322	-1.679	0.334	-0.242	0.350	1.429	0.371	3.500	0.401	6.263	0.445	10.244	
0.7	0.302	-1.061	0.314	0.285	0.330	1.870	0.353	3.861	0.386	6.552	0.434	10.479	
0.8	0.274	-0.419	0.287	0.827	0.304	2.315	0.328	4.217	0.365	6.830	0.421	10.704	
0.9	0.230	0.271	0.242	1.396	0.260	2.770	0.288	4.565	0.333	7.092	0.403	10.914	
1.0	0	0	0	0	0	0	0.097	4.883	0.251	7.308	0.374	11.099	

$$q = \frac{4Pb_5}{4k-3}[(20k-15)x^3 - (20k^2-12)lx^2 + (15k^2-12k)l^2x] - \frac{12Pe_1}{(4k-3)l^4}(x^2 - klx) \quad (25)$$

으로 유도된다.

식 (24)에 따라 긴장재 변곡점의 위치 k 값의 범위를 0.70에서 0.80으로 하고, 실제 시공현장에서 많이 적용되는 $e_1/f_1=0.5$ 일 때의 긴장재 곡선 형상과 수직 분력의 분포는 각각 Figs. 11 및 12와 같다. 내부경간 배치된 긴장재의 경우와 마찬가지로 Fig. 12에 나타난 긴장재의 수직분력은 일반적으로 가정되는 등분포와는 역시 다른 양상을 보이고 있음을 알 수 있다.

2.2.3 긴장재의 수직 분력에 의한 모멘트

Fig. 13과 같은 연속보 외부 경간은 부정정구조물이기 때문에 Fig. 14와 같은 정정구조물로 변환하여 변형일치의 적합조건을 적용함으로써 반력을 구할 수 있으며, 이에 따라 긴장력에 의한 수직 분력에 의한 모멘트를 산정할 수 있다. 즉,

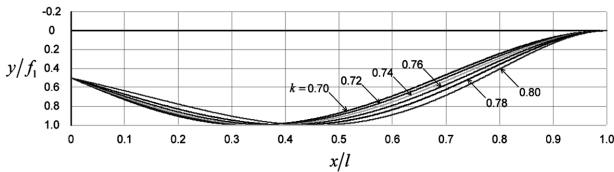


Fig. 11 Tendon profiles for selected k values

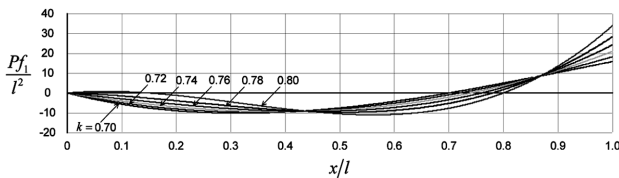


Fig. 12 Distributions of vertical tendon force q for selected k values

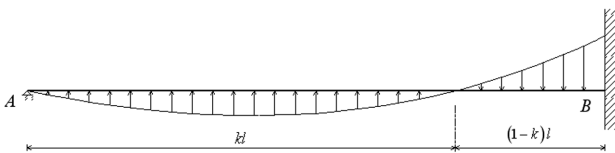


Fig. 13 Distributions of vertical tendon force q in an exterior span

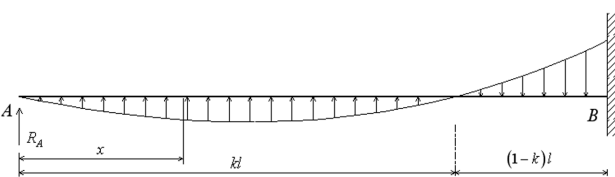


Fig. 14 Free-body diagram of an equivalent determinate structure

$$M_x = -\frac{Pb_5}{105(4k-3)}[420k-315]x^5 - (700k^2-420)lx^4 + (1050k^2-840k)l^2x^3 - (280k^2-324k+75)l^4x + \frac{Pe_1}{10(4k-3)l^4}[10x^4-20klx^3+(12k-5)l^3x] \quad (26)$$

로 계산된다.

식 (26)의 모멘트 일반식에 e_1 값 및 k 값을 대입하여 모멘트 분포를 나타내면 Fig. 15와 같다.

3. 긴장재에 의한 슬래브의 처짐 제어

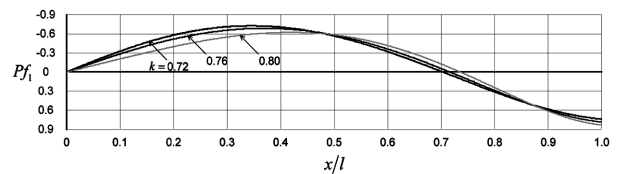
포스트텐션 슬래브는 콘크리트와 철근, 긴장재 등 구조 재료가 계수 하중을 지지할 수 있는 적절한 강도를 가지면서 사용하중 상태에서 처짐이 허용한계 이내가 되도록 설계되어야 한다. 포스트텐션 슬래브가 비교적 얇은 두께로 긴 경간에 설치될 수 있는 가장 큰 원인은 긴장재에 의한 슬래브의 처짐 제어가 가능하기 때문이다. 일반적으로 이방향 슬래브에서 두께에 대한 경간의 비는 지판이 없는 내부 슬래브의 경우 33~35 정도이나, 긴장재로 보강된 슬래브에서는 이 비율을 45까지 크게 할 수 있으며, 40정도의 경간비가 설계에 많이 적용되고 있다.

3.1. 긴장재의 곡선 형태에 따른 수직 분력

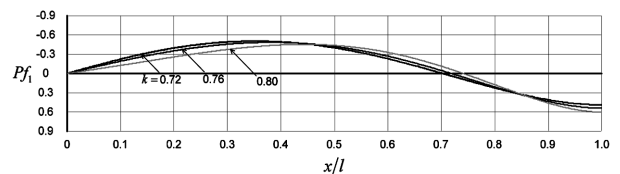
슬래브의 처짐 해석에서 프리스트레스 긴장력에 의한 수직 분력은 식 (11)과 같이 4차식으로 되어 있어 적용이 불편하기 때문에 적절한 등가의 등분포하중으로 바꾼다면 처짐 산정을 간단히 할 수 있을 것이다. 내부 경간에 설치되는 긴장재는 경계조건으로부터 변곡점이

$$x = kl, \quad x = (1-k)l$$

에 위치하며 긴장재에 도입되는 긴장력에 따른 부재 내



(a) Moment distribution ($e_1 / f_1 = 0$)



(b) Moment distribution ($e_1 / f_1 = 0.5$)

Fig. 15 Moment distribution for selected k values

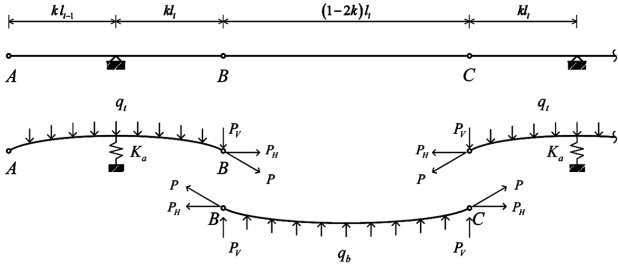


Fig. 16 Free body diagram of tendon forces in a continuous member

력의 자유 물체도는 Fig. 16과 같이 나타낼 수 있다. 긴장재의 곡선식을 나타내는 식 (6)으로부터 기울기를 나타내는 식은

$$y' = \frac{64f_1}{(4-13\beta)l^6} [6\beta x^5 - 15\beta l x^4 + 4l^2 x^3 + 3(5\beta-2)l^3 x^2 + 2(1-3\beta)l^4 x] \quad (27)$$

으로 정리된다. 처짐 억제 효과를 감소시키는 하향력의 분포가 가장 적은 k 값 0.12를 식 (27)에 적용하면

$$y'(x=0.12) = 4.06 f_1 / l$$

이 되므로 변곡점에서 긴장력 P 에 의한 연직 분력은

$$P_V = P \frac{4.06f_1}{\sqrt{l^2 + (4.06f_1)^2}} \cong \frac{4.06Pf_1}{l} \quad (28)$$

으로 계산된다. 이 연직 분력이 콘크리트 슬래브에 등분포 되는 것으로 가정하여 아래와 위로 작용하는 등분포 분력을 각각 q_b , q_t 로 나타내면

$$q_t = 33.83Pf_1 / l^2, \quad q_b = 10.68Pf_1 / l^2 \quad (29)$$

으로 계산된다.

3.2 긴장력에 의한 캠버 및 처짐

Fig. 16의 자유물체도에서 B-C 구간에 작용하는 힘 q_b 는 처짐을 억제하는 데 비하여 A-B 구간에 작용하는 힘 q_t 는 처짐 억제 효과를 감소시킨다. 긴장재는 기둥이나 벽체 등 지지 부재 사이에 설치되기 때문에 긴장력에 의한 캠버와 처짐은 지지 부재의 구속을 받게 된다. 지지 부재에 의한 긴장력 처짐 구속 정도를 정량적으로 나타내기 위하여 Fig. 16에 나타낸 바와 같이 스프링 계수 K_a 의 도입이 필요하다.

긴장재가 Fig. 17과 같이 두 개의 기둥 사이에 설치되어 있고, 기둥 중심간 거리를 l_2 , 순경간을 l_{2n} , 기둥면에서 긴장재까지의 거리를 a 로 하면, 긴장력 P 의 수직 방향 분력 Q 에 의한 처짐은

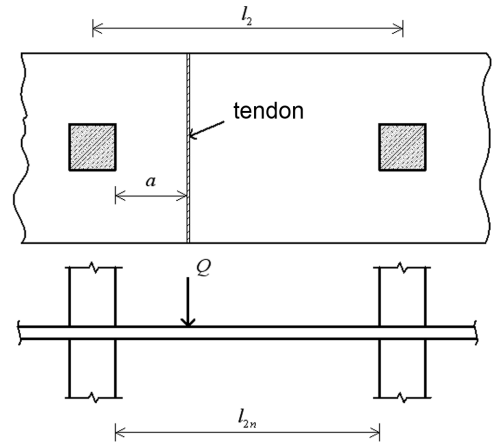


Fig. 17 Downward force of tendon placed in l_1 direction

$$y_{(x=a)} = \frac{Ql_{2n}^3}{E_c I_K} \left(\frac{1}{3} \right) \left[\frac{a}{l_{2n}} - \left(\frac{a}{l_{2n}} \right)^2 \right]^3 \quad (30)$$

으로 주어지므로, 보의 휨을 스프링 계수의 개념을 사용하여 $y_{(x=a)} = Q / K_a$ 로 나타내면, 스프링 계수는

$$K_a = \frac{3E_c I_K}{l_{2n}^3} \left[\frac{a}{l_{2n}} - \left(\frac{a}{l_{2n}} \right)^2 \right]^{-3} \quad (31)$$

으로 유도된다. 식 (30) 및 (31)에서 E_c 는 콘크리트의 탄성계수, I_K 는 기둥에 부착되어 긴장재의 수직 분력을 지지하는 슬래브의 단면2차모멘트로 3.3에서 설명된다.

연속되는 슬래브의 경간이 같은 경우에는 변곡점이 기둥 양편에 등거리로 위치하나, 일반적인 경우에는 변곡점에 의한 자유 물체도를 Fig. 18과 같이 생각할 수 있으며, 스프링의 위치 b 가 $l_a/2$ 인 경우 스프링 위치에서 처짐은

$$\delta_t = \frac{5q_t l_a^4}{384E_c I_s + 8K_a l_a^3} \quad (32)$$

이 된다. 여기서 I_s 는 주열대 슬래브의 단면2차모멘트이다. $b = l_a/2$, 기둥 폭이 c 일 때 기둥의 지지력은 스프링의

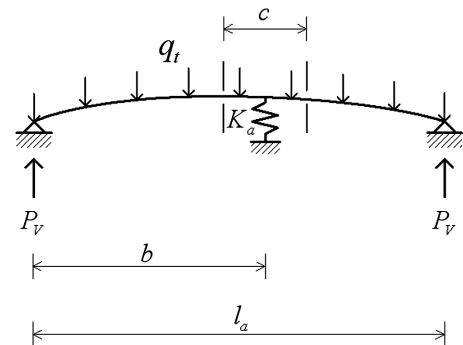


Fig. 18 Free body diagram of tendon forces within inflection points

힘인 $R = K_a \delta_i$ 로 나타낼 수 있으므로, 기둥면에서의 휨모멘트는

$$M_t = \left(P_V - \frac{K_a \delta_i}{2} \right) \cdot \frac{l_a - c}{2} - \frac{q_i (l_a - c)^2}{8} \quad (33)$$

이 된다.

Fig. 16의 자유물체도 B-C 구간에 생기는 상향력 q_b 에 의한 처짐 억제량은 등분포하중을 받는 단순보의 경우와 같으므로 $k = 0.12$ 일 경우

$$\delta_b = \frac{5q_b(0.76l_i)^4}{384E_c I_s} \quad (34)$$

가 되며, 중앙부의 모멘트는

$$M_b = \frac{q_b(0.76l_i)^2}{8} \quad (35)$$

의 값을 가지게 된다.

3.3 스프링 계수 계산시 단면2차모멘트

긴장재에 의한 처짐은 처짐을 구속하는 기둥으로부터의 거리에 따라 달라지게 된다. 따라서 기둥 800×800 mm, $l_2 = 6.0$ m 슬래브 높이 $h = 200$ mm인 플랫 플레이트를 유한 요소 해석을 수행하여 긴장재의 처짐을 구속하는 지지 기둥의 스프링 계수 산정시 필요한 기둥의 영향에 따른 슬래브의 유효폭을 구하였으며, 그 결과는 Fig. 19에 표시된 바와 같이

$$b_{eff} = c + 2a \tan 40^\circ \quad (36)$$

으로 나타났다. 따라서 식 (31)에서 K_a 의 산정에 사용된 단면2차모멘트 I_K 는

$$I_K = \frac{(c + 2a \tan 40^\circ) h^3}{12} \quad (37)$$

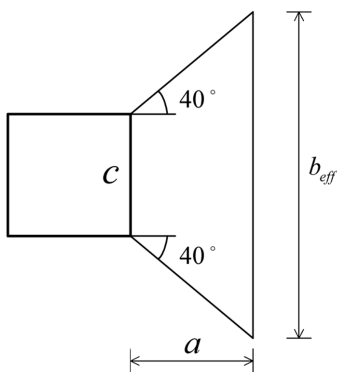


Fig. 19 Description of effective width

으로 구해진다.

콘크리트의 탄성계수는 콘크리트 구조설계기준 3.4.3에 따라 보통 콘크리트에 대하여

$$E_c = 8500 \sqrt{f_{ck} + 8} \text{ MPa} \quad (38)$$

으로 계산될 수 있다.⁹⁾

3.4 이방향 플랫 플레이트의 처짐

슬래브의 처짐을 구하기 위해서는 먼저 슬래브에 분포되는 모멘트를 산정하여야 한다. 슬래브의 모멘트를 직접 설계법으로 계산하는 경우 사용하중 상태에서 전체 정적모멘트는 콘크리트 구조설계기준 10.4의 규정에 따라

$$M_0 = \frac{w l_2 l_n^2}{8} \quad (39)$$

으로 계산되며, 내부 슬래브에서 이 모멘트는 슬래브의 위치에 따라 다음과 같이 나누어진다.

단부 부모멘트

$$\text{주열대} \quad M = (0.65)(0.75)M_0 \quad (40a)$$

$$\text{중간대} \quad M = (0.65)(0.25)M_0 \quad (40b)$$

중앙 정모멘트

$$\text{주열대} \quad M = (0.35)(0.6)M_0 \quad (40c)$$

$$\text{중간대} \quad M = (0.35)(0.4)M_0 \quad (40d)$$

슬래브에 작용하는 고정하중과 활하중에 의한 모멘트가 균열 모멘트의 크기를 초과하면 균열이 발생하여 슬래브의 휨강성이 감소하며 이에 따라 슬래브의 처짐이 탄성 처짐보다 크게 생긴다. 보나 슬래브 등 휨부재 균열발생의 판정 기준이 되는 균열 모멘트 M_{cr} 은 설계기준 4.3.1의 규정에 따라

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (41)$$

의 식으로 계산된다. 이 식에서 y_t 는 도심에서 인장측 외단까지의 거리, I_g 는 보의 전 단면에 대한 단면2차모멘트이며 f_r 은 파괴계수로

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}} \quad (42)$$

로 규정되어 있다.

휨부재에 작용하는 최대 모멘트 M_a 가 균열모멘트 M_{cr} 보다 작은 경우에는 처짐 산정시 전단면 유효단면2차모멘트 I_g 를 사용할 수 있으며, 최대 모멘트 M_a 가 균열모멘트 M_{cr} 보다 큰 경우에는 식 (43)의 근사식을 사용하여 계산된 값을 유효단면2차모멘트로 적용하고 있다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr}) + I_{cr} \quad (43)$$

이 식에서 I_{cr} 은 균열 단면의 단면2차모멘트로서 인장 측의 콘크리트는 무시하며 압축 측 콘크리트와 보강철근의 단면2차모멘트만을 고려한다. 즉, 균열단면의 단면2차모멘트 I_{cr} 은

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + (n-1)A_s'(kd-d')^2 + nA_s(d-kd)^2 \quad (44)$$

여기서, $n = E_s / E_c$: 철근콘크리트의 탄성계수 비

$$r = A_s' / A_s: 압축철근비$$

이며, 균열 단면의 중립축비 k 는

$$k = n\rho \left\{ \sqrt{(1+r)^2 + \frac{2}{n\rho} \left(1 + \frac{rd'}{d}\right)} - (1+r) \right\} \quad (45)$$

이다. 연속 슬래브에서는 단부 및 중앙부의 단면 형태와 정모멘트 및 부모멘트의 분포에 따라 I_e 의 값이 영향을 받으며, 이를 고려하여 I_e 의 평균값을

$$I_{e,av} = 0.7I_{em} + 0.15(I_{e1} + I_{e2}) \quad (46)$$

으로 구할 수 있다. 여기서, I_{em} 은 보 중앙부에서의 I_e 의 값이고, I_{e1} , I_{e2} 는 보 양단에서의 I_e 의 값이다.

사용하중 상태에서 슬래브의 양단부에 생기는 모멘트를 M_1 , M_2 , 중앙부에 생기는 정모멘트를 M_m 으로 하면 중앙부 처짐은

$$\Delta = \frac{5l^2}{48E_c I_{e,av}} (M_m - 0.1M_1 - 0.1M_2) \quad (47)$$

로 계산된다.

3.5 긴장재에 의한 처짐 계산의 적용

위에서 설명된 방법을 적용하여 Fig. A.1에 나타낸 평면을 가진 내부 슬래브를 대상으로 긴장재가 없는 경우와 긴장재를 배치한 경우에 대하여 처짐을 계산함으로써 이 연구에서 제안된 처짐 산정방법에 대한 적용성을 검토하고 긴장재에 의한 처짐 제어량을 정량적으로 평가해보고자 하였다. 긴장재를 배치하는 경우에는 Fig. A.1에 보이는 바와 같이 긴 변 방향으로 기둥열에 대칭이 되게 각각 2개의 긴장재를 보강하였으며, 긴장재 변곡점의 위치는 k 값을 0.12로 하였다. 상세한 처짐 계산과정은 Appendix A에 나타내었다.

긴장재가 없는 경우와 긴장재를 배치한 경우에 대하여 내부 슬래브의 처짐은 각각 14.58 mm, 1.58 mm로 계산

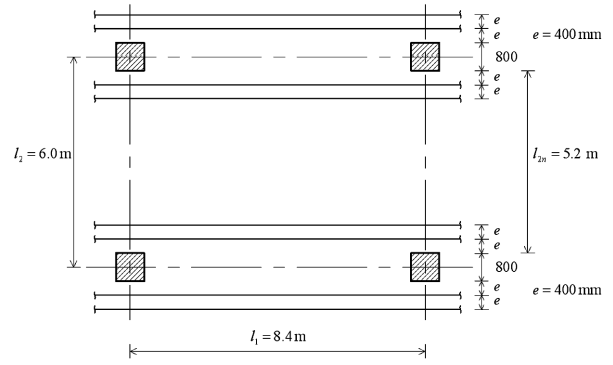


Fig. A.1 Layout of tendons

되어 긴장재에 의한 슬래브의 처짐 제어가 매우 효율적인 것을 확인할 수 있었으며, 이 연구에서 제안한 처짐 산정방법이 적용성이 매우 우수한 것을 확인할 수 있었다.

4. 결 론

프리스트레스 보강된 부재의 처짐 제어 및 모멘트 감소효과를 잘 나타낼 수 있도록 긴장재의 자연적인 곡선 형상식을 수학적 해석 방법에 근거하여 유도하였고, 곡선 형상에 대한 수직 분력과 모멘트 식을 계산하였다. 이와 같이 진행된 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 기하학적 경계조건으로부터 유도된 긴장재의 곡선 형상에 의한 긴장력 수직 분력의 분포 형상은 하나의 함수식으로 유도되어 수직 분력의 연속성을 보장할 수 있었다.
- 2) 임의적으로 선택되는 긴장재 변곡점의 위치를 수학적 증명과정을 통해 긴장재가 자연적인 곡선 형태를 유지할 수 있도록 하는 범위로 결정할 수 있었다.
- 3) 이 연구에서 유도된 고차의 수직 분력식을 이방향 슬래브의 처짐 산정을 용이하게 하기 위하여 근사적인 등가의 등분포하중으로 변환하여 적용하였다. 변환된 등가의 등분포 하중에 연속슬래브 내부 공간의 처짐을 합리적으로 산출할 수 있었으며, 긴장재에 의한 처짐 제어 효과를 정량적으로 평가하였다.
- 4) 긴장력에 의해 발생하는 수직 분력의 분포가 기존의 등분포로 변환하였을 때와 이 논문에서 유도된 4차식의 함수로 분포하였을 때, 어떠한 분포 형상이 실제 거동을 더욱 잘 나타내는지 검증하기 위해서는 직접적인 실험을 통해서만 이루어질 수 있기 때문에 이에 대한 향후 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(과제번호: 04핵심기술C02-02)의 연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Parme, A. L. and Paris, G. H., "Designing for Continuity in Prestressed Concrete Structures," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 48, No. 1, Sept. 1951, pp. 45-64.
2. Riley, W. E., "Reversed Curvature of Tendons in Prestressed Continuous Members," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 65, November. 1968, pp. 929-936.
3. Nilson, A. H., *Design of Prestressed Concrete*, Second Edition, John Wiley and Sons, New York, 1987, pp. 374~381.
4. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1991, pp. 528~533.
5. 김상식, 구조 역학, 보성각, 2003, pp. 272~273.
6. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 한국콘크리트학회, 2008, pp. 59~68.
7. 김상식, 철근콘크리트 구조설계 4판, 문운당, 2008, pp. 99~117.
8. Timoshenko, S. P., *Theory of Plates and Shells*, Second Edition, McGraw-Hill, New York, 1989, pp. 245~253.

Appendix A. 긴장재에 의한 처짐 제어의 예

Fig. A.1의 평면을 가진 내부 슬래브를 대상으로 긴장재가 없는 경우와 긴장재를 배치한 경우에 대하여 처짐을 계산한다. 긴장재를 배치하는 경우에는 Fig. A.1에 보이는 바와 같이 긴 변 방향으로 기둥열에 대칭이 되게 각각 2개의 긴장재를 보강하였으며, 긴장재 변곡점의 위치는 k 값을 0.12로 하였다. 그 외의 기본 조건들은 다음과 같다.

1) 제원

경간 길이 $l_1 = 8.4 \text{ m}$, $l_2 = 6.0 \text{ m}$
 기둥 크기 $800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$
 슬래브 두께 $h = \frac{l_1 - 800}{40} = 190 \text{ mm} \rightarrow 200 \text{ mm}$
 긴장재 SWPC 7BL 7연선 12.7 mm

2) 하중

고정하중 콘크리트 $24 \text{ kN/m}^3 \times 0.2 \text{ m}$ 4.8 kN/m^2
 윗마감, 배관, 조명 1.2 kN/m^2
 6.0 kN/m^2
 활하중 백화점 5.0 kN/m^2
 $w = 11 \text{ kN/m}^2$

3) 재료정수

콘크리트 : 압축강도 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 탄성계수 $E_c = 8500\sqrt{f_{ck} + 8} = 28600 \text{ MPa}$
 푸아송비 $\nu = 0.15$
 철근 : 항복강도 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 긴장재 : 항복하중 $P_{py} = 156 \text{ kN}$
 인장하중 $P_{pu} = 183 \text{ kN}$

A.1. 긴장재가 없는 슬래브의 균열 처짐

내부 슬래브의 최대 처짐은 Fig. A.2에 나타난 바와 같이 l_1 방향 주열대의 최대 처짐 Δ_c 와 l_2 방향 중간대의 최대 처짐 Δ_m 의 합으로 나타낼 수 있다. 주열대 단부 모멘

트 및 중앙부 모멘트의 계산에서 유효높이, 탄성계수비, 파괴계수 및 하중계수는 다음 값을 사용한다.

$$\text{유효높이} \quad d = 200 - 25 = 175 \text{ mm}$$

$$\text{탄성계수비} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{28600} = 7.0$$

$$\text{파괴계수} \quad f_r = 0.63\sqrt{30} = 3.45 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{하중계수} \quad \beta = \frac{1.2w_D + 1.6w_L}{w_D + w_L} = 1.36$$

(1) l_1 방향 주열대

$$I_g = \frac{3000(200)^3}{12} = 2,000 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3.45}{100} \times 2000 \times 10^6 \times 10^{-6} = 69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_o = \frac{wl_2^2 l_{1n}}{8} = \frac{11 \times 6 \times (7.6)^2}{8} = 476.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

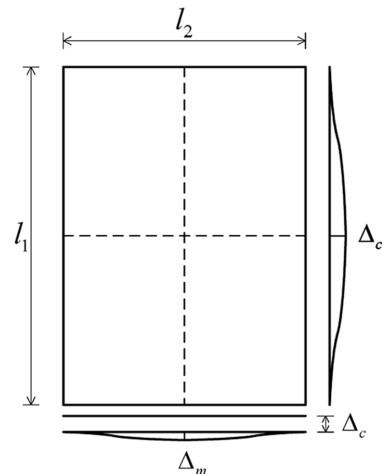


Fig. A.2 Deflection of 2-way slab

주열대의 단부 모멘트 M_1 및 M_2 는

$$M_1 = M_2 = (0.65)(0.75)M_0 = 232.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

으로 주어져 균열모멘트 M_{cr} 값보다 더 크므로 균열단면 2차모멘트는 식 (44) 및 (45)를 적용하면,⁷⁾

$$A_s = \frac{M_1 \beta}{\phi f_y d} = \frac{232.3 \times 10^6 \times 1.36}{0.85 \times 400 \times 0.925 \times 175} = 5741 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5741}{3000 \times 175} = 0.0109$$

$$k = n\rho(\sqrt{1+2/n\rho}-1) = 0.322$$

$$kd = 56.35 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d-kd)^2 = 744.67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

으로 구해진다. 따라서 단부 유효단면2차모멘트는

$$I_{e1} = I_{e2} = \left(\frac{M_{cr}}{M_1}\right)^3 (I_g - I_{cr}) + I_{cr} = 777.57 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

으로 계산된다.

주열대에서 중앙부 모멘트 M_c 는

$$M_c = (0.35)(0.6)M_0 = 100.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

으로 역시 균열모멘트보다 더 크며, 따라서 중앙부의 균열단면2차모멘트 및 유효단면2차모멘트는 각각

$$I_{cr} = 379.46 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{em} = 910.71 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

으로 계산된다.

단부 유효단면2차모멘트와 중앙부 유효단면2차모멘트로부터 주열대 유효단면2차모멘트는

$$I_e = 0.7I_{em} + 0.15(I_{e1} + I_{e2}) = 870.77 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

으로 구해진다. 따라서, 주열대의 처짐은

$$\Delta_{cs} = \frac{5l_n^2}{48E_c I_e} (M_c - 0.1M_1 - 0.1M_2) = 12.95 \text{ mm}$$

로 계산된다.

(2) l_2 방향 중간대

l_2 방향 중간대에서도 마찬가지로 다음과 같이 중간대 처짐을 산정할 수 있다.

$$I_g = \frac{5400(200)^3}{12} = 3,600 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3.45}{100} \times 3600 \times 10^6 \times 10^{-6} = 124.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = \frac{wl_1 l_2^2}{8} = \frac{11 \times 8.4 \times (6.0)^2}{8} = 415.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

단부 모멘트

$$M_3 = M_4 = (0.65)(0.25)M_0 = 67.57 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{cr}$$

단부 유효단면2차모멘트

$$I_{e3} = I_{e4} = I_g = 3,600 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

중앙부 모멘트

$$M_c = (0.35)(0.4)M_0 = 58.21 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{cr}$$

중앙부 유효단면2차모멘트

$$I_{em} = I_g = 3,600 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

중간대 처짐

$$\Delta_{ms} = \frac{5l_2^2}{48E_c I_g} (M_c - 0.1M_3 - 0.1M_4) = 1.63 \text{ mm}$$

따라서, 내부 슬래브의 처짐은

$$\Delta_{cs} + \Delta_{ms} = 12.95 + 1.63 = 14.58 \text{ mm}$$

로 계산된다. 이방향 슬래브의 처짐량에 대한 허용기준은 콘크리트 구조설계기준 4장 (사용성 및 내구성), 10장 (슬래브) 등에는 명시되어 있지 않으므로, 이 연구에서는 20.4 (재하 시험)의 최대 처짐 제한 규정을 준용하여 슬래브의 허용 처짐을

$$\Delta_a = \frac{l_t^2}{20,000h}$$

으로 하여 검토한다. 여기서, l_t (mm)는 이방향 슬래브의 경우 짧은 변의 길이를 의미한다. 따라서, 허용 처짐량은

$$\Delta_a = 9.0 \text{ mm}$$

로 계산되어, 긴장재가 보강되지 않은 경우에는 슬래브의 처짐량이 허용 처짐량보다 보다 크게 나타났다.⁸⁾

A.2 긴장력에 의한 모멘트 감소 효과

(1) 긴장력에 의한 연직분력

긴장재를 SWPC 7BL 7연선 12.7 mm로 하였을 때 긴장력 도입 후 긴장력은 콘크리트 구조설계기준 9.3.2의 규정에 따라

$$P = 0.70, \quad P_{pu} = 128.1 \text{ kN}$$

으로 주어진다. 파형으로 보강된 긴장재의 처짐은 슬래브 표면에서 상단 및 하단 보강재 중심까지의 거리를 30 mm 로 하면

$$f_1 = h - 30 \text{ mm} \times 2 = 140 \text{ mm}$$

로 나타낼 수 있으므로 긴장력의 연직 하향 분력과 상향 분력은 식 (29)로부터

$$q_t = \frac{33.83Pf_1}{l_1^2} = 8.60 \text{ kN/m}$$

$$q_b = \frac{10.68Pf_1}{l_1^2} = 2.71 \text{ kN/m}$$

으로 계산된다.

(2) 기둥의 지지에 의한 스프링 계수

기둥의 긴장재 지지 정도를 나타내는 스프링 계수는 식 (31)에 의하여 계산되며, 이에 관련된 단면2차모멘트는 식 (37)로부터 계산된다. Fig. A.1에 나타낸 바와 같이 예제에서 긴장재는 기둥에서 400 mm, 800 mm 떨어진 곳에 배치되어 있으므로, 각 긴장재에 대한 스프링 계수 K_a 는 다음과 같이 계산된다.

1번 긴장재 ($a = 400 \text{ mm}$)

$$I_K = \frac{(800 + 2 \times 400 \times \tan 40^\circ) \times (200)^3}{12} = 981 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K_{a①} = \frac{3 \times 28600 \times 981 \times 10^6}{(5200)^3} \left[\frac{400}{5200} - \left(\frac{400}{5200} \right)^2 \right]^{-3}$$

$$= 1672 \times 10^3 \text{ N/mm}$$

2번 긴장재 ($a = 800 \text{ mm}$)

$$I_K = 1428 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K_{a②} = 395 \times 10^3 \text{ N/mm}$$

(3) 긴장력에 의한 처짐

연속 슬래브에서 경간이 같은 경우 δ_t 와 δ_b 의 계산에는 식 (32) 및 (34)가 사용되며, l_a 및 $0.76 l_1$ 은 각각

$$l_a = 2 \times 0.12 \times 8.4 = 2.02 \text{ m}$$

$$0.76 l_1 = 0.76 \times 8.4 = 6.38 \text{ m}$$

I_s 는 주열대 3.0 m에 대하여

$$I_s = \frac{3000(200)^3}{12} = 2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

1번 긴장재 ($a = 400 \text{ mm}$)

$$\delta_t = \frac{5 \times 8.60 \times (2020)^4}{384 \times 28600 \times 2 \times 10^9 + 8 \times 1672 \times 10^3 \times (2020)^3}$$

$$= 0.0054 \text{ mm} \quad (\downarrow)$$

$$\delta_b = 1.022 \text{ mm} \quad (\uparrow)$$

2번 긴장재 ($a = 800 \text{ mm}$)

$$\delta_t = 0.0149 \text{ mm} \quad (\downarrow)$$

$$\delta_b = 1.022 \text{ mm} \quad (\uparrow)$$

으로 계산된다.

(4) 긴장력에 의한 모멘트

긴장력 P 의 연직 성분은 식 (28)로부터

$$P_V = \frac{4.06Pf_1}{l_1} = 8.67 \text{ kN}$$

으로 주어지며, $0.12l_1 = 1.01 \text{ m}$, $0.76 l_1 = 6.38 \text{ m}$ 이므로 $c = 0.8 \text{ m}$ 기둥이 있는 자유 물체도는 Fig. A.3과 같이 나타낼 수 있다. 이 상태에서 M_t 및 M_b 계산에 각각 식 (33)과 (35)를 적용하면 다음과 같이 계산된다.

1번 긴장재 ($a = 400 \text{ mm}$)

$$K_a \cdot \delta_t = 1672 \times 10^3 \times 0.0054 = 9.03 \text{ kN}$$

$$M_t = (8.67 - 9.03/2) \times (1.01 - 0.4)$$

$$- \frac{8.60 \times (1.01 - 0.4)^2}{2} = 0.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = - \frac{2.71(6.38)^2}{8} = -13.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2번 긴장재 ($a = 800 \text{ mm}$)

$$K_a \cdot \delta_t = 5.89 \text{ kN}$$

$$M_t = 1.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = -13.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

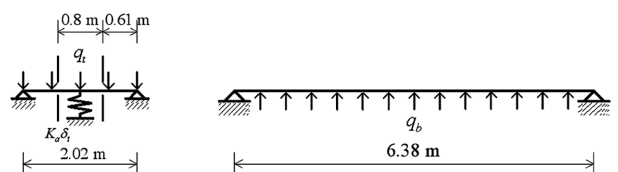


Fig. A.3 Free body diagram of the central member and the edge member with a column

따라서, 긴장력에 의한 모멘트 감소효과는

$$\sum M_t = 2(0.93 + 1.89) = 5.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_b = 2 \times 2 \times 13.79 = 55.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

로 계산된다.

A.3 긴장재 보강된 슬래브의 균열 처짐

A.1에서 계산된 주열대 단부 모멘트 및 중앙부 모멘트의 값에서 긴장력에 의한 감소 모멘트 $\sum M_t$ 및 $\sum M_b$ 를 뺀 값을 적용하여 균열을 고려한 슬래브의 최대 처짐은 다음과 같이 계산된다.

(1) l_1 방향 주열대

긴장재에 의한 모멘트 감소효과를 고려한 단부 모멘트 M_1 은

$$M_1 = M_2 = (0.65)(0.75)M_0 - \sum M_t = 226.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

으로 주어져 균열모멘트 M_{cr} 값보다 커지게 된다. 따라서 균열단면2차모멘트와 단부 유효단면2차모멘트는 각각 다음과 같이 계산된다.

$$I_{cr} = 730.82 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{e1} = I_{e2} = 766.63 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

긴장력에 의한 모멘트 감소효과를 고려한 중앙부 모멘트 M_c 는

$$M_c = (0.35)(0.6)M_0 - \sum M_b = 44.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

이므로 균열모멘트보다 작게 되어 중앙부 유효단면2차모멘트는 l_1 방향 주열대의 단면2차모멘트 I_g 로 나타낼

수 있다.

$$I_{em} = I_g = 2,000 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

단부 유효단면2차모멘트와 중앙부 유효단면2차모멘트로부터 주열대 유효단면2차모멘트는

$$I_e = 1629.99 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

으로 계산할 수 있다.

주열대의 최대 처짐은

$$\Delta_{cs} = \frac{5l_1^2}{48E_c I_e} (M_c - 0.1M_1 - 0.1M_2) = -0.05 \text{ mm}$$

로 주어진다.

(2) l_2 방향 중간대

l_2 방향 중간대에는 긴장재가 보강되어 있지 않으므로 최대 처짐은 A.1에서와 같다.

$$\Delta_{ms} = 1.63 \text{ mm}$$

따라서 변곡점의 위치 $k=0.12$ 일 경우 4차식으로 되어 있는 수직 분력의 분포를 등분포 하중으로 변환하였을 때 긴장재에 작용하는 긴장력에 의한 모멘트 감소효과를 고려한 내부 슬래브의 최대 처짐은

$$\Delta_{es} + \Delta_{ms} = -0.05 + 1.63 = 1.58 \text{ mm}$$

로 계산되어 A.1에서 계산된 허용 처짐 9.0 mm 보다 작게 나타난다. 또한, 긴장재가 보강되어 있지 않을 때의 처짐 14.58 mm에 비해 긴장재에 의한 슬래브의 처짐 제어량이 어느 정도인지 정량적으로 확인할 수 있다.

요 약 철근콘크리트구조는 경계성이 뛰어나 가장 널리 사용되는 부재이지만, 인장응력에 취약하고 콘크리트의 자중이 커서 처짐 제어가 어려운 단점이 있다. 이에 비해 프리스트레스트 콘크리트구조는 콘크리트구조의 단점을 극복할 수 있는 효율적인 방법으로 긴장재의 배치 형태와 긴장재량에 따라서 부재의 처짐을 제어할 수 있다. 프리스트레스트 보강된 부재에서 긴장재 변곡점의 위치는 부재의 처짐 제어 및 모멘트 감소 효율을 크게 할 수 있는 형태로 설치되어야 한다. 따라서 이 연구에서는 연속부재에 설치되는 긴장재의 경계조건을 만족시키는 긴장재의 곡선식을 다항식으로 유도하고, 자연적인 곡선 형태를 유지할 수 있는 임의의 변곡점 위치에 따른 긴장재의 곡선식을 통하여 긴장력의 수직 분력을 계산하였다. 또한, 유도된 고차항을 가진 수직분력식을 등가의 등분포 하중으로 변환하여 처짐 산정시 적용성을 높였으며, 연속 슬래브에서 긴장재가 배치되어 있을 경우 기둥열에서부터 긴장재까지 떨어진 거리에 따라 처짐 및 모멘트에 대한 긴장재의 영향을 반영하였다. 제안된 방법으로 긴장재가 없는 슬래브와 긴장재로 보강된 경우에 대한 처짐을 계산하여 적용성을 검토하였으며, 긴장재에 의한 처짐 제어 효과를 정량적으로 산출하였다.

핵심용어 : 포스트텐션, 연속 슬래브, 긴장재 영상, 변곡점