

3 徑間 連續合成橋 解法에 對하여

徐 英 甲*

序 論

콘크리트슬래브가 후란지화된 合成橋는 모멘트가 계속하여 作用하면 콘크리트슬래브에서 塑性의 特色인 크라이프를 하게 되고 또 乾燥收縮이 생기게 된다.

모멘트가 계속하여 作用하게 된다는 것은 徑間 連續桁橋가 合成桁인 경우 中間支點에서 생기는 負모멘트로서 콘크리트슬래브에 균열(crack)이 발생하는 것을 막기 위하여 Pre-stress 를 주는 까닭이다.

一例로서 30m+40m+30m 의 3 徑間 合成連續桁橋의 中間支點에서

후란지콘크리트 (上 緣) $\sigma_c = 64.3 \text{ kg/cm}^2$ (引張應力)

鋼桁下緣 $\sigma_s = 1143.7 \text{ kg/cm}^2$ (壓縮應力)

이 생기게 되어서 이대로는 콘크리트슬래브에 생기게 될 균열(crack)을 방지할 수가 없게 된다. 따라서 中間支點에 미리 콘크리트슬래브에 壓縮應力을 발생하도록 P,S 를 주어서 균열방지를 시켜 合成桁의 力學的特性을 발휘시키도록 해야 한다. P,S 를 주는 方法으로

A, 中間支點降下시키는 工法

B, 中間支點부근 負모멘트 생기는 區域에 PS 鋼線으로 因한 post-tension 工法을 施工하는 方法

의 2 가지로 (併用한다) 處理하면 된다.

A, B 2 가지를 併用해야 하는 理由는 支點降下만 施行하면 콘크리트에서 생기는 引張壓力을 相殺할만큼 해야 하는데 그렇게 하면 正모멘트가 생

기는 中間支點의 正모멘트가 增大하여서 鋼材가 不經濟이고 또 大支點모멘트의 계속作用으로 콘크리트에서 일어나는 크라이프로 因한 引張應力이 너무 커져서 支點에 壓縮應力을 일으키게 하는 趣旨를 充分히 살리기가 어려워진다.

이것에 反하여 P,S 鋼線으로 部分的으로 생기게 하는 PS 는 콘크리트의 塑性으로 생기는 크라이프로 因한 引張應力이 훨씬 적어서 위와 같은 缺陷이 없으며 콘크리트슬래브에 直接 압축應力을 주게 된다. 만약 PS 鋼線으로만 壓縮應力을 다준다면 支間部分에 負모멘트가 너무 크게 생겨서 中間支點의 콘크리트슬래브에 crack moment 를 발생할 염려가 있다.

또 鋼線에 依한 P,S 만으로는 支點負모멘트의 콘크리트引張應力을 相殺할만큼 P,S 를 주기가 대단히 困難하다.

즉 支點降下와 PS 鋼線으로 주는 P,S 를 併用하는 方法이 가장 좋은 方法이다.

1. 支點降下, 鋼線에 應力 P,S 를 주었을 때

(1) 支點降下시킨 直後

支點降下 δ 만큼 시켰을 때 中間支點 B, C 의 $X1.0 X2.0$ 은

$$\left. \begin{aligned} X1.0 \int \frac{M_1^2}{EI} dx + X2.0 \int \frac{M_1 M_2}{EI} dx &= \delta 1.0 \\ X1.0 \int \frac{M_2 M_1}{EI} dx + X2.0 \int \frac{M_2^2}{EI} dx &= \delta 2.0 \end{aligned} \right\} (1)$$



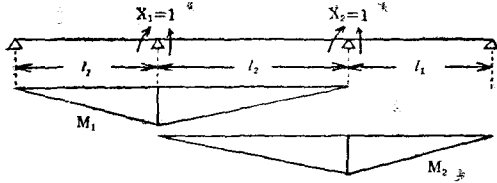
여기서 $\int \frac{M_1^2}{EI} dx$, $\int \frac{M_1 M_2}{EI} dx$, $\int \frac{M_2^2}{EI} dx$ 는 $X1.0 = X2.0 = 1$ 이 作用하였을 때의 回轉角이고 $\delta 1.0 = \frac{\delta}{l_1} = \delta 2.0$ (B, C 에서 降下量을 同一)

*技術士(建設部門)

高麗大學校理工大學教授

$$X1.0 = \frac{\frac{\delta}{l_1}}{\int \frac{M_1^2}{EI} dx + \int \frac{M_1 M_2}{EI} dx} = X2.0$$

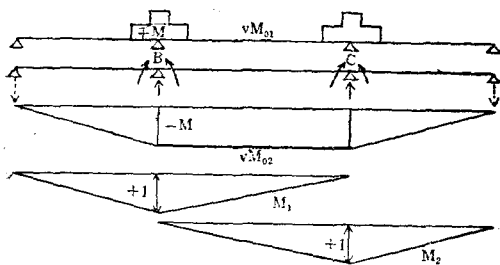
l가 같은 區間으로 나누어 計算하기가 편리하게



$$X1.0 = X2.0$$

$$= \frac{\frac{\delta}{l_1}}{\sum \frac{M_1^2}{EI} \Delta x + \sum \frac{M_1 M_2}{EI} \Delta x}$$

$$= \frac{E_x I_c \left(\frac{\delta}{l_1} \right)}{\sum \frac{I_c}{I_v} M_1^2 \Delta x + \sum \frac{I_c}{I_v} M_1 M_2 \Delta x} \dots \dots \dots (2)$$



(2) PS鋼線에 依한 P,S를 준 直後

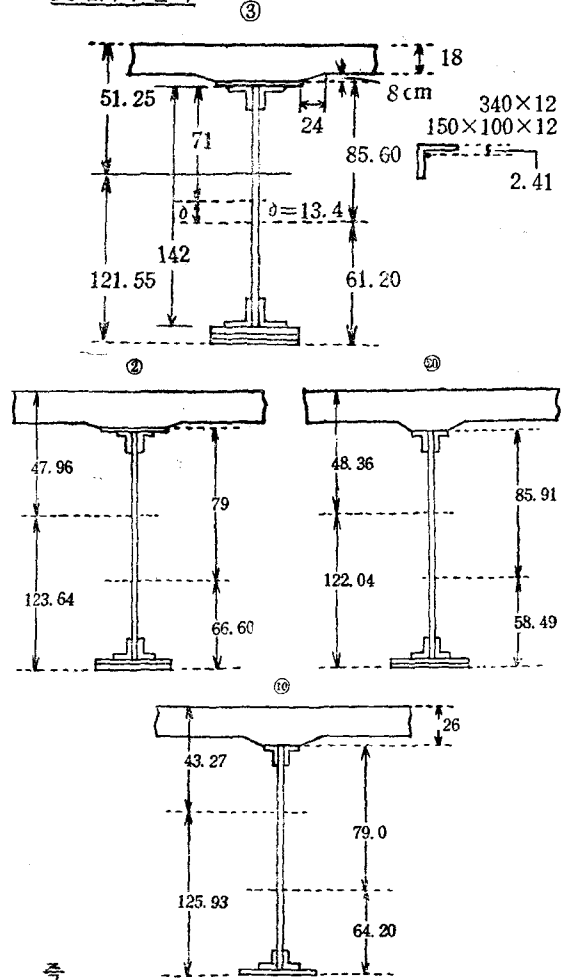
負모멘트가 일어나는 部分에 Nb x ab = M(Nb 軸方向力 ab PS鋼線과 圖心과의 距離)되는 偏 心모멘트를 주면 支點에서 일어나는 不靜定모멘트 vX1.0, vX2.0는

$$vX1.0 \int \frac{M_1^2}{EI} dx + vX2.0 \int \frac{M_1 M_2}{EI} dx = \delta 1.0$$

$$vX1.0 \int \frac{M_2 M_1}{EI} dx + vX2.0 \int \frac{M_2^2}{EI} dx = \delta 2.0$$

그림과 같은 對稱構造에 대칭되는 Pre-stressing을 하면 vX1.0=vX2.0로 되고 delta 1.0은 實荷重으로 因하여 생기는 M圖와 假想單位荷重으로 생기는 M圖와 組合한 變形量을 말한다.

支點降下일때



$$\delta 1.0 = \int \frac{1}{EI} vM_{01} M_1 dx + \int \frac{1}{EI} vM_{02} M_1 dx$$

$$\delta 2.0 = \int \frac{1}{EI} vM_{01} M_2 dx + \int \frac{1}{EI} vM_{02} M_2 dx$$

$$\therefore vX1.0 = vX2.0$$

$$= \frac{\int \frac{1}{EI} vM_{01} M_1 dx + \int \frac{1}{EI} vM_{02} M_1 dx}{\frac{M_1^2}{EI} dx + \int \frac{M_1 M_2}{EI} dx}$$

$$= \frac{\frac{I_c}{I_v} \sum vM_{01} M_1 \Delta x + \frac{I_c}{I_v} \sum vM_{02} M_1 \Delta x}{\sum \frac{I_c}{I_v} M_1^2 \Delta x + \sum \frac{I_c}{I_v} M_1 M_2 \Delta x} \dots \dots \dots (3)$$

(X1.0 vX1.0의 計算例)

30m+40m+30m의 合成桁橋의 斷面을 다음과 같이 하면 X1.0와 vX1.0은 各各 아래와 같이 計算된다. 主桁의 間隔은 2.4m이다.

區 間	Ic/Iv	$\Sigma M_1, M_2, \Delta x$	Ic/Iv $\Sigma M_1, M_2, \Delta x$
10 ~ 10.5	1,000	2. (0.95×2+1) 0.05/6=0.048	0.048
10.5~13.5	1.141	2{(0.95×2+0.65)×0.05+(2×0.65+0.95)×0.35}/=1.83	2.088
13.5~13.5'	1.402	12{(0.65×2+0.35)×0.35+(2×0.35+0.65)×0.65}/6=291	4.0798
13.5'~10.5'	1.141	12{10.35×2+0.05×0.654(2×0.05+0.35)×0.95}/6=1.83	2.088
10.5'~10'	1.000	2{0.95×2+1}×0.05/6=0.048	0.048

$$\Sigma\left(\frac{Ic}{Iv}\Sigma M_1, M_2, \Delta x\right)=8.3518$$

支點降下 42cm 하기로 하면

$$\begin{aligned} \delta 1.0 &= \frac{\delta}{l} = \frac{0.42}{30} Est Ic \left(\frac{\delta}{l_1} \right) \\ &= 2.1 \times 10^7 \times 0.04383 \times \left(\frac{0.42}{30} \right) \\ &= 1.2886 \times 1.0 \times 2.0 \\ &= \frac{1.2886}{26.8735+8.3518} = +365.82 \text{ t-m} \end{aligned}$$

PS鋼線으로 인한 PS 때 不靜定모멘트

$$\begin{aligned} & \times 1.0 \left\{ \Sigma \frac{Ic}{Iv} M_1^2 \Delta x + \Sigma \frac{Ic}{Iv} M_1 M_2 \Delta x \right\} \\ &= \frac{Ic}{Iv} \left\{ \Sigma_v M_{01} M_1 \Delta x + \Sigma_v M_{02} M_1 \Delta x \right\} \\ & \times 1.0(26.8735+8.3518) \\ &= \frac{Ic}{Iv} \left\{ \Sigma_v M_{01} M_1 \Delta x + \Sigma_v M_{02} M_1 \Delta x \right\} \end{aligned}$$

區 間	Iv	Ic/Ix
0 ~ 3	0.0312644	1.402
3 ~ 6	0.03653689	1.200
9 ~ 7.5	0.03126414	1.402
7.5 ~ 9	0.03841264	1.141
9 ~ 10	0.04383039	1.000
10 ~ 10.5	0.04383039	1.000
10.5~13.5	0.03841264	1.141
13.5~13.5'	0.03653689	1.200
13.5'~10.5'	0.03841264	1.141
10.5'~10'	0.04383039	1.000

區 間	Ic/Iv	$\Sigma^v M_{01} M_1 \Delta x$	$\Sigma^v M_{02} M_1 \Delta x$	Ic/Iv $\left\{ \Sigma^v M_{01} M_1 \Delta x + \Sigma^v M_{02} M_1 \Delta x \right\}$
0~3	1.402	0	$\frac{9}{6} \times 26.46 \times 0.3 = -11.97$	-16.694
3~6	1.200	0	$\frac{9}{6} (2 \times 26.46 \times 0.3 + 26.46 \times 0.6 + 52.92 \times 0.3 + 2 \times 52.92 \times 0.6) = -166.698$	-200.038
6~7.5	1.402	0	$\frac{4.5}{6} (2 \times 52.92 \times 0.6 + 52.92 \times 0.75 + 66.15 \times 0.6 + 2 \times 66.15 \times 0.75) = -181.582$	-254.578
7.5~9	1.141	$\frac{4.5}{6} (3 \times 40.95 \times 0.75 + 3 \times 40.95 \times 0.9) = 152.028$	$\frac{4.5}{6} (2 \times 66.15 \times 0.75 + 66.15 \times 0.9 + 79.38 \times 0.75 + 2 \times 79.38 \times 0.9) = -270.884$	-135.615
9~10	1.000	$\frac{3}{6} (3 \times 88.2 \times 0.9 + 3 \times 88.2 \times 1) = 243.87$	$\frac{3}{6} (2 \times 79.38 \times 0.9 + 79.38 \times 1 + 88.2 \times 0.9 + 2 \times 88.2 \times 1) = -239.022$	-14.848

10~10.5	1.000	$\frac{2}{6}(3 \times 88.2 \times 1 + 3 \times 88.2 \times 0.95)$ = 171.99	$\frac{2}{6}(3 \times 88.2 \times 1 + 3 \times 88.2 \times 0.95)$ = -171.99	0.0
10.5~11	1.141	$\frac{2}{6}(3 \times 40.95 \times 0.95 + 3 \times 40.95 \times 0.9)$ = 75.758	$\frac{2}{6}(3 \times 88.2 \times 0.95 + 3 \times 88.2 \times 0.9)$ = -163.17	-99.737
11~13.5	1.141	0	$\frac{10}{6}(3 \times 88.2 \times 0.9 + 3 \times 88.2 \times 0.65)$ = -683.55	-779.931
13.5~13.5'	1.200	0	$\frac{12}{6}(3 \times 88.2 \times 0.65 + 3 \times 88.2 \times 0.35)$ = -529.20	-635.040
13.5'~11'	1.141	0	$\frac{10}{6}(3 \times 0.35 \times 88.2 + 3 \times 0.1 \times 88.2)$ = -198.45	-226.431
11'~10.5'	1.141	$\frac{2}{6}(40.95 \times 0.1 \times 3 + 40.95 \times 0.05 \times 3)$ = 6.143	$\frac{2}{6}(3 \times 0.1 \times 88.2 + 3 \times 0.05 \times 88.2)$ = -13.23	-8.082
10.5'~10'	1.000	$\frac{2}{6} \times 3 \times 88.2 \times 0.05 = 4.41$	$\frac{2}{6} \times 3 \times 88.2 \times 0.05 = 4.41$	0.0

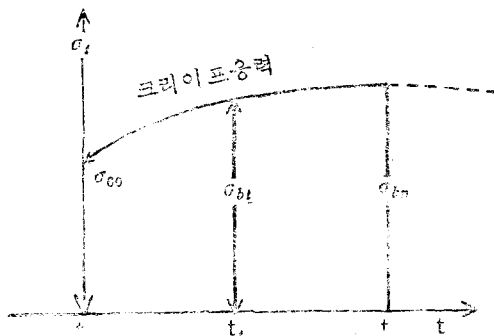
$$\sqrt{X_{1.0}} = \frac{-2351.278}{35.225} = -66.750 \text{ m}$$

즉 10點에서 偏心되는 PS 모멘트 88.2 t-m 가 작용되면 이에 따라서 不靜定 負모멘트 -66.75 t-m 가 생겨서 작용하게 된다.

2. 支點降下, 鋼線에 의한 PS에 따라서 생기는 塑性應力

合性桁은 塑性體인 콘크리트슬래브와 鋼桁이 Shear connector로 連結되어서 一體式으로된 構造體이다.

支點降下나 鋼線에 의한 Post-tension의 PS工



法이나 어느것이든지 콘크리트슬래브에 크리이프現象을 일으키게 되어서 이로 因하여 應力이 생기게 된다. 콘크리트가 크리이프를 일으키게 되면 壓縮應力을 일으켜야 될터인데 Shear Connector로 阻止되어서 콘크리트에서는 壓縮應力과 크기가 같은 引張應力이 생기게 되고 따라서 鋼桁에는 壓縮應力을 유발하게 된다.

$$\Sigma \left\{ \frac{I_c}{I_b} (\Sigma^o M_{o1} M_1 \Delta x + \Sigma^o M_{o2} M_2 \Delta x) \right\} = -235.278$$

그림과 같이 크리이프에 因한 壓力은 時間의 函數的 關係가 있어서 그 變形率 δt 는 다음과 같이 되어서

$$\delta t \frac{1}{Eb} \left\{ \sigma_{bt} + \int_0^{\varphi_t} \sigma_{bt} b \varphi \right\} Eb: \text{콘크리트 彈性係數}$$

$$\sigma_{bt} \doteq \sigma_{bo} + (\sigma_{bn} - \sigma_{bo}) \frac{\varphi_t}{\varphi_n}$$

따라서

$$\delta_n = \frac{1}{Eb} \left(\sigma_{bn} + \int_0^{\varphi_n} \left\{ \sigma_{bo} + (\sigma_{bn} - \sigma_{bo}) \frac{\varphi}{\varphi_n} \right\} d\varphi \right) \varphi_n:$$

콘크리트의 最終크리이프係數

$$= \frac{1}{Eb} \frac{\sigma_{bo} \varphi_n + \sigma_{bn} (2 + \varphi_n)}{2}$$

즉 $\frac{\sigma_{bn}}{Eb \varphi} = \frac{1}{Eb} \frac{\sigma_{bo} \varphi_n + \sigma_{bn} (2 + \varphi_n)}{2}$ 로 되어서

크리이프가 完了 되었을때 彈性係數는 $Eb \varphi$ 로

$$\text{보아서 } Eb \varphi = Eb \frac{2 \sigma_{bn}}{\sigma_{bo} \varphi_n + \sigma_{bn} (2 + \varphi_n)} \dots \dots \dots (4)$$

로 되고 이때의 彈性係數比 $n' = \frac{Es}{Eb \varphi}$ 는

$$n' = \frac{Es}{Eb \varphi} = \frac{Es}{Eb} \frac{\sigma_{bo} \varphi_n + \sigma_{bn} (2 + \varphi_n)}{2 \sigma_{bn}}$$

$$= n \left\{ 1 + \frac{1}{2} \frac{\varphi_n (\sigma_{bo} + \sigma_{bn})}{\sigma_{bn}} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

$$(n = \frac{Es}{Eb})$$

σ_{bn} 될때 φ_n 는 콘크리트의 크리이프係數 φ 로 되고 콘크리트의 應力을 硬化가 시작될때부터 시작한다면

$$\sigma_{b0} \rightarrow 0 \quad \varphi_n \rightarrow \varphi$$

$$n' = \frac{E_s}{E_b \varphi} = n \left(1 + \frac{1}{2} \varphi\right) \dots \dots \dots (6)$$

즉 合成桁에서 n 대신 n' 를 쓰면 콘크리트의 크리이프가 끝난 다음의 力學的狀態를 計算할수가 있다. 즉 合成桁의 환산단면 2次모멘트 Iv (여기서는 철근콘크리트 때와 같이 n 를 쓰게된다)를 n' 를 써서 계산한 Iv' 로 하면 크리이프完了되었을 때의 力學的狀態를 알수 있다.

콘크리트의 質이 좋을 때 $n=6 \sim 8$ 로 보고 $\varphi=2$ 로 하면

$$n' = 7.5 \left(1 + \frac{2}{2}\right) = 15 \dots \dots \dots (7)$$

A. 支點降下된 것이 크리이프完了하였을 때

Fb...슬래브콘크리트 단면적

Fst...鋼桁斷面積

Ist...鋼桁의 斷面 2次모멘트

Iv...合成桁의 斷面 2次 모멘트

Iv'... n 대신 n' 로 갈때의 Iv

Nbt... $t=t$ 일때 콘크리트슬래브에 作用하는 軸方向力

Nbo... $t=0$ 일때의 콘크리트슬래브에 作用하는 軸方向力

Nsto... $t=0$ 일때 鋼桁에 作用하는 軸方向力

Nstt... $t=t$ 일때 鋼桁에 作用하는 軸方向力

Nst...鋼桁에 作用하는 軸方向力

Sv...合成桁의 斷面 1次 모멘트

a...鋼桁의 圖心과 슬래브圖心과의 距離

Mstt... $t=t$ 일때 鋼桁에 作用하는 휨모멘트

wXt... $t=t$ 일때 크리이프로 因하여 合成桁에 생기는 휨 모멘트

$$\left. \begin{aligned} N_{bt} &= N_{bo}(1 - e^{-r\varphi t}) \\ r &= \frac{F_{st} I_{st}}{F_w I_w} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

I_w : PS 鋼線 斷面積 F_s 까지 고려한 合成桁 단면 2次 모멘트 $\approx Iv'$

F_w : 合成桁 단면적 + F_s

(8)은 $\varphi t \rightarrow \varphi$ 여서 중국적으로는

$$\left. \begin{aligned} N_{bt} &= N_{bo}(1 - e^{-r\varphi}) \\ M_{stt} &= N_{bt} \times a = N_{bo}(1 - e^{-r\varphi}) \times a \\ N_{bo} &= X1.0 \times \frac{S_v}{I_v} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)$$

$$wX1.t = M_{stt} \times \frac{I_v'}{I_{st}} \dots \dots \dots (10)$$

<計算例>

S_v, I_v, a, I_{st} 는 各各 30m+40m+30m의 各 斷面の 平均値를 취하여 계산한다.

$${}_{mean} S_v = 0.024566m^3$$

$${}_m I_v = 0.037013m^4$$

$${}_m a = 0.987m$$

$${}_m I_v' = 0.030594m^4$$

$${}_m I_{st} = 0.01574m^4$$

$${}_m r = 0.14908$$

$$N_{bo} = X1.0 \frac{{}_m S_v}{{}_m I_v} = 365.82 \times \frac{0.024566}{0.037013}$$

$$= 272.80 t$$

$$N_{bt} = N_{bo}(1 - e^{-r\varphi}) = 272.80(1 - e^{-0.14908 \times 2})$$

$$= 272.80(1 - 0.74231) = 70.298 t$$

$$M_{stt} = N_{bt} \times {}_m a = 70.298 \times 0.987 = 69.384 t \cdot m$$

$$wX1.t = M_{stt} \frac{I_v'}{I_{st}} = 66.384 \times \frac{0.030594}{0.012574}$$

$$= 168.81 t \cdot m$$

$wX1.t$ 는 負모멘트로 作用하게 될 것이여서 $-168.81 t \cdot m$ 이다.

즉 支點降下로서 不靜定모멘트가 支點에서 $365.82 t \cdot m$ 생기고 크리이프로서 負모멘트가 $-168.81 t \cdot m$ 생기게 된다.

B. 鋼線으로 P,S 준것이 크리이프하였을때 鋼線으로 P,S를 받는 콘크리트가 크리이프를 하게 되면 合成桁의 鋼桁에는 다음과 같은 모멘트 M_{stt} 가 일어나게 된다.

$$M_{stt} = a \left(\frac{F_b}{F_v} N + \frac{S_v}{I_v} M \right) (1 - e^{-r\varphi}) \beta \dots \dots \dots (11)$$

Sattler 化의 式

a ...鋼桁의 圖心과 슬래브圖心과의 距離

$$\beta \dots = \frac{F_{st} I_{st}}{F_f I_f} F_f = F_{st} + n F_s$$

F_s : PC 鋼線 斷面積

I_f ...鋼桁과 PC 鋼線만 있을 때의 이 合成된 斷面に 대한 斷面 2次 모멘트

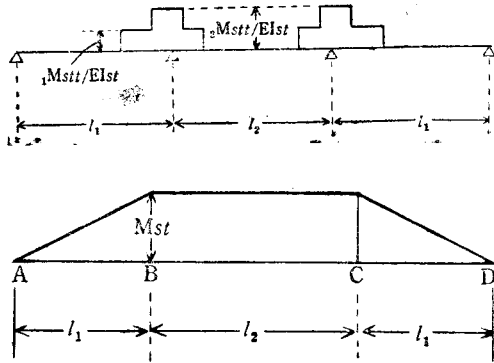
(11) 式에

$$N \begin{cases} N_2 \\ N_1 \end{cases} \quad M \begin{cases} M_2 = N_2 a_b \\ M_1 = N_1 a_b \end{cases}$$

a_b合成桁圖心과 P,S FORO

圖心과의 距離를 넣어서 그림과 같이 M_{stt}/EI_{st} ,

2Mstt/EIst를 荷重으로 하여 鋼桁의 처짐을 求할 수 있다.



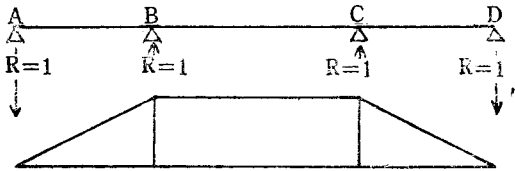
이것을 δ_1 이라 한다.

또 鋼線으로 P,S를 주었을 때 생기는 不靜定 負모멘트 (이것을 M_0 라 한다)를 알면

$$Mstt = \alpha \frac{Sv}{Iv} M_0 (1 - e^{-\alpha r}) \dots \dots \dots (12)$$

$$\alpha = \frac{Fst Ist}{Fv Iv}$$

이것으로 생기는 처짐은



$$\delta_1' = Rl_1 - \frac{Mstt l_1}{2 E Ist} \times \frac{l_1}{2}$$

$$= \frac{Mstt (l_1 + l_2)}{2 E Ist} \times l_1 - \frac{Mstt l_1^2}{2 E Ist \times 3}$$

$$= \frac{Mst l_1 (2l_1 + 3l_2)}{6 E Ist}$$

지금 合成桁 이 크리이프를 받아서 負모멘트가 中間支點에 생긴다고 하면 反力을 單位크기로 가정할 때 처짐은



9~10 斷面

$$Mstt = 1.026 \times 0.8481 \left(\frac{618}{1084.64} \times 210 \right)$$

$$+ \frac{0.0638 \times 0.4225}{0.0438304}$$

$$\times 88.2 (1 - l^{-0.1471 \times 2}) = 39.25^{t-m}$$

$$\delta = R_A l_1 - \frac{l_1^2}{2 E Iv} \times \frac{l_1}{3} = \frac{2l_1^3 + 3l_1^2 l_2}{6 E Ist Iv'}$$

$$R\delta = \delta_1 + \delta_1'$$

$$R = \frac{\delta_1 + \delta_1'}{\delta} \dots \dots \dots (13)$$

따라서 크리이프를 생기는 負모멘트는

$${}^m\text{creep} = R l_1 \dots \dots \dots (14)$$

<計算例>

$$R = \frac{0.15l_1 M_1}{E Iv_2} + \frac{0.1l_1 M_2 + 0.05l_1 M_2}{E Iv_3}$$

$$+ \frac{0.05l_2 M_1}{E Iv_3}$$

$$\delta_1 = R l_1 - \frac{0.15l_1 M_1}{E Iv_2} \times 0.175l_1 - \frac{0.1l_1 M_2}{E Iv_3}$$

$$\times 0.05l_1 = \frac{0.12375l_1^2}{E Iv_2} M_1$$

$$+ \frac{0.095l_1^2 + 0.05l_1 l_2}{E Iv_3} M_2 + \frac{0.05l_1 l_2}{E Iv_3} M_1$$

$$\begin{cases} M_1 = Mstt \\ Iv_2 = 2Ist \end{cases} \quad \begin{cases} M_2 = Mstt \\ Iv_3 = 3Ist \end{cases}$$

7.5~9) 斷面
10.5~11) 斷面

$$Mstt = a\beta \left(\frac{F_b}{Fv} N + \frac{Sv}{Iv} M \right) (1 - l^{-r\phi})$$

$$= 0.96 \times 0.9187 \left(\frac{638}{1073.94} \times 105 \right)$$

$$+ \frac{0.0638 \times 0.3896}{0.0384126} \times 40.95 (1 - l^{-0.1506 \times 2})$$

$$= 20.316^{t-m}$$

$$\delta_1 = \frac{0.1237 \times 30^2 \times 20.316}{2.1 \times 10^7 \times 0.0143909}$$

$$+ \frac{(0.095 \times 30^2 + 0.05 \times 30 \times 40) \times 9.25}{2.1 \times 10^7 \times 0.0160248}$$

$$+ \frac{0.05 \times 30 \times 40 \times 20.316}{2.1 \times 10^7 \times 0.0160248}$$

$$= 2.80796 \times 10^{-2m}$$

$$M_{stt} = a \frac{Sv}{Iv} Mo(1 - e^{-t\varphi})$$

$$= 1.026 \frac{0.0638 \times 0.4225}{0.0438304} (-66.75)$$

$$(1 - e^{-0.1605 \times 2}) = -10.917 t^{-m}$$

따라서 $\delta_1' = \frac{M_{stt} l_1(2l_1 + 3l_2)}{6 E_{st} I_{st}}$

$$= \frac{-10.917 \times 30(60 + 120)}{6 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.012574}$$

$$= -3.7208 \times 10^{-2}$$

또 $\delta = \frac{2l_1^3 + 3l_1^2 l_2}{6Em Iv'} = \frac{2 \times 30^3 + 3 \times 30^2 \times 40}{6 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.030594}$

$$= 0.042025 m/t$$

$$R \times \delta = (\delta_1 + \delta_1')$$

$$R = \frac{(2.80796 - 3.7208) \times 10^{-2}}{0.042025} = -0.2172 t$$

$$vXt = Rl_1 = -0.2172 \times 30 = -6.52 t^{-m}$$

즉 크라이프에 의한

支點降下	支點	0.4l ₁ 단면
PS 강선	-168.81 t ^{-m}	-6.752 t ^{-m}
에 의한 PS	-6.52 t ^{-m}	-2.1 t ^{-m}

3. 降下에 의한 모멘트와 鋼線에 의한 모멘트 中間支點을 42cm 降下시키면 支點모멘트가 385.81 t^{-m}이 생기게 된다. 이 支點 모멘트는 콘크리트의 크라이프로서 40% 이상이나 줄어들게 된다(즉 150.25/385.81=0.41)

그러나 鋼線에 의하여 P,S 모멘트(Ne... 偏心 모멘트)를 不靜定모멘트가 負의 量으로 나타나고 P,S 모멘트와 負의 不靜定 모멘트로 생기게 되는 크라이프의 應力이 대단히 적게 생기게 된다.

支點降下로 인한 不靜定모멘트로서 支點部 負 모멘트를 相殺시키기는 좋으나 wXt의 塑性 모멘트로서 콘크리트에 引張應力이 생기게 된다.

이것에 反하여 鋼線으로 주는 P,S는 塑性으로 일으키는 크라이프로 인한 應力(콘크리트에서 引張應力으로 된다)을 적게 시켜서 좋고 또 제一支間과 제三支間과 같은 側支間에 負모멘트를 일으켜서 支點降下로 인한 正모멘트를 減小시켜 주게 되어서 有利하다. 그래서 降下와 鋼線으로 인한 偏心 PS 모멘트를 併하는 것이 가장 有利한 工法이라고 斷言할 수 있다.

4. 降下量과 鋼線으로 인한 偏心모멘트의 決定降下量에 따르는 支點에서의 正의 不靜定모멘트와 크라이프로 인한 負의 不靜定모멘트는 다음 表와 같다.

降下量	X1.0	wX
50(cm)	435.49 t ^{-m}	-178.87 t ^{-m}
48	418.07	-171.71
45	391.94	-160.98
42	365.81	-150.25
40	348.39	-143.09
38	331.40	-136.11
36	313.70	-128.84
34	296.20	-121.64
32	279.30	-114.1
30	261.50	-107.40
28	244.50	-100.54
26	228.90	-93.26
24	209.70	-86.00
22	192.80	-79.40
20	175.00	-71.50

PS 鋼線에 의한 PS Face 偏心모멘트 不靜定모멘트

N ton	M t ^{-m}	vX _{1.0} (不靜定모멘트)
510(255)	214.2(99.45)	-162.08
480(240)	201.6(93.60)	-152.59
450(225)	189.0(87.75)	-143.05
420(210)	176.8(81.90)	-133.11
390(195)	163.8(76.05)	-123.96
360(180)	151.2(70.20)	-114.48
330(165)	138.6(64.35)	-104.83
300(150)	126.0(58.50)	-95.32
280(140)	117.6(54.60)	-88.83
260(130)	109.2(50.70)	-82.64
240(120)	100.8(46.80)	-76.27
210(105)	88.2(40.95)	-66.75
180(90)	75.6(35.10)	-57.21

結 論

3徑間 連續橋를 合成桁橋로 할때 中間支點의 負모멘트를 없애서 슬래브콘크리트의 引張균열(crack)을 안생기게 하기爲한 支點降下와 PS 鋼

線에 의한 모멘트의 크기는 다음과 같이 決定한다.

可能한 限度內에서 PS 鋼線에 依한 모멘트를 크게한다. 즉 콘크리트 슬래브에 줄수있는 PS Force 는 施工能力과 施工難易性으로 制限이 있다. 이 限度內에서 最大限의 PS 를 주도록 한다. (支點의 設計모멘트) $wX1.0$ 의 값의 모멘트를 $wX1.0$ 로 하여서 이 $wX1.0$ 의 값에 對應하는 降下量을 알아내서 이것을 所定의 降下量으로 하면 된다.

P.S Force 로 因한 斷面의 抵抗모멘트를 표시하는 M 와 支點降下로 因한 不靜定모멘트(初期不靜定모멘트) $wX1.0$ 와의 比 $M/wX1.0$ 는 30~40%로 대략 된다. 支間이 길면 위의 값은 그 범위 안에서 적어지게 된다.

〈試算例〉

$30^m+40^m+30^m$ 의 3徑間 連續桁에서 主桁間隔이

3連續 ($30_m+40_m+30_m$)의 參考表

最大 모멘트 表

	$0.4l_1$	$0.7l_1$	$0.8l_1$	$0.9l$	B	$0.1l_2$	$0.2l_2$	$0.3l_2$	$0.5l_2$
max Me	+121.89	+92.90	+76.56	+22.18	+18.65	+70.30	+118.63	+182.98	+143.29
min Me	-40.13	-67.22	-82.09	-106.02	-168.65	-45.47	-44.15	-42.65	-39.69
d M	+209.93	+12.93	-52.97	-136.46	-243.78	+33.16	+105.68	+148.21	+142.18
max M	+231.82	+105.83	+23.59	-114.28	-224.22	+103.46	+224.31	+331.19	+285.47
min M	+69.80	-54.29	-135.05	-242.48	-412.43	-12.31	+61.53	+105.56	+102.49

2.4m 이고 콘크리트 슬래브두께 18cm 일때 降下量과 PS Force 量決定

[解] $\phi 6mm$ 12 cable(dia 4cm~5cm 로 推定)

引張力 35ton(tensile capacity)

Jacky 30cm 간격으로 밀수 있으니까

$$35t \times \frac{240}{30} = 280 \text{ ton PS Force}$$

그래서 PS Force 로 因한 不靜定모멘트는 82.64^t-m 또는 88.83^t-m 이어서 支點降下 모멘트는 331.40^t-m 또는 313.70^t-m

$$\text{즉 } 82.64 + 331.40 = 414.04^t-m$$

$$88.83 + 313.70 = 402.53^t-m$$

支點降下는

各各 83cm 36cm 이어서

支點降下 38cm+PS Force 260^{ton}

支點降下 36cm+PS Force 280^{ton}

의 어느 쪽이든지 1 을 택하면 된다.

	Ib/n cm ⁴	Ist cm ⁴	Fb/n cm ²	a cm	a^2 cm ²	$\frac{Fb \times a^2}{n}$ cm ⁴	Fst cm ²	$\frac{Fb}{n} + Fst (= Fv)$ (3)+(6)(9)×(7)	$\frac{Fst}{Fb} \times Fct$ (1)+(2) +(10)	$Iv \text{ cm}^4$ (2)×(7)	$Iv Fv$ (11)×(8)	α (13)	Qb (4)×(8) (14) (8)		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
10	15 552.1	0 111 183	638	96	9 216	5 879 898	354.34	992.34	0.357	2 099 679.3	126 414	0.3583×10^9	0.3103×10^{10}	0.1155	34.27
20	15 552.1	0 054 197	638	102.9	10 588.4	6 755 399	395.14	1 031.14	0.383	2 583 940.3	655 689	0.4166×10^9	0.3775×10^{10}	0.1104	39.36
2	15 552.1	1 439 098	638	96	9 216	5 879 898	435.94	1 071.94	0.406	2 386 614.3	841 264	0.627×10^9	0.4125×10^{10}	0.1521	38.96
3	15 552.1	1 692 480	638	102.9	10 526.8	6 716 073	446.64	1 094.64	0.412	2 765 007.4	383 039	0.7157×10^9	0.4754×10^{10}	0.1505	42.25

斷面의 諸係數表(P.S Concrete Slab)

斷面	係數														
	Fs	Fst	ns	Fw	a	$a'b$	$a'st$ cm	Sw cm ³	$\frac{Iw}{Ist + aSw}$ cm ⁴	Ff cm ²	Sf cm ³	If cm ⁴	β	γ	
7.5~11	10.17	435.94	1	1 084.11	96.0	38.6	57.4	25 023	3 841 310	446.11	954	1 530.652	0.9187	0.1536	
9~10.5	20.34	446.64	1	1 104.98	102.6	41.5	61.1	27 270	4 402 440	446.90	1 976	1 807.270	0.8481	0.1477	