

Apéndice 6: Determinación de la Capacidad de Carga final (*Post Composite*) de los Tableros Metálicos aplicando los criterios de verificación de las Especificaciones ASD y LRFD del AISC y las prescripciones de la Especificación del Steel Deck Institute.

1) Determinación *aproximada* de la capacidad portante según el criterio de Estados Límites Últimos (LRFD).

1.1) Propiedades de la Sección (*Se adoptaron o estimaron a partir de datos de catálogos*)

ASTM A37: $F_y := 2.53 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$ $f_c := 210 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Calidad del Ho.Ao.

Tablero Losacero - Sección 4

ton := 1000·kg

Altura Tablero: $h_r := 6.35 \cdot \text{cm}$ Ancho del Tablero: $b_t := 0.95 \cdot \text{m}$

Espesor Chapa: $t := 0.76 \cdot \text{mm}$ Inercia: $I_p := 79.74 \cdot \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$

Ancho ala superior: $b_{f1} := 10.75 \cdot \text{cm}$

Ancho ala inferior: $b_{f2} := 13.91 \cdot \text{cm}$ Módulo resistente: $S_p := 19.87 \cdot \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$

Ancho o Longitud del Nervio: $d_n := 7.25 \cdot \text{cm}$

Desarrollo de la Sección: $p := (b_{f1} + b_{f2}) \cdot 3 + d_n \cdot 6$ $p = 117.48 \text{ cm}$

Area del tablero: $A_s := \frac{p \cdot t}{b_t}$ $A_s = 9.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Baricentro medido desde el ala superior: $y_o := h_r - \frac{3 \cdot b_{f1} \cdot h_r + 6 \cdot d_n \cdot \frac{h_r}{2}}{(b_{f1} + b_{f2}) \cdot 3 + d_n \cdot 6}$ $y_o = 3.43 \text{ cm}$

Espesor Carpeta de H^o (variable): $t_o := \begin{pmatrix} 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{pmatrix} \cdot \text{cm}$ $i := 0..7$

Espesor total de la losa: $d_L(t_o) := h_r + t_o$ $d_L(t_o)$

Altura Útil (h):

$$h(t_o) := t_o + y_o$$

$$h(t_o)$$

1.2) Resistencia de Cálculo de la Sección Compuesta en función del espesor (t_o) de la carpeta

Esfuerzo de tracción:

$$T := A_s \cdot F_y$$

$$T = 21.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$C := T$$

Penetración del eje neutro:

$$a := \frac{C}{0.85 \cdot f_c}$$

$$a = 12.08 \text{ mm}$$

Resistencia nominal a la flexión del Tablero:

Brazo interno:

$$z(t_o) := h(t_o) - \frac{a}{2}$$

Momento Nominal:

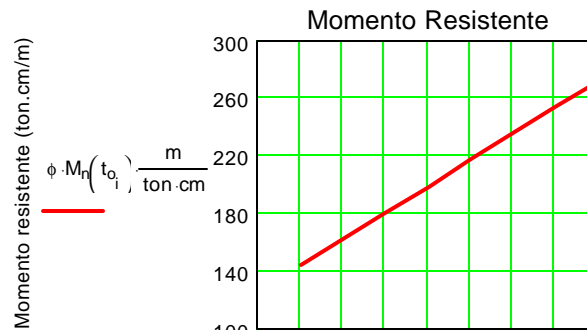
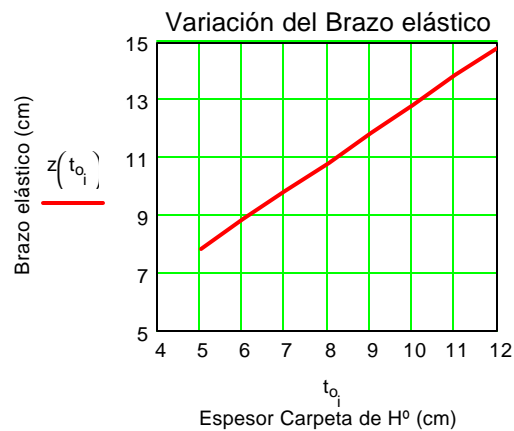
$$M_n(t_o) := z(t_o) \cdot C$$

Factor de Resistencia

$$\phi := 0.85 \quad (\text{AISC I3.2.(a) - LRFD 1994})$$

Momento resistente:

$$\phi \cdot M_n(t_o) \cdot \frac{\text{m}}{\text{ton} \cdot \text{cm}}$$



$$100 \begin{matrix} 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 \\ & & & & t_{0_i} \\ & & & & \text{Espesor Carpeta de H}^0 \text{ (cm)} \end{matrix}$$

1.3) Determinación de las sobrecargas (*postcomposite* en ton/m²) en función de la luz L (m) entre apoyos del tablero metálico (distancia entre vigas paralelas) y de la Resistencia

de Cálculo $\phi \cdot M_n$ de la Sección.

1.3.1) Combinación de cargas utilizada en el análisis de un edificio:

$$Q(L, t_0) = 1.2 \cdot DL(t_0) + 1.6 \cdot LL_1(L, t_0)$$

1.3.2) Luz de los vanos

$$j := 0..11 \quad L := \begin{pmatrix} 1.8 \\ 2.0 \\ 2.2 \\ 2.4 \\ 2.6 \\ 2.8 \\ 3.0 \\ 3.2 \\ 3.4 \\ 3.6 \\ 3.8 \\ 4.0 \end{pmatrix} \cdot m$$

1.3.3) Análisis de cargas: Peso propio del H⁰, sobrecargas permanentes y tablero metálico:

Cargas Permanentes:

Tablero Metálico: $g_T := 8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Hormigón: $i := 0..7$

$$g(t_0) := (0.035 \cdot m + t_0) \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2} \cdot 2.3 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

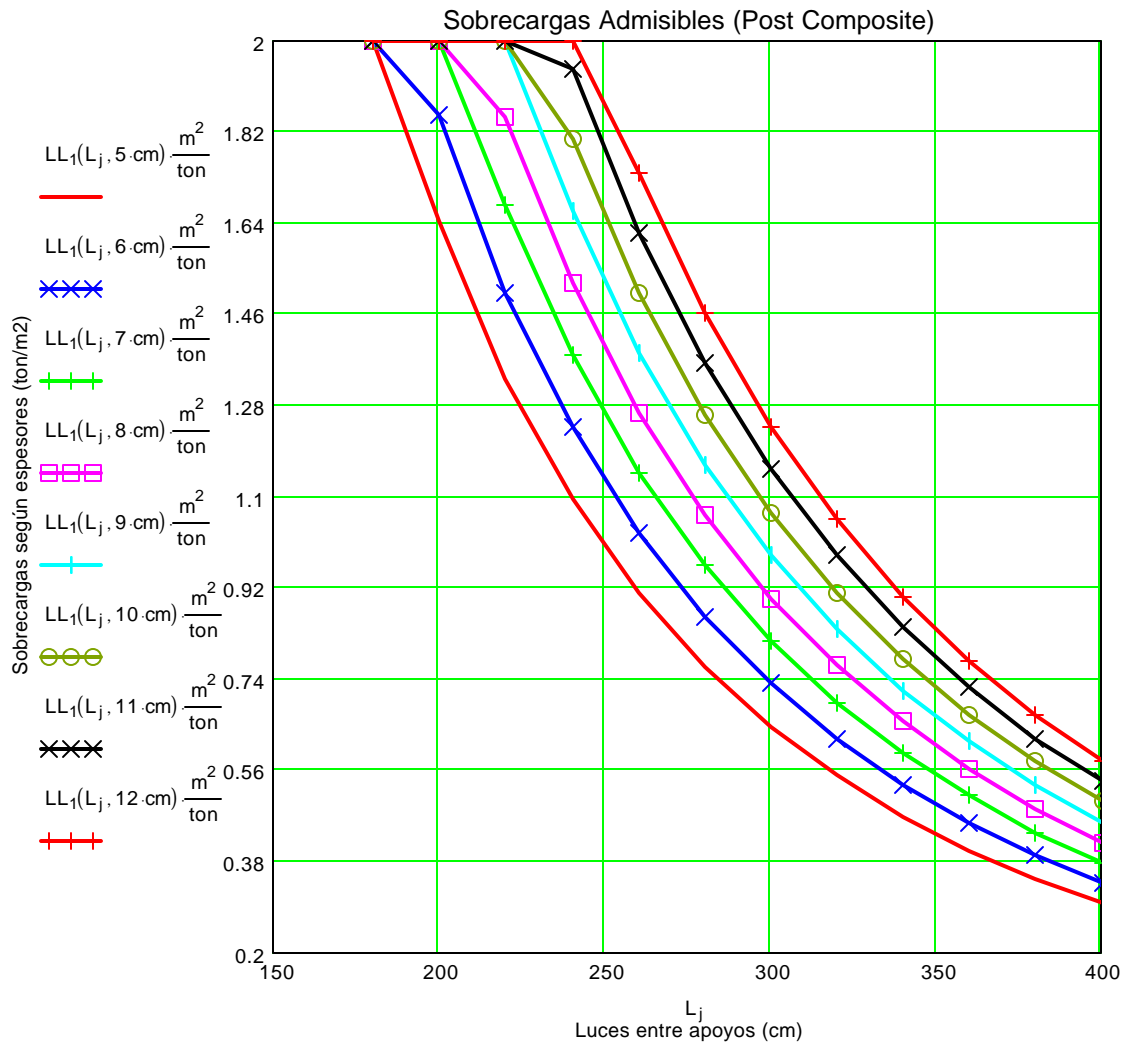
$$DL(t_0) := g(t_0) + g_T \quad DL(t_{0_i})$$

Carga nominal disponible:

$$Q_n(L, t_0) := \frac{8 \cdot \phi \cdot M_n(t_0)}{L^2}$$

Despejando de la ecuación de 1.3.1) obtenemos la sobrecarga de servicio LL:

$$LL_1(L, t_0) := \text{if} \left[\left(\frac{Q_n(L, t_0)}{1.6} - \frac{1.2 \cdot DL(t_0)}{1.6} \right) \geq 2000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}, 2000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}, \left(\frac{Q_n(L, t_0)}{1.6} - \frac{1.2 \cdot DL(t_0)}{1.6} \right) \right]$$



2) Determinación aproximada de la capacidad portante según el criterio elástico de Tensiones Admisibles (ASD)

2.1) Determinación de la posición del eje Neutro Elástico (y_{gi}) excluyendo el área traccionada del hormigón.

$n := 10$ Relación entre el módulo de elasticidad del hormigón y del acero (a corto plazo)

Posición del eje neutro de la sección *bruta* reducida sin fisuración del H^o (Estado I):

$\alpha := 0.4811 \cdot \text{rad}$ Inclinação del nervio

Ancho medio acanaladura: $w_r := b_{f2} + h_r \cdot \tan(\alpha)$

$$y_{go}(t_o) := \frac{\frac{1}{n} \cdot t_o \cdot \left(d_L(t_o) - \frac{t_o}{2} \right) + \frac{3 \cdot w_r \cdot h_r^2}{b_t \cdot n} + A_s \cdot (h_r - y_o)}{\frac{1}{n} \cdot t_o + \frac{3 \cdot w_r \cdot h_r}{b_t \cdot n} + A_s}$$

Posición del eje neutro de la sección reducida fisurada (Estado II):

$a_1 := 4 \cdot \text{cm}$ Valor aproximado de la raíz

$$a(t_o) := \text{root} \left[a_1^2 + 2 \cdot n \cdot A_s \cdot a_1 - 2 \cdot n \cdot A_s \cdot (y_o + t_o), a_1 \right]$$

$$y_{gf}(t_o) := h_r + t_o - a(t_o)$$

2.2) Determinación del Momento de Inercia Reducido I_{tr} de la sección en Estado I y en Estado II

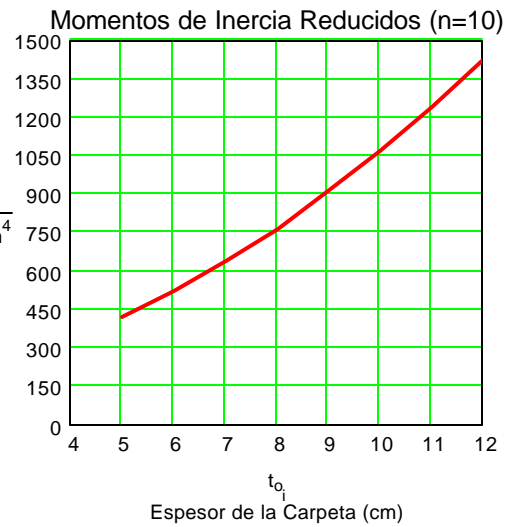
$$I_{tro}(t_o) := \left[I_p + A_s \cdot (h_r - y_o)^2 + \frac{1}{n} \cdot \frac{t_o^3}{12} + \frac{t_o}{n} \cdot \left(d_L(t_o) - \frac{t_o}{2} \right)^2 + \frac{w_r \cdot h_r^3}{n \cdot b_t} \dots \right. \\ \left. + (-1) \cdot y_{go}(t_o)^2 \cdot \left[A_s + \frac{1}{n} \cdot \left(t_o + \frac{3 \cdot w_r \cdot h_r}{n \cdot b_t} \right) \right] \right]$$

$$I_{trf}(t_o) := \left[I_p + A_s \cdot (h_r - y_o)^2 + \frac{1}{n} \cdot (d_L(t_o) - y_{gf}(t_o)) \cdot \left(\frac{d_L(t_o) + y_{gf}(t_o)}{2} \right)^2 \dots \right. \\ \left. + (-1) \cdot y_{gf}(t_o)^2 \cdot \left[A_s + \frac{1}{n} \cdot (d_L(t_o) - y_{gf}(t_o)) \right] \right]$$

$t_{o_i} =$	$y_{gf}(t_{o_i}) =$	$I_{trf}(t_{o_i}) \cdot \frac{m}{cm^4} =$
5 cm	8.2 cm	420.04
6	8.98	520.59
7	9.76	635.38
8	10.56	764.69
9	11.37	908.46
10	12.18	1066.98
11	13	1240.57
12	13.82	1429.15

Momento de Inercia Reducido (cm^4/m)

$$I_{trf}(t_{o_i}) \cdot \frac{m}{cm^4}$$



Ejemplo: $I_{trf}(5 \cdot cm) = 420.04 \frac{cm^4}{m}$

2.3) Determinación de los Módulos Resistentes Reducidos S_{tr} de la sección

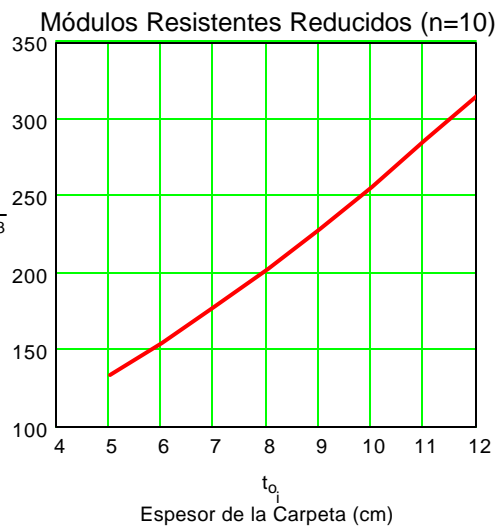
$$S_{tro}(t_o) := \frac{I_{trf}(t_o)}{d_L(t_o) - y_{gf}(t_o)}$$

Módulo Superior

$t_{o_i} =$	$S_{tro}(t_{o_i}) \cdot \frac{m}{cm^3} =$
5 cm	133.32
6	154.29
7	177.14
8	201.77
9	227.99
10	255.76
11	285.02
12	315.68

Módulo Resistente Reducido Sup. (cm^3/m)

$$S_{tro}(t_{o_i}) \cdot \frac{m}{cm^3}$$

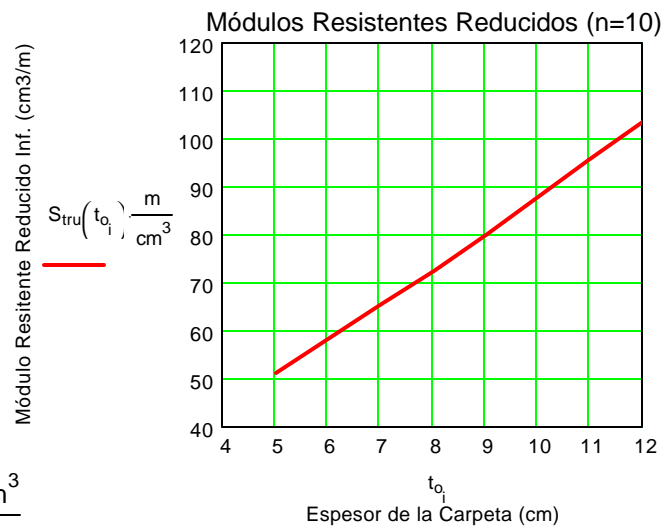


Ejemplo: $S_{tro}(5 \cdot cm) = 133.32 \frac{cm^3}{m}$

$$S_{tru}(t_o) := \frac{I_{trf}(t_o)}{y_{gf}(t_o)}$$

Módulo Inferior

$t_{o_i} =$	$S_{tru}(t_{o_i}) =$
5 cm	0.51 cm ²
6	0.58
7	0.65
8	0.72
9	0.8
10	0.88
11	0.95
12	1.03



Ejemplo: $S_{tru}(5 \cdot cm) = 51.23 \frac{cm^3}{m}$

2.4) Determinación de la Capacidad Resistente de la sección del Tablero Metálico Homogeneizada

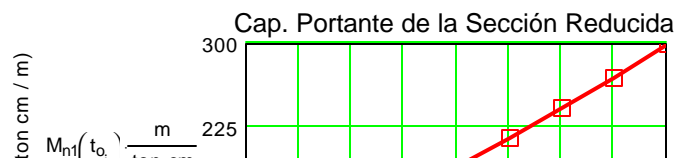
2.4.1) Momentos Admisibles según limitaciones de la Especificación del SDI y del AISC

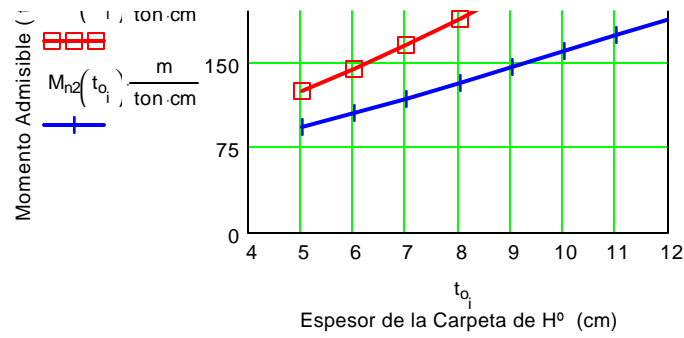
Por el Hormigón $M_{n1}(t_o) := 0.45 \cdot f_c \cdot n \cdot S_{tro}(t_o)$

Artíc. 5.3a - SDI

Por el Acero $M_{n2}(t_o) := 0.80 \cdot F_y \cdot S_{tru}(t_o)$

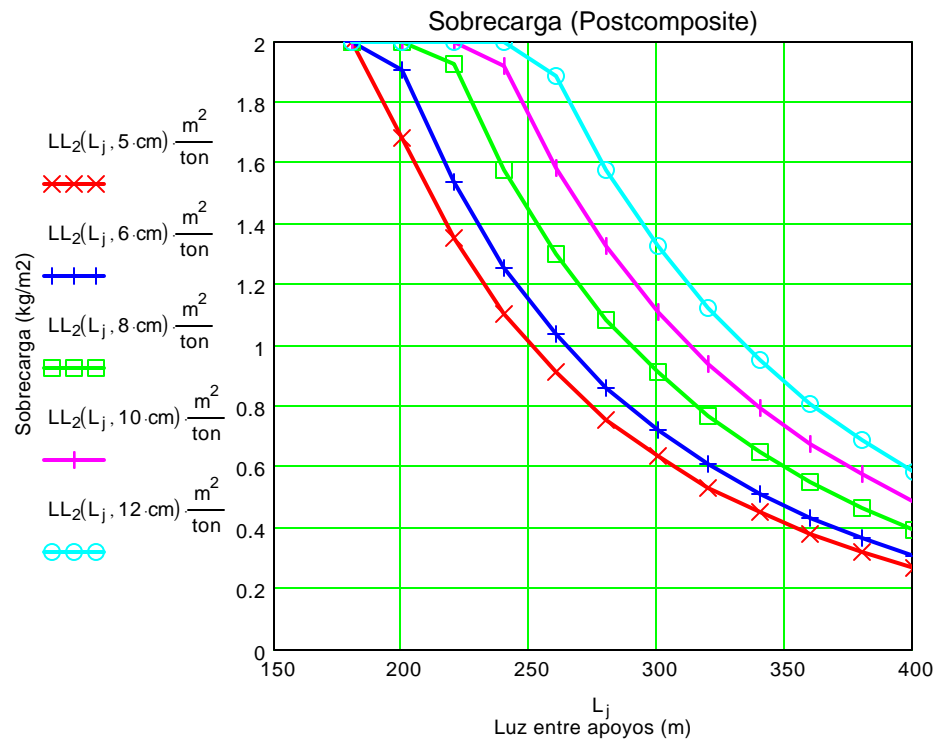
Artíc. 5.2a - SDI)

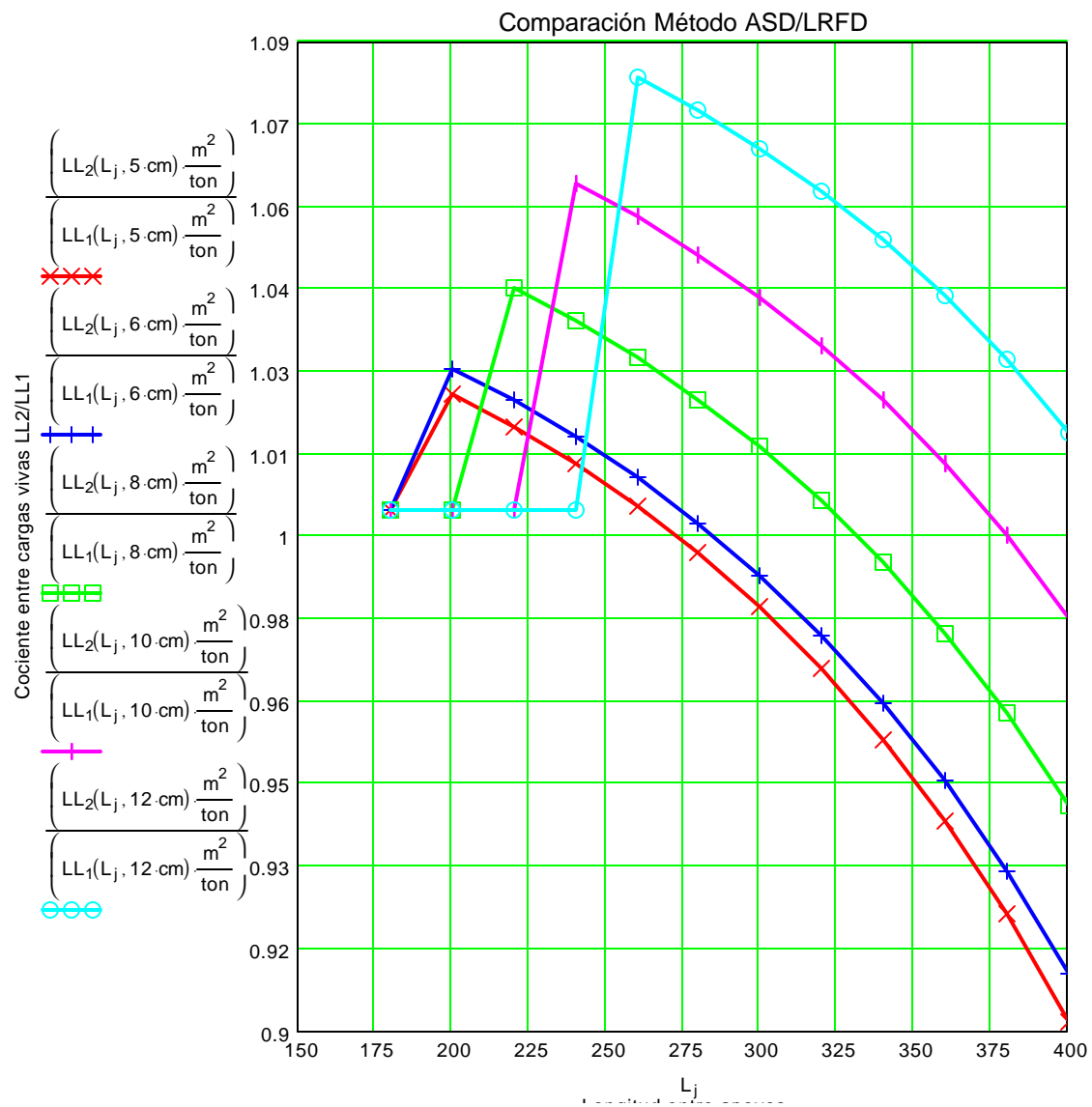




2.4.2) Sobrecargas Admisibles (Postcomposite). Como $M_{n2} < M_{n1}$ resulta la sobrecarga admisible

$$LL_2(L, t_0) := \text{if} \left[\left(\frac{8 \cdot M_{n2}(t_0)}{L^2} - DL(t_0) \right) \geq 2 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, 2 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \left(\frac{8 \cdot M_{n2}(t_0)}{L^2} - DL(t_0) \right) \right]$$





Longitud entre apoyos

3) Análisis de las deformaciones en tableros simplemente apoyados

3.1) Bajo cargas preliminares de: Peso Propio Tablero Metálico y Hormigón (aun no endurecido)

Según SDI - Art. 3.3: máxf < L/180 o bien < 19mm

3.2) Bajo cargas posteriores al fragüe del hormigón (permanentes y vivas)

Según SDI - Art. 5.4: máxf < L/360

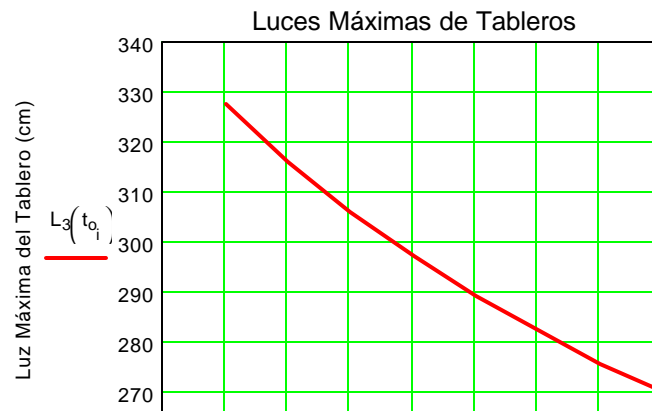
3.1) Luces máximas etapa constructiva para L/180 ó f = 19mm

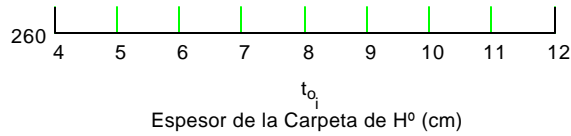
$$E := 2100 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$L_3(t_0) := \min \left[\left[\sqrt[4]{\frac{1459.2 \cdot (\text{mm}) \cdot E \cdot I_p}{DL(t_0)}} \right], \left[\sqrt[3]{\frac{0.4267 \cdot E \cdot I_p}{DL(t_0)}} \right] \right]$$

$L_3(t_{0_i}) =$
327.45 cm
315.97
305.95
297.09
289.17
282.03
275.56
269.63

Etapa Constructiva



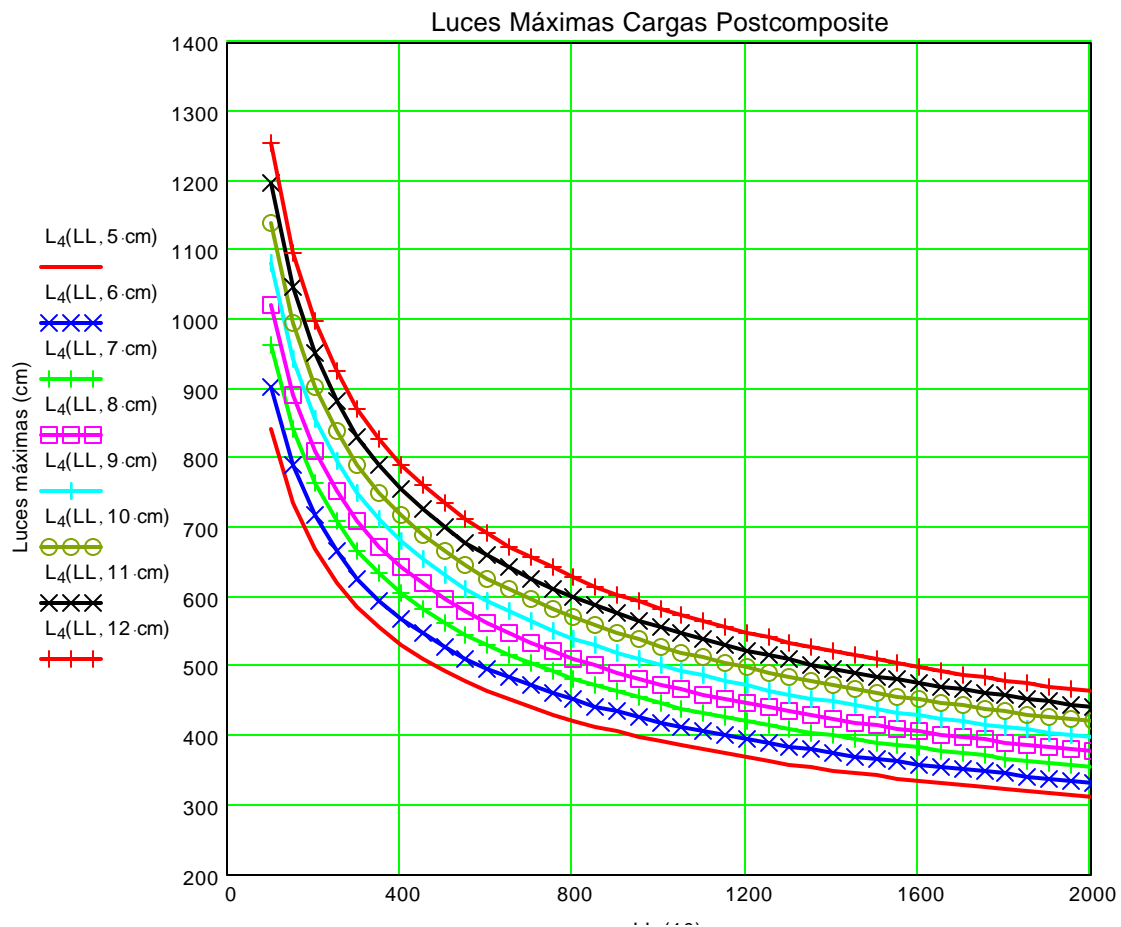


3.2) Luces máximas para L/360 en función de la sobrecarga

Para este caso se adoptará el promedio de los momentos de inercia correspondientes a la sección en Estado I (no fisurada) y en Estado II (fisurada)

$$LL := 100 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}, 150 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \dots 2000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$L_4(LL, t_o) := \sqrt[3]{\frac{0.2133 \cdot E \cdot (I_{tro}(t_o) + I_{trf}(t_o))}{2 \cdot LL}}$$



LL · (10)
Sobrecargas (kg/m2)

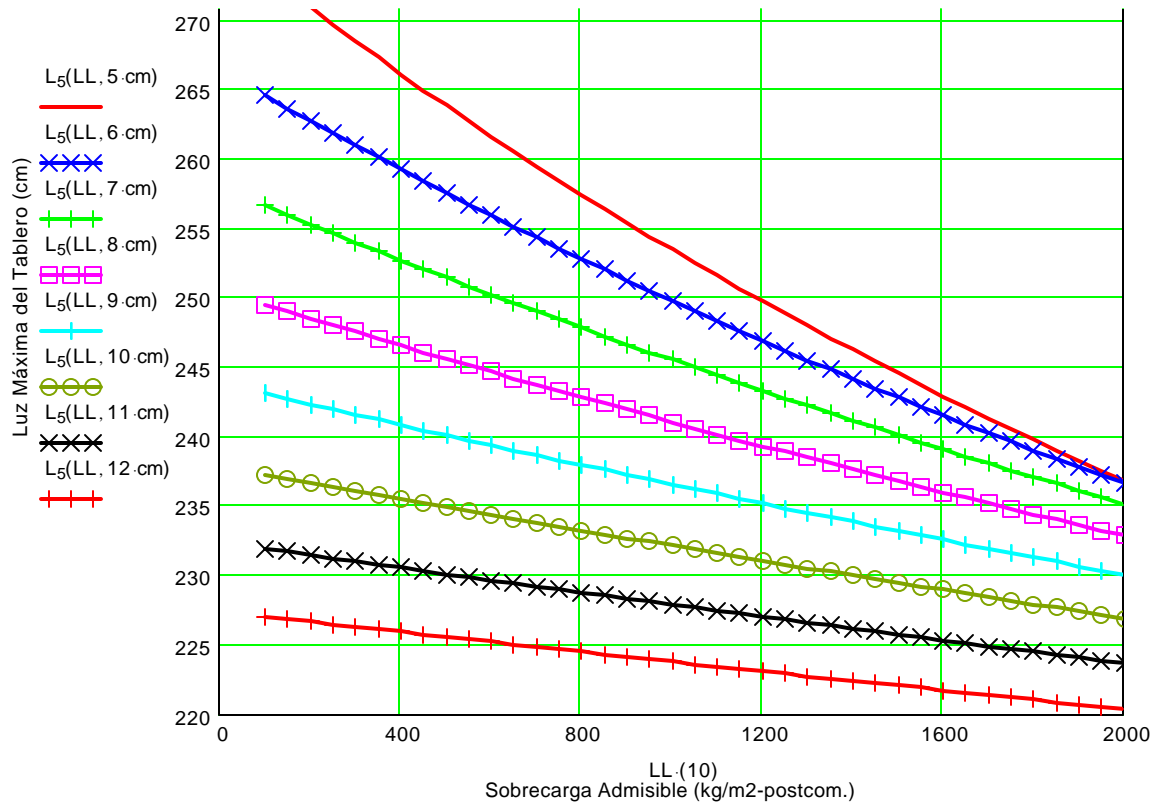
3.3) Luces máximas debidas a las flechas totales (suma de las constructivas y postcomposite)

$$LL := 100 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}, 150 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \dots 2000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para máxf = L/300

$$L_5(LL, t_0) := \sqrt[3]{\frac{384}{5 \cdot 300} \cdot E \cdot \frac{1}{\left[\frac{DL(t_0)}{I_p} + \frac{2 \cdot LL}{(I_{tro}(t_0) + I_{trf}(t_0))} \right]}}$$

Luces Máximas para L/300 de flecha total					
280					
275					



Para máxf = L/200

$$L_6(LL, t_0) := \sqrt[3]{\frac{384}{5 \cdot 200} \cdot E \cdot \frac{1}{\left[\frac{DL(t_0)}{I_p} + \frac{2 \cdot LL}{(I_{tro}(t_0) + I_{trf}(t_0))} \right]}}$$

