

 mranDL.ir

مرکز تخصصی دانش و مهندسی عمران





انجمن ایرانی  
مهندسان محاسب ساختمان

# نکات مهم در طراحی سقف های عرشه فولادی که می بایست مد نظر مهندس محاسب قرار گیرد

صمد آقازاده  
خرداد ۱۳۹۵



طراحی سقف مرکب	طراحی سازه
مقاومت	مقاومت
تغییر شکل	تغییر مکان
ارتعاش	شکل پذیری

## مقاومت سقف عرشه فولادی

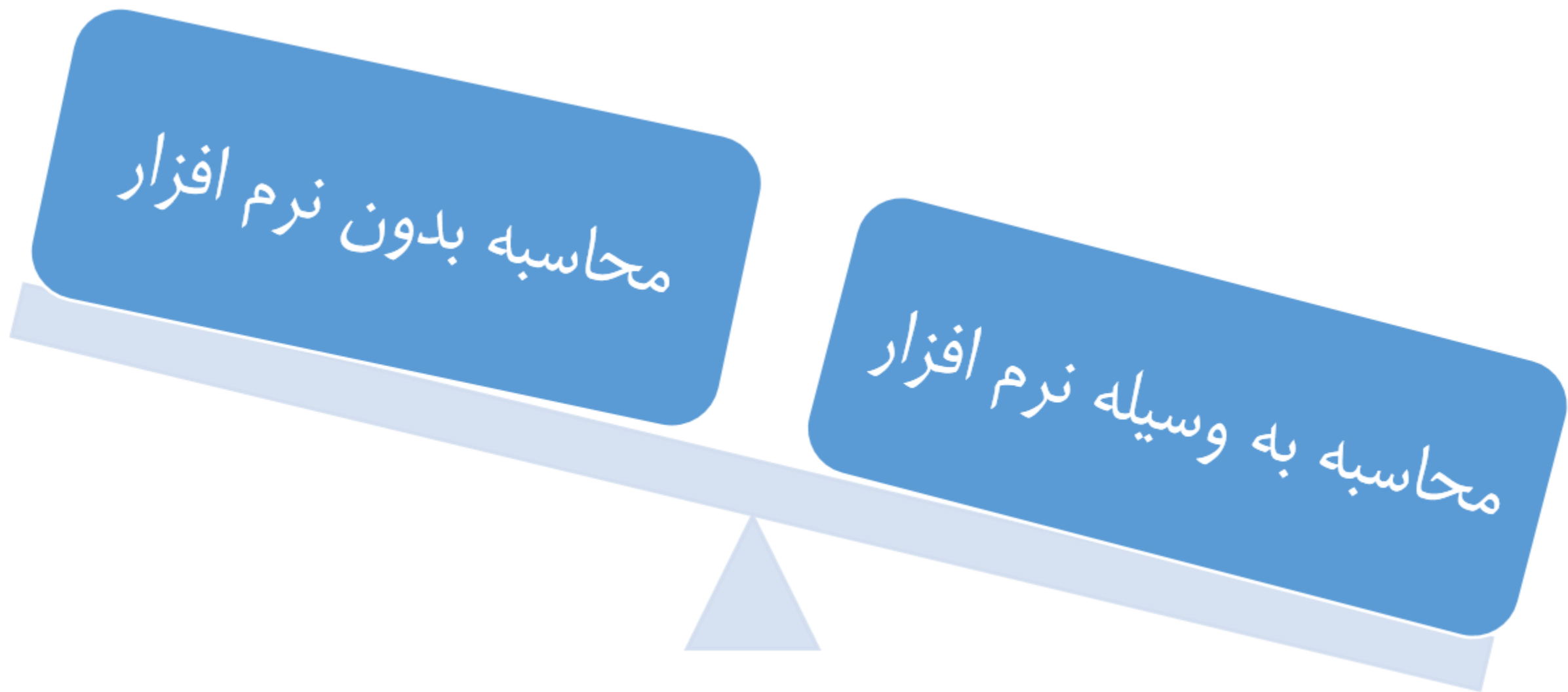
عرشه فولادی

گل میخ

تیر مرکب

بتن

آرماتور



# عرشه فولادی

# عرشه های فولادی در سقف های مرکب دارای عملکرد های ذیل می باشند:

- به عنوان قالب بتن
- سکوی کار برای عملیات اجرایی
- به عنوان آرماتور کششی برای لنگر مثبت
- مقاومت در برابر بارهای جانبی مثل باد یا زلزله



- Composite decking works together with the concrete fill to make a stiff, light-weight, economical floor system
  - Compare the composite decking (above left), non-composite decking (above center), and the form decking (above right)
- Composite decking is available in various profiles and thicknesses

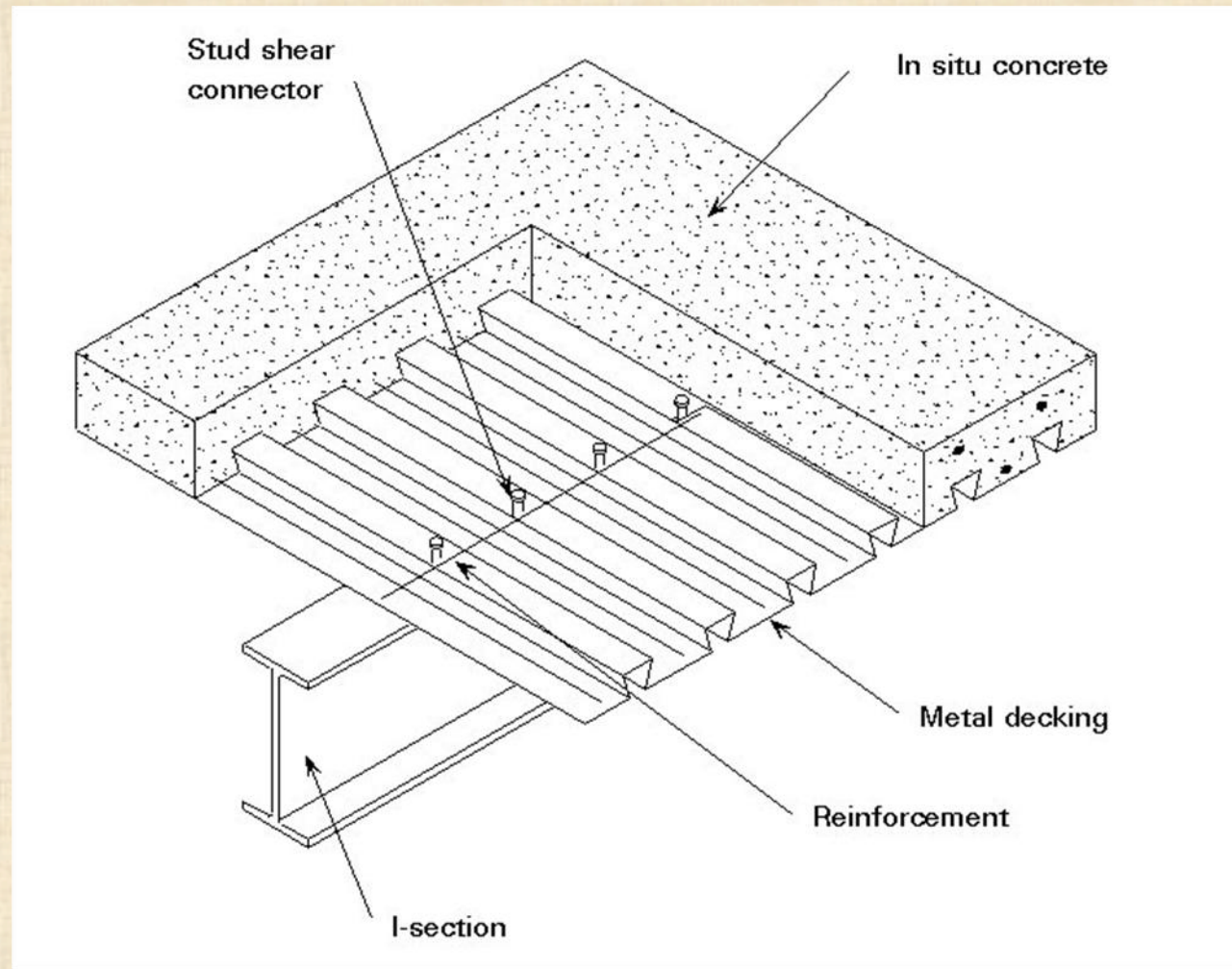


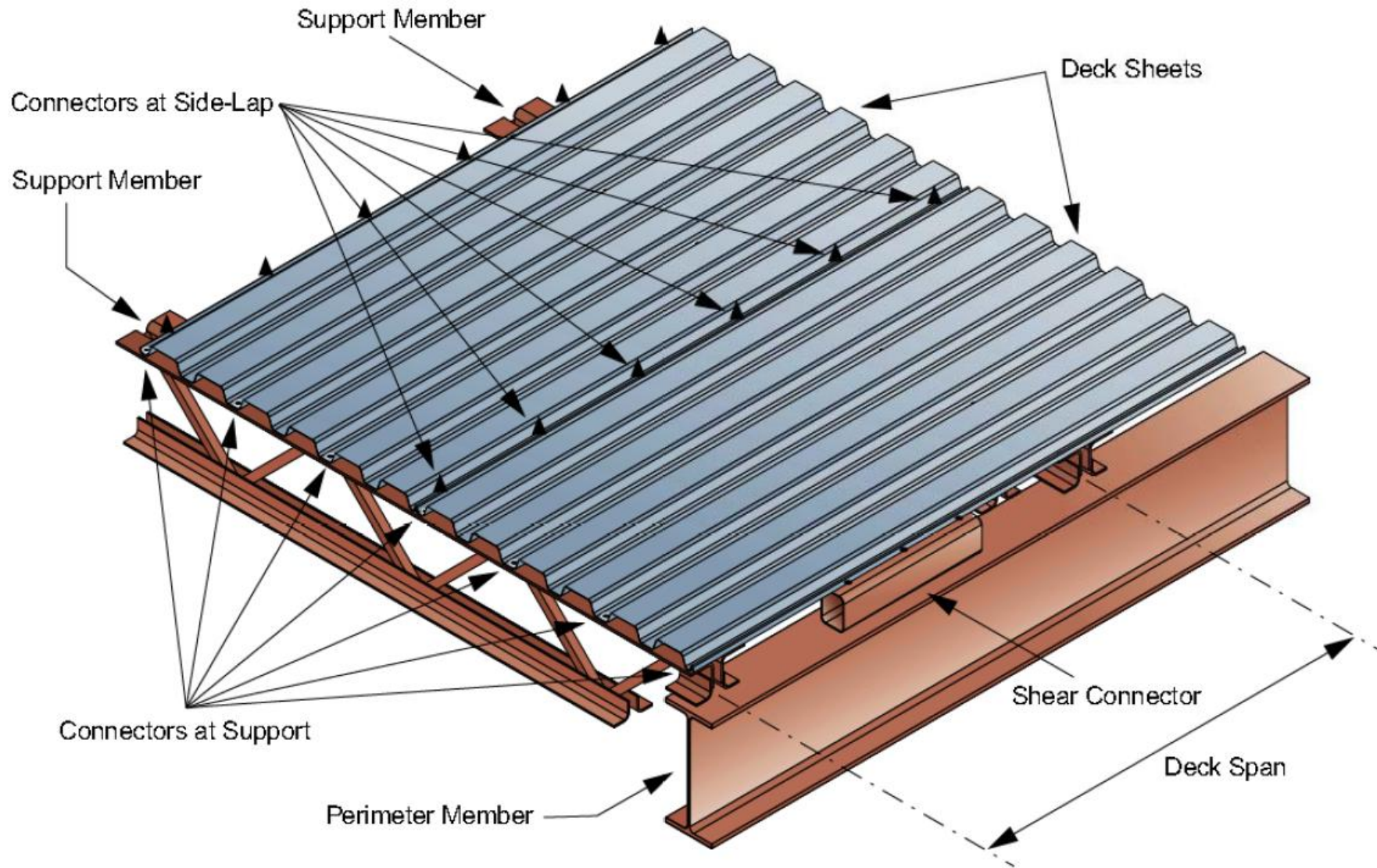
- Decking with deformed ribs (or embossed decking), as shown, is commonly used
- The deformations on the ribs allow for a stronger bond between the concrete and the decking

(ASCE 2002)





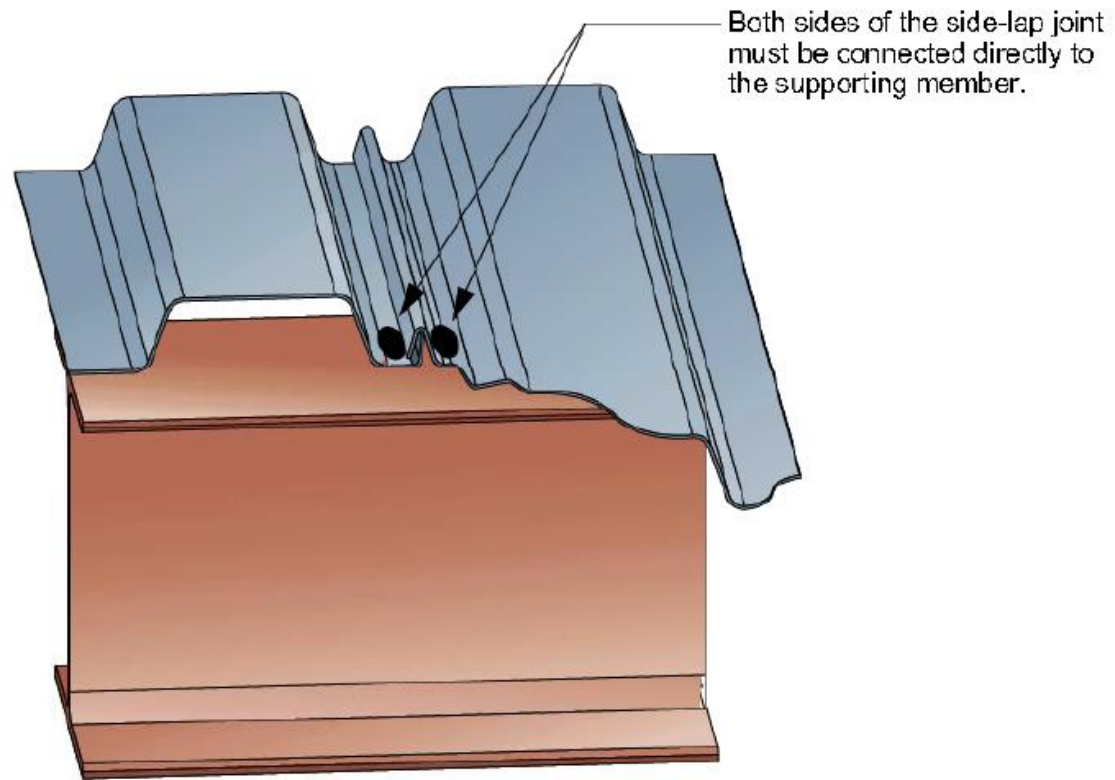


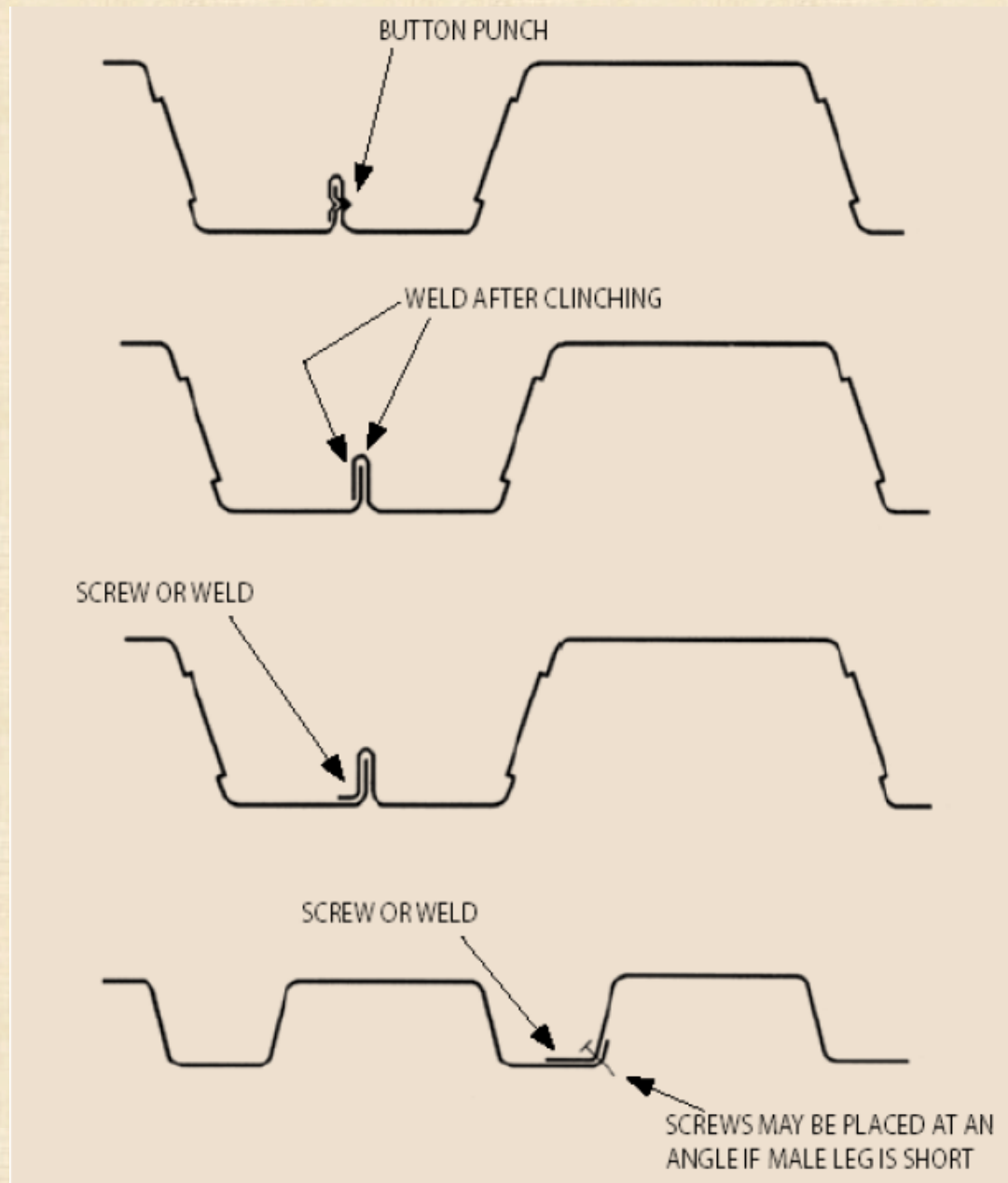


**Maximum Connector Spacing**

	Connector at support	Connector at side-lap
Roof Deck	Every 300 mm (12 in.)	Every 900 mm (36 in.)
Floor Deck	Every 300 mm (12 in.)	Every 600 mm (24 in.)

۴. ورق‌های فولادی شکل داده شده باید در فواصلی حداکثر ۴۵۰ میلی‌متر به مقطع فولادی و سایر اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند. این مهارها می‌توانند گل‌میخ‌های برشگیر، ترکیبی از گل‌میخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای یا هر راهکار ارائه شده توسط مهندس طراح باشد.







## SIDE-LAP JOINTS

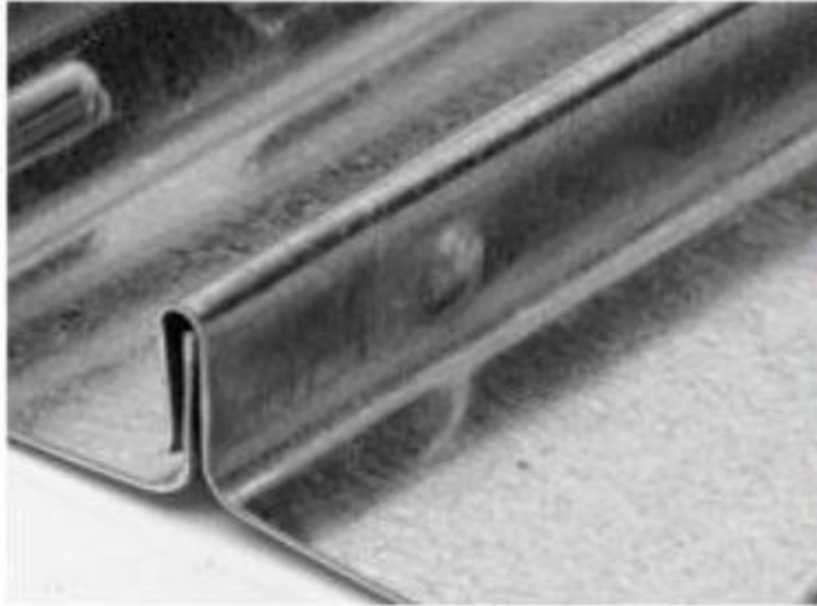
The choice of connectors at the side-lap can influence the deck profile. Some profiles have a similar shape but the side-lap joints are different. Therefore, the profile must be specified in order to match the connectors according to:

- The shear requirements;
- The project requirements;
- The erector preferences.

### Side-Lap Connector vs Type of Joint

Type of joint	Profile	Connector at side-lap	Connector at support
<p>"Interlocking Joint"</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• P-3615</li> <li>• P-2436</li> <li>• P-3623</li> <li>• P-2432</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Button punch</li> <li>• Weld **</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Weld *</li> <li>• Power-driven fastener</li> <li>• Screw</li> </ul>
<p>"Overlapping Joint"</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• P-3606</li> <li>• P-2404</li> <li>• P-3012</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Screw</li> <li>• Weld **</li> </ul>	

# “Button-punching” deck



<b>Gage</b>	<b>Thickness</b>	
	<b>in.</b>	<b>mm.</b>
<b>26</b>	0.0179	0.45
<b>24</b>	0.0239	0.60
<b>22</b>	0.0295	0.75
<b>20</b>	0.0358	0.91
<b>18</b>	0.0474	1.20
<b>16</b>	0.0598	1.52



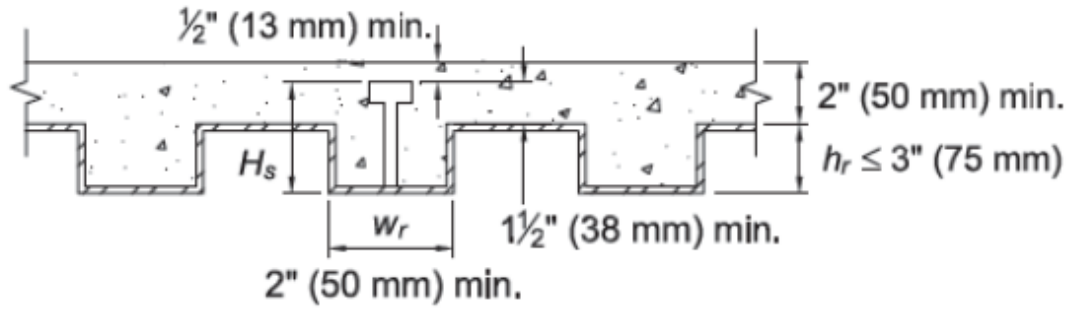
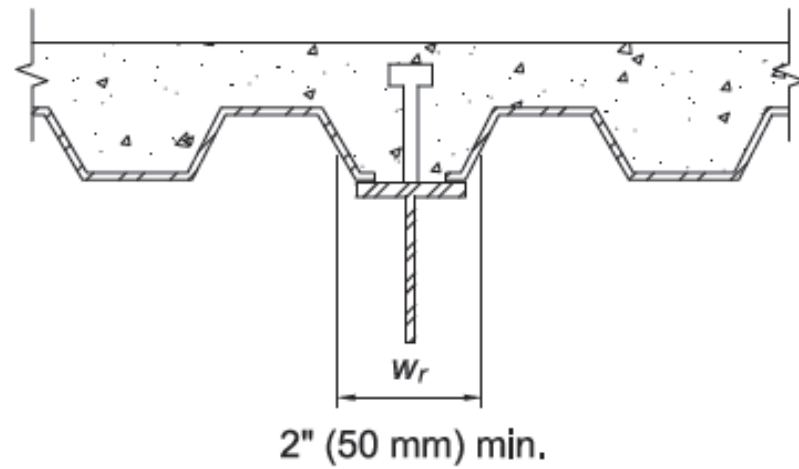
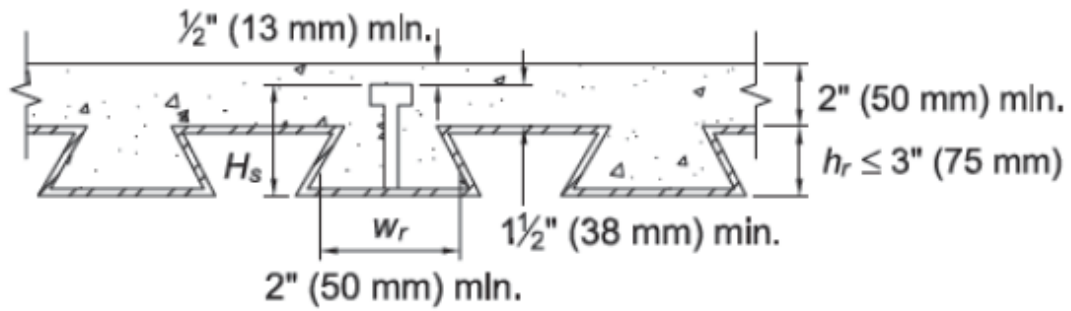
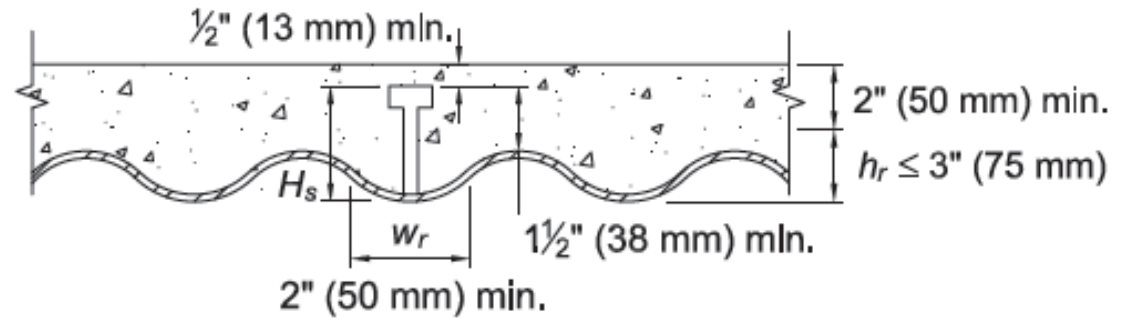
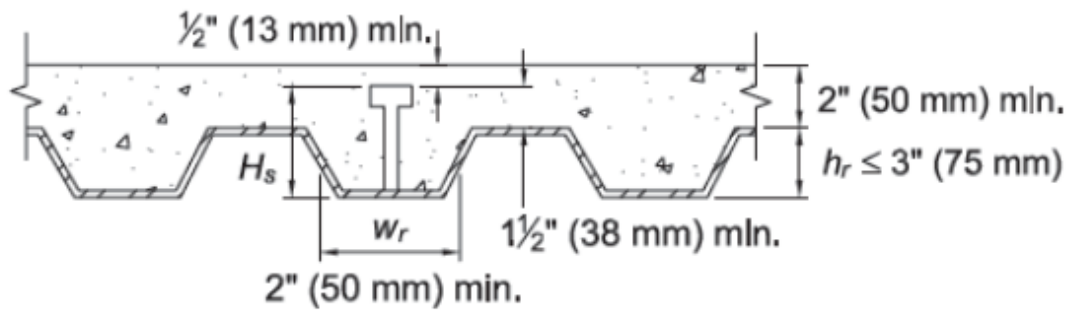
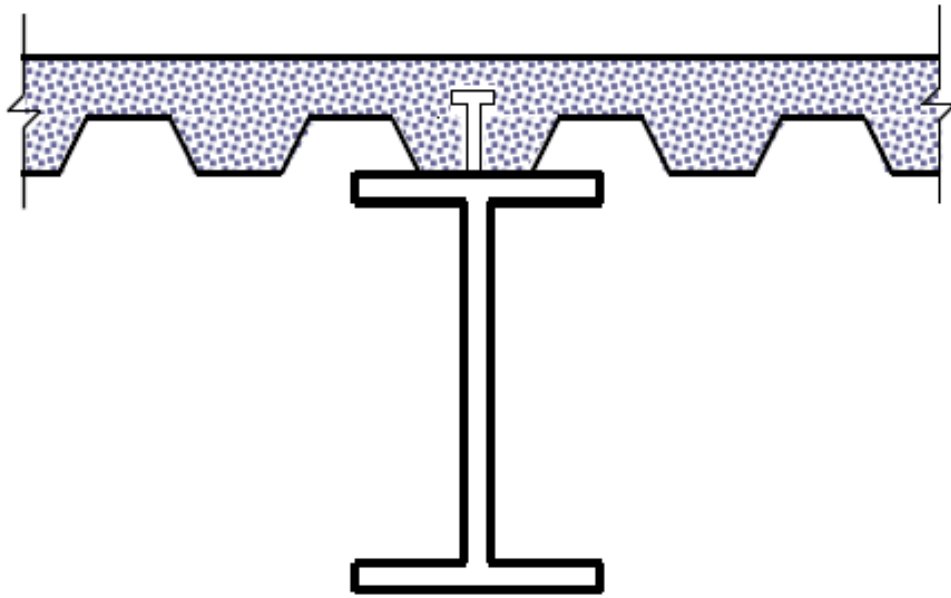
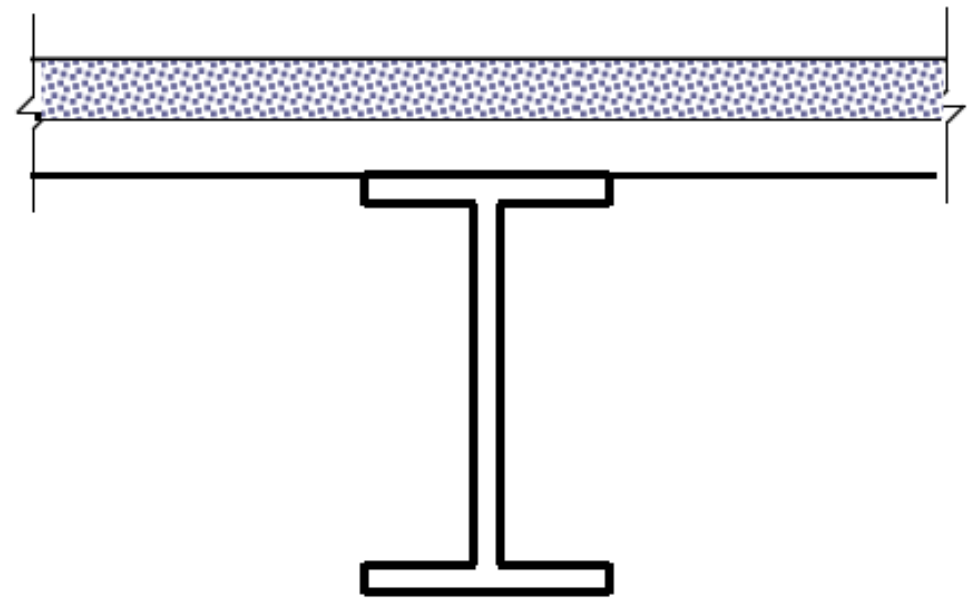


Fig. C-I3.5. Steel deck limits.

# Shear Studs and Metal Deck

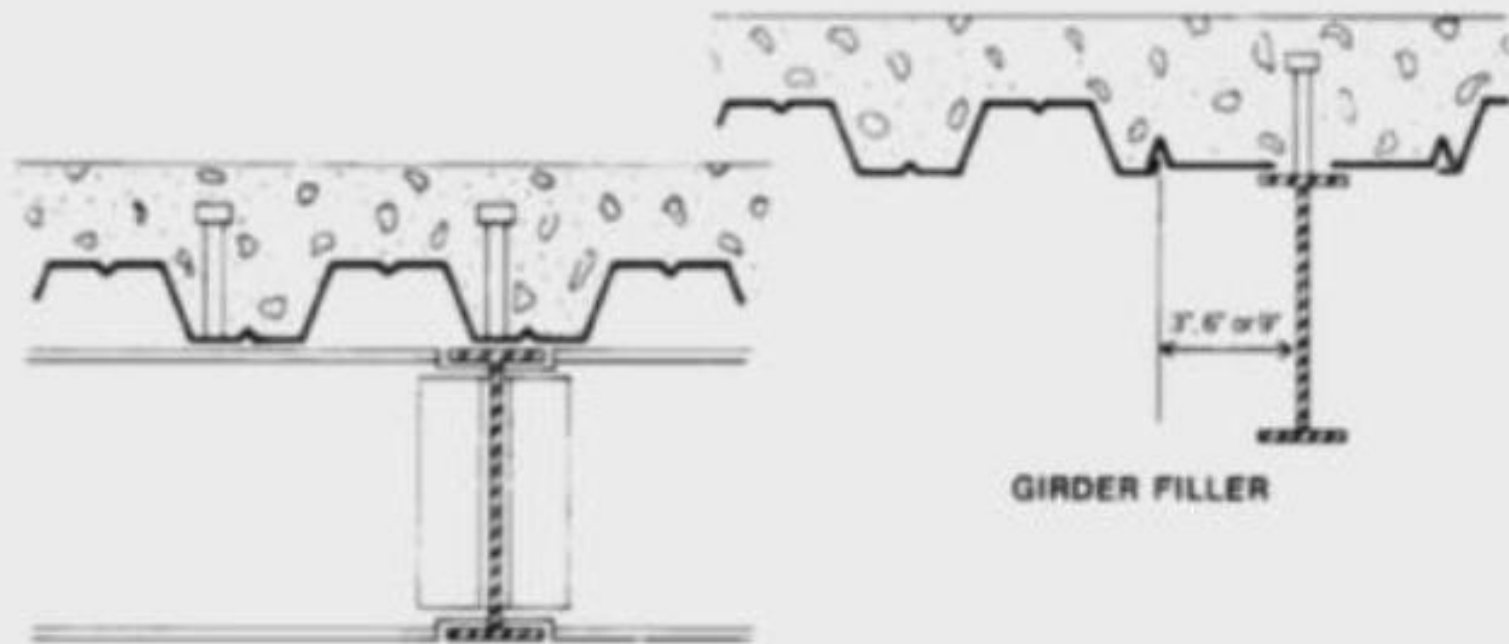


**Ribs parallel to axis of beam**



**Ribs perpendicular to axis of beam**

## Composite Girder Details



Composite Floor System Design Techniques, 2013 NASCC  
Will Jacobs, Sam Easterling  
[media.aisc.org/NASCC2013/N14a.mp4](http://media.aisc.org/NASCC2013/N14a.mp4)

# برشگیر

جدول ۱۰-۱-۹-۱ نیروی برشی افقی مجاز (q) برای یک برشگیر برحسب تن یا [کیلونیوتن]\*

* ۲۰ (SI)		* ۲۵ (SI)		* ۳۰ (SI)		مقاومت فشاری بتن $f_c$ برحسب $[N/mm^2]^*$ یا $(kg/cm^2)$	نوع برشگیر**
۲۰۰		۲۵۰		۳۰۰			
۲/۲	۲۲	۲/۵	۲۵	۲/۷	۲۷		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۱۳ و طول ۵۰ میلی متر
۳/۵	۳۵	۳/۹	۳۹	۴/۲	۴۲		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۱۶ و طول ۶۵ میلی متر
۵	۵۰	۵/۶	۵۶	۶	۶۰		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۲۰ و طول ۷۵ میلی متر
۶/۸	۶۸	۷/۶	۷۶	۸/۲	۸۲		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۲۲ و طول ۹۰ میلی متر
۰/۶۸W		۰/۷۹W		۰/۸۳W			ناودانی ۶۰***
۰/۷۳W		۰/۸۴W		۰/۸۹W			ناودانی ۸۰***
۰/۷۸W		۰/۸۹W		۰/۹۵W			ناودانی ۱۰۰***
۰/۸۳W		۰/۹۵W		۱/۰W			ناودانی ۱۴۰***

\* مقادیر جدول فقط برای بتن با جرم مخصوص معمولی قابل استفاده می باشند.

\*\* برای گلمیخ های بلندتر از مقادیر ذکر شده، می توان از مقادیر نیروی برشی افقی آرایه شده استفاده نمود.

\*\*\* W طول ناودانی به سانتی متر (یا میلی متر در سیستم SI) می باشد. حداکثر W مساوی عرض بال منهای دوبرابر بعد جوش اتصالی می باشد.

ب) ورق‌های دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها عمود بر تیر یا شاهتیر می‌باشد

۳. نیروی برشی افقی مجاز برای گلمیخ برشگیر، مقدار به دست آمده از جدول ۱۰-۹-۱ می‌باشد که در ضریب کاهش زیر ضرب شده است:

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\right)\left(\frac{W_r}{h_r}\right)\left(\frac{H_s}{h_r}-1\right) \leq 1 \quad (10-9-1)$$

که در آن:

$h_r$  = ارتفاع اسمی کنگره‌ها

$H_s$  = طول گلمیخ بعد از جوش که در محاسبات نباید از  $h_r + 75$  میلی‌متر تجاوز کند، حتی اگر طول واقعی بزرگتر باشد.

$N_r$  = تعداد گلمیخ‌های برشگیر در روی یک تیر واقع در یک کنگره که در محاسبات نباید بزرگتر از ۳ منظور شود، حتی اگر بیشتر از ۳ گلمیخ وجود داشته باشد.

$W_r$  = عرض متوسط کنگره که توسط بتن پر شده است (mm).

پ) ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها موازی تیر یا شاهتیر می‌باشد.

۴. برش افقی مجاز  $q$  برای هر گلمیخ، مطابق جدول ۱۰ - ۱ - ۹ - ۱ می‌باشد، با این استثناء که وقتی نسبت  $W_r/h_r$  کمتر از ۱/۵ باشد، مقدار برش مجاز باید در ضریب زیر ضرب گردد.

$$\sqrt{\frac{W_r}{h_r}} \left( \frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1 \quad (9 - 9 - 1 - 10)$$

که در آن:

$h_r$  و  $H_s$  = مطابق تعریف زیر رابطه ۱۰ - ۱ - ۹ - ۸ و

$W_r$  = عرض متوسط ماهیچه بتنی یا کنگره پر شده با بتن می‌باشد (میلی‌متر).

# Strength of stud connectors for composite beams

Eq. (I8-1)

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

**$R_g$  = Group effect factor**

**$R_p$  = Position effect factor**

No metal deck?  $\rightarrow R_g = 1.0$

$R_p = 0.75$



جدول ۱۰-۲-۸-۱ مقادیر  $R_p$  و  $R_g$

$R_p$	$R_g$	حالت	
۰/۷۵	۱	۱. مقاطع مختلط بدون استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده	
۰/۷۵	۱	$w_f/h_f \geq 1/5$	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
۰/۷۵	۰/۸۵	$w_f/h_f < 1/5$	
۰/۱۶	۱	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۱	۲. مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده
۰/۱۶	۰/۸۵	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۲	
۰/۱۶	۰/۷	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی یا بزرگتر از ۳	

**User Note:** The table below presents values for  $R_g$  and  $R_p$  for several cases. Capacities for steel headed stud anchors can be found in the Manual.

Condition	$R_g$	$R_p$
No decking	1.0	0.75
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of steel headed stud anchors occupying the same decking rib		
1	1.0	0.6 <sup>+</sup>
2	0.85	0.6 <sup>+</sup>
3 or more	0.7	0.6 <sup>+</sup>

$h_r$  = nominal rib height, in. (mm)

$w_r$  = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm)

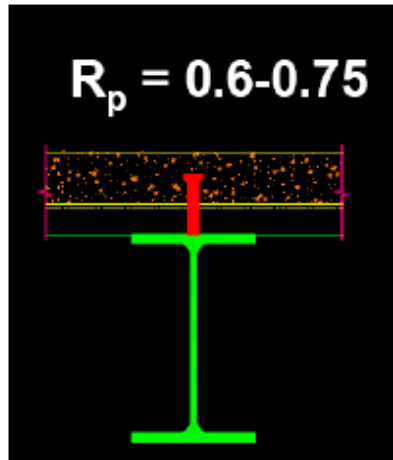
\*\* for a single steel headed stud anchor

<sup>+</sup> this value may be increased to 0.75 when  $e_{mid-ht} \geq 2$  in. (51 mm)

$e_{mid-ht}$  = distance from edge of stud shank to steel deck web, measured at mid-height of the deck rib, and in the load bearing direction (i.e. direction of max moment for simply supported beam)

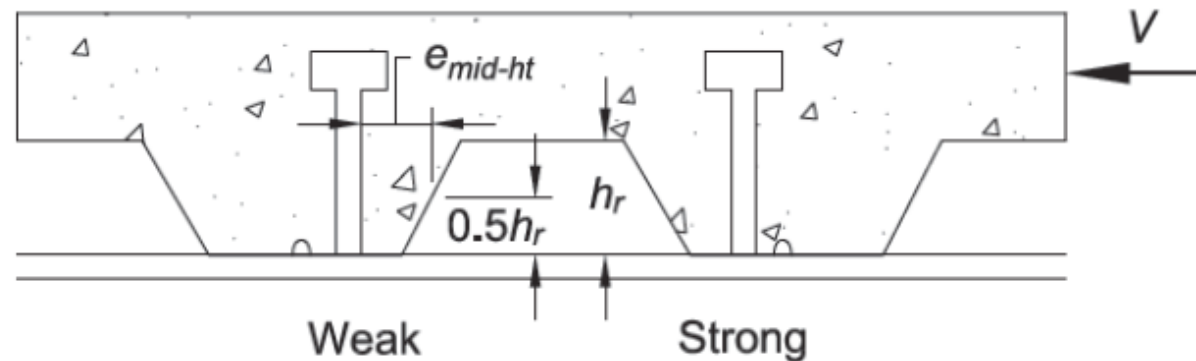
$$e_{mid-ht} \geq 2 \text{ in}$$

$$e_{mid-ht} < 2 \text{ in}$$



$$R_p = 0.75$$

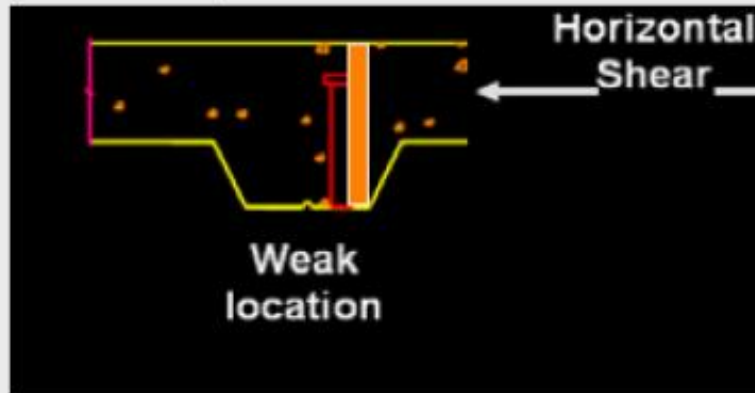
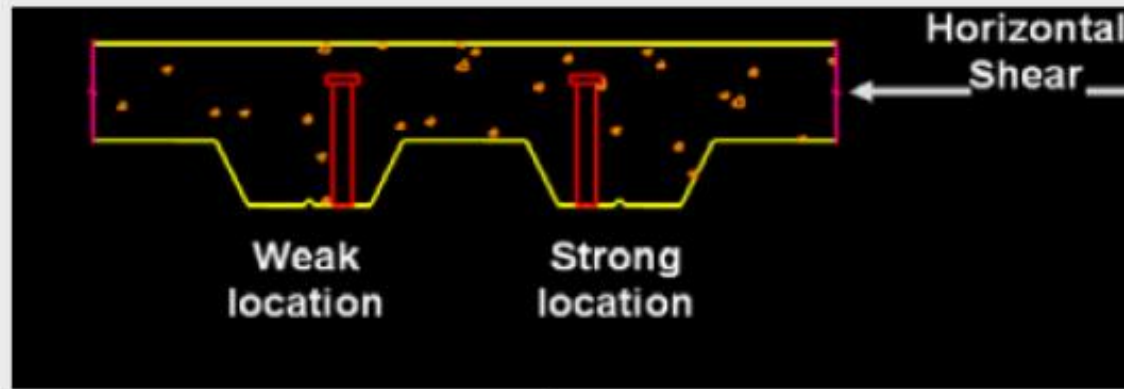
$$R_p = 0.6$$



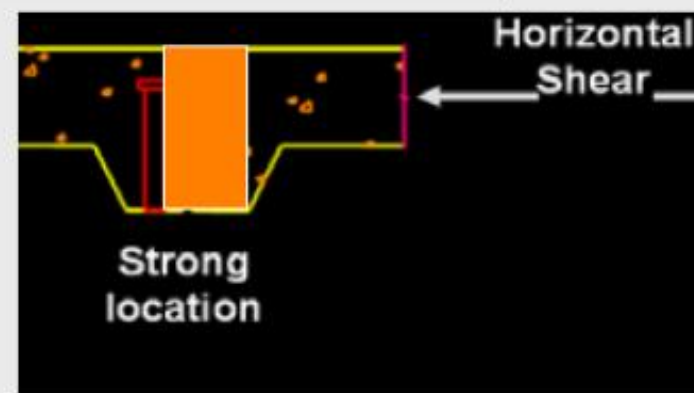
*Fig. C-18.1. Weak and strong stud positions  
[Roddenberry et al. (2002b)].*

# Shear Connectors

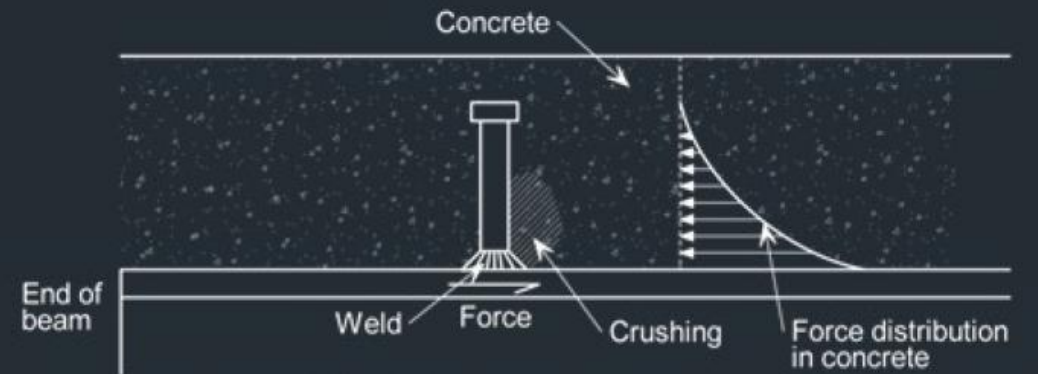
$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$



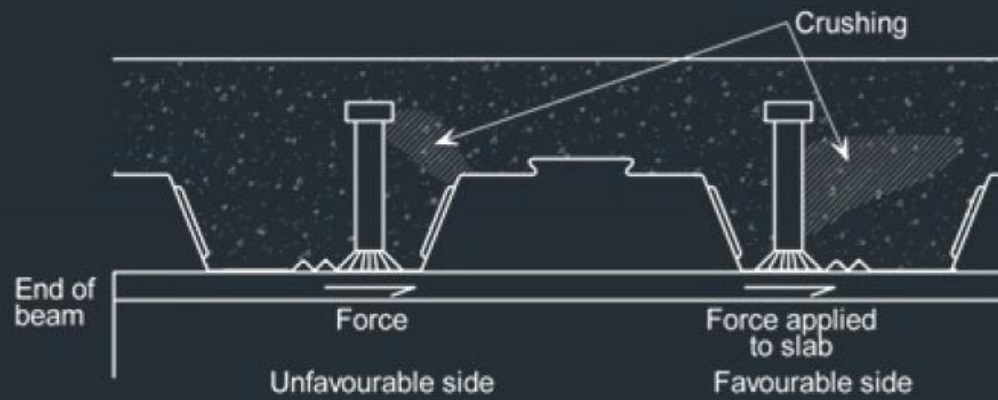
$$R_p = 0.6$$



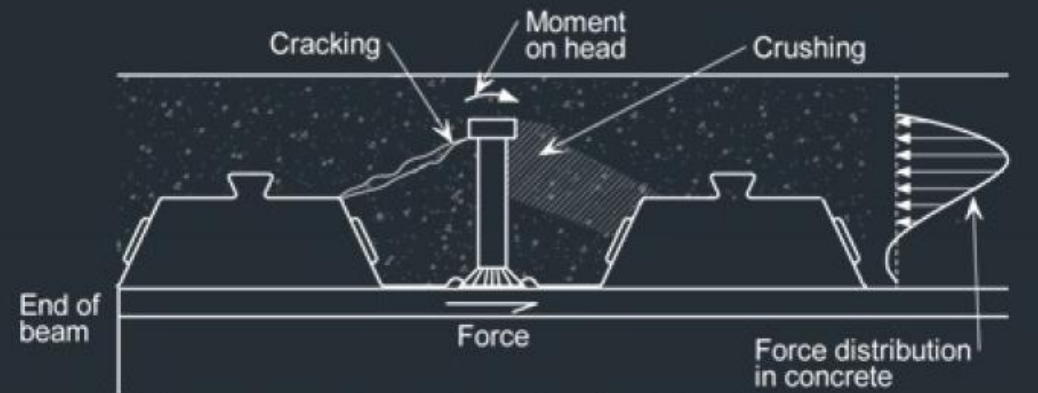
$$R_p = 0.75$$



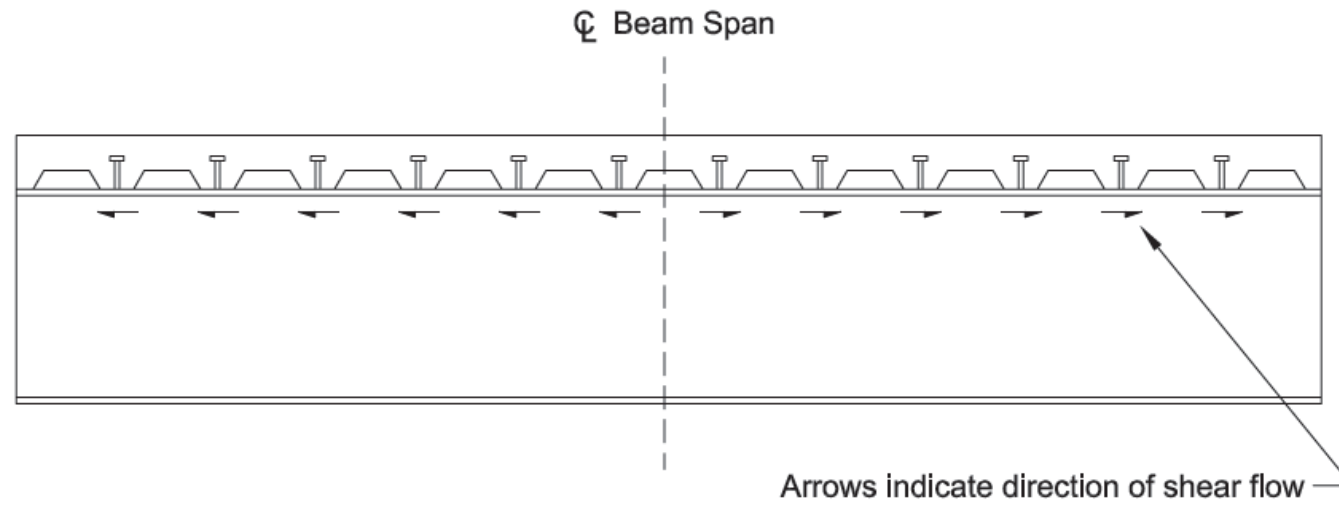
a) Shear connector in plain slab



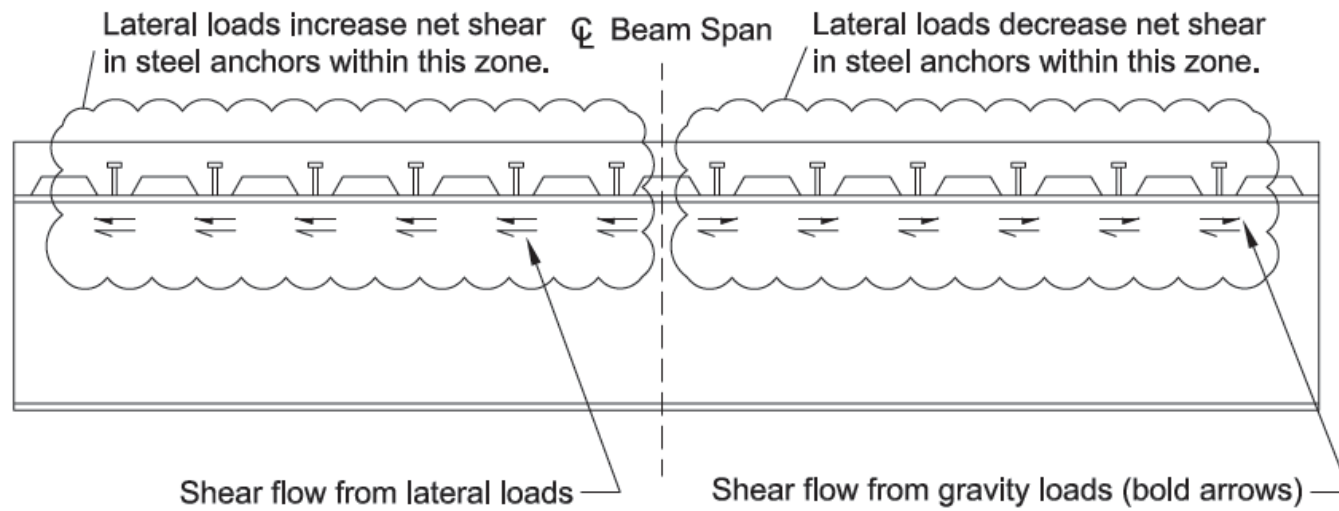
c) Off-centre welding of shear connector



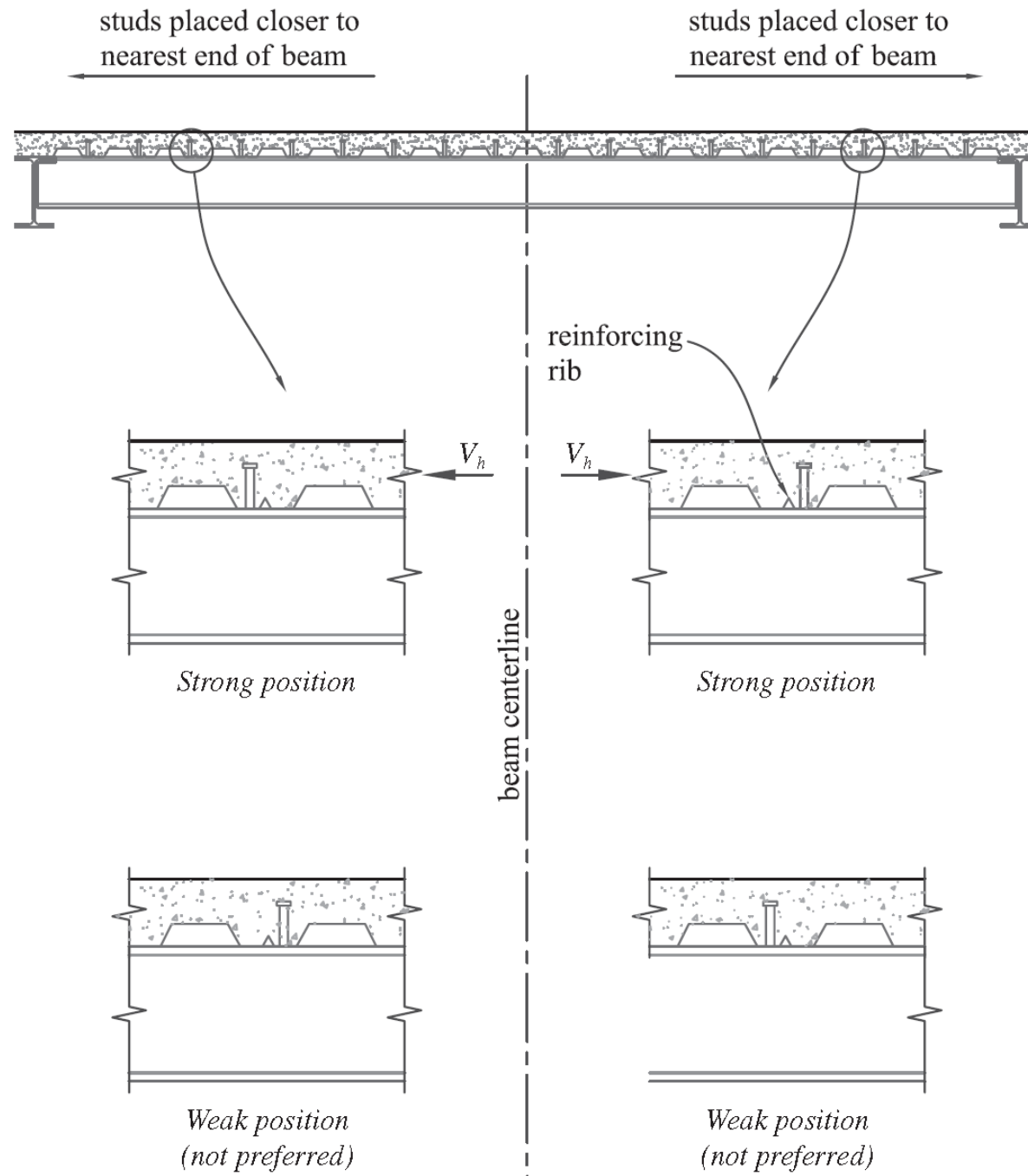
b) Shear connector fixed through profiled sheeting

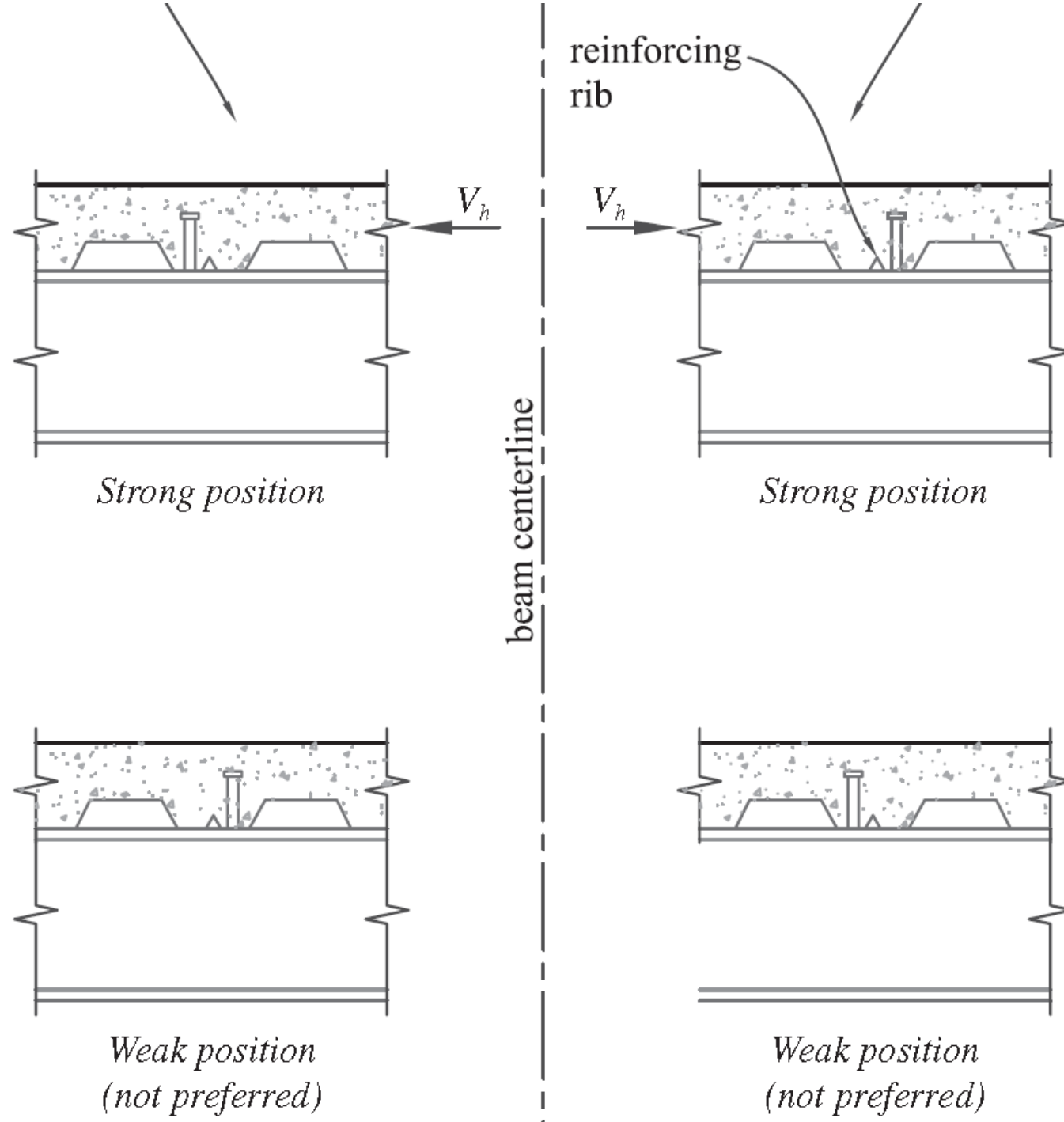


*(a) Shear flow due to gravity loads only*

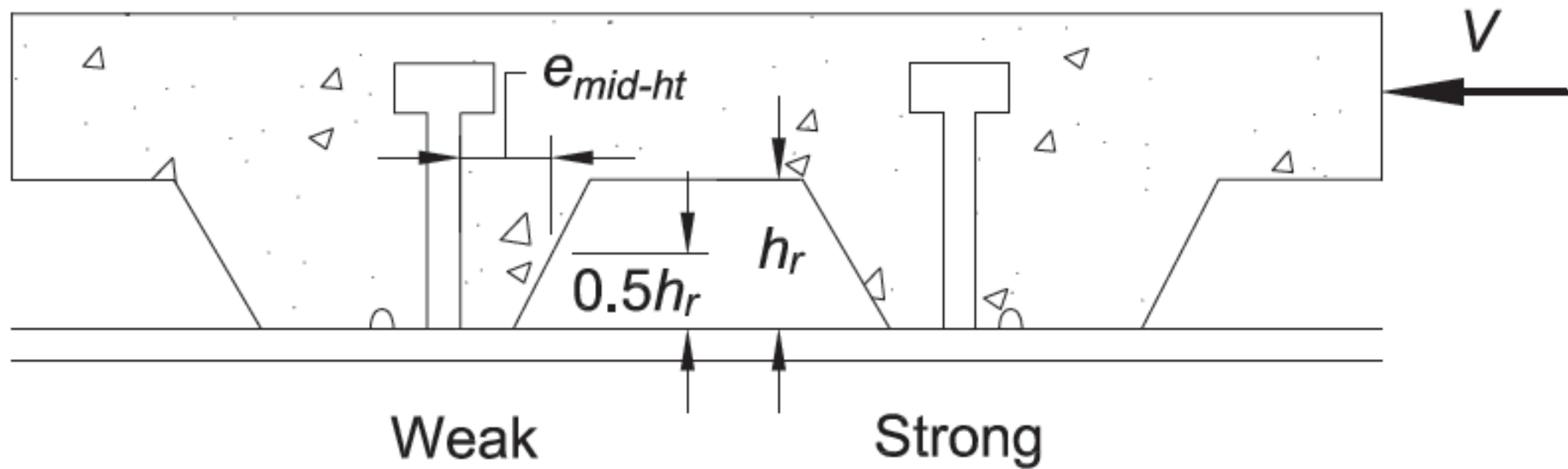


*(b) Shear flow due to gravity and lateral loads in combination*



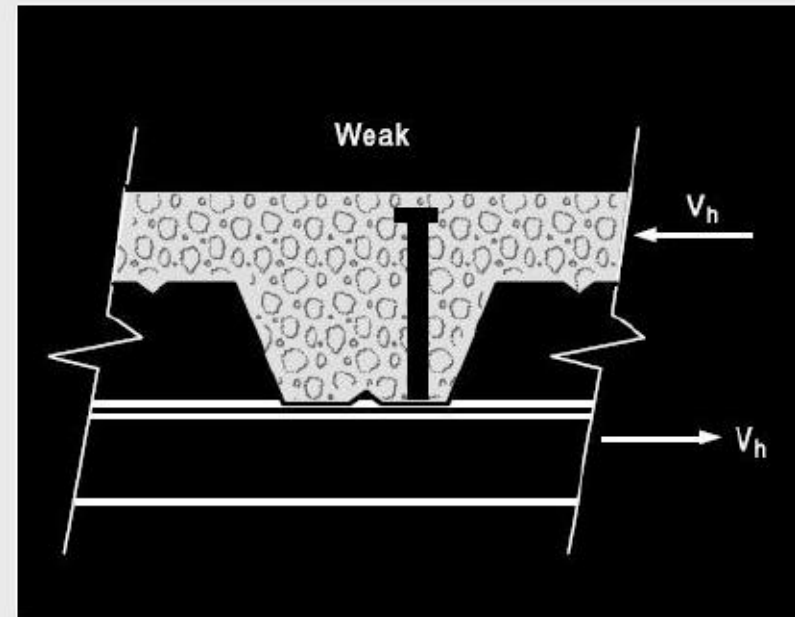




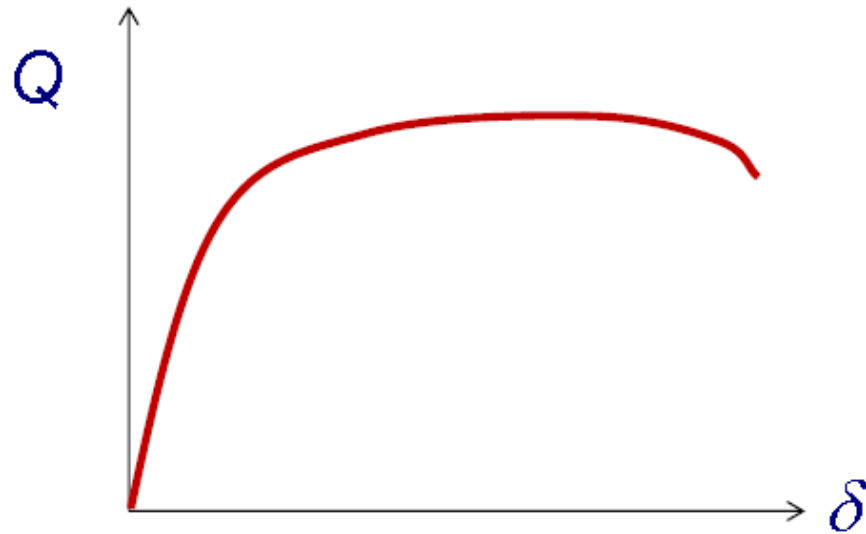
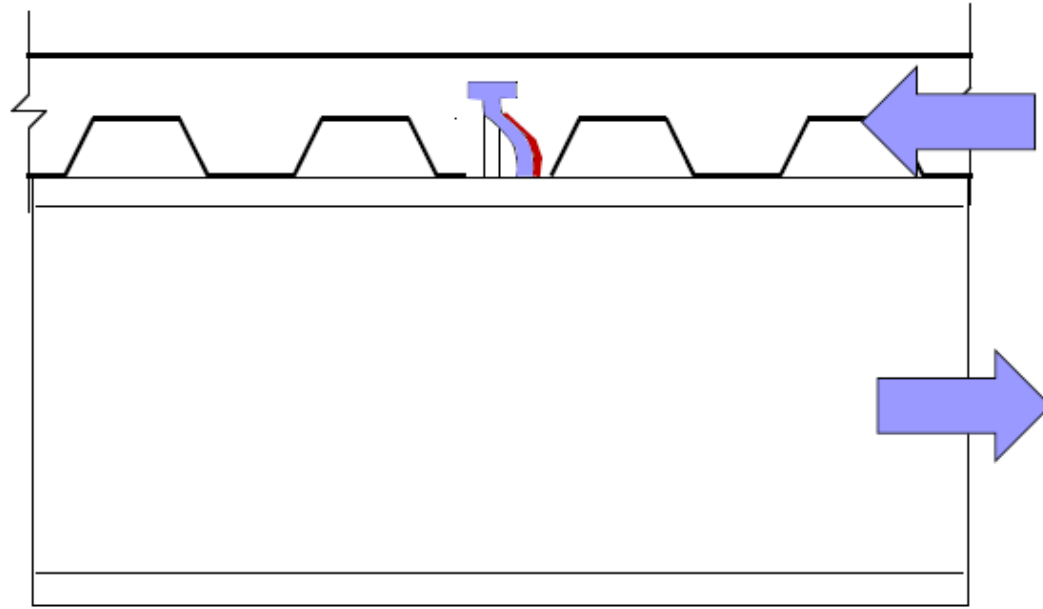




## ***Weak Position Stud Failure***



*(Easterling, 2007)*



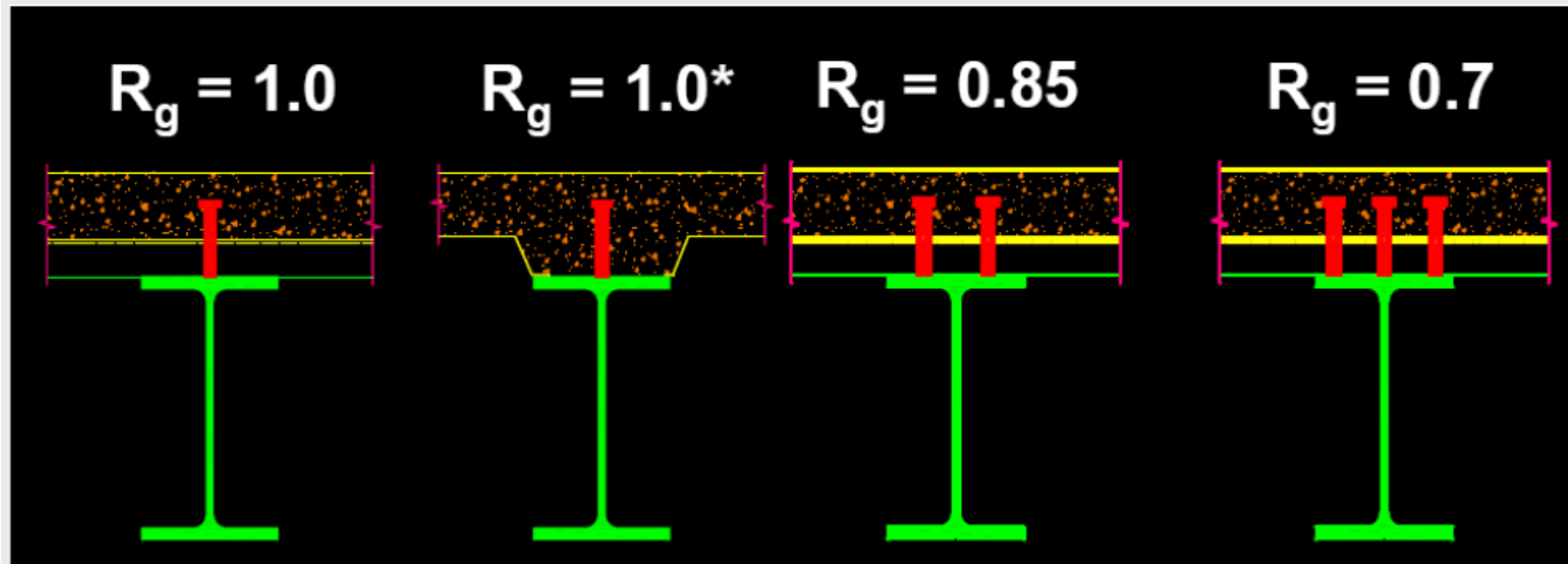
*Ideally – rigid, no slip*

*Reality – stud can deform, concrete crushes, get some slip*

# Shear Connectors

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$R_g$  = stud group factor



\*0.85 if thru deck and  $\frac{w_r}{h_r} < 1.5$  ; 1.0 if  $\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$

## Shear Stud Anchor

$Q_n$

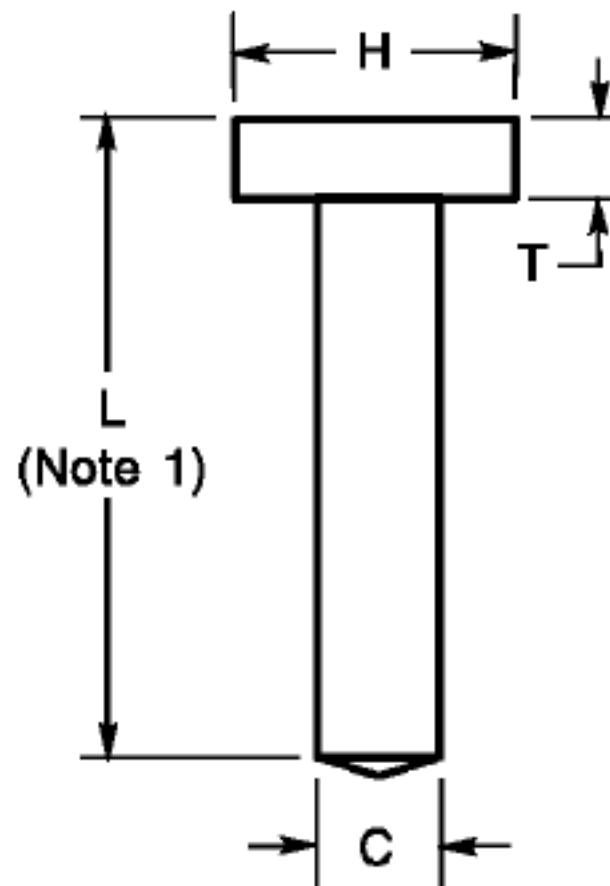
$F_u = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

**Nominal Horizontal Shear Strength**

**for One Steel Headed Stud Anchor,  $Q_n$ , Kg**

deck Condition		Stud Anchor Diameter	normal Weight		Light Weight		
			Wc=2400		Wc=1800		
			f'c=210	f'c=240	f'c=210	f'c=240	
No Deck		12.7	3800	3800	3612*	3800	
		15.9	5956	5956	5662*	5956	
		19	8505	8505	8086*	8505	
Deck Parallel	$\frac{W_r}{h_r} \geq 1.5$	12.7	3800	3800	3612*	3800	
		15.9	5956	5956	5662*	5956	
		19	8505	8505	8086*	8505	
	$\frac{W_r}{h_r} < 1.5$	12.7	3230	3230	3230	3230	
		15.9	5063	5063	5063	5063	
		19	7229	7229	7229	7229	
Deck Perpendicular	Weak Studs Per rib (Rp=0.6)	1	12.7	3040	3040	3040	3040
			15.9	4765	4765	4765	4765
			19	6804	6804	6804	6804
		2	12.7	2584	2584	2584	2584
			15.9	4050	4050	4050	4050
			19	5783	5783	5783	5783
		3	12.7	2128	2128	2128	2128
			15.9	3335	3335	3335	3335
			19	4763	4763	4763	4763
	Strong Studs Per rib (Rp=0.75)	1	12.7	3800	3800	3612*	3800
			15.9	5956	5956	5662*	5956
			19	8505	8505	8086*	8505
		2	12.7	3230	3230	3230	3230
			15.9	5063	5063	5063	5063
			19	7229	7229	7229	7229
3		12.7	2660	2660	2660	2660	
		15.9	4169	4169	4169	4169	
		19	5954	5954	5954	5954	

Standard Dimensions, in.				
Shank Diameter (C)	Length Tolerances (L)	Head Diameter (H)	Minimum Head Height (T)	
1/2	+0.000 -0.010	$\pm 1/16$	$1 \pm 1/64$	9/32
5/8	+0.000 -0.010	$\pm 1/16$	$1-1/4 \pm 1/64$	9/32
3/4	+0.000 -0.015	$\pm 1/16$	$1-1/4 \pm 1/64$	3/8
7/8	+0.000 -0.015	$\pm 1/16$	$1-3/8 \pm 1/64$	3/8
1	+0.000 -0.015	$\pm 1/16$	$1-5/8 \pm 1/64$	1/2
Standard Dimensions, mm				
12.7	+0.00 -0.25	$\pm 1.6$	$25.4 \pm 0.4$	7.1
15.9	+0.00 -0.25	$\pm 1.6$	$31.7 \pm 0.4$	7.1
19.0	+0.00 -0.38	$\pm 1.6$	$31.7 \pm 0.4$	9.5
22.1	+0.00 -0.38	$\pm 1.6$	$34.9 \pm 0.4$	9.5
25.4	+0.00 -0.38	$\pm 1.6$	$41.3 \pm 0.4$	12.7

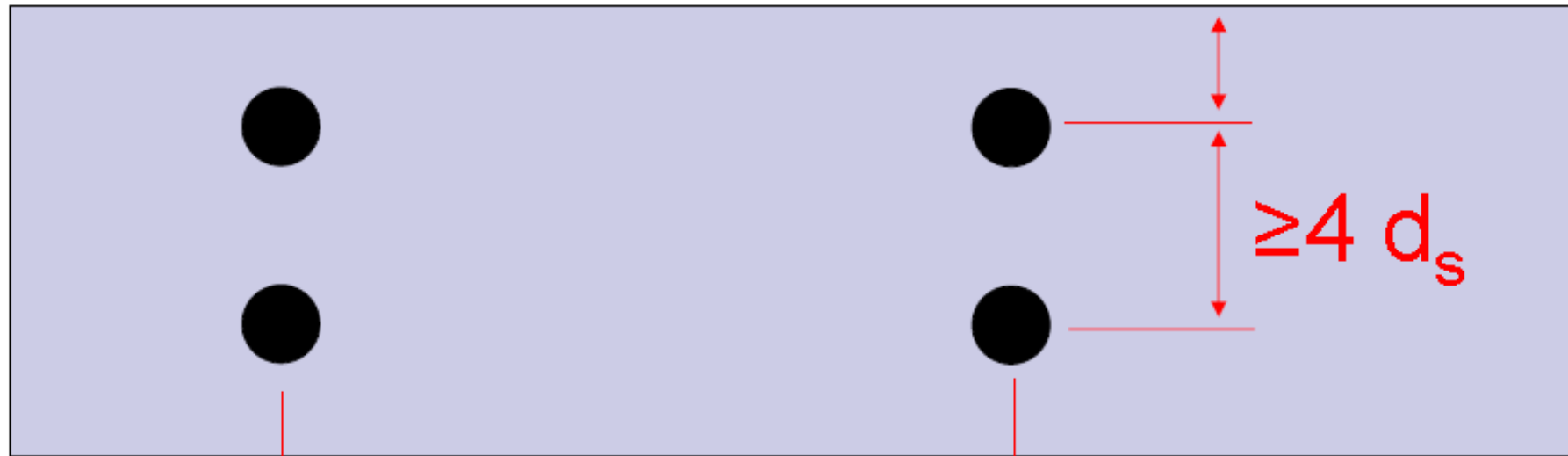


Note:  
1. Manufactured length before welding.

**Figure 7.1—Dimension and Tolerances of Standard-Type Shear Connectors (see 7.2.1)**

# Limits, cont'd.

$2 d_s$  (recommended)



$\ge 6 d_s$  (in general)

$\ge 4 d_s$

(for ribs perpendicular to beam)

$\le 8 t_s$

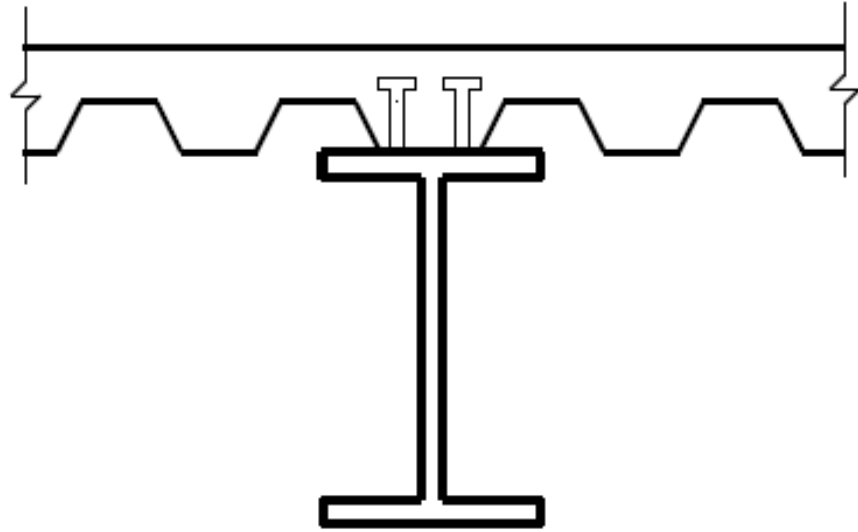
and  $\le 36''$

(in any direction)

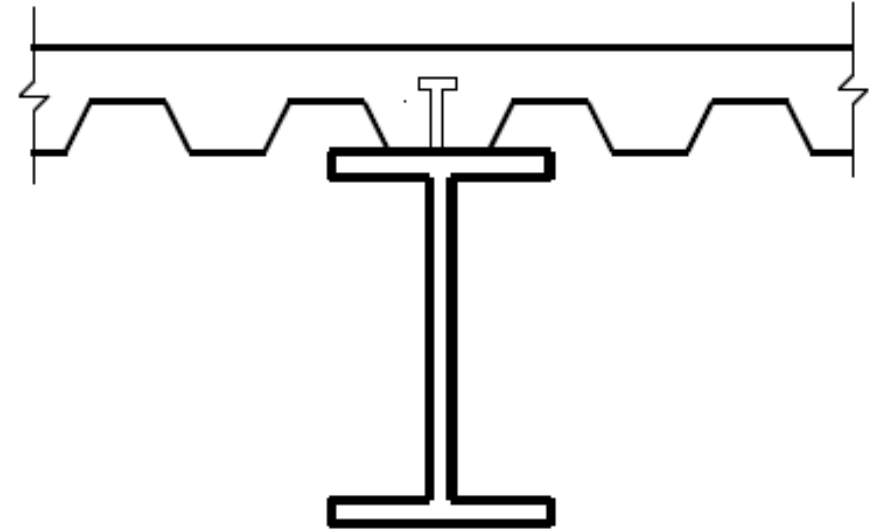
**$5\frac{1}{2}''$  minimum flange width for 2 rows of studs (for  $\frac{3}{4}''$  stud)**

**$8\frac{1}{2}''$  minimum flange width for 3 rows of studs (for  $\frac{3}{4}''$  stud)**

# Limits, cont'd.



$$d_s \leq 2.5t_f$$

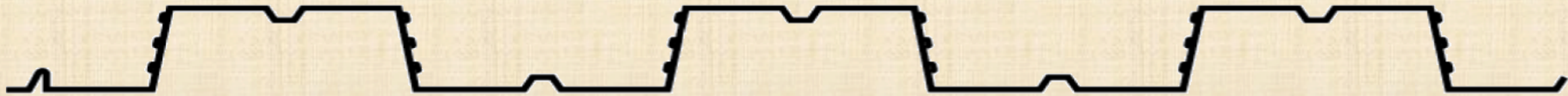


**Unless stud placed over web**



# Lateral bracing during construction (concrete placement)

- With puddle welds / studs / combination at no more than 18" o.c.
- Beams are fully laterally braced
- Girders are perhaps not braced by the deck
  - Depends on girder – filler beam detail
  - Recommend using filler beam spacing as unbraced length at construction stage



آیا روی تیر های گیردار در قاب های خمشی با توجه به اینکه به صورت کامپوزیت مدل و طراحی نمی شوند باید برشگیر (گلمیخ) جوش شود؟

ب-۱) اگر  $L_b \leq L_p$  باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نمی باشد.

ب-۲) برای  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - \phi F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (4-5-2-10)$$

ب-۳) برای  $L_b > L_r$ :

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (5-5-2-10)$$

$L_b =$  فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است که در این بخش برای اختصار و سادگی به عنوان فاصله تکیه گاه های جانبی نامگذاری می شود.

## ۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

ب) تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

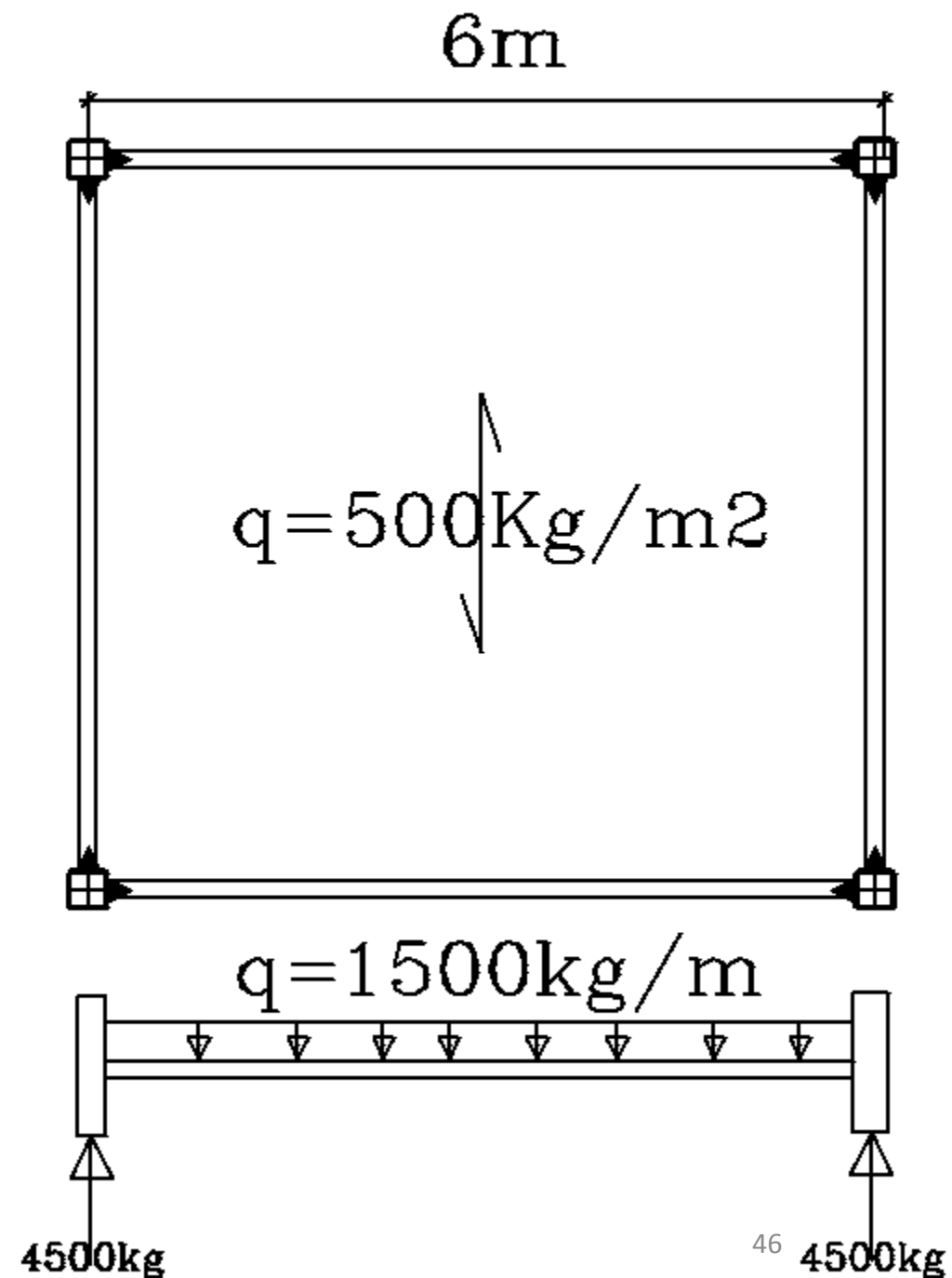
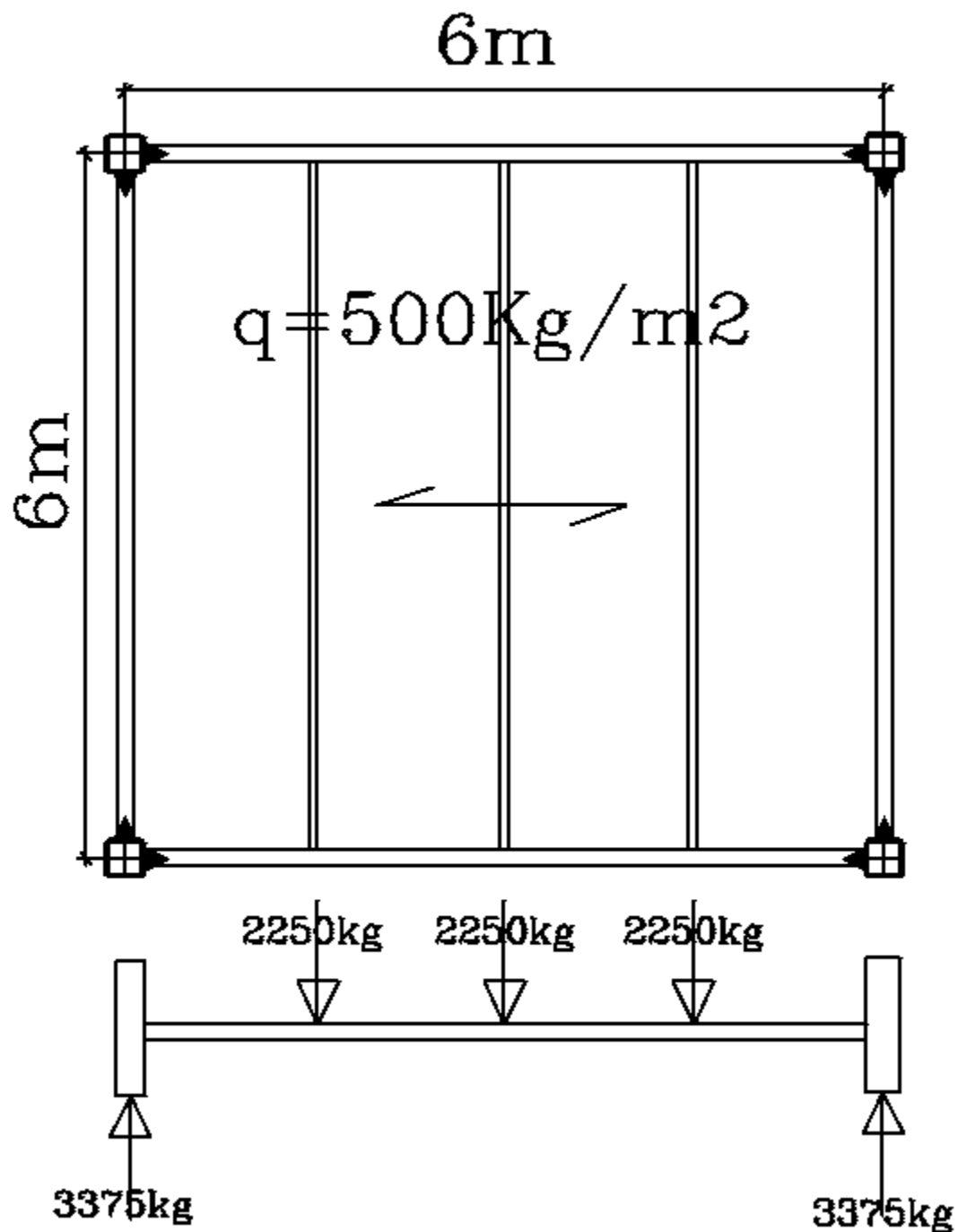
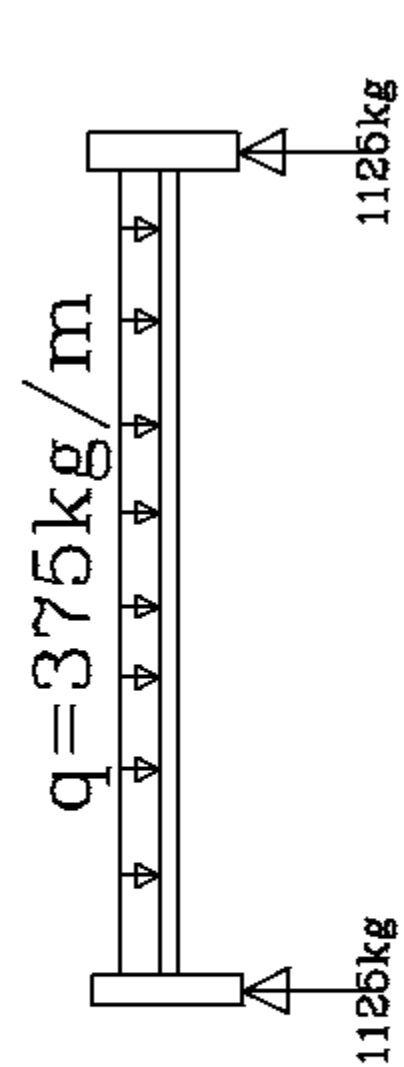
ت) مقدار حداکثر  $L_b$  برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر  $0.17 I_y \frac{E}{F_y}$  و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر  $0.86 I_y \frac{E}{F_y}$  می‌باشد، که در آن  $I_y$  شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

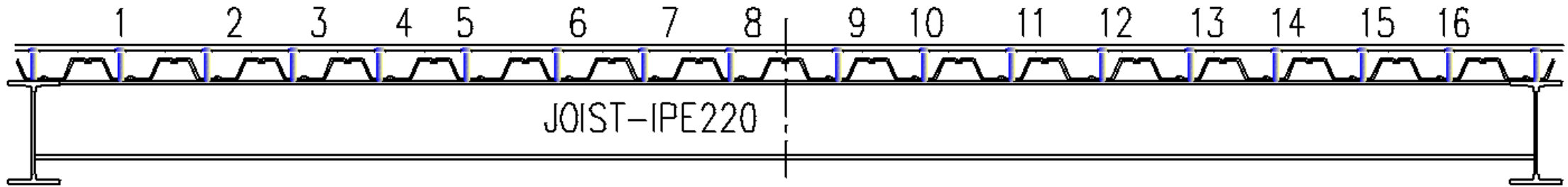
## ۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

(۴) تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶ در دو انتهای تیر، تعبیه مهار جانبی در فاصله بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای در صورتی که تیرها در فاصله بین دو ناحیه محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.



# ظراحی ٲیر مرکب





$$\begin{aligned}
 V_h &= \min\{A_s F_y, 0.85 f'_c b_e t_c\} \\
 &= \{33.4 \times 2400, 0.85 \times 240 \times 125 \times 5\} = \{80160, 127500\} \\
 &= 80160 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Φ19 : 8931kg      **مقاومت مجاز**

Φ16 : 6331kg

Φ19 :  $n = 80160 / 8931 = 9$

Φ16 :  $n = 80160 / 6331 = 13$



## ۱۰-۱-۹-۴-۲ تیرهای مختلط ناقص

برای مقاطع با عملکرد مختلط ناقص با بتنی که تحت فشار خمشی است، نیروی برشی افقی  $V_H'$  که در محاسبه  $S_{eff}$  به کار گرفته می‌شود، مساوی حاصل ضرب  $q$  در تعداد برشگیرهای تعبیه شده در حد فاصل لنگر خمشی حداکثر و نزدیکترین نقطه لنگر صفر در نظر گرفته می‌شود.

مقدار  $V_H'$  نباید از یک‌چهارم کوچکترین مقدار به دست آمده از دو رابطه (۱۰-۸-۲-۱۹) (که بر مبنای حداکثر عرض مؤثر بال بتنی محاسبه می‌شود) و رابطه (۱۰-۸-۲-۲۰) کمتر شود.

## حداقل برش مورد نیاز برای عملکرد مختلط کامل

$$V_h = \min(A_s F_y, 0.85 f'_c A_c)$$

در روابط فوق:

$f'_c$  = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

$A_c$  = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

$A_s$  = مساحت مقطع فولادی

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

## حداقل برش مورد نیاز برای عملکرد مختلط ناقص

$$V_h' = \sum Q_n$$

که در آن:

$\sum Q_n$  = مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر

و لنگر صفر

در مقاطع مختلط ناقص برای محاسبات تغییرشکل، ممان اینرسی مؤثر از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$I_{\text{eff}} = I_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (I_{\text{tr}} - I_s) \quad (6-9-1-10)$$

که در آن:

$I_s =$  ممان اینرسی تیر فولادی ( $\text{cm}^4$ ) یا  $[\text{mm}^4]^*$ .

$I_{\text{tr}} =$  ممان اینرسی تبدیل یافته مقطع مختلط ( $\text{cm}^4$ ) یا  $[\text{mm}^4]^*$ .

## ۱۰-۱-۹-۲-۲ عملکرد مختلط ناقص

در مواردی که برشگیرها کفایت لازم برای تأمین عملکرد مختلط کامل را دارا نمی‌باشد، اساس مقطع معادل باید از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$S_{\text{eff}} = S_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (S_{\text{tr}} - S_s) \quad (10-9-1)$$

که در آن:

$V_h$  و  $V'_h$  در بند ۱۰-۱-۹-۴ تعریف شده‌اند.

$S_s$  = اساس مقطع تیر فولادی نسبت به تار تحتانی ( $\text{cm}^3$ ) یا  $[\text{mm}^3]^*$ .

$S_{\text{tr}}$  = اساس مقطع نیمرخ مختلط تبدیل یافته نسبت به تار تحتانی ( $\text{cm}^3$ ) یا  $[\text{mm}^3]^*$ .

$$I_{equiv} = I_s + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_s) \quad (\text{C-I3-4})$$

where

$I_s$  = moment of inertia for the structural steel section, in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$I_{tr}$  = moment of inertia for the fully composite uncracked transformed section, in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$\Sigma Q_n$  = strength of steel anchors between the point of maximum positive moment and the point of zero moment to either side, kips (N)

$C_f$  = compression force in concrete slab for fully composite beam; smaller of  $A_s F_y$  and  $0.85 f'_c A_c$ , kips (N)

$A_c$  = area of concrete slab within the effective width, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} (S_{tr} - S_s) \quad (C-I3-5)$$

where

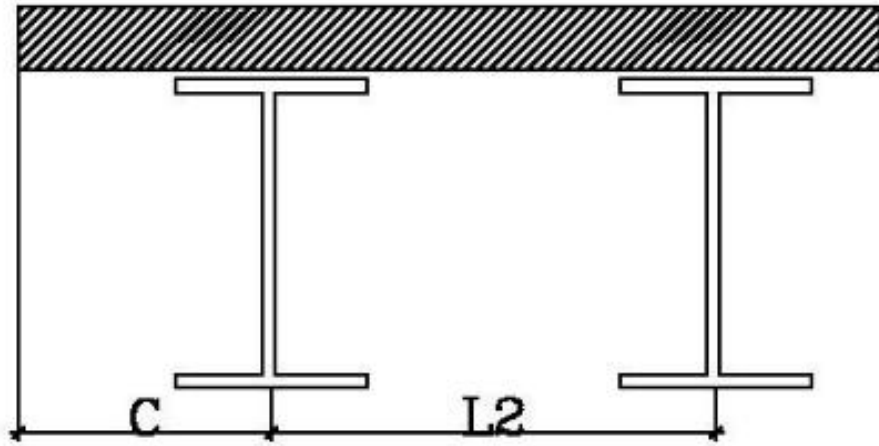
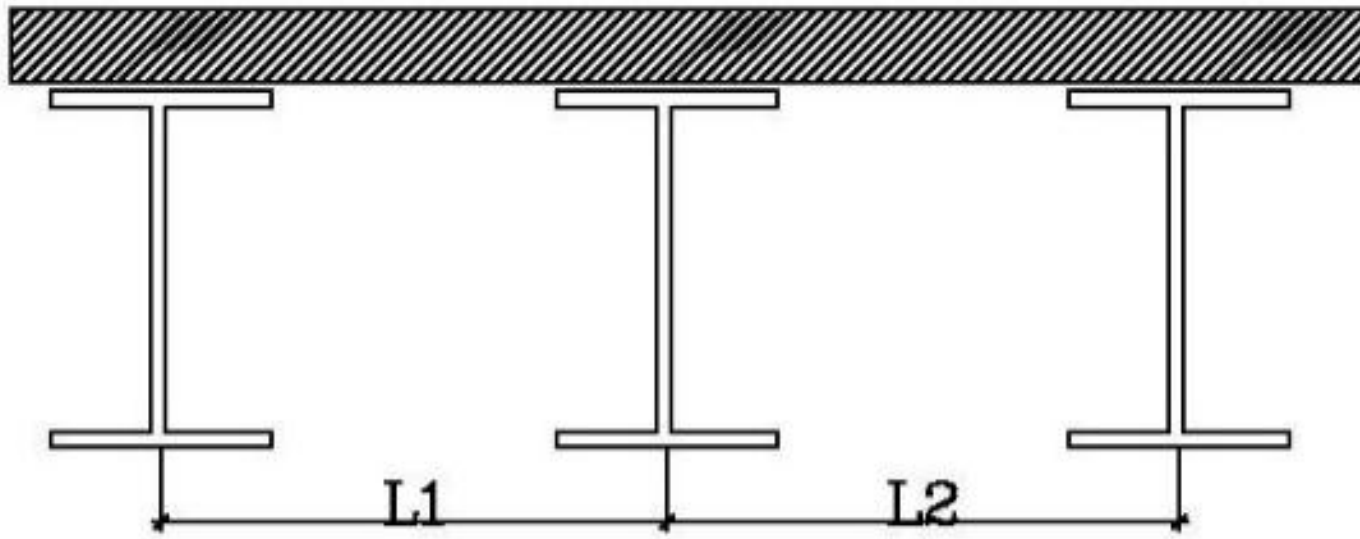
$S_s$  = section modulus for the structural steel section, referred to the tension flange, in.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>)

$S_{tr}$  = section modulus for the fully composite uncracked transformed section, referred to the tension flange of the steel section, in.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>)

## 1a. Effective Width

The *effective width* of the concrete slab shall be the sum of the effective widths for each side of the *beam* centerline, each of which shall not exceed:

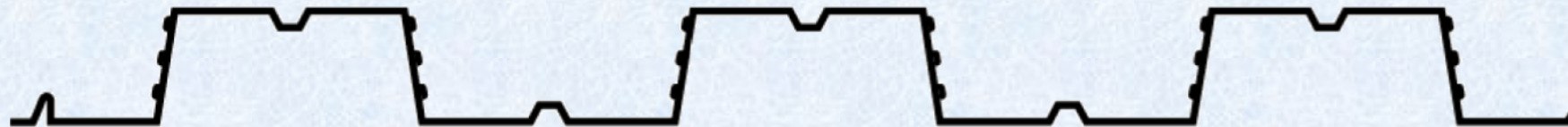
- (1) one-eighth of the beam span, center-to-center of supports;
- (2) one-half the distance to the centerline of the adjacent beam; or
- (3) the distance to the edge of the slab.



$$b_{eff(left-Right)} = \min \left\{ \frac{L_n}{8}, \frac{L_1}{2}, \frac{L_2}{2}, c \right\}$$



## ترکیب بارهای نرم افزار ETABS در روش LRFD برای مقاطع مرکب



ترکیب بارها در حین ساخت:

$$DCMPC1 = 1.6Dead$$

$$DCMPC2 = 1.6Dead + 0.32Live$$

ترکیب بارهای مقاومت:

$$DCMPS1 = 1.4Dead + 1.4SP$$

$$DCMPS2 = 1.2Dead + 1.6Live + 1.2SP$$

ترکیب بارهای تغییر شکل:

$$DCMPD1 = Dead + SP$$

$$DCMPD2 = Dead + Live + SP$$

**AISC360-05/IBC2006****Composite Beam Design****Beam Label: B112****Units: Kgf-cm**

Beam Label: B112  
 Group: None  
 Beam: IPE200  
 Fy: 2400.000  
 Fu:3700.000  
 RLLF:1.000

Story: STORY12  
 Length: 534.297  
 Loc X: 267.148  
 Loc Y: 3393.333  
 Requested as: Composite  
 Designed as:Composite

Shored: No  
 Camber: 0.000  
 Comparative: \$119.54  
 Stud Diam.: 1.900

Overwrites: Yes  
 b-cp: N/A  
 t-cp: N/A  
 Fy-cp: N/A  
 Consider-cp:No

Deck Left: DECK1  
 Dir. Left: Perpnclr  
 Ctop Left: 2.635  
 Cbot Left: 0.000

Deck Right: DECK1  
 Dir. Right: Perpnclr  
 Ctop Right: 2.635  
 Cbot Right: 0.000

b<sub>eff</sub> Left: 66.787  
 F'<sub>c</sub> Left: 240.000

b<sub>eff</sub> Right: 66.787  
 F'<sub>c</sub> Right: 240.000

Ec(S) Left: 232000.000  
 Ec(D) Left: 232000.000  
 Ec(V) Left: 313200.000

Ec(S) Right: 232000.000  
 Ec(D) Right: 232000.000  
 Ec(V) Right: 313200.000

I<sub>s</sub>: 1943.00  
 I<sub>bare</sub>: 1943.00  
 I<sub>trans</sub>(S): 10390.78  
 I<sub>trans</sub>(D): 10390.78  
 I<sub>trans</sub>(V): 11995.93

y<sub>bare</sub>: 10.000  
 y<sub>trans</sub>(S): 24.543  
 y<sub>trans</sub>(D): 24.543  
 y<sub>trans</sub>(V): 27.038

I<sub>eff</sub>(S): 10019.39  
 I<sub>eff</sub>(D): 10019.39  
 I<sub>eff</sub>(V): 11995.93

y<sub>eff</sub>(S): 24.242  
 y<sub>eff</sub>(D): 24.242  
 y<sub>eff</sub>(V): 27.038

Q<sub>n</sub>: 8931.16  
 Stud Layout: (User Defined)  
 Seg. Length: (Not Applicable)  
 Total Number of Studs: 15

PCC: 91.40%  
 Overall Ratio: 0.906

Utilization Limit: 1.000  
 Stress Ratio: 0.736

Deflection Ratio: 0.906

Vibration Ratio: 0.342

**AISC360-05/IBC2006****Composite Beam Design****Beam Label: B112****Units: Kgf-cm**

Beam Label: B112  
 Group: None  
 Beam: IPE200  
 Fy: 2400.000  
 Fu:3700.000  
 RLLF:1.000

Story: STORY12  
 Length: 534.297  
 Loc X: 267.148  
 Loc Y: 3393.333  
 Requested as: Composite  
 Designed as:Composite

Shored: No  
 Camber: 0.000  
 Comparative: \$119.54  
 Stud Diam.: 1.900

Overwrites: Yes  
 b-cp: N/A  
 t-cp: N/A  
 Fy-cp: N/A  
 Consider-cp:No

Deck Left: DECK1  
 Dir. Left: Perpndclr  
 Ctop Left: 2.635  
 Cbot Left: 0.000

Deck Right: DECK1  
 Dir. Right: Perpndclr  
 Ctop Right: 2.635  
 Cbot Right: 0.000

beff Left: 66.787  
 F'c Left: 240.000  
 Ec(S) Left: 232000.000  
 Ec(D) Left: 232000.000  
 Ec(V) Left: 313200.000

beff Right: 66.787  
 F'c Right: 240.000  
 Ec(S) Right: 232000.000  
 Ec(D) Right: 232000.000  
 Ec(V) Right: 313200.000

Is: 1943.00

Ibare: 1943.00

ybare: 10.000

Itrans(S): 10390.78  
 Itrans(D): 10390.78  
 Itrans(V): 11995.93

ytrans(S): 24.543  
 ytrans(D): 24.543  
 ytrans(V): 27.038

Ieff(S): 10019.39  
 Ieff(D): 10019.39  
 Ieff(V): 11995.93

yeff(S): 24.242  
 yeff(D): 24.242  
 yeff(V): 27.038

Qn: 8931.16

Stud Layout: (User Defined)

Seg. Length: (Not Applicable)

Total Number of Studs: 15

PCC: 91.40%

Overall Ratio: 0.906

Utilization Limit: 1.000

Stress Ratio: 0.736

Deflection Ratio: 0.906

Vibration Ratio: 0.342

**AISC360-05/IBC2006****Composite Beam Design****Beam Label: B112****Units: Kgf-cm**

Beam Label: B112  
 Group: None  
 Beam: IPE200  
 Fy: 2400.000  
 Fu:3700.000  
 RLLF:1.000

Story: STORY12  
 Length: 534.297  
 Loc X: 267.148  
 Loc Y: 3393.333  
 Requested as: Composite  
 Designed as:Composite

Shored: No  
 Camber: 0.000  
 Comparative: \$119.54  
 Stud Diam.: 1.900

Overwrites: Yes  
 b-cp: N/A  
 t-cp: N/A  
 Fy-cp: N/A  
 Consider-cp:No

Deck Left: DECK1  
 Dir. Left: Perpnclr  
 Ctop Left: 2.635  
 Cbot Left: 0.000

Deck Right: DECK1  
 Dir. Right: Perpnclr  
 Ctop Right: 2.635  
 Cbot Right: 0.000

b<sub>eff</sub> Left: 66.787  
 F'c Left: 240.000  
 E<sub>c</sub>(S) Left: 232000.000  
 E<sub>c</sub>(D) Left: 232000.000  
 E<sub>c</sub>(V) Left: 313200.000

b<sub>eff</sub> Right: 66.787  
 F'c Right: 240.000  
 E<sub>c</sub>(S) Right: 232000.000  
 E<sub>c</sub>(D) Right: 232000.000  
 E<sub>c</sub>(V) Right: 313200.000

I<sub>s</sub>: 1943.00  
 I<sub>bare</sub>: 1943.00  
 I<sub>trans</sub>(S): 10390.78  
 I<sub>trans</sub>(D): 10390.78  
 I<sub>trans</sub>(V): 11995.93

y<sub>bare</sub>: 10.000  
 y<sub>trans</sub>(S): 24.543  
 y<sub>trans</sub>(D): 24.543  
 y<sub>trans</sub>(V): 27.038

I<sub>eff</sub>(S): 10019.39  
 I<sub>eff</sub>(D): 10019.39  
 I<sub>eff</sub>(V): 11995.93

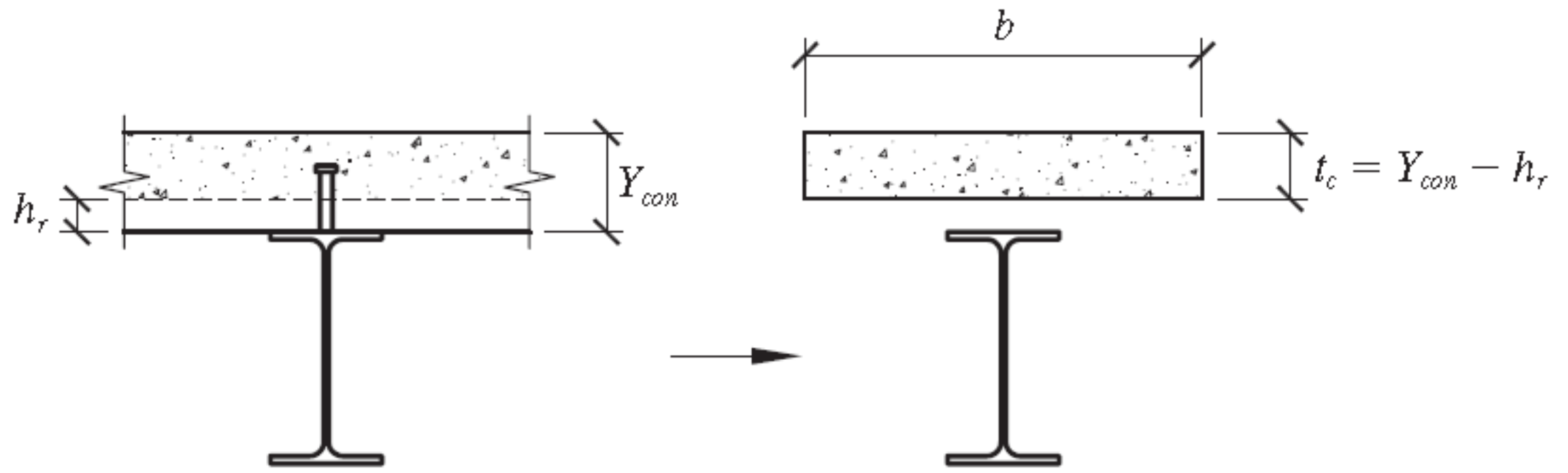
y<sub>eff</sub>(S): 24.242  
 y<sub>eff</sub>(D): 24.242  
 y<sub>eff</sub>(V): 27.038

Q<sub>n</sub>: 8931.16  
 Stud Layout: (User Defined)  
 Seg. Length: (Not Applicable)  
 Total Number of Studs: 15

PCC: 91.40%

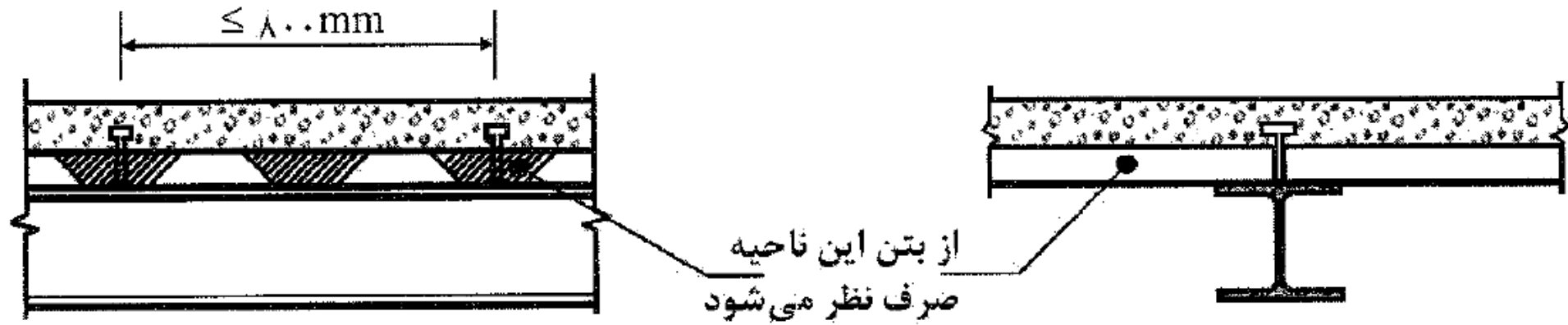
Utilization Limit: 1.000  
 Stress Ratio: 0.736

Deflection Ratio: 0.906    Vibration Ratio: 0.342

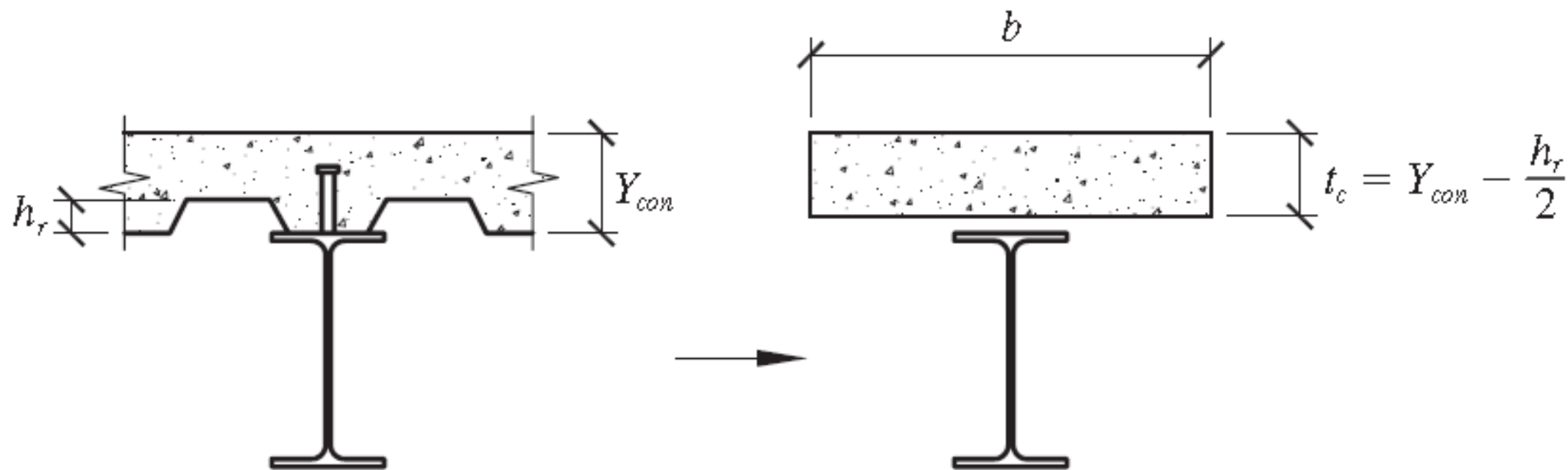


*a. deck ribs perpendicular (beam)*

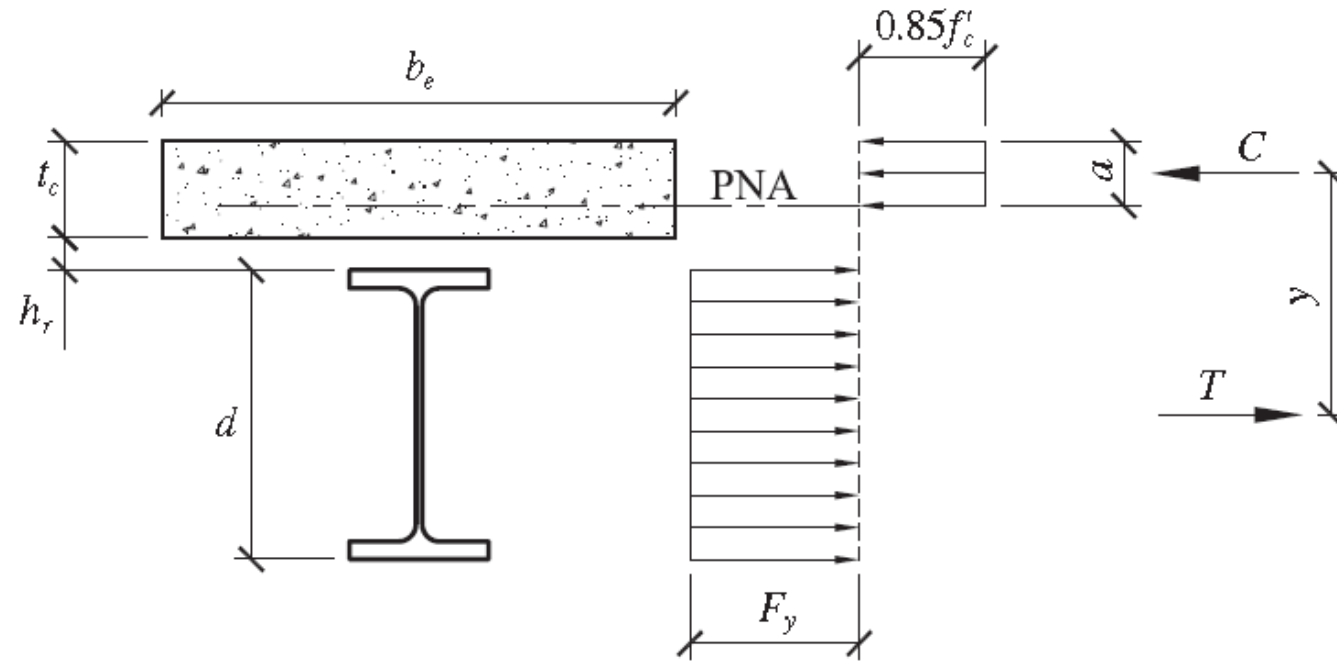
پ-۲) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد. در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبه  $A_c$  باید از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده صرف نظر شود (شکل ۱۰-۲-۸-۵).



شکل ۱۰-۲-۸-۵ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد



پ-۳) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبه  $A_c$  می‌توان از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده استفاده نمود. همچنین، ورق‌های فولادی شکل داده شده را می‌توان در روی تیر فولادی تکیه‌گاهی از هم جدا کرد تا در روی بال مقطع فولادی یک ماهیچه بتنی تشکیل شود.



**Figure 7-11** The PNA is within the concrete slab.

$$\phi_b M_n = \phi A_s F_y \left( \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right),$$

where

$h_r$  = Deck thickness (height of the deck ribs),

$t_c$  = Concrete thickness above the deck, and

$d$  = Beam depth.



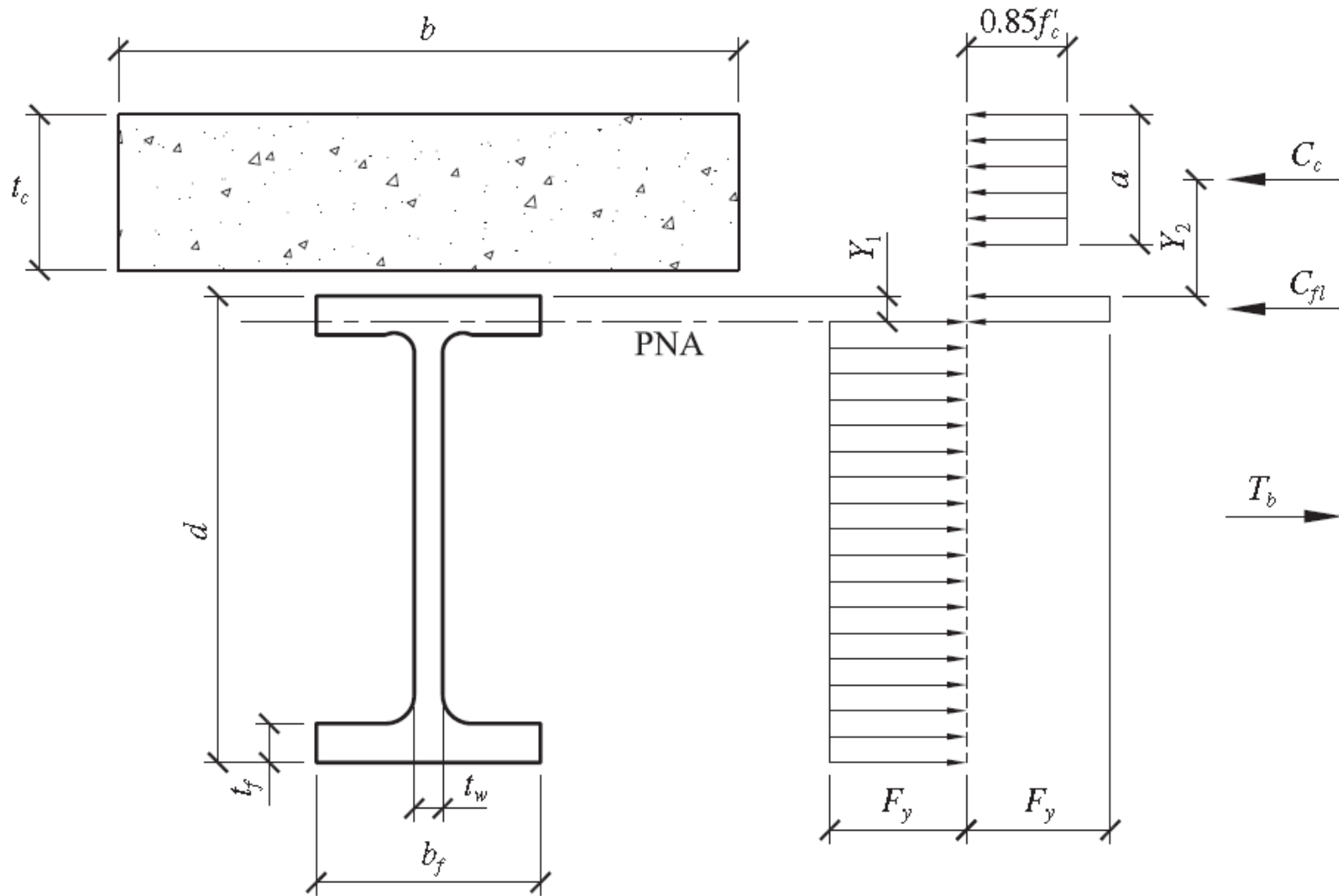


Figure 7-12 The PNA is within the beam flange.

$$\phi M_n = \phi_b \left[ \left( 0.85f'_c A_c (Y_1 + Y_2) + 2F_y b_f Y_1 \left( \frac{Y_1}{2} \right) + A_s F_y \left( \frac{d}{2} - Y_1 \right) \right) \right], \quad (7-17)$$

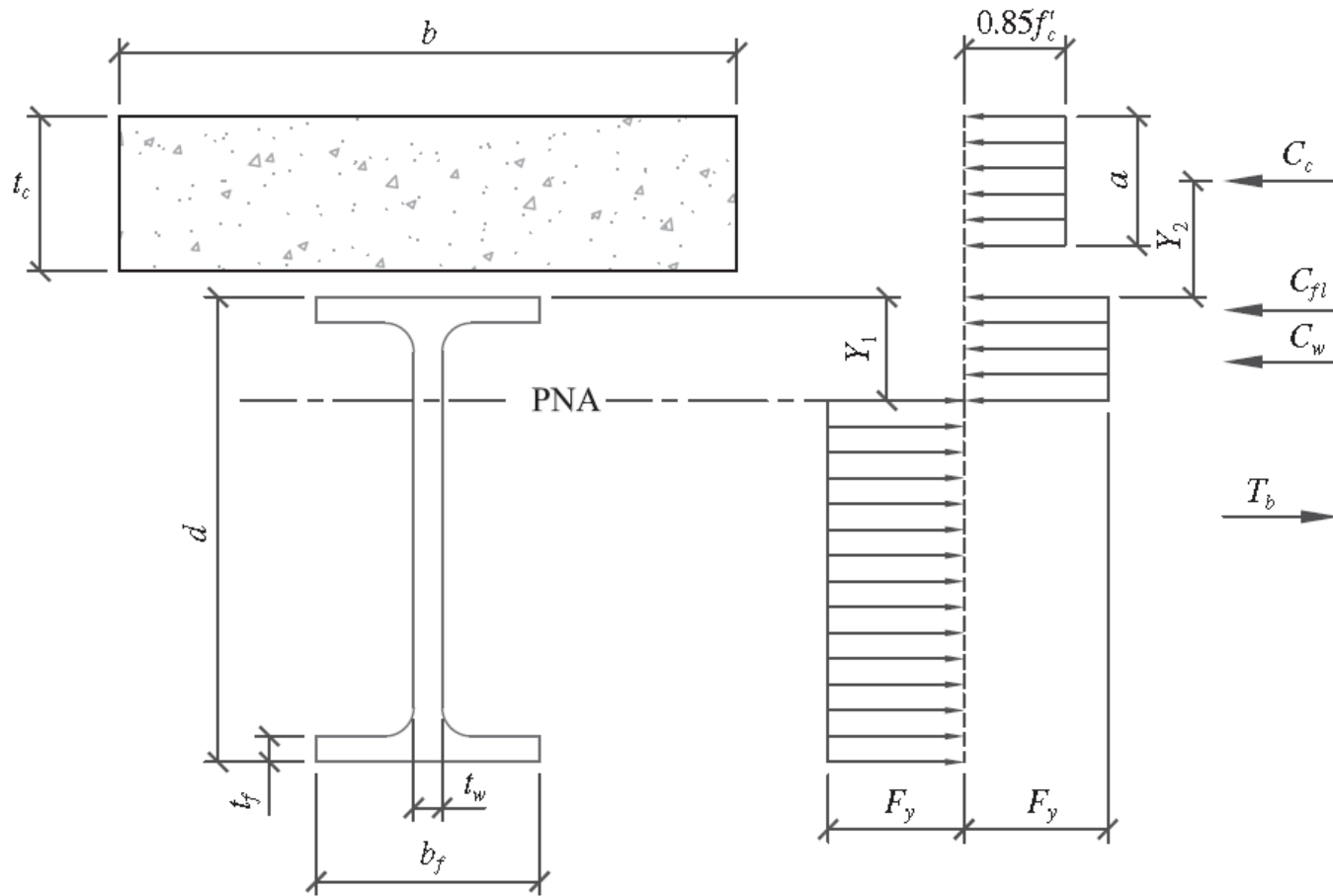


Figure 7-13 The PNA is within the beam web.

$$\phi M_n = \phi \left[ 0.85f'_c A_c (Y_1 + Y_2) + 2b_f t_f F_y \left( Y_1 - \frac{t_f}{2} \right) + 2t_w F_y (Y_1 - t_f) \left( \frac{Y_1 - t_f}{2} \right) + A_s F_y \left( \frac{d}{2} - Y_1 \right) \right].$$

**AISC360-05/IBC2006**

**Composite Beam Design**

**Beam Label: B112**

**Units: Kgf-cm**

PCC PNA: 19.877    PCC phiMn: 1184387.989  
Full PNA: 20.000    Full phiMn: 1235179.332  
Pmax: 0.00            Pmax Combo: NA

**Moment Design**

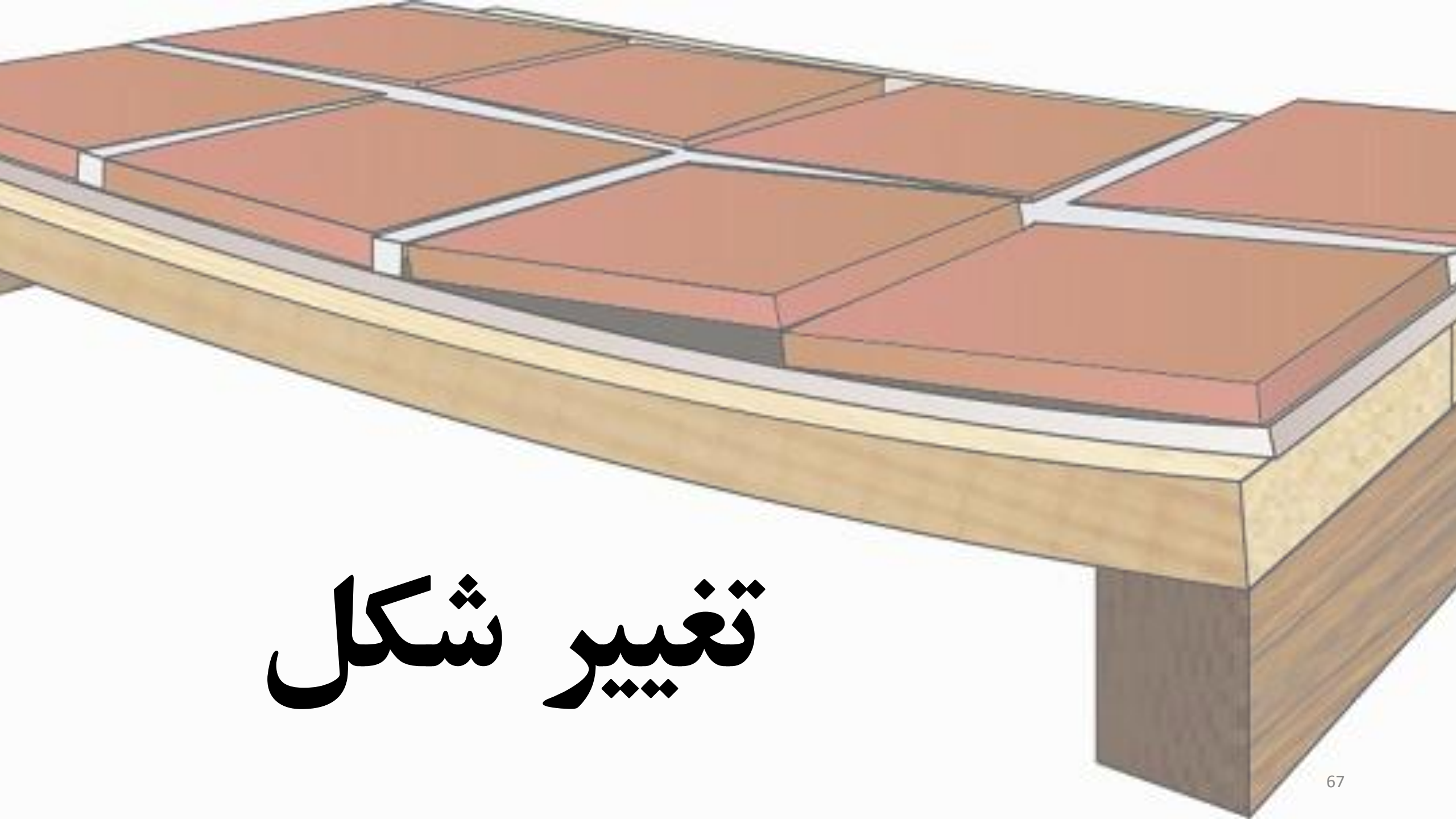
Type	Combo	Lb	Cb	Mu	phiMn	Ratio
Constr Pos	DCMPC2	100.000	1.000	351324.527	477360.000	0.736
Final Pos	DCMPS2	5.343E-04	1.000	798051.711	1184387.989	0.674

**Shear Design**

Type	Combo	Block	Vu	PhiVn	Ratio
Constr Left	DCMPC2	OK	2652.37	14003.14	0.189
Constr Right	DCMPC2	OK	2617.96	14003.14	0.187
Final Left	DCMPS2	OK	6025.02	12602.82	0.478
Final Right	DCMPS2	OK	5944.88	12602.82	0.472

**End Reactions**

Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction
DCMPS2	6025.02	DCMPS2	5944.88



# تغییر شکل

## ۲-۱۰-۲-۱۰ تغییر شکل‌ها

تیرها و شاه‌تیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییر مکان آنها در اثر ترکیبات بارگذاری متناسب با ضوابط سرویس‌دهی، طرح و محاسبه شوند. به هر حال تغییر شکل اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره‌برداری، باید به اندازه‌ای باشد که به سرویس‌دهی سازه لطمه‌ای وارد نشود.

تیرها و شاه‌تیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییر شکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده از  $\frac{1}{34}$  طول دهانه و تغییر شکل حداکثر ناشی از بار زنده از  $\frac{1}{36}$  طول دهانه بیشتر نشود.

در صورتی که در تیرهای مختلط برشگیردار، در هنگام بتن ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، کنترل تغییر شکل تیر مختلط باید شامل مراحل زیر باشد.

**گام ۱.** ابتدا بار ناشی از وزن تیر فولادی، دال بتنی و بار ناشی از قالب بندی بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تغییر شکل تیر محاسبه می‌گردد.

**گام ۲.** سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال بتنی وارد می‌شوند نظیر وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تغییر شکل تیر مختلط محاسبه می‌گردد.

مجموع تغییر شکل‌های محاسبه شده در گام‌های ۱ و ۲ نباید از  $\frac{1}{34}$  طول دهانه بیشتر شود.

همچنین، در اعضای مختلط، تغییر شکل‌های اضافی در اثر خزش و افت بتن باید به نحو موثری در محاسبه تغییر شکل‌ها در نظر گرفته شود.

# روش اول



It is often not practical to make accurate stiffness calculations of composite flexural members. Comparisons to short-term deflection tests indicate that the *effective moment of inertia*,  $I_{eff}$ , is 15 to 30% lower than that calculated based on linear elastic theory,  $I_{equiv}$ . Therefore, for realistic deflection calculations,  $I_{eff}$  should be taken as  $0.75I_{equiv}$  (Leon, 1990; Leon and Alsamsam, 1993).

As an alternative

$$I_{LB} = I_s + A_s(Y_{ENA} - d_3)^2 + (\Sigma Q_n / F_y)(2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2$$

where

$A_s$  = area of steel cross section, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$d_1$  = distance from the compression force in the concrete to the top of the steel section, in. (mm)

$d_3$  = distance from the resultant steel tension force for full section tension yield to the top of the steel, in. (mm)

$I_{LB}$  = lower bound moment of inertia, in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$I_s$  = moment of inertia for the structural steel section, in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$\Sigma Q_n$  = sum of the nominal strengths of steel anchors between the point of maximum positive moment and the point of zero moment to either side, kips (kN)

$$Y_{ENA} = [A_s d_3 + (\Sigma Q_n / F_y)(2d_3 + d_1)] / [A_s + (\Sigma Q_n / F_y)], \text{ in. (mm)} \quad \text{(C-I3-2)}$$

$\Delta_{CDL}$ : تغییر مکان بار مرده حین ساخت (قبل از مرکب شدن)

$\Delta_{LL}$ : تغییر مکان بار زنده

$\Delta_{SDL}$ : تغییر مکان سربار اضافه مرده

$I_S$ : ممان اینرسی تیر فلزی تنها

$I_{tr}$ : ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته (با اتصال کامل)

$I_{eff}$ : ممان اینرسی موثر مقطع (با اتصال ناقص)

$I_{Lb}$  (Lower Bond): ممان اینرسی با پیوستگی کمتر

$$I_{actual} = 0.75I_{eff} \text{ ممان اینرسی واقعی}$$



## اجرا بدون شمع

محاسبه با  $I_{actual}$  یا  $I_{Lb}$

$$\Delta_{LL} < \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{CDL}$$

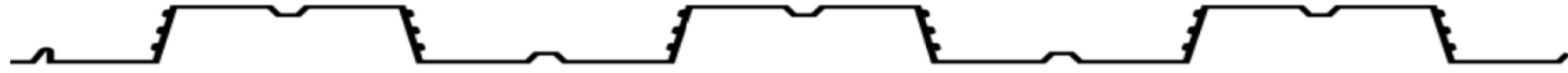
محاسبه براساس  $I_s$

اگر خیز منفی اجرا گردد از  $\Delta_{CDL}$  کسر می گردد.

$$\Delta_{SDL}$$

محاسبه با  $I_{actual}$  یا  $I_{Lb}$

$$\Delta_{TL} = (\Delta_{CDL} + \Delta_{LL} + \Delta_{SDL}) < \frac{L}{240}$$



## اجرا با شمع:

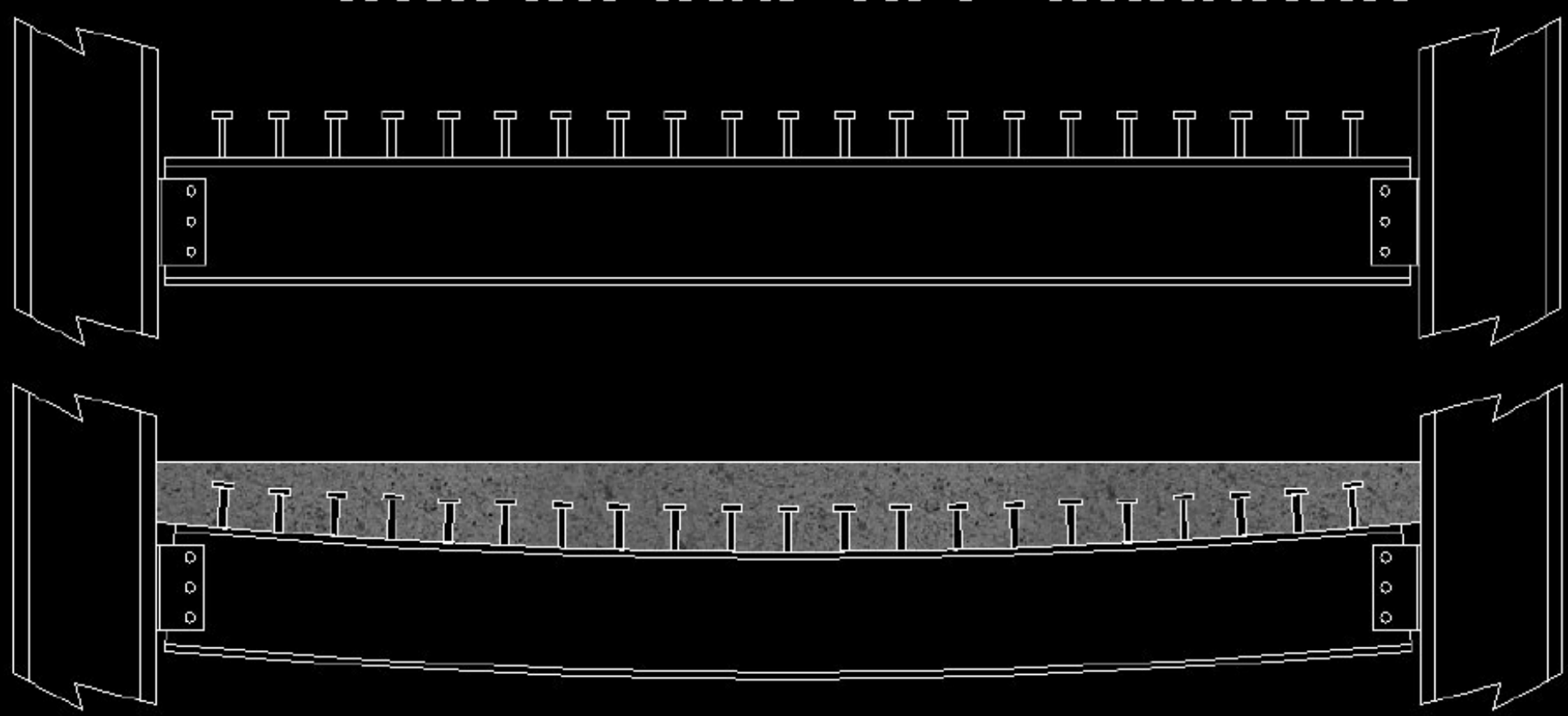
فرمول محاسبه تغییر شکل تیر در دهانه ساده  $\Delta = \frac{5qL^4}{384EI}$

$$\Delta_{LL} < \frac{L}{360}$$

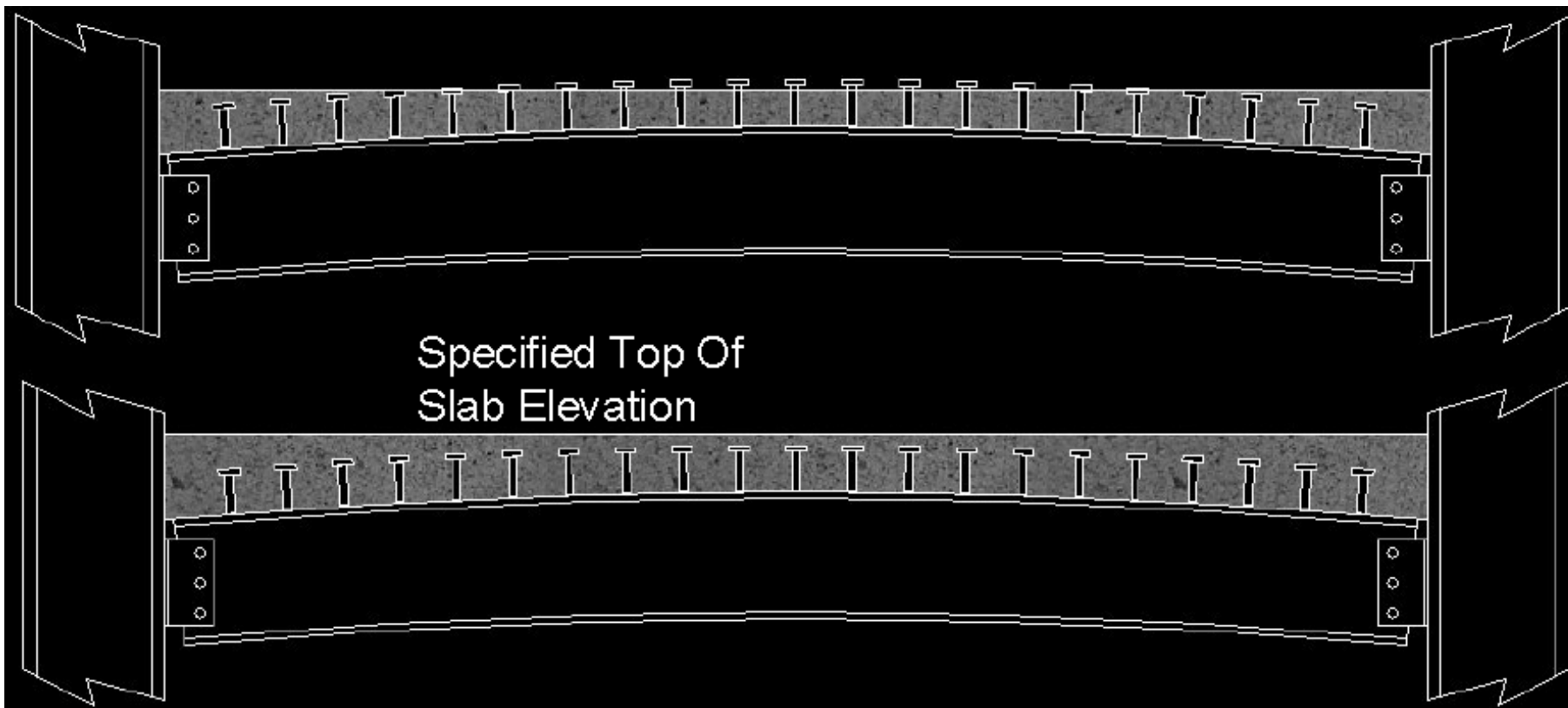
محاسبه با  $I_{actual}$  یا  $I_{Lb}$

$$\Delta_{TL} = (\Delta_{CDL} + \Delta_{LL} + \Delta_{SDL}) < \frac{L}{240}$$

محاسبه با  $I_{actual}$  یا  $I_{Lb}$



- If beams are not cambered (top diagram above) the deflection under the load of the wet (plastic) concrete will result in a ponding effect in the concrete (bottom diagram above)
- To create a flat floor in this situation the concrete will need to be thicker at the center of the bay where the deflection is the greatest
- The volume of concrete used will typically be 10-15% more than if the floor is a constant thickness (ASCE 2002)



- The processes used to create camber in beams as well as the actual deflections under load of cambered beams are not exact
- Care needs to be taken in the specification and fabrication of camber to ensure that a beam, once in place and under load, will perform within tolerances
- Levelness and consistent floor thickness can be a problem (ASCE 2002)
- The diagrams above show two possible results of cambered beams not deflecting as predicted under the load of the wet (plastic) concrete

1. Stud heads are exposed

2. Top of slab elevation out of tolerance

تنظیم پارامترهای طراحی در برنامه ETABS

برای محاسبه صحیح مقاومت و تغییر شکل



## Define Static Load Case Names

Loads

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
SP	SUPER DEAD	0	
EX	QUAKE	0	User Coefficient
EXP	QUAKE	0	User Coefficient
EXN	QUAKE	0	User Coefficient
EY	QUAKE	0	User Coefficient
EYP	QUAKE	0	User Coefficient
EYN	QUAKE	0	User Coefficient
LIVE	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

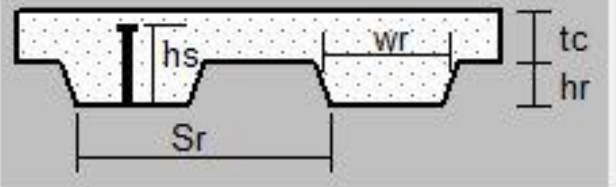
Cancel

Deck Section

**Section Name** DECK1

Type

- Filled Deck
- Unfilled Deck
- Solid Slab



Geometry

Slab Depth (tc) 5.

Deck Depth (hr) 7.5

Rib Width (wr) 16.

Rib Spacing (Sr) 30.

Material

Slab Material CONC

Deck Material

Deck Shear Thick

Composite Deck Studs

Diameter 1.9

Height (hs) 11.5

Tensile Strength, Fu 4200.

Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area 9.000E-04

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

Preferences

Beam | Deflection | Vibration | Price

Factors

phi-b	0.9
phi-bcne	0.9
phi-bcnp	0.85
phi-bcpe	0.9
phi-bcpp	0.85
phi-v	0.9

Reset Tab

Design Code AISC360-05/IBC

Reset All OK Cancel

0.9



Preferences

Factors

Beam Deflection Vibration Price

PreComp DL Limit, L/	0.
Super DL+LL Limit, L/	240.
Live Load Limit, L/	360.
Total-Camber Limit, L/	240.
Camber DL (%)	100.
Camber Ignore Limit	1.91
Camber Abs Max Limit	10.16
Camber Max Limit, L/	180.
Camber Interval	0.635
Camber Rounding Down	Yes
Creep Factor	4

The factor that accounts for the increase in deflection due to creep of concrete. It affects deflection and camber calculation only.

Reset Tab

Design Code AISC360-05/IBC

Reset All OK Cancel

## Composite Beam Overwrites (AISC360-05/IBC2006)

Beam	Bracing (C)	Bracing	Deck
Shear Studs	Deflection	Vibration	Miscellaneous

<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Ratio
<input type="checkbox"/>	PreComp DL Limit, L /	0.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L/	240.
<input type="checkbox"/>	PreComp DL Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Calculate Camber?	No
<input type="checkbox"/>	Fixed Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Creep Factor	2.
<input type="checkbox"/>	NC I33 Factor	1.
<input type="checkbox"/>	Composite I33 Factor	1.

Toggle for whether or not ETABS is to calculate beam camber.

Reset Tab

Reset All

OK

Cancel

Composite Beam Overwrites (AISC360-05/IBC2006)

Beam	Bracing (C)	Bracing	Deck
Shear Studs	Deflection	Vibration	Miscellaneous

<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Ratio
<input type="checkbox"/>	PreComp DL Limit, L /	0.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L/	240.
<input type="checkbox"/>	PreComp DL Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	
<input type="checkbox"/>	Calculate Camber?	No
<input type="checkbox"/>	Fixed Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Creep Factor	2.
<input type="checkbox"/>	NC I33 Factor	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Composite I33 Factor	1.

The factor that accounts for the modification in deflection of composite beams due to changes in I33 for composite section. It affects deflection calculation only.

1. → 0.75

Reset Tab

Reset All    OK    Cancel

Composite Beam Overwrites (AISC360-05/IBC2006)

Shear Studs	Deflection	Vibration	Miscellaneous
Beam	Bracing (C)	Bracing	Deck

<input type="checkbox"/>	Cb Factor	0
<input type="checkbox"/>	Bracing Condition	Length Specified
<input type="checkbox"/>	Absolute Length?	Yes
<input type="checkbox"/>	Unbraced L22	100
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		

Reset Tab

Reset All

OK

Cancel

Composite Beam Overwrites (AISC360-05/IBC2006)

Beam	Bracing (C)	Bracing	Deck
Shear Studs	Deflection	Vibration	Miscellaneous

<input type="checkbox"/>	User Pattern?	Yes
<input type="checkbox"/>	Uniform Spacing	30.
<input type="checkbox"/>	No. Additional Sections	0
<input type="checkbox"/>	Single Segment?	
<input type="checkbox"/>	Stud Increase Factor	
<input type="checkbox"/>	Minimum Extra Studs	
<input type="checkbox"/>	Min Long Spacing	11.4
<input type="checkbox"/>	Max Long Spacing	91.44
<input type="checkbox"/>	Min Tran Spacing	7.6
<input type="checkbox"/>	Max Studs Per Row	1
<input type="checkbox"/>	Qn	0.

Reset Tab

Reset All    OK    Cancel

**AISC360-05/IBC2006****Composite Beam Design****Beam Label: B98****Units: Kgf-cm**

Beam Label: B98  
 Group: None  
 Beam: IPE220  
 Fy: 2400.000  
 Fu: 3700.000  
 RLLF: 1.000

Story: STORY12  
 Length: 550.000  
 Loc X: 275.000  
 Loc Y: 2930.000  
 Requested as: Composite  
 Designed as: Composite

Shored: No  
 Camber: 0.000  
 Comparative: \$144.20  
 Stud Diam.: 1.900

Overwrites: Yes  
 b-cp: N/A  
 t-cp: N/A  
 Fy-cp: N/A  
 Consider-cp: No

Deck Left: DECK1  
 Dir. Left: Perpendicular  
 Ctop Left: 2.635  
 Cbot Left: 0.000

Deck Right: DECK1  
 Dir. Right: Perpendicular  
 Ctop Right: 2.635  
 Cbot Right: 0.000

beff Left: 68.750  
 F'c Left: 240.000  
 Ec(S) Left: 232000.000  
 Ec(D) Left: 116000.000  
 Ec(V) Left: 313200.000

beff Right: 68.750  
 F'c Right: 240.000  
 Ec(S) Right: 232000.000  
 Ec(D) Right: 116000.000  
 Ec(V) Right: 313200.000

I<sub>s</sub>: 2772.00I<sub>bare</sub>: 2772.00

I<sub>trans</sub>(S): 13255.48  
 I<sub>trans</sub>(D): 10796.52  
 I<sub>trans</sub>(V): 15421.18

y<sub>bare</sub>: 11.000

y<sub>trans</sub>(S): 25.714  
 y<sub>trans</sub>(D): 22.325  
 y<sub>trans</sub>(V): 28.533

I<sub>eff</sub>(S): 12030.27  
 I<sub>eff</sub>(D): 9858.68  
 I<sub>eff</sub>(V): 15421.18

y<sub>eff</sub>(S): 24.820  
 y<sub>eff</sub>(D): 21.594  
 y<sub>eff</sub>(V): 28.533

Q<sub>n</sub>: 8931.16

Stud Layout: (User Defined)

Seg. Length: (Not Applicable)

Total Number of Studs: 16

PCC: 77.99%

Overall Ratio: 0.837

Utilization Limit: 1.000

Stress Ratio: 0.681

Deflection Ratio: 0.837

Vibration Ratio: 0.353

**AISC360-05/IBC2006**

**Composite Beam Design**

**Beam Label: B112**

**Units: Kgf-cm**

**Deflection Design**

Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	No	DCMPD2	1.404	0.000	0.000	Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	0.772	2.226	0.347	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.223	1.484	0.150	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	2.176	2.226	0.977	Yes

**DG11 Vibration Design**

Type	Consider	Mode	Actual	Target	Ratio	OK
Walking	Yes	a0/g	0.00171	0.005	0.342	Yes

**Frequency and Effective Weight Parameters**

Element	C, Factor	Eleff	D	L	B	W	Delta	fn
Slab		7.756E+09	17.805					
Beam	2.0, 1.5	2.447E+10	56.180	534.3	801.8	20405.4	0.29552	10.373
Girder	1.8, 1.0	9.191E+10	84.323	640.8	1042.1	24026.5	0.06034	20.523
Panel						21019.4	0.37102	9.453

**Walking Acceleration Calculation**

fn	Beta	W	Po	ap/g	a0/g
9.453	0.03	21019.4	29.484	0.00171	0.005

# ارتعاش





## ۱۰-۲-۱۰ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیره‌هایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف‌ها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد.\*

\* برای محاسبه فرکانس دوره‌ای ( $f$ ) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای ( $f$ ) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت  $q_D$  می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

where

$\Delta$  = Maximum deflection at midspan

$$= \frac{5wL^4}{384EI}$$

که در آن

$E$  = مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع

$I$  = ممان اینرسی مقطع تیر بر حسب  $m^4$

$g$  = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ )

$q_D$  = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

$L$  = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

$f$  = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز

## معایب روش قدیمی ( $f_n = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta}} < 5$ )

- ۱- تغییر شکل ( $\Delta$ ) باید جمع تغییر شکل تیر مرکب ( $\Delta z$ ) و شاه تیر اصلی ( $\Delta g$ ) باشد.
- ۲- در این روش تفاوتی برای کاربری های مختلف وجود ندارد.
- ۳- فرکانس تیر به صورت انتزاعی و مجزا در نظر گرفته می شود.

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

where

$\Delta$  = Maximum deflection at midspan

$$= \frac{5wL^4}{384EI}$$

➤ با افزایش بار  $W$ ،  $\Delta$  افزایش می یابد:  $W \uparrow \rightarrow \Delta \uparrow$

➤ با افزایش  $\Delta$ ،  $f_n$  کاهش می یابد:  $\Delta \uparrow \rightarrow f_n \downarrow$

و کاهش  $f_n$  یعنی لرزش یا ارتعاش بیشتر

**پس این جمله که اگر روی سقف بار بیاید لرزش کم می شود**

**صحیح است؟؟**

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2},$$

where

$f_j$  = Frequency of the beam or joist, and

$f_g$  = Frequency of the girder.

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}},$$

where

$\Delta_j$  = Beam or joist deflection, and

$\Delta_g$  = Girder deflection.

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g + \Delta_c}},$$

$\Delta_c$  = Column deformation.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{(-0.35f_n)}}{\beta W} \leq \frac{a_o}{g}, \quad (12-12)$$

where

$\frac{a_p}{g}$  = Peak floor acceleration as a fraction of gravity,

$\frac{a_o}{g}$  = Human acceleration limit as a fraction of gravity (see Table 12-2),

$P_o$  = Constant that represents the magnitude of the walking force (see Table 12-2),

$f_n$  = Natural frequency of the floor system,

$\beta$  = Modal damping ratio (see Table 12-2), and

$W$  = Weighted average mass of the floor system (see equation (12-13)).

$$W = \left( \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} \right) W_b + \left( \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} \right) W_g, \quad (12-13)$$

where

$\Delta_j$  = Midspan deflection of the beam or joist

$$= \frac{5wL_j^4}{384EI_j}, \text{ and}$$

Occupancy	Sustained Live Load	
Office floors	11 psf	53.70 kg/m <sup>2</sup>
Residential floors	6 psf	29.29 kg/m <sup>2</sup>
Footbridges, gymnasiums, shopping center floors	0 psf	0 kg/m <sup>2</sup>



**Table 12-2** Recommended vibration values for variables in equation (12-12)

Occupancy	Constant Force, $P_0$	Damping Ratio, $\beta$	Acceleration Limit, $\frac{a_0}{g} \times 100\%$
Offices, residences, churches	65 lb. 29.48 kg	0.02–0.05 <sup>1</sup>	0.5%
Shopping malls	65 lb. 29.48 kg	0.02	1.5%
Footbridges—Indoor	92 lb. 41.73 kg	0.01	1.5%
Footbridges—Outdoor	92 lb. 41.73 kg	0.01	5.0%

<sup>1</sup> $\beta$  = 0.02 for floors with few nonstructural components (e.g., paperless or electronic office)

= 0.03 for floors with nonstructural components and furnishings and small demountable partitions

= 0.05 for fixed full-height partitions between floors

Adapted from Table 4.1, reference 1.

### جدول ۱-۴

مقادیر پارامترهای پیشنهادی در رابطه ۱-۴ و محدوده  $a_0 / g$

محدوده شتاب $a_0 / g \times 100\%$	ضریب میرایی $\beta$	نیروی ثابت $P_0$
0.5 درصد	$0.02 - 0.05^*$	$0.29 kN (65 Ib)$
1.5 درصد	0.02	$0.29 kN (65 Ib)$
1.5 درصد	0.01	$0.41 kN (92 Ib)$
5.0 درصد	0.01	$0.41 kN (92 Ib)$

\* ۰/۰۲ برای کفها با مقدار کمی اجزاء غیر سازه ای (کفهای کاذب، داکت، تیغه ها و ...) که میتواند در محل‌های کار با سطوح بزرگ و کلیساها باشد.

۰/۰۳ برای کفهای با اعضاء غیر سازه ای و اثاثیه ولی با مقدار کمی تیغه های کوتاه، که تیپ دفاتر است.

۰/۰۵ برای تیغه های تا زیر سقف بین کفها.

Preferences

Factors

Beam    Deflection    **Vibration**    Price

Vibration Criterion	Walking
Occupancy Category	Walking
Acceleration Limit, $a_0/g$	Rhythmic
Damping Ratio	Sensitive Equipment
	None

Vibration criterion to be considered in the design.

Reset Tab

Design Code    AISC360-05/IBC

Reset All    OK    Cancel

ation    **Price**

Walking
Paper Office
<b>Paper Office</b>
Electronic Office
Residential
Church
Assembly
Dining
Exercise Room
Shopping Mall

er in the design.  
efault parameters  
) and vibrational  
cceleration due to  
owever, the  
ed in this tab.

60-05/IBC

Cancel

ation    Price

Walking
Paper Office
0.005
0.03

60-05/IBC

Cancel

## Composite Beam Overwrites (AISC360-05/IBC2006)

Beam	Bracing (C)	Bracing	Deck
Shear Studs	Deflection	Vibration	Miscellaneous

<input type="checkbox"/>	Vibration Criterion	Walking
<input type="checkbox"/>	Occupancy Category	Residential
<input type="checkbox"/>	Acceleration Limit, $a_0/g$	0.005
<input type="checkbox"/>	Damping Ratio	0.03
<input type="checkbox"/>	Bay Frequency	0.
<input type="checkbox"/>	Additional Dead Load	19.5297
<input type="checkbox"/>	Live Load	29.2946
<input type="checkbox"/>	Colateral Load	0.

Occupancy category to be considered in the design. Selecting this item changes the default parameters for damping ratio (DG11 Table 4.1) and vibrational acceleration limit as a fraction of

Reset Tab

Reset All

OK

Cancel

**AISC360-05/IBC2006****Composite Beam Design****Beam Label: B112****Units: Kgf-cm****Deflection Design**

Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	No	DCMPD2	1.404	0.000	0.000	Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	0.772	2.226	0.347	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.223	1.484	0.150	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	2.176	2.226	0.977	Yes

**DG11 Vibration Design**

Type	Consider	Mode	Actual	Target	Ratio	OK
Walking	Yes	a0/g	0.00171	0.005	0.342	Yes

## Frequency and Effective Weight Parameters

Element	C, Factor	Eleff	D	L	B	W	Delta	fn
Slab		7.756E+09	17.805					
Beam	2.0, 1.5	2.447E+10	56.180	534.3	801.8	20405.4	0.29552	10.373
Girder	1.8, 1.0	9.191E+10	84.323	640.8	1042.1	24026.5	0.06034	20.523
Panel						21019.4	0.37102	9.453

## Walking Acceleration Calculation

fn	Beta	W	Po	ap/g	a0/g
9.453	0.03	21019.4	29.484	0.00171	0.005

بالتشکر