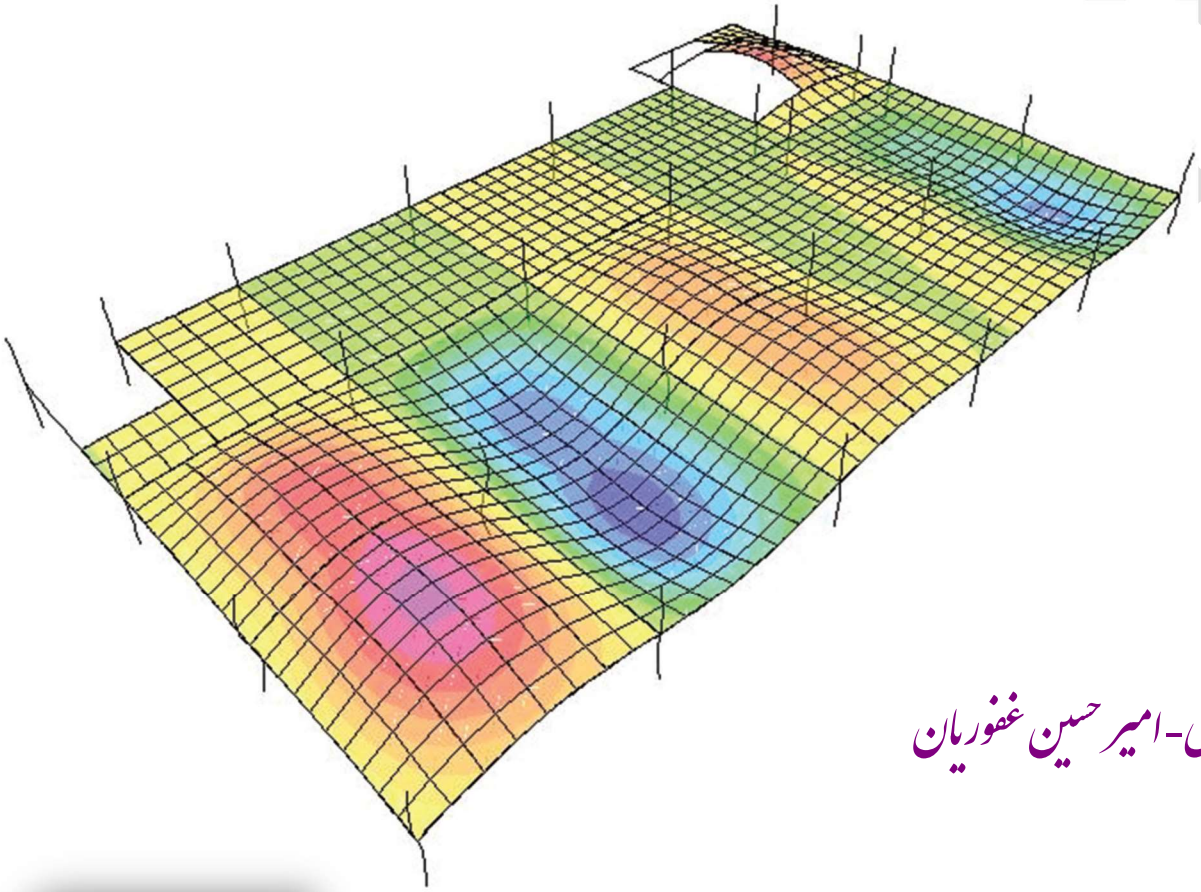
کنترل لرزش در سقف های کامپوزیت به دو روش قدیمی و جدید در

AISC 2016-Design Guide 11 و Etabs 2016



محمدجواد عسکری- امیرحسین غفوریان

آموزشگاه سنجش پارسیان

sanjeshparsian.ir

@AR3Eng

یکی از معیارهای مهم بهره برداری کنترل لرزش می باشد. این موضوع به خصوص در سقف های کامپوزیت که ارتفاع تیرکاهش قابل توجهی پیدا می کند بیشتر احساس می شود.

از سال 87 تا کنون کنترل لرزش در تیرها مطابق با بند ذیل از مبحث 10 مقررات ملی ساختمان و تنها با بیان یک عدد برای vibration انجام می شد ولی هم اکنون در AISC 360-05 کنترل ارتعاش به کمک پارامتر شتاب انجام می شود که با توجه به تغییرات Etabs 2016 به هر دو روش پرداخته شده است.

10-2-10-4 ارتعاش(مبحث دهم کنترل لرزش)

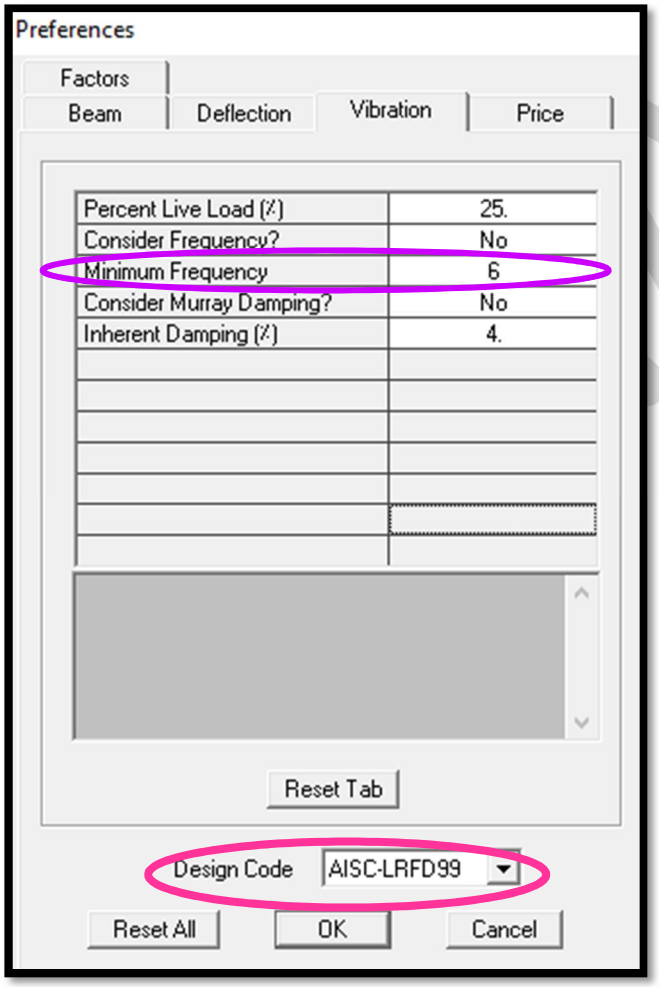
تیرها و شاه تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی(نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف ها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره ای(f) این تیرها بزرگتر یا مساوی 5 هرتز باشد.

در سقف های کامپوزیت و در برنامه Etabs9.7 مهندسان نیز با توجه به سلایق نظام مهندسی هر شهر و نیز قضاوت مهندسی به جای انتخاب فرکانس 5، عددی دیگر(معمولاً 5.5 یا 6) را انتخاب می کنند.

در Etabs2016 با حذف آیین نامه AISC-LRFD 99 از لیست آیین نامه ها عملاً امکان انتخاب این آیین نامه و در نتیجه کنترل لرزش با فرکانس غیرممکن شد.

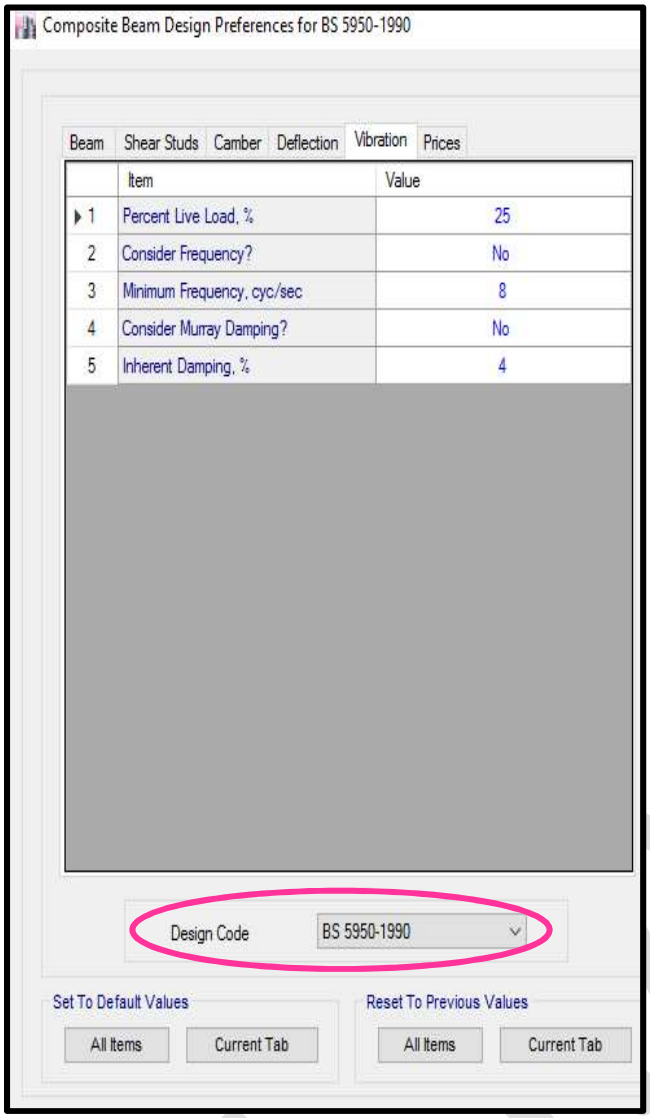
در واقع آیین نامه AISC360 از سال 2005 تا کنون کنترل ارتعاش را به شیوه شتاب انجام می دهد و دیگر تنها با یک عدد به عنوان فرکانس به کنترل لرزش بسنده نمی کند.

لذا چنانچه مهندسان بخواهند لرزش تیر را کنترل کنند دو راه بیشتر ندارند.



"انتخاب فرکانس مورد نظر و آیین نامه مربوطه در Etabs ورژن های 9.7"

1) **انتخاب آیین نامهٔ** BS 5950-1990 **(روش قدیمی) : این آیین نامه مختص انگلیس است و کنترل لرزش در آن بر مبنای فرکانس است**



"انتخاب آیین نامه BS **در** Etabs2016 **به عنوان تنها گزینه ممکن"**

مطابق help **برنامه در آیین نامه** BS 5950-1990 **کنترل فرکانس در تیرها به کمک رابطه دانکرلی انجام می شود.**

2.15.1 Vibration Frequency

The program calculates the first natural vibration frequency of a beam using the Dunkerley relationship.

$$f = k_f \sqrt{\frac{g * E_s * I_{tr}}{WL^3}}$$

where,

f = First natural frequency of the beam in cycles per second.
K_f = A unitless coefficient typically equal to 1.57 unless the beam is the overhanging portion of a cantilever with a back span, in which case K_f is as defined in Figure 2-12 and digitized in Table 1, or the beam is a cantilever that

M.Askari

is fully fixed at one end and free at the other end, in which case K_f is 0.56. Note that Figure 2-12 is based on a

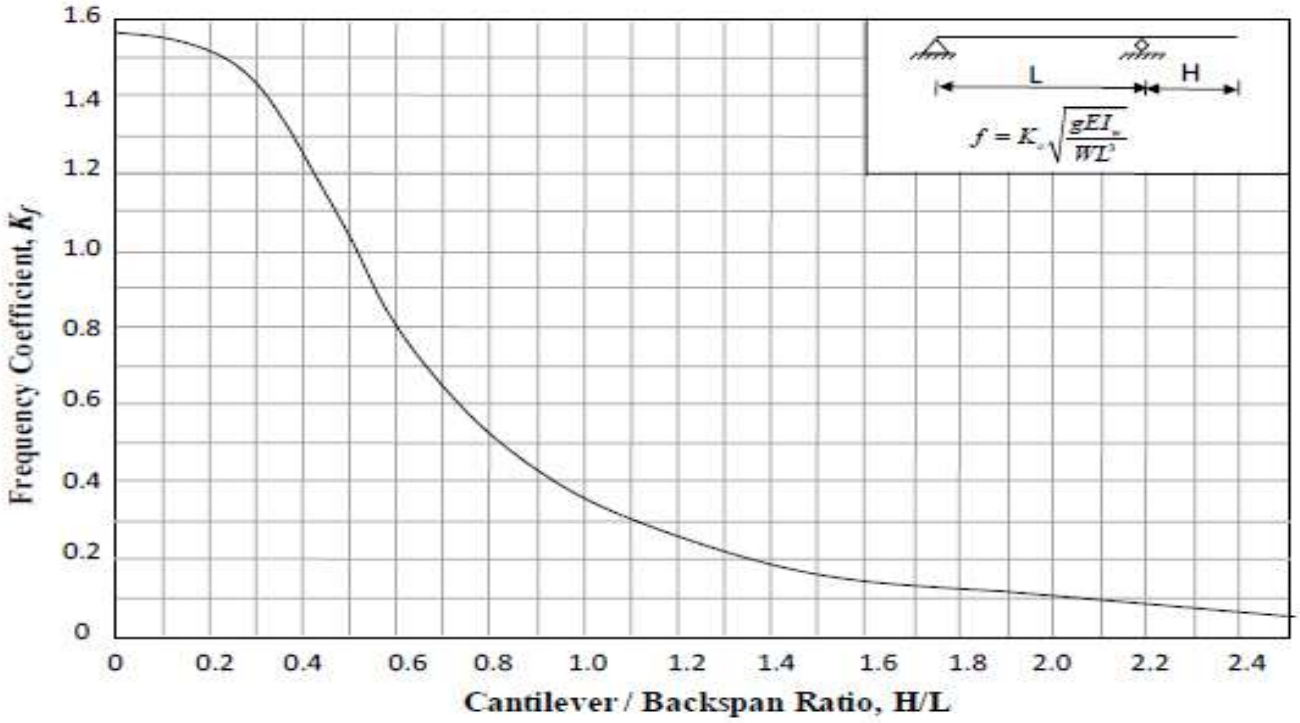


Figure 2-12 K_f Coefficient for an Overhanging Beam for Use in the Preceding Equation
(The definition of K_f is provided earlier in this section.)

Table 2-2 Digitization of Figure 2-12 as used by the Program

Point	H/L	K_f	Point	H/L	K_f	Point	H/L	K_f
1	0	1.57	11	0.6	0.8	21	1.6	0.15
2	0.05	1.57	12	0.7	0.64	22	1.7	0.14
3	0.1	1.56	13	0.8	0.52	23	1.8	0.13
4	0.15	1.55	14	0.9	0.43	24	1.9	0.12
5	0.2	1.53	15	1	0.37	25	2	0.11
6	0.25	1.5	16	1.1	0.31	26	2.1	0.1

similar figure in Murray and Hendrick (1977).

g = Acceleration of gravity, 9.86 m/sec2

E_s = Modulus of elasticity of steel, MPa

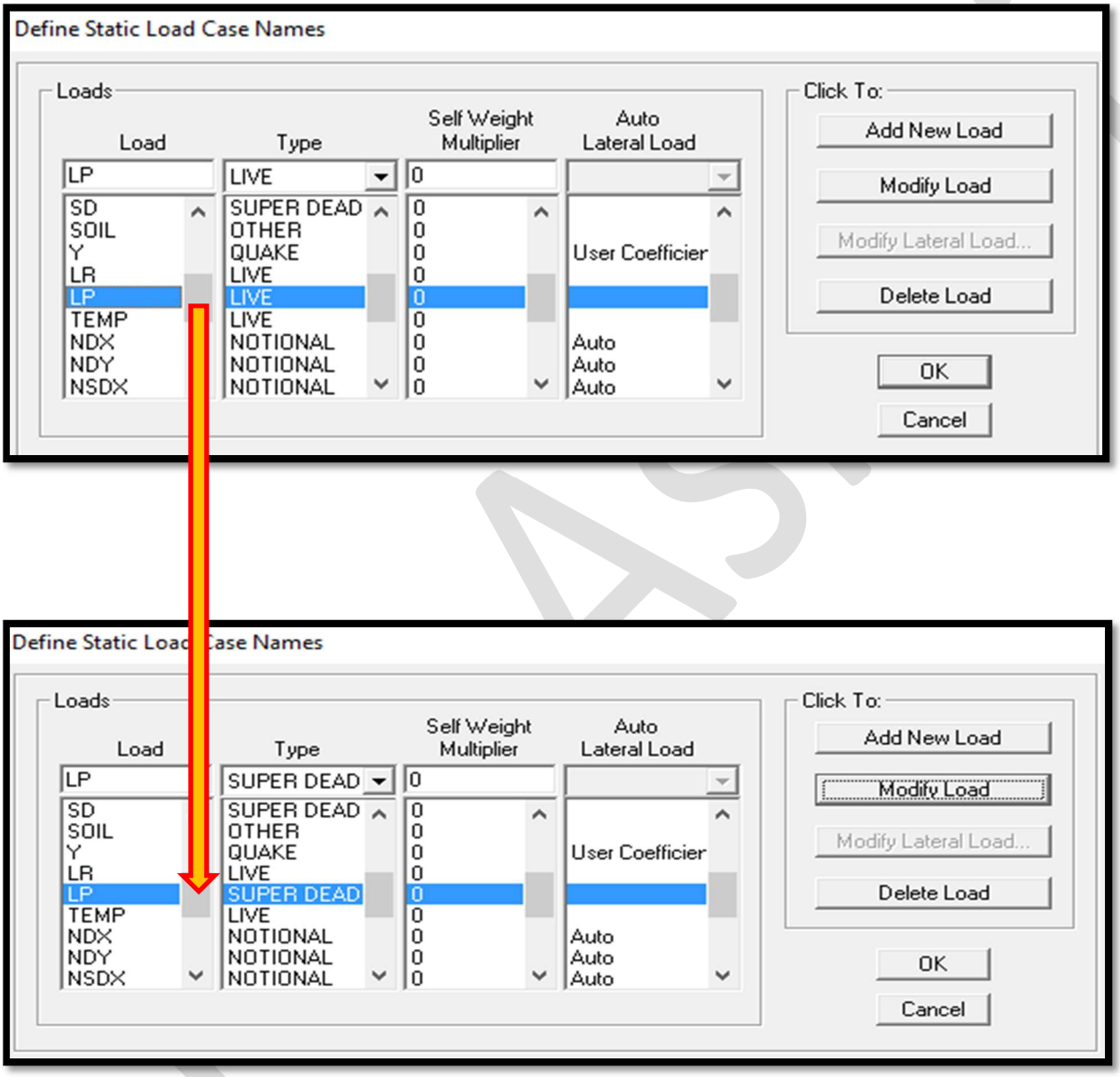
I_{tr} = Transformed section moment of inertia for the composite beam calculated assuming full (100%) composite connection, regardless of the actual percent composite connection, mm^4

W = Total load supported by the beam, N. This is calculated by the program as the sum of all of the dead load and superimposed dead load supported by the beam, plus a percentage of all of the live load and reducible live load supported by the beam.

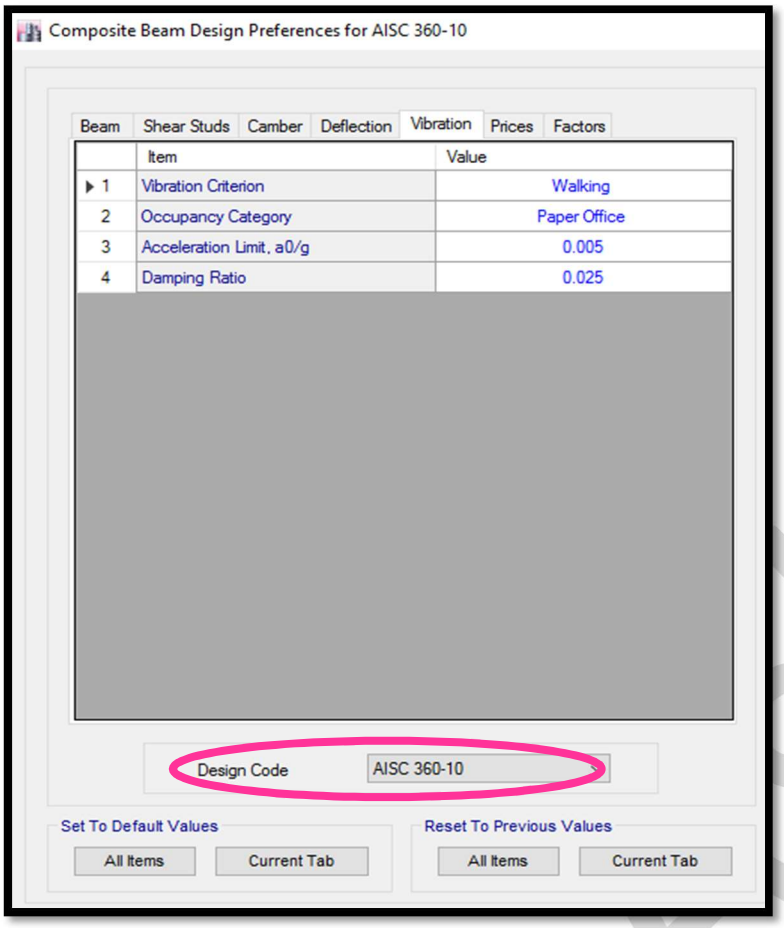
The percentage of live load is specified in the composite beam preferences. The percentage is intended to be an estimate of the sustained portion of the live load (about 10% to 25% of the total design live load). See Naeim (1991)

L = Center-of-support to center-of-support length of the beam, mm

- **نکته بسیار مهم: ترکیب باری که در کنترل لرزش استفاده می شود D+SD+αL می باشد و α درصد مشارکت بار زنده می باشد که از طریق تب Vibration→Percent Live Load% قابل تنظیم است. از آنجا که بار معادل تیغه بندی از نوع زنده است ولی به صورت دائم حضور دارد برای کنترل ارتعاش تیرها بایستی از فایل اصلی سازه Save as گرفته و در فایل جدید بار معادل تیغه بندی(در اینجا L_p) را به نوع Superdead تغییر دهیم در غیر اینصورت فرکانس تیرها کمتر از مقدار واقعی گزارش می گردد.**



2) انتخاب آیین نامهٔ AISC360-10 یا AISC360-05: (روش جدید)



همانطور که اشاره شد در این آیین نامه ها کنترل لرزش بر مبنای شتاب می باشد. در ادامه به یک مثال که برگرفته از کتاب

Design Guide 11- Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity *Second Edition*

می باشد پرداخته شده، سپس در Etabs 16.0.3 **مدل و نتایج با هم مقایسه گردیده اند.**

مطابق فلوچارت زیر که برگرفته از همان کتاب می باشد روش بدست آوردن فرکانس به همراه فرمول های مربوطه بیان شده است.

M.J.Askari

A. FLOOR SLAB

Determine uniformly distributed weight, total depth, deck height, and effective depth, d_e.

Calculate $n = E_s/(1.35E_c)$.

B. JOIST PANEL MODE

Calculate I_j (see Section 3.4 if trusses or Section 3.5 if open web joists).

Calculate w_j and $\Delta_j = \dfrac{5w_jL_j^4}{384E_sI_j}$.

Calculate $f_j = 0.18\sqrt{g/\Delta_j}$.

Determine D_s for slab and deck or estimate using $D_s = \left(12d_e^3\right)/12n$.

Calculate $D_j = I_j/S$.

Calculate $B_j = C_j\left(D_s/D_j\right)^{¼} L_j \le (⅔)$ (*floor width*).

$C_j = 2.0$ for interior panels; 1.0 for edge panels.

Calculate $W_j = w_jB_jL_j$ (× 1.5 if continuous or web connected or 1.3 if joist bottom chords are extended, and an adjacent beam or girder span is greater than 0.7 times the joist or beam span of the bay).

C. GIRDER PANEL MODE

For each girder:

Calculate I_g (Section 3.4 if a truss; Section 3.5 if a joist girder; Section 3.5 if open web joists are supported).

Calculate w_g and $\Delta_g = \dfrac{5w_gL_g^4}{384E_sI_g}$ with correction if only one beam is supported at midspan (see Section 3.1).

Calculate $f_g = 0.18\sqrt{g/\Delta_g}$ and $D_g = I_g/L_j$.

Use average of supported joist span lengths, if different, for L_j.

If girder frequencies are different, base remainder of calculations on the girder with lower frequency.

For interior panel, calculate

$B_g = C_g\left(D_j/D_g\right)^{1/4} L_j \le (⅔)$ (*floor length*)

$C_g = 1.8$ if shear connected; 1.6 if not.

For edge panel, calculate $B_g = \left(\dfrac{2}{3}\right)L_j$.

Calculate $W_g = w_gB_gL_g$(× 1.5 if girder is continuous over the top of supporting columns and an adjacent girder span is greater than 0.7 times the girder span in the bay).

D. COMBINED PANEL MODE

Calculate $f_n = 0.18\sqrt{g/\left(\Delta_j + \Delta_g\right)}$.

If $B_j > L_g$, reduce Δ_g by $L_g/B_j \ge 0.5$ (Equation 4-6).

Calculate $W = \dfrac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g}W_j + \dfrac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g}W_g$.

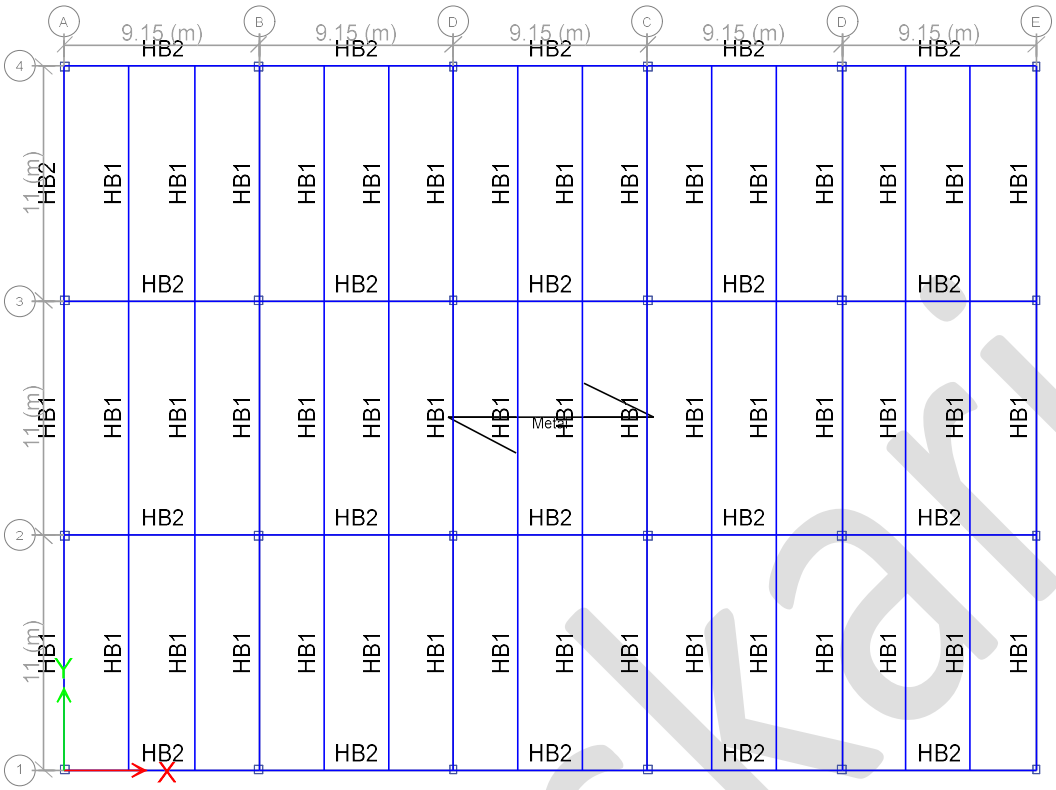
Estimate β using values from Table 4-2.

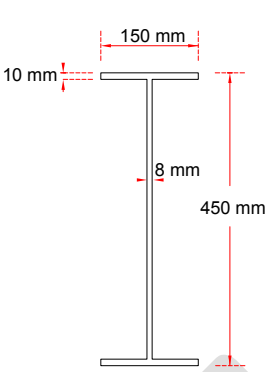
Calculate $\dfrac{a_p}{g} = \dfrac{P_o\exp(-0.35f_n)}{\beta W}$ where $P_o = 65$ lb or as modified for a particular design (see Section 4.1.1).

Compare $\dfrac{a_p}{g}$ to $\dfrac{a_o}{g}$ from Table 4-1.

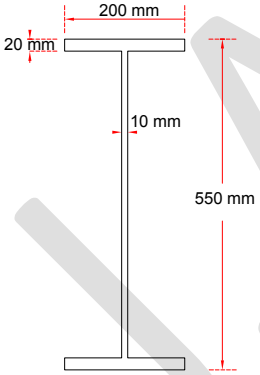
Fig. 4-3. Floor evaluation calculation procedure.

پارامترهای فوق در قالب مثال تبیین خواهند شد.





HB1

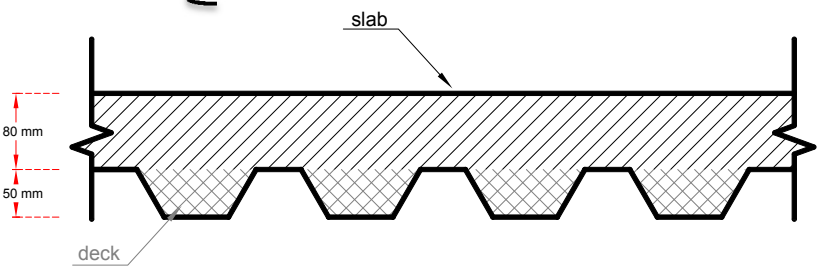


HB2

$$\begin{cases} F_y = 3700 & \text{kg}/cm^2 \\ f_c = 250 & \text{kg}/cm^2 \\ W_{metal} = 10 & \text{kg}/m^2 \\ SD = 100 & \text{kg}/m^2 \\ L = 200 & \text{kg}/m^2 \\ \gamma_{concrete} = 2500 & \text{kg}/m^3 \end{cases}$$

HB1 $\begin{cases} I_x = 19823\ cm^4 \\ A = 64.4\ cm^2 \end{cases}$

HB2 $\begin{cases} I_x = 54662\ cm^4 \\ A = 112\ cm^2 \end{cases}$

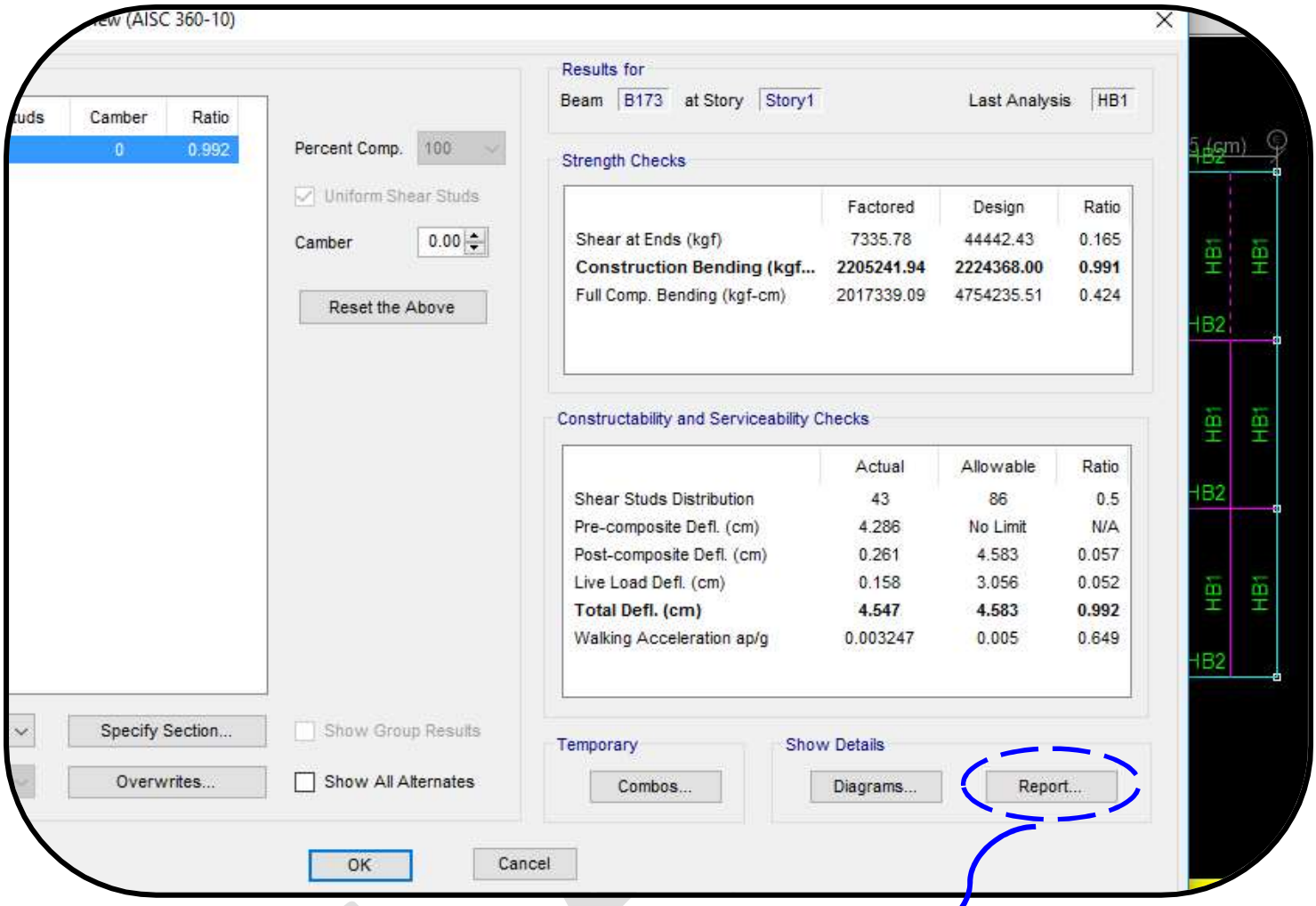


مطابق بند9-13-7-1 مبحث 9، مقدار ضریب ارتجاعی بتن با جرم مخصوص γ_c بین 15 تا 25 KN/m^3 از رابطه ذیل تعیین می گردد.

$$E_C = (3300\sqrt{fc} + 6900)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} = \left(3300 * \sqrt{\left(\frac{250}{9.8}\right)} + 6900\right)\left(\frac{2500*10}{23*1000}\right)^{1.5} = 26518\frac{N}{mm3} \Rightarrow E_{c\ dynamic} = 1.35E_c$$

مدول الاستیسیته دینامیکی طبق رابطه **DG11-4-3C** (در مبحث **9** یا **10** چیزی در این باره عنوان نشده است)

M.J.Askari



HB1

Composite Deck Properties

	Deck	Cover (mm)	w_c (N/mm³)	f'_c (MPa)	Ribs	b_{eff} (mm)	$E_c(S)$ (MPa)	$E_c(D)$ (MPa)	$E_c(V)$ (MPa)
At Left, at Right	Metal	80	0.000025	24.52	⊥	1375	26518	26518	35799

Loading (DCMPC2 combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (N/mm) 0 mm→500 mm	0.000	8.757→8.756	0.000	0.901	14.299→14.298

ارتفاع بتن روی عرشه=$Cover=t_c$

مدول الاستیسته مصالح بتنی که برای سقف متال استفاده شده است

$E_{dyn}=1.35E_c$

$E_c(S)$/Creep factor

وضعیت جهت عرشه نسبت به تیر مورد بررسی عمود: ⊥ موازی: ||

مطابق سایت https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Modulus+of+elasticity+in+composite+beam+design برنامه ایتبز از مدول الاستیسته های متفاوتی در کنترل مقاومت $E_c(S)$ ، خیز $E_c(D)$ و لرزش $E_c(V)$ استفاده می کند که به شرح ذیل است.

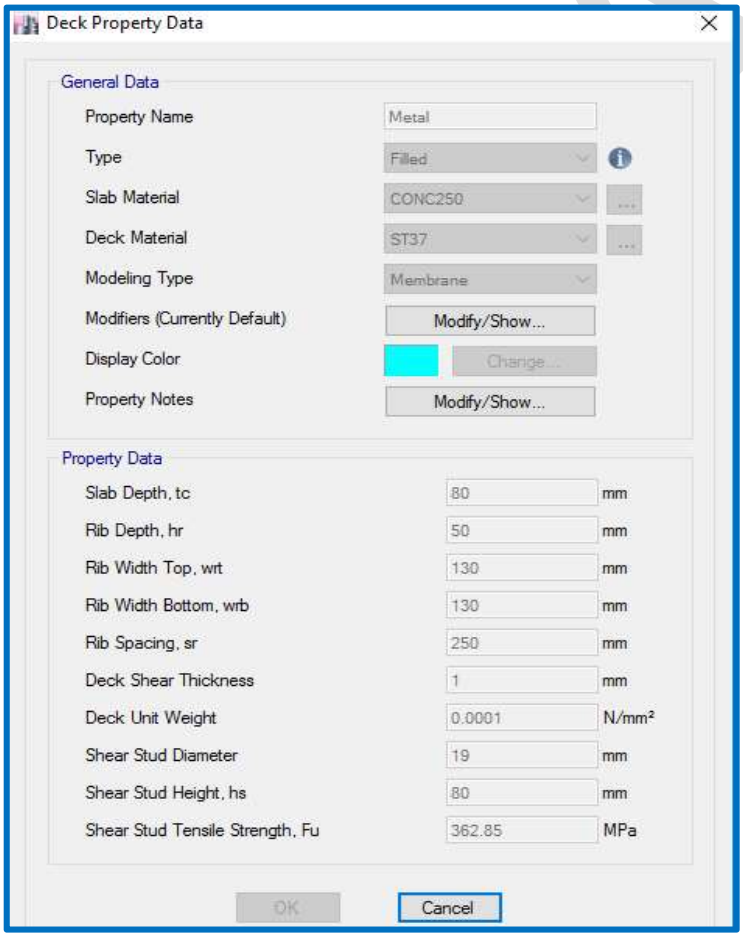
Modulus of elasticity in composite beam design

What are E_c (S), E_c (D), and E_c (V) in composite beam design?

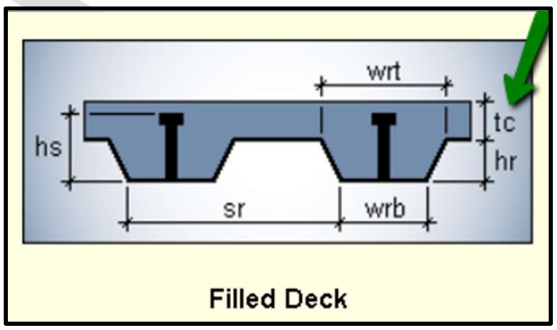
Answer: Values for E_c (S), E_c (D), and E_c (V) are given as follows:

- **E_c (S)** is the modulus of elasticity for strength design.
    - For LRFD, E_c (S) is taken directly as the modulus of elasticity of the material assigned to the composite section.
    - For ASD, E_c (S) is calculated as 33 * $gamma_c^{1.5}$ * $\sqrt{f'_c}$ (ksi), where $gamma_c$ is the weight per unit volume (kips/in^3) of the material assigned to the composite section.
- **E_c (D)** is the deflection modulus of elasticity, given as E_c (S) / (creep factor), where the creep factor is specified in the Preference menu.
- **E_c (V)** is the vibration modulus of elasticity, given as 1.35 * E_c (S). This amplification coefficient is suggested in AISC Guide 11, page 12.

Since these modular ratio are different, transformed inertia varies between strength, deflection, and vibration analysis.

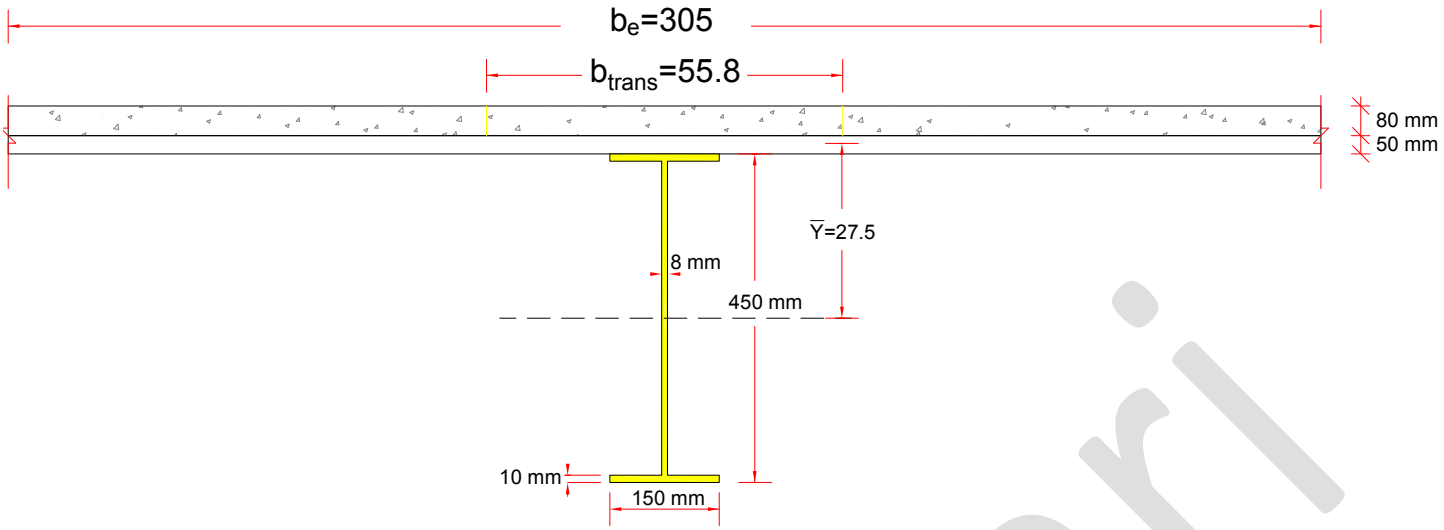


ادامه حل...



$$d_e = 80 + \frac{50}{2} = 125mm$$

(علت نصف شدن عدد 50 ، تو پر و خالی بودن کنگره ها است)



HB1

$$b_{e\ \text{عرض موثر تیر}} = min\left\{S_{\sim\ \text{فاصله بین تیرچه ها}}, 0.4L_{b\ \sim\ \text{طول تیر مورد بررسی}}\right\} = \min\left\{\frac{915}{3} = 305, 0.4 * 1100 = 440\right\} = 305\ cm$$

$$n_{\sim\ \text{ضریب تبدیل بتن به فولاد}} = \frac{E_{S\sim\ \text{مدول الاستیسیته فولاد}}}{E_{c\ dyn\sim\ \text{مدول الاستیسیته دینامیکی بتن}}} = \frac{2*10^6*0.098}{35800} = 5.47 \Rightarrow b_{trans\sim\ \text{عرض موثر تبدیل یافته تیر}} = \frac{b_e}{n} = \frac{305}{5.47} = 55.8\ cm$$

$$A_{trans} = 8 * 55.8 = 446\ \ cm^2 \text{ و } \bar{y} = 446 * \frac{\left(\frac{45}{2} + 5 + \frac{8}{2}\right)}{446 + 64.4} = 27.5\ cm$$

$$I_{j\sim\ \text{ممان اینرسی مورد استفاده در محاسبه لرزش}} = \frac{55.8 * 8^3}{12} + 446 * \left(\frac{45}{2} + 5 + \frac{8}{2} - 27.5\right)^2 + 19823 + 64.4 * 27.5^2 = 78042 cm^4$$

روی تیر راست کلیک و در قسمت report ملاحظه می شود که مقدار محسبات دستی با Etabs همخوانی دارد

Section Properties

	Y1 (cm)	Y2 (cm)	I (cm⁴)	ΦM$_n$ (kgf-cm)	V' or ΣQ$_n$ (kN)
Steel (L$_b$ = 110 cm C$_b$ = 1)	22.5	N/A	19823	2224368	1515.7
Full composite (plastic)	0	11.678	N/A	4754235.51	1515.7
Full composite (elastic)	3.394	N/A	0.75 * 73937.5	N/A	N/A
Vibrations Check (f = 4.30Hz)	5.035	N/A	78066.4	N/A	N/A

Walking Acceleration Calculation

B (cm) Beam	B (cm) Girder	Δ (cm) Beam	Δ (cm) Girder	Δ (cm) Panel	f$_n$(Hz) Beam	f$_n$(Hz) Girder	f$_n$(Hz) Panel	β	W (kgf)	P$_o$ (N)
1217.54	1861.043	1.271	0.448	1.867	5	7.3	4.3	0.03	66422.61	289

$$w'_{\text{وزن بتن دال+عرشه}} = d_e * \gamma_{concrete} = 125 * 10^{-3} * 2500 = 312\ \frac{kg}{m2}$$

$$W_{j\ \text{بار در واحد طول}} = b_{\text{عرض بارگیر}} * \left(SD + L + w'_{\text{وزن بتن دال+عرشه}} + W_{metal}\right) = \frac{9.15}{3} * (100 + 200 + 312 + 10) = 1897\ \frac{kg}{m}$$

Askari

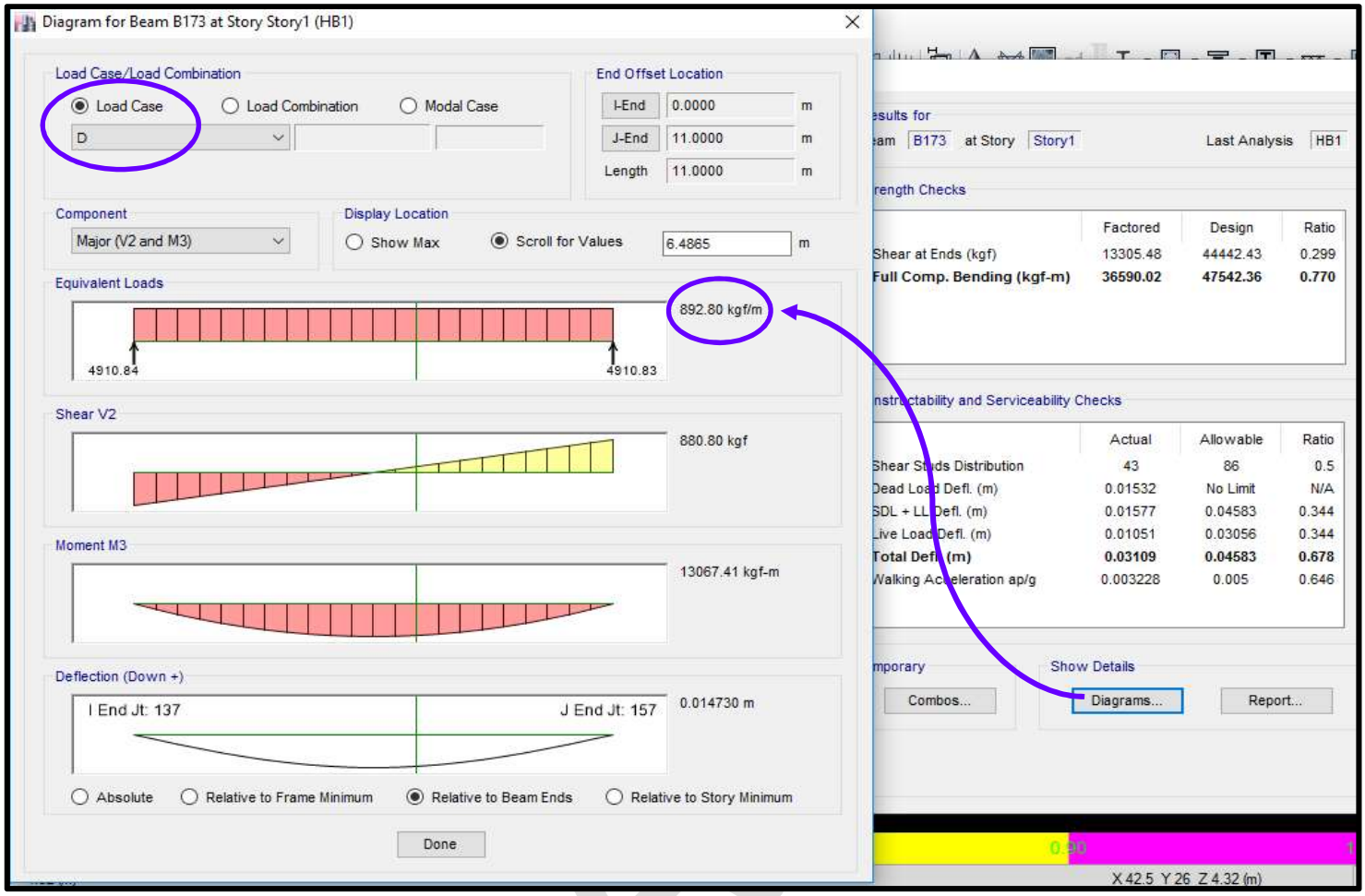


Diagram for Beam B173 at Story Story1 (HB1)
Load Case/Load Combination
Load Case
Load Combination
Modal Case
D
End Offset Location
I-End 0.0000 m
J-End 11.0000 m
Length 11.0000 m
Component
Major (V2 and M3)
Display Location
Show Max
Scroll for Values
6.4865 m
Equivalent Loads
892.80 kgf/m
4910.84
4910.83
Shear V2
880.80 kgf
Moment M3
13067.41 kgf-m
Deflection (Down +)
I End Jt: 137
J End Jt: 157
0.014730 m
Absolute
Relative to Frame Minimum
Relative to Beam Ends
Relative to Story Minimum
Done
Last Analysis HB1
Factored Design Ratio
Shear at Ends (kgf) 13305.48 44442.43 0.299
Full Comp. Bending (kgf-m) 36590.02 47542.36 0.770
Actual Allowable Ratio
Shear Studs Distribution 43 86 0.5
Dead Load Defl. (m) 0.01532 No Limit N/A
SDL + LL Defl. (m) 0.01577 0.04583 0.344
Live Load Defl. (m) 0.01051 0.03056 0.344
Total Defl. (m) 0.03109 0.04583 0.678
Walking Acceleration ap/g 0.003228 0.005 0.646
Combos...
Show Details
Diagrams...
Report...
X 42.5 Y 26 Z 4.32 (m)

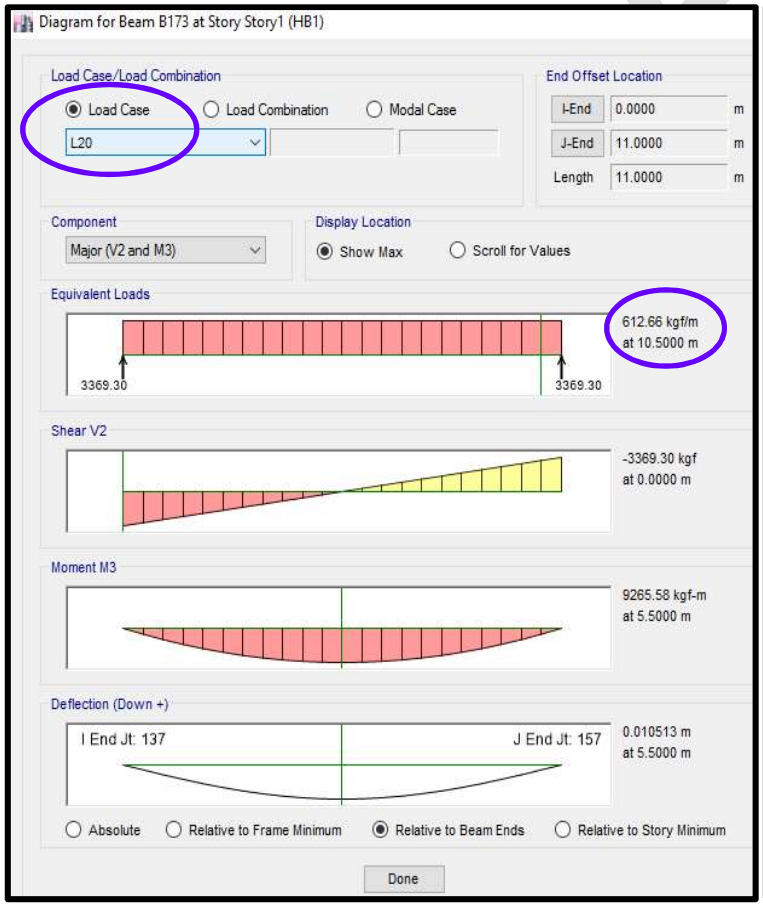


Diagram for Beam B173 at Story Story1 (HB1)
Load Case/Load Combination
Load Case
Load Combination
Modal Case
L20
End Offset Location
I-End 0.0000 m
J-End 11.0000 m
Length 11.0000 m
Component
Major (V2 and M3)
Display Location
Show Max
Scroll for Values
Equivalent Loads
612.66 kgf/m
at 10.5000 m
3369.30
3369.30
Shear V2
-3369.30 kgf
at 0.0000 m
Moment M3
9265.58 kgf-m
at 5.5000 m
Deflection (Down +)
I End Jt: 137
J End Jt: 157
0.010513 m
at 5.5000 m
Absolute
Relative to Frame Minimum
Relative to Beam Ends
Relative to Story Minimum
Done

Diagram for Beam B173 at Story Story1 (HB1)
Load Case/Load Combination
Load Case
Load Combination
Modal Case
SD
End Offset Location
I-End 0.0000 m
J-End 11.0000 m
Length 11.0000 m
Component
Major (V2 and M3)
Display Location
Show Max
Scroll for Values
Equivalent Loads
306.33 kgf/m
at 10.5000 m
1684.65
1684.65
Shear V2
-1684.65 kgf
at 0.0000 m
Moment M3
4632.79 kgf-m
at 5.5000 m
Deflection (Down +)
I End Jt: 137
J End Jt: 157
0.005256 m
at 5.5000 m
Absolute
Relative to Frame Minimum
Relative to Beam Ends
Relative to Story Minimum
Done

مقدار بار روی تیر در **Etabs**:

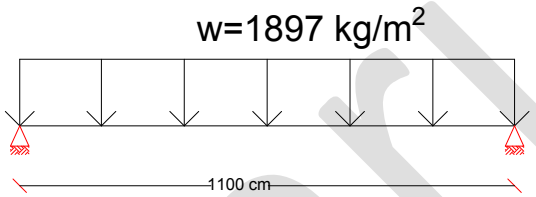
$$893 + 613 + 306 = 1811 \cong 1897 \frac{kg}{m}$$

هر چند این اختلاف قابل اغماض است ولی به دو علت ذیل می باشد

1) **در نظر گرفتن وزن تیر توسط برنامه** 2) **محاسبه وزن عرشه به صورت دقیق توسط برنامه. در روش دستی وزن ارتفاع بتن عرشه**(hc) **نصف شد که دقیق نیست ولی برای تقریب مهندسی قابل قبول می باشد.**

$$\Delta_j = \frac{5wjlj^4}{384E_sI_j} = \frac{5 * \frac{1897}{100} * 1100^4}{384 * 2 * 10^6 * 78042} = 2.32cm$$

$$f_n = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_j}} = 0.18\sqrt{\frac{981}{2.32}} = 3.7\ Hz$$



Full composite (plastic)	0	11.678	N/A	4754235.51	1515.7
Full composite (elastic)	3.394	N/A	0.75 * 73937.5	N/A	N/A
Vibrations Check (f = 3.26Hz)	5.035	N/A	78066.4	N/A	N/A

Walking Acceleration Calculation

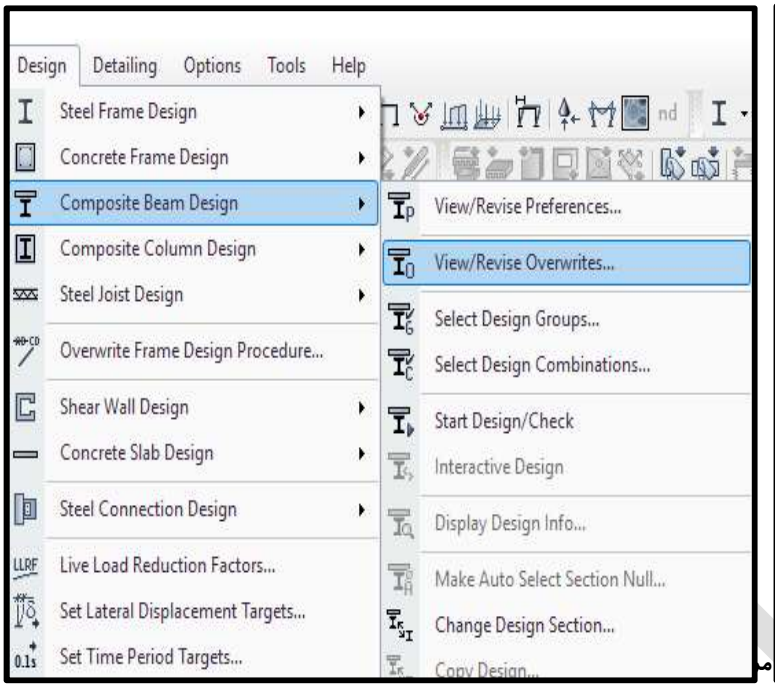
B (cm) Beam	B (cm) Girder	Δ (cm) Beam	Δ (cm) Girder	Δ (cm) Panel	f_n (Hz) Beam	f_n (Hz) Girder	f_n (Hz) Panel	β	W (kgf)	P_o (N)
1211.363	1861.127	2.201	0.79	3.247	3.8	5.511	3.259	0.03	114549.13	289

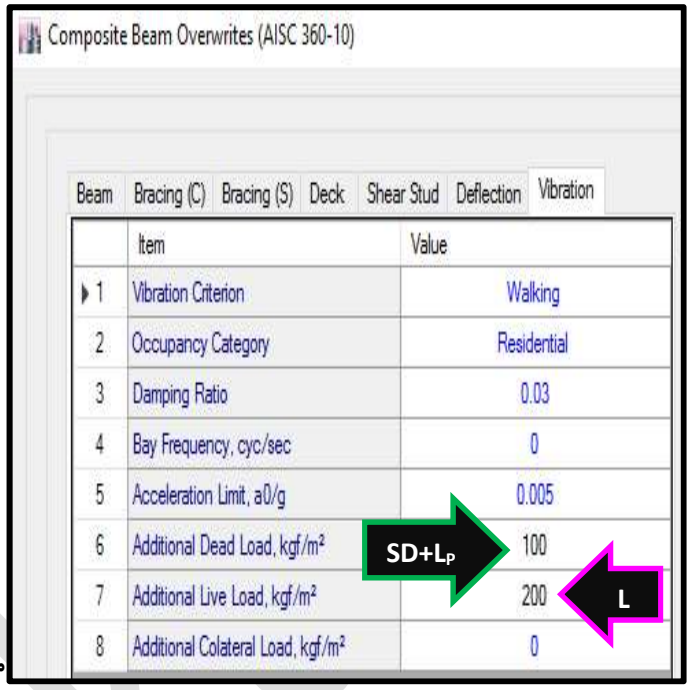
مشاهده می شود که محسبات دستی با محسبات برنامه اختلاف کمی دارد.

نکته مهم: در تنظیمات Vibration در تیرهای کامپوزیت باید مقادیر Additional Dead Load & Additional Live Load را به درستی وارد کرد زیرا که تاثیر قابل توجهی در نتایج دارد.

مقدار Additional Live Load را میتوان معادل با بار زنده کف مربوطه و همچنین مقدار Additional Dead Load را میتوان معادل با بار کفسازی + تیغه بندی همان کف در نظر گرفت. باید توجه کرد اگر این مقادیر عدد 0 وارد شوند برنامه قادر به تشخیص بار کف مربوطه نخواهد بود و عدد 0 برای آن کف لحاظ می کند. البته جای نگرانی نیست و در جهت اطمینان می توان آن را 0 وارد نمود چرا که با افزایش مقادیر بار زنده و مرده فرکانس کف کاهش خواهد یافت.

M.J.Asri





$$D_{s_{1m}} \text{ ممان اینرسی تبدیل یافتهٔ دال در عرض واحد} = \frac{\text{تبدیل متر به سانتیمتر} \backsim 100 * {d_e}^3}{12n} = \frac{100 * 12.5^3}{12 * 5.47} = 2976\ \frac{cm^4}{m}$$

*** مطابق Design Guide 11 به جای استفاده از ممان اینرسی درج شده در کاتولوگ شرکتهای سازنده میتوان از رابطه ممان اینرسی تقریبی بالا استفاده نمود.**

$$D_j \text{ ممان اینرسی تبدیل یافتهٔ تیر در عرض واحد} = \frac{I_j \text{ ممان اینرسی تیر}}{S} = \frac{78042}{\frac{9.15}{3}} = 25587\ {cm^4}/{m}$$

$$B_j = C_j \left(\frac{D_s}{D_j}\right)^{\frac{1}{4}} L_j \leq \frac{2}{3} * \text{عرض پلان} \Longrightarrow 2\left(\frac{2976}{25587}\right)^{0.25} * 1100 = 1285\ cm < \frac{2}{3} * (5 * 915) = 3050\ cm$$

مطابق Design Guide 11:

C_j = 2.0 for joists or beams in most areas and is 1.0 for joists or beams parallel to a free edge (edge of balcony, mezzanine, or building edge if cladding is not connected)

Full composite (plastic)	0	11.678	N/A	4754235.51	1515.7
Full composite (elastic)	3.394	N/A	0.75 * 73937.5	N/A	N/A
Vibrations Check (f = 3.26Hz)	5.035	N/A	78066.4	N/A	N/A

Walking Acceleration Calculation

B (cm) Beam	B (cm) Girder	Δ (cm) Beam	Δ (cm) Girder	Δ (cm) Panel	f_n(Hz) Beam	f_n(Hz) Girder	f_n(Hz) Panel	β	W (kgf)	P_o (N)
1211.363	1861.127	2.201	0.79	3.247	3.8	5.511	3.259	0.03	114549.13	289

بنابراین در تیرهایی که در پانل های میانی قرار دارندC_j=2 و در در تیرهایی که در پانل های لبه قرار دارندC_j=1 می باشد.

$$W = \alpha\left(\frac{W_j}{S}\right)B_jL_j = 1.5\left(\frac{1811}{\frac{9.15}{3}}\right) * 12.11 * 11 = 118\ ton$$

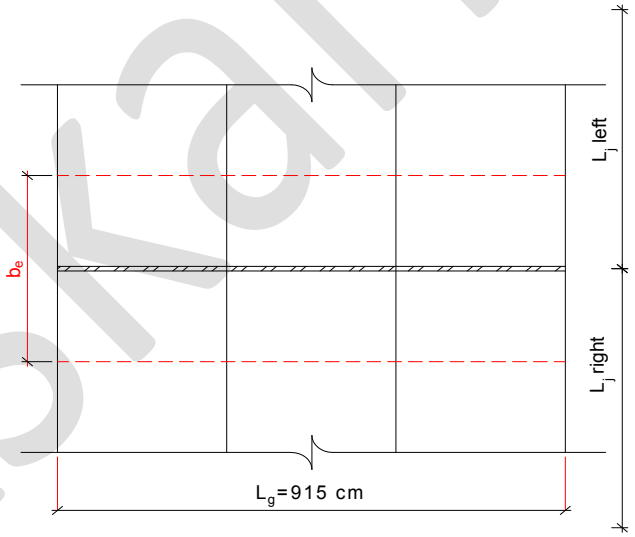
α=1.5 if continuous or web connected or 1.3 if joist bottom chords are extended, and an adjacent beam or girder span is greater than 0.7 times the joist or beam span of the bay).

دقت کنید که در محاسبه W از مقادیر برنامه استفاده شده است تا اثر خطاهای جزیی در حل مسئله تاثیر گذار نگردد.

محاسبه ممان اینرسی تبدیل یافته موثر پل (تیر اصلی)

$$b_{e\ slab} = \min(0.2L_g, 0.5L_{j\ left}) + \min(0.2L_g, 0.5L_{j\ right})$$

$$= \min(0.2 * 9.15\ , 0.5\ *) + \min(0.2 * 9.15\ , 0.5 * 11) = 3.66\ m$$



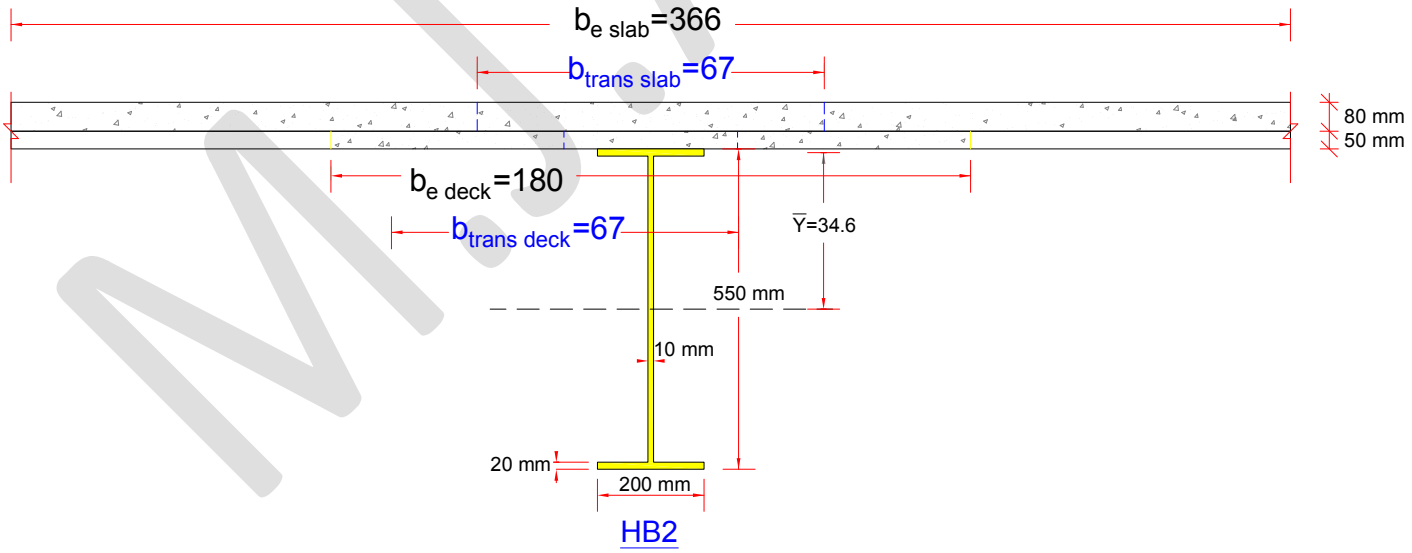
$$b_{tr\ slab} = \frac{b_{e\ slab}}{n} = \frac{366}{5.47} = 67\ cm$$

$$b_{e\ deck} = 180\ cm \rightarrow b_{tr\ deck} = \frac{366/2}{5.47} = 33\ cm$$

$$A_{trans\ slab} = 67 * 8 = 536\ \ cm^2$$

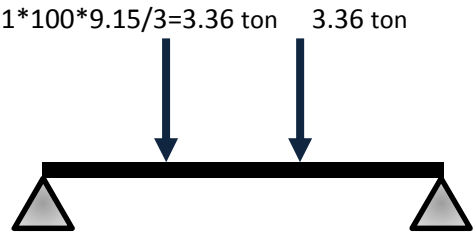
$$A_{trans\ deck} = 33 * 5 = 165\ \ cm^2$$

$$\overline{y} = \frac{536 * \left(\frac{55}{2} + 5 + \frac{8}{2}\right) + 165 * \left(\frac{55}{2} + \frac{5}{2}\right)}{536 + 165 + 112} = 30.1\ cm$$

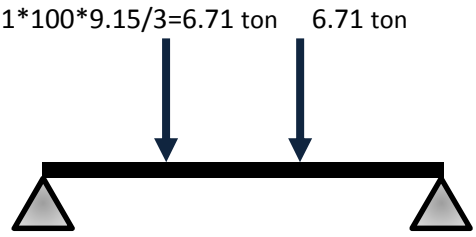


$$I_g = \frac{67 * 8^3}{12} + 536 * \left(\frac{55}{2} + 5 + \frac{8}{2} - 30.1\right)^2 + \frac{33 * 5^3}{12} + 165 * \left(\frac{55}{2} + \frac{5}{2} - 30.1\right)^2 + 54662 + 112 * 30.1^2 = 181294\ cm^4$$

M.Askari

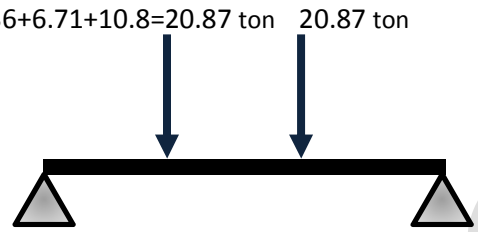


بار D روی تیر اصلی ناشی از عکس العمل تیر فرعی

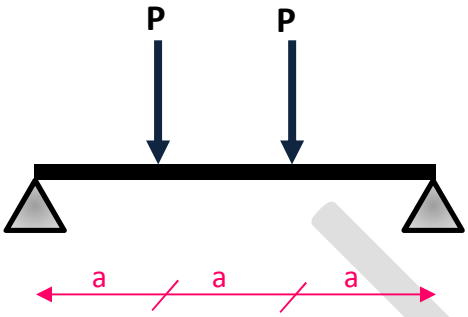


بار L روی تیر اصلی ناشی از عکس العمل تیر فرعی

بار SD روی تیر اصلی ناشی از عکس العمل تیر فرعی



بار D+L+SD ناشی از عکس العمل تیر فرعی



از تحلیل سازه به یاد داریم خیز ماکزیمم تیری با بارگذاری زیر برابر است با :

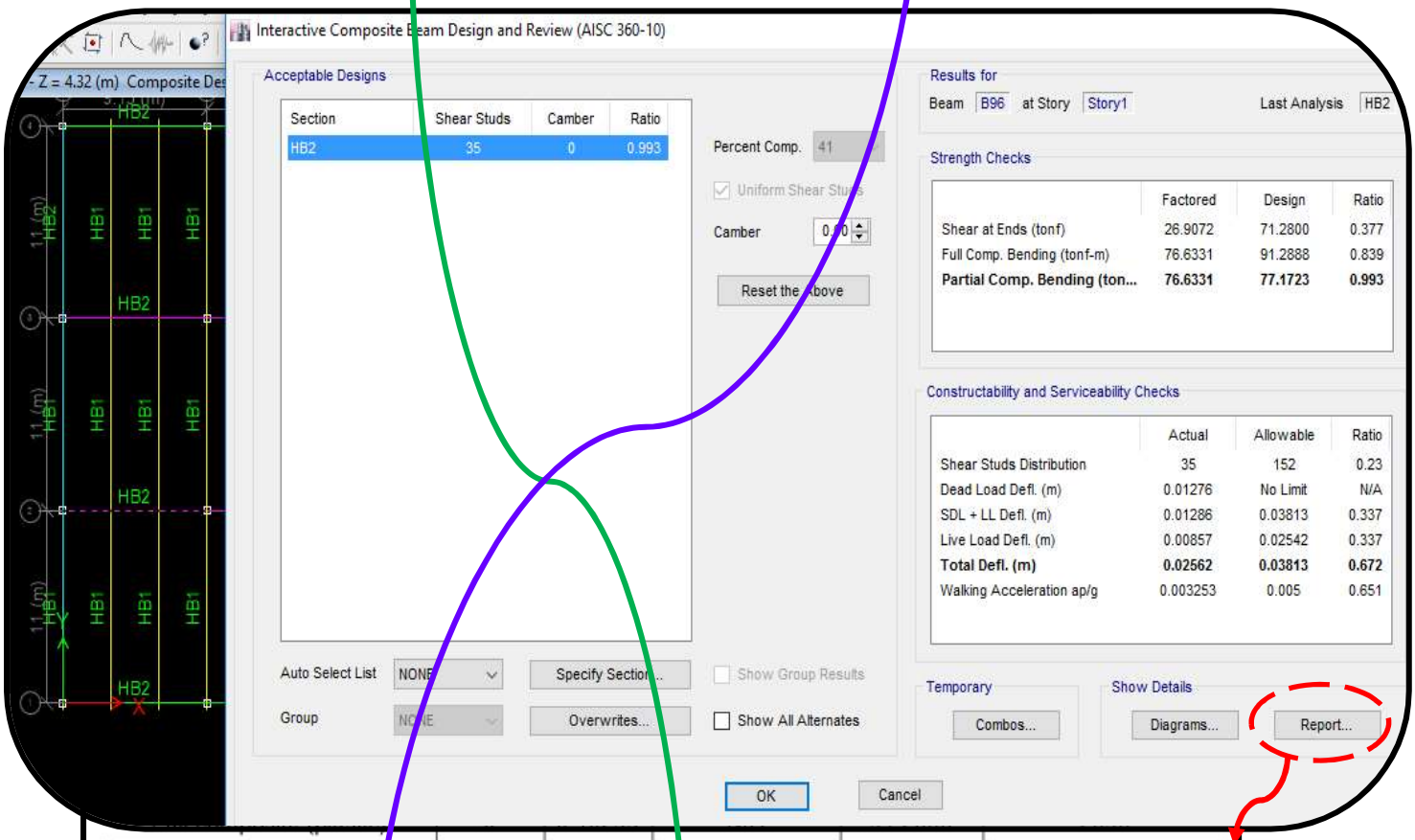
$$\Delta_{max} = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24E_s I_g}$$

M.J.Askari

$$a = \frac{9.15}{3} = 3.05\ m, L = 9.15\ m \rightarrow \Delta_g = \frac{20.87*10^3*305*(3*915^2 - 4*305^2)}{24*2*10^6*209605} = 1.35\ cm$$

$$f_n = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_j}} = 0.18\sqrt{\frac{981}{1.35}} = 4.85\ Hz$$

با کلیک کردن روی تیر اصلی داریم:



Full composite (elastic)	N/A	0.01511	0.75 * 0.001604	N/A	N/A
Partial composite (41%)	0.04167	0.11848	0.75 * 0.001229	77.1723	14 * 78.5 = 1098.3
Vibrations Check (f = 4.95Hz)	0.0264	N/A	0.001812	N/A	N/A

Walking Acceleration Calculation

B (m) Beam	Δ (m) Beam	Δ (m) Panel	f_n (Hz) Beam	f_n (Hz) Panel	β	W (tonf)	P_o (N)
6.4807	0.01297	0.01297	4.95	4.95	0.03	53.4187	289

مشاهده می شود که میزان خیز و فرکانس تیر اصلی در برنامه تطابق قابل قبولی با محاسبات دستی دارد.

$D_j = 25587\frac{cm^4}{m}$ ↜ **بدست آمده در قسمتهای قبل**

$$D_g = \frac{I_g}{L_j} = \frac{209605}{11} = 19055\frac{cm^4}{m}$$

$$B_{g\ \text{عرض موثر پانل تیر}} = C_g\left(\frac{D_j}{D_g}\right)^{0.25} L_g \le \frac{2}{3} * \text{طول پلان} \Longrightarrow 1.8\left(\frac{25587}{19055}\right)^{0.25} * 915 = 1773\ cm < \frac{2}{3} * 3300\ = 2200\ cm$$

C_g=1.6 for girders supporting joists connected to the girder flange with joist seats and 1.8 for girders supporting beams connected to the girder web

***برای مشاهده این مقدار باید روی تیر فرعی کلیک نموده و حاصل را چک کنیم. دقت شود به علت آنکه کنترل خیز و فرکانس در برنامه به صورت پانل به پانل چک می شود برنامه مقدار آنرا در تیر فرعی گزارش می کند.**

Full composite (plastic)	0	11.678	N/A	4754235.51	1515.7
Full composite (elastic)	3.394	N/A	0.75 * 73937.5	N/A	N/A
Vibrations Check (f = 3.26Hz)	5.035	N/A	78066.4	N/A	N/A

Walking Acceleration Calculation

B (cm) Beam	B (cm) Girder	Δ (cm) Beam	Δ (cm) Girder	Δ (cm) Panel	f_n(Hz) Beam	f_n(Hz) Girder	f_n(Hz) Panel	β	W (kgf)	P_o (N)
1211.363	1861.127	2.201	0.79	3.247	3.8	5.511	3.259	0.03	114549.13	289

$$W_g = \alpha\left(\frac{W_g}{S}\right)B_g L_g = 1\left(\frac{20.87 * \frac{2}{9.15} \sim \text{تبدیل بار متمرکز به گسترده}}{11}\right)(18.6)(9.15) = 70.6\ ton$$

اثر افزایش وزن در تیرچه ها (که قبلاً مشاهده شد) در اینجا 50 درصد افزایش نمی یابد زیرا که در اتصال مستقیم تیر به ستون به علت اثر پیوستگی یا continuity effect قابل حس و ادراک نمی باشد.

فرکانس اصلی کف $\sim f_n = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_g + \Delta_j}} = 0.18\sqrt{\frac{981}{1.3 + 2.2}} = 3.01HZ$

$$\Delta'_g = \frac{L_g}{B_g} * \Delta_g = \frac{9.15}{12.11} * 1.57 = 1.14\ cm$$ **خیز تیر اصلی**

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta'_g}W_j + \frac{\Delta'_g}{\Delta_j + \Delta'_g}W_g = \frac{2.2}{2.2 + 1.14}(118) + \frac{1.14}{2.2 + 1.14}(70.6) = 102\ ton$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P^{\sim 65lb\text{عدد ثابت=دامنه نیروی محرک}} * e^{-0.35fn}}{\beta w}$$

$*$ $lb\ to\ N$ تبدیل واحد : $1kg = 9.8\ N \quad , \quad 1kg = 2.2lb \Longrightarrow \ 1lb = 4.45N \ \longrightarrow 65lb = 289N$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{289 * e^{-0.35*3.01}}{0.03 * 102 * 1000} = 0.033 = 0.033 \ < 0.5 \rightarrow ok$$

تنظیمات برنامه:

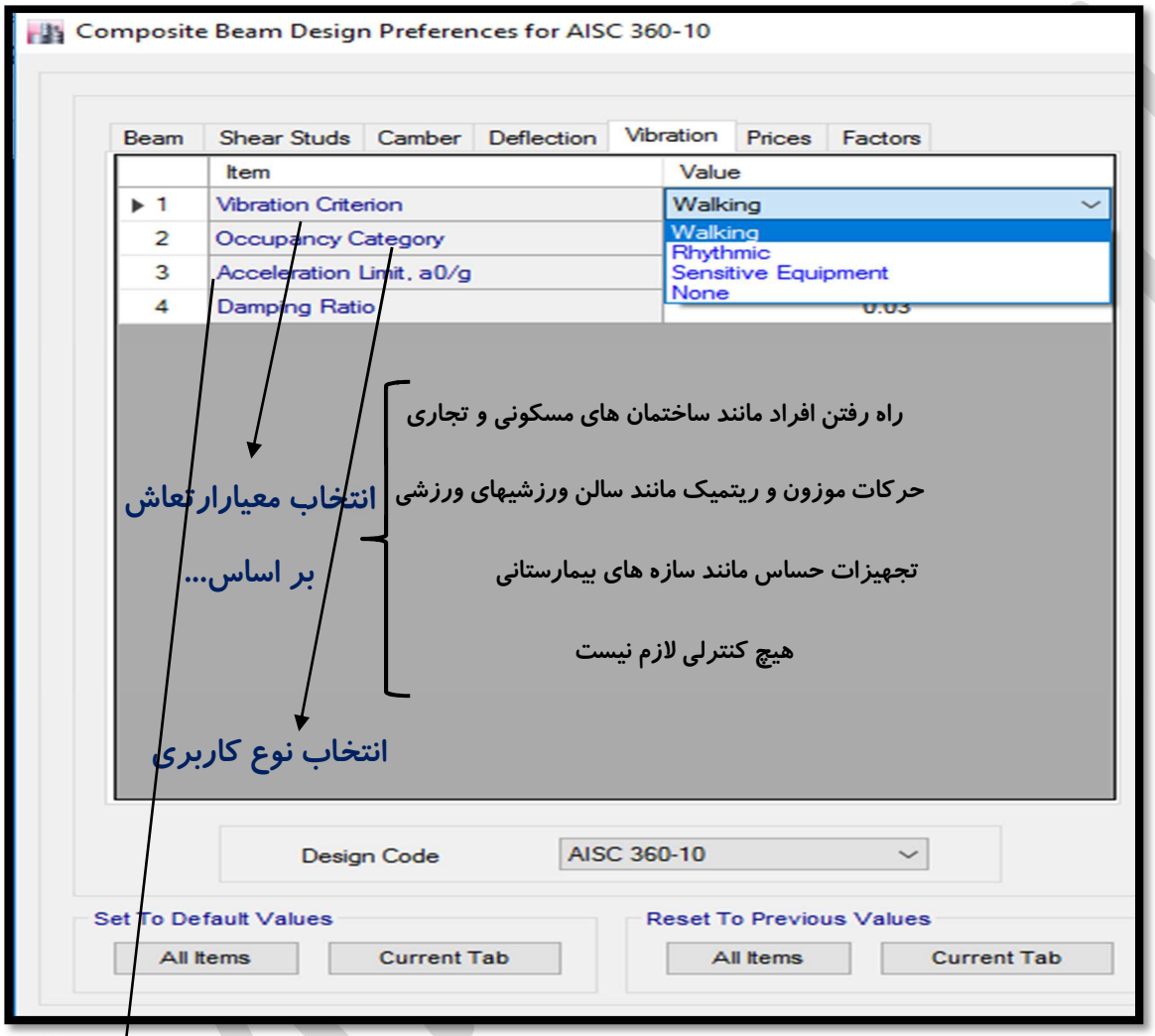


Table 4-1. Recommended Tolerance Limits for Building Floors	
Occupancy	**Acceleration Limit $a_o/g \times 100\%$**
Offices, residences, churches, schools and quiet areas	0.5%
Shopping malls	1.5%

Table 4-4. Recommended Tolerance Limits for Pedestrian Bridges	
Type	**Acceleration Limit $a_o/g \times 100\%$***
Indoor	1.5%
Outdoor	5.0%
*For standing pedestrians. Lower values may be appropriate if seating is provided.	

در واقع پس از انتخاب معیار ارتعاش، برنامه ایتبز با توجه به آن معیار، لیستی از کاربری های مرتبط را در قسمت Occupancy Category نشان می دهد که ما باید آن را بر اساس کاربری ساختمان برگزینیم. سپس باید با توجه به جدول پیشنهادی بالا حد پذیرش شتاب(a_0/g) را تعیین کنیم که البته خود ایتبز آن مقادیر را درست برداشت می کند.

توجه! چنانچه کاربر به هر دلیلی به غیر از معیار Walking نیاز به استفاده از معیارهای Sensitve Equipment یا Rhytmic داشته باشد نیاز به تنظیمات بیشتری دارد که خوانندگان محترم باید به فصول 4 و 5 از Design Guide11 مراجعه نمایند.

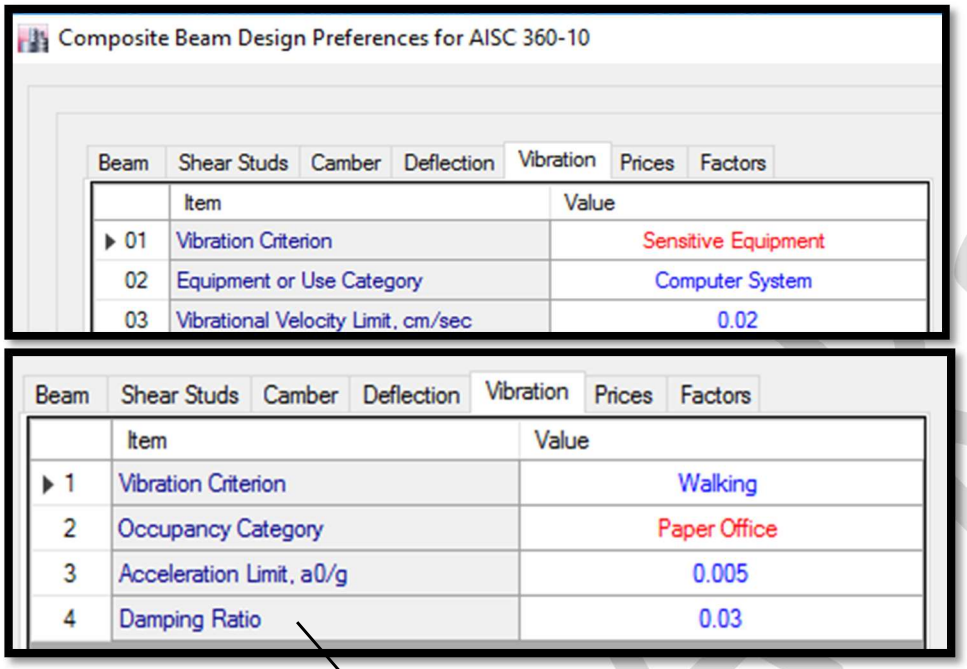


Table 4-2. Recommended Component Damping Values for Use in Equation 4-1

Component	Ratio of Actual Damping-to-Critical Damping, β_i
Structural system	0.01
Ceiling and ductwork	0.01
Electronic office fit-out	0.005
Paper office fit-out	0.01
Churches, schools and malls	0.0
Full-height dry wall partitions in bay	0.02 to 0.05*

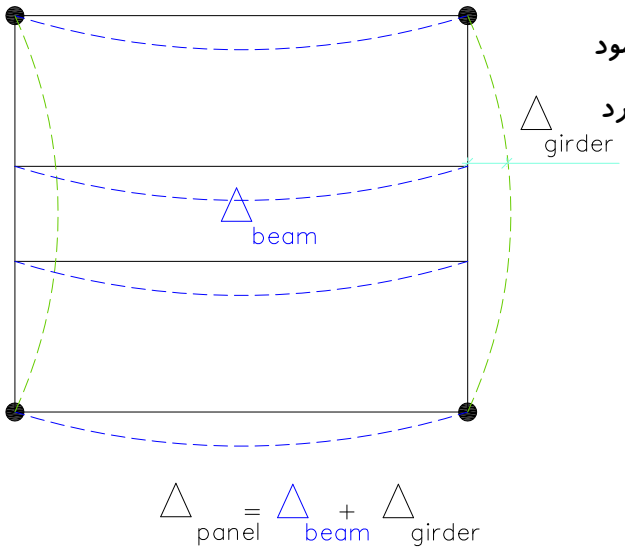
*Depending on the number of partitions in the bay and their location; nearer the center of the bay provides more damping.

نکته مهم! در محاسبه مقدار damping چنانچه یک سقف دارای چندین ویژگی باشد باید مقدار هر کدام را از جدول بالا برداشت و سپس مقادیر را با هم جمع نمود. به عنوان مثال در یک سقف سازه ای فاقد پارتیشن که دارای تاسیسات و لوله کشی بوده و به عنوان دفترکار الکترونیکی مورد استفاده قرار می گیرد مقدار $\beta=0+0.01+0.01+0.005=0.025$ میشود.

نکات تکمیلی:

1- بر خلاف etabs ورژن های 9.7 در 2016 etabs خیز و فرکانس تیرهای فرعی وابسته با تیرهای اصلی(پل ها) می باشد به عبارت دیگر اگر فرکانس یا خیز تیر اصلی به درستی محاسبه نشود جواب های تیرهای فرعی قابل اعتماد نخواهند بود لذا به عنوان توصیه بهتر است ابتدا پل ها طراحی شده و سپس تیرهای فرعی طراحی و کنترل شوند.

2- باید از فرکانس های کمتر از 3Hz در پانل های مورد بررسی اجتناب نمود زیرا که سقف در معرض آسیب های مخرب ناشی از پریدن افراد قرار میگیرد



M.J.Askari