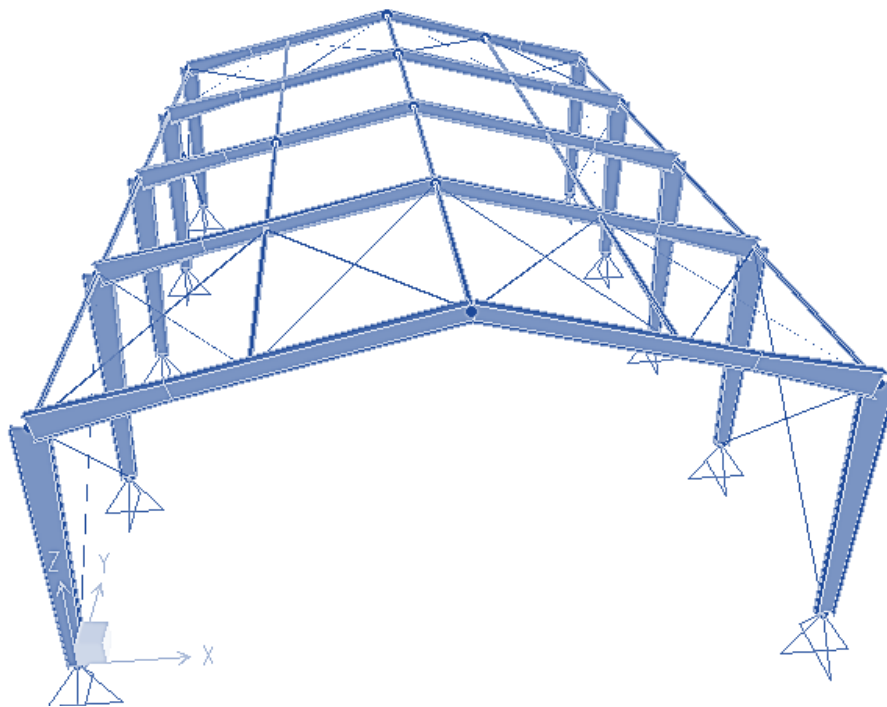


دفترچه محاسبات سوله



بر اساس

مبحث ششم و دهم ویرایش ۹۲ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم

و

Euro Codes

محل پروژه؛ بوشهر

کارفرما؛

طراح سازه؛ سیدصادق علوی

(طراح، مدرس و مؤلف سازه های صنعتی)

طراحی بهینه سازه های صنعتی

طراح:

در این دفترچه محاسبات؛

بارگذاری سازه مطابق با مبحث ششم ویرایش ۹۲ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام گردیده است.

کلیه اتصالات سازه به صورت دستی و بر اساس الزامات مبحث دهم ویرایش ۹۲ طراحی شده است.

روش طراحی جهت تحلیل، روش تحلیل مستقیم می باشد.

خیز جانبی و قائم سازه برای بارهای مختلف بر اساس استاندارد *EC* کنترل گردیده است.

حداکثر طول سازه به جهت لزوم تعبیه درز انبساط بر اساس *AISC* کنترل گردیده است.

لاپه ها بر اساس استاندارد *AISI96* و نشریه ۶۱۲ طراحی گردیده است.

طول مهارى آنکریولتها بر اساس استاندارد *ACI* تعیین گردیده است.

وزن تقریبی کل فولاد مصرفی برآورد گردیده است.

مشخصات کلی طرح

کاربری	-
محل پروژه	بوشهر
تنش تسلیم فولاد اسکلت	۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
تنش نهایی فولاد میل مهارهای سقف	۵۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
الکترودهای مصرفی	<i>E6018 , E7018</i>
پیچهای مورد استفاده جهت اتصالات	<i>4.6 - 933 DIN</i> <i>8.8 - 933 DIN</i>
بار مرده بام	-
بار مرده ناشی از سقف کاذب	-
بار زنده بام	مطابق محاسبات
نرم افزار مورد استفاده جهت طراحی سازه	<i>SAP2000 V14.2.2</i>

*استفاده از الکترودهای *E60* طبق مبحث دهم ویرایش ۹۲ برای ورقهای با ضخامت بیش از ۱۵ میلی متر مجاز نمی باشد.

۶-۱-۵ گروه بندی ساختمان ها و سایر سیستم های سازه ای

۶-۱-۵-۱ گروه بندی خطرپذیری

اختصاص گروه های خطرپذیری مختلف به یک ساختمان یا سیستم سازه ای برای انواع مختلف شرایط بارگذاری (برای نمونه، باد یا زلزله) امکان پذیر است.

۶-۱-۵-۳ مواد شیمیایی خطرناک، بسیار خطرناک و منفجره

ساختمان ها و سایر سازه هایی که محل نگهداری مواد شیمیایی، سمی خطرناک و بسیار خطرناک و یا مواد منفجره می باشند، در صورتی می توانند در گروه خطرپذیری ۳ دسته بندی گردند که بتوانند با ارائه ارزیابی خطر انجام شده، به عنوان بخشی از برنامه جامع مدیریت خطرپذیری به مرجع رسمی ساختمان نشان دهند که انتشار این مواد به اندازه و درجه ای نخواهد بود که منجر به ایجاد خطر برای عموم شود.

گروه خطر پذیری	نوع کاربری ساختمان ها و سایر سازه ها
۱	بیمارستانها و درمانگاه ها، نیروگاه ها و تاسیسات برق رسانی، برج های مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو تلویزیون، تاسیسات انتظامی
۲	مدارس، مساجد، استادیوم ها، سینما و تئاترها، سالن های اجتماعات
۳	ساختمان های مسکونی، اداری و تجاری، هتل ها، انبارها
۴	انبارهای کشاورزی و سالنهای مرغداری و سایر سازه های موقتی که مدت بهره برداری از آن ها کمتر از دو سال است.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطر پذیری	ضریب اهمیت بار لرزه ای	ضریب اهمیت بار باد	ضریب اهمیت بار یخ	ضریب اهمیت بار برف
مطابق جدول ۶-۱-۱	I_e	I_w	I_i	I_s
۱	۱/۴	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲۵	۱/۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کف ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده یکنواخت	
		کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام ها		
۱-۱	بام های معمولی تخت، شیب دار و قوسی	۱/۵	۱/۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰/۵	۱/۳
۴-۱	بام هایی با پوشش پارچه ای با سازه اسکلتی	۰/۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱/۳

۲- اجزاء خرپاها و تیرها (اجزاء اصلی) که برای پوشش سالن های صنعتی، پارکینگ های تعمیراتی، انبارها و غیره به کار می روند باید علاوه بر بارهای زنده وارد به سقف، یک بار متمرکز برابر با ۱۰ کیلونیوتن را بطور موضعی تحمل نمایند. این بار در خرپاها و در تیرها در نقطه اختیاری از تیر که بیشترین اثر را ایجاد کند وارد می شود.

ترکیبات بارگذاری پایه

1	$1.2D + 0.5Lr$
2	$1.2D + 1.6Lr + 0.8W$
3	$1.2D + 0.5Lr + 1.6W$
4	$1.2D + E + 0.2Lr$

بار برف



۶-۷ بار برف

۶-۷-۱ بار برف زمین

بار برف زمین، P_g ، وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال تجاوز از آن در سال ۲٪ باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال). بار برف زمین در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم بندی مشخص شده در جدول ۴-۵، حداقل برابر با این مقادیر در نظر گرفت :

جدول ۴-۵- بار برف زمین

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع

*بام تمامی ساختمانها در سراسر ایالت های آمریکا بایستی برای برف بارگذاری شوند، به استثنای فلوریدا که بار برف زمین این ایالت برابر با صفر می باشد.

*در اغلب اوقات در صورتی که بار برف زمین کمتر ۱/۰۰ کیلونیوتن بر متر مربع باشد، بار برف تعیین کننده نخواهد بود.

۶-۷-۲- باربرف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب بام و دمای بام، برف گیری و اهمیت سازه برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه زیر تعیین می شود :

$$P_r = 0.7C_s \times C_t \times C_e \times I_s \times P_g$$

C_e ضریب برف گیری

C_s ضریب شیب

C_t ضریب شرایط دمایی

I_s ضریب اهمیت

P_g بار برف زمین (از جدول ۴-۵)

بار برف P_r بیانگر بار برف متوازن است که به عنوان یک امکان بارگذاری برف در نظر گرفته می شود.

جدول ۴-۶- تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵
۲	اردبیل	۵
۳	بندرعباس	۱
۴	بوشهر	۱
۵	تهران	۴
۶	سردشت	۶
۷	شیراز	۳

۶-۷-۲-۱- بار برف حداقل برای بام های با شیب کم

برای بام های شیب دار با شیب کمتر از ۱۵ درجه و برای بام های قوسی با زاویه قائم بین تاج و پای قوس کمتر از ۱۰ درجه باید بار حداقل، P_m طبق روابط زیر نیز بطور جداگانه در نظر گرفته شود.

$$P_m = I_s \times P_g \quad \text{برای} \quad P_g \leq 1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_m = 1 \times I_s \quad \text{برای} \quad P_g > 1 \text{ KN/m}^2$$

بار برف حداقل، یک امکان بار برف یکنواخت جداگانه محسوب می شود. در تعیین و ترکیب با حالت های بار برف متوازن، برف انباشتگی، برف لغزنده، برف نامتوازن و برف جزئی، بار برف حداقل در نظر گرفته نمی شود. جهت محاسبه بار برف می بایستی با توجه به کاربری ساختمان و گروه خطر پذیری ضریب اهمیت مناسب انتخاب شود. برای مثال ساختمان بیمارستان باید قابلیت استفاده بی وقفه در مواقع بحران را داشته باشد، بنابراین بدیهی است که ضریب اهمیت بالاتری نیز خواهد داشت.

۶-۷-۴- ضریب برف گیری

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف گیری بام ساختمان به کمک ضریب برف گیری، (C_e) حاصل از جدول ۶-۷-۲ در نظر گرفته می شود. در حالت برف ریز بام بالاتر از محیط اطراف می باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر بر روی بام، واحدهای تاسیساتی بزرگ مستقر بوده و یا ارتفاع دست انداز بام و سایر برجستگی ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن باشد، آن بام نمی تواند در گروه برف ریز قرار گیرد. بام های غیر برف گیر و غیر برف ریز، نیمه برف گیر محسوب می شوند.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰/۹	۱/۰	۱/۲
متوسط	۰/۹	۱/۰	۱/۱
کم	۰/۸	۰/۹	۱/۰



بام برف گیر



بام نمیه برف گیر

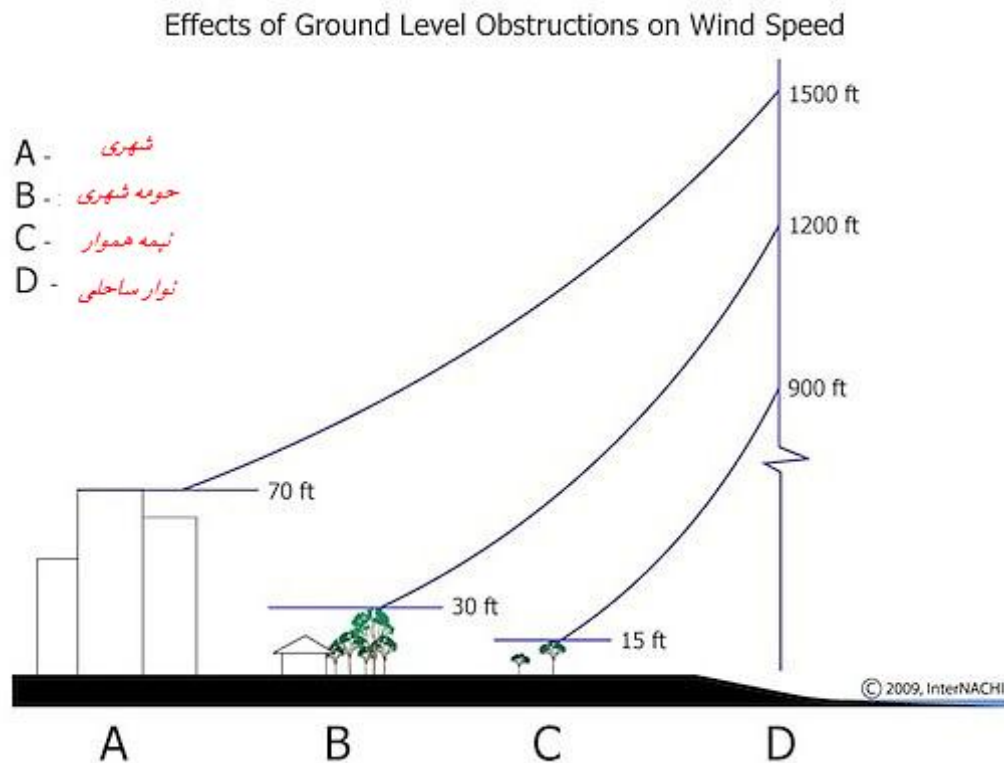


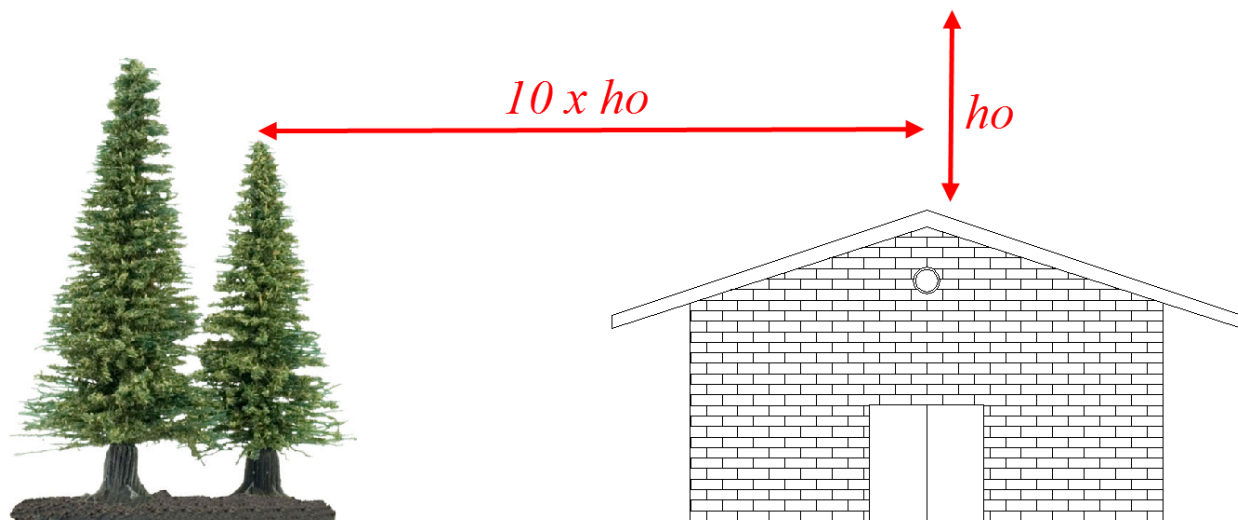
بام برف ریز

۶-۷-۴-۱- گروه ناهمواری محیط

برای هر جهت باد، گروه ناهمواری محیط بر اساس مشخصات هر یک از دو قطاع ۴۵ درجه در دو طرف جهت باد مورد نظر باد تعیین و هرکدام که بیشترین اثر را دارد انتخاب می شود. سه گروه ناهمواری محیط به صورت زیر تعریف می شوند :

- گروه ناهمواری زیاد، شامل محیط شهری و حومه شهری، محیط باغ و جنگل و سایر محیط های شامل ناهمواری و موانع متعدد و متراکم با ارتفاع ۹ متر یا بیشتر
- گروه ناهمواری متوسط، شامل محیط با موانع پراکنده با ارتفاع عموماً کمتر از ۹ متر
- گروه ناهمواری کم، شامل محیط مستوی بدون موانع از قبیل دریا و دریاچه، باتلاق و نمکزار





در صورت برآورده شدن شرط فوق، سازه نیمه برف گیر و در غیر اینصورت برف ریز محسوب می گردد. در صورت برآورده شدن شرط فوق از جميع جهات سازه برف گیر محسوب خواهد شد.

۶-۵- ضريب شرایط دمایی

ضريب شرایط دمایی (C_t) از جدول ۶-۷-۳ با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال های عمر مفید، تعیین می شود.

جدول ۶-۷-۳ ضريب شرایط دمایی، C_t

۱/۰	تمام ساختمان های بجز موارد زیر
۱/۱	سازه هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی گراد نگهداری می شوند.
۱/۲	سازه هایی با زیر بام باز و سازه های بدون گرمایش
۱/۳	سازه هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه داشته می شود.
۰/۸۵	سازه گلخانه (در مبحث ششم به این مورد اشاره نشده)

۶-۷-۶- ضریب شیب

برای بام های مسطح، ضریب شیب (C_s) برابر واحد می باشد. برای بام های شیب دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب (α) بصورت زیر تعیین می شود؛

$C_s = 1$	$\alpha \leq \alpha^\circ$	۶-۷-۶-الف
$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha^\circ}{70 - \alpha^\circ}$	$\alpha^\circ \leq \alpha \leq 70^\circ$	۶-۷-۶-ب
$C_s = 0$	$\alpha \leq 70^\circ$	۶-۷-۶-پ

زاویه α° با توجه به شرایط سطح شیب دار مشخص می شود.

۶-۷-۶-۱- اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α° برای $C_t = 1$ برابر پنج درجه، برای $C_t = 1.2$ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام های لغزنده شامل پوشش های فلزی، سنگ برگ، شیشه ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی توان صاف دانست. ورقه های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی شوند. در صورت عدم وجود شرایط لغزنده بودن و مانع دار بودن بام، مقدار α° برای $C_t = 1$ برابر ۳۰ درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر ۴۵ درجه می باشد.

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha^\circ}{70 - \alpha^\circ} = 1 - \frac{10 - 5}{70 - 12} = 0.91$$

بنابراین در نهایت خواهیم داشت؛

$$P_r = 0.7 C_s \times C_t \times C_e \times I_s \times P_g$$

$$P_r = 0.7 \times 0.91 \times 1 \times 0.9 \times 1 \times 0.25 \approx 0.2 \frac{KN}{m^2}$$

همانطور که ملاحظه می کنید بار برف محاسباتی از حداقل بار برف توصیه شده کمتر می باشد. به همین مناسبت به جای بار برف محاسباتی، باری معادل ۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع به عنوان بار زنده بام، مطابق با مبحث ششم را به بام اختصاص می دهیم.

بار باد



۶-۱۰-۶- بار باد

۶-۱۰-۶- کلیات

ساختمان ها و سازه ها و کلیه اجزا آنها باید برای اثر ناشی از باد، بر اساس ضوابط این فصل طراحی و ساخته شوند. این اثر باید با توجه به میانگین سرعت باد در منطقه، ارتفاع و شکل هندسی ساختمان ها و میزان پوشش و گرفتگی که موانع مجاور برای آنها در مقابل باد ایجاد می کنند، محاسبه شوند.

برای تعیین اثر ناشی از باد طراحی باید فرض شود که باد بصورت افقی و در هر یک از امتدادها، ترجیحاً در امتداد محورهای اصلی ساختمان و "به طور غیر همزمان" بر ساختمان اثر نماید. اثر باد باید در امتداد مشخص شده در جهت مورد نظر نیز بررسی شود.

در طراحی اعضاء سازه اثر ناشی از بار باد با بار زلزله جمع نمی گردد. کلیه اعضاء سازه باید برای اثر هر یک از این دو که بیشتر باشد، طراحی شوند.

۶-۱۰-۲- فشار ناشی از باد بر ساختمان ها و سازه ها

فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل بدست آید.

$$P = I_w \times q \times C_e \times C_g \times C_p \quad (۱-۱۰-۶)$$

که در این رابطه :

P فشار خارجی باد

I_w ضریب اهمیت برای بار باد

q فشار سرعتی مرجع

C_e ضریب بادگیری

C_g ضریب اثر جهشی باد

C_p ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد.

بار خالص باد برای کل ساختمان از جمع جبری بارهای وارده بر سطوح رو و پشت به باد (فشار یا مکش) بدست می آید. در برخی موارد این بار را می توان از جمع حاصل ضرب فشار یا مکش در مساحت سطوح که فشار یا مکش میان گیری شده باشد، محاسبه شود.

فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش بدست می آید. فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می آید.

$$P_i = I_w \times q \times C_e \times C_{gi} \times C_{pi} \quad (۲-۱۰-۶)$$

که در این رابطه :

P_i فشار داخلی که بصورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح به شکل فشار وارد بر سطح با مکش به سمت خارج

از سطح عمل می کند.

I_w ضریب اهمیت برای بار باد

C_e ضریب بادگیری طبق بند ۶-۱۰-۶

C_{gi} ضریب اثر جهشی باد داخلی که طبق بند ۶-۱۰-۶ بیان شده است.

C_{pi} ضریب فشار داخلی

جدول ۴-۱۲- ضریب اهمیت برای بار باد با توجه به کاربری ساختمان

گروه اهمیت	ضریب اهمیت برای بار باد
کم	۰/۸
متوسط	۱
زیاد	۱/۱۵
قابلیت بهره برداری پس از بحران	۱/۲۵

۶-۱۰-۵- ارتفاع مبنا

برای محاسبه فشار خارجی، ارتفاع مبنا (h) برای محاسبه C_e به صورت زیر تعریف می شود:

الف- برای ساختمان های کوتاه مرتبه، h ارتفاع متوسط بام یا ۶ متر، هرکدام که بزرگتر باشد.

ب- برای ساختمان های بلندتر

h برای وجه رو به باد، ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین می باشد.

h برای وجه پشت به باد، نصف ارتفاع ساختمان است.

h برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان در نظر گرفته می گردد.

۶-۱۰-۶- ضریب بادگیری، C_e

ضریب بادگیری، C_e تغییرات سرعت باد با ارتفاع و نیز اثرات ناشی از تغییرات در زمین اطراف و توپوگرافی را لحاظ می کند. این مقدار بر اساس توزیع جهشی باد در ارتفاع روی دو نوع زمین اطراف، باز و یا متراکم به شرح ذیل تعیین می شود :

الف- برای زمین باز از رابطه زیر تعیین می شود. زمین باز زمینی است که در آن ساختمان ها، درختان و موانع دیگر بصورت پراکنده بوده و یا به مناطق مشرف به دریاچه، دریا و یا کنار ساحل باز اطلاق می گردد.

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} \geq 0.9$$

ب- برای زمین متراکم از رابطه زیر تعیین می شود. زمین متراکم به زمین حومه شهری، شهری، جنگل متراکم که تا یک کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان در بالا دست هر کدام بیشتر باشد، امتداد پیدا کند اطلاق می شود.

$$C_e = 0.7 \left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7$$

$$C_e = 0.7 \left(\frac{\frac{12 + 13.875}{2}}{10}\right)^{0.2} \approx 1.05$$

۶-۱۰-۶- ضریب اثر جهشی باد، C_g

ضریب اثر باد جهشی، C_g باید مطابق با یکی از موارد ذیل اختیار شود.

الف- برای کل ساختمان و اعضاء اصلی سازه

$$C_g = 2$$

ب- برای فشار خارجی و مکش در اعضاء کوچک از جمله نما یا پوسته خارجی

$$C_g = 2.5$$

پ- برای فشارهای داخلی $C_{gi} = 2$ و یا محاسبات دقیق تری که اندازه های بازشوها را در ساختمان، فشار حجم داخلی و انعطاف پذیری ساختمان را نظر گرفته باشد.

۶-۱۰-۹ ضریب فشار داخلی، C_{pi}

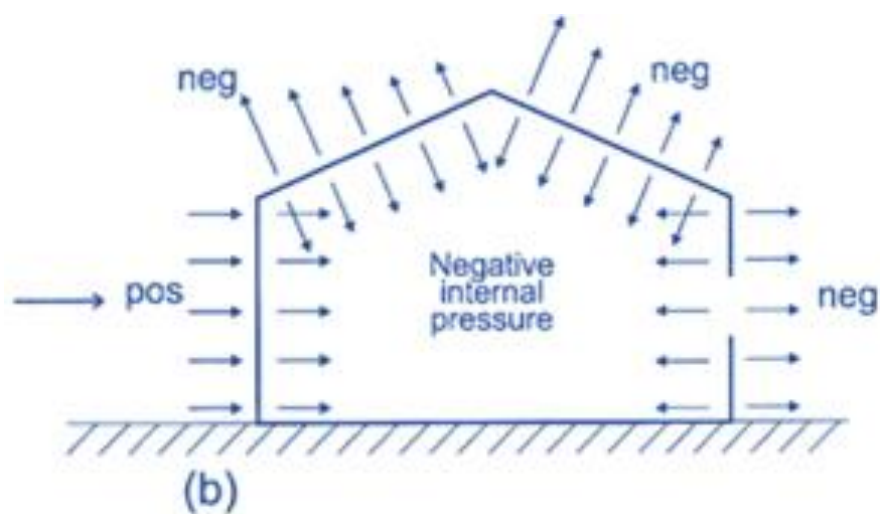
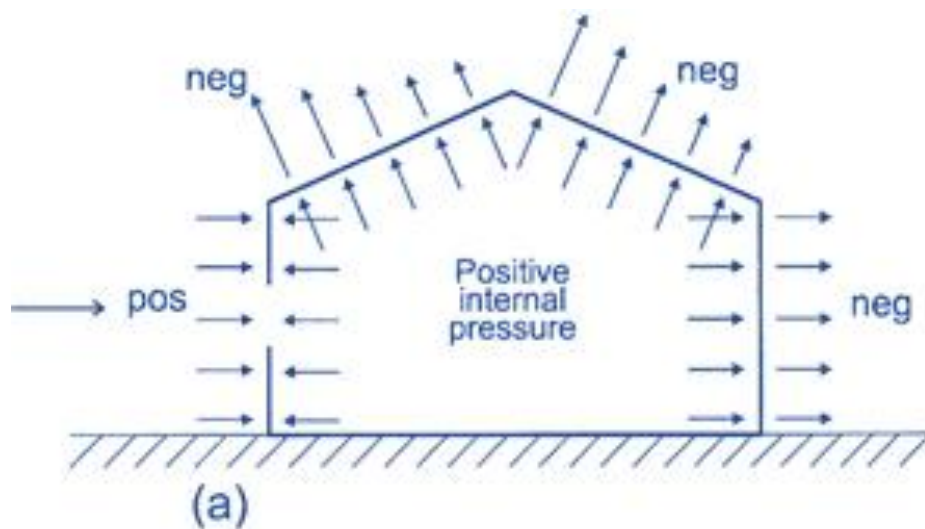
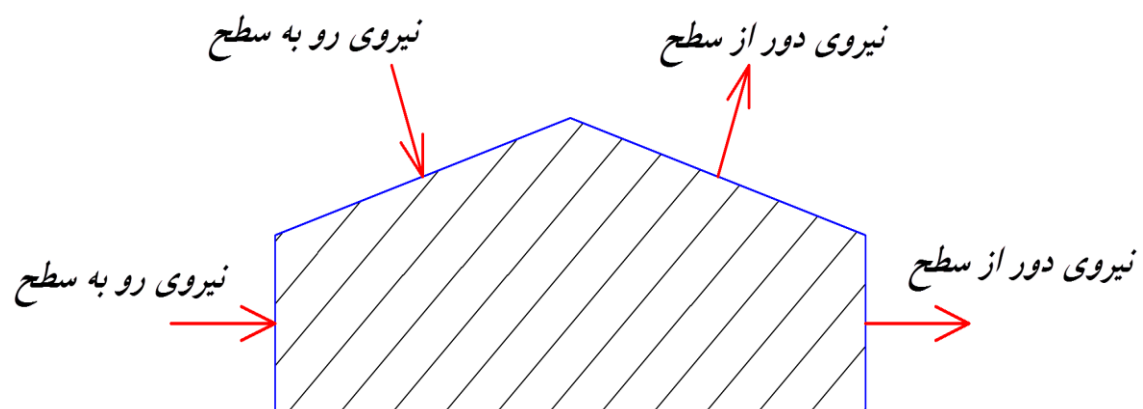
ضریب فشار داخلی (C_{pi}) اثر باد روی فشار هوای درون ساختمان را تعریف می کند و هم در طراحی المان های پوسته خارجی و هم سازه اصلی اهمیت دارد. بزرگی این ضریب بستگی به توزیع و اندازه منافذ نشت هوا و بازشوها دارد که در واقع هوای داخلی را به بیرون انتقال می دهند. با ترک ها و منافذهای بسیار کوچک که یکنواخت شده باشند، خروج

هوا آهسته صورت می گیرد. اگرچه فشار داخلی تقریباً با فشار خارجی متوسط روی سطح در معرض باد به تعادل خواهد رسید، اما اثر جهش باد تقلیل خواهد یافت. اگر بازشوها بزرگتر و قابل ملاحظه تر باشند (در مقیاس در و پنجره ها) فشار داخلی به فشار خارجی در بزرگترین بازشوی حاکم نزدیک خواهد شد و فشارهای جهشی در داخل احساس خواهد شد.

میزان و پراکندگی بازشوها	C_{pi}
ساختمان فاقد هرگونه بازشو بزرگ و قابل ملاحظه.	$0 \sim +0.15$
ساختمان دارای بازشوهای بزرگ که در مواقع طوفان می توان اطمینان حاصل کرد که بسته شوند.	$-0.45 \sim +0.3$
ساختمان دارای بازشوهای بزرگ دائمی مثل پناهگاه های یک سمت باز و یا سالن های صنعتی با درب های حمل و نقل بزرگ.	$-0.7 \sim +0.7$

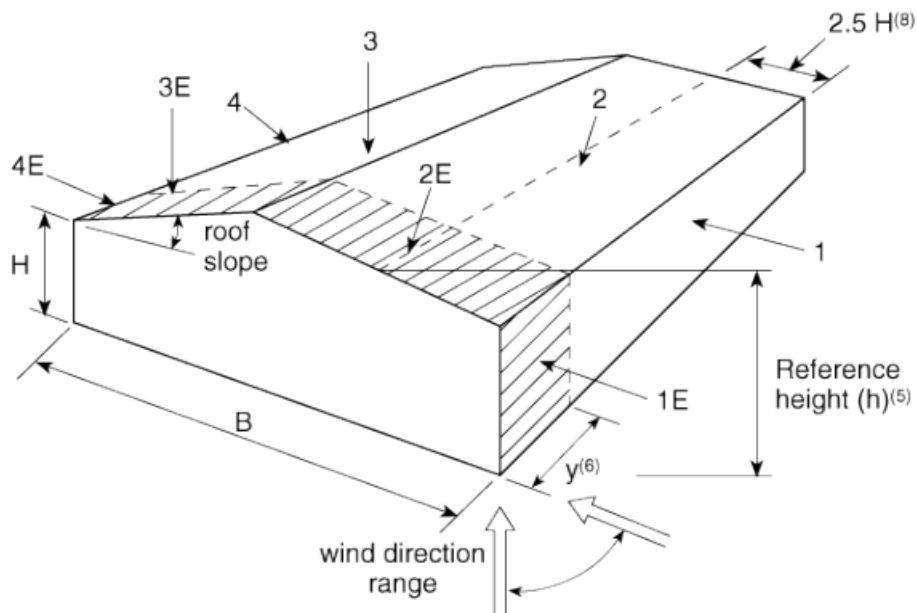
فشار همه جانبه داخلی

$$P_i = I_w \times q \times C_e \times C_{gi} \times C_{pi} = 1 \times 0.68 \times 0.7 \times 2 \times \begin{cases} -0.45 \\ +0.3 \end{cases} = \begin{cases} -0.4284 \frac{KN}{m^2} \\ +0.2856 \frac{KN}{m^2} \end{cases}$$



مقدار $C_g \times C_p$ جهت سیستم مقاوم اصلی در برابر نیروی باد

شکل ۶-۱۰-۲ مقادیر $C_g \times C_p$ را برای سیستم مقاوم اصلی در برابر نیروی باد ساختمان‌های تحت تأثیر فشار باد در بیشتر از یک وجه، مانند قاب‌های ساختمانی، را نشان می‌دهد. توزیع بار ساده شده در شکل ۶-۱۰-۲ برای نمایش هرچه نزدیک تر رفتارهای سازه‌ای (فشار افقی، بلندشدگی و لنگرهای قاب) از آزمایشات تونل باد بدست آمده است. این نتایج حد مجاز بارگذاری جزئی جهشی باد را که در بند ۶-۱۰-۶ به آن اشاره شده است، مشخص می‌کند.

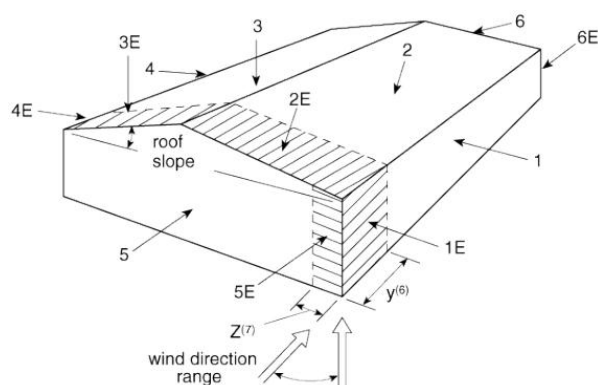


بارگذاری A (عموماً عمود بر لبه)

شیب بام	سطوح ساختمان							
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
0~5°	0.75	1.15	-1.3	-2	-0.7	-1	-0.55	-0.8
20°	1	1.5	-1.3	-2	-0.9	-1.3	-0.8	-1.2
30~45°	1.05	1.3	0.4	0.5	-0.8	-1	-0.7	-0.9
90°	1.05	1.3	1.05	1.3	-0.7	-0.9	-0.7	-0.9

بار باد راستای عرضی

بار باد راستای طولی



بارگذاری B (عموماً موازی با لبه)

شیب بام	سطوح ساختمان											
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E	5	5E	6	6E
0~90°	-0.85	-0.9	-1.3	-2	-0.7	-1	-0.85	-0.9	0.75	1.15	-0.55	-0.8

شکل ۶-۱۰-۲ ضریب پیشینه مرکب فشار و باد جهشی خارجی، $C_g \times C_p$ ، برای کنش های سازه ای اولیه ناشی از اثر هم زمان باد روی کلیه سطوح

در شکل ۶-۱۰-۲:

(۱) ساختمان باید برای کلیه جهات باد طراحی شود. هر گوشه باید به نوبه خود به عنوان گوشه رو به باد مطابق شکل های مربوطه، در نظر گرفته شود. برای تمامی شیب های بام، به بارگذاری A و بارگذاری B به عنوان دو وضعیت بارگذاری جداگانه نیاز است تا سیستم سازه ای در برابر کنش های باد، شامل پیچش مقاومت کند.

(۲) برای مقادیر نشان داده نشده شیب بام ضریب $C_g \times C_p$ می تواند به صورت خطی میانجی شود.

(۳) ضرایب مثبت نشان دهنده نیروهای رو به سطح هستند، در حالی که ضرایب منفی نیروهای دور از سطح را نشان می دهد.

(۴) برای طراحی شالوده ها، به غیر از میل مهارهای قاب ها، تنها ۷۰٪ بار موثر باد در نظر گرفته می شود.

(۵) ارتفاع مبنا، h برای محاسبه فشار، ارتفاع میانه سقف یا ۶ متر، هر کدام که بزرگتر می باشد. ارتفاع پاشیب، H می تواند در صورت شیب کمتر از ۷ درجه بام، جایگزین میانگین ارتفاع شود.

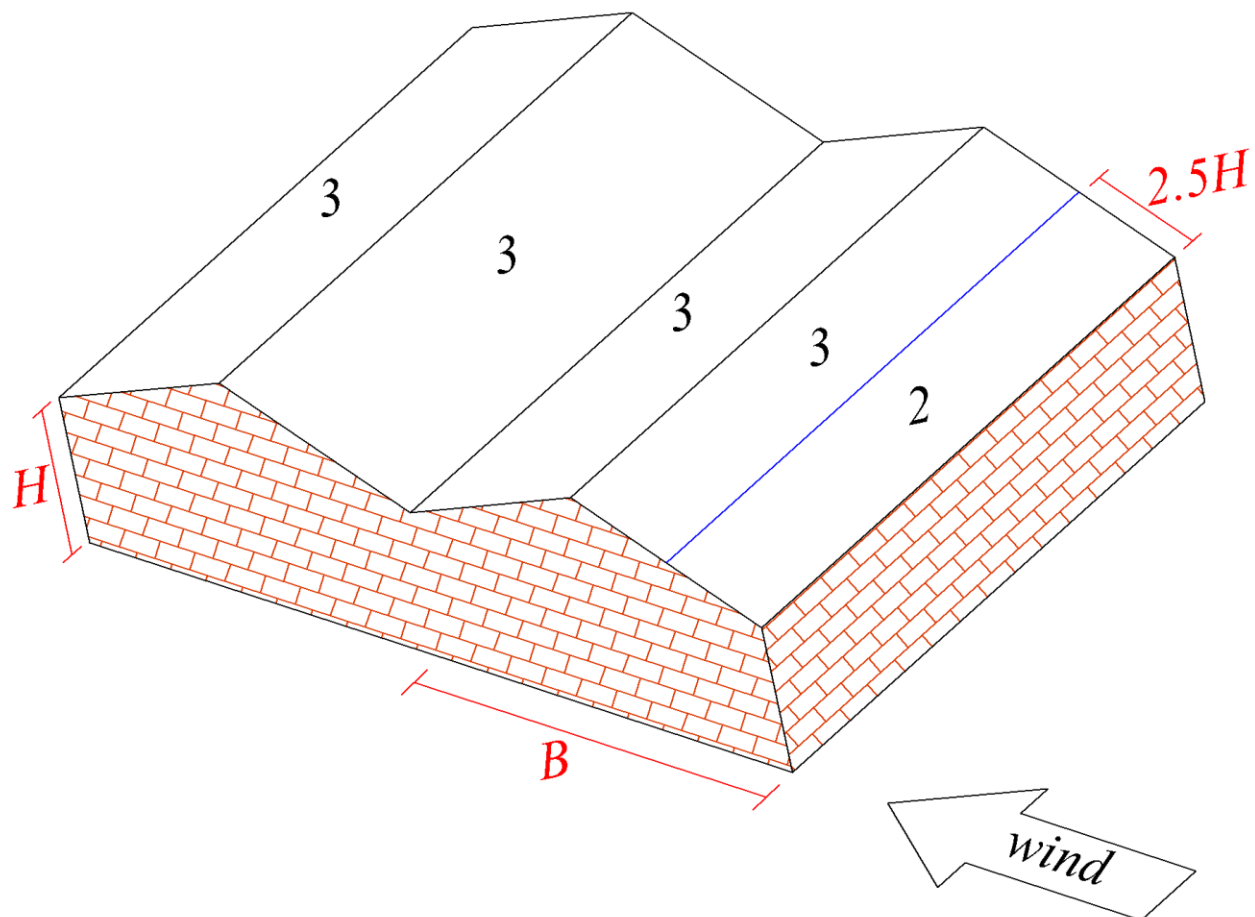
(۶) عرض ناحیه انتهایی، l ، باید ۶ متر یا $2z$ هر کدام بزرگتر باشد در نظر گرفته شود. z ، ناحیه انتهایی دیوار ساختمان برای ترکیب بار B ، تعریف شده است. از طرف دیگر برای ساختمان های با قاب، ناحیه انتهایی l می تواند فاصله بین انتها و نخستین قاب داخلی باشد.

(۷) عرض ناحیه انتهایی z برابر ۱۰٪ کمترین بعد افقی یا ۴۰٪ ارتفاع، H ، هر کدام که کمتر باشد، است. این عرض نباید از ۴٪ بعد افقی بزرگتر کوچکتر یا ۱ متر اختیار شود.

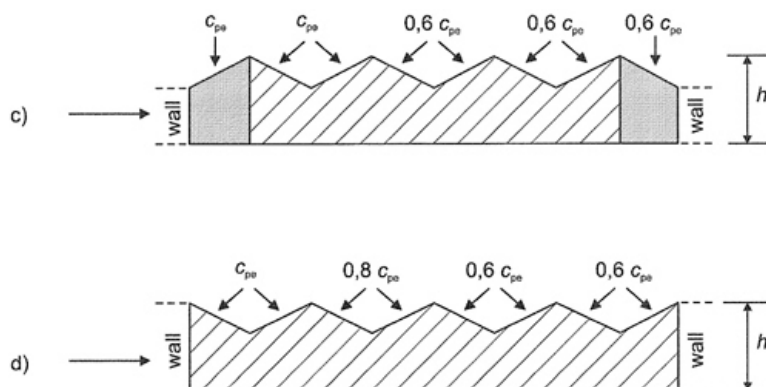
(۸) برای $B/H > 5$ در بارگذاری A ، ضرایب منفی روی سطوح ۲ و $2E$ باید تنها روی سطحی اعمال شوند که پهنای آن از محل پاشیب رو به باد، $2.5H$ باشد. فشار روی بقیه بام رو به باد باید به ضرایب مشخص شده برای بام پشت به باد (ضرایب مربوط به سطوح ۳ و $3E$) کاهش یابد. (علامت این قسمت در مبحث ششم به اشتباه درج شده است)

8. The roof pressure coefficient GC_{pf} , when negative in Zone 2 or 2E, shall be applied in Zone 2/2E for a distance from the edge of roof equal to 0.5 times the horizontal dimension of the building parallel to the direction of the MWFRS being designed or 2.5 times the eave height, h_e , at the windward wall, whichever is less; the remainder of Zone 2/2E extending to the ridge line shall use the pressure coefficient GC_{pf} for Zone 3/3E.

در استاندارد $ASCE7-05$ این بند به این شکل نقل شده، که از تاج سوله به اندازه یک چهارم عرض دهانه یا ۲/۵ برابر ارتفاع تراز شانه، هر کدام که کمتر باشد با ضریب بام پشت به باد می بایست بارگذاری شود. البته این فقط برای شیب های کم و زمانی است که بام رو باد تحت کشش قرار داشته باشد.



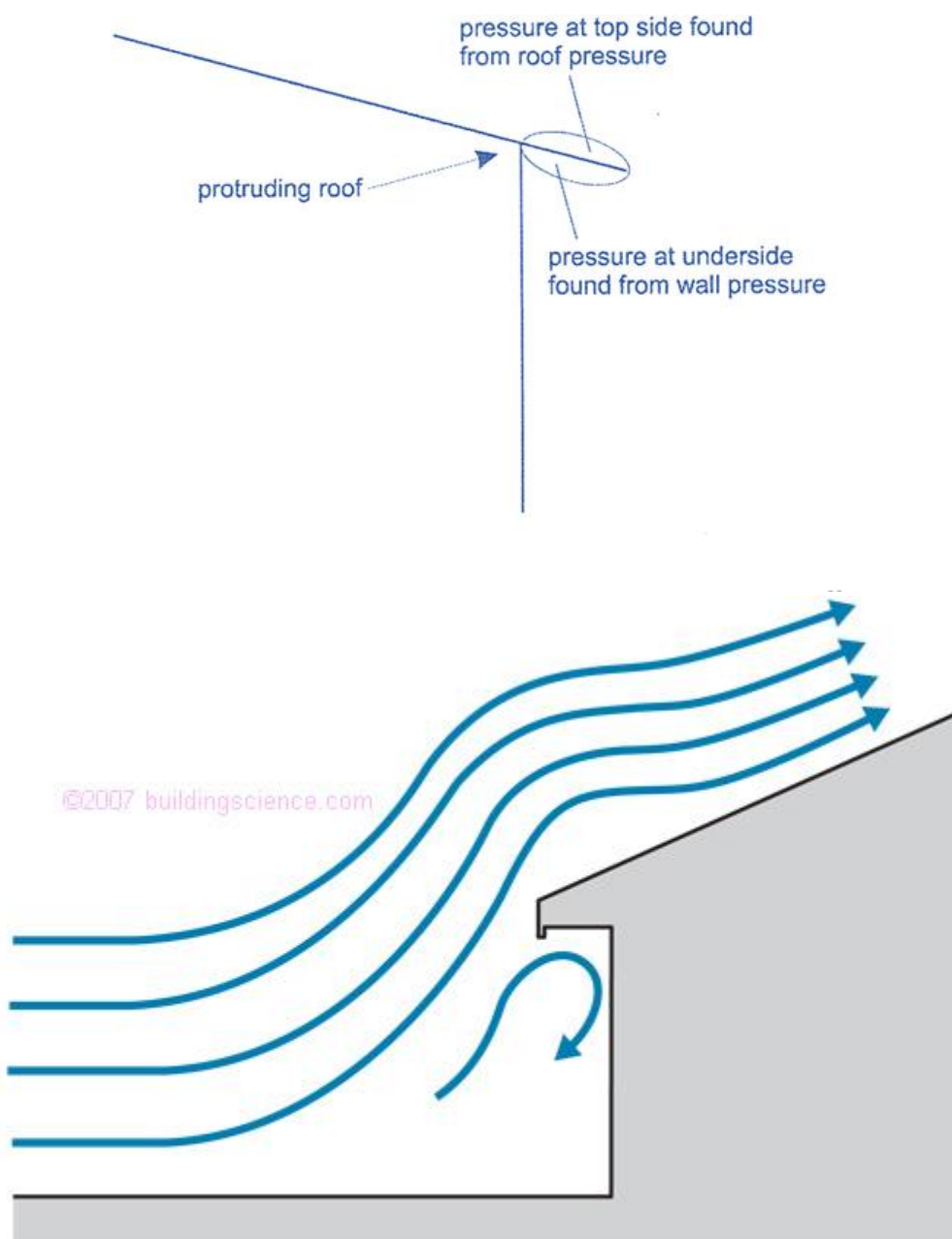
نحوه توزیع فشار خارجی باد در بامهای شیبدار چند دهانه



NOTE 1 In configuration *b* two cases should be considered depending on the sign of pressure coefficient c_{pe} on the first roof.

NOTE 2 In configuration *c* the first c_{pe} is the c_{pe} of the monopitch roof, the second and all following c_{pe} are the c_{pe} of the troughed duopitch roof.

جهت قسمت آویز بام، تنها فشار خواهیم داشت. ضریب فشار جهت این قسمت، برابر است با مجموع ضریب قسمت بام و دیوار زیر این قسمت.



بار باد جهت طراحی لایه ها

$$P = I_w \times q \times C_e \times C_g \times C_p \quad (۱-۱۰-۶)$$

که در این رابطه :

P فشار خارجی باد

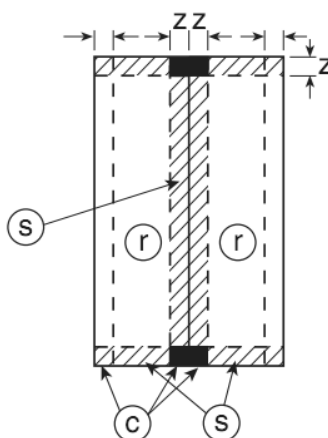
I_w ضریب اهمیت برای بار باد

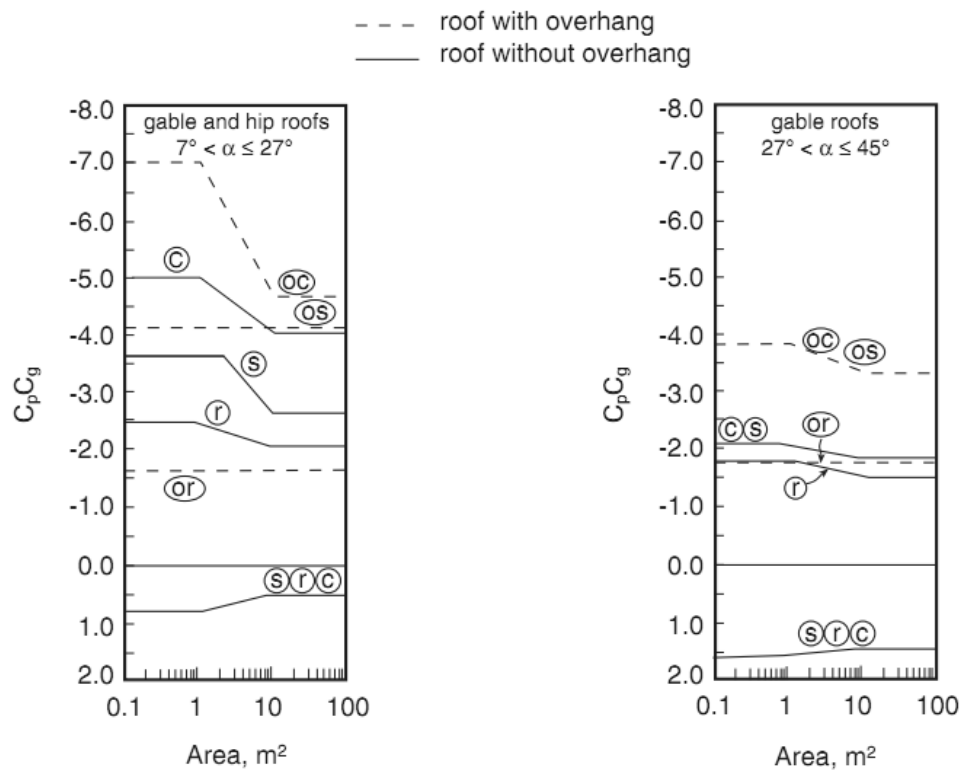
q فشار سرعتی مرجع

C_e ضریب بادگیری

C_g ضریب اثر جهشی باد

C_p ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد.





شکل ۶-۱۰-۵ منحنی محاسبه حاصل ضرب پارامتر C_p و C_g برای بام با شیب بیشتر از ۷ و کمتر از ۴۵ درجه

با توجه به اینکه شیب بام کمتر از ۲۷ درجه است از نمودار سمت چپ خواهیم داشت ؛

$$Area = 1 \times 6 = 6 \text{ m}^2$$

بنابراین برای ناحیه r خواهیم داشت ؛

$$C_g \times C_p = \begin{cases} r_1 = +0.5 \\ r_2 = -2.6 \end{cases}$$

بنابراین برای فشار خارجی خواهیم داشت ؛

$$P = I_w \times q \times C_e \times C_g \times C_p$$

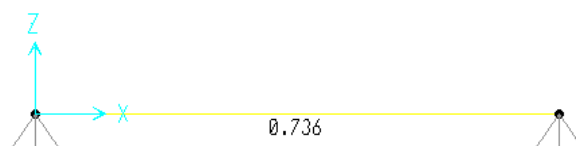
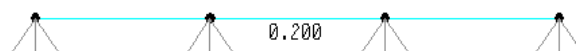
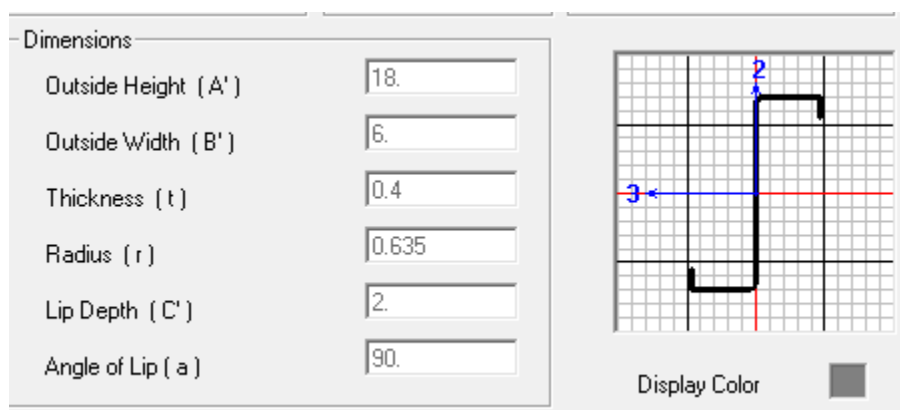
$$P = \begin{cases} 1 \times 0.68 \times 1 \times (+0.5) = +0.34 \text{ KN/m}^2 \\ 1 \times 0.68 \times 1 \times (-2) = -1.32 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

جهت محاسبه فشار خالص باد بایستی هر دو حالت فوق به صورت جداگانه با فشار داخلی جمع جبری شده و در نهایت حالت بحرانی جهت طراحی لایه در نظر گرفته شود.

فشار همه جانبه داخلی

$$P_i = I_w \times q \times C_e \times C_{gi} \times C_{pi} = 1 \times 0.496 \times 1 \times 2 \times \begin{cases} -0.45 \\ +0.3 \end{cases} = \begin{cases} -0.3 \frac{KN}{m^2} \\ +0.2 \frac{KN}{m^2} \end{cases}$$

طراحی لایه ها بر اساس استاندارد *AISI* یا همان نشریه ۶۱۲ صورت می گیرد.



با توجه به شیب بام لایه تحت خمش ۲ محوره قرار گرفته که بایستی ابتدا بارهای وارد تجزیه و به لایه تحت ۲ حالت فوق اعمال گردد.

بنابراین اندرکنش نسبت تنش های خمشی حول محورهای فرعی و اصلی برابر خواهد شد با ؛

$$0.736 + 0.2 \cong 0.936 < 1 \text{ OK}$$

طراحی اتصال پیچی لایه به قاب اصلی

این پیچها تحت اثر همزمان کشش و برش می باشند، بر اساس نتایج تحلیل سازه خواهیم داشت ؛

$$T_u = 74 \text{ Kg}$$

$$V_u = 807 \text{ Kg}$$

$$\varphi \times R_{nt} = \varphi \times F_{nt} \times A_{nb}$$

$$\varphi \times R_{nv} = \varphi \times F_{nv} \times A_{nb}$$

در صورت استفاده از پیچ $M12$ با ردهٔ مقاومتی 8.8 خواهیم داشت ؛

$$\frac{74}{0.75 \times 0.45 \times 8000 \times 1.13} = 0.03 \text{ OK}$$

$$\frac{807}{0.75 \times 0.75 \times 8000 \times 1.13} = 0.158 \text{ OK}$$

با توجه به اینکه نسبت تنشهای به دست آمده کمتر از $\frac{1}{3}$ است لزومی به لحاظ اندرکنش اثر همزمان کشش و برش در پیچها نمی باشد.

بار زلزله

بارگذاری زلزله را بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ برای سازه انجام می دهیم. بنابراین ابتدا مطالبی را عیناً از این آیین نامه نقل کرده و در نهایت نحوه بکار گیری ضوابط مربوط به طرح لرزه ای را مورد بررسی قرار خواهیم داد.

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

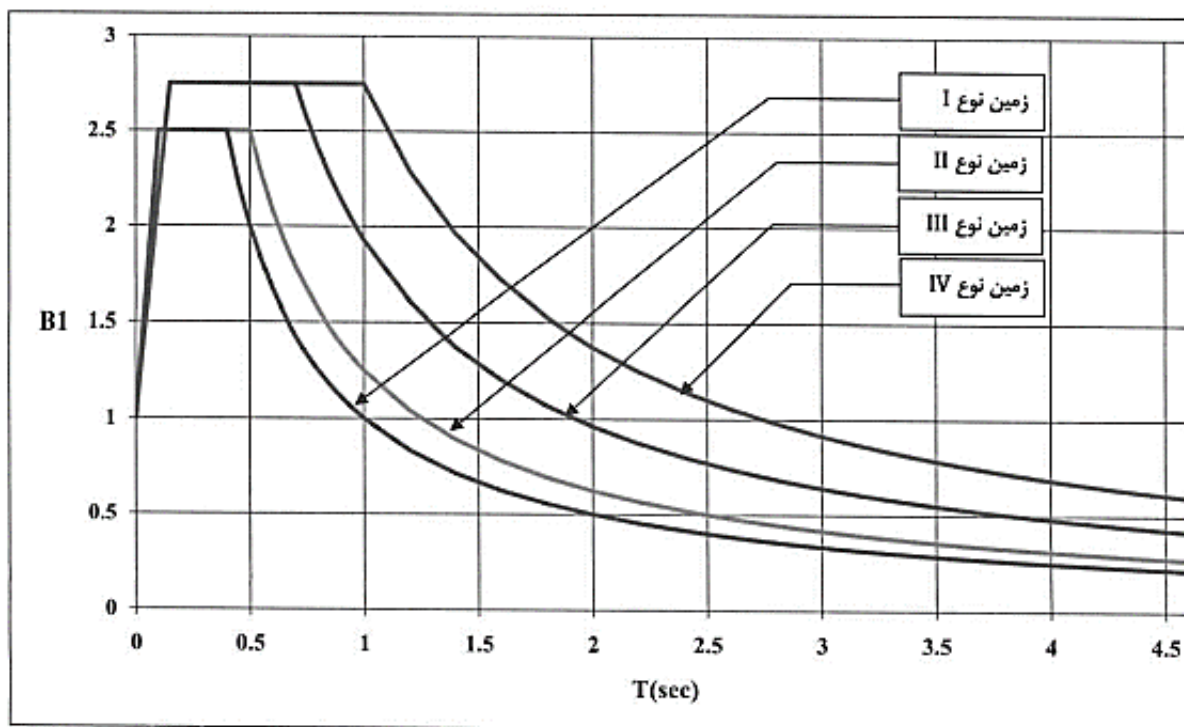
منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

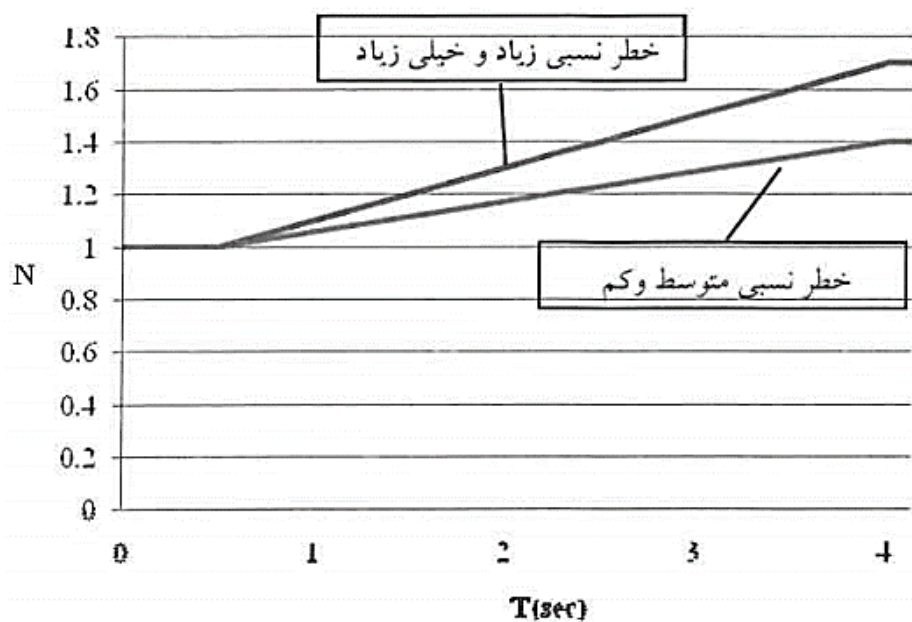
ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$B=B_1N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.



شکل ۱-۲- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) یا خطر زیاد و خیلی زیاد



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، خاک نوع II

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۱-۳ ملاحظات کلی

۲-۱-۳ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضاء الزامی است.

۷-۱-۳ نیروی جانبی زلزله، که با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه می‌گردد، در شرایط خاصی از سازه‌ها باید افزایش داده شود. در این ارتباط باید به موارد زیر توجه شود:

الف- ضریب نامعینی سازه، ρ ، موضوع بند (۲-۳-۳)

ب- ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 ، موضوع بند (۱۰-۳-۳)

ج: ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۲-۳)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳)

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه
ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $\Delta - P$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
پ- سیستم قاب خمشی	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

$$T_x = 0.08 \times \left(\frac{11+9}{2} \right)^{0.75} = 0.45 \text{ sec}$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند: مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳) پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۳-۵)$$

$$T_y = 0.05 \times \left(\frac{11 + 9}{2} \right)^{0.75} \approx 0.28 \text{ sec}$$

۲-۳-۳-۳ ساختمان‌های غیرمتعارف

ساختمان‌های غیرمتعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شوند که مشمول تعریف بند (۱-۳-۳-۳) نمی‌گردند، مانند ساختمان مساجد، آمفی‌تئاترها، سالن‌های ورزشی، گنبدها و... در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان باید با استفاده از تحلیل دینامیکی ساختمان و با منظور داشتن ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور شده باشند:

$$T = T_D$$

ب- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$T = 0.8T_D$$

در این روابط T_D زمان تناوب اصلی انتقالی در تحلیل دینامیکی است.

^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

جدول ۱-۶-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطر پذیری	ضریب اهمیت بار لرزه ای	ضریب اهمیت بار باد	ضریب اهمیت بار یخ	ضریب اهمیت بار برف
مطابق جدول ۱-۱-۶	I_e	I_w	I_i	I_s
۱	۱/۴	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲۵	۱/۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

در نهایت برای زلزله راستای X خواهیم داشت ؛

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.165$$

در نهایت برای زلزله راستای Y خواهیم داشت ؛

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{3.5} = 0.235$$

کنترل دریفت سازه در راستای X در تراز فوقانی ستونها

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی طبقه در اثر زلزله، تغییر مکانی است که در اثر اعمال بار جانبی به دست می آید. در تحلیل های خطی تغییر مکان جانبی طبقه با فرض رفتار خطی سازه محاسبه می شود. در زلزله طرح برای به دست آوردن تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه بدست می آید، تغییر مکان جانبی خطی باید در ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، C_d ، ضرب شود.

۳-۵-۲ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، اختلاف تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف های بالا و پایین طبقه می باشد. در زلزله طرح، تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه، بدست می آید. در مواردی که تحلیل سازه با استفاده از روش های خطی انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر بدست آورد.

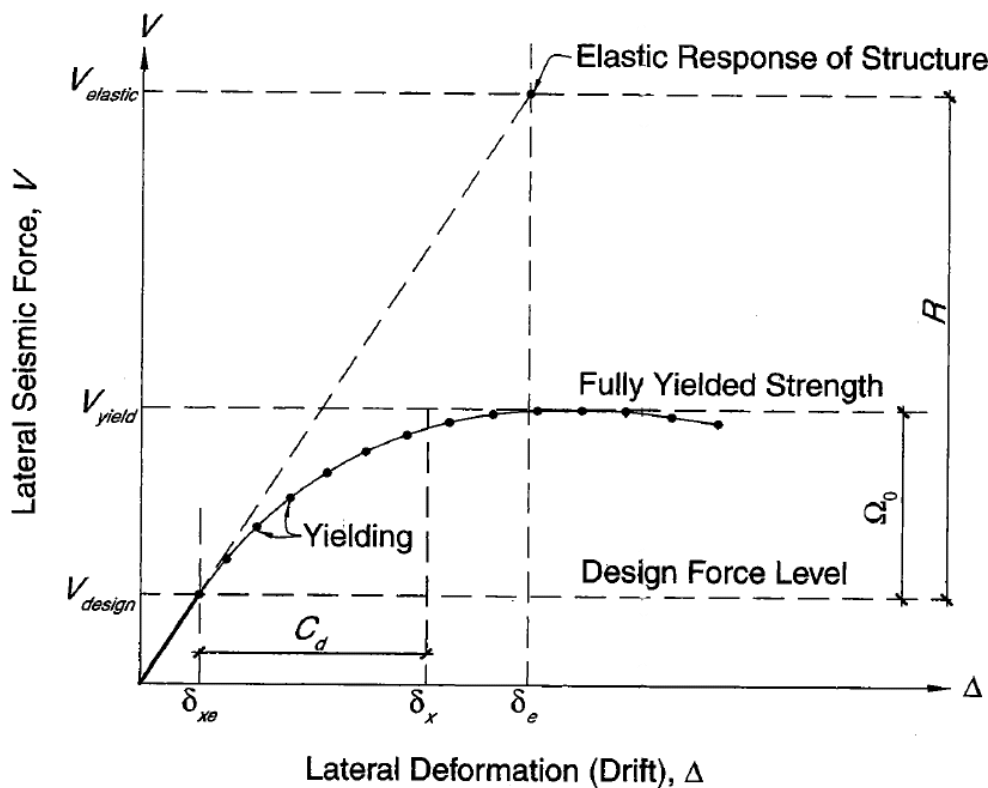
$$\Delta_M = C_d \times \Delta_e$$

که در این رابطه :

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح در طبقه

Δ_e : تغییر مکان جانبی نسبی طبقه، حاصل از تحلیل خطی در زلزله طرح

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان



منحنی برش-تغییر مکان جانبی

۳-۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح با در نظر گرفتن اثرات پی دلتا، در هر طبقه نباید از مقادیر مجاز بیشتر شود.

برای ساختمانهای تا ۵ طبقه

$$\Delta_M \leq 0.025 H$$

برای سایر ساختمان ها

$$\Delta_M \leq 0.02 H$$

در روابط فوق H ارتفاع طبقه می باشد.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V ، که طبق بند ۳-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V$$

در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۲) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

h_i : ارتفاع تراز i ، ارتفاع سقف طبقه i ، از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k : برابر $0.75 + 0.5T$ ، این عدد برای سازه های با زمان تناوب اصلی کمتر از 0.5 ثانیه برابر 1 و برای سازه های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از 0.5 ثانیه برابر 2 انتخاب می شود. T در این رابطه همان زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۳-۳ محاسبه شده و در تعیین ضریب B مورد استفاده قرار گرفته است.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از 25 درصد وزن بام باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه مستقل محسوب می شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می شود.

۳-۳-۷-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال

تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از

سوی دیگر، در نظر گرفته می شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر

با 5 درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در

مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می شود،

برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_i طبق رابطه زیر، ضرب شود.

در این رابطه:

Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه ز که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه ز که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2$$
$$1 \leq A_j \leq 3$$

۳-۳-۷-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

بنابراین حد مجاز دریفت بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برابر خواهد شد با ؛

$$DRIFT\ LIMIT \rightarrow 0.025$$

همچنین با توجه به خروجی نرم افزار بیشترین دریفت واقعی طبقات برابر خواهد شد با ؛

در راستای X

$$\frac{1.79}{950} \times C_d = 0.002 \times 5 \approx 0.01$$

در راستای Y

$$\frac{2.13}{950} \times C_d = 0.0022 \times 3.5 \approx 0.008$$

بنابراین دریفت در محدوده مجاز قرار دارد.

طراحی برای پایداری

مبحث دهم ویرایش ۹۲، سه روش جهت تعیین ظرفیت محوری و خمشی مورد نیاز اعضا پیشنهاد داده است.

روش تحلیل مستقیم

روش تحلیل مستقیم یک روش تحلیل مرتبه دوم است که در آن اثر $P - \delta, P - \Delta$ در نظر گرفته می شود. در روش تحلیل مستقیم هر دو روش عمومی پی دلتا و ضرایب تشدید تحلیل مرتبه اول قابل استفاده است. در این روش سختی اعضا به کمک ضرایبی کاهش داده می شود. در این روش هم در تحلیل و هم در تعیین ظرفیت اعضا ضریب طول موثر برابر با یک در نظر گرفته می شود.

روش ضریب طول موثر

در این روش نیز بایستی اثرات تحلیل مرتبه دوم به نحوه مناسبی لحاظ شود. این اثر می تواند به روش عمومی یا با استفاده از ضرایب تشدید مرتبه اول در نظر گرفته شود. همانطور که از اسم این روش مشخص است، نیاز به محاسبه ضریب طول موثر اعضا خواهیم داشت. در این روش سختی اعضا کاهش نخواهد یافت.

روش تحلیل مرتبه اول

روش تحلیل مرتبه اول در واقع نسخه ساده شده ای از روش تحلیل مستقیم می باشد. در این روش سختی اعضا کاهش نمی یابد. همچنین ضریب طول موثر اعضا در این روش برابر با یک می باشد. این روش دارای محدودیت های زیادی بوده عملاً با وجود نرم افزارهای کارآمدی چون *SAP2000* کاربردی نخواهد داشت.

۱۰-۴-۶-۷ ناشاقولی ستون‌ها

ب) حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها، تا طبقه بیستم به‌ازای هر طبقه مساوی $\frac{1}{500}$ ارتفاع

همه ما با اثرات ناشاقولی و خروج از محوریت اولیه آشنا هستیم. این اثر به کمک تعریف حالت بار خیالی صورت می‌گیرد. طبق آنچه خواهیم گفت به طور کامل از اثر این پدیده در تحلیل قابهای پرتال صرف نظر خواهیم کرد. این اثر می‌بایست در ترکیبات بار ثقلی لحاظ شده و در صورتی که شرط زیر برقرار باشد در ترکیبات بار شامل بارهای جانبی نیز لحاظ شود.

$$B_2 = \frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.7$$

با توجه به اینکه در عمل نسبت فوق به مراتب کمتر از $1/7$ است می‌توان این اثر را در ترکیبات شامل بارهای جانبی نادیده گرفت. از طرفی در صورتی که قصد نداشته باشیم سازه را برای ترکیبات بار ثقلی طراحی کنیم، به طور کامل از این اثر صرف نظر می‌کنیم.

****تحلیل مرتبه دوم مورد بحث در واقع اشاره به رفتار خطی هندسی داشته و نبایستی با رفتار غیر خطی**

مصالح اشتباه گرفته شود.**

کنترل تغییر مکان

جهت کنترل تغییر مکان دستورالعمل های متفاوتی ارائه شده که در نهایت اختلاف چندانی با هم ندارند.

Deflection check (lateral deflection limits)

Type of Building	Limits
INDUSTRIAL BUILDINGS (a) Steel sheeted walls, no ceilings, no internal partitions against external walls or columns, no gantry cranes	$h/150$
(c) As in 1(a) but with external masonry walls supported by steelwork	$h/250$

جهت کنترل تغییر مکان ها به جای استفاده از بار باد با دوره بازگشت ۵۰ سال، می توان از بار باد با دوره بازگشت ۱۰ سال استفاده نمود. با توجه به اینکه بخش باد مبحث ششم ویرایش سال ۹۲ بر گرفته از آیین نامه کانادا هست، جدول زیر از همین آیین نامه پیوست گردیده است.

$$[Deflection_{wind} = 142 \times 150 = 213] < (L = 900) OK$$

Table 4.1.7.1.
Importance Factor for Wind Load, I_w
 Forming Part of Sentences 4.1.7.1.(1) and (3)

Importance Category	Importance Factor, I_w	
	ULS	SLS
Low	0.8	0.75
Normal	1	0.75
High	1.15	0.75
Post-disaster	1.25	0.75

به جهت لحاظ ضریب اهمیت در سطح بهره برداری کافی است، تغییر مکانهای به دست آمده از نرم افزار در عدد ۰,۷۵ ضرب گردد.

****البته توجه داشته باشید، مبنای طراحی سازه همان سرعت باد ۵۰ ساله می باشد.****

To convert 50 year service wind force to 10 year service wind force it is multiplied by 0.7, as the equation says, and other gravity loads; D and 0.5L are also added.

So in a nutshell we create following load combinations in ETABS to check our drift:-

$$DRIFTW_{x1} = D + 0.5L + 0.7W_x$$

$$DRIFTW_{x2} = D + 0.5L - 0.7W_x$$

$$DRIFTW_{y1} = D + 0.5L + 0.7W_y$$

$$DRIFTW_{y2} = D + 0.5L - 0.7W_y$$

For seismic drift, as discussed earlier, we do not need any combination, drift will be checked just on EQx and EQy load cases only.

برای در نظر گرفتن اثر پی-دلتا در کنترل جابجایی می بایست از یک از تحلیل غیر خطی استفاده شود.

Deflection check (Rafter deflection limits)

Type of Building and Load	Deflection Limit	Comments
INDUSTRIAL BUILDINGS		
(a) <i>Dead Load</i>	$L/360$	For roof pitches $> 3^\circ$
(b) <i>Live Load</i>	$L/240$	
(c) <i>Wind Load</i>	$L/150$	

$$[Deflection_{wind} = 1.64 \times 150 = 246] < (L = 2300) OK$$

$$[Deflection_{dead} = 0.99 \times 360 \approx 356] < (L = 2300) OK$$

$$[Deflection_{live\ roof} = 2.73 \times 240 \approx 655] < (L = 2300) OK$$

کنترل حداکثر طول سازه برای درز انبساط

$$L_{max} = L_{allow} + (R_1 - R_2 - R_3 - R_4)L_{allow}$$

where:

L_{max} = maximum length of a building with no expansion joints or between expansion joints

R_1 = 0.15, if the building is heated and air-conditioned

R_2 = 0.33, if the building is unheated

R_3 = 0.25, if columns are fixed base

R_4 = 0.25, if the building has substantially greater stiffness at one end

L_{allow} = allowable length from Fig. 1

As a general rule, expansion joints

The report also includes temperature data for numerous cities. (This data is reprinted in Appendix B of the complete paper. For the complete paper, please see www.modernsteel.com or the 2005 NASCC Proceedings at www.aisc.org.)

T_w is the temperature exceeded only 1% of the time during summer months; T_m , the mean temperature during the normal construction season; and T_c , the temperature exceeded 99% of the time during winter months. The design temperature change is the larger of the two temperature differences either $(T_w - T_m)$ or $(T_m - T_c)$.

Rather than consulting the above values, many engineers use a temperature change of 50 °F to 70 °F for enclosed heated/air-conditioned buildings.

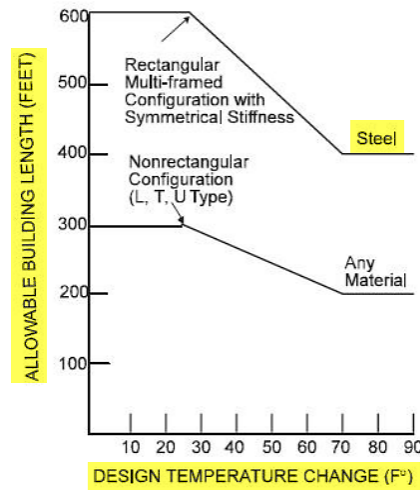


Fig. 1: Maximum allowable building length without expansion joints for various design temperature changes.

برای محاسبه پارامتر $L_{allowable}$ بایستی مطالعات دقیق در ارتباط با تغییرات دمای ساختگاه در دست باشد. به هر ترتیب در صورت عدم وجود اطلاعات کافی در این زمینه، توصیه شده میزان تغییرات درجه حرارت عددی بین ۵۰ تا ۷۰ درجه فارنهایت در نظر گرفته شود.

همچنین در ارتباط با ضرایب R_1 الی R_4 در صورتی که شرایط متناظر با هر کدام برآورده نشود، آن ضریب برابر با صفر در نظر گرفته می شود.

با توجه به اینکه طول کلی سازه ۶۰ متر می باشد خواهیم داشت ؛

✓ اطلاعات کافی در زمینه تغییرات درجه حرارت موجود نمی باشد.

به این ترتیب جهت محاسبه $L_{allowable}$ ، تغییرات درجه حررات محیط را برابر با ۷۰ درجه فارنهایت (معادل ۲۰ درجه سانتیگراد) در نظر می گیریم. با مراجعه به نمودار شکل ۱ این طول برابر با ۵۰۰ فوت، معادل ۱۵۰ متر خواهد بود.

✓ اتصال پای ستونها مفصلی می باشد.

$$R_3 = 0$$

✓ سازه دارای سیستم گرمایشی می باشد.

$$R_1 = 0.25, R_2 = 0$$

✓ توزیع سختی در امتداد طولی تقریباً دارای تقارن نمی باشد.

$$R_4 = 0.25$$

در نهایت برای این سازه، حداکثر طول بدون نیاز به تعبیه درز انبساط برابر خواهد شد با ؛

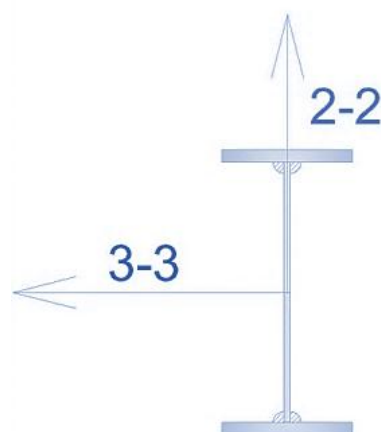
$$L_{max} = 150 + \{(0 - 0 - 0.25 - 0.25) \times 150\} \approx 75 \text{ m}$$

همانطور که ملاحظه می کنید با این شرایط سازه مورد نظر نیازی به درز انبساط نخواهد داشت.

طراحی اتصال صلب شانه سوله

اتصال گیردار فلنجی

به صورت تجربی می توان گفت ارتفاع مناسب مقطع در این ناحیه باید چیزی بین $1/25$ الی $1/30$ عرض دهانه سوله باشد. همچنین به صورت تقریبی می توان گفت طول ناحیه غیر منشوری تیر در قاب اصلی می تواند بین $0/15$ الی $0/25$ عرض دهانه سوله باشد. به همین ترتیب برای مابقی طول تیر میتوان از مقطعی با ارتفاع $1/50$ الی $1/60$ عرض دهانه سوله استفاده کرد. علاوه بر مطالب فوق در صورت نیاز به طرح لرزه ای، مقاطع بایستی به گونه ای انتخاب شوند که ضوابط مقاطع فشرده را تامین نمایند.



مقطع رفتار در محل شانه

$$d = \text{cm}$$

ارتفاع جان مقطع

$$b_f = \text{cm}$$

عرض بال

$$t_f = cm$$

ضخامت بال

$$t_w = cm$$

ضخامت جان

$$Z_x = cm^3$$

اساس مقطع حول محور قوی

$$b_{bf} = \text{پهنای بال تیر}$$

$$b_p = \text{پهنای ورق انتهایی}$$

$$d = \text{عمق تیر متصل شونده به ورق انتهایی}$$

$$g = \text{فاصله افقی بین دو ردیف قائم پیچ}$$

$$p_b = \text{فاصله قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی}$$

$$p_{fi} = \text{فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر}$$

$$p_{fo} = \text{فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر}$$

$$t_{bf} = \text{ضخامت بال مقطع تیر}$$

$$t_p = \text{ضخامت ورق انتهایی}$$

۱۰-۳-۷-۲ اتصالات تیر به ستون

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصله تیرهای این نوع قاب‌های خمشی می‌توان محل تشکیل مفصل پلاستیک را در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت.

ب) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) اتصال تیر به ستون باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$M_u = 1/1 R_y M_p \quad (10-3-7-1)$$

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر مطابق مقادیر

جدول ۱۰-۳-۱

جدول ۱۰-۳-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

صفحه گسترده طراحی اتصال فلنجی شانه سوله برای ۱۲، ۱۶، ۲۰ پیچ

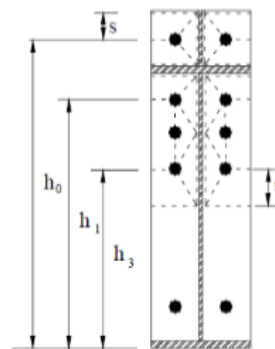
ورودی

	عرض بال تیر	15	cm
	ضخامت بال تیر	0.8	cm
	ارتفاع خالص جان تیر	65	cm
	ضخامت جان تیر	0.6	cm
	عرض ورق اتصال	20	cm
D/C	تعداد ردیف پیچهای ناحیه کششی	4	
0.95	قطر پیچها	20	mm مناسب
	رده مقاومتی پیچها	8.8	8000 A325

قاب خمشی

خروجی

	ضخامت ورق اتصال	1.45	cm
	ضخامت ورق پیوستگی	1.46	cm
	ضخامت سخت کننده قطری	0.55	cm

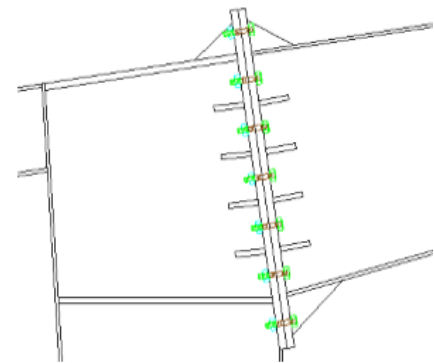


تهیه کننده: سیدصادق علوی

تشکر ویژه از مهندس محمد قنبرپور

صرفاً برای قاب خمشی معمولی قابل استفاده میباشد.

98/1/15



طراحی سینه بند

طراح:

۴۹

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

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی-پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

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.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.6 R_y F_y Z_b / h_o \quad (10-3-6)$$

که در آن:

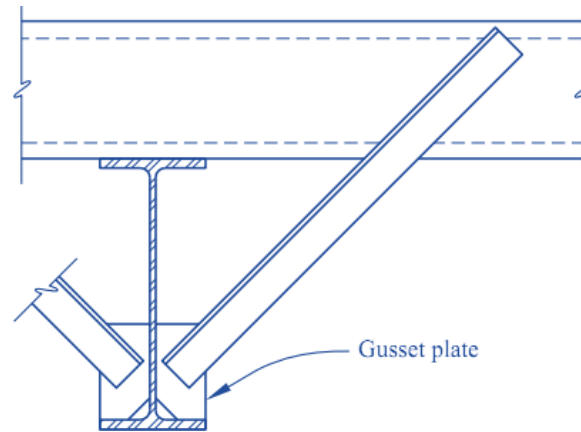
Z_b - اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o - فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

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.

در صورتی که از ضابطه مربوط به قاب‌های خمشی متوسط استفاده کنیم، حداکثر فاصله ۲ سینه بند در طول رفتار برابر خواهد شد با ؛

$$L_b = 0.17 \times 3.1 \times \frac{2.05 \times 10^6}{2400} = 437 \text{ cm}$$



جهت محاسبه نیروی لازم جهت طراحی مهارهای جانبی در طول تیر از رابطه زیر استفاده می کنیم.

8.8.8.3 Bracing Along the Beam

$$P_{br} = \frac{0.02 M_r C_d}{h_o} \quad (8.89)$$

$$C_d = 1.0.$$

h_o = distance between flange centroids, in. (mm)


$$M_r = R_y F_y Z$$

$$M_r = 1.15 \times 2400 \times 4735 = 13068600 \text{ Kg.cm}$$

$$P_{br} = \frac{0.02 \times 13068600}{100 + 1.2} = 2583 \text{ Kg}$$

در صورتی که جهت مهار بال تحتانی شاهتیر به تیرهای فرعی موازی با آن از یک نبشی تک L50X50X5 استفاده کنیم، با توجه به طول آزاد نبشی و با کمک Aisc Construction Manual ظرفیت فشاری آن را مشخص می کنیم.

$$L = \sqrt{100^2 + 100^2} \approx 141 \text{ cm} \approx 4.7 \text{ ft} \cong 5 \text{ ft}$$

		Table 4-11 (continued) Available Strength in Axial Compression, kips Centrically Loaded Single Angles										$F_y = 36 \text{ ksi}$
Shape		L2×2× ✓										
lb/ft		$\frac{3}{8}$ 4.70		$\frac{5}{16}$ 3.92		$\frac{1}{4}$ 3.19		$\frac{3}{16}$ ✓ 2.44		$\frac{1}{8}$ ^c 1.65		
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$ ✓	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
if gyration, r_z	0	29.5	44.4	25.0	37.6	20.3	30.6	15.6	23.4	9.65	14.5	
	1	28.1	42.2	23.8	35.7	19.3	29.1	14.8	22.2	9.23	13.9	
	2	24.1	36.2	20.4	30.7	16.6	25.0	12.7	19.1	8.06	12.1	
	3	18.7	28.1	15.8	23.8	12.9	19.4	9.92	14.9	6.43	9.66	
	4	13.1	19.7	11.1	16.7	9.05	13.6	6.98	10.5	4.68	7.04	
	5	8.52	12.8	7.22	10.8	5.90	8.87	4.56	6.86	3.13	4.71	
	6	5.92	8.90	5.01	7.53	4.10	6.16	3.17	4.76	2.18	3.27	

برای طول ۵ فوت مقاومت طراحی مقطع نبشی تک برابر خواهد شد با :

$$\phi_c P_c = 6.86 \times 455 = 3121 \text{ Kg} > 2583 \text{ Kg OK}$$

تعیین قطر پیچهای اتصال سینه بندها

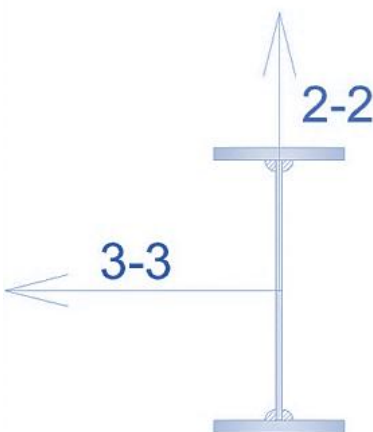
$$P_u \leq \phi \times F_{nv} \times A_b$$

$$\rightarrow A_b = \frac{3121}{0.75 \times 0.45 \times 6000} \approx 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow \text{use } M_{14}$$

اتصال پیچی راس

اتصال پیچی راس سوله را به عنوان وصله تیر و برای ظرفیت پلاستیک مقطع طراحی می کنیم.



مقطع دفتر در محل راس

$$d = 35 \text{ cm}$$

ارتفاع جان مقطع

$$b_f = 15 \text{ cm}$$

عرض بال

$$t_f = 0.8 \text{ cm}$$

ضخامت بال

$$t_w = 0.6 \text{ cm}$$

ضخامت جان

$$Z_x = 613 \text{ cm}^3$$

اساس مقطع حول محور قوی

Properties			
Cross-section (axial) area	45.	Section modulus about 3 axis	537.4246
Torsional constant	7.4408	Section modulus about 2 axis	60.084
Moment of Inertia about 3 axis	9834.87	Plastic modulus about 3 axis	613.35
Moment of Inertia about 2 axis	450.63	Plastic modulus about 2 axis	93.15
Shear area in 2 direction	21.96	Radius of Gyration about 3 axis	14.7835
Shear area in 3 direction	20.	Radius of Gyration about 2 axis	3.1645

$$M_p = \phi \times F_y \times Z_x$$

$$M_p = 0.9 \times 2400 \times 613 = 1324080 \text{ Kg.cm}$$

در صورتی که پارامترهای زیر را به شرح زیر در نظر بگیریم خواهیم داشت ؛

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad (\text{if } p_{fi} > s, \text{ use } p_{fi} = s)$$

$$P_{fi} = P_{fo} = d_e = 6 \text{ cm}$$

$$b_p = 20 \text{ cm}$$

$$b_{bf} = 15 \text{ cm}$$

$$g = \frac{b_p}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$S = \frac{\sqrt{20 \times 10}}{2} = 10.6 \text{ cm}$$

در صورتی که ۵ ردیف پیچ داشته باشیم و فرض کنیم ۳ ردیف فوقانی پیچ ها در ناحیه کششی قرار داشته باشد رابطه

محاسبه پارامتر Y_p را برای آرایش نمایش داده شده در شکل را به صورت زیر بازنویسی کنیم، خواهیم داشت ؛

Case 2 $s \geq d_e$	$\phi M_n = \phi_b M_{pl} = \phi_b F_{yp} t_p^2 Y$ $Y = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{f,i}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{f,o}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{f,i} + 1.5p_b) + h_3(s + 0.5p_b) + h_0(d_e + p_{f,o})] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \phi_b = 0.90 \quad \text{Note: Use } p_{f,i} = s, \text{ if } p_{f,i} > s$
------------------------	--

h_0	42.6
h_1	30.6
h_3	16.6

$$Y_p = \frac{20}{2} \left\{ 30.6 \left(\frac{1}{6} \right) + 16.6 \left(\frac{1}{10.6} \right) + 42.6 \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{2 \times 10.6} \right) \right\} + \frac{2}{10.6} \{ 30.6(6 + 1.5 \times 14) + 16.6(6 + 5 \times 14) + 42.6(6 + 6) \} + \frac{10}{2} = 534 \text{ cm}$$

Step 5. Determine the required end-plate thickness, $t_{p,req'd}$.

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (6.8-5)$$

where

F_{yp} = specified minimum yield stress of end-plate material, ksi (MPa)

Y_p = end-plate yield line mechanism parameter from Tables 6.2, 6.3 or 6.4,
in. (mm)

$\phi_d = 1.00$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times 1324080}{0.9 \times 2400 \times 534}} \cong 1.12 \text{ cm} \rightarrow \text{use } 20 \text{ mm}$$

For eight-bolt connections (8ES):

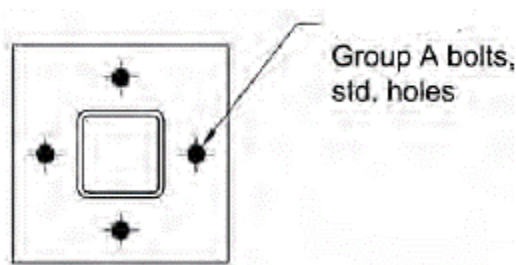
$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

در صورتی که فرض کنیم ۳ ردیف بالایی پیچ ها در ناحیه کششی قرار داشته باشد خواهیم داشت ؛

$$d_b = \sqrt{\frac{2 \times 1324080}{0.9 \times 3.14 \times 0.75 \times 8000 \times \left\{ 42.6 + \frac{30.6^2}{42.6} + \frac{16.6^2}{42.6} \right\}}} \approx 1.48 \text{ cm} \rightarrow \text{use M20}$$

طراحی اتصال استرات ها

استرات ها اعضایی از قوطی یا لوله هستند که در امتداد طول سوله، قابها را به یکدیگر متصل می کنند. البته در مواردی که مهاربندهای قادم به صورت پروفیل نورد شده هستند، استفاده از مقاطع H شکل به عنوان استرات در دهانه های مهاربندی شده ارجح می باشد. رایج ترین نوع اتصال در این اعضاء استفاده از وصله با ورق انتهایی پیچی می باشد.



برای استرات هایی از قوطی $80 \times 80 \times 2.5$ وصله فلنجی به صورت پیچی را برای نیروی محوری به اندازه ظرفیت کششی مقطع استرات طراحی نمایید.

$$A_{box} = 8 \text{ cm}^2$$

ظرفیت کششی عضو بر اساس سطح مقطع کل برابر است با ؛

$$0.9 \times A_g \times F_y = 0.9 \times 8 \times 2400 = 17280 \text{ Kg}$$

Preliminary Size of the (4) Group A Bolts

$$P_u = 17280 \text{ Kg} \approx 38 \text{ ksi}$$

$$r_{ut} = \frac{P_u}{n}$$

$$r_{ut} = \frac{38}{4} = 9.5 \text{ Kips}$$

Table 7-2
Available Tensile
Strength of Bolts, kips

Nominal Bolt Diameter, <i>d</i> , in.			5/8		3/4		7/8		1	
Nominal Bolt Area, in. ²			0.307		0.442		0.601		0.785	
ASTM Desig.	<i>F_{nt}</i> /Ω (ksi)	φ <i>F_{nt}</i> (ksi)	<i>r_n</i> /Ω	φ <i>r_n</i>	<i>r_n</i> /Ω	φ <i>r_n</i>	<i>r_n</i> /Ω	φ <i>r_n</i>	<i>r_n</i> /Ω	φ <i>r_n</i>
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	45.0	67.5	13.8	20.7	19.9	29.8	27.1	40.6	35.3	53.0
Group B	56.5	84.8	17.3	26.0	25.0	37.4	34.0	51.0	44.4	66.6
A307	22.5	33.8	6.90	10.4	9.94	14.9	13.5	20.3	17.7	26.5

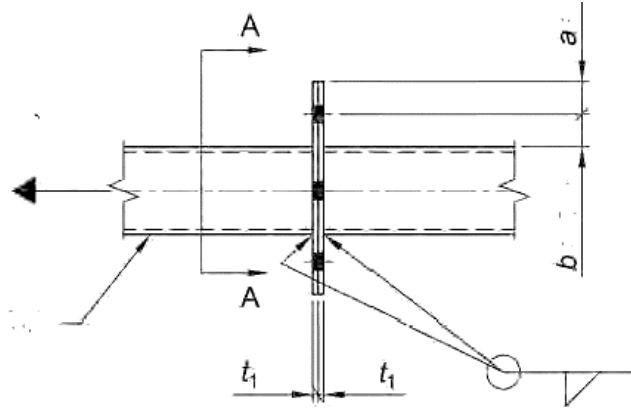
با توجه به جدول فوق و برای بولت گروه A (با تنش نهایی ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) خواهیم داشت ؛

$$\text{Bolt } 5/8" \cong 16 \text{ mm} \rightarrow \phi.r_n = 20.7 \text{ Kips} > \{r_{ut} = 9.5 \text{ Kips}\} \text{ OK}$$

در جدول فوق پایین ترین قطر پیچ ۱۶ میلی متر میباشد. با توجه به نتیجه به دست آمده می توان از پیچ هایی با قطر کمتر نیز استفاده کرد، هرچند طرح این وصله بر اساس ظرفیت کششی مقطع استرات قدری دست بالا میباشد.

End-Plate Thickness with Consideration of Prying Action (AISC Manual Part 9)

$$a' = \left(a + \frac{d_b}{2} \right) \leq \left(1.25b + \frac{d_b}{2} \right) \quad (\text{Manual Eq. 9-23})$$



در صورتی که طول و عرض ورق انتهایی را برابر با ۲۰ سانتیمتر در نظر بگیریم خواهیم داشت ؛

$$a' = \left(5 + \frac{1.6}{2} \right) = 5.8 \text{ cm} \checkmark$$

$$a'_{max} = \left(1.25 \times 5 + \frac{1.6}{2} \right) = 7.05 \text{ cm}$$

$$b' = b - \frac{d_b}{2} \quad (\text{Manual Eq. 9-18})$$

$$b' = \left(5 - \frac{1.6}{2} \right) = 4.2 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{b'}{a'} \quad (\text{Manual Eq. 9-22})$$

$$\rho = \frac{4.2}{5.8} = 0.72$$

The tributary length per bolt (Packer et al., 2010),

$$P = \frac{\text{full plate width}}{\text{number of bolts per side}}$$

$$p = \frac{20}{1} = 20 \text{ cm}$$

$$\delta = 1 - \frac{d'}{p} \quad (\text{Manual Eq. 9-20})$$

d' = width of the hole along the length of the fitting, in.

$$\delta = 1 - \frac{(1.6 + 0.2)}{20} = 0.91$$

$$\beta = \frac{1}{\rho} \left(\frac{\phi r_n}{r_{ut}} - 1 \right) \quad (\text{from Manual Eq. 9-21})$$

$$\beta = \frac{1}{0.72} \left(\frac{20.7}{14} - 1 \right) = 0.66$$

Because $\beta < 1$, from AISC *Manual* Part 9:

$$\alpha' = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1 - \beta} \right) \leq 1.0$$

$$\alpha' = \frac{1}{0.91} \left(\frac{0.66}{1 - 0.66} \right) = 2.13 \rightarrow \text{use } \alpha' = 1$$

Use Equation 9-19 for t_{min} in Chapter 9 of the AISC *Manual*, except that F_u is replaced by F_y per the recommendation of Willibald, Packer and Puthli (2003) and Packer et al. (2010).

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4r_{ut}b'}{\phi p F_y (1 + \delta \alpha')}} \quad (\text{from Manual Eq. 9-19a})$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \times (9.5 \times 455) \times 4.2}{0.9 \times 20 \times 2400 \times (1 + 0.91 \times 1)}} = 0.76 \text{ cm} \rightarrow 12 \text{ mm}$$

Required Weld Size

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (\text{Spec. Eq. J2-4})$$

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) \quad (\text{Spec. Eq. J2-5})$$

در صورت استفاده از الکتروود *E60* خواهیم داشت ؛

$$F_{nw} = 0.6 \times 4200 \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} 90^\circ) = 3780 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$A_{we} = \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \left(\frac{D}{16} \right) l$$

where D is the weld size in sixteenths of an inch (i.e., D is an integer).

$$l = 4 \times 10 = 40 \text{ cm}$$

Note: This weld length is approximate. A more accurate length could be determined by taking into account the curved corners of the HSS.

From AISC *Specification* Table J2.5:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we}$$

Setting $\phi R_n = P_u$ and solving for D ,

با فرض بازرسی چشمی جوش، حداقل ساق جوش لازم با توجه به ظرفیت کششی استرات جهت اتصال به ورق انتهایی برابر خواهد شد با ؛

$$D = \frac{17280}{0.75 \times (0.75 \times 3780 \times 40)} = 0.2 \text{ cm}$$

Minimum Weld Size Requirements

با توجه به اینکه ضخامت جدارهٔ مقطع قوطی ۲/۵ میلیمتر است، حداقل ساق جوش مجاز برابر خواهد شد با ؛

TABLE J2.4 Minimum Size of Fillet Welds	
Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld, ^[a] in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive ✓	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)
^[a] Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used. Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.	

Chapter 3 discusses some of the design requirements for isolated footings, such as those related to their minimum depth. A few additional provisions are contained in Section 1809 of the 2009 *International Building Code*® (IBC-09), as follows:

- The top surface of a footing must be level, but the bottom may slope; the maximum slope is 10 percent. Where a larger slope is required, the footing should be stepped.
- The footings adjacent to slopes greater than 33.3 percent require special consideration regarding their setbacks, elevations, and clearances (see IBC-09 Section 1808.7).
- The minimum width of footings is 12 in.
- Concrete used in foundations of structures assigned to Seismic Design Categories (SDCs) A, B, or C must have a minimum specified 28-day compressive strength (f'_c) of 2500 psi. For nonresidential structures assigned to SDCs D, E, or F the minimum f'_c is 3000 psi.
- Certain spread footings in zones of high seismicity must be interconnected by ties (see discussion in Sec. 4.1.3).

4.1.2 Construction Requirements

In addition to the construction-related publications of the American Concrete Institute, much information on the topic of foundation construction can be found in IBC-09. We will mention just three of the relevant IBC provisions:

- Placing of concrete through water is prohibited, unless special approved construction methods such as a tremie are used, and steps are taken to minimize concrete segregation and turbulence of water. Water should not be allowed to flow through fresh concrete.
- Concrete footings require protection from freezing during placement and for at least five days afterward.
- When approved by the building official, concrete footings can be placed directly against the soil, without formwork. When required, concrete forming should conform to Chapter 6 of ACI 318.

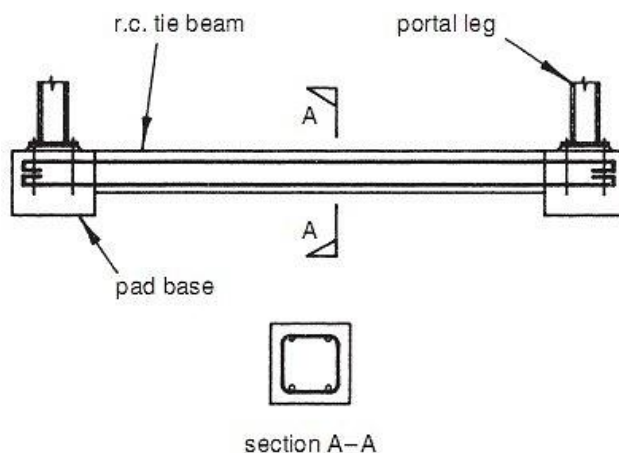
4.1.3 Seismic Ties ✓

Spread footings in buildings assigned Seismic Design Categories D, E, or F and founded on soils with Site Classes E or F must be interconnected by ties. The ties must be capable of resisting a tension or compression force equal to the lesser of:

1. Vertical load carried by the larger of the footings multiplied by the seismic coefficient S_{DS} and divided by 10. (S_{DS} is the design spectral response acceleration at short periods and 5-percent damping, as described in IBC.)
2. Twenty-five percent of the design gravity load of the smaller footing.

SITE CLASSES

- A** Hard rock $v_s > 5000$ ft/sec I
- B** Rock: $2500 < v_s < 5000$ ft/sec
- C** Very dense soil or soft rock: $1200 < v_s < 2500$ ft/sec II
- D** Stiff soil: $600 < v_s < 1200$ ft/sec III
- E** $v_s < 600$ ft/sec I IV
- F** Site-specific requirements



4.1.4 Reinforced-Concrete Footings

Chapter 15, Footings, of ACI 318-08 contains specific design requirements for isolated column footings. Many popular reference books, such as *CRSI Design Handbook*, contain tables of reinforced square footings for various allowable soil-bearing capacities. The general design procedures are described in Sec. 4.2.

According to the long-running provisions of ACI 318, the minimum thickness of a reinforced footing on soil is 6 in. above the bottom reinforcement. Since Section 7.7 of ACI 318 specifies a minimum concrete cover of 3 in. for bottom reinforcing bars in concrete cast against and permanently exposed to earth, the minimum footing thickness becomes 9 in. plus the diameter of the bottom reinforcement, or about 10 in. total.

4.1.5 Plain-Concrete and Other Footings

Chapter 22, Structural Plain Concrete, of ACI 318-08 describes three specific conditions in which plain concrete may be used. They are:

1. Members continuously supported by soil or other structural members
2. Members in compression resulting from arching action under all loading conditions
3. Walls and pedestals (but not columns)

Accordingly, footings and pedestals used in metal building systems and meeting these requirements may be made of plain concrete. The minimum thickness of plain-concrete footings is 10 in. ACI 318 requires that the design thickness of these footings be taken 2 in. less than the actual thickness when they are cast against the soil (the typical case, of course). This sometimes overlooked provision means that a 12-in.-thick footing made of plain concrete must be analyzed as if it were only 10 in. thick.

For plain-concrete pedestals the maximum height-to-thickness ratio is three (ACI 318-08 Paragraph 22.8.2). Foundations made of plain concrete are not permitted in Seismic Design Categories D, E, and F, with an exception granted to the residential foundations meeting certain conditions and to wall footings.

Section 1809 of IBC-09 describes design and construction requirements for some other types of column footings. These include footings of masonry units, steel grillages, and wood. At present time, none of these column footings is commonly used in the United States for the support of metal building systems.

4.2.1 General Design Procedure

The basic procedure for the design of isolated column footings is as follows:

1. Compute the design load on the footing, in terms of both nominal (unfactored) and factored loading.
2. Determine the required footing area by dividing the unfactored load by the allowable bearing pressure of the soil.
3. Decide on presence and size of the column pedestal (pier), following the discussion in Chap. 3.
4. Determine the critical sections for moment and shear (see the discussion in Secs. 4.2.5 and 4.2.6) and the design length of the cantilevered footing ledges.
5. Establish a preliminary thickness of the footing from previous experience, design tables found in the engineering reference sources, or trial and error.
6. Check the trial section for punching shear and beam-type shear, refine the footing thickness if needed, then design the footing for flexure.

4.2.2 Using ASD Load Combinations

The required footing area for downward loading is found by dividing the maximum unfactored load by the allowable bearing pressure of the soil. The maximum load is the largest effect of all applicable combinations using the allowable stress design method.

The load combinations of IBC Section 1605.3 are listed as follows, separately for basic and alternative basic combinations. These are used for stability calculations and for finding the soil pressure. The *basic* ASD load combinations are:

The *alternative basic* ASD load combinations are:

$$D + L + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$D + L + \omega W$$

$$D + L + \omega W + S/2$$

$$D + L + S + \omega W/2$$

$$D + L + S + E/1.4$$

$$0.9D + E/1.4$$

where D = dead load

F = load caused by fluids with well-defined pressures and heights

H = load from horizontal soil pressure, or pressure from ground water or bulk materials

L = live load (except roof live load), including any allowed reductions

L_r = roof live load, including any allowed reductions

S = snow load

R = rain load

T = self-straining force from expansion or contraction due to temperature or moisture changes, shrinkage, creep, differential settlement, or a combination of these

W = wind load

E = earthquake load effects (horizontal and vertical)

ω = wind load coefficient taken as 1.3 or 1.0, depending on the procedure used to compute the load

4.2.3. Using Load Combinations for Strength Design

Strength design load combinations are contained in Section 1605.2 of IBC-09, as listed here. These are used for concrete design. The notations are the same as those in Sec. 4.2.2.

$$1.4(D + F)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (f_1L \text{ or } 0.8W)$$

$$1.2D + 1.6W + f_1L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$1.2D + 1.0E + f_1L + f_2S$$

$$0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$0.9D + 1.0E + 1.6H$$

The coefficients f_1 and f_2 are explained in the code. Note that ACI 318-08 has similar load combinations, but they are written in a slightly different format.

4.2.4 What Is Included in the Dead Load?

As just stated, the total nominal (unfactored) load on the footing consists of various service loads (dead, live, and so on), combined in various code-prescribed load combinations. When appropriate, live-load reductions may be taken.

But what about the weight of the footing itself: Should it be included in the dead load? What of the soil on top of the footing ledges? Surprisingly, the answers are somewhat subjective.

Since the footing displaces the same volume of soil, some engineers feel that the weight of concrete need not be included. Or perhaps only the difference between the unit weights of concrete and the soil should be counted toward the increased pressure on the bottom of the footing. However, this logic applies only to the situations where a footing is placed in virgin soil.

When structural fill is used, the soil at the bottom of the footing has not experienced any precompression from the weight of the soil above, and the weight of the footing should now be included. At the time the foundation is designed, it may not be clear whether or not fill will be used at the site. Thus it might be wise to conservatively assume it *will* be used and to include the weight of the footing and the soil above in the dead load.

Perhaps reflecting the uncertainty, the related provisions of the International Building Code have undergone slight changes in recent years. Paragraph 1805.4.1.1 of IBC-03 directs the designer to include the weight of foundations, footings, and the overlying fill in the design loading. Paragraph 1805.4.1.1 of IBC-06 and Section 1808.3 of IBC-09 both simply *permit* the inclusion of these weights as part of the dead load.

Some designers expand the argument and ask whether the live load acting on the slab on grade should also be included in the foundation loading. The code is silent on the matter. Since the live load on the slab does not cause flexure in the footing, this load (as well as the weight of the footing and of the overlying fill) certainly need not be included in the column load used in concrete design. Instead, if considered at all, these loads will be directly subtracted from the allowable soil pressure under the footing, reducing the allowable pressure accordingly.

4.2.5 Designing for Moment

Isolated footings are assumed to be rigid for the purpose of their analysis, and for concentrically loaded isolated footings the soil pressure is uniform (*PCA Notes*). According to ACI 318-08 Section 15.4, the maximum bending moment at the column footing is found by passing a vertical plane through the footing at the critical section for moment. The location of the critical section for moment depends on whether a concrete pedestal is used under the column or the column is bearing directly on the footing (Fig. 4.1):

1. If the steel column bears on top of a concrete pedestal, the critical section for moment is located at the face of the pedestal (Fig. 4.1a).
2. If the steel column with a base plate bears directly on top of the footing, the critical section for moment is located halfway between the face of the column and the edge of the base plate (Fig. 4.1b).

These provisions assume that the steel column and base plate are square or rectangular in plan. According to ACI 318-08 Section 15.3, for the purpose of locating critical sections for moment and shear, circular or polygon-shaped concrete pedestals can be treated as square members of the same area. No explicit guidance is given about the treatment of round *steel* columns with square base plates bearing directly on footings, but presumably a similar approach should work.

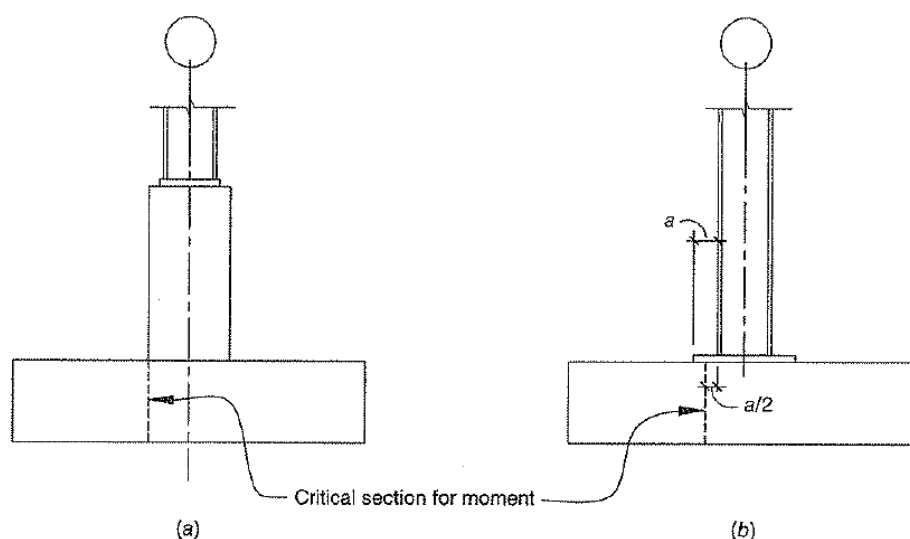


FIGURE 4.1 Critical sections for flexure in isolated footings: (a) Steel column bearing on a concrete pedestal supported by a footing; (b) steel column bearing directly on the footing.

Once the critical section for moment is located, the length L of the footing cantilever subjected to bending can be determined (Fig. 4.2). The maximum bending moment M_u per foot of footing width is then computed as:

$$M_u = q_u L^2 / 2$$

Here, q_u is the *factored* soil pressure under the footing, found from the strength design load combinations. In the basic equation, the nominal flexural strength of concrete M_n multiplied by the strength reduction factor ϕ must be equal or exceed the factored moment:

$$\phi M_n \geq M_u$$

The strength reduction factor ϕ is 0.9 for flexure in reinforced concrete and 0.6 for flexure in plain concrete. The design of concrete for flexure can become quite involved. In the absence of appropriate computer software the reader is referred to *ACI Design Handbook*, *PCA Notes*, and *CRSI Design Handbook* for helpful charts and tables that can significantly reduce the design time.

4.2.6 Designing for Shear

Design provisions for shear in footings are addressed in ACI 318-08 Section 11.11. Two types of shear strength are considered in the design of isolated footings: wide-beam action and two-way action. Wide-beam action shear strength is computed assuming the footing behaves as a wide beam with cantilevered ledges. It is similar to shear in a reinforced-concrete cantilevered beam, except that the shear stress in the footing is

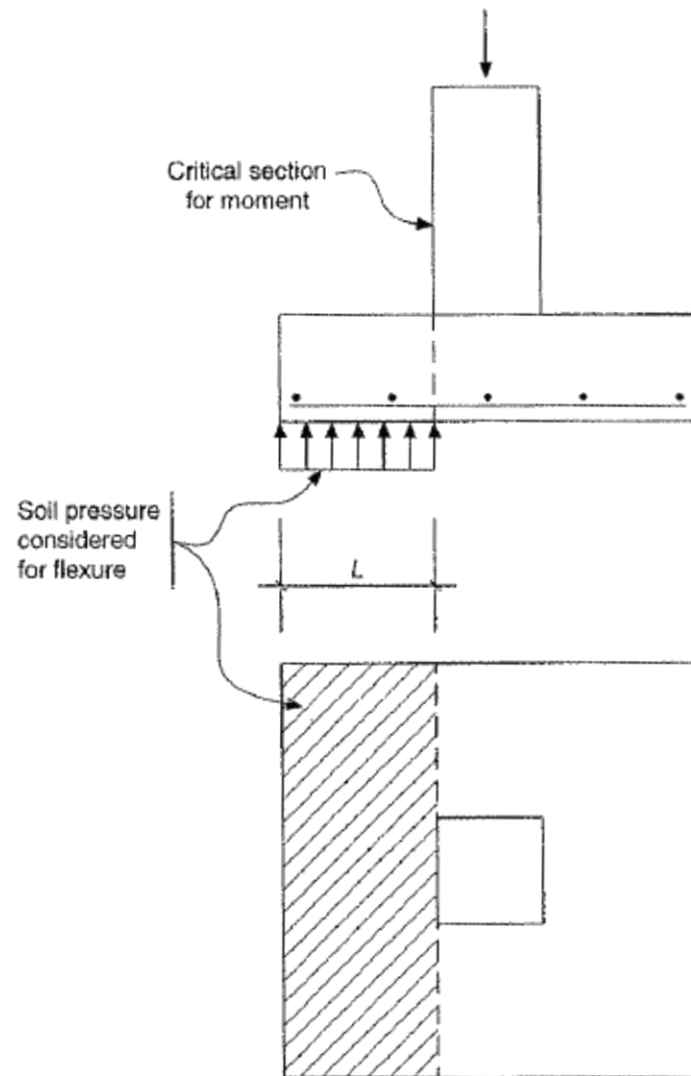


FIGURE 4.2 The length L of the footing cantilever subjected to bending.

typically resisted by concrete alone. In two-way action shear, the column or pedestal attempts to "punch" through the footing, hence another name for this limit state, punching shear.

The critical section for beam-action shear is located the distance d (the distance from the extreme compression fiber to the centroid of the tension reinforcement) from the critical section for moment. It can be found by drawing a line that extends at 45° from the top of the footing at the critical section for moment until it intersects the bottom reinforcement (Fig. 4.3a). The critical section for wide-beam action shear extends through the whole width of the footing. The equation for beam-type shear strength is:

$$\phi V_u \geq V_u$$

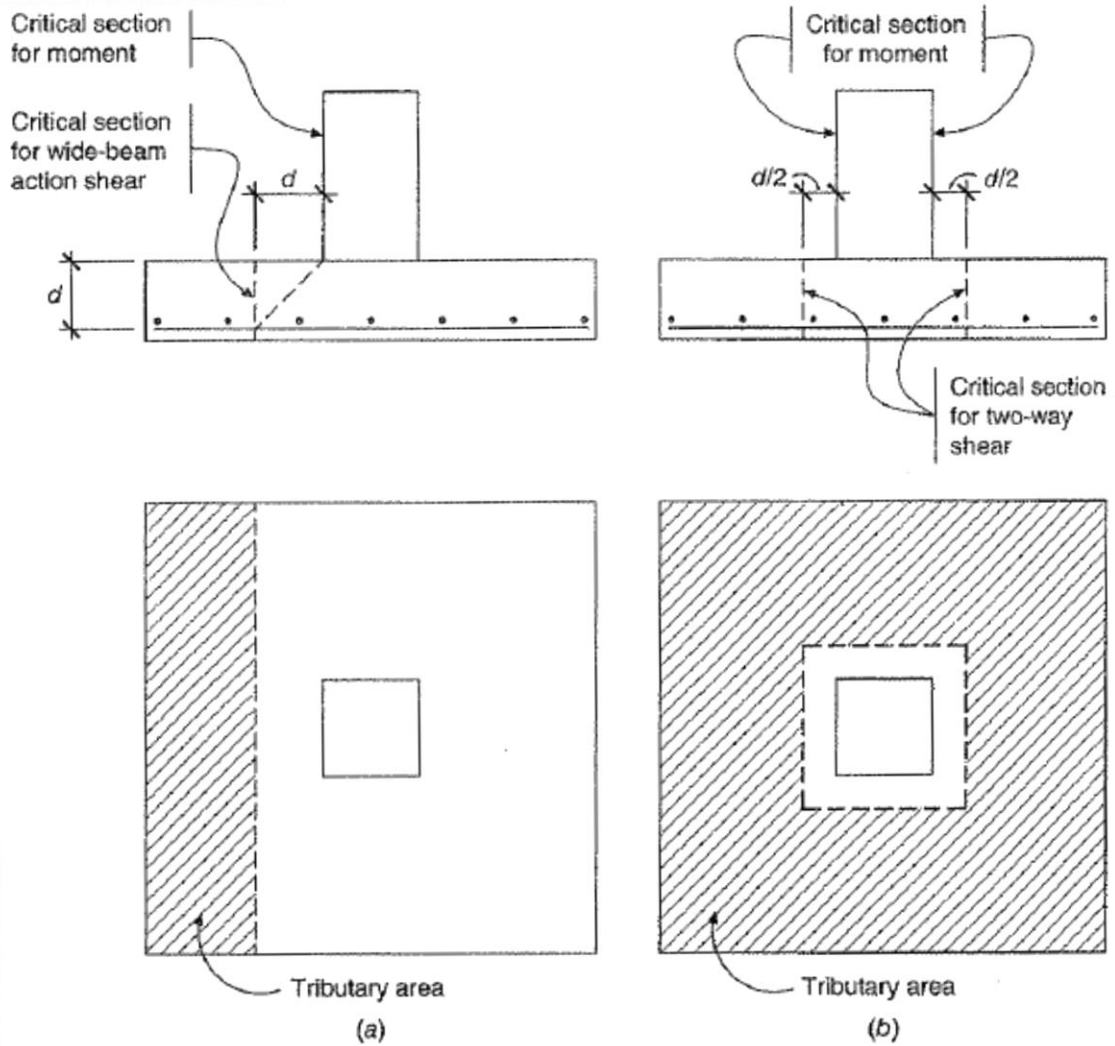


FIGURE 4.3 Critical sections for shear: (a) Wide-beam action shear; (b) two-way action (punching) shear.

When the footing is subjected to flexure and shear only, the factored shear loading is carried solely by concrete ($V_n = V_c$). Assuming that concrete is of normal weight, the beam-type shear strength V_n (which is equal to V_c) can be computed as:

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

where f'_c = 28-day compressive strength of concrete

b_w = the width of the footing

d = the distance from the extreme compression fiber to the centroid of the tension reinforcement

λ = a coefficient accounting for reduced strength of lightweight concrete

λ is equal to 0.85 for sand-lightweight concrete and 0.75 for all-lightweight concrete. For normal weight concrete typically used in footings $\lambda = 1$.

useful.

The maximum two-way action shear stresses occur in the vicinity of the column or pedestal. The critical section for two-way action shear is located at a distance $d/2$ from the critical section for moment on all four sides (Fig. 4.3b). The concrete area that resists two-way action shear is the product of the perimeter of the critical section b_o and the depth d . According to ACI 318-08, the two-way action concrete shear strength for footings V_c is the smallest of the following three values:

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

$$V_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

where β = the ratio of long side to short side of the column or rectangular pedestal

α_s = 40 for interior columns, 30 for edge columns and 20 for corner columns

Other symbols are explained earlier. It can be seen that using rectangular columns might decrease punching shear capacity of concrete. The strength reduction factor ϕ is 0.75 for shear in reinforced concrete and 0.6 for shear in plain concrete.

4.2.7 Minimum Footing Reinforcement

According to ACI 318-08 Section 15.10.4, reinforcement in each principal direction needs to be sufficient to meet the same minimum reinforcement ratio as required for slabs on grade (0.0018 of gross concrete area). This reinforcement may be placed near the top or bottom of the footing, or at both locations (see Commentary to ACI 318-08 Section 15.10.4). The maximum bar spacing is 18 in.

For square footings, it is typical to provide the same reinforcement in both directions at the bottom. A question commonly asked is: Where exactly is the effective depth to reinforcement d measured to? Is it from the top of the footing to the centerline of the bars in the lowest layer? Upper layer? Midway between the two?

The practices vary, but measuring midway between the two layers seems like a reasonable compromise. This "average effective depth" approach is used in *CRSI Design Handbook*. Under this method the effective depth is equal to the footing thickness minus one bar diameter. Measuring to the centerline of the bars in the upper layer is of course always conservative.

4.2.8 Distribution of Reinforcement in Rectangular Footings

In reinforced-concrete footings, the distribution of reinforcement is prescribed by ACI 318-08 Section 15.4. For square footings reinforcement is distributed uniformly in both directions.

For rectangular footings reinforcement is distributed uniformly in the long direction across the width of the footing, but nonuniformly in the short direction. In short direction, a certain fraction of the total reinforcement A_s is placed in the band located at the

center of the footing. The fraction that must be placed in the center band is equal to $\gamma_s A_s$, where

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)}$$

Here, β is the ratio of the lengths of the long to short side of the rectangular footing. The remaining reinforcement placed in the short direction is distributed uniformly over the two areas on each side of the center band.

In an attempt to simplify reinforcement placement in the field, some engineers determine the size and spacing of reinforcement in the central band as required by code, and then continue that spacing throughout the footing. This uses more reinforcing steel but simplifies rebar placement and helps avoid any associated field problems.

4.2.9 Designing for Uplift

Some load combinations involving lateral forces may result in the net uplift loading on the footing. Performing a stability check for uplift is discussed in Chap. 3, and Fig. 3.2 shows the components of the "ballast" provided by the weights of the footing, the column pedestal (if any is present), and the soil on the footing ledges. We recommend neglecting all other contributing factors such as the soil "wedges" shown on Fig. 3.2 and any flexural restraint that might be provided by the slab on grade. Indeed, we suggest *reducing* the dead load by the amount of the probable buoyancy force in the areas with high water levels or subject to flooding.

Design of column footings for this condition is not well covered in the building codes. Conceptually, the design approach is the same as for downward loading. Figure 4.4 illustrates an isolated footing with pedestal under uplift loading. The critical

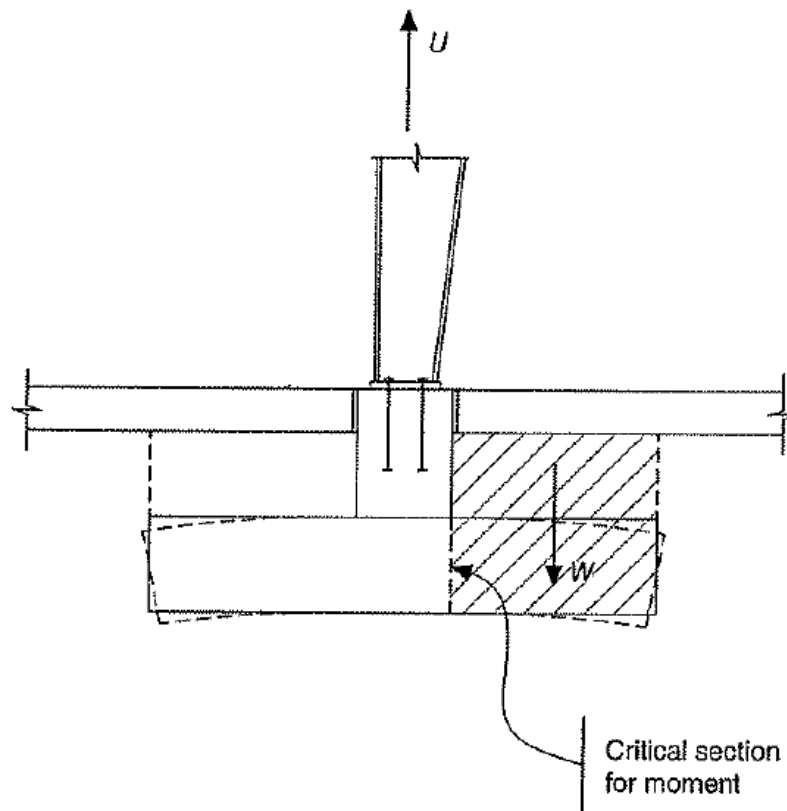


FIGURE 4.4 Isolated footing resisting uplift loading.

section for wide-beam action shear at that location as well. The critical section for two-way action (punching) shear can be taken at the same location as for downward loading. A punching-shear failure caused by uplift loading might occur in some thin and large footings, where the upward design load exceeds the downward one.

What about the columns bearing directly on spread footings? When the design wind uplift force is acting, the isolated footing is literally hanging from the column by the anchor bolts. For this situation it is prudent to take the critical sections for moment and shear at the center of the footing.

At the bottom of the pedestal, the load path for uplift continues through the vertical pier reinforcement, which should be extended into the footing and developed there with properly embedded hooks. The uplift loading is generally low enough to allow the minimum pier reinforcement to accomplish this task, but this check should still be made.

Concrete is not commonly designed for tension, but the building codes cover some conditions where tension is considered, such as in brackets and corbels. According to ACI 318-08 Section 11.8, the design strength of tension reinforcement must exceed the applied factored tensile force N_{uc} :

$$\phi A_s f_y \geq N_{uc}$$

where $\phi = 0.75$

A_s = area of steel reinforcement

The factored tensile force N_{uc} is computed from the appropriate load combination, such as $0.9D + 1.6W$.

4.2.10 Reinforcement at Top of Footings

Can an isolated footing reinforced only at the bottom resist the bending moment caused by wind uplift? For moderate uplift loads it is often possible to make the plain-concrete section thick enough to resist the bending. But is the plain-concrete behavior acceptable in this situation? In other words, must the top surface of the footing be reinforced even if plain-concrete flexural capacity is adequate?

The isolated footing is among the structures where ACI 318-08 Section 22.2 specifically allows using structural plain concrete for members "continuously supported by soil." The main function of the isolated footing is to transmit the downward-acting loads to the soil during almost the entire useful life of the building. An argument can be made that a rare occasion when a net uplift loading exists could be considered an incidental use of the foundation that ordinarily is continuously supported by soil. According to this argument, assuming that the plain-concrete section is strong enough to resist the bending caused by uplift forces, no top reinforcement is needed.

Of course, the opposite argument can also be made that during the uplift the footing is not continuously supported by soil. Therefore, the footing must be reinforced at the top.

In the absence of clear code provisions both arguments have merit, and it is certainly conservative to reinforce the top of any isolated column footing subjected to net uplift. Some designers specify top reinforcement as standard practice.

We should note that placing reinforcing bars at the top of the footing requires special high chairs or similar bar support elements that are not needed for bottom reinforcement, where inexpensive short chairs or even concrete bricks can be used. Large and relatively thin column footings subjected to high net uplift forces would benefit the most from reinforcing their top surfaces.

طراحی کلافهای رابط

4.1.3 Seismic Ties ✓

Spread footings in buildings assigned Seismic Design Categories D, E, or F and founded on soils with Site Classes E or F must be interconnected by ties. The ties must be capable of resisting a tension or compression force equal to the lesser of:

1. Vertical load carried by the larger of the footings multiplied by the seismic coefficient S_{DS} and divided by 10. (S_{DS} is the design spectral response acceleration at short periods and 5-percent damping, as described in IBC.)
2. Twenty-five percent of the design gravity load of the smaller footing.

کنترل ضخامت فونداسیون برای تامین مهار انکر بولتها

For development into the footing, the No. 8 dowels must extend a full development length.

$$\ell_{dc} = \left(\frac{0.02f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$l_{dc} = \frac{0.02 \times 3000}{0.25 \times \sqrt{210}} \times 2.5 \approx 41 \text{ cm}$$

به این ترتیب میتوان گفت تا قطر ۲۵ میلیمتر ضخامت ۵۰ سانتیمتر برای تامین طول مهاری بولتها مناسب میباشد.

خروجی

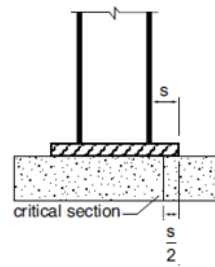
نسبت برش پانچ	0.13	بی میباشد
نسبت تنش بدون لحاظ لنگر	0.62	بی میباشد
نسبت تنش با لحاظ لنگر	1.48	نمی باشد
تعداد آرماتورهای مش تختانی	۱۴	
تعداد آرماتور لازم در هر راستا	۷	ممرات

ضخامت پی بدون نیاز به فولاد خمشی	۵۵	cm
(Plain Concrete)		

Plain Concret؛ نوعی بتن سازه ای است

۱۴ 1.53 به در مناطق با خطر لرزه خیزی پایین و بدون
۱۶ 2 ولاد قابل استفاده میباشد.
۱۸ 2.54
۲۰ 3.14

تهیه کننده؛ سیدصادق علوی



(c) Column with Steel Base Plate

آجر	1850
بلوک	1300
سنگ پاز	0
کناری	1
مشی	0
دارد	1
ندارد	0

طول کف ستون	45	cm
عرض کف ستون	30	cm
طول پی	130	cm
عرض پی	130	cm
ضخامت فونداسیون	50	cm
موقعیت کف ستون روی پی	میانی	0
خروج از مرکزیت ستون نسبت به مرکز پی	30	cm
پدستال	ندارد	0
ارتفاع پدستال	80	cm
مقاومت فشاری بتن	210	Kg/cm ²
مقاومت خاک زیر پی	1	Kg/cm ²
جنس دیوارهای پیرامونی	آجر	1850
ضخامت دیوار	35	cm
ارتفاع دیوار	0	m
نیروی فشاری حداکثر	8	TON
برش متناظر با نیروی فشاری حداکثر	3	TON
برش حداکثر	40	TON
نیروی فشاری حداکثر	12.4	TON
نیروی فشاری حداکثر	4.9	TON

بارهای سرویس