

### ۲-۱ مقدمه

محاسبات مربوط به بارهای طراحی ساختمان‌ها در این فصل و فصل سوم آمده است. فصل دوم اساساً با بارهای طراحی مورد نیاز آیین‌نامه و نیروهای آنها و اینکه چگونه برای طراحی یک ساختمان خاص محاسبه می‌شوند و یا تصحیح می‌گردند، مربوط است. فصل سوم، به توزیع این بارهای طراحی در کل ساختمان مربوط می‌باشد.

در طراحی معمول ساختمان، بار معمولاً به دو نوع معیار طراحی تفکیک می‌شود: (۱) بارهای قائم (ثقلی) و (۲) نیروهای جانبی. اگرچه اعضاء مشخص می‌توانند فقط به عنوان اعضاء باربر قائم یا اعضاء باربر جانبی عمل کنند، ولی غالباً اعضاء، تحت تأثیر ترکیب نیروهای قائم و جانبی هستند. به عنوان مثال یک عضو وقتی تحت تأثیر بارهای قائم قرار می‌گیرد، به عنوان تیر عمل کند و تحت تأثیر نیروهای جانبی به عنوان یک عضو کششی یا فشاری در نظر گرفته می‌شود.

صرفنظر از آنکه یک عضو چگونه عمل می‌کند، متداول است که معیار طراحی را به این دو دسته کلی تقسیم نمایند. بارگذاری قائم فقط شروع طراحی است. در اینجا خلاصه‌ای در مورد بارهای ثقلی بیان می‌شود. «وزن» چیزی است که معمولاً برای اکثر مردم آشناست و غالباً در ابتدای طراحی بارهای قائم در نظر گرفته می‌شود. علت شروع از این نقطه دو چیز است. اول آنکه بارگذاری ثقلی یک بارگذاری دائمی است و به طور طبیعی، موضوع اساسی و متداول در طراحی شده است. دوم آنکه در حالتی که نیروهای جانبی زلزله وجود دارد، لازم است که بزرگی بارهای قائم پیش از محاسبه نیروی زلزله تخمین زده شود.

در گذشته، عوامل «بار» و «نیرو» غالباً به جای هم به کار برده می‌شد. هر دو برای نشان دادن مقدار بردار در سیستم واحدهای اندازه گیری US بر حسب پوند ( $lb$ ) و کیلو پوند ( $k$ ) به کار می‌رفت و در سیستم واحدهای SI بر حسب نیوتن ( $N$ ) و کیلونیوتن ( $KN$ ) به کار می‌رفت. در حال حاضر نیز قواعد صریح و مشخص در مورد استفاده از این عبارات وجود ندارد. به منظور انعکاس دادن ضوابط طراحی زلزله در UBC، در این کتاب از عبارت «بار قائم» برای اثرات جاذبه (بار مرده، بار زنده، بار برف) و

«نیروی جانبی» برای باد و زلزله استفاده می‌شود. به کار بردن «بار» در مقابل «نیرو» در برخی موارد، با آنچه در آیین‌نامه UBC به کار رفته تفاوت دارد. ولی با استفاده کردن از یک عامل در مقابل عوامل دیگر مفهوم آن، تحت تأثیر قرار نخواهد گرفت.

در عین حال ذکر شد که طراحی اعضاء قاب بندی سازه‌ای برای مواردی که در کارگاه ساخته می‌شوند، شامل تصحیحاتی می‌شوند. در اینجا طراحی با استفاده از سبک ترین عضو در بالا انجام شده و به تدریج در پائین سازه افزایش می‌یابد و ساخت با بزرگترین اعضاء در پائین شروع شده و به ترتیب رو به بالا نصب می‌شود.

بارهای طراحی موضوع فصل ۱۶ آیین‌نامه بارگذاری ساختمانی (UBC) است. (مرجع ۱۵-۲). به خواننده پیشنهاد می‌شود که قسمت باقیمانده این فصل را با مروری بر فصل ۱۶ این آیین‌نامه پیگیری نماید. برای راحتی کار، تعدادی از جداول UBC در ضمیمه C آورده شده است.

به جز نیروهای باد و زلزله، آیین‌نامه UBC سال ۱۹۹۷ اساساً مطابق با بارهای آیین‌نامه ASCE 7-95 (مرجع ۴-۲) می‌باشد. به علاوه، پیش‌بینی‌های خاصی نیز نسبت به ویرایش قبلی UBC انجام شده است که روشهای متنوعی را در معیارهای طراحی ASCE 7 جدیدتر به وجود آورده است.

## ۲-۲ بارهای قائم

اساساً بارهای قائم به دو دسته تقسیم می‌شوند، بارهای مرده و بارهای زنده. ولی انواع دیگری از بارهای قائم در UBC تعریف شده‌اند (آیین‌نامه) و شامل بارهای برف و بارهای ناشی از نشست می‌باشند. بارگذاری که در آیین‌نامه ارائه شده است معرف معیار حداقل است، چنانچه طراح می‌داند که بارهای واقعی از مقادیر بارهای حداقل آیین‌نامه بیشتر خواهد شد، بایستی سازه برای بارگذاری که بر اساس شرایط سکونت و ضوابط سازه‌ای پیش‌بینی می‌شود، طراحی گردد. چنانچه بارهایی که در آیین‌نامه مشخص نشده است در نظر گرفته شود، ASCE 7 راهنمایی‌هایی در مورد بارها و ترکیبات آنها ارائه کرده است.

## ۲-۳ بارهای مرده

علامت D که در آیین‌نامه و در این کتاب به کار رفته است معرف بارهای مرده است. بارهای مرده عبارتند از وزن مصالحی که به سازه متصل شده‌اند. در سیستم کف چوبی یا سقف چوبی، بار مرده عبارت

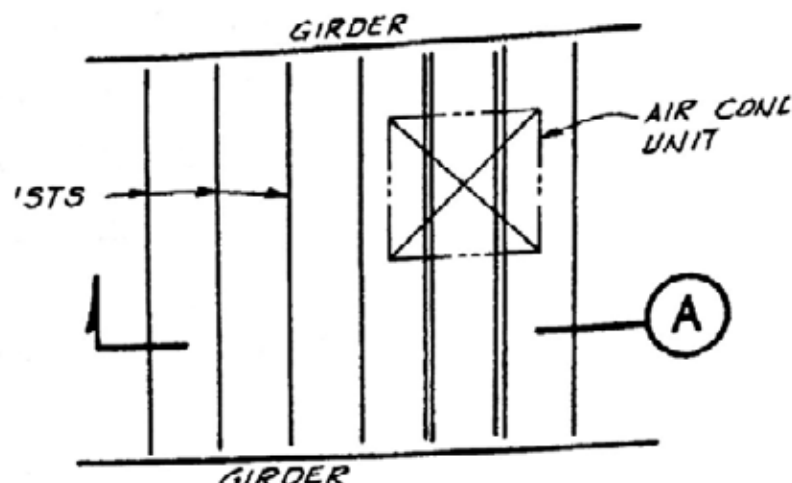
است از وزن پوشش کف یا سقف، قاب بندی (اسکلت)، عایق کاری، سقف کاذب (در صورت وجود) و سایر مصالح دائمی از جمله لوله‌ها و یا سیستم آتش نشانی.

آیین‌نامه بار مرده تیغه‌ها را برابر  $20 \text{ psf}$  (معادل کف برای حالتی که تیغه‌ها امکان جابجایی داشته باشند) در نظر گرفته است. این موضوع معمولاً در ساختمان‌های اداری اتفاق می‌افتد، چرا که مدیران مختلف ممکن است ترتیبات متفاوتی را بخواهند. در نظر گرفتن بار  $20 \text{ psf}$  بسیاری از ترتیبات را ارضاء می‌کند ولی مقاومت سازه‌ای بایستی برای ترتیب خاص بررسی شود.

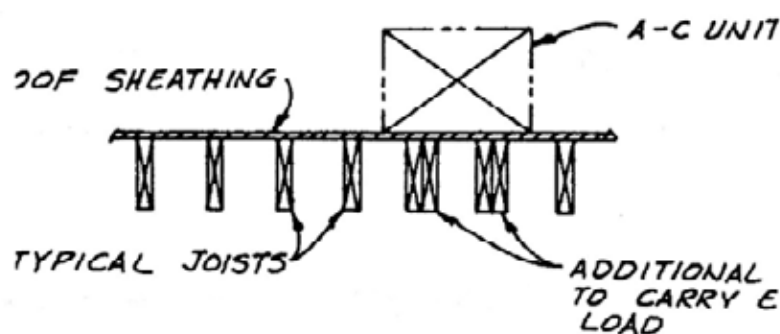
بار مرده دیگری که بایستی در نظر گرفته شود ولی غالباً به سادگی از کنار آن می‌گذریم (مخصوصاً بر روی سقف)، تجهیزات مکانیکی یا تجهیزات مربوط به تهویه است. معمولاً این بار به وسیله دو یا سه تیر یا تیرچه کنار هم که معمولاً دارای اندازه استاندارد برای اعضاء سقف یا کف می‌باشد تحمل می‌شود. به شکل ۱-۲ توجه نمایید. بایستی تیرهای مخصوص بزرگتری (و ضخیم‌تری) برای تحمل بارهای مربوط به این تجهیزات در نظر گرفته شود.

مقدار بارهای مرده را برای مصالح مختلف ساختمانی، می‌توان در مراجع مختلف پیدا کرد. لیست کاملی از وزن‌ها در ضمیمه B آورده شده است و جداول اضافه‌ای در مراجع ۴-۲ و ۶-۲ آورده شده است. از آنجا که بارهای مرده اکثر ساختمان‌ها به صورت بارهای گسترده و بر حسب پوند بر فوت مربع ( $\text{psf}$ ) برآورده می‌شود، معمولاً وزن اعضاء قاب بندی را هم به این واحدها تبدیل می‌کنند. به عنوان مثال، چنانچه وزن واحد طول یک عضو قاب بندی مشخص باشد، و در عین حال فاصله مرکز به مرکز اعضاء موازی با هم نیز مشخص باشد، بار مرده را بر حسب  $\text{psf}$  می‌توان با تقسیم بار واحد طول تقسیم بر فاصله مرکز به مرکز اعضاء به دست آورد. به عنوان مثال، چنانچه تیرهای  $(2 \times 12) \text{ in}$  با وزن  $4.3 \text{ lb/ft}$  به فاصله مرکز به مرکز  $(\text{O.C.})$  ۱۶ اینچ باشند، بار گسترده معادل برابر است با:  $4.3 \text{ lb/ft} \div 1.33 \text{ ft} = 3.2$ . جدولی که این بارهای گسترده معادل را برای اندازه‌های متداول قاب بندی و فاصله‌های آنها ارائه کرده است در ضمیمه A آورده شده است.

لازم به ذکر است که در سازه چوبی، بار مرده «اعضاء قاب بندی» معمولاً جزء نسبتاً کوچکی از بار کل طراحی است. به این دلیل، با صرف نظر کردن از اثر انتخاب عضو نهایی (سبک‌تر یا سنگین‌تر) خطای کوچکی در محاسبه وزن اعضاء سازه‌ای به وجود می‌آید. برای طراحی ترجیحاً از محاسبات «کمی محافظه کارانه» (اعضاء بزرگتر) استفاده می‌شود.



## ROOF FRAMING PLAN



## SECTION A

شکل ۲-۱ تحمل بار تجهیزات به وسیله اعضاء اضافه در قاب بندی

محاسبه بار مرده سازه نیازمند دانستن روش‌های ساخت و مصالح ساختمان می‌باشد. یک «حدس» از اینکه برای انواع مختلف ساختمان بار مرده واحد سطح سازه چوبی چقدر خواهد بود. بار مرده ساختمان‌های معمولی با سیستم کف چوبی یا سقف چوبی بین ۷ تا ۲۰ psf بر اساس مصالح ساختمان، طول دهانه و اینکه در زیر سقف یا کف از سقف کاذب استفاده شده است یا خیر تغییر می‌کند. برای سیستم‌های دیوار چوبی، مقادیر ممکن است بین ۴ تا ۲۰ psf بر اساس اندازه پشت بندها و فاصله آنها و نوع پوشش به کار رفته برای دیوار متغیر باشد (به عنوان مثال، تخته چند لایه  $\frac{3}{8}$  اینچ دارای وزن تقریبی ۱ psf است در حالی که ورقه  $\frac{7}{8}$  اینچی از گچ دارای وزن ۱۰ psf به ازای مساحت دیوار می‌باشد). محاسبات متداول بار گذاری، به صورت اجمالی ترکیب سازه‌ای را مشخص می‌کند. به مثال ۲-۱ توجه کنید.



بار مرده سازه چوبی که اساساً در محدوده ذکر شده در بالا متغیر است، بایستی با دقت بررسی شود تا مطمئن شویم که مقادیر بار مرده (D) به درستی انتخاب شده اند. در طراحی بسیار ارزشمند است که در مراحل مختلف طراحی، کمی تأمل کنیم و از خود پرسیم «آیا این عدد در مقایسه با مقادیر متداول برای سازه‌های مشابه منطقی است؟».

### مثال ۱-۲ مختصری از محاسبات بار مرده D به عنوان نمونه

|   |            |
|---|------------|
| بار مرده سقف:                                     |            |
| سقف (۵ لایه با Gravel)                            | 6.5 psf =  |
| سقف مجدد  | 2.5 psf =  |
| تخته چند لایه به ضخامت ۱/۲ اینچ (3 psf × 1/2 in)  | 1.5 =      |
| قاب‌بندی (فرض ۱۲×۲ به فاصله مرکز به مرکز ۱۶ اینچ) | 3.2 =      |
| عایق کاری   | 0.5 =      |
| سقف گچی   | 2.0 =      |
| جمع بار مرده سقف D                                | 16.2 =     |
| می‌گوییم بار مرده سقف                             | 17.0 psf = |

### بارهای مرده کف:

|  |            |
|--|------------|
| پوشش کف (بتن سبک به ضخامت ۱ ۱/۲ اینچ با چگالی 100 lb/ft <sup>3</sup> ) | 12.5 =     |
| تخته چند لایه به ضخامت ۱ ۱/۸ اینچ (3 psf × 1 1/8 in)                   | 3.4 =      |
| قاب‌بندی (فرض ۱۲×۴ به فاصله مرکز به مرکز ۴ فوت)                        | 2.5 =      |
| تیرهای سقف (۴×۲ به فاصله مرکز به مرکز ۲۴ اینچ)                         | 0.7 =      |
| سقف (دیوار به ضخامت ۱/۲ اینچ، 5 psf × 1/2 in)                          | 2.5 =      |
| جمع بار مرده کف D  | 21.6 psf = |
| بار تیغه <sup>۱</sup>  | 20 psf =   |
| جمع  | 41.6 psf = |
| می‌گوییم بار مرده کف   | 42.0 psf = |

در بررسی بار مرده سقف در مثال ۱-۲، باری که تحت عنوان «سقف مجدد» بیان کردیم، وزن اجرای مجدد سقف است که ممکن است در آینده به سازه اضافه شود. به منظور بازسازی ساختمان، UBC در

۱. بار گسترده تیغه‌ها وقتی مورد نیاز است که محل تیغه مشخص نیست و یا تغییر خواهد کرد.

فصل ۱۵ اجازه استفاده از مصالح جدید را برای سقف بدون برداشتن پوشش قدیمی می‌دهد. برحسب مصالح (یعنی ساخته شده (مرکب)، پوشش آسفالتی و یا پوشش چوبی سقف)، استفاده از یک یا دو لایه روی هم مجاز می‌باشد. پیش از آنکه به انواع دیگر بارگذاری بپردازیم، بایستی مفهوم «سطح بارگیری» یک عضو توضیح داده شود. سطحی که برای بارگذاری یک عضو در نظر گرفته می‌شود، تحت عنوان سطح بارگیری می‌نامیم. برای یک تیر یا شاه تیر، این سطح را می‌توان با ضرب کردن «عرض بارگیری» در دهانه عضو محاسبه کرد. به مثال ۲-۲ توجه نمایید. معمولاً عرض بارگیری بر اساس نصف فاصله عضو از عضو کناری در یک طرف تا نصف فاصله از عضو کناری در طرف دیگر در نظر گرفته می‌شود.

وقتی که بار وارد بر یک عضو به صورت گسترده باشد، بار در واحد طول را می‌توان با ضرب کردن بار واحد سطح در عرض بارگیری به دست آورد.  $(lb/ft^2 \times ft = lb/ft)$

مفهوم سطح بارگیری نقش بسیار مهمی در محاسبات انواع مختلف بارگذاری خواهد داشت.

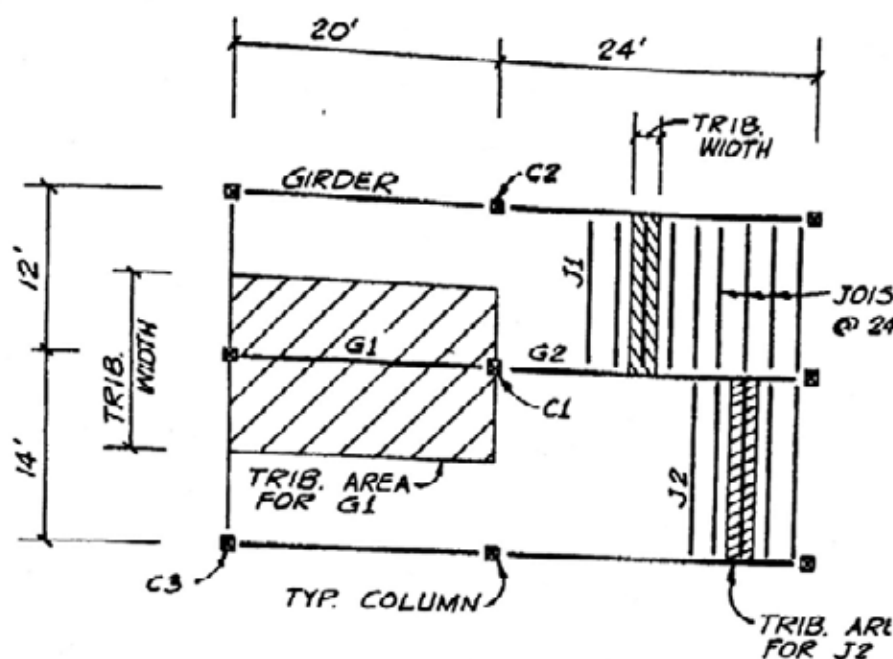
### مثال ۲-۲ سطح بارگیری

در بسیاری مواقع، از اعضاء با فاصله یکسان در کل پلان استفاده می‌شود. این مثال بیشتر برای نشان دادن «مفهوم» سطح بارگیری طراحی شده است تا نشان دادن نقشه‌های قاب بندی ساختمان‌های متداول.

#### محاسبات بارگیری

دهانه  $\times$  عرض بارگیری، سطح بارگیری

|                    |  |
|--------------------|--|
| تیرچه $J_1$        | $2 \times 12 = 24 ft^2$  |
| تیرچه $J_2$        | $2 \times 14 = 28 ft^2$  |
| شاه تیر $G_1$      | $\left(\frac{12}{2} + \frac{14}{2}\right) 20 = 260 ft^2$                                       |
| شاه تیر $G_2$      | $\left(\frac{12}{2} + \frac{14}{2}\right) 24 = 312 ft^2$                                       |
| ستون $C_1$         | $\left(\frac{12}{2} + \frac{14}{2}\right) \left(\frac{20}{2} + \frac{24}{2}\right) = 286 ft^2$ |
| ستون بیرونی $C_2$  | $\left(\frac{12}{2}\right) \left(\frac{20}{2} + \frac{24}{2}\right) = 132 ft^2$                |
| ستون گوشه‌ای $C_3$ | $\left(\frac{14}{2}\right) \left(\frac{20}{2}\right) = 70 ft^2$                                |



### ROOF OR FLOOR FRAMING PLAN

شکل ۲-۲

#### ۲-۴ بارهای زنده

عبارت  $L_r$  که در آیین‌نامه و این کتاب به کار می‌رود برای نمایش دادن «بار زنده سقف» است و علامت  $L$  برای بارهای زنده غیر از سقف به کار می‌رود. «بارهای زنده»  $L$  عبارت است از بارهایی که به «کاربری» و «نوع سکونت» سازه مربوط است. معمولاً بارهای زنده سقف  $L_r$  به حفاظت سقف مربوط است. بارهای زنده با زمان تغییر می‌کنند، در حالیکه بارهای مرده به صورت دائمی هستند. بارهای زنده شامل وزن اشخاص، مبلمان، لوازم و ... می‌باشد. آیین‌نامه‌های ساختمانی معمولاً بارهای زنده حداقل سقف  $L_r$  و بارهای زنده حداقل کف  $L$  را که بایستی در طراحی سازه به کار برده شود، مشخص می‌نمایند. به عنوان مثال، جدول A-۱۶ از UBC بار زنده کف  $L$  را که در طراحی سیستم کف به کار می‌رود بر حسب psf مشخص کرده است. بارهای زنده سقف در جدول C-۱۶ از UBC آورده شده است. توجه کنید که در این کتاب از عبارات  $L_1$  و  $L_2$  که به صورت *Italic* نوشته می‌شود برای نمایش دادن دهانه استفاده می‌شود. متغیر  $L$  که برای نمایش دهانه استفاده می‌شود همیشه به صورت *Italic* نوشته می‌شود، در حالیکه  $L_r$  و  $L$  که برای نمایش دادن بارهای زنده به کار می‌رود به شکل معمولی (Standard) نوشته می‌شود. بارهای زنده حداقل که در UBC آمده است، به جز برخی استثنایا به کاربری نهایی سازه و نوع سکونت آن مربوط می‌باشد. عموماً، روش‌های ساخت و مهارت در ساخت که شامل بارگذاری و مهار کردن اعضا ضامن ساخت است در طراحی ساختمان به حساب آورده نمی‌شود. این به دلیل آن است که این بارها معمولاً به وسیله پیمانکار کنترل می‌شود و نه طراح ساختمان. در سازه‌های چوبی، بارگذاری در حین

ساخت می‌تواند شامل انبار کردن مصالح ساختمانی در قسمت‌های تکمیل شده ساختمان باشد. این پیمانکار است که بایستی مطمئن باشد که این بارگذاری از حد ظرفیت اعضاء سازه‌ای تجاوز نمی‌کند. برای کاهش بارهای زنده سقف  $L_r$  و بارهای زنده کف  $L_k$  سطح بارگیری عضو در ملاحظات

طراحی در نظر گرفته می‌شود. به این مفهوم که سطح بارگیری بایستی در تعیین بزرگی بارهای زنده گسترده یکنواخت، در نظر گرفته شود نه برای کل بار به صورت زیر است:

چنانچه عضو دارای سطح بارگیری کوچک باشد، احتمال دارد، بار زنده واحد سطح نسبتاً بزرگی در سطح نسبتاً کوچکی وارد شود. از طرف دیگر، در صورتی که سطح بارگیری بزرگ شود، احتمال آن کمتر است که این سطح بزرگ به طور یکنواخت، تحت همان بار واحد بزرگ که در طراحی عضو با سطح بارگیری کوچک در نظر گرفته شده قرار گیرد. بنابراین در نظر گرفتن سطح بارگیری، در تعیین بار زنده واحد، بایستی بر اساس آنکه بارهای واحد بزرگ احتمال دارد در سطوح کوچک وارد شوند ولی این بارهای واحد بزرگ احتمالاً در سطوح بزرگ وارد نمی‌شوند، انجام شوند. لازم به ذکر است که در موقعی که بارهای زنده از 100 psf تجاوز می‌کنند یا در سطوحی که محل تجمع عمومی است، کاهش بار، مجاز نمی‌باشد. کاهش در این حالات مجاز نمی‌باشد، زیرا برای این سازه‌های حساس، ضریب اطمینان بیشتری بایستی در نظر گرفته شود. در انبارهایی که بارهای زیادی نگهداری می‌شود و در سطوحی که محل تجمع عمومی است (خصوصاً در مراکز اورژانس)، امکان دارد که بارهای واحد بزرگی در یک سطح بزرگ به صورت یکنواخت توزیع شود. ولی برای اکثر سازه‌های چوبی، کاهش بارهای زنده مجاز می‌باشد.

### بارهای زنده کف

همانطور که پیشتر ذکر کردیم، بارهای زنده حداقل کف  $L$  در جدول A-16 از UBC مشخص شده است. این بارها بر اساس نوع سکونت یا کاربری ساختمان می‌باشد. بر حسب کاربری یا سکونت ساختمان، بارهای زنده کف بین حداقل 40 psf برای سازه‌های مسکونی تا 250 psf برای انبارهای ذخیره تغییر می‌کند. این بارهای زنده واحد برای اعضاء با سطح بارگیری کوچک است. بر حسب تعریف سطوح بارگیری کوچک به سطوح برابر یا کوچکتر از  $150 \text{ ft}^2$  اطلاق می‌شود. با آنچه پیشتر در مورد سطوح بارگیری توضیح دادیم، به خاطر آورید که می‌توان بزرگی بار زنده واحد را در صورتی که سطح بارگیری افزایش می‌یابد، کاهش داد. حداقل مقدار  $R$  که بر اساس سه معیار زیر به دست می‌آید، درصد کاهش بار زنده کف را مشخص می‌کند:

$$R = r(A - 150)$$

۱.

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{D}{L}\right)$$

۲.

$$R = \begin{cases} \text{حداکثر ۴۰ درصد برای اعضایی که بار وارده را فقط از یک طبقه تحمل می‌نمایند.} \\ \text{حداکثر ۶۰ درصد برای سایر اعضاء} \end{cases}$$

۳.

که در آن  
 $r =$  نسبت کاهش که برابر با 0.08 درصد به ازای هر فوت مربع از سطح بارگیری کف که بزرگتر از  $150 \text{ ft}^2$  باشد.

$A =$  سطح بارگیری کف برای عضو مورد نظر

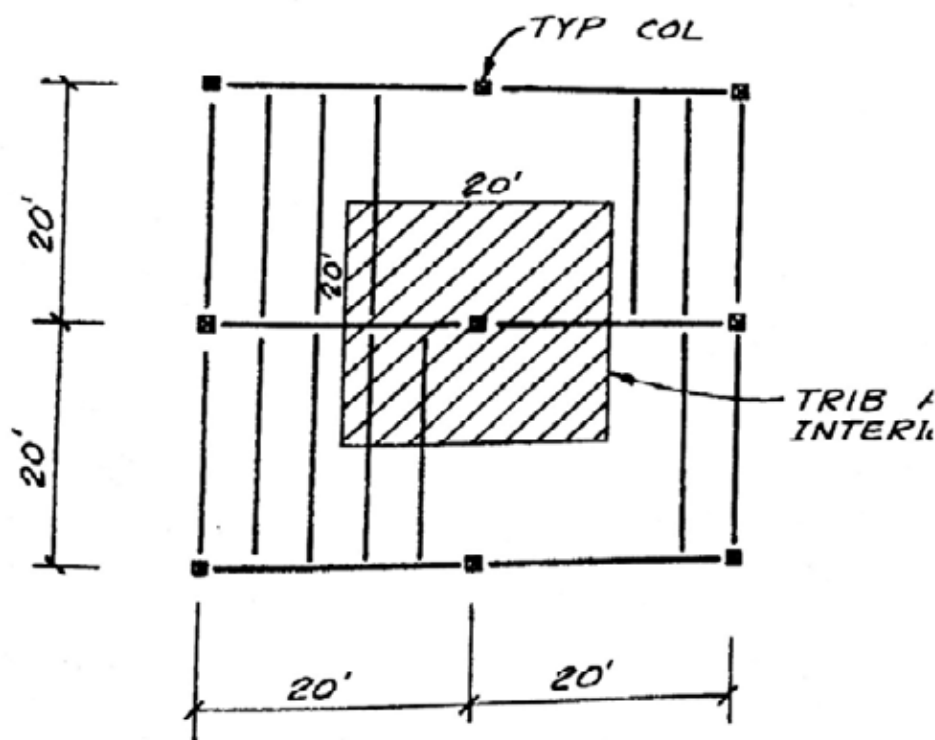
$D =$  بار مرده کف

$L =$  بار زنده کف فهرست بندی شده در جدول A-16 از UBC.

محاسبه بارهای زنده کاهش یافته کف در مثال ۲-۳ نشان داده شده است.

### مثال ۲-۳ کاهش بارهای زنده کف

نیروی کل محوری را که برای طراحی ستون داخلی در کف نشان داده شده در شکل ۲-۳ مورد نیاز است، تعیین نمایید. سازه یک ساختمان آپارتمانی است با بار مرده کف  $D$  برابر با  $10 \text{ psf}$  و بر اساس جدول A-16 از UBC دارای بار زنده کف  $40 \text{ psf}$  است. فرض کنید که بارهای سقف در این مسأله در نظر گرفته نمی‌شود و بار یک طبقه لحاظ می‌شود.



## FLOOR FRAMING PLAN

Figure 2-3

$$150 < 400 \text{ ft}^2 = 20 \times 20 = \text{سطح بارگیری}$$

پس بار زنده کف L را می توان کاهش داد:

$$R = r(A - 150) = 0.08(400 - 150)$$

(معیار تعیین کننده است) 20%

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{D}{L} \right) = 23.1 \left( 1 + \frac{10}{40} \right) = 28.9\%$$

$$R = 40\% \text{ (بار وارده از یک طبقه)}$$

کوچکترین سه مقدار به عنوان کاهش بار زنده کف L در نظر گرفته می شود:

$$L = 40(1.00 - 0.2) = 32 \text{ psf}$$

بار کل

$$TL = D + L = 10 + 32 = 42 \text{ psf}$$

$$P = 42 \times 400 = 16.8 \text{ k}$$

علاوه بر بار زنده یکنواخت در کف بر حسب پوند در فوت مربع، آیین نامه بارهای زنده متمرکزی را نیز مشخص کرده است. نوعی از بار زنده، گسترده یا متمرکز که شرایط بحرانی تری را در ترکیبات بارگذاری مورد نیاز سازه به وجود می آورد (بخش ۱۶-۲) در تعیین ابعاد سازه ای به کار برده است.

بارهای زنده متمرکز کف غیر از بار چرخ وسایل نقلیه می تواند در یک سطح مربع (2½ ft در 2½ ft) وارد شود. هدف از آنها در نظر گرفتن بارهای مربوط به تجهیزات متنوع است که می تواند اتفاق بیفتد. بارهای ماشین آلات در یک سطح بزرگتر از 20 in<sup>2</sup> وارد می شود که تقریباً برابر با سطح تماس بین یک جک ماشین و کف می باشد. این ضوابط در سال های اخیر به دلیل گزارش هایی که حاکی از سوراخ شدگی کف در زیر جک ماشین ها بوده است به UBC اضافه شده است.

به راحتی می توان دریافت که اکثر طراحی ها بر اساس بارهای زنده یکنواخت تعیین می شود. ولی بایستی هر دو بارهای متمرکز و گسترده در نظر گرفته شود. برای سیستم های قاب ویژه چوبی، بخش ۱۵-۱ از NDS روشی را برای توزیع بارهای متمرکز برای اعضاء موازی با هم ارائه کرده است. در عین حال آیین نامه روش دیگری را برای محاسبه کاهش بار مرده کف ارائه کرده است. به جای کاهش بر اساس سطح بارگیری، کاهش بر اساس سطح مؤثر A<sub>I</sub> انجام می شود که این سطح مؤثر شامل کل سطح مربوط به تمامی اعضایی است که اعضاء مورد بحث ما را تحمل کرده اند. UBC سطح مؤثر را برای یک ستون، چهار برابر سطح بارگیری و برای یک تیر دو برابر سطح بارگیری تعریف می کند. این رابطه مربوط به محاسبه کاهش بارهای زنده با رابطه مربوط به روش سطح بارگیری متفاوت است. روش سطح مؤثر در ASCE 7 آمده است.

بارهای زنده سقف  
آیین‌نامه بارهای زنده حداقل را که برای طراحی سیستم سقف به کار برده می‌شود، مشخص کرده است. معمولاً بار زنده سقف برای یک مدت زمان کوتاه از عمر سازه اعمال می‌شود. این مسأله معمولاً در طراحی سازه‌های غیر چوبی در نظر گرفته نمی‌شود. ولی همانطور که در فصول بعد نشان خواهیم داد، طول زمانی که هر بار به «سازه چوبی» اعمال می‌شود بر ظرفیت باربری تأثیر خواهد گذاشت.

بارهای زنده سقف مشخص شده اند تا از آنها برای در نظر گرفتن انواع مختلف بار که می‌تواند بر یک سقف وارد شود استفاده نماییم. این بارها، بارهایی را که در مدت زمان ساخت ساختمان حتی اجرای سقف بر سازه وارد می‌شود را نیز شامل می‌شوند. بارهای زنده سقف که می‌تواند بعد از ساخت وارد شود عبارتند از اجرای سقف مجدد، سیستم تهویه، نصب و استفاده از تجهیزات مکانیکی و در صورت وجود، بارهای ناشی از تجهیزات اطفاء حریق. نیروی باد و بار برف معمولاً در دسته بارهای زنده قرار نمی‌گیرند و به صورت جداگانه در نظر گرفته می‌شوند.

بارهای زنده سقف را می‌توان از جدول C-۱۶ از UBC به دست آورد. روش اول در این جدول بارهای زنده واحد سطح سقف به صورت مستقیم و با در نظر گرفتن سطح بارگیری عضو مورد نظر در طراحی، محاسبه می‌شود. هر چه سطح بارگیری بزرگتر باشد، بار زنده واحد کوچکتر می‌شود. بنابراین، هر بار که طراحی عضو جدید مورد نظر باشد، گام اول محاسبه سطح بارگیری است که عضو تحمل می‌کند. سپس بر اساس سطح بارگیری عضو مورد نظر، بار زنده «واحد سطح» سقف، برای طراحی تعیین می‌شود. روش دوم در جدول C-۱۶ از UBC، که اخیراً به آیین‌نامه اضافه شده است، به طراح اجازه می‌دهد که بار زنده واحد سطح سقف را برای هر عضو به صورت تابعی از سطح بارگیری محاسبه کند. این روش تغییرات پیوسته‌ای از بارهای زنده را ارائه می‌کند، در حالیکه روش ۱، تغییرات افزاینده را برای بارهای زنده ارائه می‌کند.

این دو روش مستقل از هم هستند و نمی‌توان آنها را با یکدیگر ترکیب کرد. روش ۲ درصد کاهش بار زنده سقف را با استفاده از کوچکترین سه مقدار زیر محاسبه می‌کند.

$$R = r (A - 150)$$

۲.

$$R = 23.1 \left( 1 + \frac{D}{L_r} \right)$$

۳.

حداکثر کاهش مجاز بر اساس جدول C-۱۶ از UBC

که در آن

$$R = \text{کاهش بر حسب درصد}$$

$r$  = نسبت کاهش (درصد به ازای هر فوت مربع بیشتر از  $150 \text{ ft}^2$ ) که در جدول UBC آمده است.

$A$  = سطح بارگیری سقف برای عضو مورد نظر

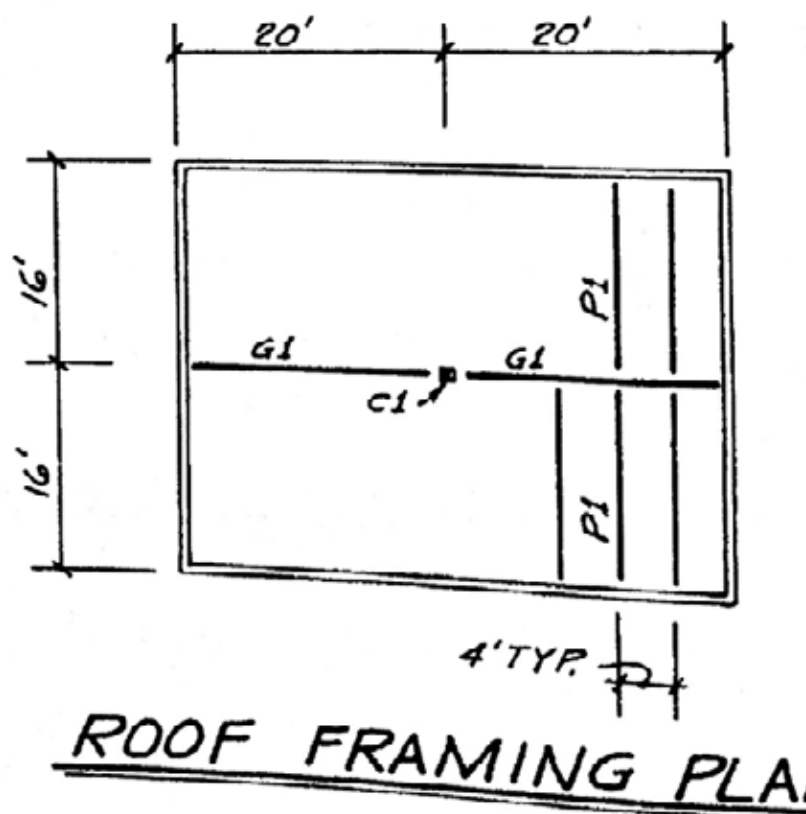
$D$  = بار زنده سقف

$L_r$  = بار زنده فهرست شده سقف بر اساس جدول C-۱۶

معیار دومی که جدول C-۱۶ برای برآورد بارهای زنده سقف ارائه کرده است، شیب یا زاویه سقف است. شیب سقف بر احتمال بارگذاری نیز اثر می‌گذارد. بر روی یک سقف نسبتاً مسطح، احتمال آنکه یک بار زنده واحد نسبتاً بزرگی رخ دهد وجود دارد، ولی بر روی سقف‌های با شیب زیاد، احتمالاً بار زنده بر واحد سطح کوچکتری اعمال می‌شود. در هر دو روش‌های ۱ و ۲ شیب سقف نیز به حساب می‌آید. مثال ۲-۴ به کار بردن هر دو روش را نشان می‌دهد.

#### مثال ۲-۴ محاسبه بارهای زنده سقف

بارهای زنده یکنواخت سقف را برای اعضاء ساختمانی که در شکل ۲-۴ نشان داده شده است تعیین کنید. فرض کنید که سقف مسطح است (صرفنظر از شیب حداقل  $1/4$  اینچ بر فوت که برای زهکشی طراحی می‌شود). بار مرده سقف  $D = 8 \text{ psf}$





سطوح بارگیری

$$A = 4 \times 16 = 64 \text{ ft}^2 \quad \text{P1 تیرچه:}$$

$$A = 16 \times 20 = 320 \text{ ft}^2 \quad \text{G1 شاه تیر:}$$

$$A = 16 \times 20 = 320 \text{ ft}^2 \quad \text{C1 ستون:}$$

جدول C-۱۶ از UBC

روش اول:

الف) تیرچه P1

$$\text{سطح بارگیری} = 64 \text{ ft}^2 < 200$$

$$\text{پس } L_T = 20 \text{ psf}$$

$$W = (D + L_T) \text{ (عرض بارگیری)}$$

$$= [(8 + 20) \text{ psf} (4 \text{ ft})] = 112 \text{ lb/ft}$$

ب) شاه تیر G1

$$= 320 \text{ ft}^2$$

$$200 < 320 < 600 \text{ سطح بارگیری}$$

$$\text{پس } L_T = 16 \text{ psf}$$

$$W = [(8 + 16) \text{ psf} (16 \text{ ft})] = 384 \text{ lb/ft}$$

پ) ستون C1

$$\text{سطح بارگیری} = 320 \text{ ft}^2$$

$$\text{پس } L_T = 16 \text{ psf}$$

$$P = [(8 + 16) \text{ psf}] (320 \text{ ft}^2) = 7680 \text{ lb}$$

روش دوم:

بارزنده پایه سقف برای یک سقف مسطح برابر است با  $L_T = 20 \text{ psf}$ 

الف) تیرچه P1

$$\text{سطح بارگیری} = 64 \text{ ft}^2 < 150$$

پس کاهش مجاز نمی‌باشد.

$$W = (D + L_T) \text{ (عرض بارگیری)}$$

$$= [(8 + 20) \text{ psf}] (4 \text{ ft}) = 112 \text{ lb/ft}$$

## ب) شاه تیر G1

$$320 > 150 = \text{سطح بارگیری}$$

$$\begin{aligned} R &= r(A - 150) \\ &= 0.08(320 - 150) \\ &= 13.6 \text{ درصد (تعیین کننده است)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= 23.1 \left( 1 + \frac{D}{L_r} \right) \\ &= 23.1 \left( 1 + \frac{8}{20} \right) = 32.3 \text{ درصد} \\ R &= 40 \text{ درصد (جدول C-16 از UBC)} \end{aligned}$$

در جدول سه مقدار فوق به عنوان کاهش  $L_r$  در نظر گرفته می شود:

$$\begin{aligned} L_r &= 20(1.00 - 0.136) \\ &= 17.3 \text{ psf} \\ W &= [(8 + 17.3) \text{ psf}(16 \text{ ft})] = 404 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

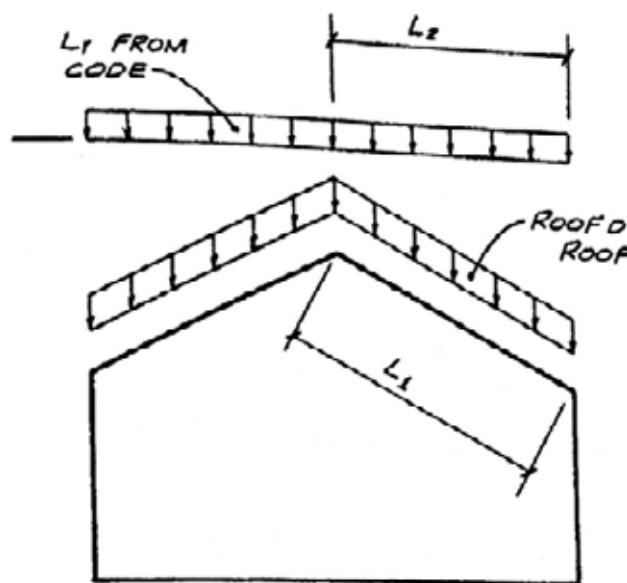
## پ) ستون C1

همانند شاه تیر  $320 = \text{سطح بارگیری}$

$$\begin{aligned} L_r &= 17.3 \text{ psf پس} \\ P &= [(8 + 17.3) \text{ psf}](320 \text{ ft}^2) = 8090 \text{ lb} \end{aligned}$$

لازم به ذکر است که بارهای زنده واحد که در آیین نامه مشخص شده است برای یک صفحه افقی اعمال می شود. بنابراین بارهای زنده بر روی یک سقف مسطح را می توان به طور مستقیم با بار مرده جمع کرد. ولی در صورتی که سقف شیبدار باشد، بایستی بار زنده سقف بر روی یک صفحه افقی باشد. به منظور جمع کردن آنها با یکدیگر بایستی بار مرده یا بار زنده به یک بار در راستای بار دیگر تبدیل شود. توجه نمایید که هر دو بار مرده و بار زنده بارهای ثقلی هستند و بنابراین هر دو نیروهایی با بردار «قائم» می باشند. به مثال ۵-۲ توجه نمایید. در یک قاب خاص، بارهای زنده (یا بار برف) غیر یکنواخت می تواند موقعیت طراحی بحرانی تری را نسبت به وقتی که بارگذاری در کل دهانه گسترده باشد ایجاد می نماید. به دلیل آنکه این اتفاق می تواند رخ دهد، آیین نامه نرم افزار دارد که بارهای نامتعادل نیز در نظر گرفته شده است.

مثال ۵-۲ ترکیب  $D + L_r$  بر روی سقف شیبدار



### END ELEVATION

شکل ۵-۲

بار کل سقف ( $D + L_r$ ) را می‌توان هم به صورت گسترده در طول شیب سقف و یا بر روی صفحه افقی به دست آورد. طول‌های  $L_1$  و  $L_2$  بایستی در راستای بارهای وارده در نظر گرفته شود:

کل بارهای معادل سقف ( $D + L_r$ ):

$$w_{TL} = w_D \left( \frac{L_1}{L_2} \right) + w_{L_r} \quad \text{بار در صفحه افقی:}$$

$$w_{TL} = w_D + w_{L_r} \left( \frac{L_2}{L_1} \right) \quad \text{بار در طول شیب سقف:}$$

### بارهای زنده سقف

آیین‌نامه طراحی بارهای خاص را که در جدول B-16 از UBC آمده است، لازم می‌داند. از آنجا که این بارها بایستی بر اساس نوع سکونت و کاربری سازه و تمایل به نوسانات بارگذاری بر حسب زمان به دست آیند، به عنوان بارهای زنده در نظر گرفته می‌شوند. لازم به ذکر است که جهت این بارهای زنده در برخی حالات افقی است. مثال‌هایی از بارهای زنده خاص شامل بارهای زنده قائم سقف کاذب و بارهای زنده گارد ریل‌ها (که هر دو به صورت قائم و افقی وارد می‌شوند). علامت  $L_r$  برای تمامی بارهای زنده، غیر از بارهای زنده سقف  $L_r$ ، به کار برده می‌شود.

بار برف نوع دیگری از بارهای ثقلی است که به صورت دوره‌ای بر روی سقف سازه اثر می‌گذارد. در ضمن انواع خاصی از سیستم‌های کف شامل بالکن‌ها و تراس‌ها می‌تواند تحت بار برف قرار گیرد. بزرگی بار برف می‌تواند در یک سطح جغرافیایی نسبتاً کوچک تغییرات زیادی داشته باشد. به این دلیل آیین‌نامه UBC طراح را برای تعیین بار برف در طراحی به آیین‌نامه ساختمانی محلی ارجاع می‌دهد. به عنوان یک مثال از اینکه بارهای برف چگونه تغییر می‌نمایند، بار برف برای طراحی در یک سطح کوهستانی خاص از کالیفرنیا جنوبی برابر  $100 \text{ psf}$  است، ولی تقریباً در فاصله ۵ مایلی و در همان ارتفاع، بار برف فقط  $50 \text{ psf}$  است. این مسئله الزام می‌دارد که آگاهی از شرایط محلی لازم است. بار برف می‌تواند بسیار بزرگ باشد. به عنوان مثال، در یک سطح در نزدیکی دریاچه Tahoe بار برف پایه برابر با  $240 \text{ psf}$  می‌باشد. لازم به ذکر است که بارهای برف که در آیین‌نامه مشخص شده است، در صفحه افقی است (مشابه بار زنده سقف). ولی بار برف واحد (واحد سطح) شامل کاهش ناشی از سطح بارگیری که برای بارهای زنده سقف اعمال می‌شود نمی‌شوند.

بار برف پایه که بر اساس آیین‌نامه‌های محلی به دست آمده است بر اساس شیب سقف، کاهش پیدا می‌نمایند. برای سقف‌های شیب دار با شیب کمتر از  $20^\circ$  درجه و یا برای بار برف  $20 \text{ psf}$  یا کمتر، کاهش مجاز نمی‌باشد. UBC روش زیر را برای کاهش بار برف در طراحی ارائه کرده است:

$$R_s = \frac{S}{40} - \frac{1}{2}$$

که در آن:

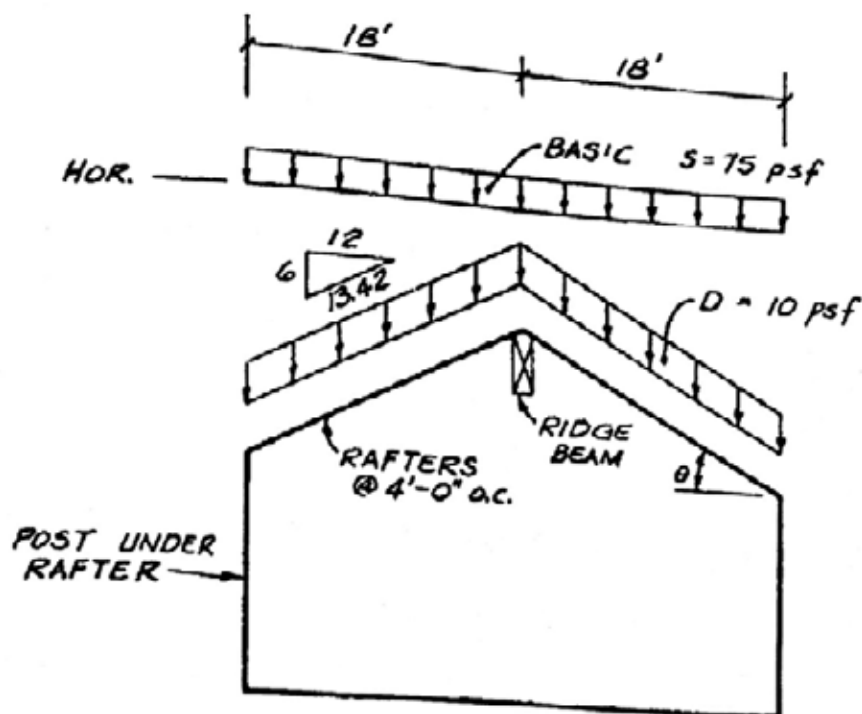
$R_s$  = کاهش بار برف بر حسب  $\text{psf}$  به ازای هر درجه شیب سقف بیشتر از  $20^\circ$  درجه

$S$  = کل بار برف بر حسب  $\text{psf}$

استفاده از این کاهش و ترکیب بارها بر روی صفحات افقی و شیب دار در مثال ۶-۲ نشان داده شده است. در عین حال این مثال اثر استفاده از یک بار در صفحه افقی را بر روی محاسبات طراحی نشان می‌دهد.

### مثال ۶-۲ کاهش بار برف

کل بار طراحی شامل بار مرده به علاوه بار برف را برای تیرهای ساختمان نشان داده شده در شکل ۶a ۲- و با استفاده از روش کاهش بار برف در فصل ۱۶ از UBC، برش و لنگر طراحی را برای تیرها در صورتی که فاصله مرکز به مرکز آنها  $4 \text{ ft}$  باشد تعیین نمایید. بار مرده سقف (D) برابر  $10 \text{ psf}$  در طول سقف و بار برف پایه نیز برابر با  $75 \text{ psf}$  در صفحه افقی در نظر گرفته می‌شود.



### TYPICAL SECTION

شکل ۲-۶a

بار برف  
کنترل کاهش:

درجه  $> 20$  درجه  $\theta = \tan^{-1} \frac{6}{12} = 26.6$  = شیب سقف پس از کاهش می‌توانیم استفاده کنیم.

$$R_s = \frac{S}{40} - \frac{1}{2} = \frac{75}{40} - \frac{1}{2} = 1.38 \text{ psf}$$

درجه شیب بیشتر از 20 درجه

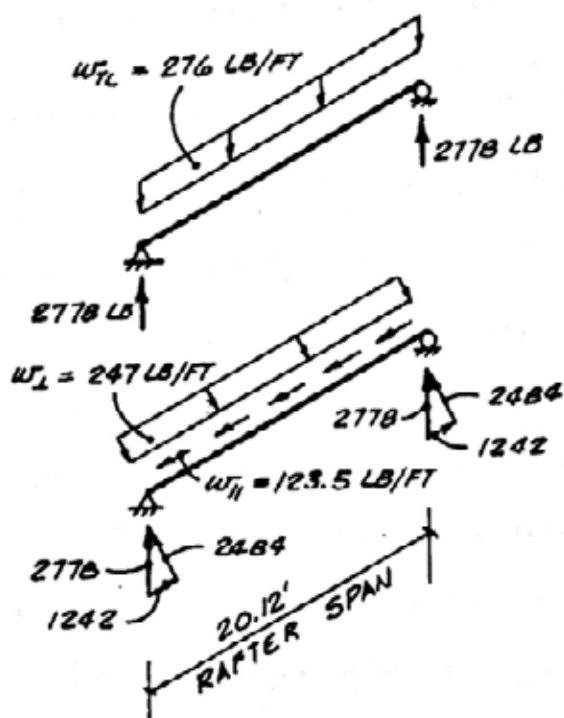
بار برف کاهش یافته :

$$S = 75 - 1.38 (26.6 - 20) \approx 66 \text{ PSF}$$

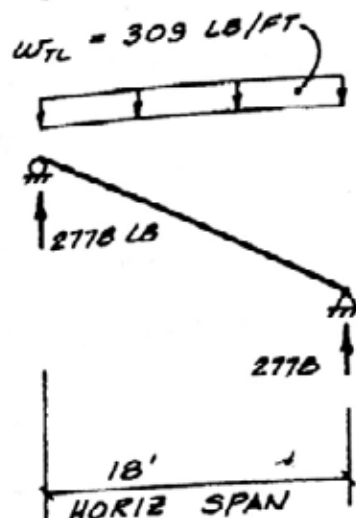
بار کل

در محاسبه بار کل وارده بر تیر سقف، (برای بارهای مرده و برف) طول‌های متفاوتی بایستی در نظر گرفته شود. در ضمن، برش و لنگر وارد بر تیر را می‌توان با استفاده از روش تیر شیب دار و یا روش تسطیح به افق محاسبه کرد. «روش تیر شیب دار»: بارهای ثقلی به مؤلفه‌هایی که موازی و عمود بر عضو هستند تجزیه می‌شوند. مقادیر برش و لنگر بر اساس مؤلفه عمود بر عضو و طول دهانه واقعی تیر محاسبه می‌شوند. «روش تسطیح به افق»: بار ثقلی بر یک تیر که دهانه آن طول تصویر شده تیر در صفحه افق است وارد می‌شود. در زیر هر دو روش نشان داده شده است و مقادیر حداکثر برش و لنگر با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

*Sloping beam method  
(left rafter illustrated)*



*Horizontal plane method  
(right rafter illustrated)*



شکل ۶b-۲ مقایسه «روش تیر شیب دار» و «روش تسطیح به افق» برای تعیین برش و لنگر در یک تیر مورب

$$TL = D + S$$

$$= 10 + 66 \left( \frac{18}{20.12} \right)$$

$$= 69 \text{ psf}$$

$$W = 69 \text{ psf} + 4 \text{ ft}$$

$$= 276 \text{ lb/ft}$$

از بار عمودی وارده بر سقف و دهانه تیر به

موازات سقف استفاده می کنیم.

$$V = \frac{\omega L}{2} = \frac{0.247(20.12)}{2}$$

$$= 2.48 \text{ K}$$

$$M = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{0.247(20.12)^2}{8}$$

$$= 12.5 \text{ ft-k}$$

$$TL = D + S$$

$$= 10 + \left( \frac{18}{20.12} \right) + 66$$

$$= 77.2 \text{ psf}$$

$$W = 77.2 \text{ psf} + 4 \text{ ft}$$

$$\approx 309 \text{ lb/ft}$$

از کل بار قائم و دهانه تصویر شده تیر در

راستای افق استفاده می کنیم

$$V = \frac{\omega L}{2} = \frac{0.309(18)}{2}$$

$$= 2.78 \text{ K}$$

$$M = \frac{\omega L^2}{2} = \frac{0.309(18)^2}{2}$$

$$= 12.5 \text{ ft-k}$$

تذکره: در عمل معمولاً از روش «تسطیح به افق» برای محاسبه مقادیر طراحی تیرهای مورب مانند تیرهای سقف شیبدار استفاده می‌شود. این روش لنگر طراحی برابر و برش محافظه کارانه‌ای در مقایسه با روش تیر شیبدار به دست می‌دهد (بر اساس تعریف «برش» نیروی داخلی عمود بر محور طولی تیر است. بنابراین محاسبه برش از نظر تئوری برای تیر سمت چپ در این مثال صحیح است).

طراح بایستی بداند که بار برفی که در فصل ۱۶ از UBC آورده شده است، سالها در آیین‌نامه وجود داشته است و این ضوابط روش ساده شده‌ای را برای معیار طراحی مورد نظر ارائه کرده است. به عنوان مثال آیین‌نامه صرفاً تأکید می‌کند که «انباشته شدن بار برف بر روی دیوارها، بالکن‌ها، سازه‌های سقف offsets در سقف‌های نامنظم بایستی در نظر گرفته شود». ولی روش محاسبه با برف افزایش یافته به این دلیل انباشتگی را مشخص نکرده است و مراحل آن را به طراح واگذار کرده است.

معیارهای کامل تری از بار برف در طراحی موجود است. (ASCE7 (مرجع ۴-۲) یک روش کامل برای محاسبه انباشتگی برف ارائه کرده است). (گام‌هایی ارائه شده است تا این شرایط کامل تر را برای بار برف در UBC شامل شود و به طراح اجازه داده می‌شود تا برای فصل ۱۶ UBC از ضمیمه‌ها استفاده کند. این ضمیمه شرایط ASCE 7 را به شکل ساده تر و قابل فهم تر ارائه کرده است. پس از یک دوره آزمایشی، به نظر می‌رسد که مصالح ارائه شده در این ضمیمه با اصل UBC مطابقت دارد). «آیین‌نامه ملی ساختمانی» BOCA (مرجع ۱۰-۲) و «آیین‌نامه استاندارد ساختمانی» (مرجع ۲۰-۲) در حال حاضر از معیار بارگذاری برف که بر اساس ASCE7 می‌باشد، استفاده می‌کنند.

## ۲-۶- دیگر بارهای حداقل آیین‌نامه

آیین‌نامه یک سری از بارهای حداقل طراحی را ارائه کرده است. به منظور استفاده از «ترکیبات بار اصلی» (بخش ۱۶-۲) نوع بارگذاری و یکی از این بارها مشخص شده است. به عنوان مثال، نیروی افقی  $5 \text{ psf}$  بر روی تیغه‌ها به عنوان یک بار زنده معرفی شده است. بنابراین می‌توان این بار زنده را با سایر بارهای طراحی که در ترکیب بار اصلی مشخص شده‌اند، ترکیب کرد.

## ۲-۷- معیار تغییر شکل

آیین‌نامه مشخص کرده است که تغییر شکل تیرها، خرپاها و اعضا مشابه تحت بارهای ثقلی ناپستی از یک حد مشخص تجاوز کند. معیار تغییر شکل در جداول D-۱۶ و E-۱۶ از UBC آورده شده است و برای اعضا سقف که سقف‌های گچی را تحمل می‌کنند و نیز برای اعضا کف به کار می‌رود.

هدف از محدودیت‌های تغییر شکل، تضمین آسایش برای استفاده کننده و نیز جلوگیری از ایجاد ترک در سقف‌های گچی است.

مسئله آسایش کاربر به طور مستقیم به اعتمادی که ساکنین از امنیت سازه دارند بر می‌گردد، امکان دارد که سازه با در نظر گرفتن محدودیت‌های تنش کاملاً امن باشد، ولی تغییر شکل آن نیز در زیر بار به قدری زیاد باشد که به نظر ناامن باشد.

تغییر شکل‌های زیاد می‌تواند در شرایط مختلف بارگذاری به وجود بیاید. به عنوان مثال، آسایش ساکنین به تغییر شکل ناشی از بارهای زنده مربوط است. بنابراین آیین‌نامه الزام می‌دارد که تغییر شکل ناشی از بارهای زنده محاسبه شود. این تغییر شکل بایستی کمتر یا مساوی طول دهانه تقسیم بر ۳۶۰ باشد

$$\left( \Delta_{L+L_r} \leq \frac{L}{360} \right)$$

یک حالت دیگر بارگذاری که بیشتر به ترک خوردگی گچ و ایجاد ظاهری نامناسب می‌شود، تغییر شکل ناشی از بار کل است. (یعنی بار مرده به علاوه بار زنده). برای این مورد، تغییر شکل واقعی را به مقدار طول دهانه تقسیم بر ۲۴۰ محدود می‌کنند

$$\left( \Delta_{KD+L+L_r} \leq \frac{L}{240} \right)$$

توجه نمایید که در معیار فوق، تغییر شکل محاسبه شده ناشی از ضرب  $K$  در بار مرده  $D$  به علاوه بار زنده  $L$  می‌باشد. در اینجا  $K$  به وسیله آیین‌نامه پیشنهاد شده است تا اثر خزش را بر روی انواع مصالح ساختمانی در اثر بارهای دائمی نشان دهد. به خاطر داشته باشید وقتی یک تیر یا اعضا مشابه تحت تأثیر بار قرار می‌گیرند، یک «تغییر شکل ثابت» داریم. برای مصالح خاص و تحت شرایط مشخص بارگذاری، ممکن است تغییر شکل اضافی تحت بارگذاری طولانی مدت به وجود بیاید و این تغییر شکل اضافی تحت عنوان «خزش» نامیده می‌شود. در عمل، قسمتی از بار زنده کف می‌تواند بار دائمی یا طولانی مدت داشته باشد، ولی آیین‌نامه فقط بار مرده را به صورت طولانی مدت در نظر می‌گیرد. برخی مصالح ساختمانی تحت خزش قرار می‌گیرند و برخی دیگر خیر. در عین حال، برخی مصالح می‌توانند تحت شرایط خاصی دچار خزش شوند و نه همه ی شرایط بارگذاری. به عنوان مثال فولاد دچار خزش نمی‌شود. (در دمای معمولی) و بنابراین ضریب  $K$  برابر با ۱ در نظر گرفته می‌شود. از طرف دیگر، بتن مسلح خزش خواهد کرد ولی این رفتار با وجود فولاد فشاری برای اعضا تحت خمش کاهش می‌یابد. بنابراین،  $K$  برای تیرهای بتن مسلح به صورت تابعی از مقدار فولاد فشاری نسبت به مقدار فولاد کششی در عضو، تعریف می‌شود.



تمایل تیرهای چوبی به خزش تحت تأثیر مقدار رطوبت عضو می‌باشد (به فصل ۴ توجه نمایید). هر چه عضو خشک‌تر باشد، تغییر شکل ناشی از بارهای دائمی کمتر خواهد بود. بنابراین برای الوار معتدل، از یک ضریب  $K$  برابر با ۰.۵ استفاده می‌نمایند. برای چوب نامعتدل،  $K$  برابر با ۱.۰ در نظر گرفته می‌شود. «الوار معتدل» در اینجا به چوبی گفته می‌شود که مقدار رطوبت آن کمتر از ۱۶ درصد در لحظه ساخت می‌باشد و در عین حال فرض می‌شود که چوب تحت شرایط خدمت خشک خواهد بود (همانند اکثر سازه‌های دارای پوشش). اگر چه ضریب  $K$  در آیین‌نامه آورده شده است، اما بسیاری از طراحان از یک روش محافظه کارانه استفاده می‌کنند؛ به صورت ساده تر از کل بار مرده (یعنی  $K = 1.0$ ) برای کنترل تغییر شکل تیر چوبی تحت بارهای  $L_r$  یا  $D + L$  استفاده می‌نمایند. به مثال ۷-۲ توجه نمایید.

#### مثال ۷-۲ محدودیت‌های تغییر شکل تیر

تغییر شکلی را که در یک تیر به وجود می‌آید، می‌توان با استفاده از روابط مقاومت مصالح به دست آورد. به عنوان مثال، تغییر شکل حداکثر ناشی از خمش در یک تیر ساده تحت بار گسترده یکنواخت در طول دهانه برابر است با:

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

محدودیت‌های زیادی برای تغییر شکل محاسبه شده وجود دارد که نایستی مقادیر محاسباتی از آنها تجاوز کند. به شکل ۷-۲ توجه نمایید.

آیین‌نامه الزام می‌دارد که تغییر شکل تیرهای سقف (که مصالح صلب سقف را تحمل می‌کنند مانند گچ) و تیرهای کف تحت معیارهای زیر محاسبه و کنترل شود:

تغییر شکل فقط تحت بار زنده نایستی از طول دهانه تقسیم بر ۳۶۰ تجاوز کند.

$$\Delta_{(L \text{ یا } L_r)} \leq \frac{L}{360}$$

تغییر شکل تحت  $K$  برابر بار مرده به علاوه بار زنده نایستی از طول دهانه تقسیم بر ۲۴۰ تجاوز کند:

$$\Delta_{[KD + (L \text{ یا } L_r)]} \leq \frac{L}{240}$$

مقادیر  $K$  در آیین‌نامه عبارتند از:

$$K = \begin{cases} 1.0 & \text{برای چوب «نامعتدل» و یا سبز} \\ 0.5 & \text{برای چوب «معتدل» یا خشک} \end{cases}$$

به عنوان یک گزینه، محدودیت تغییر شکل یک عضو چوبی تحت بار کل (که در آن  $K = 1.0$  است) می تواند به صورت محافظه کارانه ای به کار برده شود.

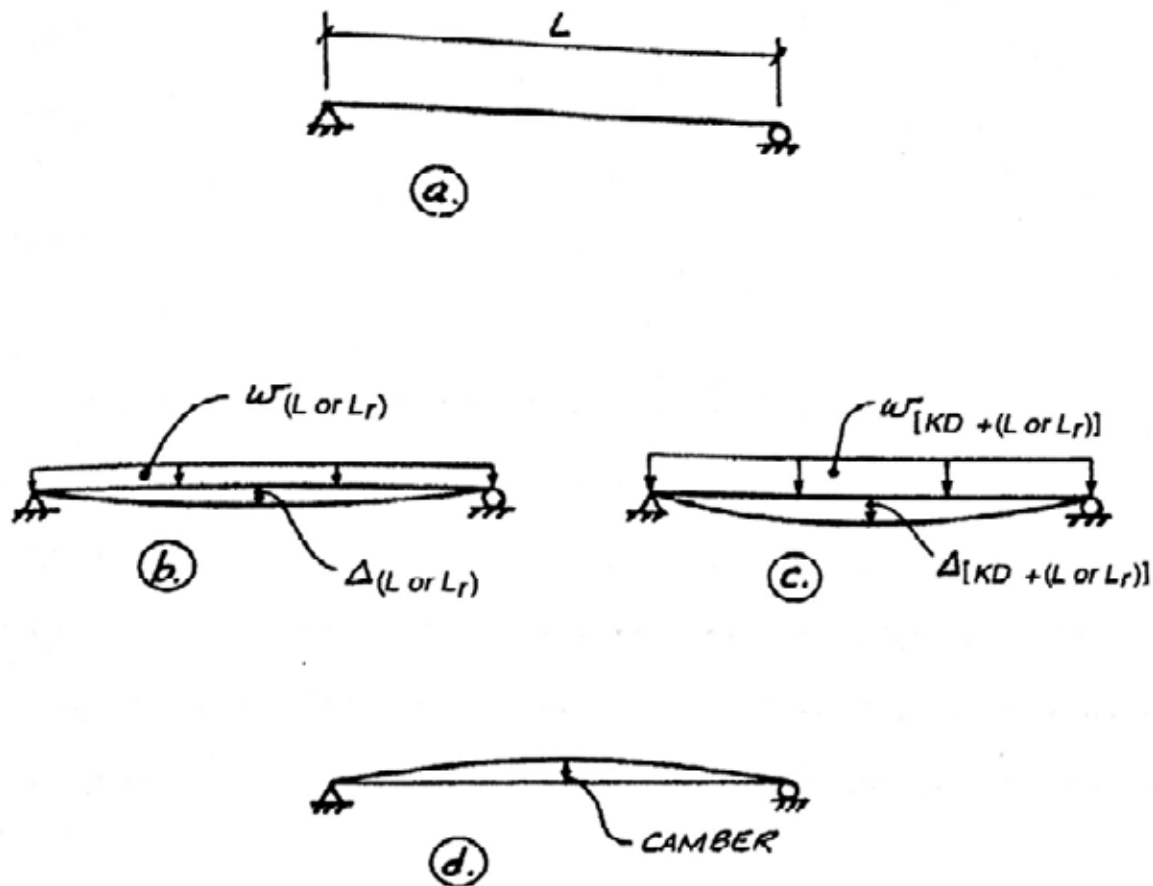
$$\Delta_{\pi} \leq \frac{L}{240}$$

برای اعضای که توسط معیار آیین نامه ای فوق در نظر گرفته نشده است، طراح می تواند از محدودیت تغییر شکل که در جدول ۸-۲ آمده است استفاده کند.

اعضاء چوبی ساخته شده مانند تیرهای چسب الواری و خرپاهای چوبی را می توان در لحظه ساخت به صورت انحناء دار ساخت. این انحنای ساخته شده تحت عنوان «خم» نامیده می شود و در خلاف جهت تغییر شکل ناشی از بارهای ثقلی اعمال می شود تا از نظر ظاهری شکل مناسب تری را به وجود آورد. برای اطلاعات بیشتر به مثال ۱۵-۶ مراجعه نمایید. تیرهای چوبی که به صورت یکپارچه بریده شده اند فاقد خم می باشند.

تجربه نشان داده است که معیار تغییر شکل آیین نامه برای سیستم کف انواع خاصی از ساختمان ها، سختی کافی به وجود نمی آورد. در ساختمان های اداری و دیگر سازه های تجاری، طراح می تواند از معیار تغییر شکل محدودتری نسبت به معیار آیین نامه ای استفاده کند. معیار تغییر شکلی که در جدول ۸-۲ نشان داده شده است به وسیله AITC ارائه شده است. این معیارها شامل محدودیت هایی برای تیرها در شرایط «کاربری معمولی» (مشابه معیار آیین نامه ای) و محدودیت هایی برای تیرها در جایی که «سختی اضافه برای کف» مورد نیاز است، می باشد. معیار اخیر به نوع تیر (تیرچه یا شاه تیر)، طول دهانه و بزرگی بار زنده کف بستگی دارد. سختی بیشتر کف قاعدتاً موجب آسایش بیشتر کاربر و قابل قبول بودن بیشتر برای سیستم کف چوبی می شود.

دیگر پیشنهادات مربوط به تغییر شکل را که در جدول ۸-۲ آورده شده است می توان به عنوان راهنما در طراحی اعضای که در آنها معیار تغییر شکل آیین نامه مشخص نشده است به کار برد. به عنوان مثال، آیین نامه محدودیت های تغییر شکل را برای اعضاء سقف، که سقف های غیر گچی را تحمل می نمایند، مشخص نکرده است و پیشنهادات AITC در این زمینه به طراح کمک خواهد کرد. در جدل ۸-۲، بار وارده بار زنده، بار برف، بار باد و غیره می باشند.



شکل ۷-۲ الف) تیر بدون بارگذاری ب) تغییر شکل فقط تحت بار زنده پ) تغییر شکل تحت K برابر بار مرده به اضافه بار زنده ت) خم اعضای ساخت است که بر روی تیرهای ساخته شده اعمال می‌شود و در خلاف جهت تغییر شکل ناشی از بارهای ثقلی می‌باشد.

طراح بایستی موقعیت بحرانی دیگری را برای تغییر شکل اعضاء محاسبه کند. اعضای که سطوح وسیع کاشی کاری شده‌اند و اعضای که در جهت گیری یا عملکرد تجهیزات خاص اثر می‌گذارند مثال‌هایی از مشکلات احتمالی می‌باشند. با توجه به تغییر شکل تیر در آیین‌نامه و TCM، NDS موقعیت کمی متفاوت تری را در نظر گرفته است. NDS محدودیتی برای تغییر شکل تیرهایی که بایستی طراحی شوند و یا سایر مؤلفه‌ها پیشنهاد نکرده است و این «معیار خدمت پذیری» را به طراح یا آیین‌نامه ساختمانی واگذار کرده است. NDS تمایل اعضاء چوبی را به خزش تحت بارهای دائمی در بخش ۲-۵-۳ از NDS و ضمیمه F از NDS مشخص کرده است. بر اساس NDS، اعضاء چوبی نا معتدل تقریباً به اندازه تغییر شکل ناشی از بارهای دائمی دچار خزش خواهند شد و اعضاء چوبی معتدل به اندازه نصف این مقدار خزش خواهند کرد. با این روش تغییر شکل کل یک عضو چوبی با در نظر گرفتن خزش را می‌توان محاسبه کرد.

برای الوار سبز داریم:

$$\Delta_{\text{کل}} = \Delta_{\text{کوتاه مدت}} + 2.0 (\Delta_{\text{دراز مدت}})$$

برای الوار معتدل و چسب الوار داریم:

$$\Delta_{\text{کل}} = \Delta_{\text{کوتاه مدت}} + 1.5 (\Delta_{\text{دراز مدت}})$$

| محدودیت‌های تغییر شکل پیشنهاد شده |                    |                      |
|-----------------------------------|--------------------|----------------------|
| دسته بندی کاربرد                  | فقط بار وارده      | بار وارده + بار مرده |
| تیرهای سقف                        |                    |                      |
| صنعتی                             | $L/180$            | $L/120$              |
| تجاری و خدماتی                    |                    |                      |
| بدون سقف گچی                      | $L/240$            | $L/180$              |
| با سقف گچی                        | $L/360$            | $L/240$              |
| تیرهای کف                         |                    |                      |
| کاربرد معمولی <sup>۱</sup>        | $L/360$            | $L/240$              |
| پل بزرگراه                        | $L/300$            |                      |
| پل راه آهن                        | $L/300$ یا $L/400$ |                      |

| محدودیت‌های تغییر شکل در جایی که به سختی اضافه در کف نیاز می‌باشد. |              |                                     |
|--|--------------|-------------------------------------|
| دسته بندی کاربردی  | فقط بار مرده | بار وارده + (بار مرده) <sup>۲</sup> |
| تیرهای کف  |              |                                     |
| تجاری، اداری و صنعتی   |              |                                     |
| تیرچه‌های کف با دهانه تا ۲۶ فوت <sup>۳</sup>                       |              |                                     |
| $L \leq 60$ psf  | $L/480$      | $L/360$                             |
| $60 \text{ psf} < L < 80 \text{ psf}$                              | $L/480$      | $L/360$                             |
| $L \geq 80 \text{ psf}$  | $L/420$      | $L/300$                             |
| شاه تیرها با دهانه تا ۳۶ فوت <sup>۴</sup>                          |              |                                     |
| $L \leq 60$ psf  | $L/480$      | $L/360$                             |
| $60 \text{ psf} < L < 80 \text{ psf}$                              | $L/420$      | $L/300$                             |
| $L \geq 80 \text{ psf}$  | $L/360$      | $L/240$                             |

جدول ۸-۲ پیشنهادات مربوط به محدودیت‌های تغییر شکل که در TCM (مرجع ۷-۲) آمده است. (AITC)

۱. دسته بندی کاربرد معمولی، برای کف هایی است که در آنها راحتی در حین راه رفتن و به حداقل رساندن ترک گچ، هدف اصلی است. این ضوابط مربوط به محدودیت تغییر شکل، ممکن است مسأله لرزش را در دهانه های بلند و یا در سازه های صنعتی و اداری که به سختی بیشتر در کف نیاز دارند، به کلی از بین نبرد. به همین دلیل محدودیت های تغییر شکل در جدول زیر برای سختی بیشتر کف ارائه شده است.

۲.  $K = 1.0$  مگر برای اعضاء معتدل که در آنها  $K = 0.5$  است. در اینجا اعضاء معتدل به اعضایی اطلاق می شود که در زمان نصب دارای مقدار رطوبت کمتر از ۱۶ درصد باشند.

۳. برای شاه تیرها با دهانه بیشتر از ۳۶ فوت و برای تیرچه‌ها با دهانه بیشتر از ۲۶ فوت، ضوابط ویژه طراحی مانند محدودیت بیشتر در تغییر شکل و لرزش ناشی از کل جرم کف لازم است.

۴. بر اساس کاهش بار زنده که در آیین نامه مجاز می باشد.

که در آن:

دراز مدت  $\Delta$  = تغییر شکل آنی تحت بارهای دراز مدت. بار دراز مدت عبارت است از بار مرده به اضافه درصد مناسبی (مقدار دائمی) از بار زنده. با دانستن نوع سازه و ماهیت بارهای زنده، طراح می‌تواند تخمین بزند که چه مقدار از بار زنده (در صورت وجود) به صورت دراز مدت بر روی سازه قرار دارد.

کوتاه مدت  $\Delta$  = تغییر شکل تحت قسمت کوتاه مدت بار طراحی

بنابراین NDS یک روش قراردادی برای محاسبه تغییر شکل کل که خمش را نیز شامل می‌شود، ارائه کرده است. با این اطلاعات طراح می‌تواند قضاوتی از سختی یک عضو داشته باشد. به عبارت دیگر، در صورتی که تغییر شکل محاسبه شده زیاد باشد، طراح می‌تواند با انتخاب یک عضو با ممان اینرسی بیشتر طراحی را تصحیح کند.

در سال‌های اخیر تخریب سیستم‌های سقف به دلیل تغییر شکل‌های زیاد سقف‌های «مسطح» سازه‌ها و تجمع آب در این نقاط بسیار مورد توجه قرار گرفته است. این نوع تخریب معروف به تخریب «گود افتادگی» است و معروف شکست به دلیل انباشتگی آب در روی سقف مسطح است. تغییر شکل اولیه تیر باعث انباشتگی آب می‌شود. در مقابل این آب انباشته شده باعث تغییر شکل اضافه می‌شود. در نهایت یک چرخه‌ای به وجود می‌آید که در صورت نرم بودن سقف به تخریب آن می‌انجامد. اولین و ساده ترین روش ایجاد زهکشی مناسب و شیب مثبت (حتی بر روی سقف‌های مسطح) می‌باشد که در آن تجمع آب به سادگی امکان پذیر نباشد. آیین‌نامه الزام می‌دارد که سقف دارای شیب حداقل ۱ واحد عمومی به ۴۸ واحد افقی ( $1/48$  اینچ در هر فوت) باشد، مگر در صورتی که برای جمع شدن آب طراحی شده باشد. بایستی تعداد و اندازه کافی زهکش در سقف تأمین شود تا این آب را دفع کند، البته در صورتی که مانعی وجود نداشته باشد. برای ضوابط اضافی زهکشی سقف و بارهای ناشی از باران به مرجع ۴-۲ مراجعه نمایید.

روش دوم به جای ایجاد شیب حداقل  $1/4 \text{ in/ft}$  به کار برده می‌شود. در اینجا با استفاده سقفی قوی و صلب از گود افتادگی جلوگیری می‌شود، به طوری که آب نمی‌تواند به اندازه کافی انباشته شود تا باعث تخریب شود. این کار با اعمال معیارهای اضافی تغییر شکل برای اعضاء سازه‌ای و با طراحی این اعضاء برای تنش‌ها و تغییر شکل‌های افزایش یافته انجام می‌شود. تنش‌های افزایش یافته از ضرب کردن تنش‌های محاسبه شده واقعی ناشی از بارهای خدمت در ضریب بزرگنمایی به دست می‌آید. ضریب بزرگنمایی عددی بزرگتر از 1.0 است و بر اساس حساسیت سقف در برابر انباشتگی (گود افتادگی) آب اندازه گیری می‌شود. این تابعی از بار کل طراحی سقف ( $D + L_r$ ) و وزن آب انباشته شده است. از آنجا که روش اول برای جلوگیری از گود افتادگی روش سر راست، عملی و کم هزینه تر است، برای اکثر

طراحی‌ها از این روش استفاده می‌شود. وقتی که نمی‌توان شیب حداقل زهکشی را تأمین کرد، همانطور که در بالا توضیح داده شد، سقف بایستی برای انباشته شدن آب طراحی شود. با توجه به آنکه روش اخیر راه حل متداولی نیست، معیارهای طراحی آن در اینجا آورده نشده است. طراح برای به دست آوردن اطلاعات این معیارها و مثال‌های عددی آن می‌تواند به مرجع ۷-۲ مراجعه نماید.

برای ایجاد شیب پیشنهادی  $1/4 \text{ in/ft}$  سقف، از روش‌های متعددی می‌توان استفاده کرد. ساده‌ترین روش آن است که تکیه گاه‌های سقف را در ترازهای مختلف قرار دهیم. تراز این تکیه گاه‌ها (یا تراز بالای پوشش که به طور اختصار TC نامیده می‌شود) بایستی به وضوح بر روی پلان سقف مشخص شده باشد.

روش دیگری را که می‌توان برای ساخت چسب الوارها به کار برد، ایجاد خم «اضافه» است به طوری که شیب  $1/4 \text{ in/ft}$  برای اعضاء تکیه گاهی به وجود آید. لازم به ذکر است که این خم مربوط به شیب علاوه بر خمی است که برای تغییر شکل دراز مدت (بار مرده) محاسبه می‌شود.

## ۸-۲- نیروهای جانبی

(موضوع نیروهای جانبی می‌تواند به راحتی به چندین کتاب برسد). باد و زلزله دو نیروی جانبی اساسی هستند که در طراحی ساختمان در نظر گرفته می‌شود. هر یک از این‌ها حاصل پروژه‌های تحقیقاتی بی شمار و کتاب‌های مربوط به محاسبه این نیروها می‌باشد. بر اساس تجربیات به دست آمده از زلزله سال ۱۹۷۱ در San Fernando، توجه به طراحی در برابر زلزله بیشتر شد.

معیار طراحی مربوط به نیروهای باد و زلزله که در آیین‌نامه آمده است را به طور خلاصه در ادامه این فصل آورده‌ایم. محاسبه نیروهای جانبی ساختمان‌های معمول که دارای دیوارهای برشی و دیافراگم‌های قائم هستند در فصل ۳ آورده شده است.

در رابطه با نیروهای جانبی، توجه به این مسأله که کدام بارها به صورت همزمان وارد می‌شوند بسیار مهم است. به عنوان مثال، اینکه حداکثر نیروی زلزله و حداکثر نیروی باد به صورت همزمان وارد می‌شوند، غیر محتمل به نظر می‌رسد. در نتیجه، آیین‌نامه الزام می‌دارد که یا نیروی زلزله یا نیروی باد (در ترکیب با سایر بارها) در طراحی در نظر گرفته شود. البته باری برای طراحی در نظر گرفته می‌شود که شرایط بحرانی‌تر داشته باشد. برای رسیدن به این موضوع باید تمامی سازه را تحت بار زلزله و باد به طور جداگانه آنالیز کرد تا بزرگترین نیرو برای هر اتصال و عضو بدست آید. در یک سازه می‌تواند عضوهایی وجود داشته باشد که نیروی زلزله برای آنها کنترل کننده باشد، در حالیکه در کل سازه نیروی باد کنترل کننده باشد و بر عکس بعنوان مثال این مسئله می‌تواند در مهاربندی دیوارهای بتنی یا مصالح بنایی رخ دهد. این

موضوع بحث گسترده‌ای را نیاز دارد که در فصل ۱۵ به آن پرداخته می‌شود. (آیین‌نامه بارگذاری ایران (مبحث ششم) نیز مشابه این قانون را دارد).

بطور مشابه، آیین‌نامه UBC برای بام‌ها توصیه می‌کند که نیاز نیست که بار زنده و بار برف با هم برای طراحی سازه مورد استفاده قرار گیرند. (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان نیز توصیه‌ای مشابه UBC دارد). همچنین در مناطقی که تحت تاثیر بار برف قرار دارند، (بنا بر شرایط محلی) بایستی بار برف در محاسبه بارهای جانبی در نظر گرفته شود. برای اطلاعات بیشتر بخش ۱۶-۲ مشاهده شود.

قبل از اینکه به ادامه مباحث پردازیم، لازم است ضرایبی که برای تعیین بارها و تنش مجاز استفاده می‌شوند شناخته شوند. در اینجا سه ضریب باید اعمال شود: ضریب تداوم بار ( $C_D$ )، ضریب افزایش تنش مجاز ( $ASI$ )، و ضریب ترکیبات بار ( $LCF$ ).  $ASI$  به دلایل تاریخی قبلاً بحث شده است) این موضوع به بحث پیچیده‌ای احتیاج دارد. استفاده از این ضرایب تصحیحی در فصول بعدی مد نظر قرار می‌گیرند و این موضوع برای خواننده روشن می‌شود.

### ضریب تداوم بار $C_D$

قابلیت چوب در تحمل تنش بیشتر را در زمانهای کوتاه و تحمل تنش کمتر را برای بارهای طولانی مدت بیان می‌کند. ضریب  $C_D$  به طور غیر مستقیم به بارهای زلزله و باد اعمال نمی‌شود و این ضریب در تصحیح تنش مجاز در طراحی سازه‌های چوبی استفاده می‌شود. در دیگر مواد ساختمانی از جمله فولاد و بتن برخلاف چوب، تداوم بار باد تاثیری در میزان تحمل تنش اعضای فولادی و بتنی ندارد. ضریب  $C_D$  به طور مفصل در فصل ۴ بحث می‌گردد.

به طور معمول، آیین‌نامه ساختمانی اجازه می‌دهند که تنش مجاز را به اندازه یک سوم افزایش دهند. (ممکن است تنش مجاز در  $1/33$  ضرب شود). این ضریب تنها در طراحی اعضا تحت بارهای زلزله و باد اعمال می‌شود. دلیل استفاده از ضریب  $ASI$  به طور قطعی مشخص نشده است.

چندین تئوری برای اثبات این موضوع وجود دارد. اولین تئوری این است که این ضریب بخاطر این است که در محاسبات بار زلزله یا باد، چندین بار غیر دائم با تداوم کوتاه هم زمان در محاسبات وارد می‌شود مانند (بار زنده طبقات و بار محاسبه شده باد یا زلزله). دومین تئوری این است که این ضریب بخاطر کاهش ضریب اطمینان طراحی بارهای باد و زلزله بخاطر تداوم بار کم آنها و توجیهات اقتصادی، می‌باشد. صرف نظر کردن از ضرایب تصحیحی  $ASI$  مسئله مهمی نمی‌باشد و در نتیجه در این کتاب از این ضریب در طراحی چوبی استفاده نشده است. ضریب ترکیب بار  $LCF$  هدف مشترکی با تئوری اول ضریب  $ASI$  دارد. این ضریب در ارتباط با احتمال کم وقوع بادهای کوتاه مدت به طور همزمان می‌باشد معادلات

بار (بخش ۱۶-۲) نشان می‌دهند که بار مرده پایدار می‌باشد و موقت نیست. به همین دلیل ضریب LSF آن 1.0 می‌باشد. چون بقیه بارها به صورت موقتی هستند، ضریب 0.75 را بخود می‌گیرند. NDS 1997 اجازه می‌دهند که ضریب تداوم بار را با ضرایب ترکیبات بارگذاری ترکیب کنیم. اما

NDS اجازه استفاده از ضریب افزایش بار ASI را در این حالت نداده است. جدول ۲-۳-۲ در NDS ضرایب بار  $C_D$  را برای تداومهای مختلف بار ارائه می‌دهد. برای تمامی ترکیبات بارگذاری که بار زلزله و باد در آنها هستند، NDS ضریب  $1/6$  را برای  $C_D$  در نظر گرفته است.

در چاپ UBC 1997 تغییرات قابل ملاحظه‌ای در ضرایب تصحیح تنش مجاز و بار وجود آمده است. ترکیبات بارگذاری UBC (بخش ۶-۱۲) در مثالهای این کتاب مورد استفاده قرار گرفته اند. بوسیله این ترکیبات بارگذاری UBC اجازه می‌دهند که از ضرایب تداوم بار  $C_D$  استفاده کنیم. به عبارت دیگر، ترکیب بارهایی که دارای ضریب تداوم بار 0.75 می‌باشند، برای بارهای غیر دائمی (متفاوت در طول زمان) هستند. ترکیبات بارگذاری UBC در بخش ۱۶-۲ به طور مفصل بحث خواهد شد و اجازه داده شده است که بوسیله ضرایب تصحیح ASI یا  $C_D$  (یکی از آنها نه هر دو) تنش مجاز تصحیح شود.

UBC، ضرایب  $C_D$  موجود در جدول ۲-۳-۳ آیین‌نامه NDS را تصحیح می‌کند. برای اینکه معیارهای UBC برآورده شوند، این اصلاحات باید در طراحی مورد استفاده قرار گیرند. اصلاحات UBC عبارتند از: محدود کردن ضریب  $C_D$  به  $1/33$  به جای  $1/6$  در برخی از موارد که اتصالات و اعضا دارای شکل پذیری کمتری می‌باشند و به ضریب اطمینان بزرگتری احتیاج دارند. برای ساده سازی محاسبات، در این کتاب از روش NDS در تعیین ضرایب تصحیح تنش مجاز استفاده می‌شود. محاسبات لازم برای بارهای طراحی با استفاده از ترکیبات بارگذاری UBC همراه با محاسبات لازم برای تعیین ضریب ترکیب بار در مثالهای این فصل نشان داده خواهد شد. ضریب تداوم برای چوب، در مثالهایی که نیروی باد و زلزله در آنها وجود دارد، برابر  $1/6$  در نظر گرفته می‌شود. طراح باید تغییراتی را که در اثر پذیرفتن ضریب  $C_D$  مساوی  $1/6$  در مساله بوجود می‌آید، قبل از استفاده از آن در نظر داشته باشد.

همچنین در این کتاب ضریب افزایش تنش مجاز (ASI) در طراحی اتصالات و اعضای چوبی بکار نمی‌رود، این ضریب ممکن است برای مصالح دیگر بکار برده شود. بعنوان مثال، در طراحی یک ورق فولادی در اتصال با دو عضو چوبی، آیین‌نامه UBC محدودیتهایی را برای استفاده از ASI در سازه‌هایی که شکل نا منظمی دارند و یا در مناطق با خطر زلزله بالا وجود دارند، در نظر می‌گیرد. به طور کلی برای هریک از مصالح، آیین‌نامه UBC 1997 ترکیبات بارگذاری مخصوصی برای طراحی اتصالات و اعضای که دارای نیروی زلزله بزرگی هستند، در نظر گرفته است.

در ایران، آیین‌نامه 2800 یا مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (بند ۶-۸-۱)، ضرایب بارگذاری را بمعهد آیین‌نامه طراحی اعضای سازه گذاشته است و تنها شکل کلی این ترکیبات را بیان نموده است.



دیگر روش طراحی که تنها برای سازه‌های چوبی موجود می‌باشد ضریب طراحی مقاومت و بار است (LRFD).

LRFD روش طراحی در حد مقاومت نهایی می‌باشد که در آن نیاز یک عضو (بار ضربدر ضریب بار بزرگتر از یک) نسبت به ظرفیت عضو (بار شکست یک عضو ضربدر ضریبی کمتر از یک) سنجیده می‌شود. این شیوه طراحی در این کتاب تحت پوشش قرار نگرفته است. برای آگاهی بیشتر در رابطه با این موضوع به ۱۶-۹۵ ASCE (مرجع ۵-۲) و WOOD CONSTRUCTION MANUAL (مرجع ۲-۲) مراجعه شود. در نسخه دوم این کتاب از روش LFRD برای طراحی استفاده شده است.

### سطوح بار

آیین‌نامه UBC 1997 تغییراتی نسبت به چاپهای قبلی خود دارد، که باید قبل از پرداختن به موضوع بارهای جانبی مورد بحث قرار گیرند. نیروی باد محاسبه شده با استفاده از UBC 1997 در سطح تنش مجاز است. (مانند چاپ‌های قبلی). اما نیروی زلزله محاسبه شده با استفاده از UBC 1997 در سطح مقاومت نهایی می‌باشد. این نیروی بدست آمده توسط UBC 1997، باید بر ضریب 1.4 تقسیم شود تا به سطح تنش مجاز برگردد. اما دیگر ضرایب در مواقع خاص استفاده شده اند.

مثال‌های طراحی زلزله‌ای در این کتاب، از نیروی طراحی مقاومت نهایی در محاسبات استفاده می‌کنند، مگر آنکه نیروی یک عضو یا بست خاصی نیاز به مقایسه با نیرویی در سطح تنش مجاز داشته باشد. نیروها یا مقاومت‌های نهایی دارای پسوند  $u$  هستند و نیروهای تنش مجاز بدون پسوند می‌باشند. بنابراین، همه نیروهایی که پسوند  $u$  ندارند، در سطح تنش مجاز می‌باشد. پسوند مقاومت نهایی برخلاف تنش مجاز تنها برای مشخص کردن نیروهای زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند. تمامی نیروهای ثقلی و باد در این کتاب در سطح تنش مجاز هستند.

### ۹-۲- بار باد

#### مقدمه

آیین‌نامه UBC 1982 تغییرات اساسی در مورد نیروهای باد نسبت به نسخه‌های قبلی خود دارد. همچنین تغییراتی نیز در آیین‌نامه UBC 1997 نسبت به نسخه‌های قبلی در مورد ملزومات نیروی باد وجود دارد.

قابل ذکر است که ملزومات ساده شده نیروی باد در آیین‌نامه قبل از 1982 نتیجه طراحی‌های مناسب برای بسیاری از سازه‌های قاب چوبی می‌باشد. همچنین، معیارهای جدید تر شیوه‌های طراحی، بر اساس شیوه طراحی و تحقیقاتی که اخیراً صورت گرفته است به روز شده اند. همچنین سازه‌هایی وجود دارند که

معیارهای کنونی برای طراحی آنها کافی نمی‌باشند و برای اینگونه سازه‌ها نیاز به آنالیز بار باد جزئی تری می‌باشد. بعنوان مثال، ساختمانهای با نسبت ارتفاع به پهنای بزرگتر و مساوی ۵ دارای حساسیت بیشتری نسبت به اثر بادهای دینامیکی دارند و در نتیجه به آنالیز باد کاملتر و دقیق تری احتیاج دارد. آیین‌نامه به اینگونه سازه‌ها توجه خاصی دارد و ملاحظات ویژه‌ای را بر آنها در نظر می‌گیرد.

ملزومات کنونی برای محاسبه بار باد در UBC بر اساس شیوه داده شده در ASCE 7-88، بارهای طراحی حداقل در ساختمانهای و سازه‌ها می‌باشد. (مرجع ۳-۲). در روش ASCE 7 احتیاج به محاسبه ضرایب بار باد است. آیین‌نامه UBC با ترکیب ضرایب و با تهیه جداولی، ضرایب محاسبات را کوتاه و خلاصه کرده است. تعدادی از جداول UBC برای محاسبه بارهای باد در پیوست C این کتاب موجودند. همچنین تغییراتی در چاپ ASCE 7 1988 رخ داده است که این تغییرات در UBC در نظر گرفته نشده اند و در چاپ‌های بعدی آن در نظر گرفته خواهد شد.

بعد از مرور مثال‌های بسیار ساده از بار باد در این فصل، شاید خواننده کتاب به این نتیجه برسد که حتی محاسبات ساده شده UBC راجع به بار باد نیز به اندازه کافی پیچیده اند و بهتر است که بوسیله کامپیوتر محاسبه شوند. بوسیله یک کامپیوتر معمولی می‌تواند به سادگی برنامه‌ای برای محاسبه فشار طراحی باد ایجاد کرد. نوشتن یک برنامه کامپیوتری می‌تواند زمان زیادی را تلف نماید ولی با یکبار نوشتن این برنامه و تغییرات شرایط اولیه آن برای هر سازه می‌توان به راحتی از آن برای محاسبه بار باد سازه‌های دیگر استفاده نمود.

یک سوال منطقی این است که معیارهای نیروی باد را توسط آیین‌نامه UBC تعیین کنیم یا براساس آیین‌نامه ASCE 7 یا هر آیین‌نامه محلی دیگر.

فرمول آیین‌نامه ابتدایی برای محاسبه بار باد عبارتست از:

$$P = C_e C_q q_s I_w$$

در آیین‌نامه ایران (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بخش ۶-۶-۵ رابطه ۶-۶-۳) رابطه اساسی برای محاسبه فشار باد به شکل زیر است:

$$P = C_e C_q q$$

تفاوت این رابطه با رابطه آیین‌نامه UBC در نداشتن ضریب اهمیت  $I_w$  در آیین‌نامه ایران است. حال به توضیح این ضرایب می‌پردازیم.

**فشار ایستایی یا مبنای باد  $q_s$**

فشار ایستایی باد نقطه آغازین برای محاسبه فشار باد آیین‌نامه‌ای است. این ضریب تئوری است که بر یک سطح عمودی، توسط باد در تراز دریا وارد می‌شود.

فشار ایستایی باد تابعی از سرعت باد  $V$  است که آیین‌نامه آن را سرعت مبنای باد می‌نامد. سرعت مبنای باد توسط نقشه‌های که در آیین‌نامه موجود می‌باشد تعیین می‌شود. در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان از جدول ۶-۶-۱ می‌توان میزان سرعت مبنای باد را برای نقاط مختلف ایران بدست آورد (بر حسب کیلومتر بر ساعت). این سرعت بر اساس بزرگترین میانگین سرعت بادی است که در طول زمانی مشخص از یک مایل هوا از یک نقطه مورد نظر می‌گذرد. بخاطر اینکه سرعت مبنای باد یک مقدار میانگین گیری شده است، اثر گردبادها و بادهای ناگهانی کمتر در نظر گرفته می‌شود. اثر این بادها را با یکی دیگر از ضرایب آیین‌نامه‌ای اعمال می‌کنند. نقشه مناطق باد ویژه (مربوط به آیین‌نامه آمریکا) محل هایی را نشان می‌دهد که سرعت باد در این مناطق بسیار بالاتر است. قابل ذکر است که چاپ‌های بعدی از ASCE 1995 دیگر از این نوع سرعت باد مبنای استفاده نمی‌کنند. در نتیجه از جداول ASCE 7 بجای جداول UBC نمی‌توان استفاده نمود.

سرعت مبنای باد در تراز  $33\text{ ft}$  بالای سطح زمین در منطقه‌ای مسطح یا بدون مانع و با احتمال وقوع 0.02 در سال (دوره بازگشت 50 سال) اندازه گرفته می‌شود. حداقل سرعتی که برای طراحی باید مد نظر گرفته شود  $70\text{ mph}$  است و باید از یک درون یابی خطی در بین خطوط سرعت برای محاسبه سرعت استفاده شود.

بعد از آنکه طراح سرعت باد مبنای محاسبه نمود مقدار ضریب فشار ایستایی باد از جدول F-16 در UBC یا از فرمول  $q = 0.00256 V^2$  محاسبه می‌شود.

در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان همانطور که قبلاً بیان شد سرعت مبنای باد از جدول ۶-۶-۱ بر حسب کیلومتر بر ساعت خوانده می‌شود. سرعت مبنای باد، بنا به تعریف این آیین‌نامه، سرعت متوسط ساعتی باد در ارتفاع 10 متر در منطقه مسطح و بدون مانع است که براساس آمار موجود در منطقه، احتمال تجاوز از آن کمتر از 2 درصد (دوره بازگشت 50 ساله است) باشد. همچنین این سرعت نباید کمتر از 80 کیلومتر در ساعت در نظر گرفته شود.

فشار مبنای باد از رابطه  $q = 0.005 V^2$  بدست می‌آید که در آن  $V$  سرعت مبنای باد بر حسب کیلومتر بر ساعت و  $q$  فشار مبنای باد، به دکانیوتن بر متر مربع است.

#### ضریب اهمیت $I_w$

ضریب اهمیت از پیشرفت‌های نسبتاً جدید در محاسبه نیروهای طراحی است. یک ضریب مهم که اولین بار در محاسبه بار زلزله مورد استفاده قرار گرفت و اخیراً در محاسبه بار باد نیز اعمال می‌شود. این ضریب بیانگر این است که سازه‌های خاص باید تحت نیروهای بزرگتر طراحی شوند. برای سازه‌های

معمولی این ضریب برابر یک می‌باشد. این ضریب با ضریب اهمیت در محاسبه بار زلزله از نظر مقدار متفاوت می‌باشد. آیین‌نامه UBC 1997 ضرایب اهمیت برای بارهای زلزله و باد را در یک جدول (UBC TABLE 16-h) برای مقایسه قرار داده است.

ضریب I زمینه را برای طراحی بهتر بناهای ضروری و خطرناک آماده می‌سازد. بناهای ضروری بناهایی هستند که باید در اثر طوفان‌های شدید امن و ایمن بمانند. بعنوان مثال بیمارستانها، ایستگاهها آتش نشانی و پلیس و مرکز ارتباطات (مخابرات). بناهای خطرناک سازه‌هایی هستند که دارای مواد سمی و منفجره که سلامت عمومی را تهدید می‌کنند.

برای هر دو بنای ضروری و خطرناک ضریب اهمیت برابر 1.15 در نظر گرفته می‌شود. این عدد به این خاطر انتخاب شده است که باعث افزایش دوره بازگشت باد طراحی از 50 سال به 100 سال می‌شود. سازه‌هایی که جزء دو نوع ضروری و خطرناک نمی‌باشد را به دو قسمت ویژه و استاندارد تقسیم می‌کنند. ضریب اهمیت برای هر دو نوع این سازه‌ها برابر 1 برای نیروی باد می‌باشد. اما برای نیروی زلزله موضوع ضریب دارای مقدار یکسان نمی‌باشد (جدول 16-k در UBC مشاهده شود). ضرایب اهمیت برای نیروهای زلزله در بخش ۱۳-۲ مورد بحث قرار گرفته اند.

ضریب اهمیت هنوز برای بار باد در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان وارد نشده است. شاید دلیل این امر این است که چون ایران منطقه‌ای زلزله خیز است اکثر ساختمانها (شاید تمامی آنها) تحت بار زلزله طراحی می‌شوند و این بار برای سازه‌ها در ایران بسیار بحرانی تر از بار باد است.

### ضریب ارتفاع، تند باد، نمایان بودن $C_e$ (ضریب تغییر سرعت)

همانطور که از نام این ضریب مشخص است، ترکیبی از چند اثر مختلف در یک ضریب جمع شده اند. مقدار ضریب  $C_e$  از جدول G-۱۶ در UBC بر حسب ارتفاع سطح زمین و میزان باز بودن محیط بدست می‌آید.

با افزایش ارتفاع از سطح زمین فشار باد افزایش می‌یابد. در اینگونه موارد از یک دیاگرام چند مرحله‌ای برای توزیع فشار روی سطح ساختمان که در اثر اختلاف در مقدار  $C_e$  ناشی می‌شود، استفاده می‌شود. (مثال ۸-۲ ملاحظه شود). توجه شود که مقدار  $C_e$  در ارتفاع صفر تا 15ft ثابت می‌باشد، و دیگر مقادیر به سایر ارتفاعات نسبت داده می‌شود. (بعنوان مثال 20ft و 25ft).

UBC 1997 اجازه می‌دهد که به جای استفاده از دیاگرام چند مرحله‌ای باد، از یک درون یابی خطی بین ضرایب  $C_e$  در ارتفاع بیشتر از 15ft استفاده شود. ضریب  $C_e$  برای دیوارها و بامهای پشت به باد در کل ارتفاع دیوار ثابت است و باید برای محاسبه  $C_e$  برای دیوارها و بامهای پشت به باد از ارتفاع متوسط بام استفاده نمود.

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، روندی مشابه UBC برای محاسبه ضریب  $C_e$  دارد. طبق بند ۶-۶-۱ این آیین‌نامه ضریب  $C_e$  با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود.

الف - در نواحی داخل شهرها و یا محل‌هایی که دارای ساختمانهای متعدد و انبوه درختان هستند:

(رابطه ۶-۶-۴ مقررات ملی ساختمان)

$$C_e = 1.6 \left( \frac{Z}{10} \right)^{0.34} \quad C_e \geq 1.6$$

ب - در نواحی باز خارج از شهرها و یا محل‌هایی که دارای ساختمان‌ها و یا درختان پراکنده اند.

$$C_e = 2.0 \left( \frac{Z}{10} \right)^{0.16}$$

در این روابط  $Z$  ارتفاع تراز مورد نظر در ساختمان برای محاسبه فشار باد است. همچنین بجای استفاده از روابط فوق می‌توان به طور محافظه کارانه از جدول ۶-۶-۲ استفاده کرد.

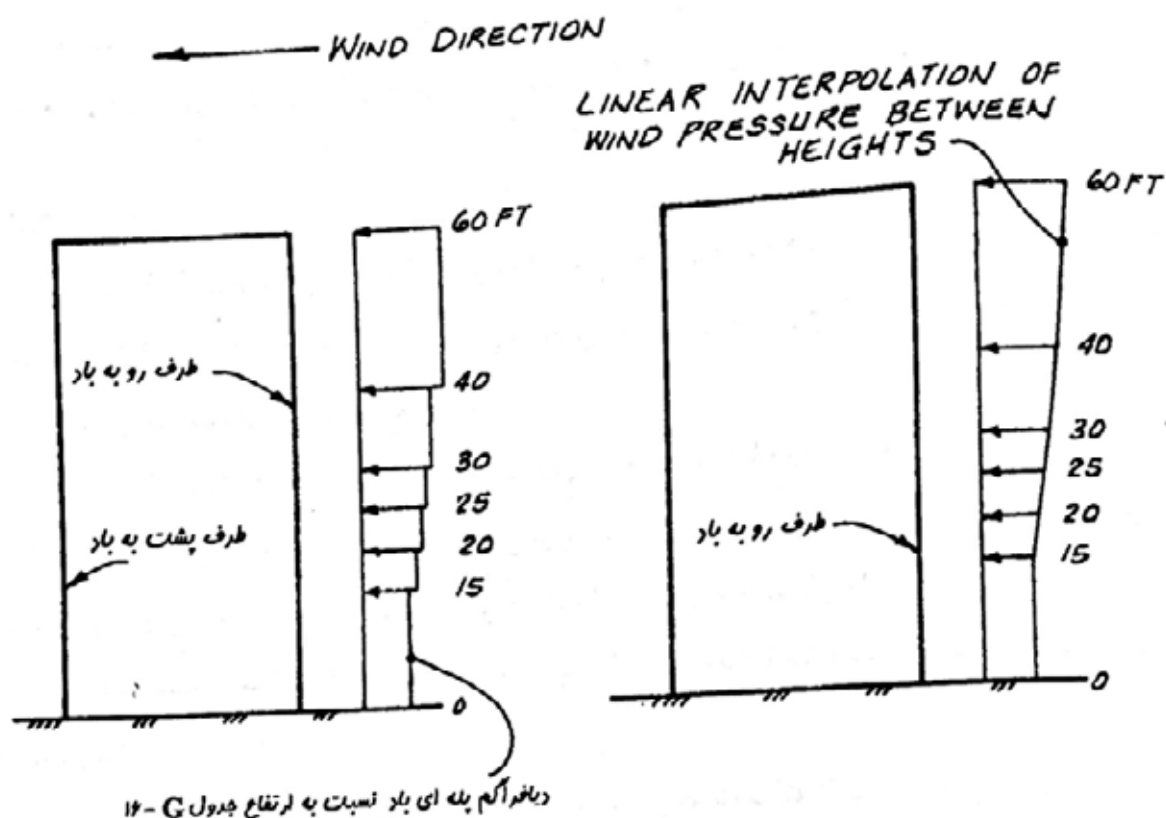
ضریب  $C_e$  برای سطوحی که اثر باد روی آنها به صورت مکش است، مانند بامها و دیوارهای پشت به باد، در ارتفاع ساختمان ثابت بوده و مقدار آن باید برای ارتفاع تراز بام محاسبه گردد. در مواردی که بام پشت دار است این ارتفاع باید برابر با تراز متوسط بام منظور گردد. (بند ۶-۶-۲ مقررات ملی ساختمان)

#### مثال ۸-۲ دیافراگم فشار باد برای دیوار رو به باد

دو نوع مختلف محاسبه دیافراگم فشار باد در شکل ۹-۲ نشان داده شده است. فشارهای پله‌ای موجود در سمت چپ شکل، از ضرایب  $C_e$  جدول G-16 در UBC یا جدول ۶-۶-۲ مقررات ملی ساختمان بدست آمده اند. فشار خطی موجود در سمت راست بوسیله یک درون یابی خطی بین ضرایب  $C_e$  در ارتفاع‌های مشخص بدست آمده اند. این درون یابی باعث می‌شود که نیروهای کمتری بدست آیند. هر دو نوع دیافراگم بار گذاری در طراحی‌ها استفاده می‌شود.

در شکل ۹-۲ تنها فشار وارد بر دیوار رو به باد ساختمان نشان داده شده است. برای تکمیل فشارهای وارد بر دیوار، به نیروهای باد دیگری نیاز است. این نیروها، فشار بالا برنده وارد بر سقفهای ساختمان و مکشی است که به دیوارهای پشت به باد ساختمان وارد می‌شود.

توجه: اکثر سازه‌های چوبی ارتفاعی بسیار کمتر از 60ft دارند و این مثال تنها برای بیان معیارهای آیین‌نامه‌ای آورده شده است.



شکل ۹-۲ فشار باد در دو طرف رو به باد می‌توانند به صورت پله‌ای یا خطی در تراز بالا تر از ۱۵ ft (۱۰ متر برای آیین‌نامه ایران) باشد

### ضریب فشار $C_q$ (ضریب شکل)

$C_q$  = ضریب فشار. (ضریب شکل). در اثر تمرکز تندبادها در ناحیه‌ای محدود ممکن است نیروی بزرگی ایجاد شود. در اینگونه نواحی از ضریب  $C_q$  برای افزایش بار باد در اثر این تمرکز استفاده می‌شود. مقدار  $C_q$  در جدول H-16 آیین‌نامه UBC ارائه شده است. اولین قسمت این جدول مربوط به سیستم‌ها و قابهای معمولی است. این ضریب برای مواقعی است که مقاومت کل سازه در برابر نیرو باد را می‌سنجیم. در فصل سوم سیستم‌های بار جانبی که در سازه‌های چوبی مورد استفاده قرار می‌گیرند، معرفی می‌گردند.

دیگر بخش‌های جدول H-16 در UBC، مربوط به ضریب  $C_q$  برای اجزا و عناصر سازه‌ای در ابتدا با توجه به پیرامونی بودن آنها و یا با توجه به غیر پیرامونی بودن آنها می‌باشد. عبارت پیرامونی در اینجا به تغییرات در شکل ظاهری سازه‌ها (مثلاً گوشه‌ها و کناره‌های دیوارها) که باعث افزایش فشار محلی می‌شود، می‌گویند. مثال‌های مربوط به نیروهای باد برای سیستم معمولی و اجزای متداول در بخش‌های بعدی آورده شده است.

در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ضرایب  $C_q$  از بند ۶-۶-۷ برای سازه اصلی، بند ۶-۶-۸ برای دیوارها، پوشش بامها و عناصر نگهدارنده آنها و بند ۶-۶-۹ برای سازه‌های غیر ساختمانی محاسبه می‌شود.

#### ۲-۱۰ نیروهای باد - سیستم‌های معمولی

در جدول 16-H آیین‌نامه UBC دو روش برای محاسبه نیروهای باد برای سیستم‌های بار جانبی معمولی پیشنهاد شده است. روش اول، روش معمولی است و روش دوم که در آیین‌نامه به تازگی آورده شده است، روش تصویر شده بر سطح است.

روش اول مقدار دقیق تری در محاسبه نیروی باد می‌دهد، اما روش دوم ساده تر می‌باشد و طراحی رضایت بخشی را برای اکثر سازه‌های معمولی می‌دهد. یک مشکل روش تصویر شده بر سطح این است که در این روش مقادیر ناچیزی برای لنگر در اتصال قابهای سخت شیروانی بدست می‌آید. بنابر این، روش تصویر شده بر سطح برای این نوع سازه‌ها به کار نمی‌رود (یا سازه‌های که دارای ارتفاعی بیشتر از 200 دارند).

در اینگونه سازه‌ها باید از روش اول استفاده شود. توجه شود که اکثر سازه‌های چوبی دارای سقف شیروانی می‌باشند، اما معمولاً در سیستم باربر جانبی آنها از دیافراگم افقی و دیوارهای برشی استفاده شده است. ولی در اکثر سازه‌های چوبی از قاب‌های شیروانی استفاده نمی‌شود و در نتیجه می‌توان از هر دو روش یک و دو برای آنها استفاده کرد. (یک سقف شیروانی چسبی، مثالی از یک سازه قاب چوبی است که برای آن باید از روش اول نیروهای باد را تعیین نمود).

در روش معمولی، به دیوارهای که در جهت باد قرار دارند فشار داخلی (بسمت داخل) و به دیوارهای که پشت به باد قرار دارند فشار بیرونی (به طرف بیرون) می‌گویند. نیروها در روی بام در قسمت پشت به باد به سمت بیرون و در قسمت رو به باد، گاهی به سمت داخل و گاهی به سمت بیرون (با توجه به شیب سقف)، وارد می‌شوند. در روش تصویر شده بر سطح، نیروهای باد به صورت افقی بر سطح عمودی ساختمان، و نیروهای بالا برنده قائم (نیروهای مکشی) بر سطح تصویر شده افقی ساختمان وارد می‌شوند. مثال ۹-۲ مشاهده شود.

چند نکته در مورد نیروهای باد که بر اجزای سازه وارد می‌شوند باید در نظر داشت؛ بزرگی مقدار نیروی مکش اجزای دیوارها و سقف‌ها (که بوسیله ضریب شکل  $C_q$  تعیین می‌شود) به بسته بودن کامل، نیمه بسته بودن و باز بودن سازه بستگی دارد. سازه‌های غیر محصور همانطور که دارای نیروی باد بزرگتری برای سیستم باربر جانبی می‌باشند، برای اجزاء سازه‌ای نیز نیروی باد بزرگتری دارند.

یک ساختمان یا یک طبقه از یک ساختمان، نیمه بسته محسوب می‌شود اگر مجموع مساحت تصویر شده بازوها آن کمتر از نصف کل مساحت تصویر شده باشد. این تعریف در مورد سازه نیمه باز، این

حقیقت را بیان می‌کند که هر چه فشار داخلی بیشتر باشد نیروی بیشتری به اجزای آن وارد می‌شود. همچنین برای اینکه سازه نیمه بسته محسوب شود باید بازشوها بیشتر از 15 درصد مساحت دیوار باشد. یکی سازه باز یا طبقه باز، سازه‌ای است که مساحت باز شوهای یک قسمت آن، از 85 درصد کل دیوارهای آن قسمت بیشتر باشد.

دیوارها و پنجره‌های موجود در دیوارهای خارجی، بازشو محسوب نمی‌شود، مگر اینکه اجزای آنها برای مقاومت در برابر نیروهای باد طراحی شده باشند. شیشه‌های پنجره‌ها نیز باید معیارهای UBC را برآورده سازند.

آیین‌نامه توصیه می‌کند که فشار باد بالابر همراه با نیروی باد افقی همزمان اعمال شوند. مبحث ششم مقررات ساختمان مقدار ضریب شکل  $C_q$  را همانند UBC، به دو قسمت تقسیم می‌کند. قسمت اول برای سازه اصلی باربر جانبی ساختمان و قسمت دوم برای دیوارها، پوشش بام‌ها و عناصر سازه‌ای نگهدارنده آنها می‌باشد.

ضریب شکل  $C_q$  برای سازه اصلی بار بر جانبی ساختمان به دو شکل می‌توانند تعیین شود که همان روش ۱ و ۲ در UBC می‌باشد. در روش ۱ از جدول ۶-۶-۳ مقررات ملی ساختمان مقدار ضریب  $C_q$  بدست می‌آید. در روش ۲ این ضریب، از بند ۶-۶-۷-۲ بدست می‌آید البته این روش طبق توصیه مبحث تنها برای ساختمانهای کوتاهتر از ۶۰ متر و ساختمانهای که شیب دارند مورد استفاده قرار می‌گیرد.

ضریب  $C_q$  برای اجزاء سازه‌ای و پوشش بامها و دیوارها از بند ۶-۶-۸-۱ و ۶-۶-۸-۲ و جدول ۶-۶-۴ بدست می‌آید. ضریب شکل  $C_q$  برای اعضای غیر سازه‌ای از بخش ۶-۶-۹ بدست می‌آید.

### مثال ۹-۲ مقایسه روشهای ۱ و ۲ محاسبه بارهای باد

فشار باد طراحی UBC به روشهای ۱ و ۲ را برای سیستم بار بر جانبی نشان داده شده در شکل ۱۰-۲ بدست آورید و با هم مقایسه کنید. این سازه دارای سقف شیروانی می‌باشد ولی سیستم باربر جانبی آن قاب خمشی نمی‌باشد. محیط اطراف سازه از نوع C است.

فشار پایه باد  $q_s$ :

جدول I-16 در UBC  $V=70\text{mph}$

جدول F-16 در UBC  $q_s=12.6\text{psf}$

ضریب اهمیت:

جدول k-16 UBC  $I_w = 1.0$



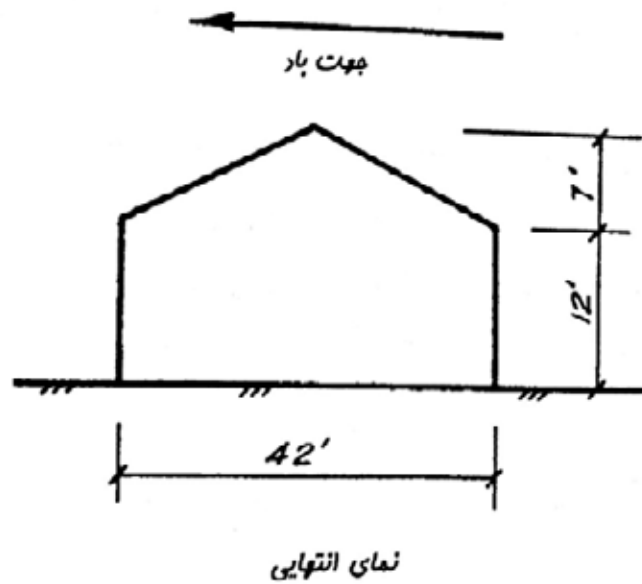
ضریب اثر تغییر سرعت:  
ارتفاع کل ساختمان 19ft است و ساختمان به دو ناحیه ارتفاع تقسیم می‌شود. ضریب  $C_e$  بدست

آمده از UBC عبارتست از:

$$C_e = \begin{cases} 1.06 & \text{برای } 0 \text{ تا } 15 \text{ ft} \\ 1.13 & \text{برای } 20 \text{ ft} \end{cases}$$

$$p = C_e C_q q_s I = \text{فشار باد طراحی}$$

ضریب شکل یا فشار  $C_q$  از جدول H-۱۶ در NDS بدست می‌آید.



شکل ۱۰-۲

روش ۱ (روش معمولی)  
دیوار رو به باد:

$$C_q = 0.8 \text{ به سمت داخل}$$

در تمام ارتفاع دیوار از ارتفاع صفر تا 15ft ضریب  $C_q = 1.06$  است.

$$P_{ww} = 1.06(0.8)(12.6)(1.0) = 10.6 \text{ psf}$$

$$C_q = 0.5 \text{ به سمت بیرون}$$

دیوار پشت به باد:

برای دیوارهای پشت به باد ضریب  $C_q$  ثابت می‌باشد و بر اساس متوسط ارتفاع سقف بیان می‌شود.

$$h_{mean} = \frac{12+19}{2} = 15.5 \approx 15 \text{ ft}$$

ضریب  $C_e$  را برای ارتفاع بیشتر از 15 ft می توان با دروایی خطی بدست آورد، اما برای سادگی می توان  $C_e$  را برای ارتفاع 20 ft بدست آورد (محافظه کارانه):

$$\therefore C_e = 1.13$$

$$P_{hw} = 1.13(0.5)(12.6)(2.0) = 7.1 \text{ psf} \text{ به سمت بیرون}$$

سقف رو به باد:

برای سقف رو به باد  $C_q$  به شیب بستگی دارد. شیب سقف استاندارد، مقدار ارتفاعی است که از 12 in پیشروی بدست می آید. تبدیل یارتفاع 7 ft به ازای 21 ft پیشروی، به یک شیب استاندارد:

$$\frac{\text{Rise}}{12 \text{ in}} = \frac{7 \times 12}{21 \times 12}$$

$$\text{Rise} = 4 \text{ in}$$

$$4:12 = \text{شیب سقف}$$

در نتیجه شیب سقف در محدوده  $2:12 < 4:12 < 9:12$  است. برای سقف با شیب در این محدوده

جدول H - ۱۶ در UBC دو مقدار برای ضریب  $C_q$  می دهد. یکی برای نیروی بیرونی و دیگری برای نیروی داخلی. ضریبی که حالت بحرانی تری ایجاد می کند، در طراحی مورد استفاده قرار می گیرد. طبق UBC، فشار باد بر سقفها براساس متوسط ارتفاع سقف (15.5) محاسبه شود، اما در اینجا به طور محافظه کارانه ضریب  $C_e$  را در ارتفاع 20 ft در نظر می گیریم.

$$C_e = 1.13$$

$$C_q = 0.9 \text{ به سمت بیرون}$$

$$P_{w1} = 1.13(0.9)(12.6)(1.0) = 12.8 \text{ psf}$$

$$C_q = 0.3 \text{ به سمت داخل}$$

$$P_{w2} = 1.13(0.3)(12.6)(1.0) = 4.3 \text{ psf}$$

سقف پشت به باد

برای سقف پشت به باد  $C_q$  بدون در نظر گرفتن شیب سقف مقدار ثابت دارد.

$$C_q = 0.7 \text{ به سمت بیرون}$$

$$P_{br} = 1.013(0.7)(12.6)(1.0) = 10.0 \text{ psf}$$

روش ۲ (روش تصویر بر سطح)  
فشار افقی:

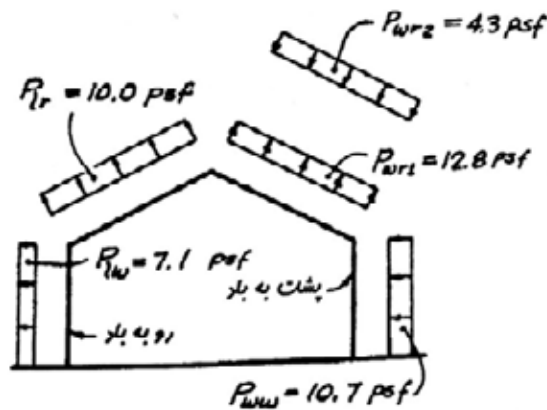
در هر امتداد افقی  $C_q = 1.3$

در این روش، مقدار  $C_q$  برای سازه‌های با ارتفاع کمتر از 40ft، برابر با مجموع  $C_q$  دیوارهای روبه باد و پشت به بادی که از روش یک بدست آمده اند یا  $(0.8+0.5=1.3)$ .

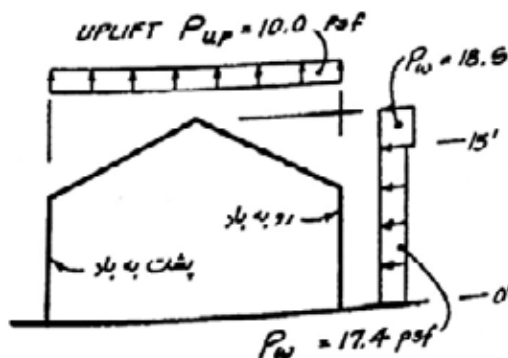
$$P_w = \begin{cases} 1.06(1.3)(12.6)(1.0) = 17.4 \text{ psf} & \text{0 تا 15ft افقی} \\ 1.13(1.3)(12.6)(1.0) = 18.5 \text{ psf} & \text{15ft تا 20ft افقی} \end{cases}$$

فشار (قائم) بالا برنده:

$C_q = 0.7$   
 $p_w = 1.13(0.7)(12.6)(1.0) = 10.0 \text{ psf}$   
فشارهای بدست آمده از روش‌های ۱ و ۲ در شکل ۲-۱۰b با هم مقایسه شده اند. طراح ممکن است تنها یکی از این روش‌ها را برای طراحی بکار گیرد. انتخاب طراح می‌تواند به اینکه کدام روش مناسب‌تر طراحی است و یا کدام یک از بارگذاریها مناسب‌ترند، بستگی داشته باشند. هر دو بارگذاری بدست آمده در روش اول باید در طراحی در نظر گرفته شوند.



METHOD 1



METHOD 2

نیروی سقف بدست آمده از روش اول (در حالتی که جهت آن به طرف بیرون باشد) و نیروی به سمت بالا، در روش دوم نیروهای بالابرنده (up lift) نام دارند. این نیروی بالابرنده به همراه نیروهای افقی، باید برای کنترل واژگونی سازه مورد استفاده قرار گیرند.

چند نکته برای نیروی بالابرنده باید رعایت شود. اولین نکته در مورد نحوه انتقال نیروی بالا برنده در سقف به دیگر نقاط سازه است. به عبارت دیگر، اگر بار مرده سقف سازه از مقدار نیروی بالابرنده بیشتر باشد، تغییراتی در مقطع اعضای سازه بوجود نمی آید. اما در سازه‌های نیمه بسته و سازه‌هایی که دارای بار مرده کمی می‌باشند، طراحی براساس نیروی بالابرنده، ممکن است باعث ایجاد تغییراتی در مقطع اعضا شود.

اتصالات در اعضای سازه‌ای و اتصال بین پی و قاب مواردی هستند که به توجه ویژه‌ای نیاز دارند، حتی اگر اندازه خود اعضا تغییری نکنند. بعنوان مثال، اتصالات به طور طبیعی برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند. اما برای نیروهای بالابرنده بزرگ اتصالات را باید تحت نیروی کششی نیز طراحی نمود. ممکن است، در بعضی اوقات، برای افزایش بار مرده نیاز به افزایش مقطع ستونها باشد تا بتوان نیروی کششی در اتصالات را کاهش داد.

نیرویی که در طراحی اتصالات مورد استفاده قرار می‌گیرند، می‌تواند براساس یکی از نیروهای بار جانبی یا بر اساس ترکیبات بارگذاری (بخش ۱۱-۲) بدست آمده باشد. گاهی اوقات ممکن است نیروی بالابرنده بر طراحی خرپاهای سقف اثرگذار باشد. اگر جزء قائم نیروی باد از بار مرده بزرگتر باشد، اعضای خرپاها که در حالت معمولی در اثر بادهای زنده و مرده، تحت کشش قرار دارند، حال با وجود نیروی بالابرنده (UPLIFT)، تحت فشار قرارخواهند گرفت. خرپاها بوسیله نیرویی که در بخش ۱۱-۲۳ بیان می‌شود، طراحی می‌شوند.

دومین نکته‌ای که برای نیروی بالابرنده باید در نظر داشت، مقاومت سازه در برابر واژگونی می‌باشد. با توجه به نوع قاب بندی، نیروی افقی باد و نیروی بالابرنده باد، به طور همزمان در کنترل واژگونی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. ممان واژگونی خالص OM برابر با اختلاف لنگر محرک ناخالص OM و لنگر مقاوم RM می‌باشد. مثال ۱۰-۲ ملاحظه شود. آیین‌نامه برای کنترل واژگونی الزام می‌دارد که  $\frac{2}{3}$  برابر لنگر مقاوم باید از کل لنگر محرک بیشتر باشد. به عبارت دیگر، ضریب اطمینان  $F_s$  در برابر واژگونی حداقل باید برابر  $\frac{3}{2}$  یا ۱.۵ باشد. توجه شود که در کنترل پایداری سازه، برآورد اضافی در محاسبه بار زنده، یک امر غیر محافظه کارانه می‌باشد. (در حالیکه در شرایط معمولی افزایش بارها یک امر محافظه کارانه است).

حال اگر مقدار ضریب اطمینان در مقابل واژگونی از 1.5 بزرگتر باشد، سازه در روی پی بخوبی استوار می‌ماند. بجای استفاده از ممانهای OM می‌توان از جفت نیروهای C یا T استفاده نمود. نیروی کششی T باید بوسیله فونداسیون تحمل شود و اتصالات فونداسیون را باید با این نیرو طراحی کرد. بار مرده فونداسیون به اضافه بار ساختمان باید برای جبران و خنثی کردن لنگر واژگونی کافی باشد.

در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بند ۶-۶-۱۰ به تفصیل این قضیه پرداخته است. تنها تفاوت آیین‌نامه ایران با UBC در میزان ضریب اطمینان در مقابل واژگونی می‌باشد. به طوری که در مبحث ششم این مقدار به عدد 1.75 افزایش یافته است. همچنین ضریب اطمینان در مقابل رانش در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مانند UBC برابر 1.5 در نظر گرفته شده است.

### مثال ۱۰-۲ پایداری در مقابل واژگونی

نیروی باد افقی و قائم در شکل ۱۱-۲ نشان داده شده اند. به طور کلی، جزء قائم نیروی باد ممکن است رخ دهد یا اینکه اصلاً رخ ندهد. این مسئله بستگی به نوع قاب سقف دارد. قاب سقف می‌تواند نیروی بالا برنده را به دیوار یا تعداد دیگری از اعضای سازه انتقال دهد.

به طور کلی، عبارت بالا برنده، برای اتصال مهارهای کششی در پی و یا دیگر اعضای سازه استفاده می‌شود.

$$OM = P(h) = U(l) = \text{ممان واژگونی ناخالص}$$

$$RM = W(l) = \text{ممان مقاوم}$$

ضریب اطمینان لازم برای کنترل پایداری:

$$FS = \frac{2}{3} = 1.5$$

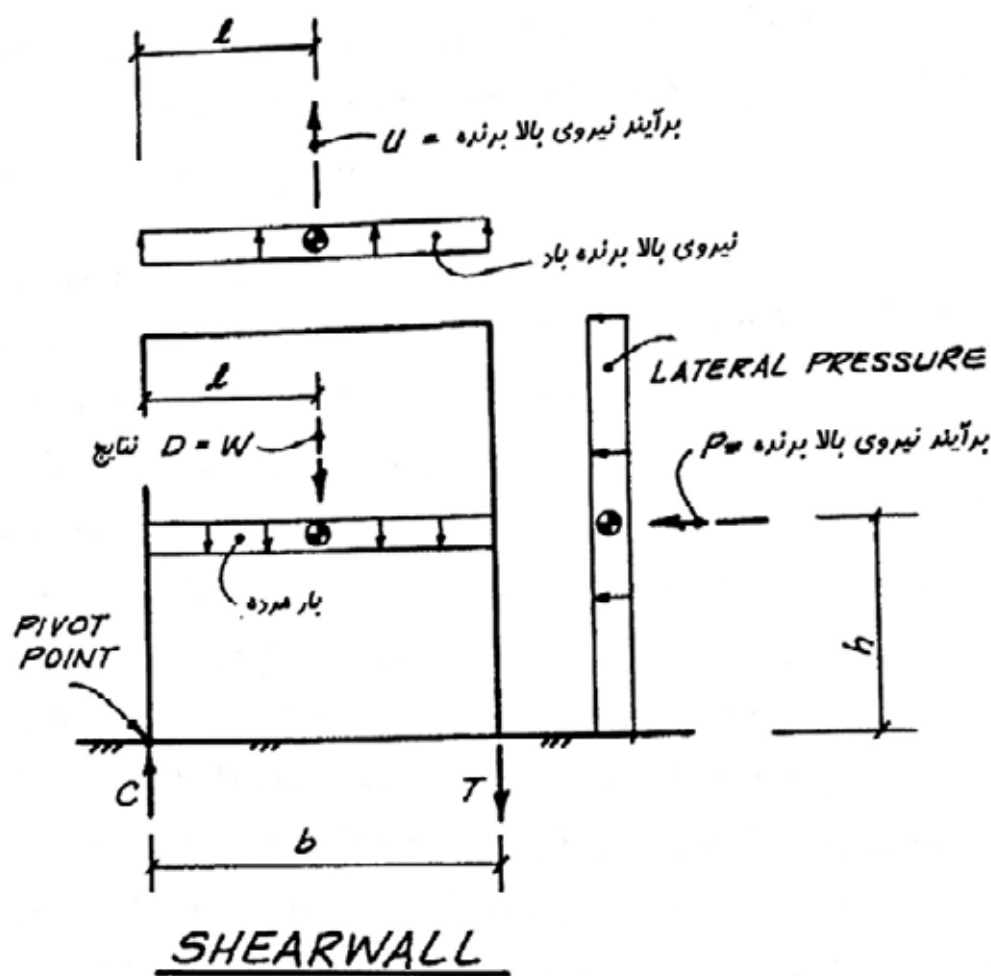
اطمینان مورد نیاز

برای حالت بدون نیروی بالا برنده T، معیار زیر باید در نظر گرفته شود:

$$OM \leq \frac{2}{3} RM \quad \text{ناخالص}$$

اگر این معیار برآورده نباشد، OM خالص برابر اختلاف بین OM ناخالص و RM می‌باشد:

$$OM-RM = \text{ناخالص OM خالص}$$



شکل ۱۱-۲

$$OM = \text{ناخالص} - \frac{2}{3}RM$$

این ممان می‌تواند با جفت نیروی T و C جایگزین شود:

$$T = \frac{OM \text{ طراحی}}{b} \text{ نیروی بالا برنده}$$

نیروی بالا برنده T (UPLIFE) برای طراحی اتصال دیوار برشی به پی مورد استفاده قرار می گیرد. معیار بعدی، کنترل پایداری شامل احتساب وزن پی برای محاسبه ممان مقاوم می باشد:

ناخالص  $OM \leq \frac{2}{3}RM$

اولویت مبحث پایداری در مقابل واژگونی و کنترل ضرایب اطمینان لازم برای کنترل پایداری مربوط به بادهای باد می‌باشد. برای بار زلزله نیز از یک آنالیز مشابه بار باد استفاده می‌شود. برای نیروهای زلزله، آیین‌نامه UBC مقرر می‌سازد که مقدار نیروی بالابرنده محاسبه شده (T) باید از 0.9 برابر بار مرده کمتر باشد. (به جای  $\frac{2}{3}$  برابر برای نیروی باد).

مقررات اضافه تری در مورد کنترل واژگونی برای نیروی باد و زلزله در آیین‌نامه UBC وجود دارد. اما بیان همه آنها از محدوده این فصل خارج می‌باشد. برای مشاهده جزئیات بیشتر در مورد موضوع پایداری در مقابل واژگونی فصل ۱۶ ملاحظه شود.

### ۱۱-۲ بار باد - اجزا ساختمان

نیروهایی که برای طراحی سیستم بار بر جانبی استفاده می‌شوند، در بخش ۱۱-۲ توصیف شدند. این نیروها به کل سازه وارد می‌شوند و برای طراحی و یکپارچه سازی سازه بکار می‌روند. قوانین UBC در مورد بارهای باد ملزم می‌کند که برای طراحی اجزاء و اعضای مختلف سازه، فشار باد ویژه‌ای نیز در نظر گرفته شود. عبارت دیگر، هنگامی که موضوع طراحی تیرها و ستونها بعنوان قسمتی از سیستم باربر جانبی باشد، نیروهای طراحی باید از بخش ۱۰-۲ تعیین شوند. ولی اگر طراحی این اجزاء به طور مستقل مد نظر باشد، باید از فشار باد بیشتری استفاده شود.

نیروهایی که با استفاده از فرمول فشار باد برای اجزاء و اعضای سازه محاسبه می‌شوند، در بخش ۹-۲ معرفی شدند ( $P = C_e C_q q_s I$ ). فشار ایستایی باد  $q_s$  و ضریب  $I$  برای همه انواع بار باد در یک ساختمان، مقدار ثابتی دارند. ضریب اثر سرعت  $C_e$  به همان روش قبلی تعیین می‌شود. نیروی مکنده با استفاده از ضریب  $C_e$  براساس ارتفاع متوسط سقف تعیین می‌شود و نیروی فشاری (به سمت داخل) با استفاده از ضریب  $C_q$  براساس ارتفاع اعضا تعیین می‌شود. در حقیقت افزایش فشار باد به علت استفاده از ضریب  $C_q$  برای اجزای سازه می‌باشد. ضریب  $C_q$  برای اجزا سازه به دو دسته تقسیم می‌شود، یک دسته از ضرایب به کل عضو بدون در نظر گرفتن بی‌نظمی (غیر پیرامونی) و دیگر دسته با در نظر گرفتن بی‌نظمی (پیرامونی) می‌باشد، که دسته دوم منجر به بدست آوردن نیروی باد بیشتری می‌شود.

این فشارهای باد به کل سطح باربری اجزاء اعمال می‌شود. مقادیر ارائه شده برای ضریب  $C_q$  محافظه کارانه هستند و به سطح باربری کوچکی (کمتر از  $10 ft^2$ ) اعمال می‌شوند. پاورقی ۲ در جدول H-16 آیین‌نامه UBC اجازه می‌دهد که فشار باد برای اعضای که دارای سطح باربری بیشتر از  $10 ft^2$  می‌باشند را کاهش دهیم.

آزمایشهای تونل باد نشان می‌دهند که افزایش نیروی باد قابل توجهی در گوشه‌ها و لبه‌ها اجزا سازه ایجاد می‌شود. بنابراین، دسته دوم ضرایب فشار در بخش ۳ جدول H-16 در UBC آورده شده اند و نیروی فشار باد محلی بزرگتری را برای اجزاء نامنظم سازه‌ای نتیجه می‌دهد. این ضریب برای گوشه‌های دیوارها، طرح‌ها و شیارها و پیش آمدگی لبه بامها استفاده می‌شود.

دسته دوم ضرایب به همه سطح باربری اجزاء و عضوهای سازه اعمال نمی‌شود. نیروهای بزرگتر تنها در فاصله  $10 ft$  از محل بی‌نظمی (برآمدگی، شیارها) یا  $0.1$  برابر حداقل عرض سازه هر کدام که کمتر باشد اعمال می‌شود.

در بعضی از نواحی سازه ممکن است دو ضریب فشار بدست آید. در این موارد باید از ضریبی که شرایط بحرانی تر دارد استفاده شود و در ناحیه دو ضریبی، نباید دو ضریب فشار را بطور همزمان به سازه اعمال نمود. تعدادی از اجزای متداول سازه که در اکثر سازه‌ها در معرض نیروی باد قرار دارند، در مثال ۲-۱۱ معرفی شدند.

در نظر گرفتن افزایش فشار باد برای اعضا و اجزا (برای نقاط پیرامونی و غیر پیرامونی) باعث پیچیده شدن روند طراحی می‌شود. در اینگونه موارد به یک قضاوت مهندسی برای انتخاب بین این دو حالت احتیاج می‌باشد. برای اطلاعات بیشتر مراجع ۲-۸، ۲-۹، ۲-۱۳، ۲-۱۶، ۲-۱۹ مراجعه شود. مرجع ۲-۱۲ شامل جزئیات طراحی بوسیله افزایش فشار باد برای اجزاء و اعضای ساختمانهای چوبی می‌باشد.

در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان این موضوع در بخش ۶-۶-۸ تحت پوشش قرار گرفته است. این بخش برخلاف دیگر بخشها مربوط به نیروهای باد تفاوت زیادی با آیین‌نامه UBC دارد.

در مبحث ششم برای دیوارها و عناصر نگهدارنده آنها مانند تیرها، ستونها، و اتصالات آنها تحت فشار یا مکشی ناشی از باد ضرایب زیر در نظر گرفته شده است (بند ۶-۶-۸-۱)

الف - برای دیوارها ساختمانها و عناصر نگهدارنده آنها

$$C_q = +1.2, -1.4$$

ب - برای دیوارها در فضای باز و جان پناها

$$C_q = +1.3$$

برای پوشش بامها و عناصر نگهدارنده آن مانند لایه‌ها و اتصالات در حالتی که اثر باد بر تمام سطح بادگیر قطعه وارد می‌شود از جدول ۶-۶-۴ و در حالتی که بار باد به صورت مکش تنها بر قسمتی از سطح بادگیر قطعه وارد می‌شود، از ضرایب زیر استفاده می‌شود:

شیب کمتر از ۳۰ درجه:

$$C_q = -2.5$$

شیب بین ۳۰ درجه و ۴۵ درجه:

$$C_q = -1.6$$

این ضرایب در چهار سمت کناره بام نوارهای به عرض 0.1 کوچکترین بعد ساختمان در پلان و یا سه متر، هر کدام که کوچکترند در نظر گرفته شوند.

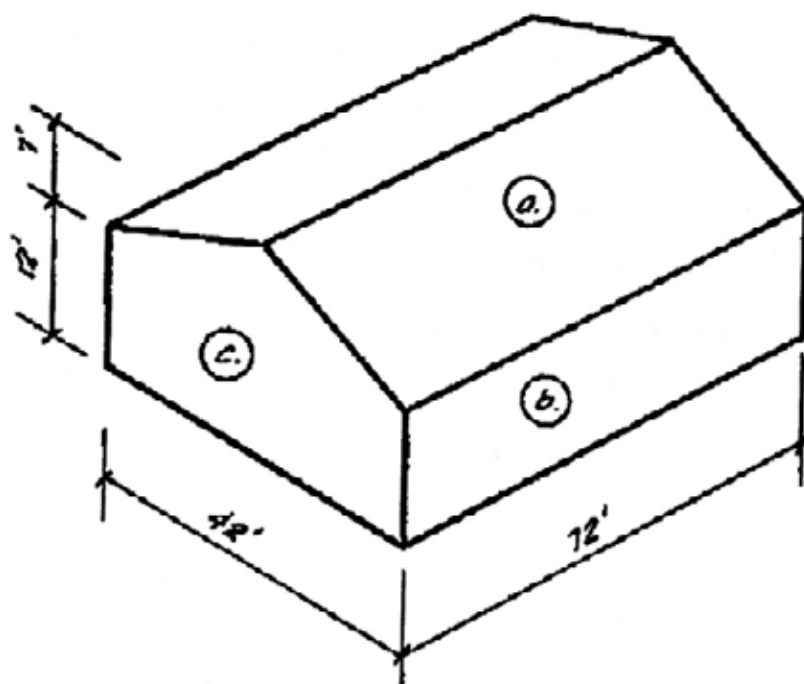
### مثال ۲-۱۱ نیروهای باد اجزاء و اعضا

رابطه فشار باد  $(p = C_e C_q q_s I)$  برای تعیین دو نوع نیروها در طراحی اجزاء دیوار و سقف و اتصالاتشان مورد استفاده قرار می‌گیرد. این فشارها بزرگتر از فشارهای مورد استفاده برای طراحی سیستم بار بر جانبی اصلی می‌باشد. ضرایب فشار در جدول H-16 آیین‌نامه UBC برای اعضا و اجزا به صورت

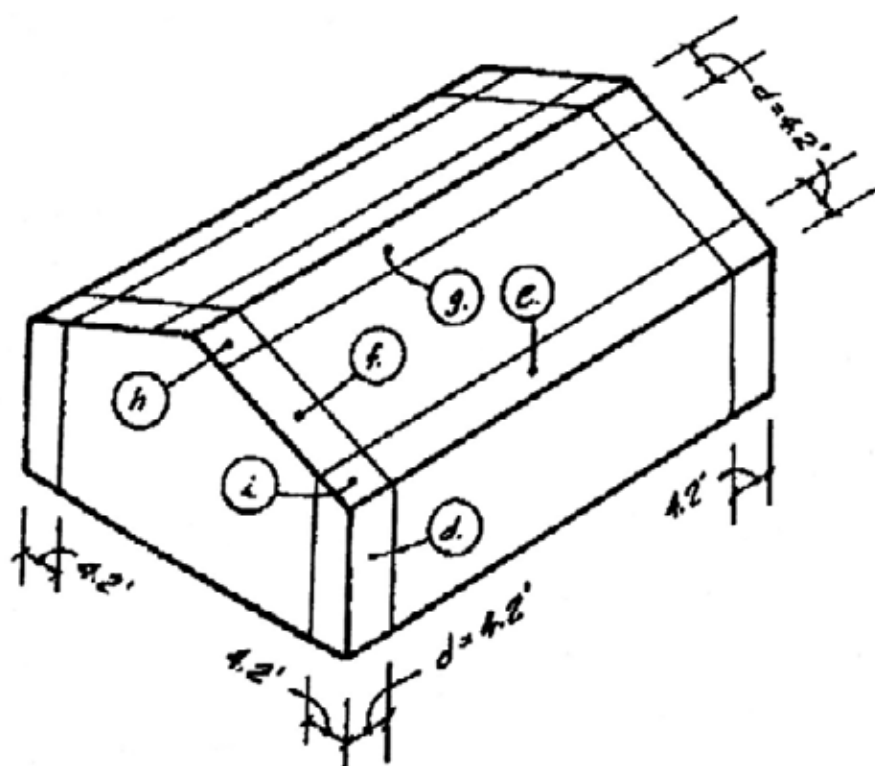


اختصاصی برای هر دو حالت نامنظم و منظم آورده شده است. حالت بحرانی تر برای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

نیروهای باد برای طراحی هر یک از اعضا و اجزا با استفاده از ضریب  $C_q$  از قسمت دوم جدول 16-H آیین‌نامه UBC بدست آمده‌اند. محللهایی که در این مثال طراحی شده‌اند عبارتند از (شکل ۱۲-۱۲ a):



شکل ۱۲-۱۲ a نیروی باد در نواحی غیر پیرامونی



شکل ۱۲-۱۲ b نیروی باد در نواحی پیرامونی

a = سطوح سقف

b = سطوح دیوار

C = سطوح دیوار

نیروهای باد برای طراحی اعضا و اجزا به طور جداگانه با در نظر گرفتن اثر کناره‌ها از قسمت سوم جدول H - 16 آیین‌نامه UBC بدست می‌آید. محلهایی که باید از نیروی باد افزایش یافته بخاطر اثر کناره‌ها استفاده شود عبارتند از:

d = گوشه‌های دیوار

e = لبه پایین سقف بدون طره

f = لبه کناری سقف بدون طره

g = گرده ماهی سقف

نیروهای وارد بر هر قسمت سقف باید جداگانه بررسی شود. نیروها در نواحی که دو ضریب  $C_e$  دارند (h و i) نباید با هم جمع شوند. ساختمان این مثال دارای سقف طره‌ای نمی‌باشد. اگر در قسمت‌های کناری سقف طره وجود داشته باشد، سطحی که فشار باد در آن باید افزایش یابد، بیشتر می‌شود.

در مثال ۹-۲ نحوه محاسبه فشار باد را برای طراحی سیستم بار بر جانبی بیان شد (برای مرور شکل b ۱۰-۲ ملاحظه شود). نحوه محاسبه فشار باد برای طراحی اعضا و اجزاء در همان ساختمان در ادامه این مثال توضیح داده شده است. نواحی در نظر گرفته شده، در شکل a ۱۲-۲ و b ۱۲-۲ نشان داده شده اند. شرایط ساختمان همان شرایط مثال ۹-۲ است.

اطلاعات بدست آمده از مثال قبلی:

$$q_s = 12.6 \text{ psf}$$

$$I_w = 1.0$$

$$C_e = \begin{cases} 1.06 & \text{برای 0 تا 15 ft} \\ 1.13 & \text{برای 15 ft تا 20 ft} \end{cases}$$

$$\text{شیب سقف} = 4:12$$

$$h_{mean} = 15.5 \text{ ft}$$

سازه یک سازه باز و محصور نشده است.

فشارهای باد برای طراحی:

$$p = C_e C_q q_s I_w$$

$$= \begin{cases} 1.06(C_q)(12.6)(1.0) = 13.4 C_q & \text{برای 0 ft تا 15 ft} \\ 1.13(C_q)(12.6)(1.0) = 14.2 C_q & \text{برای 15 ft تا 20 ft} \end{cases}$$

اندازه فشارهای به سمت داخل سازه به ارتفاع عضو در حال طراحی بستگی دارند. در نواحی از دیوار که ارتفاع بین 0 تا 15ft است،  $C_e = 1.06$  می‌باشد. فشارهای باد روی سقفها و فشارهای مکنده روی سایر نواحی نسبت به متوسط ارتفاع سقف سنجیده می‌شوند. بنابراین برای این نواحی  $C_e = 1.13$  در نظر گرفته می‌شود. همه فشارهای بادی که در این مثال محاسبه شدند دارای مساحت باربری کمتر از 10ft می‌باشند. برای مساحت باربری بزرگتر، طبق پاورقی ۲ در جدول H-16 آیین‌نامه UBC این فشارها باید کاهش یابند.

## اعضا و اجزا غیر پیرامونی

نیروهای موجود در نواحی a تا c (شکل ۱۲a-۲) به کل مساحت باربری عضو اعمال می‌شود.

نیروی سقف - ناحیه a:

سازه غیر بسته، شیب کمتر از 7:12

$$p = 14.2 C_q = 14.2(14.3) = 18.5 \text{ psf}$$

به سمت خارج مکشی

نیروهای دیوار - نواحی b و c:

$$p = 13.4 C_q = 13.4(1.2) = 16.0 \text{ psf}$$

0 تا 15ft به سمت داخل

$$p = 14.2 C_q = 14.2(1.2) = 17.1 \text{ psf}$$

15ft تا 19ft به سمت داخل

0 تا 19ft به سمت خارج

$$p = 17.1 \text{ psf}$$

## اجزاء و اعضا پیرامونی

نیروها در نواحی d تا g (شکل ۱۲b-۲) به هر عضوی که در فاصله d از لبه کناری وجود داشته باشد، اعمال می‌شود. عرض d کمتر از 10ft یا 0.1 برابر حداقل بعد سازه است.

$$d = 0.1(42) = 4.2 \text{ ft} < 10 \text{ ft}$$

$$\therefore d = 4.2 \text{ ft}$$

گوشه‌های دیوار - ناحیه d (همه گوشه‌ها در ارتفاعی کمتر از 15ft هستند):

$$P = 13.4 C_q = 13.4(1.2) = 16 \text{ psf}$$

به سمت داخل

$$P = 14.2 C_q = 14.2(2.6) = 37.0 \text{ psf}$$

به سمت خارج مکنده

لبه‌های کناری دیوار در قسمت‌های بدون طره - نواحی e، f، g  
شیب سقف در محدوده زیر است:

$$2:12 < 4:12 < 7:12$$

$$P = 14.2 C_q = 14.2(2.6) = 37.0 \text{ psf}$$

به سمت خارج مکنده

بسیاری از طراحان فهم و درک خوبی نسبت به بارها و نیروهایی که قبلاً توضیح داده شده اند دارند (ثقلی و باد). اما در مورد نیروهایی که در طول یک زلزله به وقوع می پیوندد، فهم و درک مناسبی ندارند. به همین دلیل یک تفصیر تقریباً کامل در این مورد انجام می گیرد.

انجمن مهندسين سازه كاليفرنيا (SEAOC) پيش گام كار بر روي نيروهاي زلزله جهت طراحي سازه ها مي باشند. چاپ هاي مختلف انتشارات SEAOC با نام Recommended Lateral Force Requirement and Commentary (مرجع ۲-۲۱) (هم اکنون معروف به كتاب آبي مي باشد)، مبنا و اساس بسياري از آيين نامه هاي ساختماني در طراحي زلزله اي سازه ها مي باشد. آيين نامه UBC 1997 با تلاش SEAOC همواره با پيشرفت علوم، به روز رساني مي شوند.

براي تهيه آيين نامه SEAOC، UBC 1997 تلاش کرده اند که از ديگر منابع اصلي در مورد قوانين ساختمان در ايالات متحده نيز استفاده کنند. مانند National Earthquake Hazard Reduction Program و Recommended Provision For Seismic Regulation For New Bulding (مرجع ۲-۱۱)، که توسط انجمن ايمني ساختمان ها در برابر زلزله براي دفتر مديريت بحران فدرال تهيه شده است. اين همکاريها باعث شد که در سال 2000 يک آيين نامه ساختمان با نام 2000 International Bulding Code توسط اين سازمانها به صورت مشترک عرضه شود. قوانين آيين نامه UBC 1997 در پيوست C كتاب آبي موجود مي باشد.

كتاب آبي داراي حجم و پيچيدگي زيادي مي باشد. طراح يک ساختمان چوبي ساده ممکن است با مواجه شدن با اين پيچيدگي گيج و مغشوش شود. همچنين، اکثر قوانين مربوط به سازه ها فولادي و بتني بلند مرتبه مي باشد که اين سازه ها از محدوده اين کتاب خارج مي باشند.

بخش هاي باقيمانده فصل ۲ به موضوع مهندسي زلزله مي پردازد و در ابتدا مروري بر آيين نامه هاي جديد زلزله انجام مي گيرد. اکثر جزئيات جديد در آيين نامه هاي زلزله مربوط به سازه هاي نامنظم مي باشد. جزئيات پيشرفته تري در مورد نيروي زلزله در فصل هاي بعدي (فصل هاي ۱۵ و ۱۶) بعد از شناسايي دياگرام هاي افقي و ديوارهاي برشي ارائه خواهد شد.

دوره هاي آموزشي ديناميک سازه ها و مهندسي زلزله بطور گسترده اي به موضوع نيروهاي زلزله مي پردازند. بنابر ديناميک سازه ها، نيروهاي مختلفی در طول يک زلزله به سازه وارد مي شوند. اين نيروها عبارتند از نيروي اينرسی، نيروي ميرايي، نيروي ارتجاعي و يک معادله تعادل نيروها (شتاب ثقلی زمان جرمی). حل تئوري مسائل ديناميکی بر مبنای جمع پاسخ تعدادی مد لرزش می باشد. هر مد از يک معادله حرکت، شامل انعکاس ترمهای نيروهاي بيان شده در بالا، بدست می آيد.

در این روش از یک طیف بازتاب ثبت شده از زلزله که قبلاً اتفاق افتاده اند، به عنوان ورودی استفاده می‌شود و معادلات حرکت به روش انتگرال گیری عددی حل می‌شود. این روش مستلزم استفاده از کامپیوتر و صرف زمان زیادی می‌باشد. دومین روش تئوری روش طیف پاسخ می‌باشد.

از کامپیوتر و صرف زمان زیادی می‌باشد. دومین روش تئوری روش طیف پاسخ می‌باشد. هر دو روش فوق (انتگرال گیری معادلات حرکت و طیف پاسخ) به شکل آنالیز دینامیکی می‌باشند. آیین‌نامه‌ها ملزم می‌دارند که برخی از سازه‌ها، به روش آنالیز دینامیکی طراحی شوند. بعنوان مثال، سازه‌های منظم بلندتر از 240ft و سازه‌های نامنظم بلند از 65ft یا بیشتر از 5 طبقه باید با استفاده از آنالیز دینامیکی طراحی شوند.

در آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴ - ۲۸۰۰) برای سازه‌های منظم بلندتر از 50 متر از تراز پایه ساختمانهای نامنظم بیشتر از 5 طبقه و یا با ارتفاع بیشتر از 18 متر از تراز پایه و همچنین ساختمانهایی که در آنها سختی جانبی فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی قسمت تحتانی آنها می‌باشد باید از آنالیز دینامیکی برای طراحی سازه‌ها استفاده نمود.

برای ساختمانهایی که احتیاج به آنالیز دینامیکی ندارند، آیین‌نامه یک روش ساده به نام آنالیز استاتیکی برای طراحی سازه‌ها ارائه می‌دهد. در روش آنالیز استاتیکی، یک روش کلی برای محاسبه برش پایه استفاده می‌شود. برای محاسبه برش پایه می‌توان از روش برش پایه ساده شده استفاده کرد. این روش برای سازه‌های قابی سبک که از 3 طبقه تجاوز نکنند مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش نتایج محافظه‌کارانه را در بسیاری از موارد نتیجه می‌دهد. این متن روش آنالیز استاتیکی را با استفاده از روش‌های کلی و با جزئیات بیشتر برای محاسبه برش پایه بکار می‌گیرد و از روش پایه ساده شده در این کتاب استفاده نمی‌کنیم.

آزمایشها نشان می‌دهند که سازه‌های نامنظم (مثلاً سازه‌های متقارن و سازه‌های یکتواخت) عملکرد مناسب‌تری نسبت به سازه‌های نامنظم در مقابله با نیروهای زلزله دارند. حتی اگر از آنالیز استاتیکی در طراحی سازه‌ها در مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد استفاده شود، آیین‌نامه‌ها ملاحظات ویژه‌ای را برای اینگونه سازه‌ها در نظر می‌گیرد. این ملاحظات ویژه در فصل ۱۶ توصیف شده اند.

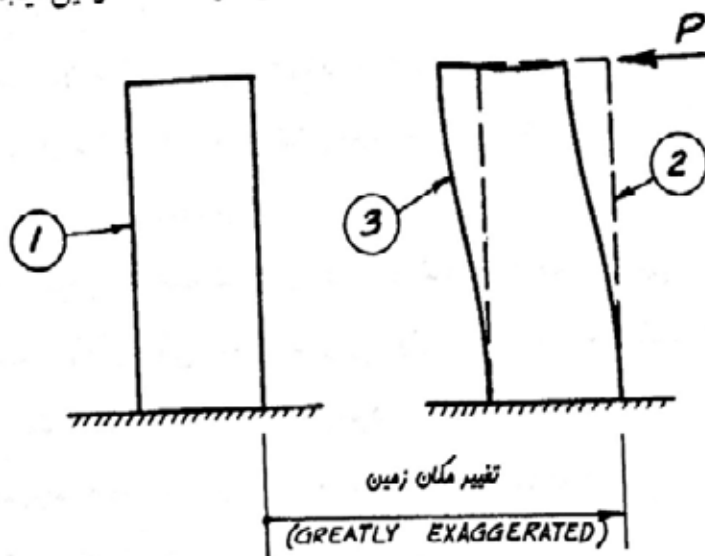
آیین‌نامه UBC بدون در نظر گرفتن تمامی نیروهایی که در طول یک زلزله بر سازه اثر می‌کنند، شیوه ساده‌ای را برای آنالیز استاتیکی ارائه می‌دهند. نیروهای زلزله در این روش به صورت اینرسی عمل می‌کند. قبل از اینکه زلزله شروع شود، سازه در تعادل استاتیکی قرار دارد. ناگهان، زمین حرکت می‌کند، و سازه تلاش می‌کند که ایستا و ساکن بماند. مشکل اصلی در اینجا زمانی است که، طول می‌کشد تا زمین به جای خود باز گردد. اگر تغییر مکان زمین به آهستگی صورت بگیرد سازه کاملاً امن باقی می‌ماند. اما بدلیل اینکه حرکت زمین به تندی صورت می‌گیرد، سازه نمی‌تواند خود را با حرکت زمین تطابق دهد و در نتیجه به سازه نیرو وارد می‌شود. مثال ۱۲-۲ ملاحظه شود.

نیروهای زلزله براساس شتاب جرم ساختمان تعریف می‌شوند. در مباحث تئوری جرم سازه را در تراز هر طبقه در نظر می‌گیرند. برای بسیاری از ساختمانها، احساس می‌شود که طراحی منطقی سازه ملزم می‌دارد که سازه را برای برآورده شدن مقاومت الاستیسه تحت نیروی آیین‌نامه‌ای ویژه طراحی نماییم. در اینگونه موارد آیین‌نامه‌ها نگاه جزئی تری به مقاومت و مدهای مختلف شکست سازه دارند. در این کتاب از روش آنالیز استاتیکی که متداول ترین و قابل قبول ترین روش برای محاسبه نیروی زلزله می‌باشد، استفاده می‌شود.

قابل توجه است که نیروهایی که از آیین‌نامه ساختمان محاسبه می‌شوند در سطح مقاومت نهایی (تنش) می‌باشند و باید بر ضریب 1.4 تقسیم شوند تا به تنش مجاز تبدیل شوند. این تقسیم بر 1.4 در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می‌شود به بخش ۱۶-۲ برای ترکیبات بارگذاری مورد نظر مراجعه شود.

### مثال ۱۲-۲ ساختمان در معرض زلزله

- ۱- موقعیت سکون ساختمان قبل از زلزله
- ۲- موقعیت ساختمان اگر زمین به آهستگی حرکت کند.
- ۳- تغییر شکل ساختمان به علت آثار دینامیکی که در اثر حرکت تند زمین ایجاد می‌شوند.



شکل ۱۳-۲

نیروی  $P$  در شکل ۱۳-۲ یک نیروی استاتیکی می‌باشد که بوسیله آیین‌نامه بدست آمده و می‌تواند برای سازه‌های معینی استفاده شود. این یک روش متداول در سازه‌های چوبی است و برای طراحی دیافراگم‌های افقی و دیوارهای برشی می‌توان از آن استفاده کرد.

نیروی تجربی که بوسیله آنالیز استاتیکی بدست می‌آیند به اندازه قابل توجهی کمتر از مقداری است که در یک زلزله واقعی به سازه وارد می‌شود. در شیوه تنش مجاز، فرض می‌شود که سازه در حد الاستیک

باقی می‌ماند. اما باید ذکر کرد که در یک زلزله واقعی سازه الاستیک نمی‌ماند. فلسفه این نوع طراحی این است که باید سازه را به اندازه کافی شکل پذیر نمود تا بتواند در ناحیه غیر الاستیک که در زمان زلزله واقعی رخ می‌دهد نیز ایمن باشد. این قوانین شکل پذیری در آیین‌نامه‌های طراحی موجود می‌باشد.

بنابراین، در نواحی با خطر لرزه خیزی بالا، آیین‌نامه زلزله دارای قوانین خاصی برای همه مصالح ساختمانی (فولاد، بتن چوب و مصالح بنایی) می‌باشد. منظور از قوانین خاص، قوانینی است که برای طراحی اتصالات ویژه و اجزای اتصال دهنده سیستم باربر جانبی استفاده می‌شوند. بنابراین باید یک سیستم یکپارچه برای انتقال نیروهای جانبی از بالای سازه تا پایین آن و پی وجود داشته باشد.

مهارها از اجزایی هستند که قوانین خاص برای طراحی دارند که باید به طور پیوسته با هم کار کنند. ملزومات نیروی زلزله در فصل ۲ و ۳ پوشش داده شده‌اند و قوانین جزئیات مهارها و اتصالات در فصل ۱۰ و ۱۵ و ۱۶ مورد بحث قرار گرفته‌اند.

در طول یک زلزله حرکت قائم زمین باعث ایجاد نیروی زلزله  $E_v$  همراه با نیروی افقی زلزله می‌شود. آیین‌نامه UBC 1997 اولین جایی بود که حرکت قائم زمین در هنگام زلزله را در نظر گرفت. نتیجه استفاده از حرکت قائم زمین در معادلات حرکت، افزایش نیروی بالابرنده (UPLIFT) در هنگام کنترل پایداری ساختمان می‌باشد. آیین‌نامه UBC 1997 اجازه می‌دهد که در زمانی که طراحی به روش تنش مجاز انجام می‌گیرد، می‌توان مولفه قائم نیروی زلزله را برابر صفر فرض کرد ( $E_v = 0$ ). این امر به این خاطر است که ترکیبات بارگذاری در روش تنش مجاز محافظه کارانه تر از هنگامی است که از ترکیبات بارگذاری روش مقاومت نهایی استفاده می‌شوند.

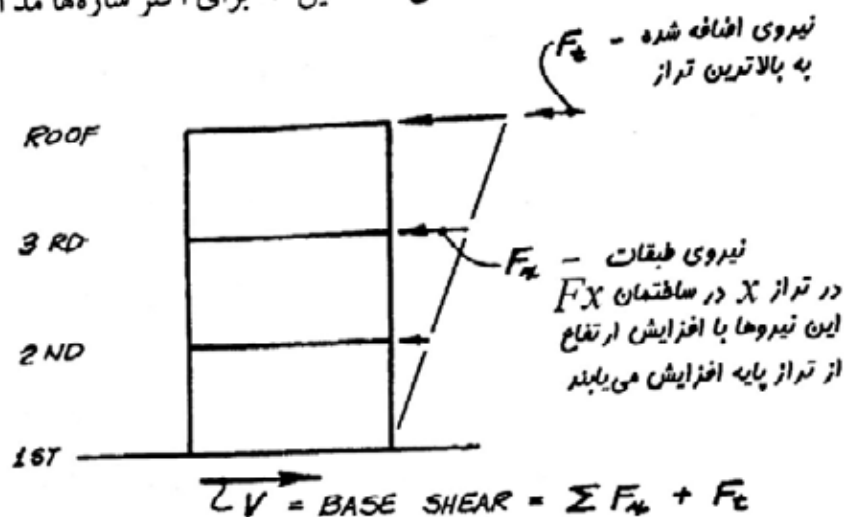
روش استفاده شده برای محاسبه نیروهای طبقات شامل سه قسمت می‌باشد. قسمت اول مربوط به محاسبه برش پایه است (نیروی افقی که به تراز پی وارد می‌شود؛  $V$ ). قسمت دوم مربوط به محاسبه درصدی از برش پایه است که به هر طبقه وارد می‌شود.

سومین قسمت مربوط به محاسبه نیروی بوجود آمده در اعضا در اثر نیروی طبقات می‌باشد. همانطور که بعداً ذکر خواهد شد، برای تبدیل این نیرو به نیروی طراحی اعضا به ضرب چندین ضریب در این نیرو احتیاج می‌باشد.

نیروهای طبقه با نماد  $F_x$  (نیروی تراز  $x$ ) نشان داده می‌شوند. ممکن است یک نیروی شلاقی  $F_t$  نیز به بالاترین تراز اضافه شود. واضح است که مجموع  $F_x$  ها و  $F_t$  باید برابر با برش پایه باشد  $V$  (شکل ۱۴-۲). روابط لازم برای محاسبه  $F_x$  و  $F_t$  به اختصار در بخش ۱۴-۲ بیان می‌شوند.

پیش از اینکه توضیحات آیین‌نامه‌ای برای این نیروها بیان شود، لازم به ذکر است که نیروی طبقات با افزایش ارتفاع طبقه افزایش می‌یابند. مقدار نیروی طبقات بستگی به نحوه توزیع جرم در ارتفاع سازه دارد.

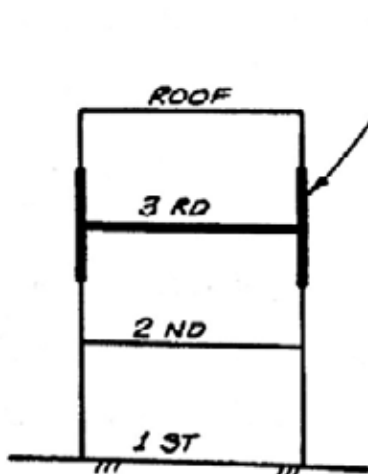
اگر وزن تمامی طبقات یکسان باشد، آنگاه توزیعی که برای نیروی طبقات بدست می آید، مثلثی خواهد بود. (ماکزیمم در تراز سقف و به صورت خطی کاهش می یابد تا اینکه در تراز زمین مساوی صفر شود). دلیل این شکل توزیع این است که نیروهایی که از این روش آیین نامه ای بدست آمده اند، براساس مد مقدماتی می باشند. این مد مقدماتی را مد اول سازه نیز می نامند. این مد برای اکثر سازه ها مد اصلی است.



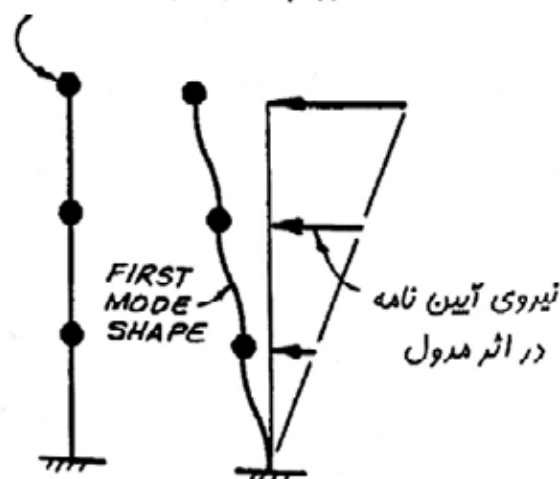
نیروی زلزله آیین نامه ای  
شکل a ۱۴-۲ نیروی زلزله آیین نامه ای

برای درک توزیع نیروی زلزله که در بالا توضیح داده شد، از یک مدل دینامیکی ساده برای آنالیز ساختمان استفاده می شود. (شکل b ۱۴-۲ ملاحظه شود). در این مدل، جرم (وزن) هر طبقه به تراز آن طبقه اختصاص داده شده است. به عبارت دیگر وزن سقف و نصف دیوارهای بالا و پایین هر طبقه در تراز آن طبقه متمرکز فرض می شوند.

بار مرده دیوار و کف مربوط به طبقه سوم



عرض می شود توزیع بار مرده در طبقه تراز طبقه متمرکز شده باشد



## TRIB. DEAD LOADS LUMPED MASSES

شکل b ۱۴-۲: نیروهای زلزله در اثر مداول



حال که مفهوم جرم متمرکز توضیح داده شد، می‌توان مد را تعریف نمود. یک مد شکل تغییر یافته سازه، در اثر نیروهای دینامیکی می‌باشد. اولین شکل مد، مربوط به حالتی است که همه جرم‌های متمرکز، در یک طرف محور مرجع تغییر شکل ساختمان باشند. در مدهای بالاتر جرم‌های متمرکز در دو طرف محور مرجع قرار دارند. در آنالیز دینامیکی حرکت سازه بوسیله ترکیب مدهای مناسب انجام می‌گیرد. حال می‌توان دلیل اینکه، چرا نیروی  $F_x$  با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد را توضیح داد. می‌دانیم که روش حل آیین‌نامه براساس مد اول می‌باشد. در مد اول تمام جرم‌های متمرکز در یک طرف محور مرجع قرار دارند، در نتیجه شتابها و تغییر مکانهای بزرگتر در طبقات مرتفع تر سازه رخ می‌دهد و به طبع آن نیروی  $F_x$  نیز در آنجا بزرگتر می‌باشند.

### ۱۳-۲- نیروهای زلزله

در سالهای اخیر قوانین UBC در مورد نیروهای زلزله مورد تجدید نظر کلی قرار گرفته اند. در UBC 1997 نیروهای زلزله تغییر کلی نسبت به چاب‌های قبلی یافته است. نیروی زلزله وارد بر یک عضو سازه که در ترکیبات بارگذاری مشاهده می‌شود (بخش ۱۶-۲) عبارتند از:

$$E = \rho E_h + E_v$$

که در آن  $\rho$  ضریب اطمینان پذیری و فراوانی نام دارد،  $E_h$  مولفه افقی زلزله و  $E_v$  مولفه قائم زلزله می‌باشد. همانطور که قبلاً توضیح داده شد، UBC اجازه می‌دهد هنگامی که از روش تنش مجاز برای طراحی استفاده شود  $E_v$  را برابر صفر کنیم. بنابراین این معادله بالا به شکل ساده زیر تبدیل می‌شود:

$$E = \rho E_h$$

UBC ملزم می‌کند که ابتدا نیروی زلزله وارد بر هر یک از اعضای سیستم باربر جانبی را تعیین کرده و سپس در ضریب  $\rho$  ضرب کنیم. همچنین باید خاطر نشان شود که برش پایه ( $V$ ) و نیروی زلزله اعضا ( $E_h$  و  $E_v$ ) همگی در سطح مقاومت نهایی می‌باشند و هنگامی که از آنها برای طراحی در روش تنش مجاز استفاده کنیم، باید آنها را بر 1.4 تقسیم کرد تا به سطح تنش مجاز تبدیل شوند.

### ضریب اطمینان پذیری و فراوانی

ضریب اطمینان پذیری  $\rho$ ، برای دستیابی به یک عدد منطقی برای نیروهای بدست آمده بر اعضا سیستم باربر جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سازه‌های چوبی این ضریب به معنی بدست آوردن تعداد و طول منطقی برای دیوارهای برشی می‌باشد. یکی از ضرایب که برای تعیین  $\rho$  بکار برده می‌شود، نسبت برش اعضای طبقه اتام دارد. در هر طبقه مقدار اتام برای دو جهت اصلی سیستم بار جانبی محاسبه می‌شود. مقدار اتام نسبتی از برش طبقه است که بوسیله عضو مقاوم در برابر نیروی جانبی مورد نظر تحمل می‌شود. برای دیوارهای برشی:

$$r_i = \frac{V_{wall}}{V_{story}} \left( \frac{10}{l_w} \right)$$

$r_i$  = نسبت برش عضو طبقه

$V_{wall}$  = نیروی برشی دیوار که بیشترین برش واحد را دارد. (lb)

$V_{story}$  = نیروی برشی طبقه (lb)

$l_w$  = طول دیوار برشی (ft)

ضرب عبارت  $l_w/10$  به این خاطر است که ضریب  $r_i$  نسبت به دیوارهای با طول ده فوت سنجیده می‌شود. مقدار  $r_i$  باید برای سیستم باربر جانبی در دو جهت اصلی و برای دو سوم پایین ساختمان محاسبه شود. بزرگترین مقدار  $r_i$ ،  $r_{max}$  برای محاسبه ضریب  $\rho$  استفاده می‌شود. ضریب  $\rho$  تابعی از  $r_{max}$  و  $A_B$  مساحت طبقه می‌باشد:

$$\rho = 2 \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_B}}$$

$$1.00 \leq \rho \leq 1.50$$

$r_{max}$  = ماکزیمم نسبت برش اعضا در کل سازه

$A_B$  = مساحت طبقه همکف ( $ft^2$ )

آیین‌نامه اجازه نمی‌دهد که ضریب  $\rho$  کمتر از یک و بزرگتر از 1.5 باشد. بهترین حالت این است که ضریب  $\rho$  برابر یک باشد. طراح باید با فراهم کردن مقاومت کافی برای اعضا، همواره ضریب  $\rho$  را نزدیک به یک نگه دارد.

محاسبات برش پایه

مانند آیین‌نامه‌های قبلی، کل برش پایه افقی  $V$ ، از یک رابطه کلی بدست می‌آید. این رابطه عبارتست از:

$$F = Ma = \left( \frac{w}{g} \right) a = w \left( \frac{a}{g} \right)$$

$F$  = نیروی اینرسی

$M$  = جرم

$a$  = شتاب

$g$  = شتاب ثقلی

شکل آیین‌نامه ای عبارت بالا، کمی متفاوت می‌باشد. ترم  $\left( \frac{a}{g} \right)$  با ضریب برش پایه جایگزین

می‌شود. رابطه برش پایه در UBC برای سیستم‌های بار جانبی به شکل زیر است:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \leq \frac{2.5 C_a I}{R} W$$

$V$  = برش پایه

$W$  = وزن سازه

$W$  وزن قسمتهایی از سازه است که در ایجاد نیروی زلزله شرکت داشته اند. برای اکثر سازه‌ها این وزن برابر بار مرده می‌باشد. اما برای سازه‌هایی که بار زنده زیادی را در اکثر زمانها تحمل می‌کنند. منطق حکم می‌کند که حداقل نسبتی از بار زنده را در محاسبه  $W$  شرکت دهیم. بعنوان مثال، آیین‌نامه مشخص کرده است که برای مخزن‌ها و انبارها حد اقل 25 درصد بار زنده را در محاسبه  $W$  در نظر بگیریم. دیگر بارهای زنده در آیین‌نامه مشخص نشده اند و طراح باید از قضاوت مهندسی خود برای تعیین آنها استفاده کند.

در ادارات و دیگر ساختمانها که پارتیشن‌ها و دیوارهای جداکننده جای مشخصی ندارند و دائماً جابجا می‌شوند، آیین‌نامه UBC در فصل ۱۶ ملزم می‌دارد که آن سقفها برای بار مرده 20psf طراحی شوند. استفاده از این نسبت بار در مثال ۱-۲ بخش ۲-۲ به طور خلاصه بیان گردید. در زلزله، احتمال ندارد که همه قسمت‌ها در یک زمان تحت اثر بار مرده 20psf باشند به همین دلیل از میانگین بار مرده 10psf، برای پارتیشن‌ها در محاسبه  $W$  استفاده می‌شود.

نیازی نیست که بارهای زنده سقف را در محاسبه  $W$  شرکت داد، البته به شرطی که بار برف از 30psf بیشتر نباشد. در هنگامی که بار برف بیشتر از 30 است، از یک ضریب کاهش برای شرکت دادن بار برف در  $W$  استفاده می‌شود این ضریب معمولاً برابر 75 در نظر گرفته می‌شود.

$\text{ضریب برف پایه در فاز سرعت} = \frac{C_v I}{RT}$  این کمیت به همان پارامتر  $\frac{g}{g}$  در معادله اساسی اشاره دارد.

این ضریب مقدار برش پایه را برای ساختمانهای با پریودهای متوسط و طولانی تعیین میکند. در آیین‌نامه 2800 این ضریب  $\frac{ABI}{R}$  می‌باشد.

$\text{ضریب برف پایه در فاز شتاب} = \frac{2.5 C_a I}{R}$  این کمیت به همان پارامتر  $\frac{g}{g}$  در معادله اصلی اشاره دارد.

این کمیت مستقل از  $T$  است و ماکزیمم شتابی که برای طراحی آیین‌نامه‌ای احتیاج است را بیان می‌کند. این ضریب برای سازه‌هایی که دارای پریودهای اولیه کوتاه می‌باشد به کار می‌رود. به علت اینکه اکثر سازه‌های چوبی دارای پریودهای کوتاه می‌باشد، این معادله بیشتر در این کتاب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$Z$  = ضریب منطقه ای. UBC کل کشور آمریکا را به شش ناحیه لرزه خیزی تقسیم می‌کند. نواحی 0 و 1 و 2A و 2B و 3 و 4. به این نواحی به ترتیب مقدار  $Z = 0, 0.075, 0.15, 0.2, 0.3, 0.4$  نسبت می‌دهند. ضریب  $Z$  بزرگتر، نیروی زلزله بزرگتری نتیجه می‌دهد و ناحیه 4، ناحیه با خطر لرزه خیزی بالا

می‌باشد. مقادیر عددی  $Z$  بر اساس نسبت شتاب مبنای طرح برای طراحی در مناطق مختلف زلزله‌ای بدست می‌آید. مقدار شتاب مبنای طرح براساس احتمال وقوع بیش از ۱۰ درصد در ۵۰ سال اندازه گیری می‌شود. این مقدار معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال می‌باشد.

شتاب مبنای طرح را می‌توان به شکل ضریبی از  $g$  نشان داد، که به تراز پایه ساختمان اعمال می‌شود، بدون آنکه مقاومت دینامیکی ساختمان یا خصوصیات زمین شناسی محل در نظر گرفته شوند. مقاومت دینامیکی ساختمان و خصوصیات زمین شناسی محل با ضریب دیگری در رابطه برش پایه در نظر گرفته می‌شود.

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ نواحی مختلف ایران به چهار قسمت تقسیم می‌شود. این نواحی در نقشه موجود در آیین‌نامه ۲۸۰۰ و یا جدول پیوست ۱ نشان داده شده‌اند. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ بجای نماد  $Z$  از نماد  $A$  برای شتاب مبنا طرح استفاده شده است (بند ۲-۳-۳ جدول ۲)

$I$  = ضریب اهمیت. پس از زلزله ۱۹۷۱ در سانفرانسیسکو و وقوع خرابی‌ها در سازه‌ها برای اولین بار ضریب اهمیت در رابطه برش پایه اعمال شد. ضریب اهمیتی که برای محاسبه برش پایه در ساختمانها استفاده می‌شود، در ستون سوم جدول  $k - 16$  در آیین‌نامه UBC آورده شده است. ستون چهارم شامل ضریب اهمیت لرزه خیزی  $I_p$  است که تنها برای برخی از سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد ستون پنجم مربوط به ضریب اهمیت بار باد  $I_w$  است.

علت اصلی استفاده از ضریب اهمیت این است که بناهای ضروری باید برای نیروی زلزله بیشتری طراحی شوند تا هنگام وقوع یک زلزله این بناها بتوانند به کار خود ادامه دهند. بناهای ضروری شامل بیمارستانها، آتش نشانی و یا پاسگاه‌های پلیس و غیره می‌باشد. در رابطه برش پایه قدیمی، ضریب اهمیت دارای حد بالایی ۱.۵ برای بناهای ضروری و حد پایین ۱.۰ برای بناهای معمولی بود.

در آیین‌نامه جدید ضریب اهمیت برای ۵ نوع سازه تعریف می‌شود:

۱- بناهای ضروری - سازه‌هایی که در موقعیت‌های اضطراری و حوادث غیر مترقبه کاربرد دارند.

$$I = 1.25$$

۲- بناهای خطرناک - سازه‌هایی که در آنها مواد منفجره و سمی یافت می‌شود.

$$I = 1.25$$

۳- بناهای ویژه - ساختمانهای مسکونی که خانواده‌های زیادی را در خود جای داده‌اند، مدرسه‌ها، دانشگاه‌ها، ایستگاه‌های تقویت فشار و بناهای عمومی که جزء بناهای ضروری نمی‌باشد.

$$I = 1.0$$

۴- بناهای استاندارد - آنهایی که در رده بناهای ضروری، خطرناک، ویژه و متفرقه نمی‌باشد.

$$I = 1.0$$

۵- بناهای متفرقه

$$I = 1.0$$

جزئیات بیشتر در مورد پنج دسته ضریب اهمیت زلزله و همچنین ضریب اهمیت بار باد را می‌توان در جدول k-16 آیین‌نامه UBC مشاهده نمود.

توجه شود که ضریب اهمیت I در آیین‌نامه جدید UBC 1997 برای بناهای ضروری کمتر از آیین‌نامه قدیمی UBC 1998 است. این مسئله بر خلاف روند افزایشی نیروی زلزله در آیین‌نامه‌های جدیدتر می‌باشد. دلیل این امر را می‌توان در کتاب آبی جستجو کرد.

در بخش 201 کتاب آبی (مرجع ۲۱-۲) ملاحظات ویژه‌ای برای سازه‌های ضروری، خطرناک و سازه‌هایی که در ناحیه با خطر لرزه خیزی زیاد قرار دارند در نظر گرفته شده است، که این ملاحظات در آیین‌نامه‌های قبلی وجود نداشتند. به همین دلیل سازه‌های ضروری و خطرناک دارای کیفیت ساخت بهتری می‌باشد و در نتیجه در آیین‌نامه جدید ضریب اهمیت برای اینگونه سازه‌ها کمتر از آیین‌نامه قبلی انتخاب شده است. برای اینگونه سازه‌ها کتاب آبی توصیه می‌کند:

- ۱- کنترل طراحی توسط مهندس سازه معجزا (غیر از چک کردن معمولی سازه).
  - ۲- آزمایشات کنترل کیفیت مناسب برای سازه توسط مهندس سازه در نظر گرفته شود.
  - ۳- نظارت سازه توسط یک مهندس سازه انجام گیرد.
- در خاتمه، لازم به ذکر است که حرکت به سمت کاهش مقدار ماکزیمم I برای نائل شدن به یک طراحی متعادل می‌باشد. اضافه کردن نیروهای زلزله نمی‌تواند عدم کیفیت ساخت سازه را جبران سازد.
- $C_v$  و  $C_a$  = ضرایب لرزه‌ای (طیف پاسخ)، طیف پاسخ در آیین‌نامه UBC تابعی از  $C_v$  و  $C_a$  می‌باشد (شکل ۱۸-۲) و  $C_v$  و  $C_a$  از جداول Q-16 و R-16 در UBC بر حسب ناحیه لرزه خیزی، خصوصیات دینامیکی خاک و خصوصیات دینامیکی سازه بدست می‌آیند. فاکتورهای بسیاری در این متغیرها شرکت دارند که در صفحات بعدی مورد بحث قرار خواهند گرفت. براساس یک پریود ثابت، طیف پاسخ با سست تر شدن خاک و با نزدیکی سازه به یک گسل فعال (نزدیکتر 15km) افزایش می‌یابد.

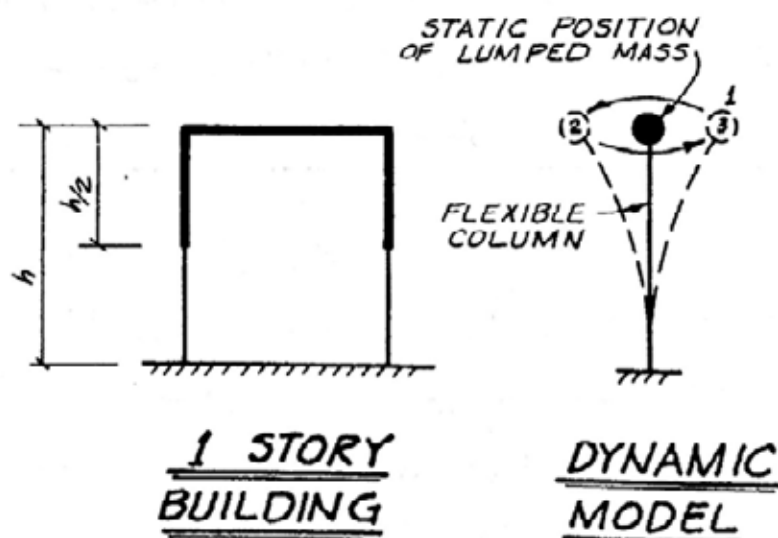
در ابتدا روند تعیین  $C_v$  و  $C_a$  را مورد بررسی قرار می‌دهیم:

- ۱- تعیین ناحیه لرزه خیزی براساس شکل 2، 16 در UBC
- ۲- تعیین ضریب ناحیه لرزه خیزی از جدول I-16 در UBC
- ۳- تعیین نوع پروفیل خاک از جدول J-16 در UBC
- ۴- اگر سازه در ناحیه ۴ قرار دارد، فاصله سازه از نزدیکترین گسل باید تعیین شود.
- ۵- اگر سازه در ناحیه ۴ قرار دارد،  $N_v$  و  $N_a$  را از جدول S-16 و T-16 در UBC تعیین شود

۶- تعیین  $C_v$  و  $C_a$  از جدول Q-16 و R-16 در UBC

ضرایب  $C_v$  و  $C_a$  خصوصیات دینامیکی سازه را بیان می نمایند. در بخش ۱۲-۲ گفته شد که آنالیز طیف پاسخ یکی از انواع آنالیز دینامیکی سازه براساس محاسبه نیروهای دینامیکی جانبی وارد بر سازه است. بحث زیر خواص دینامیکی یک سازه و موضوع طیف پاسخ را روشن می سازد.

اولین و اساسی ترین خصوصیت دینامیکی سازه، پریود نوسان آن سازه است. برای تعریف پریود، ابتدا یک ساختمان یک طبقه که دارای توزیع جرم در تراز سقف می باشد را فرض کنید. حال فرض شود که کل جرم تراز سقف به صورت متمرکز باشد. شکل ۱۵-۲ مشاهده شود. سپس مدل دینامیکی سازه تبدیل به یک ستون شکل پذیر با یک جرم متمرکز در بالای آن می شود. حال اگر جرم را به نقطه یک انتقال داده و سپس آن را رها نمود، جرم متمرکز به نوسان می پردازد. این حرکت بدون اعمال نیرو، نوسان آزاد نام دارد. پریود نوسان  $T$  برابر مدت زمانی است که جرم متمرکز یک سیکل کامل را طی می کند (برحسب ثانیه). پریود خصوصیتی از سازه (تابعی از جرم و سختی) است، و این مقداری است که می تواند از تئوری دینامیکی محاسبه شود.



شکل ۱۵-۲:

هنگامی ساختمان چند طبقه شکل ۱۴-۲ مورد بحث قرار گرفت (بخش ۱۲-۲)، موضوع مد نوسان اول، تعریف شد. پریود دامنه به تمامی مدهای نوسان است. پریود اول را می توان زمانی تعریف کرد که مد اول یک سیکل نوسان آزاد را طی می کند. (شکل b ۱۴-۲) پریود اولیه را می توان از تئوری و یا آیین نامه ها بدست آورد.

آیین نامه UBC رابطه زیر را برای پریود اولیه نوسان ارائه می دهد:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$h_n$  = ارتفاع تراز بالایی یا سقف از تراز پایه ft است  
 $C_t$  = ضریبی است که به نوع سیستم باربر جانبی بستگی دارد

$$C_t = \begin{cases} 0.035 & \text{برای قاب خمشی فولادی} \\ 0.030 & \text{برای قاب خمشی بتنی} \\ 0.020 & \text{برای دیگر سازه‌ها از جمله ساختمانهای چوبی} \end{cases}$$

آیین‌نامه یک روش فرعی برای تعریف  $C_t$  در ساختمان‌های با دیوار برشی بتنی ادامه می‌دهد. همچنین برای سادگی  $C_t = 0.020$  در همه این متن استفاده می‌شود. پریودی که بوسیله رابطه ساده بالا محاسبه می‌شود برای اکثر سازه‌ها محافظه کارانه است. محاسبات محافظه کارانه روش، برای تخمین اولیه پریود سازه است. میرایی خصوصیت دیگر دینامیکی سازه است که بر عملکرد زلزله تاثیر می‌گذارد. میرایی را می‌توان براساس مقاومت در برابر حرکت که بوسیله اصطکاک داخلی بین مصالح ساختمان ایجاد می‌شود، تعریف کرد، میرایی بستگی به نوع ساخت ساختمان و مصالح استفاده شده در آن دارد. در مطالعات دینامیک سازه‌ها، مشاهده شده است که دو سازه‌ای که دارای پریود و میرای یکسان باشند دارای پاسخ مشابهی در یک رکورد مشخص دارند. رکوردهای زلزله از ابزارهای ویژه‌ای با نام شتاب نگار بدست می‌آیند. شتاب زمین در روش تاریخچه زمانی بعنوان ورودی حل‌های تئوری می‌باشد. پیوست فصل 16 در UBC ملزم می‌دارد در ساختمانهای اداری بلندتر از ده طبقه یک شتاب نگار نصب شود.

حل‌های کامپیوتری مسائل دینامیکی در تعدادی از ساختمانهای با سیستمهای مختلف در محاسبات طیف پاسخ مورد استفاده قرار می‌گیرند. یک طیف پاسخ بر اساس ماکزیمم پاسخ (شتاب، سرعت، تغییر مکان یا تعادل استاتیکی نیرو) بدست می‌آید. (برعکس پریود نوسان). مثال ۱۳-۲ مشاهده شود. یک طیف پاسخ که با کامپیوتر محاسبه شده است را می‌توان برای بررسی اثر همان زلزله بر دیگر ساختمانها استفاده نمود. در اینصورت تنها به یک پریود برای محاسبه طیف پاسخ نیاز است.

ضوابط آیین‌نامه 2800 با آیین‌نامه UBC متفاوت است. رابطه کلی برش پایه  $V$  در 2800 عبارتست از: (بند ۲-۳-۱)

$$V = CW$$

ضریب برش پایه (ضریب زلزله) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

$W$  = وزن کل ساختمان، شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و برف، که این درصد از جدول ۱ فصل دوم آیین نامه ۲۸۰۰ بدست می آید. این ضریب برای ساختمانهای مسکونی ۲۰ درصد است.

همچنین مقدار برش پایه نباید از مقدار زیر کمتر باشد.

$$V_{\min} = 0.1 AIW$$

در آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب اهمیت ساختمان به چهار دسته طبقه بندی شده است، این طبقه بندی در بخش ۱-۷ آورده شده است.

گروه ۱- ساختمانهایی با اهمیت خیلی زیاد - از جمله بیمارستانها، درمانگاهها، مراکز آتش نشانی، تاسیسات انتظامی، مخابرات، رادیو و تلویزیون و .....

$$I = 1.4$$

گروه ۲- ساختمانهایی با اهمیت زیاد - از جمله مدارس، مساجد، استادیوم ها، و سالنهای اجتماعات و هر فضای سرپوشیده ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر باشد و ساختمانهایی که خرابی آنها باعث از دست رفتن ثروت ملی می شود مانند موزه ها، کتابخانه ها و غیره

$$I = 1.0$$

گروه ۳- ساختمانهای با اهمیت متوسط - ساختمانهایی که در سه گروه دیگر نمی باشد مانند ساختمانهای مسکونی، اداری و تجاری

$$I = 1.0$$

گروه ۴- ساختمانهایی با اهمیت کم- ساختمانهایی که خسارت هایی کمی از خرابی آنها حادث می شود مانند انبارهای کشاورزی و سالنهای مرغداری و ساختمانهای موقت با مدت بهره برداری کمتر از ۲ سال

$$I = 0.8$$

ضریب اهمیت برای ساختمانها در جدول ۵ فصل دوم آیین نامه ۲۸۰۰ آمده است.

در آیین نامه ۲۸۰۰ بجای استفاده از ضریب  $C_v$  یا  $C_a$  از ضریب  $AB$  استفاده می شود. ضریب  $A$  در قسمت های قبلی توضیح داده شده ضریب  $B$  بر حسب پررود نوسان ساختمان ( $T$ ) نوع زمین و میزان لرزه خیزی منطقه است.

ضریب  $B$  را ضریب بازتاب ساختمان می نامند و آن را از روابط زیر محاسبه می کنند:

$$B = 1 + S \left( \frac{T}{T_0} \right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$B = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{2/3} \quad T \geq T_s$$



در این روابط  $T$  زمان تناوب اصلی سازه بر حسب ثانیه و  $T_0$  و  $T_s$  و  $s$  از جدول ۳ آیین‌نامه و یا از

جدول زیر قابل محاسبه اند:

| نوع زمین | $T_0$ | $T_s$ | خطر نسبی کم و متوسط | خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد |
|----------|-------|-------|---------------------|---------------------------|
|          |       |       | $s$                 | $s$                       |
| I        | 0.1   | 0.4   | 1.5                 | 1.5                       |
| II       | 0.1   | 0.5   | 1.5                 | 1.5                       |
| III      | 0.15  | 0.7   | 1.75                | 1.75                      |
| IV       | 0.15  | 1.0   | 2.25                | 1.75                      |

نوع زمین از جدول ۴ در فصل دوم آیین‌نامه 2800 تعیین می‌شود. زمان تناوب اصلی سازه ( $T$ ) از روابط زیر محاسبه می‌شود: (بخش ۶-۳-۲).

الف - برای ساختمانهای با سیستم قاب خمشی

۱ - چنانچه جداگرهای میان قابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:  
- در قابهای فولادی

$$T = 0.08 H^{\frac{3}{4}}$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.07 H^{\frac{3}{4}}$$

۲ - چنانچه جداگرهای میان قابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند مقدار  $T$  برابر با 80 درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شوند.

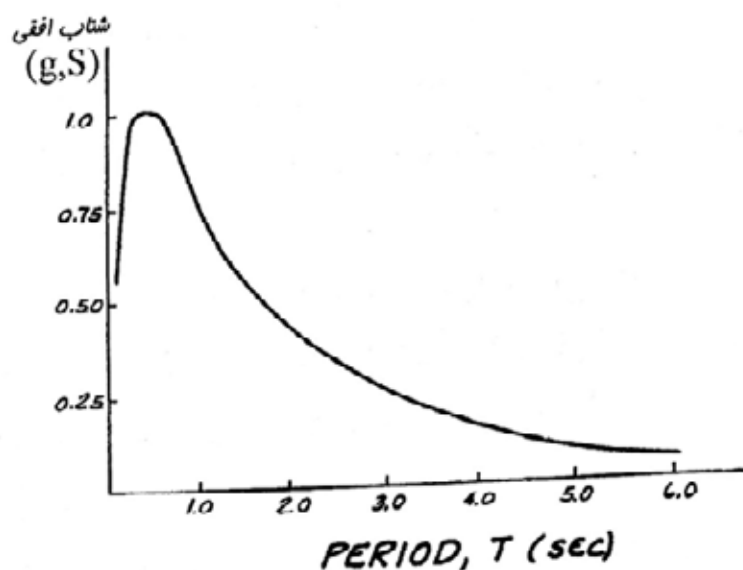
ب - برای ساختمانهای با سایر سیستم ها، در تمامی موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میان قابی

$$T = 0.05 H^{\frac{3}{4}}$$

در روابط فوق  $H$  ارتفاع ساختمان از تراز پایه است.

### مثال ۱۳-۲ تئوری طیف پاسخ متداول

ترم طیف پاسخ، نموداری است که همه پریودهای ساختمان ( برای یک زلزله ثبت شده با یک درصد میرایی ثابت) را روی یک نمودار خلاصه می‌کند. شکل 16-2 طیف کامل پریودهای ساختمان را نشان می‌دهد. نمودار برای مقادیر مختلف میرایی به بالا و پایین می‌رود.



شکل ۲-۱۶

منحنی طیف پاسخ شکل ۲-۱۶ نشان می‌دهد که هنگامی که پریود زلزله با پریود ساختمان یکسان یا نزدیک بهم باشند تشدید رخ می‌دهد (قسمت برآمده نمودار). منحنی طراحی آیین‌نامه (شکل ۲-۱۸) برای پریودهای کوچکتر پاسخ را کاهش نمی‌دهند.

قابل ذکر است که تعداد بسیار زیادی رکوردهای زلزله موجود می‌باشد. هر رکورد می‌تواند برای طیف پاسخ ساختمانهای با میرایی مختلف استفاده شود. آیین‌نامه برای یک محل با پروفیل خاک ثابت یک نمودار طیف پاسخ می‌دهد و اختلاف در مقدار میرایی و سیستم سازه‌ها را توسط ضریب  $R$  در محاسبه برش پایه دخالت می‌دهد.

هم اکنون با خصوصیات دینامیکی ابتدایی یک ساختمان و موضوع یک طیف پاسخ آشنا شدید. حال می‌توانید روابط لازم برای مقادیر طیف پاسخ  $C_u/T$  و  $C_a$  را مرور کنید. واضح است که ضریب  $C_u/T$  به پریود نوسان ساختمان،  $(T)$  بستگی دارد.

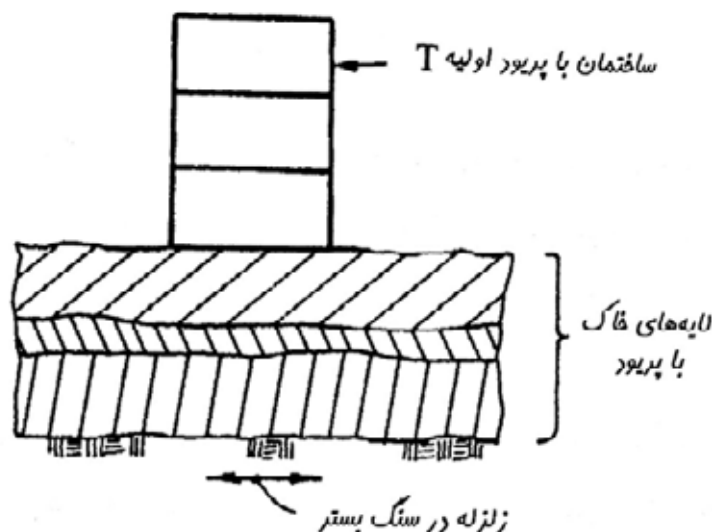
آزمایشها در چندین زلزله نشان می‌دهد که وضعیت خاک محل، می‌تواند اثر مشخص و ثابتی را در پاسخ به زلزله داشته باشد. زلزله ۱۹۸۵ در مکزیکوسیتی نمونه‌ای از زلزله است که در آن شرایط خاک محلی باعث تقویت تکان‌ها شد. مثال ۲-۱۴ ملاحظه شود.

شاید تصورش سخت باشد، اما لایه‌های خاکی زیر سازه نیز دارای پریود نوسان  $T_{soil}$  مشابه پریود نوسان یک ساختمان  $T$  می‌باشند. اگر این دو پریود به هم نزدیک باشد خسارت بیشتری به سازه وارد می‌شود، زیرا در اینگونه موارد یک اثر شبه تشدید بین سازه و خاک زیر آن اتفاق می‌افتد.

## مثال ۱۴-۲ اثر وضعیت خاک محل

ترم تشدید خاک - سازه برای بررسی اثرات خاک محل در گسترش زلزله استفاده می‌شود (شکل ۱۷-۲) خصوصیات خاک مربوط به محل ساخت یک ساختمان، در محاسبه ضرایب  $C_v$  و  $C_a$  شرکت داده می‌شود.

آیین‌نامه UBC پروفیل زمین را به شش دسته تقسیم می‌کند (نوع  $S_A$  تا  $S_F$ ) و برای هر تقسیم بندی یک ضریب  $C_v$  و  $C_a$  به طور جداگانه تعریف می‌کند (جدول ۱۶-Q و ۱۶-L و ۱۶-R ملاحظه شود). اگر یک سازه مستقیماً روی سنگ بستر قرار داشته باشد (خاک نوع  $S_A$ ) آنگاه  $S$  برابر با یک است. اگر سازه روی یک لایه خاک باشد، حرکت زلزله ممکن است تشدید شود. آیین‌نامه UBC اجازه می‌دهد که در شرایط معمولی از خاک نوع  $S_D$  برای محاسبه ضرایب طیف پاسخ  $C_a$  و  $C_v$  استفاده شود.



شکل ۱۷-۲

در آیین‌نامه 2800 همانطور که قبلاً گفته شد پروفیل خاک به چهار دسته I و II و III و IV تقسیم می‌شود (بجای شش دسته در UBC) و براساس این چهار دسته مقادیر مختلف  $S$  برای محاسبه طیف داده می‌شود.

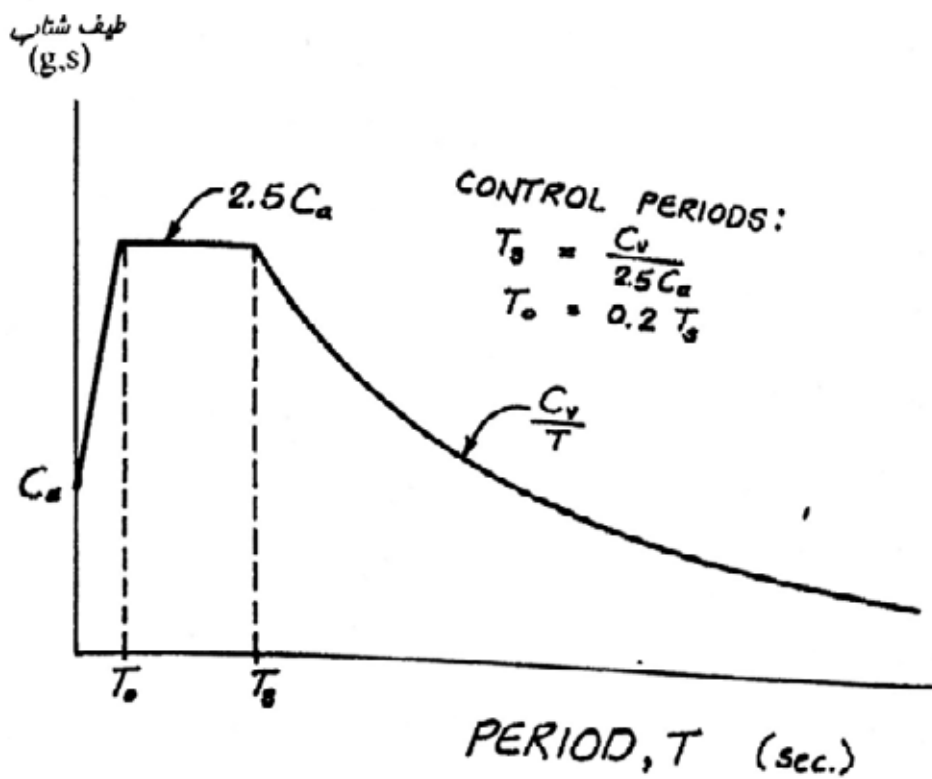
در UBC وضعیت پروفیل یک محل خاص به یکی از شش دسته پروفیل خاک ربط داده می‌شود و با نماد  $S_A$  تا  $S_F$  نشان داده می‌شود. جداول ۱۶-Q تا ۱۶-R در UBC مقدار  $C_a$  و  $C_v$  را بر حسب پروفیل خاک و خطر لرزه خیزی منطقه نشان می‌دهند. اختلاف زیاد بین اعداد  $C_a$  و  $C_v$  در اثر اختلاف در نوع پروفیل خاک می‌باشد. مقادیری که UBC در جداول قرار داده است براساس تحقیقات گسترده بر روی خواص خاک در تکانهای زمین بدست آمده است. در مواقعی که گزارشی در مورد خاک محل در دسترس نیست فرض می‌شود که خاک از نوع  $S_D$  است. در ناحیه ۴ زلزله، ضرایبی اضافه بر آنهایی که قبلاً بیان شد برای محاسبه پارامترهای  $C_a$  و  $C_v$  مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقادیر  $C_a$  و  $C_v$  در جداول و در

قسمت مربوط به ناحیه ۴ لرزه خیزی به ضرایب نزدیکی به گسل  $N_a$  و  $N_v$  از سال ۱۹۹۷ به آیین نامه UBC اضافه شده اند. هنگامی که منطقه نزدیک یک گسل باشد مقدار ضرایب  $C_v$  و  $C_a$  افزایش زیادی می یابد. طبق بیان کتاب آبی (مرجع ۲۱-۲) در زلزله Northridge در سال ۱۹۹۴ نزدیکی منطقه به گسل باعث شد که شتاب زمین در هنگام زلزله بیش از دو برابر افزایش می یابد زلزله ۱۹۹۵ در کوبا نیز مشابه همین اتفاق رخ داد.

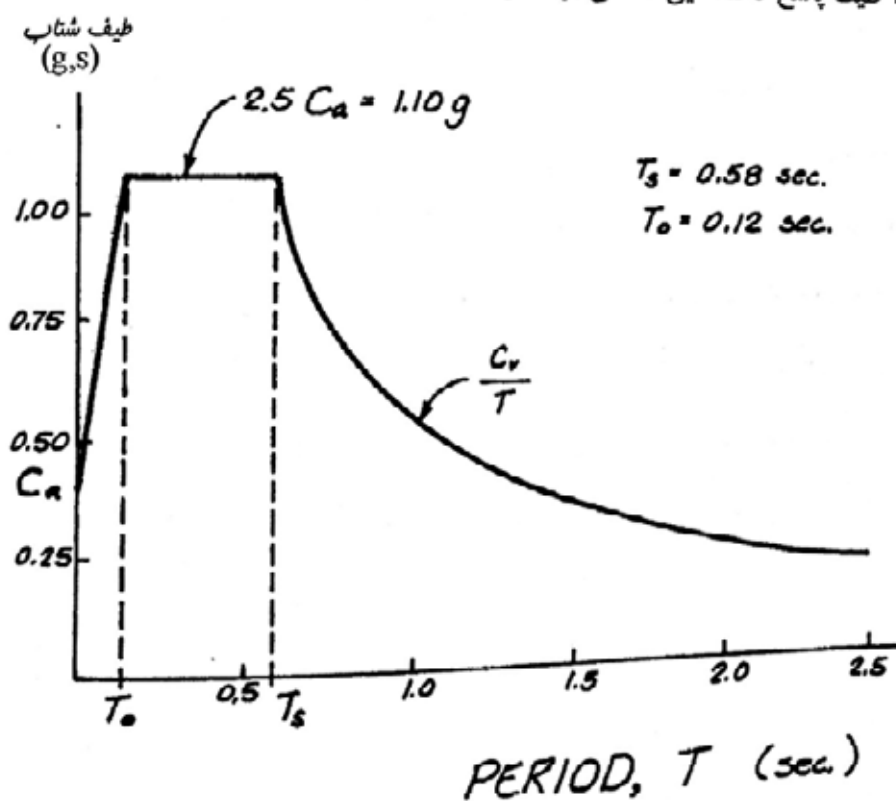
مقادیر  $N_a$  و  $N_v$  به ترتیب در جداول  $S-16$  و  $T-16$  در UBC ارائه شده اند.  $N_a$  مربوط به ضریب  $C_a$  و  $N_v$  مربوط به ضریب  $C_v$  است. جداول UBC مقادیر  $N_a$  و  $N_v$  را به عنوان تابعی از گسل زلزله و نزدیکی آن به محل معرفی می کنند. در مناطق زلزله خیز معمولاً بیشتر از یک گسل به ساختمان اثر می گذارند. سه نوع منبع (گسل) زلزله در UBC وجود دارد. نوع A و B و C. نوع A مربوط به مناطق با خطر زلزله بالا می باشد که تابعی از لرزش گسل و اثری که آن گسل می تواند بر آن منطقه بگذارد می باشد. مطلوبست که در گزارشات زمین شناسی به نوع منبع زلزله و فاصله آن از محل نیز اشاره شود نقشه های نزدیکی منبع زلزله اخیراً به چاپ رسیده است (مرجع ۱۴-۲). ضرایب نزدیکی منبع تنها برای منطقه لرزه خیزی ۴ و آن هنگامی که محل در فاصله کمتر از ۱۵ کیلومتر به گسل باشد اعمال می شود. در هنگام طراحی ساختمانهای که در ناحیه ۴ قرار دارد، امکان نزدیکی به منبع زلزله باید همواره بررسی شود.

سرانجام، براساس مطالب ذکر شده در صفحات قبلی باید منحنی طیف پاسخ را رسم کرد. طیف پاسخ کلی آیین نامه UBC در شکل ۲-۱۸ a نشان داده شده است. منحنی طیف پاسخ در شکل ۲-۱۸ b برای ناحیه لرزه خیزی ۴ و پروفیل خاک  $S_D$  رسم شده است. به علت اینکه فاصله محل از نزدیکترین گسل بیش از ۹.۳ است، ضریب نزدیکی منبع اعمال نمی شود.  $N_a = N_v = 1.0$  مقدار ماکزیمم شتاب طیف برابر ۱.۱۰ است. این مقدار عددی بزرگی می باشد و تنها برای کاهش خسارت زلزله این عدد منظور شده است نه برای محاسبه پایه واقعی ساختمان. به همین دلیل به تصحیح برش پایه بوسیله ضرایب R (ضریب رفتار سازه) و I (ضریب اهمیت سازه) نیاز است.

شکل ۲-۱۸ نشان می دهد که شتاب افقی آیین نامه تابعی از پریرود ساختمان می باشد. بخش  $C_a$  ۲/۵ منحنی مربوط به سازه هایی می باشد که صلب می باشد و دارای پریرود کوتاه می باشد. اینگونه سازه ها نیروی زلزله بزرگتری را می پذیرد، زیرا تغییر شکل کمتری دارد. بخش  $C_v$  نمودار مربوط به سازه های شکل پذیرتر و با پریرود بلندتر می باشند. این سازه ها نیروی زلزله کمتری را می گیرند. هرچه شکل پذیری سازه بیشتر باشد پریرود آن بلندتر می شود و در نتیجه نیروی زلزله وارد بر آن کوچکتر می شود. سازه های با شکل پذیری بالا تغییر مکانهای بزرگتر را تجربه می کنند و به همین دلیل خسارت زیادی به اعضای غیر سازه ای داخل ساختمان وارد می شود. به علت اینکه ساختمانهای چوبی به اندازه کافی سخت می باشند، همواره در ناحیه  $C_a$  ۲/۵ قرار می گیرند و به همین دلیل موضوع تغییر شکل ساختمان مورد بحث قرار نمی گیرد.



شکل ۲-۱۸a طیف پاسخ UBC این منحنی براساس مقادیر خطر لرزه خیزی و نوع خاک مقادیر متفاوتی دارد



شکل ۲-۱۸b طیف پاسخ UBC در ناحیه ۴ لرزه خیزی، در محلی که نزدیک به منبع زلزله (گسل) نمی‌باشد و نوع خاک  $S_D$  است.  $C_v = 0.64$  و  $C_a = 0.44$

همانطور که قبلاً بیان شد در یک آنالیز دینامیکی برای دستیابی به طیف کامل یک سازه باید اثر مدهای مختلف سازه با درصد مناسب با یکدیگر جمع شوند. در این مواقع روش آنالیز استاتیکی آیین‌نامه با پوش طیف‌های پاسخ مدهای مختلف جایگزین می‌شود.

اثر مدهای مختلف برای ساختمانهای بلند با پیوندهای بالا در نظر گرفته شود. سازه‌های با ارتفاع نسبتاً کم با پیوند نوسان کوتاه معمولاً در ناحیه صاف نمودار طیف پاسخ ( $2.5C_a$ ) قرار می‌گیرد. اکثر سازه‌ها که در این متن مورد بحث قرار می‌گیرند از این نوع هستند. مثالهای عددی این مورد در فصل ۳ آورده خواهد شد.

$R$  = ضریب رفتار ساختمان (ضریب تصحیح پاسخ) این ضریب نیروی طراحی زلزله را کاهش می‌دهد. این ضریب تابع شکل پذیری سازه و سیستم باربر جانبی ساختمان می‌باشد. در روش طراحی تنش مجاز که قبلاً مورد بحث قرار گرفت، تنش‌های حاصل از بارگذاری باید کمتر از مقاومت اعضا ضربدر ضریب اطمینان باشد. این نوع طراحی باعث می‌شود که تنش‌های اعضا همواره در محدوده الاستیک قرار بگیرد. اگر این فرض برای تنش‌ها برقرار باشد باید ضریب  $R$  را برای بدست آوردن نیروی طراحی زلزله برابر 1.0 قرار داد. این بدین معنی است که باید از طیف پاسخ بدون تصحیح آیین‌نامه‌ای در طراحی اعضا استفاده شود. تجربه‌های بدست آمده از زلزله‌های قبلی نشان می‌دهند که ساختمانهای طراحی شده بوسیله برشهای پایه کمتر، مقاومت جانبی کافی برای مقابله در برابر زلزله را داشته‌اند. برای اعمال اثر مقاومت ذخیره‌ای و رفتار غیر الاستیک، آیین‌نامه‌ها اجازه می‌دهند که از ضریب  $R$  بزرگتر از یک که باعث کاهش مقدار برش پایه می‌شود، استفاده شود.

مقاومت ذخیره‌ای در سیستم سازه‌ای، مقاومت اضافی نامیده می‌شود. تأثیر مقاومت اضافی در ضریب  $R$  از عوامل مختلفی از جمله مقاومت اضافی عضو و مقاومت اضافی سیستم ناشی می‌شود. یک دیوار برشی را در یک ساختمان چوبی در نظر بگیرید، هنگامی که نیروهای طراحی زلزله به آن اعمال شود، اعضای دیوار در محدوده الاستیک قرار می‌گیرند (رابطه تنش کشش خطی). افزایش نیروی زلزله باعث می‌شود که دیوار به حد تسلیم برسد و بعد از این دیگر رابطه تنش - کرنش خطی نیست. قبل از اینکه دیوار شکسته شود، می‌تواند نیروی اضافه‌ای تحمل کند. اختلاف بین نیروی طراحی اولیه و نیروی شکست را مقاومت اضافی می‌نامند. ضریب  $\Omega_0$  موجود در جدول N-۱۶ در UBC تقریبی از مقاومت اضافی عضو را برای هر سیستم باربر جانبی اصلی می‌دهد. مقدار  $\Omega_0$  و کاربرد آن در معادلات ۲-۳۰ در UBC در فصل ۹-۱۰ و ۱۶ مورد بحث قرار می‌گیرد.

مقاومت اضافی سیستم، مربوط به طراحی گروهی از اعضا می‌باشد. در اثر این پدیده ظرفیت کل اعضا از ظرفیت اعضا بیشتر می‌شود. به علت اینکه ظرفیت اعضا در چند نقطه از حد مجاز می‌گذرد، این را ظرفیت اضافی سیستم می‌نامند. توانایی ایستادگی اعضای سازه را در محدوده غیرالاستیک شکل‌پذیری می‌نامند.

در یک زلزله واقعی یک سازه در محدوده الاستیک باقی نمی‌ماند و به محدوده غیرالاستیک می‌رود. در حالت غیرالاستیک انرژی بسیار زیادی از سیستم جذب می‌شود. بنابر این، اگر یک سازه با

کیفیت مناسب ساخته شود، می‌تواند رفتار شکل پذیری داشته باشد. (در محدوده غیر الاستیک تغییر شکل می‌دهد). همچنین این سازه را می‌توان برای نیروهای جانبی کوچکتر در ناحیه الاستیک طراحی کرد.

(مانند روش آنالیز استاتیکی آیین‌نامه). آزمایشات در زلزله‌های قبلی نشان می‌دهند که سیستم‌های مقاومت جانبی معین، بهتر از دیگر سیستم‌ها است و شکل پذیری بیشتری به سیستم می‌دهند. خصوصیت میرایی انواع سازه‌های مختلف در عملکرد آنها در مقابل زلزله تأثیر گذار است.

شکل پذیری و مقاومت اضافی سیستم مقاومت جانبی به وسیله ضریب  $R$  که در جدول  $N-16$  در UBC موجود می‌باشد، اثر داده شده است. ضریب  $R$  در مخرج رابطه برش پایه قرار دارد و باعث کاهش نیروی زلزله به یک سطح مناسب می‌شود. مقدار عددی  $R$  بر اساس نوع سیستم باربر جانبی در جدول  $N-16$  آیین‌نامه UBC ارائه شده است.

چهار سیستم سازه‌ای اصلی از دیدگاه UBC عبارتند از:

- دیوارهای باربر
- ساختمان قابی ساده
- قاب خمشی
- دوگانه (ترکیب قاب خمشی و دیوار برشی)

برای این سیستم‌ها مقادیر  $R$  از 2.8 تا 8.5 متغیر است. هر چه مقدار  $R$  بیشتر باشد عملکرد سازه در برابر نیروهای جانبی بهتر است.

در آیین‌نامه‌های قبلی سازه‌های چوبی را با نام سیستم جعبه‌ای معرفی کرده بودند. این سیستم با دیوارهای برش و دیافراگم‌های افقی ساخته می‌شود. هم اکنون این سیستم با نامهای سیستم دیوار باربر یا سیستم قابی در آیین‌نامه‌ها آورده می‌شود.

در سازه‌های چوبی قرار گرفتن تیرهای کف یا سقف بر روی کلافهای قائم دیواری امری متداول می‌باشد. اگر یک دیوار باربر نقش دیوار برشی در سازه را نیز داشته باشد، سیستم باربر جانبی از نوع دیوار باربر تلقی می‌شود. برای یک ساختمان با سیستم دیوار باربر آیین‌نامه UBC مقادیر زیر را ارائه می‌دهد.

| سیستم دیوار باربر          | $R$ (آیین‌نامه جدید) |
|----------------------------|----------------------|
| ۱- پانلهای برشی قاب سبک    |                      |
| الف) پوششهای تخته چند لایه | ۵/۵                  |
| ب) دیگر پوششهای چند لایه   | ۴/۵                  |
| ۲- دیوارهای برشی           |                      |
| الف) بتنی                  | ۴/۵                  |
| ب) بنایی                   | ۴/۵                  |

مقادیر بزرگتر R به ساختمانهایی نسبت داده می‌شوند که دارای سه طبقه یا کمتر و دیوارهای برشی از جنس تخته چند لایه هستند. این سازه‌ها در زلزله‌های قبلی عملکرد خوبی داشته‌اند. در یک ساختمان با سیستم قابی اگر چه از دیافراگم‌های افقی و دیوارهای برشی برای تحمل نیروهای جانبی استفاده می‌شود، ولی در این سازه‌ها بارهای ثقلی به وسیله قاب جداگانه‌ای تحمل می‌شود. به عنوان مثال، ممکن است در یک سیستم، بارهای قائم به وسیله یک قاب چوبی یا فولادی تحمل شود. در اینگونه سازه‌ها بارهای جانبی به وسیله دیوارهای برشی تحمل می‌شود، که بارهای ثقلی را حمل نمی‌کند (تیرچه‌های سقف روی دیوار قرار ندارد).

تفاوت بین سیستم دیوار باربر و سیستم قابی عبارتست از: در سیستم دیوار باربر، دیوارها دارای دو کاربرد هستند هم مقاوم در برابر نیروهای جانبی و هم مقاوم در برابر بارهای ثقلی. در اینگونه سازه‌ها شکست یک عضو در هنگام زلزله می‌تواند سیستم حمل بارهای ثقلی را هم به خطر بیندازد. اما در سیستم قابی شکست در یک قسمت از سیستم بار جانبی، باعث به خطر افتادن قابلیت باربری ثقلی سیستم نمی‌شوند.

به علت عملکرد بهتر سیستم قابی مقادیر بزرگتری برای R در این سیستمها در نظر گرفته شده است:

| سیستم قابی                 | R (آیین نامه جدید) |
|----------------------------|--------------------|
| ۱- پانلهای برشی قاب سبک    |                    |
| الف) پوششهای تخته چند لایه | ۶/۵                |
| ب) دیگر پوششهای چند لایه   | ۵/۰                |
| ۲- دیوارهای برشی           |                    |
| الف) بتنی                  | ۵/۵                |
| ب) بنایی                   | ۵/۵                |

در آیین نامه ۲۸۰۰ در بند ۲-۳-۸ ضریب رفتار ساختمان، (R) برای سازه‌های مختلف فولادی، بتنی و بنایی تعریف شده‌اند. این ضرایب براساس چهار نوع سیستم سازه‌ای در جدول شماره ۶ فصل دوم آیین نامه ۲۸۰۰ آورده شده‌اند. چهار نوع سیستم سازه‌ای عبارتند از:

الف) دیوار باربر

ب) قاب ساده

ج) قاب خمشی

د) دوگانه (ترکیبی)



متاسفانه آیین‌نامه 2800 برای سازه‌های چوبی ضریب  $R$  را تعریف نکرده است. اما در ایران می‌توان از ضرایب  $R$  موجود در آیین‌نامه UBC برای طراحی سازه‌ها چوبی استفاده کرد.

#### ۱۴-۲ نیروهای زلزله - سیستم اصلی

محاسبه و توزیع نیروهای زلزله وارد بر یک سازه، درست عکس محاسبات و توزیع سایر نیروها است. بعنوان مثال در محاسبه بارهای باد، ابتدا فشارهای طراحی محاسبه می‌شوند و سپس برش پایه سازه از جمع نیروهای افقی بدست می‌آیند. روند محاسبه نیروی زلزله کاملاً برعکس است ابتدا برش پایه با استفاده از رابطه  $V$  (بخش ۱۳-۲) محاسبه می‌شود و سپس آن برش پایه را به نسبت‌های مناسب در ارتفاع ساختمان و در تراز طبقات و سقف آن توزیع می‌کنند. سرانجام نیروی تراز هر طبقه به صورت افقی در عرض طبقه به نسبت توزیع جرم در طبقه توزیع می‌شود.

شکل توزیع قائم نیروهای زلزله در بخش ۱۲-۲ ارائه می‌شود. در آنجا بیان شد که این شکل توزیع نیروهای زلزله بخاطر استفاده از مد اول در آنالیز استاتیکی سازه است. هنگامی که تنها برای بخشی از ساختمان نیروی زلزله را محاسبه می‌کنیم، باید از نیروهای جداگانه ( $F_p$ ) استفاده کنیم. این نیروهای جداگانه  $F_p$ ، ممکن است از نیروهای زلزله سیستم باربر جانبی، بزرگتر باشد. نیروی زلزله وارد بر قسمت‌ها و اعضای خاص در بخش ۱۵-۲ تحت پوشش قرار داده می‌شود. در ادامه این بخش نحوه محاسبه و توزیع نیروی زلزله روی طبقات بیان می‌گردد.

یک سیستم باربر جانبی از اعضای قائم و افقی ساخته شده است. در اکثر ساختمانهای قاب چوبی، اعضای افقی، سقفها و بامها هستند که بصورت دیافراگمهای افقی عمل می‌کنند و اعضای قائم همان دیوارها می‌باشند که به صورت دیوار برشی، عمل می‌کند. سیستم‌های دیگری نیز می‌توانند در سازه‌های چوبی مورد استفاده قرار گیرند (بخش ۳-۳ برای مقایسه چندین سیستم ملاحظه شود)، اما این نوع سیستم‌ها برای سازه‌های با مصالح دیگر مناسب‌ترند (مانند ساختمانهای قاب فلزی).

دیگر مشخصه منحصر به فرد محاسبه نیروی زلزله این است که در آن دو سری توزیع نیرو برای سیستم باربر جانبی وجود دارد. یک سری مربوط به اعضای قائم سیستم بار جانبی و دیگری مربوط به طراحی دیافراگمهای افقی. از نمادهای مختلفی برای این دو سری نیروی طبقه، استفاده می‌شود. نیروهای طراحی اعضای قائم، (بعنوان مثال دیوارهای برشی) با نماد  $F_x$  نشان داده می‌شود و نیروهایی

که به دیافراگمهای افقی وارد می‌شود با نماد  $F_{px}$  نشان داده می‌شود. دو نیروی  $F_x$  و  $F_{px}$  نیروهای افقی طبقه در تراز  $x$  هستند. در اینجا فرض می‌شود که نیروهای افقی در تراز طبقه مانند جرم‌های متمرکز شده در تراز طبقات به صورت متمرکز اعمال می‌شوند.

در یک ساختمان چند طبقه، ضرایب طبقه در تراز بام برای هر دو نیروی  $F_x$  و  $F_{px}$  یکسان می‌باشد. در دیگر ترازهای طبقه، ضرایب طبقه برای محاسبه نیروی  $F_x$  و  $F_{px}$  متفاوت می‌باشند. بجز بام، در دیگر ترازهای طبقات، مقادیر  $F_{px}$  از مقادیر  $F_x$  بزرگ‌ترند.

منطق اصلی استفاده از توزیع نیروهای  $F_x$  و  $F_{px}$ ، این حقیقت است، که نیروها در طی یک زلزله به تندی تغییر می‌کنند. به دلیل این تغییر سریع نیروها و بخاطر اختلاف مدهای نوسان، دیده می‌شود که ماکزیمم نیروی یک دیافراگم در همان لحظه در سوی دیگر دیافراگمهای افقی رخ نمی‌دهند. از این رو بار  $F_{px}$  ماکزیمم نیروی آنی است که بر روی دیافراگم‌ها افقی رخ می‌دهد. پس، نیروی طبقه  $F_{px}$  برای طراحی دیافراگمهای افقی و تعریف ترمهای آنها در فصل ۹ به اختصار توضیح داده شده است.

به عبارت دیگر، هنگامی که همه نیروهای طبقه را به صورت متمرکز به سازه اعمال می‌کنیم، منطقی است که از توزیع نیروهای کوچکتری برای نیروهای زلزله  $F_x$  استفاده کنیم. کاربرد همه نیروهای طبقه  $F_x$  به صورت همزمان اثری در طراحی دیافراگمهای افقی ندارد. بنابراین، نیروی  $F_x$  تنها در طراحی اعضای قائم در سیستم باربر جانبی مانند دیوارهای برشی استفاده می‌شود. اتصالات دیوارهای برشی به فونداسیون و خود سیستم فونداسیون را نیز با نیروهای  $F_x$  طراحی می‌کنند. طراحی دیوارهای برشی در فصل ۱۰ پوشش داده شده است و یک مقدمه مختصر در مورد طراحی فونداسیون در فصل ۱۶ آورده شده است.

علاوه بر این، باید نیروهای  $F_x$  را محاسبه و سپس به وسیله آنها نیروهای طبقه  $F_{px}$  را محاسبه نمود. روابط مربوط به محاسبه هر دو این نیروها در مثال ۱۵-۲ ارائه شده است. نیروهای طبقه  $F_x$  باید به طور همزمان برای طراحی اعضای قائم در سیستم باربر جانبی به سازه اعمال شود. اما نیروهای  $F_{px}$  برای طراحی دیافراگم‌ها افقی، باید به طور جداگانه به هر تراز  $x$  اعمال شوند.

هدف نیروهای  $F_x$  تأمین نیروهای طراحی دیوارهای برشی است، اما این نیروها از طریق دیافراگمهای افقی در شکل ۱۹-۲ نشان داده شده‌اند. برای نشان دادن اینکه نیروهای طراحی دیافراگم به طور جداگانه اعمال می‌شوند، تنها یکی از نیروها  $F_{px}$  به صورت خط توپر نشان داده شده است. در مقایسه همه نیروهای  $F_x$  به صورت همزمان عمل می‌کنند و بنابراین همه آنها با خط توپر نشان داده شده است.

اگر جرم طبقات مختلف با هم مساوی باشند، توزیع نیروهای زلزله  $F_x$  به صورت مثلی می‌شود. (بخش ۱۲-۲ در شکل a ۱۴-۲ مشاهده شود). اگر توزیع جرم در ارتفاع یکسان نباشد، اختلافهایی در توزیع مثلی روی خواهد داد اما کل توزیع از مد اول پیروی می‌کند. شتاب و نیروی اینرسی ( $F=Ma$ ) با افزایش ارتفاع از پی افزایش می‌یابند.

مثال ۱۵-۲ توزیع نیروی طبقه  $(F_{px}$  و  $F_x)$   
 دو توزیع مختلف برای نیروهای زلزله وارد به سیستم باربر جانبی تعریف شده اند. (شکل ۱۹-۲).  
 نیروهای طبقه برای دو جزء اصلی سیستم باربر جانبی به شکل زیر توزیع می‌شوند.

توزیع  $F_x$  - اعضای قائم (دیوارهای برشی)

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

$F_x$  = نیروی افقی سیستم باربر جانبی  $T$  در تراز  $X$  برای طراحی اعضای قائم

$V$  = برش پایه

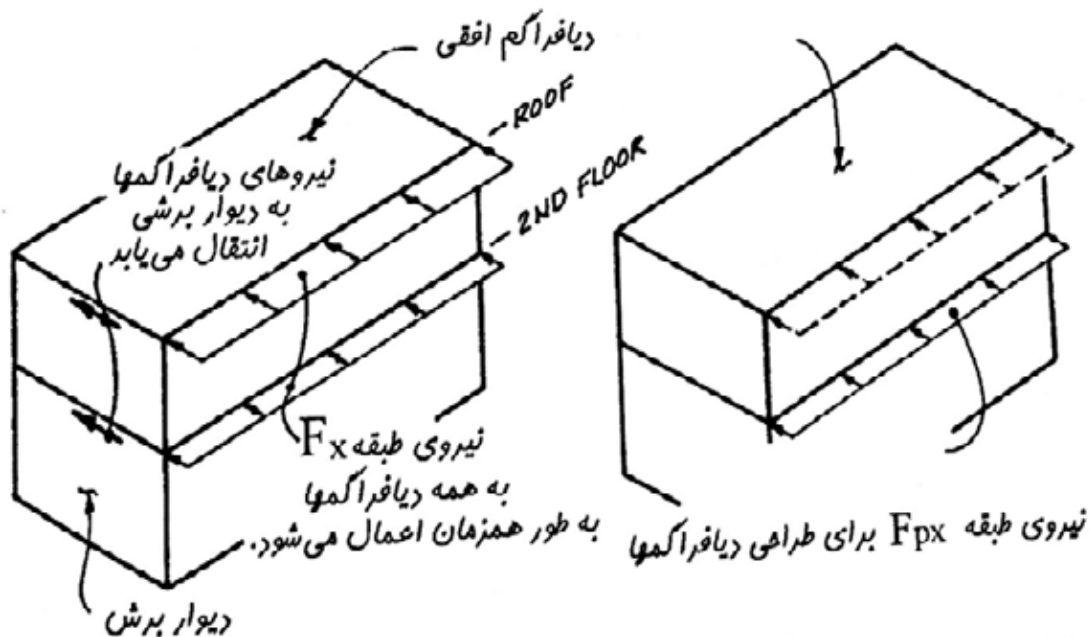
$F_t$  = نیروی شلاقی که با بالاترین تراز وارد می‌شود.

$w_i, w_x$  = وزنهای توزیع شده در تراز طبقه  $X$  و  $i$

$h_i, h_x$  = ارتفاع تراز  $X$  و  $i$  از تراز پایه

$$F_t = \begin{cases} (0.07 T) V \leq 0.25 V & T > 0.7 \\ 0 & T \leq 0.7 \end{cases}$$

آیین‌نامه 2800 نیز قوانین مشابهی آیین‌نامه UBC برای توزیع نیروی برای توزیع نیروی  $F_x$  در تراز طبقه دارد.



$F_x$  FOR SHEARWALLS

$F_{px}$  FOR DIAPHRAGMS

$$F_{px} = \left( \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} \right) W_{px}$$

$F_{px}$  = نیروی افقی وارد بر سیستم باربر جانبی در تراز  $x$  برای طراحی دیافراگم‌های افقی

$F_i$  = نیروی جانبی که به تراز اعمال می‌شود (این نیروی طبقه از رابطه  $F_x$  محاسبه می‌شود)

$W_{px}$  = وزن دیافراگم‌ها و اعضای متصل به آنها در تراز  $x$ ،

دیگر ترمها مشابه ترمها محاسبه  $F_x$  می‌باشند

توجه: برای اکثر ساختمانهای قاب چوبی با ارتفاع پایین،  $T$  کوچکتر از 0.7 ثانیه و  $F_t$  برابر صفر خواهد بود.

هدف استفاده از نیروی شلاقی  $F_t$ ، در نظر گرفتن عمل سریع (شلاقی) در بلندی ساختمانهای لاغر و اعمال اثر مدهای بالاتر در محاسبه نیروی زلزله است. هنگامی که پریود نوسان کوتاه می‌باشد، اثر شلاقی وجود ندارد و  $F_t$  مورد استفاده قرار نمی‌گیرد.

شاید در ابتدای امر واضح نباشد، ولی روابط  $F_{px}$  و  $F_x$  را می‌توان به صورت ساده، شکل برش پایه نوشت. به عبارت دیگر نیروی زلزله را می‌توان به صورت ضرب جرم (وزن) سازه در ضریبی به نام ضریب زلزله نوشت، بعنوان مثال:

$$V = W(\text{ضریب زلزله})$$

ضریب زلزله در رابطه  $V$ ، ضریب برش پایه نام دارد. برای نیروهای بدست آمده برای هر طبقه نیز می‌توان به طور مشابه از ضریبی به نام ضریب طبقه استفاده نمود. ضریب طبقه مورد استفاده در طراحی دیوارهای برشی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\begin{aligned} F_x &= \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \\ &= \left[ \frac{(V - F_t) h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right] w_x \\ &= w_x (\text{ضریب طبقه } F_x) \end{aligned}$$

ضریب طبقه برای رابطه  $F_{px}$  جهت استفاده در محاسبه نیروی طراحی دیافراگمها افقی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$F_{px} = \left( \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} \right) w_{px}$$

$$= (F_{px} \text{ ضریب طبقه}) w_{px}$$

قابل ذکر است که در ساختمانهای یک طبقه نیروهای  $F_x$  و  $F_{px}$  با هم برابرند. در حقیقت ضرایب نیروهای  $F_x$  و  $F_{px}$  در ساختمانهای یک طبقه برابر با ضریب برش می‌باشند. به عبارت دیگر در یک ساختمان یک طبقه:

$$F_{px} \text{ ضریب پایه} = F_x \text{ ضریب طبقه}$$

مساوی بودن سه ضریب زلزله، برای سه نیروی زلزله، محاسبات نیروی زلزله را به شدت ساده و راحت می‌کند. چندین مثال در مورد ساختمانهای یک طبقه در فصل سوم ارائه شده است. مقایسه بین توزیع نیروهای  $F_x$  و  $F_{px}$  در ساختمانهای دو طبقه در مثال ۳-۹ در بخش ۳-۶ ذکر شده است.

بعد از محاسبه نیروی زلزله یک طبقه باید آن را به نسبت توزیع جرم (بار مرده) طبقه روی تراز طبقه توزیع نمود. هدف اصلی در توزیع نیروی زلزله به این شکل، اعمال نظریه اینرسی می‌باشد. اگر هر متر مربع از سطح طبقه دارای بار مرده  $D$  باشد، بزرگی توزیع نیروی زلزله هر قسمت به نسبت طول آن طبقه در امتداد نیروی آن قسمت می‌باشد. بنابراین، اندازه نیروی توزیع شده هنگامی بزرگ می‌باشد که طول سقف در امتداد نیرو بلند و هنگامی کوچک می‌باشد که طول سقف در امتداد نیرو کوتاه باشد.

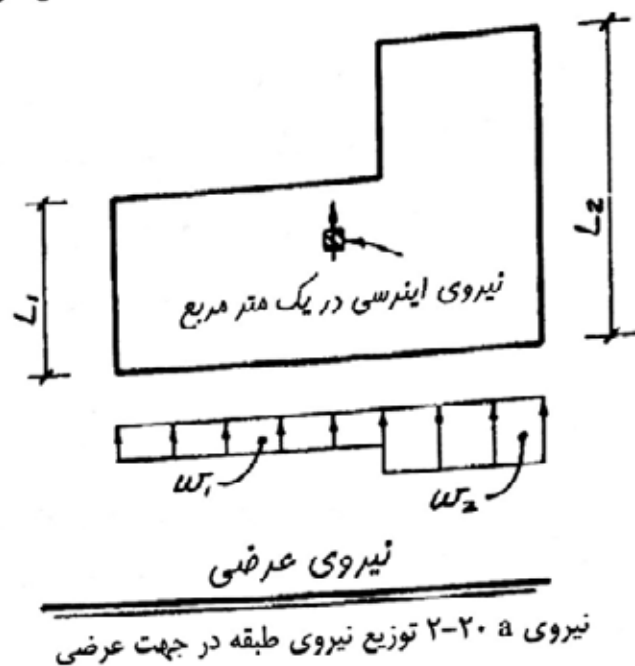
### مثال ۱۶-۲ توزیع نیروی زلزله در تراز طبقه $x$

توزیع نیروی زلزله در تراز طبقه  $x$  در امتداد طولی و افقی تعریف شده است. یک نیروی جانبی ممکن است در امتداد طولی و عرضی به یک ساختمان اعمال شود. این ترمها در زیر شرح داده شده اند.

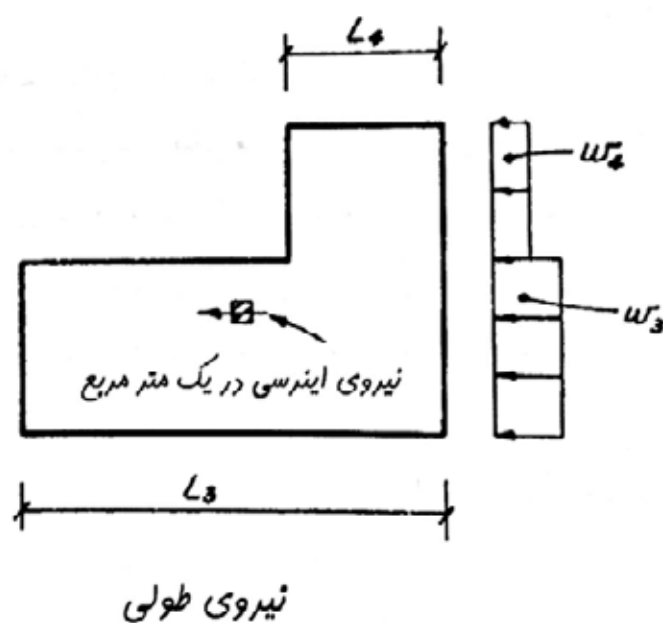
نیروی جانبی عرضی موازی طول کوتاه سازه می‌باشد.

نیروی جانبی طولی موازی طول بلند سازه می‌باشد.

نیروی زلزله باید در دو امتداد مختلف (طولی و عرضی) به طور جداگانه به سازه اعمال شود.



فرض می شود که هر متر مربع بار مرده نیروی اینرسی خود را تولید می کند. اگر همه نیروهای اینرسی بوسیله این مساحت های واحد تولید شود، بزرگی نیروهای  $w_1$  و  $w_2$  به نسبت  $L_1$  و  $L_2$  می شود.



شکل b ۲۰-۲ توزیع نیروی طبقه در امتداد طولی

در امتداد طولی (شکل b ۲۰-۲)  $L_3$  و  $L_4$  مقیاسهایی برای محاسبه نیروهای  $w_3$  و  $w_4$  هستند. جمع نیروهای زلزله توزیع شده، برابر نیروی طبقه در امتداد طولی است. توجه: توزیع نیروهای اینرسی که توسط بار مرده دیوارها در امتداد زلزله تولید می شوند، در فصل ۳ ارائه می گردند.

نیروهای زلزله که به سیستم باربر جانبی یک ساختمان منظم اعمال می‌شوند، در این قسمت شرح داده شده‌اند. آیین‌نامه ملزم می‌دارد که طراح آثار نامنظمی سازه را در توزیع نیروی زلزله در نظر بگیرد. فصل ۱۶ آیین‌نامه ACI این نامنظمی را مورد بحث قرار می‌دهد. در اکثر مواقع این بی‌نظمی‌ها باعث افزایش نیروی زلزله و کاهش تنش‌های مجاز در طراحی سازه‌های نامنظم می‌شود.

شناسایی عواملی که در سازه باعث ایجاد بی‌نظمی می‌شوند، برای طراح بسیار مهم است. بیان جزئیات مربوط به طراحی سازه‌های نامنظم خارج از محدوده این فصل و حتی این کتاب می‌باشد. زیرا این کتاب به منظور آشنایی سازه‌های چوبی ویرایش گردیده و اکثر سازه‌های چوبی جزء سازه‌های منظم تلقی می‌شود. قبل از آشنایی با اصول طراحی سازه‌های نامنظم، طراح باید آشنایی و تسلط کافی در طراحی لرزه‌ای سازه‌های منظم داشته باشد. به همین منظور قوانین مربوط به سازه‌های نامنظم در فصل ۱۶ ارائه می‌شوند.

نیروهای زلزله که برای طراحی اعضا و اجزایی که جزء سیستم باربر جانبی نمی‌باشد در بخش ۱۵-۲ شرح داده می‌شود.

### ۱۵-۲ نیروهای زلزله - اجزای ساختمان

نیروهای زلزله‌ای که در بخش‌های قبلی مورد بحث قرار گرفتند، مربوط به اعضای سیستم باربر جانبی ساختمانی بودند، که اعضای سازه به صورت جداگانه آنالیز می‌شوند، ممکن است اثر زلزله متفاوت از آنچه در بخش‌های قبل بیان شده، باشد. یک دلیل این امر این است که این اعضا به سازه متصل می‌باشند و نیروهای آنها ناشی از حرکت خود سازه در هنگام زلزله باشد، که این حرکت از حرکت زمین بیشتر است. در این حالت ممکن است تشدید بین سازه و اعضای تماس دهنده آن رخ دهد.

آیین‌نامه نیروی استاتیکی  $F_p$  را برای اجزای مختلف سازه در نظر گرفته است. نیروی اجزای ساختمان براساس رابطه زیر در آیین‌نامه UBC تعریف می‌شود:

$$F_p = \frac{a_p C_a I_p}{R_p} \left( 1 + 3 \frac{h_x}{h_r} \right) w_p$$

که  $F_p$  باید در محدوده زیر باشد:

$$0.7 C_a I_p w_p \leq F_p \leq 4 C_a I_p w_p$$

$C_a$  = ضریب زلزله که در بخش ۱۳-۲ معرفی گردید.

$I_p$  = ضریب اهمیت اجزاء، این ضریب از جدول ۱۶-k آیین‌نامه UBC بدست می‌آید و باعث افزایش نیروی اجزاء و قطعات ساختمانهای ضروری و خطرناک در هنگام زلزله می‌شود.

## فصل دوم - بارهای طراحی / ۱۰۱

$a_p$  = ضریب تقویت اجزاء سازه. ضریب  $a_p$  در جدول O-۱۶ آیین نامه UBC موجود است که توانایی اجزای شکل پذیر را برای تحمل شتاب‌های بیشتر از شتاب ساختمان بیان می‌نماید. این ضریب برای اجزاء شکل پذیر، برابر 2.5 و برای اجزای شکننده، برابر 1.0 می‌باشد.

$R_p$  = ضریب تقویت پاسخ اجزاء. ضریب  $R_p$  در جدول O-۱۶ آیین نامه UBC موجود است و این ضریب اجزاء، مانند ضریب  $R$ ، برای کل سیستم مقاوم جانبی است.  $R_p$  نیروهای زلزله را براساس شکل پذیری و مقاومت اضافی، کاهش می‌دهد. در آیین نامه ضریب  $R_p$  تا محدوده 1.5 برای اعضای ترد و 4.0 برای اجزای شکل پذیر می‌باشد.

$h_x$  = ارتفاع جزء نسبت به تراز پایه

$h_r$  = ارتفاع بام از تراز پایه

این رابطه برای اولین بار در چاپ جدید آیین نامه (1997) براساس شتاب ساختمان در هنگام زلزله ارائه شد. ترم  $1 + 3 \frac{h_x}{h_r}$  اجازه می‌دهد که مقدار  $F_p$  برای اجزای موجود در سطح زمین به اندازه چهار برابر آن مقدار برای اجزای موجود در تراز بام متغیر باشد. این مسئله با روند افزایش شتاب در ارتفاع تطابق دارد، اگر ارتفاع جزء اتصال دهنده را نمی‌دانیم باید ترم  $1 + 3 \frac{h_x}{h_r}$  را برابر چهار فرض کنیم.

آیین نامه برای طراحی اجزاء بوسیله نیروی  $F_p$  اجازه می‌دهد که ضریب  $p$  را برابر 1.0 قرار داد. نیروی زلزله اجزاء نیز مانند برش پایه در سطح مقاومت نهایی می‌باشند. این نیروها باید در ترکیبات بارگذاری بر 1.4 تقسیم شوند تا به سطح تنش مجاز تبدیل شوند.

### مثال ۱۷-۲ نیروهای زلزله عمود بر دیوار

نیروی طراحی زلزله عمود بر دیوار را برای ساختمان نشان داده شده در شکل ۲۱-۲ بدست آورید. ارتفاع دیوار کمتر از 15ft است. دیوار بین طبقات و سقف متصل می‌باشد. دیوار از آجر بنایی مسلح شده با وزن 90psf ساخته شده است. معلومات مسئله عبارتند از:

منطقه لرزه خیزی ۴ و  $Z=0.4$

نوع خاک  $S_D$

دو گسل شناخته شده در نزدیکی محل احداث این ساختمان وجود دارند:

گسل شناخته شده ۱: منبع زلزله از نوع A در 6.2 مایلی (10km)

گسل شناخته شده ۲: منبع زلزله از نوع B در 1.2 مایلی (2km)



نیروی زلزله را با نیروی باد وارد بر اعضا و اجزاء غیر پیرامونی مقایسه کنید. معلومات بار باد: (محدوده بلندی 0 تا 15ft):  $C_e = 1.06$  و  $q_s = 16.4$  psf و  $I_w = 1.0$ ، توجه شود که نیروهای باد و زلزله با هم به سازه اعمال نمی‌شوند.

نیروهای زلزله برای طراحی اعضای دیوار با در نظر گرفتن آثار نزدیکی به گسل به علت اینکه ساختمان در ناحیه لرزه خیزی ۴ واقع شده است و نزدیک به گسل‌ها می‌باشد، اثر نزدیکی به منبع (گسل) باید در نظر گرفته شود. مقادیر  $N_v$  و  $N_a$  (جدول T-۱۶ و S-۱۶) در آیین‌نامه UBC و اعداد  $C_a$  و  $C_v$  نتیجه شده باید برای هر دو گسل کنترل شود:

| مقدار کنترل کننده | گسل شماره ۲ | گسل شماره ۱ |                  |
|-------------------|-------------|-------------|------------------|
|                   | B           | A           | نوع منبع         |
|                   | 2KM         | 10KM        | فاصله            |
|                   | 1.3         | 1.0         | $N_a$            |
| $C_a = 0.57$      | 0.57        | 0.44        | $C_a = 0.44 N_a$ |
|                   | 1.6         | 1.2         | $N_v$            |
| $C_v = 1.02$      | 1.02        | 0.77        | $C_v = 1.02$     |

در این مورد، گسلی که دارای مقدار تخمین زده شده بزرگتر است (گسل شماره ۱)، در طراحی کنترل کننده نیست.

#### محاسبه نیروهای زلزله

نیروهای  $w_{u1}$  و  $w_{u2}$  و  $w_{u3}$  عمود بر آن در دو جهت به دیوار وارد می‌شوند. (داخلی و خارجی) همانطور که در بخش ۸-۲ بیان شد این نیروها با اندیس  $u$  نشان داده می‌شود و این اندیس بیانگر این است که نیروهای زلزله آیین‌نامه در حد مقاومت نهایی می‌باشند.

$$F_p = \frac{a_p C_a I_p}{R_p} \left( 1 + 3 \frac{h_x}{h_r} \right) w_p$$

| پایین دیوار: $w_{u1}$      | بالای دیوار: $w_{u2}$ | دیوار جان پناه: $w_{u3}$ |
|----------------------------|-----------------------|--------------------------|
| $a_p = 1.0$ (جدول UBC16-0) | $a_p = 1.0$           | $a_p = 2.5$              |
| $C_a = 0.57$               | $C_a = 0.57$          | $C_a = 0.57$             |
| $R_p = 3.0$ (جدول UBC16-0) | $R_p = 3.0$           | $R_p = 3.0$              |
| $h_x = 16ft$               | $h_x = 16ft$          | $h_x = 16ft$             |
| $H_r = 16ft$               | $H_r = 16ft$          | $H_r = 16ft$             |
| $F_p = 0.19 w_p$           | $F_p = 0.76 w_p$      | $F_p = 1.90 w_p$         |

## فصل دوم - بارهای طراحی / ۱۰۳

قبل از طراحی، با استفاده از محدودیتهای آیین نامه ای، باید مقادیر ماکزیمم و مینیمم  $F_p$  کنترل شود:

$$F_{Pmin} = 0.7 C_a I_p w_p = 0.4 w_p$$

$$F_{Pmax} = 4 C_a I_p w_p = 2.28 w_p$$

برای  $F_{Pmin}$  کنترل نیروی طراحی دیوار پایینی  $w_{u1}$  مورد استفاده قرار می گیرد. این مقادیر یک توزیع یکنواخت عمود بر دیوار دارند. با جایگزین کردن وزن واحد 90psf برای  $w_p$ :

$$w_{u1} = 0.4(90 psf) \\ = 36 psf$$

$$w_{u2} = 0.76(90 psf) \\ = 68 psf$$

$$w_{u3} = 1.9(90 psf) \\ = 171 psf$$

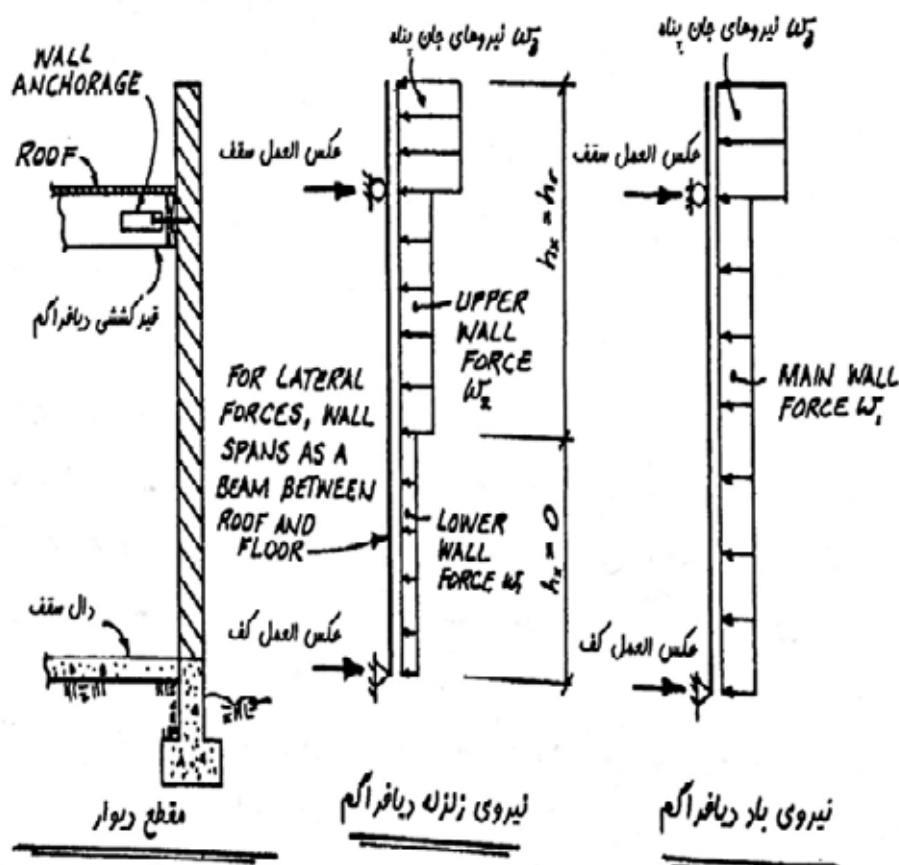
قبل از اینکه نیروهای محاسبه شده در بالا، با نیروهایی که به شکل تنش مجاز ASD هستند مقایسه شوند باید با چند ضریب تصحیحی، تصحیح شوند. چون آیین نامه  $\rho$  را برابر 1.0 قرار داده است می توان از اثر  $\rho$  صرف نظر کرد. این نیروهای زلزله در سطح مقاومت نهایی هستند و بر طبق بخش ۱۶-۲ یعنی ترکیبات بارگذاری، باید بر ۱/۴ تقسیم شوند تا به سطح ASD تبدیل شوند:

$$w_1 = 36/1.4 = 26 psf$$

$$w_2 = 68/1.4 = 49 psf$$

$$w_3 = 171/1.4 = 122 psf$$

حالا می توان این نیروها را با نیروهای باد مقایسه نمود:



نیروی باد:

رابطه محاسبه فشار باد:

$$p = C_e C_q q_s I_w = 1.06(C_a)(16.4)(1.0) = 17.4 C_a$$

نیروی دیوار جان پناه:

نیروهای دیوار اصلی:

$$W_2 = 1.3(17.4)$$

داخلی یا خارجی زلزله &lt; باد 22.6 psf

$$W_1 = 1.2(17.4)$$

داخلی یا خارجی زلزله &lt; باد 20.9 psf

در آیین‌نامه 2800 ایران بخش ۲-۸ ضوابط مربوط به نیروهای جانبی زلزله وارد بر اجزاء ساختمان و

قطعات الحاقی شرح داده شده است:

$$F_p = A B I w_p$$

در این رابطه:

A و I همان ضرایب شتاب مبنای طرح و ضریب اهمیت سازه می‌باشد.

w<sub>p</sub> وزن جزء ساختمان یا قطعات الحاقی آن می‌باشدB<sub>p</sub> ضریبی که از جدول ۷ فصل دوم آیین‌نامه 2800 بدست می‌آید.

| B <sub>p</sub> | جهت نیروی افقی              | اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی   |
|----------------|-----------------------------|---|
| 0.7            | در امتداد عمود بر سطح دیوار | دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداکننده  |
| 2.00           | در امتداد عمود بر سطح دیوار | جان پناه‌ها و دیوارهای طره ای   |
| 2.00           | در هر امتداد                | اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمت‌های الحاقی به ساختمان  |
| 1.00           | در هر امتداد                | مخازن، برجها، دودکشها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب |
| 1.00           | در هر امتداد                | اتصالات عناصر سازه‌ای پیش ساخته   |

## ۱۶-۲- ترکیبات نیرو و بارگذاری

آیین‌نامه UBC تعدادی ترکیبات بارگذاری برای طراحی سازه‌ها اختصاص داده است. این ترکیبات تعیین می‌کنند که نیروها و بارهای مختلف چگونه و با چه ضرایبی به طور هم زمان به سازه اعمال شوند. واضح است که یک ترکیب بار، احتمال وقوع هر یک از بارهای ثقلی و نیروهای جانبی را تعیین می‌کنند. برخی از احتمالات وقوع بارها در بخش‌های قبلی ذکر شدند.

آیین‌نامه 1997 UBC یک سری ترکیبات بار جدید را برای روش طراحی تنش مجاز ASD دارد که ترکیبات بارگذاری پایه UBC نام دارد. همچنین آیین‌نامه ترکیبات بارگذاری ASD قبلی خود را هنوز نگه داشته است و آن را با نام ترکیبات بارگذاری جایگزین معرفی کرده است. این ترکیب بار برای طراحانی که نمی‌خواهند از روش جدید استفاده کنند، کاربرد دارد.

ترکیبات بارگذاری ASD جدید در پی تحقیقات اخیر بر روی ترکیبات بارگذاری بدست آمده اند. ترکیبات بارگذاری پایه UBC عبارتند از:

(۱۲-۷)

 $D$ 

(۱۲-۸)

 $D + L + (L_r \text{ یا } S)$ 

(۱۲-۹)

 $D + (W \text{ یا } E/1.4)$ 

(۱۲-۱۰)

 $0.9 D \pm E/1.4$ 

(۱۲-۱۱)

 $D + 0.75 [L + (L_r \text{ یا } S)] + (W \text{ یا } E/1.4)$ 

ترکیبات بارگذاری بالا به نظر مناسب تر از ترکیبات بارگذاری قدیمی می باشند و به همین دلیل در این کتاب از این ترکیبات بارگذاری برای طراحی استفاده می شود. یک سازه و همه اعضا و قسمت های آن باید برای بحرانی ترین ترکیبات بارگذاری محاسبه شود، مگر اینکه طراح تشخیص دهد که تعدادی از ترکیبات بارگذاری کنترل کننده نیستند.

ترکیبات بار جایگزین آیین نامه UBC جهت اطلاع در زیر آورده شده اند. این ترکیبات از چاپ های قبلی آیین نامه آورده شده است اما در این کتاب مورد استفاده قرار نمی گیرد.

$D + L + (L_r \text{ یا } S)$  (۱۲-۱۲)

$D + (W \text{ یا } E/1.4)$  (۱۲-۱۳)

$D + L + W + \frac{S}{2}$  (۱۲-۱۴)

$D + L + S + \frac{W}{2}$  (۱۲-۱۵)

$D + L + S + E/1.4$  (۱۲-۱۶)

همانطور که قبلاً در بخش ۸-۲ بیان شد، سه ضریب تصحیح برای بارها و تنش های مجاز در بخش ۸-۲ معرفی شدند: ضریب افزایش تنش مجاز ASI، ضریب تداوم بار  $C_D$  و یک ضریب ترکیب بار LCF. موارد کاربرد آنها در اینجا به عنوان مقدمه ای بر ترکیبات بارگذاری آیین نامه ای مرور می شود. ضریب ASI در ترکیبات بار پایه ای UBC مورد استفاده قرار نمی گیرد. ضریب تداوم بار  $C_D$  یک ضریب تصحیحی برای سازه های چوبی است و در فصل ۴ تحت پوشش قرار داده می شود. طراح باید در استفاده از ضریب  $C_D$  برای ترکیبات بارگذاری که شامل نیروهای زلزله و باد هستند، احتیاط لازم را داشته باشد. در این کتاب از  $C_D = 1.6$  برای این نوع بارگذاری بر طبق آیین نامه NDS استفاده می شود (مرجع ۱-۲). آیین نامه UBC برای برخی سازه ها اجازه می دهد ضریب  $C_D$  را برابر ۱.۶ در نظر بگیریم و برای بعضی دیگر، برابر ۱.۳۳ در نظر بگیریم. طراح باید برای این ضریب از آیین نامه محلی استفاده نماید. خلاصه اینکه، ضریب ترکیب بار، ضریبی برای ساختن ترکیبات بارگذاری است. یک نمونه برای LCF ضریب ۰.۷۵ می باشد. در این مورد  $LCF = 0.75$  است و بیانگر احتمال کم وقوع این بارها به

طور همزمان است. برای دیگر ترکیبات بار گذاری  $LCF=1$  است. توجه شود که عدد 1.4 جزء ترکیبات بار گذاری نیست. همانطور که قبلاً بیان شد ضریب 1.4 نیروهای زلزله را از حالت مقاومت نهایی به حالت تنش مجاز تبدیل می‌کند. آخرین ضریبی که باید در ترکیبات بارگذاری مورد بحث قرار بگیرد، ضریب 0.9 برای بارهای مرده است. در این ترکیبات بار ASD، بار مرده به میزان 10 درصد کاهش می‌یابد و این کار یک عمل محافظه کارانه است. زیرا کاهش بار مرده از 100 درصد باعث کاهش مقاومت در برابر واژگونی سازه می‌شود.

در مثال ۲-۱۰ در بخش ۲-۱۰ نحوه محاسبه ممان مقاوم و محرک مورد بحث قرار گرفت. این مسئله کنترل سازه در برابر واژگونی نام دارد. لازم به ذکر است که آیین‌نامه، ترکیبات بارگذاری ویژه‌ای را برای کنترل واژگونی در برابر نیروهای جانبی در نظر گرفته است که در ترکیبات بارگذاری برای کنترل واژگونی نشان داده شد. این ترکیب بار را می‌توان به شکل  $(wind + \frac{2}{3}DL)$  برای آیین‌نامه UBC و

$$(wind + \frac{4}{7}DL)$$

برای آیین‌نامه ایران نوشت.

## ۲-۱۷ مراجع

- آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله تهیه کننده کمیته دائمی بازنگری طراحی ساختمانها در برابر زلزله - ویراست ۳ - تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴

- [2.1] Iranian code of practice for seismic resistant design of building standard no.2800 2.1
- [2.2] American Forest and Paper Association (AF&PA). 1997. *National Design Specification for Wood Construction and Supplement*, 1997 ed., AF&PA, Washington, D.C.
- [2.3] American Forest and Paper Association (AF&PA). 1996. *Wood Construction Manual*, AF&PA, Washington, D.C.
- [2.4] American Society of Civil Engineers (ASCE). 1995. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 7-95), ASCE, New York, NY.
- [2.5] American Society of Civil Engineers (ASCE). 1995. *Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Engineered Wood Construction* (ASCE 16-95), ASCE, New York, NY. 2.74 Chapter Two
- [2.6] American Institute of Steel Construction (AISC). 1989. *Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design*, 9th ed., AISC, Chicago, IL.
- [2.7] American Institute of Timber Construction (AITC). 1994. *Timber construction Manual*, 4<sup>th</sup> Ed., John Wiley & Sons, New York, NY.
- [2.8] Barbera, Jerry. 1990. "How the 1988 Uniform Building Code Regulates Wind Load Design," *Building Standards*, March-April 1990, International Conference of Building Standards.
- [2.9] Barbera, Jerry J. 1991. "The 1991 Uniform Building Code Wind Load Provisions, (Part I of 11)-Corrections." *Building Standards*, November-December 1991, International Conference of Building standards.