

شابک: ۹۷۸-۹۶۴-۸۲۳۹-۱۰-۲  
ISBN 978-964-8239-10-2

موسسه سازمان های فولادی امریکا

American Institute of construction

طراحی اقتصادی ساختمان های میان مرتبه و کوتاه مرتبه / انجمن فولاد

امریکا، مترجم محمد جعفر کرمی. - تهران: کرمیت پارس، ۱۳۸۹.

۹۲ص: مصور، جدول، نمودار.

ISBN 978-964-8239-10-2

عنوان اصلی:

فهرستویسی بر اساس اطلاعات فیبا.

۱. ساختمان - طرح و ساختمان. ۲. طرح اقتصادی. الف کرمی، محمد

جعفر، ۱۳۲۹-، مترجم. ب. عنوان

۱۳۸۹

---

مترجم: محمد جعفر کرمی

چاپ اول: پائیز ۱۳۸۹

تیراژ: ۱۰۰۰ نسخه

قیمت: ۳۰۰۰۰ ریال

ویراستار: دفتر تحقیق و توسعه شرکت کرمیت پارس

حروفچینی و صفحه آرائی: انتشارات کرمیت پارس

انتشارات: کرمیت پارس

چاپ و صحافی: امیدوار

مرکز پخش: تهران، خیابان ملاصدرا، خیابان شیراز جنوبی، خیابان سامان، پلاک ۵۹

تلفن: ۸۸۰۵۷۵۲۲-۴

صندوق پستی ۱۴۵۱-۱۴۱۵۵

email: { HYPERLINK "http://www.kormitpars.ir" } Web:

kormitpars@gmail.com

---

کلیه حقوق برای ناشر محفوظ می باشد.

# طراحی اقتصادی ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه فلزی

مترجم

مهندس محمد جعفر کُرمی

برگردانی از کتاب

Low- and Medium- Rise Steel Buildings

## مقدمه

به نام خداوند بخشنده مهربان

خواننده گرامی،

در ترجمه سری کتاب‌های راهنمای AISC (انجمن فولاد امریکا)<sup>1</sup> رسم بر آن گذاشته نشد که مقدمه‌ای بر آن‌ها نوشته شود مگر توجه یا توضیحی. کتاب مورد ترجمه، با کمال تأسف اگر چه حاوی اصول ارزشمندی است اما از کمترین دقتی در مورد ویراستاری برخوردار نبوده و مکاتبات مترجم با انجمن فولادی امریکا (AISC) در مورد سوالات، نیز بی‌جواب مانده است. به نظر می‌رسد استادی، سرخطِ مطالبی را به دانشجویان خود داده و حتی زحمت ویراستاری و یک‌نگرش دقیق را نیز خود متقبل نشده. چنانچه در مثال انتهای کتاب برای تعریف B2، با چند علامت سوال مواجه می‌شویم که عیناً در چاپ منعکس شده است.

از سوی دیگر بی‌توجهی انجمن وزینی چون AISC به ویراستاری این سری راهنما که عموماً دارای اشتباهاتی کم و زیاد هستند، سوالی است بی‌جواب. چرا که کتاب

---

<sup>1</sup> American Institute of Steel Construction

های منتشره از سوی این انجمن مرجعی بی‌چون و چرا برای مهندسين است و در حقيقت نيز قبل از اين سري راهنما چنين بوده است. بهر صورت ارزش اصلي، اصولي است که در اين سري کتب راهنمای آن انجمن به خواننده ارائه می‌گردد و آنچه در ایراد است جزء مفروعات موضوع است و در کمبود مراجع، می‌تواند کمک مناسبی برای مهندسين باشد. با انتظار آن که اساتيد، مهندسان، دانشجويان و دانش پژوهان دست ما را در رفع مشکلات کتاب حاضر بگيرند، برای جامعه مهندسي ايران آرزوی توفيق روز افزون داريم. با سپاس فراوان از آقای مهندس مهدي مسافري در جهت تدوين و خانم زينب عباس زاده جهت ويراستاري کتاب حاضر.

محمد جعفر کرمي

پائيز ۱۳۸۹

## ۱- قوانین پایه ای طراحی اقتصادی

در این بخش به چند اصل مرتبط با طراحی اقتصادی که بایستی در مفاهیم فاز طراحی هر پروژه رعایت شود، اشاره می‌گردد. در عین حال ملاحظات بسیار دیگری وجود دارد، اما نظرات زیر ساده بوده و می‌تواند به یک طراحی مناسب اقتصادی کمک نماید.

هزینه تمام شده یک تیرچه و یا تیر اصلی سازه شامل هزینه فولاد، هزینه ساخت و اجرا می‌باشد. اصولاً هزینه ساخت و نصب برای یک تک تیر سنگین و سبک فرقی نمی‌کند. صرفه جویی واقعی در بین انتخاب یک تیر سبک و سنگین هزینه مواد نورد شده می‌باشد. بنابراین به منظور کاهش این هزینه‌ها بایستی تیرها تا حدی که در عمل سقف مشکلی ایجاد نگردد، به علت کم کردن تعداد تیرهایی که باید ساخته و نصب شوند، در فواصل بیشتری قرار گیرند.

هزینه اجرای اتصالات گیردار و اتصالات ویژه بادبندها زیاد است. بنابراین تا حد - ممکن بایستی تعداد این نوع اتصالات را در پروژه کاهش داد. این بدان معنی است که تعداد این گونه اتصالات را به حداقل رسانید و در صورتی که امکان داشته باشد از قاب‌های خمشی محیطی به منظور تحمل بارهای باد (جانبی. م) استفاده گردد. مقاطع

عمیق‌تر که اقتصادی‌تر بوده ممکن است برای کاهش تعداد اتصالات ممان‌گیر بکار رود.

به صورت مناسب در تیرها و ستون‌ها از فولاد پر مقاومت  $F_y = 50ksi$  به جای فولاد نرمه  $F_y = 36ksi$  استفاده شود. علت این پیشنهاد صرفه‌جویی اقتصادی 25 درصدی در تیرها و 10 الی 15 درصدی در ستون‌ها، بسته به طول آن‌ها می‌باشد. به عنوان مثال به جای تیر ساده با مقطع  $W21x44 (F_y = 36ksi)$  می‌توان از تیر  $W16x26 (F_y = 50ksi)$  در سقف مختلط استفاده نمود. (باید در نظر داشت که استفاده از فولاد اعلاء برای قطعات فشاری - خمشی مناسب می‌باشد. این بدان بستگی دارد که لاغری قطعات  $(kl/r)$  از حد  $C_c = \sqrt{2\pi^2 E / F_y}$  کوچکتر باشد. این مورد مخصوصاً برای ستون‌ها و بادبندها، حائز اهمیت است و در صورتیکه لاغری قطعات نزدیک و زیادتر از این حد باشد استفاده از فولاد اعلاء مزیتی را بدست نمی‌دهد. م) حدود لرزش برای دو تیر فوق قابل مقایسه می‌باشد. میرایی بحرانی مورد نیاز با استفاده از ضوابط *Murray* برای تیر  $W21x44$  و  $W16x26$  با دهانه 30 فوت و فاصله 10 فوت مرکز به مرکز و  $10psf$  بار زنده به ترتیب 4 و 3.46 است. البته بایستی به این نکته اشاره نمود که در برخی موارد استفاده از فولاد پر مقاومت نامناسب می‌باشد.

تیرهای کوچک، پروفیل‌های ناودانی، نبشی و ... بایستی از فولاد نرمه  $F_y = 36ksi$  باشند. همچنین در مقاطعی که مقاومت در طراحی آن‌ها عامل تعیین‌کننده نیست بایستی از فولاد نرمه استفاده نمود. چرا که این مواد عمدتاً در انبار سازندگان وجود داشته و یا می‌توان به راحتی از بازار تهیه شود. اعضائی که طراحی آن‌ها کنترل‌کننده مقطع آنها نمی‌باشد باید از فولاد  $F_y = 36ksi$  استفاده شود. تکرار یک مقطع خاص نیز هزینه‌های اجرای جزئیات و ساخت را کاهش می‌دهد. همچنین هر چه قاب بندی

سازه ساده تر باشد هزینه نهایی ساخت کاهش می‌یابد. تکرار یک مقطع باعث کاهش در تعداد جزئیات و هزینه ساخت و نصب می‌گردد.

برای مثال در یک سقف کامپوزیت غیر تیپ می‌توان با تغییر فاصله تیرک‌ها از یکدیگر مقطع را تغییر داد که در این صورت باید به کاهش تعداد برشگیرها نیز توجه شود. قاب بندی ساده باعث پائین آمدن هزینه در زمان عقد مناقصه و در نتیجه کاهش هزینه پروژه می‌شود. در صورتیکه اعمال ضریب کاهش بار زنده میسر می‌باشد، بارهای زنده را کاهش دهید. زمانیکه این عمل نتیجه قابل توجهی در کاهش وزن نمی‌دهد، یک تغییر در مقطع از  $W16 \times 31$  به  $W16 \times 26$  موجب 16 درصد صرفه جویی در فولاد مصرفی می‌گردد. (بهر صورت) این کاهش بار زنده باعث کاهش در پل‌ها و سازه و فونداسیون می‌شود. میزان آزمایش‌های کنترل کیفیت نیز بسته به کیفیت اجرای کار متفاوت است. برای جوش‌های گوشه معمولاً بازرسی چشمی (VT) به تنهایی کفایت می‌کند. تست‌های غیر مخرب نیز می‌تواند در طول دوره ساخت برای جوش‌های شیاری (BUTT/ GROOVE) صورت گیرد. اگر جواب تست‌ها نزدیک مرز باشد، می‌توان تعداد آن‌ها را زیاد نمود و بالعکس در صورت خوب بودن نتایج می‌توان تعداد آن‌ها را کم نمود. مخصوصاً برای پروژه‌های بزرگ، می‌توان از سازندگان مورد تائید، برای کم نمودن مشکلات استفاده کرد.

بالاخره فقط به قسمتهایی از سازه که آیین نامه AISC ملزم می‌نماید، ضد زنگ زده می‌شود. به عنوان مثال به سطوح فولادی که در تماس با بتن قرار می‌گیرند نبایستی ضد زنگ زده شود. همچنین لازم به ذکر است پوشش‌های مقاوم در برابر آتش نیز بر سطوح رنگ نشده راحت تر می‌چسبند.

## ۲- تعیین میزان بار زنده و انتخاب طول دهانه

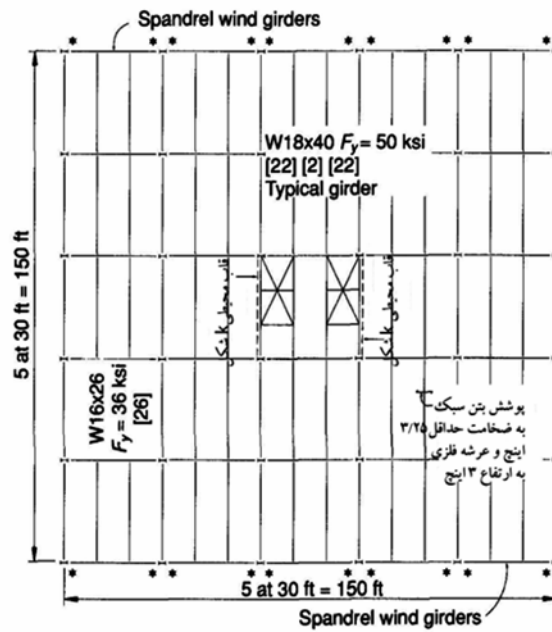
بیشتر ساختمان‌ها تابع پیش‌بینی‌های اقتصادی هستند. بویژه، بسیاری از ساختمان‌های اداری بر اساس نظریات تجربی ساخته می‌شوند. موفقیت این نظریات ممکن است در پتانسیل تطبیق پلان با شرایط سرویس دهی باشد. دهانه‌های بزرگ انعطاف‌پذیری بیشتری را در چیدمان فضاهای معماری به همراه دارد. همچنین طراحی ساختمان برای بارهای زنده بیشتر، انعطاف‌پذیری بیشتری را در کاربری مجاز آن ایجاد می‌نماید. واضح است که رعایت دو مورد ذکر شده بالا برای مالک ساختمان بسیار با ارزش است. در این بخش چگونگی دست یافتن به دهانه بزرگتر و بار زنده بیشتر از آنچه بعنوان حداقل در آئین‌نامه‌ها آمده، بدون افزایش قابل توجه در هزینه‌های ساخت، شرح داده می‌شود.

### ۲-۱ انتخاب بار زنده

اغلب اوقات طراحان ساختمان و سازندگان، کمترین بار زنده توصیه شده توسط آیین‌نامه را انتخاب می‌نمایند. طبیعی است این انتخاب هزینه ساخت را تا پایین‌ترین حد ممکن کاهش می‌دهد. اما به عنوان مثال می‌توان به جای بار زنده  $50 psf$  به علاوه



20 psf بار پارتیشن‌ها، ساختمان را برای بار زنده 100 psf (بدون افزایش اضافه‌تر برای پارتیشن‌ها) طراحی نمود و افزایش هزینه ساخت در اثر این تغییر ناچیز خواهد بود. به عنوان مثال، در شکل 1 اختلاف یک ساختمان اداری تیپ با دهانه مربعی 30 ft و 10 طبقه ارتفاع را مقایسه می‌کنیم.



شکل ۱ - پلان سقف یک ساختمان اداری

برای ساختمان فوق بارهای زنده زیر با یکدیگر مقایسه شده‌اند:

- بار زنده 50 psf و بار پارتیشن 20 psf
- بار زنده 80 psf و بار پارتیشن 20 psf
- بار زنده 100 psf بدون بار پارتیشن

در جدول زیر بار یک ستون داخلی بر اساس ضوابط آیین نامه طراحی به روش تنش مجاز (AISC ASD, 1978) و آیین نامه طراحی به روش بار و مقاومت ضریب‌دار (AISC LRFD, 1986) نشان داده شده است.

آیین نامه طراحی	50 PSFLL +20 PSFPART	80 PSFLL + 20 PSFPART	100 PSFLL
ASD	100%	110%	100%
LRFD	100%	111½%	105%

جدول ۱- مقایسه بار ستون داخلی

در جدول فوق ضرائب کاهش بار زنده مطابق با آیین نامه ASCE 7-88 (قبلاً آیین نامه ANSI A58.1 بوده) اعمال شده است. جدول 1 مقایسه درصدی بر اساس بار در پایه یک ساختمان ده طبقه و ترکیب سه نوع بارگذاری است. با طراحی مطابق با آیین نامه ASD بار ستون‌ها برای ترکیب بارگذاری 1 و 3 یکسان است و علت آن نیز اعمال ضرائب کاهش بار زنده می‌باشد. با توجه به ضریب کاهش 60 درصد برای بار زنده، ترکیب 1 و 3 با هم برابر شده‌اند. در ترکیب بارگذاری 2 نیز نیروی وارده به ستون‌ها و فونداسیون 10 درصد افزایش یافته است.

نتایج حاصل از آیین نامه LRFD به علت تفاوت ضرائب بار مرده و زنده متفاوت است. بطوریکه نیروی وارد به ستون‌ها در ترکیب بارگذاری 3 حدود 5 درصد افزایش و در ترکیب بارگذاری 2 حدود 11.5 درصد افزایش یافته است.

از دید هزینه برای مقاطع ستون‌ها در مورد بارگذاری 3 حدود 17 صدم دلار برای متر مربع ساختمان ده طبقه خواهد بود. در بارگذاری مقاطع حاصل از آیین نامه LRFD

سبکتر از مقاطع طراحی شده با آیین نامه ASD می‌باشد. این کاهش عمدتاً ناشی از کاهش ضریب بار مرده از 1.67 در ASD به 1.2 در LRFD می‌باشد. جداول 2 و 3 هزینه ساخت سقف با دهانه 30 فوتی را برای سه ترکیب بار فوق و برای طراحی ASD و LRFD نشان می‌دهد. مقایسه بر اساس هزینه فولاد مصرفی و هزینه گلمیخ‌ها است.

هزینه ساخت و نصب در هر شش شرط ثابت گرفته شده. این بدان علت است که هزینه مواد مصرفی به اضافه هزینه گلمیخ‌ها شرایط مقایسه مستدلی را ارائه می‌نماید. هزینه فولاد  $F_y = 36000 \text{ psi}$  برابر 0.55 دلار در هر کیلو و هزینه فولاد  $F_y = 50000 \text{ psi}$  برابر 0.62 دلار در هر کیلو گرم است. (قیمت‌ها صرفاً برای مقایسه عیناً ذکر شده اند. م)

قیمت واحد برای هر دو نوع فولاد یاد شده به صورت روزانه تغییر می‌یابند. اگر شخصی بخواهد اینگونه مقایسه قیمتی داشته باشد، قیمت فولاد از تولید کنندگان محلی می‌تواند مورد سوال قرار گیرد.

آنطور که انتظار می‌رود، مقدار  $50 \text{ psf}$  بار زنده بعلاوه  $20 \text{ psf}$  بار تیغه‌ها حداقل شرایط قیمتی را فراهم آورده. با این حال تفاوت انتخاب بار زنده  $100 \text{ psf}$  فقط 1 دلار بر متر مربع می‌باشد. در مقایسه با هزینه کلی ساختمان، هزینه اضافه شده کمتر از 1 درصد خواهد بود.

شاید لازم باشد بدانیم، بسیاری از مالکان انتخاب ظرفیت بار زنده زیادتر مورد تمایلشان است. مقدار واقعی تفاوت، ناچیز است اما در عمل ظرفیت باربری بالاتر بار زنده ساختمان ارزش ساختمان را تغییر می‌دهد و قابلیت اجاره آنرا بالا می‌برد.

مقطع	بارگذاری		
	50 + 20	80 + 20	100
تیرچه تعداد گل میخ هزینه	$W16 \times 26F_y = 36$ 26 \$702	$W16 \times 26F_y = 50$ 26 \$772	$W16 \times 26F_y = 50$ 24 \$763
تیر اصلی تعداد گل میخ هزینه	$W21 \times 44F_y = 50$ 44 \$436	$W21 \times 50F_y = 50$ 54 \$501	$W21 \times 44F_y = 50$ 56 \$454
متوسط وزن ستون بر سطح طبقه هزینه	1027 \$288	1079 \$302	1027 \$288
هزینه کل هزینه نسبی مبلغ اضافه	\$1426 1.0 —	\$1575 1.10 \$.17	\$1495 1.06 \$.09

شکل ۲- مقایسه هزینه ساخت تیر ریزی کف (طراحی به روش ASD)

مقطع	بارگذاری		
	50 + 20	80 + 20	100
تیرچه تعداد گل میخ هزینه	$W16 \times 26F_y = 36$ 12 \$639	$W16 \times 26F_y = 36$ 22 \$684	$W16 \times 26F_y = 36$ 26 \$702
تیر اصلی تعداد گل میخ هزینه	$W18 \times 35F_y = 50$ 48 \$366	$W18 \times 40F_y = 50$ 62 \$429	$W18 \times 35F_y = 50$ 54 \$375
متوسط وزن ستون بر سطح طبقه هزینه	913 \$256	1036 \$290	965 \$270
هزینه کل هزینه نسبی مبلغ صرفه جویی	\$1261 \$.88 (\$ .18)	\$1403 \$.98 (\$ .03)	\$1347 \$.94 (\$ .09)

صرفه جویی نشان داده (\$ .09)

جدول ۳- مقایسه هزینه ساخت تیر ریزی کف (طراحی به روش LRFD)

## ۲-۲ انتخاب طول دهانه

کاهش طول دهانه‌ها در سازه‌های فلزی به منظور صرفه جویی اقتصادی عموماً یک تصور اشتباه است. به منظور رعایت نکات اقتصادی، مهم است که تعداد قطعات مورد ساخت و نصب کاهش یابد. همانطوریکه قبلاً گفته شد، هزینه ساخت و نصب یک تیر کوتاه، معادل یک تیر بلند است. صرفه جویی ناشی از کم شدن وزن عضو، ابتداً به هزینه مصالح مورد نورد مربوط می‌شود. زمانی که تعداد قطعه کاهش می‌یابد، هزینه واقعی ساخت و نصب کاهش می‌یابد. در زمان مقایسه هزینه‌ها، تغییرات در طول دهانه

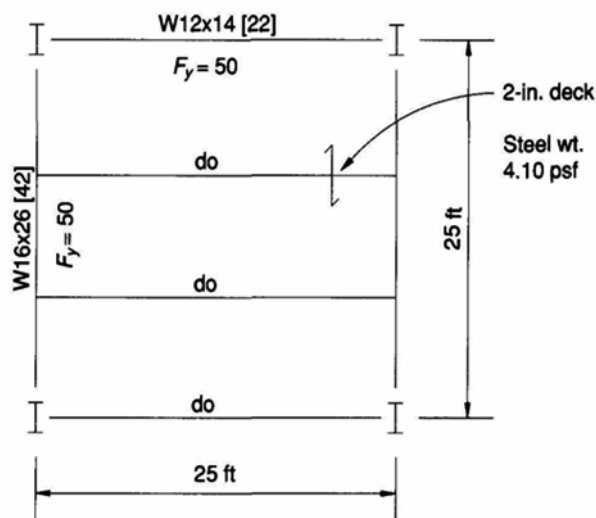
و یا فاصله تیرها از یکدیگر، هزینه مواد مورد نورد، هزینه ساخت و اجرا باید در نظر گرفته شود. برای این منظور قیمت تمام شده چهار دهانه نشان داده شده در شکل‌های 2 الی 5 از دو سازنده یکی در ساحل شرقی و دیگری در میانه غربی استعلام شده است. (لازم به ذکر است واحد قیمت‌ها، دلار و هم چنین مقاطع تیرها، تیر آهن‌های  $W$  هستند و صرفاً به منظور مقایسه نسبی عیناً ترجمه شده اند. م) جدول شماره 4 هزینه متر مربع مربوط به دهانه انتخاب شده را نشان می‌دهد.

اعضاء این مثال بر اساس LRFD طراحی شده اند و سائز واقعی مقاطع بر اساس مقایسه انتخاب شده است. در واقع، ممکن است انتخاب یک تیر  $W12 \times 14$  برای دهانه 25 فوت، واقعی نباشد.

همچنین فرض شده است در صورت لزوم سقف به صورت شمع بندی شده و یا خیز دار، هر کدام لازم باشد اجرا شود.

قیمت‌های ذکر شده جداول 2 و 3 شامل هزینه، اسکلت فولادی، عرشه فلزی و گلمیخ-ها، آماده برای بتن ریزی، می‌باشد.

طرح اول (شکل 2) مربوط به یک چشمه مربعی 25 فوت می‌باشد که برای بار زنده  $100\text{ psf}$  و بار مرده  $65\text{ psf}$  طراحی شده است. وزن واحد فولاد مصرفی برابر  $4.10\text{ psf}$  بدست آمده است. هزینه کل ساخت این سقف برای فولاد سازه‌ای، گلمیخ و عرشه فولادی برابر با 5.15 دلار در فوت مربع شده است. این مقدار به عنوان درصد قیمت پایه مقایسه (100%) در نظر گرفته می‌شود.

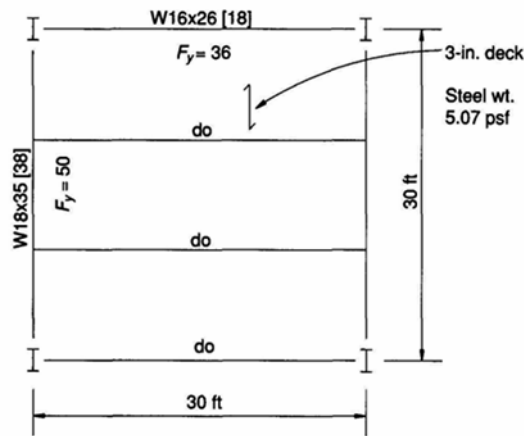


شکل ۲- سقف با ابعاد ۲۵ فوت در ۲۵ فوت

این قیمت نشان دهنده جمع کل هزینه اسکلت ساختمان شامل قاب‌های غیر تیپ، دست اندازها و سیستم مقاومت در مقابل نیروهای جانبی نمی باشد.

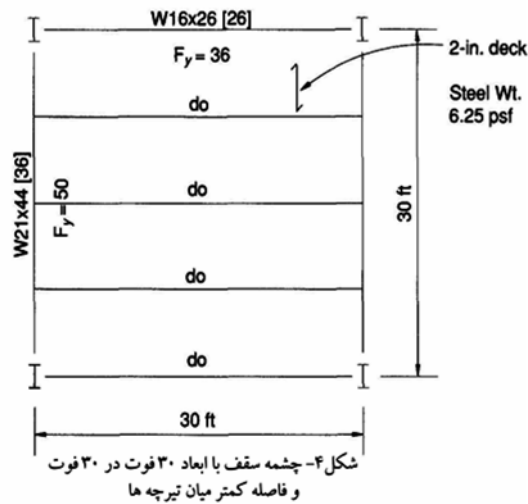
طرح دوم (شکل ۳) چشمه مربعی به ابعاد  $30\text{ ft}$  می باشد که برای بارهایی مطابق طرح اول (قبلی) طراحی شده است. وزن واحد فولاد مصرفی برابر با  $5.07\text{ psf}$  به دست آمده است و هزینه ساخت نیز  $103\%$  قیمت پایه است. دهانه ۳۰ فوتی طراحی معماری و چیدمان فضای داخلی را ساده تر می نماید. مدول های اداری ۱۰ فوتی و ۱۵ فوتی و ۲۰ فوتی بدون تداخل با ستون‌ها چیده می شوند. همچنین تعداد قطعاتی که بایستی در سقف اجرا شوند نیز کاهش می یابد. این کم شدن تعداد قطعات برای سازنده و نصاب مطلوب است. این مورد هزینه نهایی ساخت را کاهش داده و این مسئله باعث می شود که در هنگام فروش ساختمان با دهانه ۳۰ فوتی ارزانتر از ساختمان با دهانه ۲۵ فوتی

می‌گردد. به هر حال افزایش 3 درصدی هزینه ساخت در قبال افزایش انعطاف پذیری در چیدمان پلان معماری مقدار بسیار ناچیزی است.



شکل ۳- چشمه سقف با ابعاد ۳۰ فوت در ۳۰ فوت

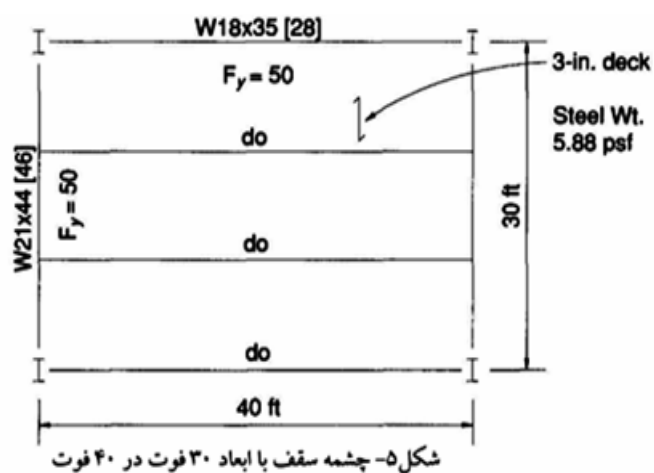
طرح سوم (شکل 4) نیز یک سقف با دهانه های  $30\text{ ft}$  است. با این تفاوت که به ازای هر دهانه، چهار عدد تیر تعبیه شده است. این مثال به منظور نشان دادن افزایش قیمت تمام شده در اثر کاهش فاصله تیرچه‌ها می‌باشد. هزینه ساخت به میزان 113% نسبت به طرح اول افزایش یافته و یا 10% بیشتر از طرح دوم می‌باشد. از لحاظ عملکردی نیز تفاوت محسوسی وجود ندارد. میرایی بحرانی مورد نیاز Murray (1991) و ملاحظات مربوط به لرزش سقف Galambos (1988) نیز در هر دو مورد نتایج یکسانی دارد. (بحث ارتعاش سقف مربوط به تیرچه‌های فولادی دارای جان باز، در بخش 4 بررسی می‌گردد.)



طرح چهارم (شکل ۵) یک چشمه 30 ft در 40 ft است. وزن فولاد مصرفی برابر با 5.88 psf بدست آمده است و نسبت هزینه فولاد و عرشه نیز 109% قیمت پایه است. لازم به توجه است که این میزان هزینه کمتر از هزینه مربوط به دهانه‌های با طول 30 ft و دارای فواصل کمتر برای تیرهای پرکننده می‌باشد. این طرح وقتیکه فاصله مرکز سرویس‌ها<sup>۱</sup> تا دیواره خارجی 40 ft باشد مناسب به نظر می‌رسد. توجه شود که افزایش هزینه در مقایسه با انعطاف پذیری حاصل در چیدمان معماری پلان قابل توجه نمی‌باشد. البته هنگامی که طول دهانه به 45 ft و یا بیشتر می‌رسد، گزینه‌های دیگری مثل شاهتیرهای اصلی و یا خرپاهای سقفی مورد توجه قرار می‌گیرد. بررسی طول دهانه و بار زنده باید در هنگام طراحی اولیه پروژه دیده شود. از دیدگاه کلی اقتصادی، کوچکترین طول دهانه و کمترین بار زنده، احتمالاً طراحی موفق اقتصادی نخواهد بود.

<sup>1</sup> Service Core





در جدول 4 هزینه مقایسه ای ساخت چهار طرح فوق آمده است.

طول دهانه	هزینه فولادمصرفی	هزینه حمل و ساخت	هزینه اجرا	هزینه عرشه فلزی	هزینه کل
25 x 25 ft	21%	14%	34%	31%	100%
30 x 30 ft	25%	14%	32%	32%	103%
30 x 30 ft (alt.)	31%	16%	35%	31%	113%
30 x 40 ft	31%	13%	33%	32%	109%

جدول ۴- مقایسه نسبی هزینه تمام شده ساخت هر فوت مربع از سقف

### ۳- ملاحظات سرویس دهی

سه موضوع در این بخش بایستی مورد توجه قرار گیرد:

- ارتعاش سقف در اثر حرکت ساکنین
- اُفتادگی ( Deflection )
- کنترل ترک‌ها

تحت شرایط خاصی، ممکن است سیستم‌های سقف کامپوزیت در اثر فعالیت ساکنین ارتعاشات ناخوشایند داشته باشند. این مورد در سقف‌های بزرگ و بدون کف سازی و یا بدون مبلمان ( کف‌پوش، موکت، اثاثیه تیغه‌های جداگر) رخ می‌دهد. زیرا کف سازی و مبلمان در صورت وجود به صورت میراگر عمل نموده و ارتعاشات سقف را کاهش می‌دهند. اطلاعات Murray و Galambos و Hendrich در این مورد کمک کننده است.<sup>۲</sup> اُفتادگی بوجود آمده در سقف‌های مختلط بستگی به نوع سقف دارد.

---

<sup>2</sup>- در این رابطه در جلد یازدهم از سری کتابهای AISC Design Guide series تحت عنوان: Floor vibration due to human activity توضیحات کامل داده شده است. این کتاب تحت عنوان لرزش کف‌ها ناشی از عملیات انسانی توسط این انتشارات ترجمه و چاپ گردیده است.

در سقف بدون شمع بندی، افتادگی ناشی از بار بتن سقف (کل بارهای وارده به سقف قبل از گرفتن بتن.م) مستقل از زمان بوده و با گذشت زمان افزایش نمی یابد. در سیستم سقف با شمع بندی، افتادگی ناشی از بار بتن با گذر زمان در اثر جمع شدگی و خزش افزایش می یابد. همچنین در هر دو سیستم افتادگی، ناشی از بار مرده کف سازی سقف و متوسط بار زنده به علت جمع شدگی و خزش در طول زمان افزایش می یابد. یک روش به منظور در نظر گرفتن اثرات خزش و جمع شدگی، کاهش 50 درصدی مدول الاستیسیته بتن در محاسبات سقف مختلط است. در این صورت:

$$E_c = 0.5W^{1.5} \times \sqrt{F'_c} \quad 3$$

که در آن:

$$W = \text{وزن مخصوص بتن بر حسب } lb/ft^3$$

$$F'_c = \text{مقاومت سیلندری بتن بر حسب } lb/in^2$$

(توجه شود که در مبحث دهم مقررات ملی در این مورد 66 درصد کاهش پیش بینی شده یعنی به پیشنهاد نویسنده  $n$  دو برابر شده و در مبحث دهم سه برابر شده، ضمناً می توان  $E_c = 5000\sqrt{F'_c}$  فرض کرد و  $n = E_s/E_c$  می باشد. م) در بخش ۲-۶ یک مثال در رابطه با در نظر گرفتن خزش در طراحی تیرهای مرکب حل شده است. در این مثال تیرها از پروفیل  $W16x31$  ساخته شده از فولاد  $F_y = 36ksi$  به طول  $30ft$  و دارای 32 عدد گل میخ به قطر  $0.75in$  که تیرها به فواصل مرکز به مرکز  $10ft$  از یکدیگر قرار گرفته اند. برای این مقطع مختلط ممان اینرسی در محاسبات بارگذاری

$$E_c = 0.5(w^{1.5} \times 0.137\sqrt{F'_c}) \quad 3 \text{ - در مقیاس متریک}$$

$$W = \text{وزن مخصوص بتن بر اساس } kg/m^3$$

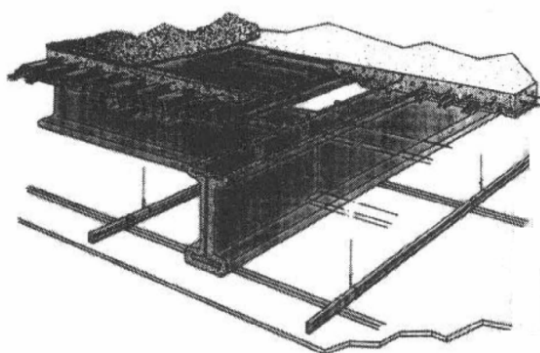
$$f'_c = \text{مقاومت سیلندری بتن بر حسب } kg/cm^2$$

کوتاه مدت برابر  $1400in^4$  می باشد که با در نظر گرفتن اثر خزش و بارگذاری طولانی مدت، 15 درصد کاهش یافته و به  $1185in^4$  می رسد. در ساخت بدون استفاده از شمع، افتادگی ناشی از بار بتن خیس برابر  $0.9in$  است. با در نظر گرفتن بار  $9psf$  برای کف سازی و متوسط بار زنده دائمی  $10psf$  مقدار افتادگی دراز مدت به اندازه  $0.10in$  افزایش می یابد. در ساخت به روش شمع بندی شده افت دراز مدت ناشی از بار بتن خیس، بار کف پوش و متوسط بار زنده دائمی  $10psf$ ، برابر با  $0.37in$  می شود. همانطور که قبلاً توضیح داده شد، بهتر است در قسمت هایی از دال بتنی که بالای تیرهای اصلی قرار دارند، آرماتورهایی به منظور کنترل ترک قرار داده شود. در سقف های شمع بندی شده، پس از برداشتن شمع ها در قسمتی از دال که در بالای (وجوارم) تیرهای اصلی سازه قرار دارد، ترک ظاهر می گردد. آرماتورهایی که در این قسمت قرار داده شده اند، وسعت و ابعاد ترک ها را محدود می کنند. اساساً با توجه به ماهیت مقطع مختلط، بروز ترک در قسمت بالای دال و بر روی تکیه گاه ها، قبل از عمل نمودن مقطع به صورت مختلط، طبیعی است.

اکثر طراحان، سقف های مختلط را به روش حالت حدی طراحی می نمایند که در آن از ممان منفی در تکیه گاه ها صرف نظر می گردد. بنابراین بتن سقف بر روی تکیه گاه وقتیکه بار واقعی به آن وارد می شود ترک می خورد. علاوه بر مورد ذکر شده، قبل از وارد عمل شدن بتن و فولاد به طور مختلط، میزان کمی لغزش بین مقطع فولادی و مقطع بتنی رخ می دهد. (این مطلب برای سیستم های با شمع بوده و بعد از برداشتن شمع پیش می آید. م) برای سقف هایی که بارهای زنده سنگین دارند و یا در معرض بارهای متحرک مانند بار لیفتراک قرار دارند، بهتر است دال های سقف را با آرماتور فوقانی طراحی نمود تا عملکرد سقف در دراز مدت قابل قبول باشد.

### ۳-۱ عبور تاسیسات از زیر سقف

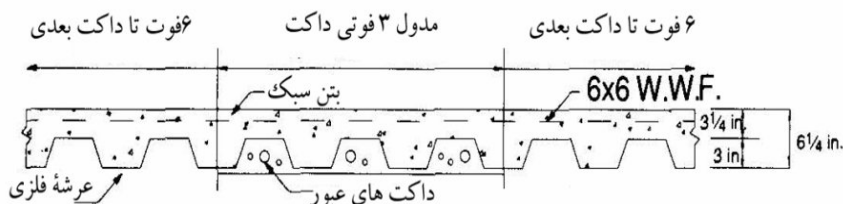
استفاده از داکت‌های زیر سقفی که امکان دسترسی راحت تر به منظور تعمیرات و همچنین جا نمایی مناسب تر فضای داخلی دفاتر را به همراه دارد. مورد قبول استفاده کننده و مالکین و انبوه سازان است.



شکل ۶- سیستم سقف مختلط با عرشه فلزی و در توزیع برق و فضاهاى خالى زیر سقف

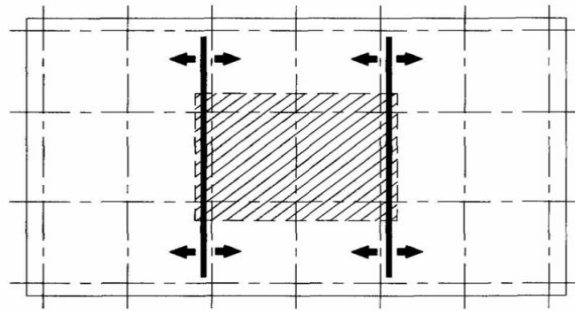
همچنین استفاده از این روش، سرویس و تعمیر سیستم‌های تاسیساتی و برق و ارتباطات را برای ساکنین ساختمان از داخل واحد مربوطه امکان پذیر می‌نماید. معمولاً واحدهای لانه زنبوری عرشه سقف با واحدهای فلزی سقف کامپوزیت به منظور ایجاد سیستم های عبور تاسیسات از زیر سقف با فواصل منظم ترکیب می‌شوند. شکل ۷ مقطع داکت‌های زیر سقف به پهنای 3 فوت را که از بین تیرچه‌های سقف و از زیر دال عبور کرده اند نشان می‌دهد. داکت‌ها به فواصل مرکز به مرکز 9 فوت و به موازات یکدیگر

از زیر سقف عبور می‌کنند. فواصل داکت‌ها با تغییر پهناي داکت و يا تعداد واحدهای لانه زنبوری و سقف کامپوزیت آنها تغییر می‌کند.

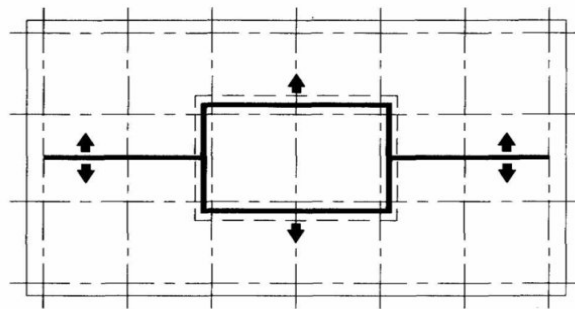


شکل ۷- عبور داکت‌های تاسیساتی از زیر دال بتنی سقف

عبور داکت‌ها از زیر سقف نیازمند به در نظر گرفتن برخی ملاحظات طراحی از سوی مهندسین معمار می‌باشد. به منظور کاهش دادن طول کانال‌ها بایستی محل قرارگیری داکت‌های قائم به طور مناسب انتخاب گردد. شکل (الف- ۸) و (ب- ۸) دو گزینهٔ مختلف از نحوهٔ قرارگیری داکت‌های قائم برای فضایی با ابعاد  $100\text{ ft} \times 180\text{ ft}$  را نشان می‌دهد. طول داکت‌ها در شکل الف حدوداً  $\frac{2}{3}$  مورد نشان داده شده در شکل ب می‌باشد، بنابراین با انتخاب گزینهٔ الف صرفه جویی قابل توجهی در هزینه‌های اجرای داکت امکان پذیر می‌شود. (در هر فوت مربع 0.15 تا \$0.2)



الف- طول مجراهای توزیع برابر ۲۰۰ فوت می باشد.



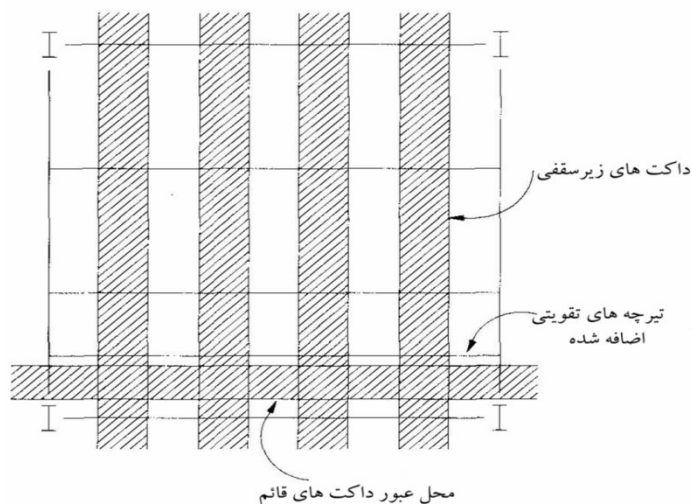
ب- طول مجراهای توزیع برابر ۳۰۰ فوت می باشد.

شکل ۸- پلان مسیرهای توزیع داکت‌های زیر سقفی

برای یک ساختمان اداری به منظور محافظت 2 ساعته در مقابل آتش سوزی استفاده از بتن سبک به ضخامت  $3\frac{1}{4}in$  بر روی عرشه فلزی کافی است. همچنین در صورت عبور داکت از زیر سقف، علاوه بر رعایت ضخامت فوق الذکر برای بتن، بایستی از پوشش‌های ضد حریق بر روی کانال‌های عبور تاسیسات استفاده نمود. البته راه حل دیگر برای محافظت در برابر آتش سوزی استفاده از بتن معمولی به ضخامت حداقل  $2\frac{1}{2}in$  می‌باشد که سطح آن با اسپری‌های مخصوص محافظ آتش پوشیده شده باشد.

استفاده از داکت‌های زیر سقفی و همچنین داکت‌های قائم نیازمند در نظر گرفتن

برخی ملاحظات خاص در طراحی سازه بوده و وجود کانال‌های عبور تاسیسات بر طراحی سقف مختلط، تیرچه‌ها و تیرهای اصلی تاثیر گذار است.



شکل ۹- تیرچه اضافی در مجاورت داکت قائم

عبور داکت‌های قائم باعث تضعیف سقف مختلط می‌شود. بنابراین عرشه باید به طریقی طراحی شود که بارهای قائم را بدون کمک عمل مختلط سقف متحمل شود. ممکن است یک تیرچه اضافی به این منظور استفاده شود. (شکل ۹)

تیرچه مجاور داکت باید فقط برای شرایط دال که به یک طرف تیر مرتبط می‌شود، طراحی شود. (چه از نظر بار و چه از نظر بال بتنی م). اگر تیرچه در هر دو طرف داکت وجود نداشته باشد، عرشه باید به تنهایی، بدون عمل مختلط برای تحمل بار طراحی شود. در اینصورت، سختی سقف در آن دهانه، کاهش یافته و در آن ناحیه کف، حالت ژله ای (نرم و اسفنجی) می‌گیرد. شایسته‌ها نیز باید در این مورد با عملکرد غیر مختلط محاسبه شوند.

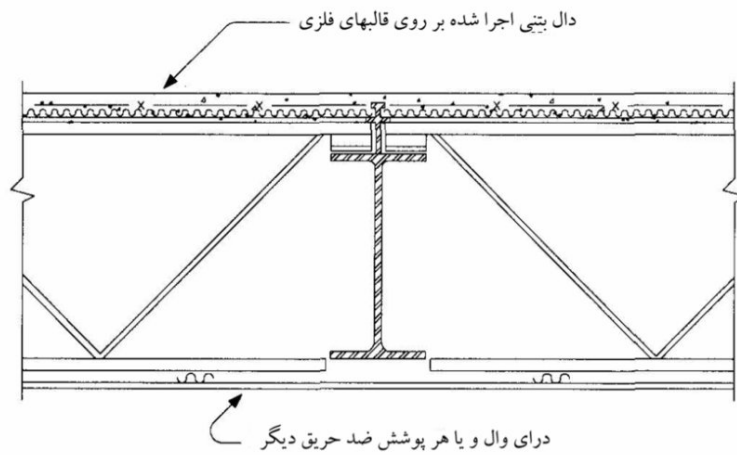


#### ۴- سیستم سقف با تیرچه های با جان باز

سیستم سقف با تیرچه های فولادی با جان باز در پروژه های مسکونی و تجاری استفاده می شود. (شکل ۱۰) آمار بالای استفاده سالیانه ده ها میلیون فوت مربع از این سیستم حاکی از به صرفه بودن این سیستم از لحاظ اقتصادی می باشد و استفاده از این نوع سیستم، نقایص روند خدمت رسانی را به حداقل می رساند. آیین نامه طراحی و استانداردهای مربوط به این نوع تیرچه ها توسط موسسه (SJI, Steel Joist Institute)، واقع در Myrtle Beach در کالیفرنیا جنوبی، تدوین گشته است.

#### ۴-۱ اندازه تیرچه ها و فواصل آنها

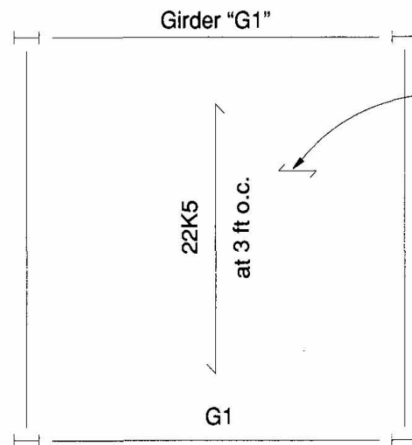
اقتصادی ترین انتخاب برای تیرچه های با جان باز معمولاً عمیق ترین و سبک ترین تیرچه است که در بیشترین فاصله مجاز از یکدیگر قرار گیرند. بیشترین فاصله مجاز قرارگیری تیرچه ها به ضخامت دال بتنی بستگی دارد. استفاده از فواصل  $3\text{ft}$  و بیشتر باید مورد دقت قرار گیرد. کاهش تعداد تیرچه ها منجر به سنگین تر شدن تیرچه ها و همچنین مقاطع بهینه تر و احتمالاً کم شدن تعداد پل ها می گردد. البته در این صورت ضخامت دال بتنی افزایش می یابد. افزایش هزینه بتن مصرفی اغلب با صرفه جویی ناشی از کاهش تعداد تیرچه ها جبران می گردد. لازم به ذکر است افزایش ضخامت دال بتنی ارتعاشات ناشی از حرکت ساکنین را نیز کاهش می دهد. (به بخش ۴-۴ مراجعه شود).



شکل ۱۰- سقف دارای تیرچه‌های جان باز با پوشش ضد حریق

## ۲-۴ طراحی شاهتیر

شاهتیرهای نگهدارنده تیرچه‌های با جان باز معمولاً به صورت دو سر مفصل طراحی می‌شوند. البته هنگامیکه از پوشش‌های ضد حریق در سقف استفاده می‌شود (شکل ۱۰)، طراحی شاهتیرها به صورت تیرهای پیوسته و یا تیرهای مختلط به جهت کم شدن ارتفاع و وزن، اقتصادی‌تر است. به عنوان مثال در (شکل ۱۱) یک شاهتیر در سه حالت دو سر مفصل، یکسره (تپ 1 ساختمان‌های ASD و تپ FR ساختمان‌های LRFD) و مرکب طراحی شده است.



دال بتنی به ضخامت حداکثر ۳ اینچ که بر روی عرشه فلزی به عمق ۰/۵۶۲۵ اینچ اجرا شده است.  
مقاومت بتن برابر با ۳۰۰۰ psi می باشد. اگر شاهتیرها نیز به صورت مرکب طراحی شوند، مقاومت بتن برابر با ۳۵۰۰ psi در نظر گرفته می شود.

بارها:

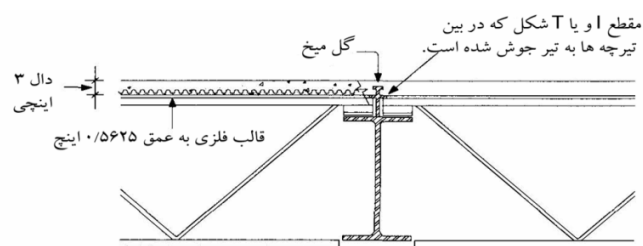
$$\begin{aligned} LL &= 50 \times 1.6 = 80 \\ \text{پارتیشن} &= 20 \\ DL &= \underline{47} \} \times 1.2 = \underline{80} \\ \text{مجموع} &= 117 \times (1.37) = 160 \text{ psf} \end{aligned}$$

روش های طراحی	افتادگی ناشی از بار زنده	پروفیل	$F_y$
دهانه ساده	0.96 in.	W18x60	50 ksi
دهانه یکسره (AISC)	0.38 in.±	W18x46	50 ksi
حالت تیر و پل به صورت مختلط طراحی شده	0.69 in.±	W18x35	50 ksi

شکل ۱۱- مقایسه یک تیر به صورت درو سر مفصل، یکسر

حداکثر عمق تیرها به 18in محدود شده تا پوشش ضدحریق به صورت پیوسته در زیر تیرهای اصلی نصب شود. افتادگی ناشی از بار زنده در این مثال بر اساس بارهای زنده کاهش یافته محاسبه شده است. باری معادل 20 psf برای پارتیشن‌ها در نظر گرفته شده است که ممکن است هر زمان (در طول بهره برداری) محل آن تغییر یابد. افتادگی تیر در حالت دو سر مفصل 0.96in می باشد. اگرچه این افت در مرز قبولی بوده و

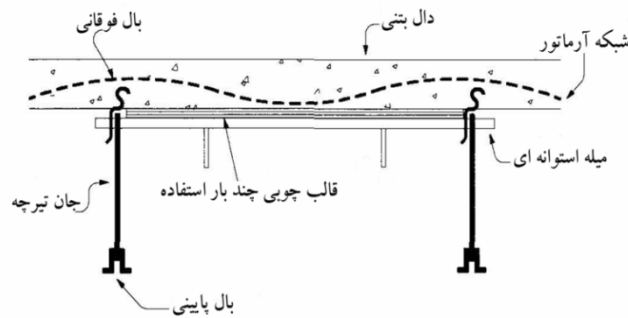
بعضی از مهندسين با آن موافق نمی‌باشند. در صورتیکه از فولاد  $F_y = 36ksi$  استفاده شود، مشخصات تیر برابر با  $W18x76$  بدست خواهد آمد. این مقطع تحت بار زنده اُفتادگی معادل  $0.71in$  خواهد داشت. اگر تیر یکسره انتخاب شود مقایسه‌ای در وزن فولاد مصرفی و هزینه اتصال، در مورد ساخت و نصب، باید مورد توجه قرار گیرد. یک سیستم ثبت شده در مورد تیر مختلط که در مجله AISC(1984) معرفی شده ممکن است مناسب باشد. (شکل ۱۲)



شکل ۱۲ - تیر مرکب به همراه تیرچه‌های جان باز

### ۳-۴ سیستم تیرچه‌های مختلط

سیستم تیرچه‌های مختلط کاربرد بسیار گسترده‌ای دارند و با سیستم‌های دیگر قابل رقابت هستند. سازندگان مختلف تولیدات مختلفی ارائه می‌دهند. به عنوان مثال روشی که توسط شرکت Canam Hambro Systems بکار گرفته می‌شود، در شکل ۱۳ نمایش داده شده است. در این روش تیرچه‌ها به صورت منظم و در فواصل  $4ft$  از یکدیگر قرار داده می‌شوند تا قالب‌های چوبی، که به شکل تخته‌های چندلا هستند، بین آن‌ها گذاشته شود. پس از آرماتور بندی و بتن ریزی دال قالب‌ها، به منظور استفاده مجدد، برداشته می‌شود. و دوباره قابل استفاده خواهند بود.



شکل ۱۳ - سیستم سقف با تیرچه فلزی به صورت مختلط

#### ۴-۴ ارتعاشات کف

در مورد سقف‌های ساخته شده از تیرچه‌های فلزی با جان باز، مانند سایر سقف‌ها که فضای وسیعی بدون پارتیشن و یا انواع بارگذاری‌ها را دارند، ممکن است در اثر حرکت ساکنین ارتعاشات ناخوشایندی ایجاد شود. سقف‌های با طول دهانه‌های کوچکتر از  $20\text{ ft}$  و بزرگتر از  $35\text{ ft}$  به ندرت این مشکل را خواهند داشت، مگر در مورد دهانه‌های بسیار بلند با فرکانس طبیعی پایین. از طرفی سقف‌هایی که دارای تعدادی پارتیشن و یا سایر وسائل زندگی را دارند، معمولاً عملکرد مناسب داشته و ضعف ارتعاشی در اثر حرکت ساکنین را نخواهند داشت. در حال حاضر روش مرسوم و جهانی جهت ارزیابی این مشکل وجود ندارد. مطالعات آقایان Galambos (1988) و Murray (1975, 1981, 1991) و Murray and Hendrick (1977) شامل روش‌های طراحی می‌باشد که احتمال وقوع این مشکل در سقف‌ها در نظر گرفته شده است. یک روش به منظور ارزیابی عملکرد سقف ساخته شده با تیرچه‌های دارای جان باز، در کتاب *Vibration of Steel Joist-Concrete Floor Slabs* نوشته Galambos (1988) توسط انجمن تیرچه‌های فلزی

(SJI) چاپ شده است. این روش که برای سقف‌های با تیرچه با جان باز مناسب می‌باشد در اینجا توضیح داده خواهد شد. تعدادی از ضوابط مختلف برای تخمین مسائل لرزشی مطرح شده است. Murray (1981) روش‌های زیادی را در این مورد بررسی نمود و مشخص شد که نتایج این روش‌ها معمولاً با هم اختلاف دارد. دو روش از آن‌ها توضیح داده می‌شود. یکی از آن‌ها در چاپ Steel Joist Institute (1988 Galambos) و دیگری روش پیشنهادی Murray در کتاب‌های: "Acceptability Criterion for Occupant Induced Floor Vibrations (1981)" و "Floor Vibrations" (1991) مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین یکی از گزارشات ASCE (1986) تحت عنوان:

"Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs (ASCE 1986)" معیار پذیرشی را معرفی می‌نماید که مشابه کار انجام شده توسط Murray می‌باشد. رابطه زیر توسط آقایان Wise And Parmelee به عنوان معیاری در لرزش کف‌ها، ناشی از رقص و دویدن و عملیات مشابه، ارائه گردیده:

$$R = 5.08 \left( \frac{fA_o}{D^{0.217}} \right)^{0.265}$$

که در آن :

$f$  = فرکانس طبیعی ارتعاش، cps

$A_o$  = دامنه ارتعاش، in

$D$  = درصد میرایی بحرانی

می‌باشد.

معیار پیشنهادیِ موسسه SJI نیز به صورت زیر است :

$R = 2.5$  : ارتعاشات چندان محسوس نیست.

$R = 3.5$  : ارتعاشات مشخصاً محسوس است.

$R = 4.5$  : ارتعاشات به شدت محسوس است

این مقادیر معتدل تر از آنچه در مقاله Wiss & Parmelec (1974) آمده است می باشد. همچنین Galambos محاسباتی را عرضه نمود که در آن ضوابط Murray که در ادامه می آید، مورد قضاوت قرار می گیرد.

روش Murray (1975, 1981) به نظر اغلب مهندسان طراح قابل اطمینان ترین و در عین حال ساده ترین روش در این مورد است. در این روش حد پایین میرایی لازمِ سقف از رابطه زیر بدست می آید:

$$D = 35A_0f + 2.5$$

که در آن :

$D$  = درصد میرایی بحرانی

$A_0$  = دامنه ارتعاش سقف در اثر ضربه پاشنه

$f$  = اولین فرکانس ارتعاش طبیعی سقف

این روش ساده ای برای استفاده مهندسین می باشد و حد پائین درصد میرایی بحرانی لازم را نتیجه می دهد. بررسی های Murray روی رفتار 91 سیستم سقف انجام شده است. بعضی از مهندسین اعتقاد دارند که این روش برای سیستم های متنوع پوشش نتایج بهتری را عاید می کند. در بعضی اوقات طراحی سقف ها به منظور کاهش ارتعاشات ناشی از حرکت ساکنین موضوعی متناقض نما می باشد. به عنوان مثال در

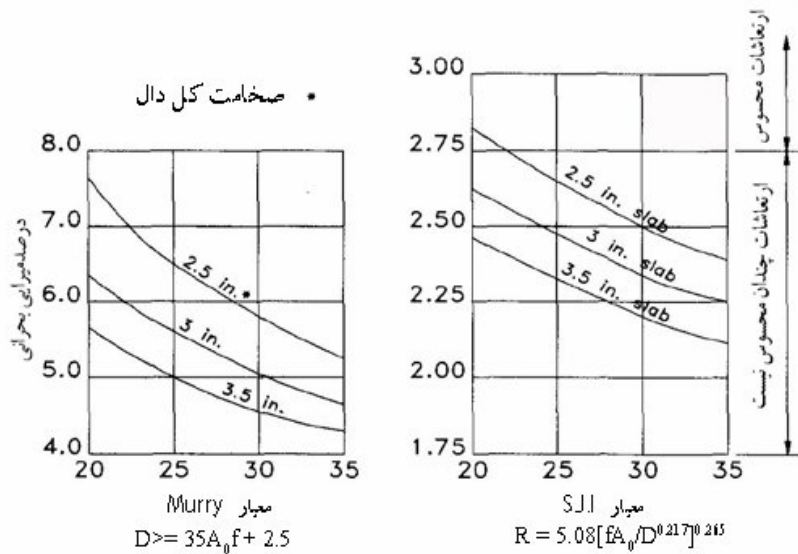
صورتیکه تیر سقف را به منظور افزایش سختی آن سنگین تر انتخاب شود، در اغلب موارد افزایش فرکانس ارتعاش، اثر بیشتری در مقایسه با کاهش دامنه نوسان بر جای می‌گذارد.

در نتیجه مقدار  $(R)$  و درصد میرایی لازم  $(D)$  به جای کم شدن، افزایش می‌یابند. بنابراین افزایش اندازه تیر به منظور کاهش ارتعاشات سقف نتیجه معکوس به همراه دارد.

پیامدهای لرزش با ازدیاد دهانه به طور معکوس تغییر می‌یابد. اگر طول دهانه افزایش یابد، میزان  $R$  سقف و درصد میرایی بحرانی لازم  $D$  هر دو کاهش می‌یابد. تیرچه‌های سیستم کف با طول  $20\text{ft}$  و کمتر، با مسائل لرزشی روبه‌رو نیستند. در شکل ۱۴ هر یک از دو معیار میرایی بحرانی Murray و پیشنهاد SJI به صورت نموداری برای سه ضخامت مختلف از دال رسم شده‌اند. مقادیر معیار SJI با فرض میرایی بحرانی 0.04 رسم شده است.

در رسم این نمودار تیرچه‌های با ابعاد و فواصل مختلف مورد بررسی قرار گرفتند و مشخص شد که معیار  $R$  تابعی از ابعاد و فواصل تیرچه‌ها نمی‌باشد. با توجه به نمودارهای شکل ۱۴ مشخص است که با افزایش ضخامت دال یا طول دهانه هر دو پارامتر  $R$  (معیار SJI) و میرایی لازم به سرعت کاهش می‌یابند.





شکل-۱۶ ارزیابی ارتفاعات سقف ساخته شده با تیرچه فلزی

به صورت مشابه، با افزایش طول دهانه و کاهش فرکانس طبیعی به کمتر از  $3.0\text{hz}$  مشکل ارتعاشات ناخوشایند می‌تواند بسیار حاد شود. به عنوان مثال یک سقف با تیرچه‌های از نوع  $52\text{DLH}$  و دهانه  $90\text{ft}$  به فواصل  $3\text{ft}$  و دال بتنی  $3\text{in.}$  و عرشه فولادی که بار کل  $100\text{psf}$  را تحمل می‌کند ( $30\text{psf}$  بار زنده و  $70\text{psf}$  بار مرده)، دارای فرکانس طبیعی  $2.6\text{cps}$  می‌باشد و با در نظر گرفتن  $4\%$  میرایی، پارامتر  $R$  برای این سقف برابر  $1.97$  بدست می‌آید.

ظاهراً، با در نظر گرفتن روش  $\text{Wiss and Parmelee}$  این سقف مورد قبول است. اگرچه بارگذاری‌هایی که تکرری نزدیک به فرکانس طبیعی این سقف دارند (همانند فعالیت‌هایی مانند رقص) ممکن است اثرات مخربی بر این سقف داشته باشد. بنابراین برای دهانه‌های بلند که محل تجمع و فعالیت‌های گروهی است، بهتر است آنالیز لرزشی انجام شود و در صورت لزوم از میراگرها استفاده شود. این موضوع در هر یک از دو

کتاب SJI و همچنین ASCE که در فوق معرفی شد، بررسی شده است. (مخصوصاً توسط کتاب AISC بعنوان راهنمای طراحی لرزش کف‌ها ناشی از عملیات انسانی، که در مورد تاثیر لرزش پل‌ها و ستون‌ها نیز به طور دقیق به طرح موضوع پرداخته و تحت همین نام توسط این انتشارات ترجمه و چاپ شده در زمان چاپ این نشریه هنوز نشریه راهنمایی AISC به چاپ نرسیده بوده است. ولی تجربیات مترجم برآنستکه بارعایت بند ۹-۱۴-۲-۶-۲ مبحث نهم مقررات ملی جدول ۹-۱۴-۲، در مورد ضخامت سقف‌ها، در صورتیکه پل‌های ساختمان مشکلی نداشته باشند، لرزش سقف‌ها در مورد انواع سیستم تیرچه و بلوک، که جان تیرچه در بتن محاط شده، قابل احساس نخواهد بود.م)

## ۵- طراحی برای بار باد

طراحی سیستم‌های سازه‌ای برای تحمل بارهای باد یکی از جالب‌ترین کارهایی است که مهندس طراح در زندگی حرفه‌ای خود با آن روبرو می‌شود. تعداد راه حل‌ها برای چنین مسائلی در حقیقت بی‌نهایت است و طراح با توجه به قضاوت مهندسی می‌تواند روش‌های جدید و راه حل‌های منحصر به فردی جهت طراحی سازه‌های بلند مرتبه ارائه دهد. طراحی سازه‌ها برای بارهای باد متضمن نوعی از طراحی است که علی‌رغم تحمل نیروهای ناشی از باد، هزینه ساخت سازه نیز مثل همیشه کاهش یابد و همچنین

سطح عملکردی مورد نیاز تامین شود. به عنوان مثال برای سازه‌ای که کاربری بیمارستانی دارد، سطوح عملکردی بالاتری مد نظر قرار می‌گیرد تا بارهای ناشی از باد، ارتعاشات ناخوشایندی برای بیماران ایجاد نکند.

از طرفی برای یک ساختمان اداری بوجود آمدن ارتعاشات محدود با دوره بازگشت 5 و یا 10 ساله مشکل چندانی ایجاد نمی‌کند. بنابراین لازم است سطوح عملکردی مختلفی از نظر مقاومتی و سرویس دهی برای سازه‌های با کاربری متفاوت تعریف شود. مثلاً یک بیمارستان معمولاً از لحاظ مقاومتی برای بار باد با دوره بازگشت 100 ساله و برای جابجایی‌های حاصل از بار باد با دوره بازگشت 50 ساله کنترل می‌شود. یک ساختمان اداری نیز از لحاظ مقاومتی برای بار باد 50 ساله و از لحاظ جابجایی‌های مجاز برای طوفان‌های با دوره بازگشت 10 ساله کنترل می‌گردد. در هر حال جابجایی‌های ناشی از بار باد نبایستی به نمای ساختمان و نازک کاری آسیبی وارد نماید.

#### ۱-۵ مقادیر مجاز جابجایی افقی<sup>۴</sup> سقف

انتخاب یک محدوده معین برای جابجایی افقی ماکزیمم سازه، مسئله‌ای است که از زمان بوجود آمدن آسمان خراش‌ها و سازه‌های بلند مرتبه پیش روی مهندسان بوده. امروزه مشخص شده است که کنترل تغییر مکان جانبی سازه لزوماً به معنی مطمئن بودن از عملکرد بهتر ساختمان در برابر بارهای باد و عدم تاثیرات ناخوشایند بر ساکنین نیست. در ساختمان‌های بلند (دارای ارتفاع بیش از 100 متر) پارامتری که بایستی کنترل شود، شتاب جانبی ایجاد شده در بررسی اثر القائی حرکت باد است.

---

<sup>4</sup> Drift

تعداد طبقات	نسبت ابعادی	تنش ستونها				ضرب تنش جان
		طبقه				
		طبقه پایین	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه آخر	شاهتیرها و مهاربندها
10 HT=125	5/1	10.1	8.9	7.2	7.1	1.36
	7.5/1	8.1	7.1	5.7	4.5	1.36
	10/1	6.5	5.7	4.6	3.6	1.36
20 HT=250	5/1	8.2	7.2	5.8	4.0	1.36
	7.5/1	7.4	6.8	5.4	4.2	1.36
	10/1	6.3	5.5	4.4	3.1	1.36
30 HT=375	5/1	6.8	5.9	4.7	3.1	1.36
	7.5/1	6.6	5.8	4.6	3.0	1.36
	10/1	4.6	4.0	3.2	2.1	1.36

جدول ۶- مقادیر تنش بهینه مربوط به قابهای مهاربندی شده با بادبندهای K شکل

(جدول ۶ بر اساس آییننامه BOCA - سرعت با 70 مایل در ساعت راس بادبند K رو به بالا.)

برای ساختمان های زیر 25 یا 30 طبقه کنترل تغییر مکان جانبی نیز احتمالاً در آینده نزدیک اهمیت پیدا می کند.

در حال حاضر بررسی در تونل باد، توجیه اقتصادی در مورد ساختمان های کوتاه ندارد. دو مرجعی که در این رابطه به تفصیل صحبت کرده اند، به منظور مطالعه بیشتر معرفی می شوند:

“Structural Design of Tall Steel Buildings (CTBUH 1978)”

“Human Response to Tall Buildings Wind-Induced Motion (Reed, Hansen and van marke 1972)”  
مقادیر تغییر مکان جانبی مجاز در طول زمان بسیار متغیر بوده است (CTBUH 1979).

اخیراً در کمیته ASCE بخش طراحی سازه های فولادی تحقیقات و همچنین نظر سنجی گسترده ای از مهندسين طراح سازه انجام داد تا نتایجی را در این مورد بدست آورد

(ASCE 1988). این تحقیقات در گزارشی منتشر شده است. اما کمیته فوق فقط به نتایج نظر خواهی نپرداخته بلکه به ضمیمه پیشنهاداتی نیز در بیان نتایج ارائه کرده است.

نتیجه این نظر خواهی در هم و بر هم است. مهندسين باید در پاسخ به سوال

"مقدار مجاز تغییر مکان جانبی را چقدر انتخاب می‌کنید؟" نظر خود را اعلام می‌کردند.

در این سوال سی و چهار نوع مختلف از سازه‌ها و شرایط قرار گیری آنها در مقابل باد تعریف شده بود. در اغلب پاسخ‌ها، مقدار مجاز (تغییر مکان جانبی سازه تقسیم بر ارتفاع سازه) برای بار ناشی از باد در سطح بهره برداری برابر 0.0025 را جوابگو دانسته‌اند. با این حال کمیته فوق‌هیچگونه پیشنهادی در مورد مقدار مجاز تغییر مکان جانبی نداد. هدف از کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان علاوه بر جلوگیری از ایجاد احساس نامطلوب در ساکنین، جلوگیری از آسیب به نمای ساختمان و اتصالات نما به قاب ساختمان می‌باشد.

اتصالات نما به سازه باید به گونه‌ای باشند که تغییر مکان‌های جانبی را تحمل نمایند. رفتار ناشی از تغییر مکان افقی در سازه‌های بادبندی شده و بدون بادبندی به صورت مختصر در بخش بعد آمده است.

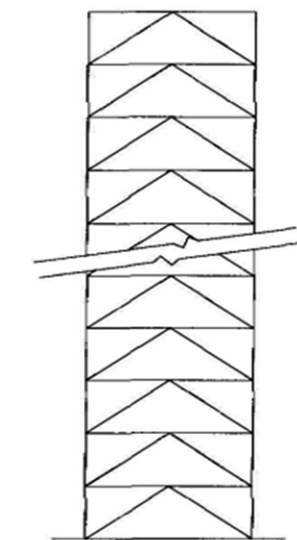
## ۲-۵ طراحی قاب‌های با بادبندی

معمولاً اقتصادی‌ترین روش برای تحمل بارهای ناشی از باد در ساختمان‌های چندین طبقه استفاده از قاب‌های بادبندی است. البته استفاده از بادبند باعث بوجود آمدن نیروهای برگشت<sup>۵</sup> زیادی حتی در ساختمان‌های 10 تا 15 طبقه می‌شود. در این مورد با استفاده از پی‌های عمیق که با نیروهای برگشت ایجاد شده مقابله می‌نمایند مشکل رفع

---

<sup>5</sup> Uplift

خواهد شد. البته به طور کلی استفاده از قاب‌های بادبندی به همراه سیستم‌های سازه‌ای دیگر مانند خرپاهای کلاهی (Hat) و کمر بندی (Belt) می‌تواند بهینه‌تر باشد. به عنوان مثال در شکل ۲۳ ترکیب سیستم بادبندی را ببینید. (منظور احتمالاً شکل ۲۴ می‌باشد.)



شکل ۱۵- نمای سیستم مهاربندی K شکل

طراحی اتصالات مفصلی قاب‌های بادبندی K (شکل ۱۵) با مقاطع بهینه با استفاده از روش پیشنهادی Baker (1987) در ساختمان دفتری (Skidmore) شیکاگو استفاده شده است. روش‌های مشابه نیز توسط سایر مهندسين استفاده شده است. آقای Baker بر مبنای یک فرض کلاسیک پیشنهاد نمود:

$$A_i = \sqrt{\frac{p_i n_i}{\beta}}$$

که در آن :

$$\begin{aligned} A_i &= \text{مساحت بهینه مقطع عضو بادبندی} \\ p_i &= \text{نیروی عضو } i \text{ در اثر بارگذاری خارجی} \\ n_i &= \text{نیروی عضو } i \text{ در اثر بارگذاری مجازی} \\ \beta &= \text{پارامتر مجهول} \end{aligned}$$

مراحل محاسبه سطح مقطع بهینه بادبندها به صورت ذیل است:

- ۱- محاسبه نیروی اعضاء در اثر بارگذاری خارجی.
  - ۲- محاسبه تنش اعضاء در اثر بار مجازی. این بار در محل و جهت و نقطه‌ای وارد می‌شود که خواستار بهینه شدن جابجایی آن نقطه هستیم.
  - ۳- محاسبه سطح مقطع اعضاء ( $A_i$ ) با فرض  $\beta = 1$ .
  - ۴- محاسبه جابجایی سازه در محل اعمال بار مجازی با استفاده از سطح مقاطع ( $A_i$ ) محاسبه شده با فرض  $\beta = 1$ .
  - ۵- اصلاح سطح مقطع اعضاء ( $A_i$ ) با ضرب آن در کسر (جابجایی مورد نظر تقسیم بر جابجایی محاسبه شده) با فرض  $\beta = 1$ .
- مثالی از روش فوق در بخش ۳-۶ ارائه شده است. در این مثال شاخص جابجایی ( $DI$ ) به صورت زیر تعریف و مقدار مجاز آن برابر 0.0025 فرض شده است.

جابجایی کلی تقسیم بر ارتفاع کلی ساختمان = Deflection Index (DI)

همچنین برای سادگی، نیروی باد یکنواخت  $10\text{kips}$  در هر طبقه در نظر گرفته شده است. در این مثال، حل در جداول متوالی ارائه شده. ستون‌های این جداول شماره گذاری و نامگذاری شده است، به صورتیکه می‌توان هر ستون را به عنوان یک متغیر در برنامه کامپیوتری تعریف نموده و حل را با استفاده از کامپیوتر انجام داد. الگوریتم مورد استفاده در تعیین جابجایی خرپا مشابه الگوریتم مطرح شده در کتاب:

Plastic Design of Braced Multistory Steel Frames (AISI, AISC 1986)

است. لازم به ذکر است سطح مقطع محاسبه شده از روش فوق فقط با توجه به جابجایی جانبی ساختمان بهینه شده است و مقاومت هر یک از اعضاء برای ترکیب بارهای مختلف بایستی کنترل گردد. واضح است که سطح مقطع بهینه اعضاء در طبقات بالائی کمتر از آنچه که برای مقاومت سازه لازم است می‌باشد، بنابراین جابجایی نهایی ساختمان کمتر از شاخص جابجایی فرض شده، بدست می‌آید. این روش برای بهینه سازی طراحی هر سازه خرپایی - مفصلی دیگر نیز قابل استفاده است.

نکته مهم در طراحی بادبندهای  $K$  شکل آن است که راس این اعضاء به سمت بالا باشد. جابجایی جانبی یک ساختمان 10 طبقه (شکل ۱۶) با نسبت ارتفاع به پهنای  $\frac{7.5}{1} = \frac{125}{16.66}$  و با استفاده از تنش متوسط بدست آمده از جدول ۱ در بخش ۶-۳ حداکثر برابر  $3.8\text{in}$  بدست آمده است، بنابراین شاخص جابجایی آن برابر است

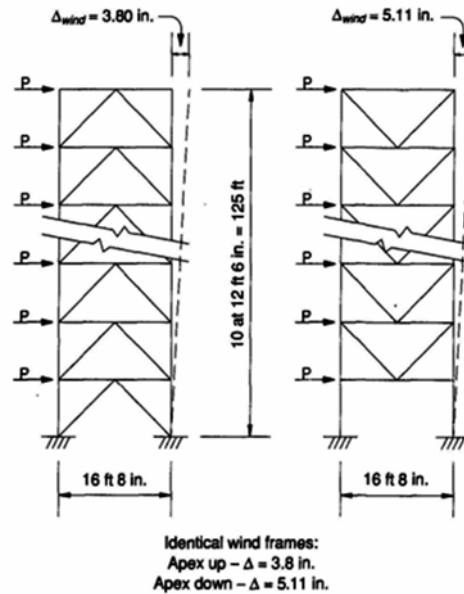
$$DI = \frac{3.8/12}{125} = 0.00253 \quad \text{با:}$$

با در نظر گرفتن همان قاب که رأس بادبندهای  $K$  شکل آن رو به پایین است، مقدار جابجایی برابر با  $5.11\text{in}$  و شاخص جابجایی برابر مقدار زیر بدست می‌آید:

$$DI = \frac{5.11/12}{125} = 0.00341$$



ملاحظه می‌شود که صرفاً به دلیل تغییر در جهت قرار گیری بادبند، جابجایی جانبی 35 درصد افزایش یافته است.

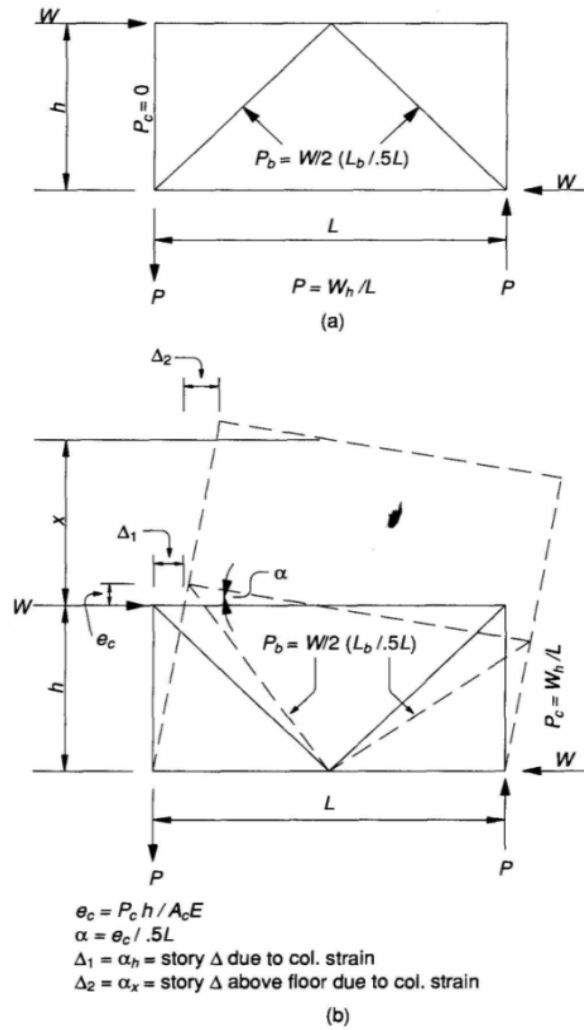


شکل ۱۶ - مقایسه جابجایی جانبی قاب در اثر بار باد

هنگامیکه رأس بادبندهای  $K$  شکل رو به بالا است، تغییر شکل ستون‌های آن طبقه نقشی در جابجایی جانبی آن طبقه ندارد. شکل ۱۷ تغییر مکان جانبی ناشی از تغییر شکل ستون‌ها در یک طبقه از قاب را نمایش می‌دهد. در شکل (۱۷-الف) که رأس بادبند  $K$  شکل رو به بالا قرار دارد، نیروی ایجاد شده در ستون‌ها در اثر برش وارد به آن طبقه صفر است و تمام نیروی برشی توسط بادبندها تحمل می‌شود. بنابراین تغییر شکل در ستون‌ها ایجاد نمی‌شود و در نتیجه چرخشی نیز در این طبقه به علت تغییر

<sup>6</sup> Strain

شکل ستون‌ها بوجود نمی‌آید. در شکل (۱۷-ب) رأس بادبند رو به پایین است و همانطور که در شکل نمایش داده شده در ستون‌ها نیروی محوری ایجاد می‌شود و باعث تغییر شکل (محوری) ستون‌ها و پیچش طبقات و جابجایی جانبی طبقه می‌گردد.



شکل ۱۷- تغییر مکان مهاربند K شکل ناشی از تغییر طول ستون

تغییر مکان طبقات بالاتر نیز به علت چرخش طبقات زیرین بیشتر می‌شود. که برابر است با فاصله از طبقه پایینی در چرخش طبقه پائین  $[\delta_2 = (h+x) \times (\delta_1/h)]$  م. این پدیده در ساختمان‌های بلند کمتر دیده می‌شود.

### ۳-۵ قاب‌های بدون بادبندی

در این بخش یک روش مستقیم برای طراحی قاب‌های خمشی بدون بادبند ارائه شده است. این روش برای دامنه وسیعی از انواع این قاب‌ها بکار گرفته می‌شود که در آن‌ها اعضاء به صورت مقید تعریف شده است و در طراحی به روش مقاومت مجاز (ASD 1978) و همچنین طراحی به روش بار و مقاومت ضریب‌دار (LRFD 1986) قابل استفاده است، اگرچه استفاده از این روش در طراحی به روش LRFD ساده‌تر است و در ادامه نیز فقط به این مورد اشاره می‌شود.

این روش دو پیش شرط دارد:

• شرط اول به حداقل رساندن تعداد قاب‌های خمشی در مدل سازه‌ای است. شکل ۱۸ پلان قاب بندی یک ساختمان اداری را نشان می‌دهد که قسمتی از آن در بخش ۴-۶ به عنوان مثال مورد طراحی واقع خواهد شد.

در این مدل، قاب‌های محیطی خمشی انتخاب شده‌اند تا نیروی باد در راستای شرقی-غربی را تحمل کنند. این موضوع باعث کاهش اتصالات قاب‌های خمشی و اقتصادی تر شدن طرح خواهد بود. قاب‌های محیطی، به صورت خرپاهایی با ارتفاع زیادتر می‌باشند تا از نظر اقتصادی مقرون به صرفه‌تر باشند.



شکل ۱۸ - پلان یک ساختمان اداری

- شرط دوم آن است که نسبت سختی ستون به تیر کمتر از 1.5 باشد:

$$\frac{I_c / L_c}{I_g / L_g} \leq 1.5$$

که در آن:

$I_c$  = ممان اینرسی ستون (حول محور قوی)

$L_c$  = طول ستون

$I_g$  = ممان اینرسی تیر (حول محور قوی)

$L_g$  = طول تیر

قاب بادبندی شده ( از نوع  $K$  ) که در شکل ۲۵ آمده است، برای مقابله با بارهای وارده باد در جهت شمالی- جنوبی پیش بینی شده است.

معمولاً نسبت  $r_x/r_y$  در ستون‌هایی که از مقاطع فولادی نورد شده معمول ساخته شده- اند، بیش از 1.5 است و اگر نسبت  $(I_c/L_c)/(I_g/L_g)$  کمتر از 1.5 باشد، با احتساب ضریب طول موثر کماتش ستون ( $K$ ) که از نمودار شکل ۲۶ بدست می‌آید، کمتر از 1.5 می‌شود. در مثال داده شده، نیروی مقابله شمالی- جنوبی با بادبندی  $K$  تامین می‌شود. در نتیجه با رعایت این شرط در طراحی قاب‌های شمالی- جنوبی مقدار  $K_y$  برابر 1 خواهد بود. ضمناً نیروی پایداری می‌تواند بوسیله قاب‌های خمشی مقابله شود.

برای طراحی قاب‌های بدون بادبندی نیازی به محاسبه ضریب طول موثر کماتش ( $K$ ) نیست، چرا که برای طراحی قاب‌های بدون بادبندی به روش P- Delta که در آئین نامه LRFD (فرمول H1-5) در محاسبه مقدار  $P_{ex}$ ، پارامتر  $K_x$  برابر 1 فرض می‌شود. همانطور که در ابتدای این بخش اشاره شد، این روش هم در طراحی به روش مقاومت مجاز (ASD) و هم در طراحی به روش بار و مقاومت ضریب‌دار (LRFD) قابل استفاده است، اگرچه استفاده از این روش در طراحی به روش ASD به دو دلیل اقتصادی نیست:

دلیل اول اینکه در بخش 1.8 از آیین نامه ASD مشخص شده، مقدار  $F'_{ex}$  بر اساس  $KL/r_x$  و  $K > 1.0$  محاسبه شود و ضریب تشدید لنگر  $C_m / (1 - (f_a / F'_{ex}))$  هم به لنگر قاب‌های با بار ثقلی (بدون حرکت جانبی) و هم به قاب‌های با بار باد (با حرکت جانبی) اعمال می‌شود. در حالیکه در روش LRFD ضرایب تشدید متفاوتی برای لنگر قاب‌های دارای حرکت جانبی آزاد و قاب‌های بدون حرکت جانبی تعریف شده است.

در قاب‌های غیر متقارن ممکن است تغییر مکان جانبی قابل توجهی در اثر بار ثقلی تنها بوجود آید که باید در طراحی مورد نظر قرار گیرد. دلیل دیگر اینکه، در روش LRFD ترکیب بارهای تعیین کننده در قاب‌های بدون بادبندی (مهاربند) معمولاً دو ترکیب بار زیر است:

$$\begin{aligned} &1.2D + 1.6L + 0.5S \\ &1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5S \end{aligned}$$

اثر کاهش ضریب بار زنده از 1.6 به 0.5، در ترکیب بار دوم، که نیروی باد حضور دارد، بسیار قابل توجه است و بسیاری از ستون‌ها که بارگذاری بحرانی آن‌ها در روش ASD، بار باد بعلاوه بار ثقلی بوده است، در روش LRFD ( روشی که در ادامه توضیح داده می‌شود) صرفاً بر اساس ترکیب بار ثقلی طراحی می‌شوند. (گزینه ترکیب بارگذاری اول.م)

نکته کلیدی در این روش، محاسبه حداقل ممان اینرسی اعضاء به منظور کنترل جابجایی نهایی در مقایسه با شاخص جابجایی ( $DL$ ) است. جابجایی نهایی از فرمول قدیمی زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta = \frac{H}{\frac{12E}{(L_c)^2} \left( \sum_1^n \left( \frac{I_c}{L_c} \right) / 1 + 2 \left( \frac{I_c / L_c}{\sum \frac{I_b}{L_b}} \right) \right)}$$

می توان پارامترهای زیر را بدست آورد:

$$K = 2S/n \quad (1)$$

$$K_b = SK_c / (nK_c - S) \quad (2)$$

$$K_c = S / (n - (S/K_b)) \quad (3)$$

که در آن ها :

$$\text{ضریب سختی} = \sum HL^2_c / 12E\delta = S$$

$K$  = مقدار متوسط  $I/L$  لازم برای ستون ها و تیرها،  $in^4$  (به نظر می رسد که این  $in^3$  باید باشد.م)

$K_b$  = مقدار  $I/L$  متوسط لازم برای تیرها با توجه به مقادیر بدست آمده متوسط  $I/L$  برای ستون ها،  $in^4$  (به نظر می رسد که این  $in^3$  باید باشد.م)

$K_c$  = مقدار  $I/L$  متوسط لازم برای ستون ها با توجه به مقادیر بدست آمده متوسط  $I/L$  برای پل ها،  $in^4$  (به نظر می رسد که این  $in^3$  باید باشد.م)

$n$  = تعداد چشمه ها

$L_c$  = ارتفاع طبقه،  $in$ .

$L_b$  = طول تیر،  $in$ .

$E$  = مدول الاستیسیته،  $ksi$

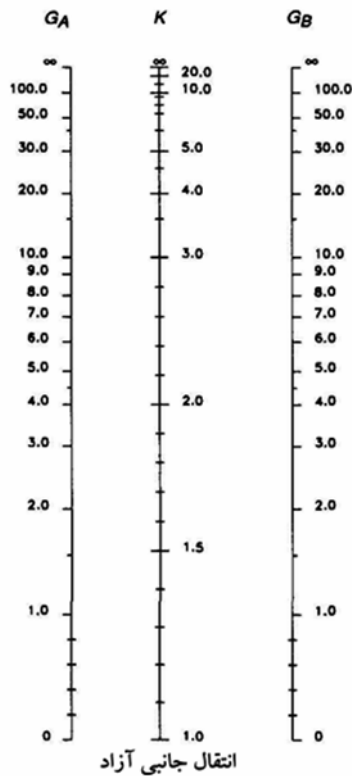
$\delta$  = جابجایی طبقه،  $in$ .

$\sum H$  = برش کل طبقه ناشی از بار باد،  $kips$

اندیس‌های  $A$  و  $B$  گره‌های دو سر ستون مورد بررسی را نشان می‌دهند.  $G$  نیز به صورت زیر تعریف شده است:

$$G = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_g / L_g}$$

که در آن  $\sum$  به معنی جمع سختی تمام اعضایی است که داخل صفحه اتصال قرار دارند، که کمانش ستون در آن صفحه مد نظر است، و همچنین به آن گره به صورت گیردار متصل هستند.  $I_c$ ، ممان اینرسی ستون و  $L_c$  طول مهار نشده ستون است.  $I_g$  و  $L_g$  به ترتیب برابر است با ممان اینرسی و طول مهار نشده پل و یا هر عضو دیگر که تغییر مکان جانبی ستون را در صفحه کمانش مهار نموده است.  $I_c$  و  $I_g$  حول محوری عمود بر صفحه که در آن کمانش مورد مطالعه است، گرفته می‌شود. برای ستون‌هایی که به صورت مفصلی به شالوده اتصال دارند، از لحاظ تئوریک مقدار  $G$  برابر بینهایت است، اما چون مفصل ایده آل در واقعیت وجود ندارد، مقدار  $G$  برابر 10 و برای ستون‌های با اتصال گیردار به شالوده برابر 1 در نظر گرفته می‌شود. انتخاب مقادیر کمتر از 1 باید بوسیله قضاوتی مبتنی بر آنالیز صورت گیرد.



شکل ۱۹- نمودار تعیین طول موثر ستون‌ها در قاب‌های یکسره



با استفاده از معادلات ۱، ۲ و ۳ می‌توان سختی متوسط کلیه اعضاء قاب را به منظور کنترل جابجایی نهایی بدست آورد. جابجایی نهایی نیز با شاخص جابجایی ( $DI$ ) که قبلاً تعریف شد، کنترل می‌شود.

روش گام به گام برای کنترل جابجایی نهایی و محاسبه  $DI$  به صورت زیر است:

۱- محاسبه اندازه پل بادبندی برای بارهای ثقلی و لنگر خمشی حاصله ستون‌ها برای تعیین محدوده سختی ستون.

۲- محاسبه بارهای ضریب‌دار ستون برای سه ترکیب بارگذاری:

- بار مرده به تنهایی ( $DL$ )
- بار ثقلی ( $DL + LL$ )
- بار ثقلی و بار باد و یا بار مرده و بار باد (هرکدام مورد نظر باشد) ( $DL + LL + WL$ ) و یا ( $DL + WL$ )

۳- محاسبه بار باد.

۴- محاسبه ممان اینرسی لازم به منظور محدود کردن جابجایی نهایی به مقدار شاخص جابجایی ( $DI$ ).

۵- محاسبه ضرائب تشدید P-Delta برای بار و لنگر با توجه به شاخص جابجایی ( $DI$ ) مجاز برای پل‌ها و ستون‌های هر طبقه. (برای توضیح بیشتر فاکتور  $B2$  را در بخش  $H1.2.2$  آیین نامه LRFD ببینید.)

۶- محاسبه اولیه ممان‌های ناشی از نیروی باد در ستون‌ها و پل‌ها. مثلاً با روش دستی پرتال معمولاً کافی است.

۷- انتخاب اولیه اندازه پل‌ها برای بارهای ثقلی و یا بار ثقلی به اضافه بار باد و یا حداقل ممان اینرسی‌های لازم.

۸- انتخاب اولیه اندازه ستون‌ها بر اساس نیروهای ناشی از بارهای ثقلی و یا نیروهای ناشی از بارهای ثقلی به اضافه بار باد و یا حداقل ممان اینرسی‌های لازم.

۹- تحلیل کامپیوتری قاب. توجه شود جابجایی نهایی نبایستی از شاخص جابجایی مجاز ( $DI$ ) بیشتر شود.

۱۰- کنترل مقاومت مقاطع انتخابی اعضاء.

در صورتیکه فقط کنترل جابجایی نهایی مد نظر باشد، می‌توان مرحله ۶ را حذف کرد. ضرایب تشدید لنگر و جابجایی در مرحله ۵ بر اساس شاخص جابجایی مجاز ( $DI$ ) فرض شده توسط طراح محاسبه می‌شوند و از آنجا که شاخص جابجایی نهایی از مقدار مجاز کمتر خواهد بود، نیازی به محاسبه مجدد ضرایب تشدید نیست. بایستی به این نکته اشاره نمود که ضرایب تشدید به نیروهای محوری و جابجایی‌ها نیز قابل اعمال است.

در طراحی نهایی ممکن است مقاطع برخی اعضاء با توجه به ملاحظات مقاومتی تغییر کنند. در صورت زیاد شدن مقاطع ستون‌ها می‌توان، سختی لازم برای پل‌ها را از معادله ۲ محاسبه نمود. اگرچه بایستی دقت نمود نسبت سختی ستون به سختی پل

$$(I_c/L_c)/(I_g/L_g)$$

کماکان کمتر از 1.5 باقی بماند تا نیازی به محاسبه ضریب طول موثر کمانش ستون ( $K$ ) از نمودار شکل ۱۹ نباشد.

با فرض نزدیک بودن مقادیر سختی (مقادیر  $I/L$ ) پل‌ها و ستون‌ها، اگر  $[(d_c^2/L_c)/(d_g^2/L_g)] > 1.0$  باشد، در اینصورت بزرگ کردن ابعاد ستون بهینه‌تر است. برعکس اگر نسبت فوق کمتر از 1.0 باشد، بزرگتر کردن مقطع پل‌ها اقتصادی‌تر است.

طراح بر اساس مهارت و تجربه می‌تواند روش فوق را بر مبنای نیاز اصلاح کند. به عنوان مثال، برخی طراحان ترجیح می‌دهند ستون‌ها را بر اساس ملاحظات مقاومتی طراحی نموده و سپس مقطع تیرها را با توجه به معادله ۲ محاسبه نمایند. البته همانطور که قبلاً هم اشاره شد بایستی توجه نمود نسبت سختی ستون به سختی پل  $(I_c/L_c)/(I_g/L_g)$  کماکان کمتر از 1.5 باقی بماند، در غیر اینصورت به منظور محاسبه مقاومت فشاری ستون‌ها بایستی ضریب طول موثر کمانش ستون ( $K$ ) از نمودار شکل ۱۹ بدست آید.

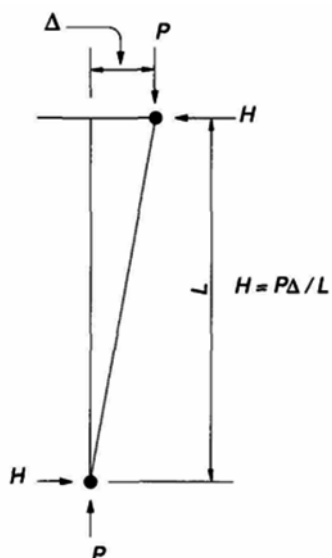
مثال طراحی بخش ۳-۶ مربوط به ساختمان 10 طبقه با کاربری اداری است که پلان قاب بندی آن در شکل ۱۸ نشان داده شده است. در این شکل المان‌های باربر جانبی برای بار باد در راستای شرقی-غربی به صورت قاب‌های خمشی محیطی<sup>۷</sup> هستند که در راستای محور شماره ۱ و ۶ قرار دارند و المان‌های بار بر جانبی در راستای شمالی-جنوبی قاب‌های بادبندی  $K$  شکل هستند و بار باد را تحمل می‌کنند (که محل قرار گیری آن‌ها بر روی خطوط  $C$  و  $D$  در شکل ۱۸ مشخص شده است). روش طراحی LRFD بر اساس پایداری قاب با استفاده از اثر تشدید ممان P-Delta (ضریب  $B2$  در بخش H1.2.2 مشخصات LRFD) می‌باشد. (به نظر می‌رسد بخش H1.2.a مورد نظر است.م)

با توجه به شکل ۲۰، نیروی افقی  $H$  به منظور پایداری ستون‌های قاب بادبندی لازم است، که این نیرو توسط اعضاء نگهدارنده و به واسطه خاصیت دیافراگم بودن دال سقف به این ستون‌ها منتقل می‌گردد. در طبقات بالا ستون‌ها و یا اندازه پل‌ها معمولاً به

---

<sup>7</sup> Spandrel

همان اندازه است که برای بار ثقلی طراحی می‌شود. این ستون‌ها برای ضریب طول موثر کمانش ( $K$ ) برابر با 1.0 طراحی می‌شوند.



شکل ۲۰- نیروز لازم برای پایدار نگه داشتن ستون‌های داخلی

روش طراحی قاب‌های خمشی نیز در بخش ۴-۶ تشریح شده است. البته محاسبات تا حد امکان خلاصه شده‌اند.

پیشنهادات برای هر صفحه به شرح زیر است:

صفحه ۱: تهیه اطلاعات در مورد بار و طراحی پل‌ها و تیرچه‌ها بر اساس روش LRFD

صفحه ۲: طراحی ممان پل‌ها در اثر بار ثقلی. فقط دو سیکل توزیع ممان نشان داده شده است. طراحی انتخابی است.

صفحات ۳ و ۴: جدول بار ستون‌های کناری و ستون‌های تیپ مربوط به قاب باد بندی محیطی.

صفحه ۵: محاسبه بار باد

صفحات ۶ و ۷: محاسبه سختی  $I/L$  لازم. به محدود نمودن ( $DI$ ) به عدد 0.0025 و ضریب تشدید ممان  $B2$  در هر ستون و هر طبقه. باید توجه داشت که بار قائم باید ضریب‌دار شود. بار باد ممکن است ضریب‌دار یا بی‌ضریب باشد در حالیکه ( $DI$ ) دارای ضریب بار می‌باشد.

صفحه ۸: انتخاب مقاطع پل و ستون برای کنترل تغییر مکان جانبی. حداکثر ضریب طول موثر حدود 1.4 می‌باشد.

صفحه ۹: تعیین ارتفاع قاب بادبندی از طریق آنالیز کامپیوتری برای بدست آوردن ممان و بار محوری ناشی از باد.

صفحه ۱۰: تهیه خلاصه تغییر مکان جانبی قاب در اثر بار باد و خلاصه طراحی نهایی پل. ملزومات بال تحتانی پل باد بندی (مهاربندی) نیز باید کنترل شود.

صفحه ۱۱: خلاصه طراحی بار نهایی ستون.

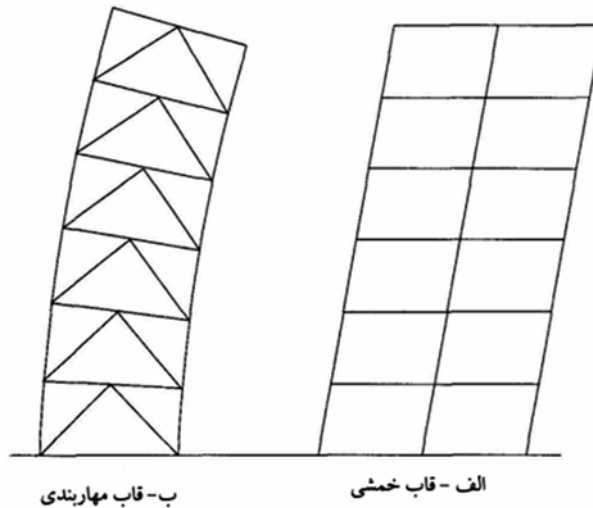
صفحه ۱۲ و ۱۳: طراحی نهایی دو ستون، یکی ستون کناری و دیگری ستون تیپ قاب محیطی.

اثر P-Delta را در روش ASD نیز می‌توان در نظر گرفت. بخش C2.2 این آیین نامه اجازه می‌دهد که یک روش منطقی برای تعیین پارامترهای طراحی به کار رود. در این صورت روش طراحی در ASD به جز در موارد زیر کاملاً مشابه LRFD است. اول اینکه طراحی با توجه به بارهای سرویس انجام می‌شود و به استثنای آنکه در هنگام محاسبه ضریب تشدید لنگر ناشی از اثر P-Delta بایستی ضریب 1.3 به مجموع

بارهای قائم اعمال شود. ممان برای قاب‌های با تغییر مکان جانبی و بدون تغییر مکان جانبی باید تشدید شود. این ضریب تشدید در معادله ترکیبی (6.1-1) می‌آید. و در نهایت ضریب طول موثر کمانش  $K_x$  بایستی در محاسبه  $F'_{ex}$  در نظر گرفته شود. (رابطه a.1.6.1 در واقع همان رابطه اندر کنش  $H1-1$  در آئینامه ASD جدید است و مولف آدرس آن را از آئینامه AISC 1978 داده است.م)

### ۵-۴ قاب‌های ویژه مقاوم در برابر باد

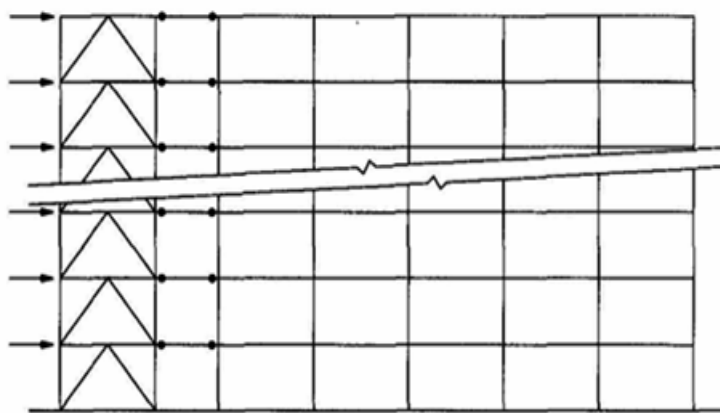
با ظهور کامپیوترهای پر سرعت در دهه اخیر، روند طراحی ساختمان‌ها نیز به کلی متحول شده است. همچنین با توسعه نرم افزارهای قدرتمند طراحی، امکان استفاده از روش‌های پیشرفته طراحی حتی در شرکت‌های کوچک نیز فراهم شده است. به عنوان مثال، امروزه مشاوران حتی برای طراحی پروژه‌های کوچک می‌توانند استفاده از بادبندها در نمای خارجی، طراحی ساختمان‌ها به روش رفتار لوله‌ای ساختمان‌ها، استفاده ترکیبی از قاب‌های خمشی، قاب‌های باد بندی و خرپاها را در نظر بگیرند. دانستن شکل کلی تغییر مکان جانبی قاب‌های خمشی (باد بندی نشده) و قاب‌های باد بندی شده می‌تواند در طراحی بهتر این سازه‌ها موثر باشد. همینطور قاب‌های باد بندی شده در ترکیب با خرپاهای کلاهی (hat) و کمر بندی (Belt). شکل‌های ۲۱a و ۲۱b نحوه تغییر مکان جانبی کلی قاب‌های خمشی و قاب‌های باد بندی را به ترتیب نشان می‌دهد. (البته انحناء اعضاء در این شکل نمایش داده نشده است.)



شکل ۲۱- شکل کلی تغییر مکان جانبی

قاب‌های بادبندی به صورت تیر طره تغییر شکل جانبی می‌دهند، به بیان دیگر، شیب قاب با افزایش ارتفاع بیشتر می‌شود. در قاب‌های بادبندی شده برای اعضایی که به اعضا بال دوخته شده‌اند، تغییر شکل جانبی برای آن‌ها مساوی با تغییر مکان برشی ناشی از تغییر طول در اعضا بادبندی می‌باشد و برای اعضایی که به اعضا بال دوخته نشده‌اند، مانند اعضا قاب خمشی پیرامون هسته بادبندی شده مرکز ساختمان، تغییر مکان مساوی با جابه جایی جانبی کلی آن طبقه است. با ازدیاد ارتفاع، تغییر مکان طبقه به طبقه افزایش می‌یابد. از طرف دیگر در قاب‌های خمشی تغییر مکان طبقات تقریباً با یکدیگر مساوی است و فقط در طبقات انتهایی بالای ساختمان جابجایی بین طبقه‌ای کاهش می‌یابد. ولی در قاب‌های بادبندی، تغییر مکان جانبی بین طبقه‌ای با افزایش ارتفاع بیشتر می‌شود.

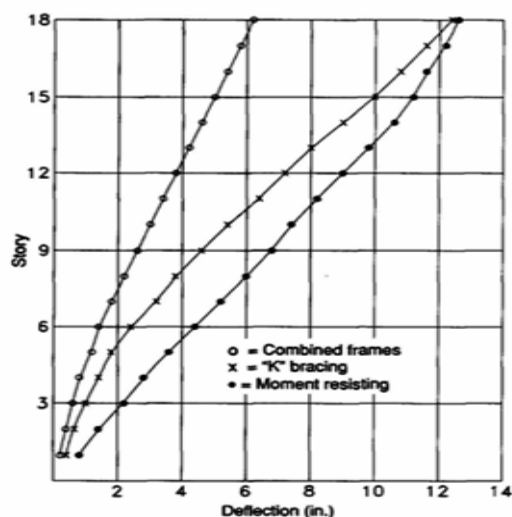
با ترکیب این دو سیستم، نتایج بسیار رضایت بخشی حاصل می شود. به عنوان مثال ساختمان 18 طبقه مرکب را که پلانی مشابه شکل ۱۸ دارد، در نظر بگیرید. مدل کامپیوتری این ساختمان همانطور که در شکل ۲۲ نشان داده شده، شامل قاب های خمشی است و قاب های بادبندی  $K$  شکل ترکیب شده است. قاب خمشی و قاب بادبندی مورد نظر هر کدام برای نصف بار کامل باد و با توجه به شاخص جابجایی  $DI = 0.0025$  طراحی شده اند.



شکل ۲۲- مدل کامپیوتری یک قاب مفصل شده

شکل ۲۳ نشان دهنده منحنی (رفتاری) قاب مقاوم خمشی به تنهایی و قاب بادبندی  $K$  به تنهایی و ترکیب دو قاب، که همگی با بار کامل باد مواجه هستند می باشد.





شکل ۲۳- تغییر مکان‌های قاب ترکیبی

قاب ترکیبی دارای حداکثر تغییر مکان در بالا معادل  $6.25in$  ( $DL = 0.0023$ ) برای کل بار باد می‌باشد. حداکثر تغییر مکان جانبی در بالای قاب تحت یک دوم بار باد مقدار  $6.48in$  و  $6.31in$  می‌باشد که به ترتیب برای قاب خمشی پیرامونی جانبی و قاب باد بندی (مهاربندی)  $K$  است.

بنابراین تغییر شکل جانبی ترکیبی کمی کمتر از آنچه انتظار می‌رود، باید باشد ( $6.25$  در مقابل  $6.39in$ ).

حداکثر مقادیر  $DI$  برابر  $0.0023$  و  $0.00267$  و  $0.00314$  به ترتیب برای قاب ترکیبی در مقابل کل بار باد و قاب خمشی در مقابل یک دوم بار باد و قاب باد بندی ( $K$ ) در مقابل یک دوم بار باد می‌باشد.

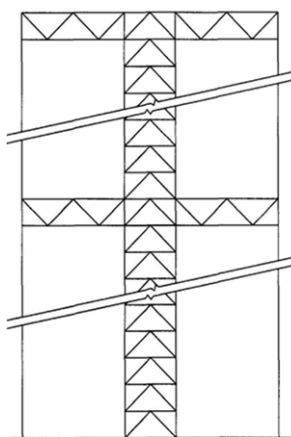
بیشینه ممان در پل قاب خمشی برابر  $204kip-ft$  است که در طبقه دوم و برای یک دوم بار باد رخ می‌دهد. و در سیستم مرکب  $158kip-ft$  در طبقه ششم کاهش می‌یابد.

همچنین بیشترین نیروی برکنش در قاب بادبندی برابر  $661\text{kips}$  بوده که به  $734\text{kips}$  در سیستم ترکیبی افزایش یافته است.

با توجه به تغییر شکل جانبی مشخص است که قاب بادبندی  $K$  بخش بیشتری از نیروی جانبی را در طبقات پایینی جذب می‌کند و به همین نسبت بخش کمتری را در طبقات بالایی به خود اختصاص می‌دهد.

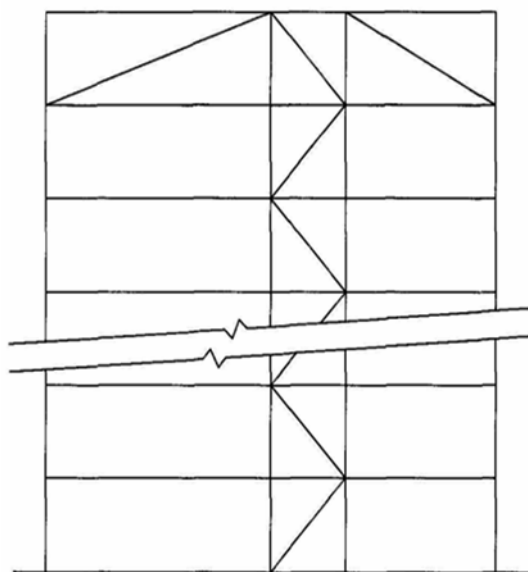
(در شکل ۲۳ منحنی تغییر شکل جانبی بار ترکیبی، اندکی شبیه حرف  $S$  می‌باشد.)

(بنظر می‌رسد منظور شکل ۲۶ بوده. م)



شکل ۲۴- قاب دارای مهاربندهای  $K$  شکل و خرپاهای hat , belt

استفاده از خرپاهای کمر بندی (belt) یا کلاهی (hat) در ساختمان می‌تواند کارآمدی قاب‌های بادبندی را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد (شکل ۲۴). به عنوان مثال شکل ۲۵ یک قاب بسیار لاغر بادبندی با نسبت طول به عرض دهانه  $12.4$  را نشان می‌دهد. با استفاده از بادبند کلاهی در طبقه انتهایی این قاب جابجایی ماکزیمم از  $4.26$  ( $DI = 0.0030$ ) به  $2.66$  ( $DI = 0.0019$ ) کاهش پیدا کرده است.

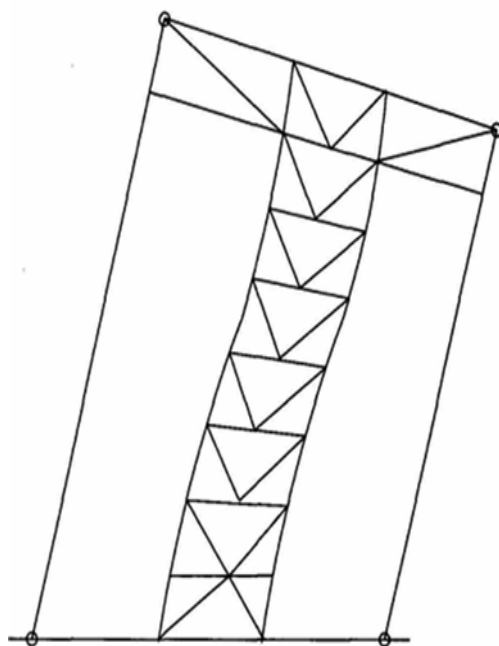


شکل ۲۵- قاب مفصل شده هسته آسانسور

هدف از کاربرد خرپاهای کلاهی و کمربندی، محدود نمودن چرخش قاب می‌باشد که به عنوان مثال در شکل ۲۶ نشان داده شده است. خرپاهای کلاهی در کاهش جابجایی جانبی ساختمان و کاهش نیروهای برگشت در ساختمان‌های نسبتاً کوتاه (10 الی 15 طبقه) بسیار موثر هستند.

خرپاهای کمربندی و کلاهی در کاهش چرخش قاب باد بندی درخمش، بسیار موثر است (شکل ۳۳).

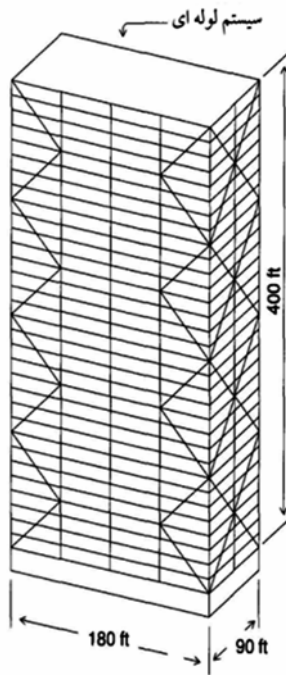
طراحی خرپاهای کمربندی و کلاهی توسط: McNabb & Muvdi (1977) و همچنین Taranath (1974) بیان شده‌اند.



شکل ۲۶- تغییر مکان یک قاب دارای خرپاهای کلاهی و کمربندی

استفاده از باد بندها در نمای ساختمان موجب عملکرد لوله‌ای سازه و کار آمدی بسیار خوب در تحمل نیروهای جانبی توسط قاب‌ها می‌گردد. مثال نمونه آن ساختمان Jhon Hancock در شیکاگو می‌باشد.

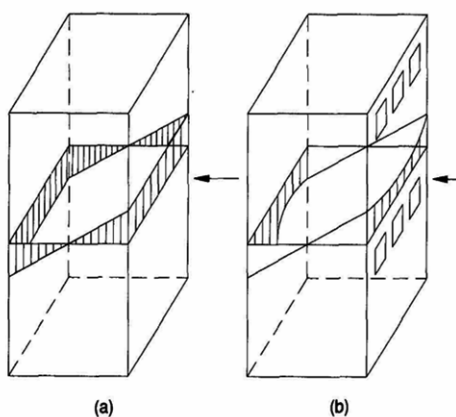
طراحی این سیستم مشابه با بادبندهای  $K$  شکل مرسوم، به استثنای آنکه عمق موثر اعضاء قاب‌های قائم معادل عرض سیستم باد بندی است، می‌باشد. (Colaco (1974) روشی را پیشنهاد نموده است که با استفاده از بادبندها (مهاربندها) در نمای ساختمان، سیستم سازه نیمه لوله‌ای در ساختمان‌های نیمه بلند ایجاد گردد (شکل ۲۷).



شکل ۲۷ - استفاده از مهاربند در نمای خارجی ساختمان

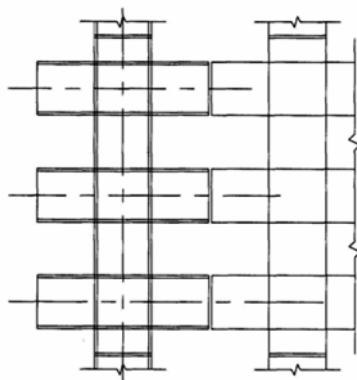
مفهوم عملکرد لوله‌ای در شکل‌های ۲۸a و ۲۸b نمایش داده شده است. شکل ۲۸a توزیع تنش در یک لوله با دیواره‌های توپر را نمایش می‌دهد. در یک ساختمان با سیستم قاب لوله‌ای، دیوارها به علت وجود پنجره‌ها، توپر نیستند و دارای بازشوها و پنجره‌ها می‌باشند. در نتیجه این بازشدگی‌ها و پدیده عقب افتادگی برش<sup>۸</sup>، در ارتباط با خمش پل‌ها و ستون‌ها در وجه رو به باد و پشت به باد کارآمدی اثر لوله‌ای کاهش می‌یابد (شکل ۲۸b).

<sup>8</sup> Shear lag



شکل ۲۸- نمای قاب‌های لوله ای

در ساختمان‌های بلند معمولاً دیوارهای خارجی بوسیله ستون‌های درختی (شکل ۲۹) قاب‌بندی شده‌اند. ستون‌های درختی معمولاً شامل مقاطع  $H$  برای ستون‌ها و تیرهای با تقاطع  $H$  که در کارخانه به صورت ساخته از ورق و یا مقاطع بال پهن عمیق نورد شده، بهم متصل می‌گردد. این ستون‌ها ممکن است دارای اتصالات برشی در وسط ستون‌ها باشند. ستون‌های درختی برای ساختمان‌های کمتر از 25 یا 30 طبقه از نظر اقتصادی مناسب می‌باشد.



شکل ۲۹- نمای ستون درختی

(Nair 1986) مفهوم اصلاح شده‌ای از طراحی سازه‌های لوله‌ای را ارائه نمود. در این روش با ایجاد لبه‌های نرم در ساختمان، نیروهای محوری در چهار گوشهٔ ساختمان متمرکز می‌شوند. در این روش با تمرکز نیروها در ستون‌های کناری، یک لوله با دیوارهای نرم را به وجود می‌آید.

## ۶- مثال های طراحی

### ۱-۶ طراحی تیر مرکب به روش بار و مقاومت ضریبدار (LRFD)

• اطلاعات اولیه:

$$L = 30\text{ft} \quad \text{فواصل} = 10\text{ft} \quad b = (30/8)2 = 7.5\text{ft}$$
$$f_c = 3.5\text{ksi} \quad F_y = 36.0\text{ksi} \quad \text{دال } 3\text{in. ارتفاع عرشه} + 3.25\text{in. دال}$$

• بارها:

$$\begin{array}{r} \text{بار زنده (LL)} \quad (1.6) \times 100 = 160 \\ \text{بار مرده (DL)} \quad (1.2) \times 60 = 72 \\ \hline \text{مجموع} \quad 160 \times (1.45) = 232 \text{ psf} \end{array}$$

• محاسبه کاهش بار زنده (BOCA 1987, Section 1115):

مساحت:

$$A_i = (10)(30)(2) = 600\text{sq. ft}$$

$$L = L_o(0.25 + 15/\sqrt{A_i}) = 100(0.25 + 15/\sqrt{600}) = 86\text{ psf}$$

$$100 - 86 = 14\text{ psf} \quad \text{میزان کاهش بار زنده:}$$

$$W = 10[232 - 14(1.6)]/1000 = 2.1\text{ kip/ft} \quad \text{بار وارده:}$$

$$M_u = 2.1 \times (30)^2 / 8 = 236.3\text{ kip-ft} \quad \text{ممان:}$$



به منظور آشنایی با فهرست علائم و اختصارات به آیین نامه LRFD رجوع نمایید.

انتخاب اولیه مقطع تیر:

$$\left[ \frac{M_u(12)}{(d/2 + Y_{con} - a/2)\phi F_y} \right] \quad \text{وزن تیر:}$$

(برای تعریف مقادیر فرمول به شکل صفحه بعد مراجعه شود. م)

برای  $M_u = 236.3 \text{ kip-ft}$  و  $Y_{con} = 3 + 3.25 = 6.25$  ، مقدار  $a$  برابر با 1.5 اینچ فرض می شود:

عمق اسمی مقطع	$\frac{M_u(12)(3.4)}{\phi F_y}$	$d/2$	$Y_{con} - a/2$	وزن تیر
14	315.1	1*	5.5	25.2
16	315.1	8	5.5	23.3
18	315.1	9	5.5	21.7

(\* عدد 7 صحیح می باشد. م)

مقطع  $W16 \times 26$  را با فرض پارامترهای ذیل کنترل می کنیم:

$$F_y = 36 \quad Y_2 = 5.5 \quad M_u (\text{لازم}) = 236.5$$

با توجه به جدول صفحه 23-4 از آیین نامه LRFD ، برای  $\sum Q_n = 242 \text{ kip}$  و

$$\phi M_n = 248 \text{ kip-ft} \quad \text{مقدار } a \text{ برابر است با:}$$

$$a = \frac{242}{(0.85)(3.5)(7.5 \times 12)} = 0.90 \text{ in.}$$

$$Y_2 = 3 + 3.25 - \frac{0.9}{2} = 5.8 \text{ in.}$$

بنابراین حدس اولیه مقطع تیر مناسب است.

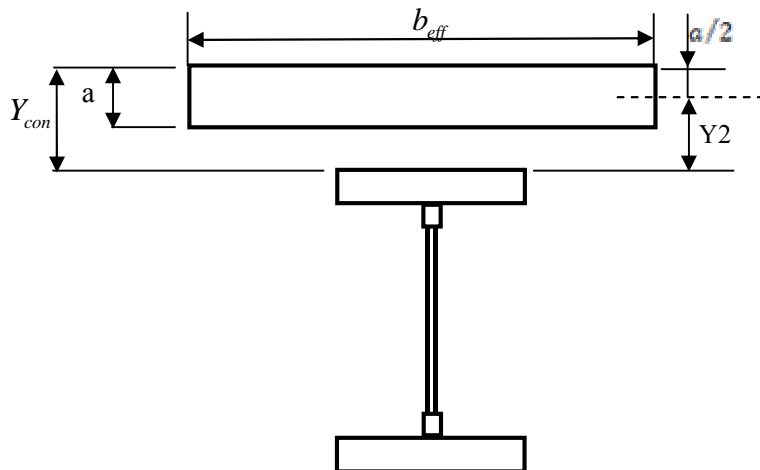
برای گل میخ هایی با قطر  $\frac{3}{4}in$  و بتن با مقاومت مشخصه  $f'_c = 3.5ksi$  و وزن بتن  $115pcf$ . از صفحه 7-4 آیین نامه LRFD تعداد گل میخ ها به صورت زیر محاسبه می شود:

$$Q_n = 19.8 \frac{kips}{stud}$$

$$\left( \frac{242}{19.8} \right) \times 2 = 26$$

تعداد گل میخ های لازم:

طراحی نهایی: ۲۶ عدد گل میخ به قطر  $\frac{3}{4}in$  ,  $F_y = 36ksi$  , Use W16x26



جدول صفحه ۲۳-۴ از آیین نامه LRFD :

$F_y = 36 \text{ ksi}$															
COMPOSITE DESIGN COMPOSITE BEAM SELECTION TABLE W Shapes															
$\phi = 0.85$ $\phi_b = 0.90$															
Shape	$\phi_b M_p$ Kip-ft	PNA <sup>c</sup>	$Y_1^a$ in.	$\Sigma Q_n$ Kips	$\phi M_n$ (kip-ft)										
					$Y_2^b$ (in.)										
					2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
W 18x40	212	TFL	0.00	425	329	345	360	375	390	405	420	435	450	465	480
			0.13	368	321	334	347	360	373	386	399	412	425	438	451
			0.26	311	312	323	334	345	356	367	378	389	400	411	423
			0.39	254	303	312	321	330	339	348	357	366	375	384	393
			0.53	197	293	300	307	314	321	328	335	342	349	356	363
			2.26	152	282	288	293	298	304	309	315	320	325	331	336
			4.27	106	265	269	273	277	280	284	288	292	295	299	303
W 18x35	180	TFL	0.00	371	285	298	311	324	338	351	364	377	390	403	416
			0.11	325	278	290	301	313	324	336	347	359	370	382	393
			0.21	279	271	281	291	301	311	321	331	340	350	360	370
			0.32	233	264	272	280	289	297	305	313	322	330	338	346
			0.43	187	256	263	269	276	283	289	296	303	309	316	323
			2.37	140	245	250	255	260	265	270	275	280	285	290	295
			4.56	92.7	227	230	233	237	240	243	246	250	253	256	260
W 16x36	173	TFL	0.00	382	268	282	295	309	322	336	349	363	377	390	404
			0.11	328	261	272	284	295	307	319	330	342	353	365	377
			0.22	273	252	262	272	281	291	301	310	320	330	339	349
			0.32	219	244	251	259	267	275	282	290	298	306	314	321
			0.43	165	234	240	246	252	258	264	270	275	281	287	293
			1.79	130	227	232	236	241	245	250	255	259	264	268	273
			3.44	95.4	215	219	222	226	229	232	236	239	243	246	249
W 16x31	146	TFL	0.00	328	231	243	254	266	278	289	301	313	324	336	347
			0.11	285	225	235	245	255	265	275	285	295	305	315	326
			0.22	241	218	227	235	244	252	261	269	278	286	295	303
			0.33	197	211	218	225	232	239	246	253	260	267	274	281
			0.44	153	204	209	214	220	225	231	236	242	247	253	258
			2.00	118	196	200	204	208	212	217	221	225	229	233	237
			3.79	82.1	183	186	189	192	195	198	201	204	207	209	212
W 16x26	119	TFL	0.00	276	193	203	212	222	232	242	252	261	271	281	291
			0.09	242	188	196	205	214	222	231	239	248	257	265	274
			0.17	208	183	190	197	205	212	220	227	234	242	249	256
			0.26	174	177	184	190	196	202	208	214	220	227	233	239
			0.35	140	172	177	182	187	192	197	202	206	211	216	221
			2.04	104	164	168	171	175	179	182	186	190	194	197	201
			4.01	69.1	151	154	156	159	161	164	166	169	171	173	176

a : فاصله لبه بالایی تیر فلزی تا محور خنثی پلاستیک  $Y_1$

b : فاصله لبه تیر فلزی تا مرکز نیروی موثر بال بتونی  $Y_2$

c : شکل ۳-۴ را برای محل محور خنثی ببینید

توضیح مترجم: رابطه  $\left[ \frac{M_u(12)}{(d/2 + Y_{con} - a/2)\Phi F_y} \right]$  که بعنوان وزن تیر در بالا قید شده، همانطور که از محاسبات ابعادی آن بر می آید مربوط به مساحت مقطع است و نه وزن مقطع با توجه به آنکه وزن مخصوص فولاد حدود  $490 \text{ lb/ft}^3$  می باشد و بنابراین وزن هر اینچ مربع فولاد در طول یک فوت برابر با  $490/12 \times 12 = 3.40 \text{ lb/in}^2/\text{ft}$  می باشد. عدد 3.40 باید در رابطه فوق به صورت ضریب در صورت کسر ذکر می - گردید.

## ۲-۶ کنترل خیز دراز مدت تیر مرکب (کنترل خزش)

• مشخصات تیر:

W16x31  $F_y = 36 \text{ ksi}$   $L = 30 \text{ ft}$  فواصل = 10 ft

با 32 عدد گل میخ به قطر 0.75 in.

$$A_s = 9.12 \text{ in}^2$$

مساحت تیر فولادی:

$$I_{xx} = 375 \text{ in}^4$$

ممان اینرسی تیر فولادی:

بارها:

بار زنده (LL)	100 Psf
3.25 in دال + 3 in عرشه	46 Psf
نازک کاری	5 Psf
فولاد	5 Psf
سایر	4 Psf

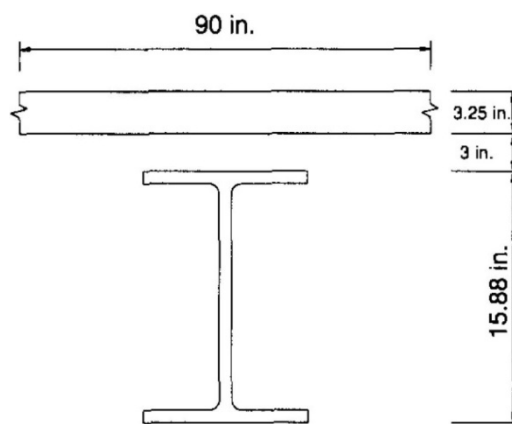
$$E_c = w^{1.5} \sqrt{f'_c} = (115)^{1.5} \sqrt{3.5} = 2307 \text{ ksi}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{2307} = 12.57 \quad \text{say } n = 13 \quad \text{ضریب برای افت الاستیک}$$

$$\frac{1}{2} E_c = 1154 \quad \text{ضریب برای افت خزش (creep)}$$

$$n = 12.57 \times 2 = 25.14 \quad \text{say } n = 25$$

محاسبه ممان اینرسی تیر برای بار گذاری کوتاه مدت (یعنی با در نظر گرفتن مقدار کامل  $E_c$ ):



$$A_c = 3.25 \times \frac{90}{13} = 22.5 \text{ in}^2$$

یافتن تار خنثی از طریق گرفتن ممان استاتیکی حول محور زیر بال تیر فولادی:

$$\bar{y} = \text{ممان استاتیکی مقطع تقسیم بر مساحت معادل} = \frac{22.5(15.88 + 3 + 3.25/2) + 9.12 \times 15.88/2}{22.5 + 9.12}$$

$$\bar{y} = \frac{533.8}{31.62} = 16.88 \text{ in.}$$

محاسبه  $I_x$  :

$$W16 \quad 375 + 9.12(16.88 - \frac{15.88}{2})^2 = 1104in^4$$

$$A_c \quad 22.5(15.88 + 3 + \frac{3.25}{2} - 16.88)^2 = 296.00 + \left[ (3.25)^3 \times (\frac{90}{13}) / 12 \right]$$

$$I_x = 1400$$

\*ترم داخل کرشه مربوط به نظر مترجم است. برای جلوگیری از وارد شدن در ادامه مثال، این مقدار را مترجم نیز منظور ننموده است. (م)

محاسبه ممان اینرسی تیر برای بارگذاری بلند مدت (یعنی با در نظر گرفتن نصف  $E_c$ ):

$$E_c = 0.5w^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.5(115)^{1.5} \sqrt{3.5} = 1154ksi$$

$$n = 25$$

$$A_c = 3.25 \times \frac{90}{25} = 11.7in^2.$$

یافتن تار خنثی از طریق گرفتن ممان استاتیک حول محور زیر بال تیر فولادی (به شکل صفحه قبل مراجعه شود)

ممان استاتیک مقطع تقسیم بر مساحت معادل  $\bar{Y}$

$$\bar{Y} = \frac{11.7 \left( 15.88 + 3 + \frac{3.25}{2} \right) + 9.12 \left( \frac{15.88}{2} \right)}{11.77 + 9.12} = \frac{312.3}{20.82} = 15.0in.$$

محاسبه  $I_x$  :

$$W16 \quad 375 + 9.12\left(15 - \frac{15.88}{2}\right)^2 = 830$$

$$A_c \quad 11.7\left(15.88 + 3 + \frac{3.25}{2} - 15\right)^2 * = 355$$

$$I_x = 1185$$

\* (توجه: به توضیح مترجم در مورد محاسبه ممان اینرسی افتادگی الاستیک صفحه قبل مراجعه شود. م)

محاسبه افتادگی کوتاه مدت و بلند مدت:

در محاسبات زیر فرض شده است  $10 \text{ psf}$  بار زنده در افتادگی دراز مدت موثر است و  $76 \text{ psf}$  از آن در محاسبه افتادگی ناشی از بارگذاری کوتاه مدت در نظر گرفته می-شود.

$$M_{LL} = 85.5 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_{DL} + 10 \text{ psf} = 78.8 \text{ kip} - \text{ft}$$

• با شمع بندی در حین ساخت:

$$\Delta_{LL} = \frac{ML^2}{161 \times I_{(n=13)}} = \frac{85.5(30)^2}{161 \times 1400} = 0.34 \text{ in.}$$

$$\Delta_{DL} = \text{بلند مدت} = \frac{ML^2}{161 \times I_{(n=25)}} = \frac{78.8(30)^2}{161 \times 1185} = 0.37 \text{ in.}$$

$$\text{افتادگی کل} = 0.71 \text{ in.}$$

• بدون شمع بندی در حین ساخت:

فرض می شود افتادگی ناشی از بار مرده با ایجاد پیش خیز صفر می شود و تنها بارهائیکه باعث افتادگی بلند مدت می شوند عبارتند از:

$$9 \text{ psf} (DL) + 10 \text{ psf} (LL) = 19 \text{ psf} \rightarrow M = \frac{w \times L^2}{8}$$
$$= \frac{19 \times 30^2}{8} \times \frac{1}{1000} = 21.4 \text{ kip} - \text{ft}$$

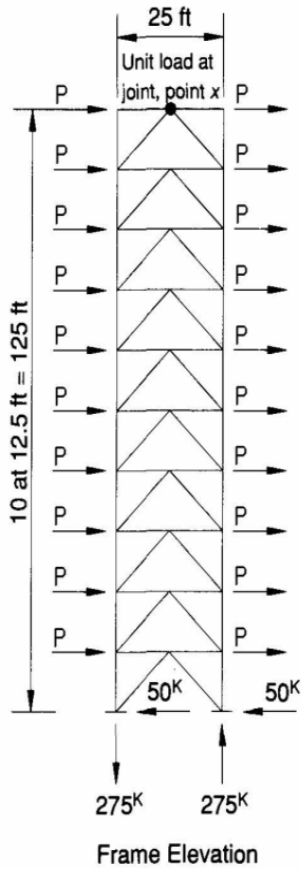
$$\Delta_{LL} = \frac{ML^2}{161 \times I_{(n=13)}} = \frac{85.5(30)^2}{161 \times 1400} = 0.34 \text{ in.}$$

$$\Delta_{DL+10 \text{ psf} (LL)} = \frac{ML^2}{161 \times I_{(n=25)}} = \frac{21.4(30)^2}{161 \times 1185} = 0.10$$

$$\text{افتادگی کل} = 0.44 \text{ in.}$$



### ۳-۶ بهینه سازی قاب با باد بندی $K$



$$P = 5^K \quad (10^K / FL)$$

$$\text{Target DI} = .0025 \text{ rad.}$$

(DI = deflection at  $x$  / total height) حداکثر تغییر مکان جانبی

Brace length (BRACEL) طول بادبند

$$= \sqrt{12.5^2 + 12.5^2} = 17.68 \text{ ft} = 212.1 \text{ in.}$$

$$\text{Column length} = 12.5 \text{ ft} = 150 \text{ in.}$$

طول ستون

$$\text{Bay length (L)} = 25 \text{ ft} = 300 \text{ in.}$$

طول دهانه

**Table 1.**  
**Member Loads (بار اعضاء)**

Col. No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Item	WINDF	STYSHR	STYMOM	COLP	GIRDP	BRACEP	COLP1	GIRDP1	BRACP1
FL(I)	0	0	0						
10	10	10	125	0	5	7.07	0	0	.707
9	10	20	250	5	10	14.14	.5	.5	.707
8	10	30	375	15	15	21.21	1.0	.5	.707
7	10	40	500	30	20	28.28	1.5	.5	.707
6	10	50	625	50	25	35.36	2.0	.5	.707
5	10	60	750	75	30	42.43	2.5	.5	.707
4	10	70	875	105	35	49.50	3.0	.5	.707
3	10	80	1,000	140	40	56.57	3.5	.5	.707
2	10	90	1,125	180	45	63.64	4.0	.5	.707
1	10	100	1,250	225	50	70.71	4.5	.5	.707

1 — WINDF: Story wind force (kip) نیروی باد طبقه  
 2 — STYSHR: Story wind shear = WINDF (I) + STYSHR (I + 1) برش باد طبقه  
 3 — STYMOM: Story moment = STYSHR (I) x HT (I) ممان طبقه  
 4 — COLP: Col. axial load = COLP (I + 1) + STYMOM (I + 1) / L بار محوری ستون  
 5 — GIRDP: Girder axial load = STYSHR (I) / 2 بار محوری تیر  
 6 — BRACEP: Brace axial load = STYSHR (I) / 2 x [brace L / (L / 2)] بار محوری باد بند  
 7 — COLP1: Col. virtual load = COLP (I + 1) + (1) x HT (I + 1) / L بار مجازی ستون  
 8 — GIRDP1: Girder virtual load = 1/2 = .5 بار مجازی تیر  
 9 — BRACP1: Brace virtual load = .5 x [brace L / (L / 2)] = .707 بار مجازی باد بند

HT (I) = Story height ارتفاع طبقه  
 L = Bay length (c.t.c. columns) طول دهانه (مرکز به مرکز ستون)  
 brace L = Brace length طول باد بند

Table 2. Member Areas and Strains $\lambda = 1.0$						
Col. No.	10	11	12	13	14	15
Item	COLAR	GIRDAR	BRACAR	COLD	GIRDD	BRACED
FL (l)						
10	0.0	0.0	2.24	0.0	.0231	0.0
9	1.58	2.24	3.16	.0164	.0327	.0231
8	3.87	2.74	3.87	.0200	.0401	.0283
7	6.71	3.16	4.47	.0213	.0463	.0327
6	10.0	3.54	5.00	.0259	.0572	.0366
5	13.69	3.87	5.48	.0283	.0567	.0401
4	17.75	4.18	5.92	.0306	.0612	.0433
3	22.14	4.47	6.32	.0327	.0654	.0463
2	26.83	4.74	6.71	.0347	.0694	.0491
1	31.82	5.00	7.07	.0366	.0732	.0572
<p>10 — COLAR: Col. area = <math>\sqrt{(P_n)_i} \lambda = \sqrt{(\text{col4}) \times (\text{col7})}</math>  11 — GIRDAR: Girder area = <math>\sqrt{(P_n)_i} \lambda = \sqrt{(\text{col5}) \times (\text{col8})}</math>  12 — BRACAR: Brace area = <math>\sqrt{(P_n)_i} \lambda = \sqrt{(\text{col6}) \times (\text{col9})}</math>  13 — COLD: Column strain = <math>[\text{COLP} \times \text{HT} (l)] / (\text{COLAR} \times E)</math>  = <math>[(\text{col4}) \times \text{HT} (l)] / [(\text{col10}) \times E]</math>  14 — GIRDD: Girder strain = <math>(\text{GIRP} \times L / 2) / (\text{GIRDAR} \times E)</math>  = <math>[(\text{col5}) \times L / 2] / [(\text{col11}) \times E]</math>  15 — BRACED: Brace strain = <math>(\text{BRACEP} \times \text{BRACEL}) / (\text{BRACAR} \times E)</math>  = <math>[(\text{col6}) \times \text{BRACEL}] / [(\text{col12}) \times E]</math></p> <p>E = Young's modulus = 29.0 ksi.</p>						

Table 3. RHOs and Deflections $\lambda = 1.0$							
Col. No.	16	17	18	19	20	21	22
Item	COLRHO	SUMROC	GIRRHO	BRARHO	SUMRHO	FLDEL	TOTDEL
FL (l)							
10	0.0	.00166	0.0	.00022	.00188	.282	2.479*
9	.00011	.00155	.00015	.00031	.00201	.302	2.197
8	.00014	.00141	.00019	.00038	.00198	.297	1.895
7	.00015	.00126	.00022	.00044	.00192	.288	1.598
6	.00017	.00109	.00024	.00049	.00182	.273	1.310
5	.00019	.00090	.00027	.00053	.00170	.255	1.037
4	.00021	.00069	.00029	.00058	.00156	.234	.782
3	.00022	.00047	.00031	.00062	.00140	.210	.548
2	.00023	.00024	.00033	.00065	.00122	.183	.338
1	.00024	0.0	.00034	.00069	.00103	.155	.155
<p>16 — COLRHO: Col. floor RHO = <math>2 \times \text{COLD} / L = 2 \times (\text{col13}) / L</math>  17 — SUMROC: Sum of col. RHO — 1st story: <math>\text{SUMROC} = (\text{col17}) = 0</math>  Above: <math>\text{SUMROC} (l) = \text{SUMROC} (l - 1) + \text{COLRHO} (l)</math>  = <math>(\text{col17}) + (\text{col16})</math>  18 — GIRRHO: Girder fl. RHO = <math>\text{GIRDD} / \text{HT} = (\text{col14}) / \text{HT}</math>  19 — BRARHO: Brace fl. RHO = <math>\text{BRACED} \times (2 \times \text{brace } L) / (L \times \text{HT})</math>  = <math>(\text{col15}) \times (2 \times \text{brace } L) / (L \times \text{HT})</math>  20 — SUMRHO: Sum of RHOs @ FL = <math>\text{SUMROC} + \text{GIRRHO} + \text{BRARHO}</math>  = <math>(\text{col17}) + (\text{col18}) + (\text{col19})</math>  21 — FLDEL: Floor deflection = <math>\text{SUMRHO} \times \text{HT} = (\text{col20}) \times \text{HT}</math>  22 — TOTDEL: Total floor deflection = <math>\text{FLDEL} (l) + \text{TOTDEL} (l - 1)</math>  = <math>\text{col21} (l) + \text{col22} (l - 1)</math></p> <p>* Max <math>\Delta</math>, <math>\lambda = 1.0</math>.</p>							

Table 4. Optimum Areas							
Col. No.	23	24	25	26	27	28	29
Item	COLAR	GIRDAR	BRACAR	C.R.	ACOL	AGIRD	ABRAC
FL (l)							
10	0.0	0.0	2.24	.6	0.0	0.0	1.48
9	1.58	2.24	3.16	—	1.04	1.48	2.09
8	3.87	2.74	3.87	—	2.55	1.81	2.55
7	6.71	3.16	4.47	—	4.43	2.09	2.95
6	10.0	3.54	5.00	—	6.60	2.34	3.30
5	13.69	3.87	5.48	—	9.04	2.55	3.62
4	17.75	4.18	5.92	—	11.72	2.76	3.91
3	22.14	4.47	6.32	—	14.61	2.95	4.17
2	26.83	4.74	6.71	—	17.71	3.13	4.43
1	31.82	5.00	7.07	.66	21.00	3.30	4.67

23, 24, 25 — Repeat of columns 10, 11, 12  
26 — Correction factor  
27 — ACOL: Optimum column area = (col23) x (col26)  
28 — AGIRD: Optimum girder area = (col24) x (col26)  
29 — ABRAC: Optimum brace area = (col25) x (col26)

Correction factor (CR)  
Target D.I. = 0.0025 radians  
Calculated D.I. with  $\lambda = 1.0 = \Delta_{top} / \text{tot. height}$   
 $= 2.48 / (10 \times 12.5 \times 12) = .00165$   
C.R. = Calculated D.I. / Target D.I.  
 $= .00165 / .0025 = .66$

## ٦-٤ طراحی قاب بادبندی نشده

بارگذاری:

$$LL = 100 \times 1.6 = 160$$

$$DL = 65 \times 1.2 = 78$$

$$\text{Total} = 165 \times 1.44 = 238$$

Typical filler beam:

تیرهای میانی تیپ

(توجه: از محاسبه مقاومت و افتادگی قبل از گرفتن بتن، بعلت اختصار صرفه نظر شد.)

$$600 \text{ ft}^2 = \text{مساحت چشمه} \quad 10 \text{ ft} = \text{فاصله تیرها از یکدیگر} \quad 30 \text{ ft} = \text{دهانه}$$

$$\text{Reduced LL} = 100(0.25 + 15/(600)^{1/2}) = 86 \quad \text{کاهش بار زنده:}$$

$$w = 10[0.086(1.6) + 0.065(1.2)] = 2.16 \text{ kip / ft}$$

$$M_u = 2.16(30)^2 / 8 = 234 \text{ kip - ft}$$

از جدول صفحه 4-23 آئین نامه LRFD با انتخاب:

$$w16x26 \quad F_y = 36 \quad Y2 = 5.5 \text{ in.} \quad \Phi M_n = 248 \text{ kip - ft} \quad \sum Q_n = 242$$

$$a = \frac{242}{[0.85(3.5)(90)]} = 0.90 \text{ in.}$$

$$Y2 = 6.25 - 0.90 / 2 = 5.8 > 5.5 \text{ in.}$$

تعداد گل میخ با قطر  $3/4 \text{ in.}$  به تعداد بیست و شش عدد:

$$n = (242 / 19.8) = 24.4$$

از تیر  $w16x26$  و  $F_y = 36$  بیست و شش عدد گل میخ  $3/4 \text{ in}$  استفاده می کنیم

پل تیپ:

$$L = 30 \text{ ft} \quad \text{فواصل} = 30 \text{ ft} \quad A_i = 1800 \text{ ft}^2$$

$$100(0.25 + 15/(1800)^{1/2}) = 60$$

کاهش بار زنده:

$$P_u = 300[1.6(0.06) + 1.2(0.065)] = 52.2 \text{ kip}$$

$$M_u = 52.2(10) = 522 \text{ kip-ft}$$

از جدول صفحه 4-36 آئین نامه LRFD با انتخاب

$$w18x40 \quad F_y = 50 \quad Y_2 = 5 \text{ in.} \quad \Phi M_n = 526 \text{ kip-ft} \quad \sum Q_n = 432$$

$$a = 432 / [0.85(3.5)(90)] = 1.61$$

$$Y_2 = 6.25 - 1.61 / 2 = 5.45 \text{ in.}$$

$$n = (432 / 19.8) / 2 + 2 = 45.6$$

از تیر w18x40 و 46 عدد گل میخ  $3/4 \text{ in}$  استفاده می کنیم.

Spandrel Beam Loads :

بار تیرهای محیطی

**UNBRACED FRAME DESIGN (cont.)**

	W14x43 K = 32.4 M = 871K		W14x48 K = 38.8 M = 931K		K = 38.8 M = 461K
	L = 30 W24x55 K = 450		W24x55 K = 450		
V	42.3	42.3			
AM/L	3.0				
V <sub>c</sub>	39.3 x = 10				
	.41	.27	.27	.27	.27
FEMDL	-112	-112	-112	-112	-112
FEMTL	-273	-273	-273	-273	-273
C.O.	-22	-56	-22	-22	-22
ADD	-295	-329	-295	-295	-295
DIST	+121	+9	-9		
MOM	-174 + 200	-320	-304	-295	-295
Z	119	113	109		
SECT	W24x55 A - 36		W24x55 A - 36	W24x55 A - 36	
MAXIMUM POSITIVE MOMENT					
FEM	-273	-273	-112	-112	-273
C.O.	-22	-56	+22	+22	-22
ADD	-295	-329	-90	-90	-295
DIST	+121	+65	-65	-55	+55
MOM	-174	-264	-155	-145	-240
$+M = 39.3(10) - \frac{.38(10)^2}{2} - 174 = 200 \text{ K}$					
GRAVITY FOR WIND LOAD LF = .5L + 1.2D					
	.41	.27	.27	.27	.27
	-112	-112	-112	-112	-112
	-163	-163	-163	-163	-163
+7	-7	-33	-7	-7	-7
-105	-170	-196	-170	-170	-170
+43	70	4	4		
62	-100	-192	-174	-170	-170

Gravity Girder Moment for Wind Load

Spandrel Beam Loads

$A_i = 16 \times 30 = 480 \text{ ft}^2$   
 $LL = 100 (.25 + 15 / \sqrt{480}) = .094$

Wall Load = 25 psf

$P_u = (16 \times 10) (.094) 1.6 = 24.1$   
 $(16 \times 10) (.065) 1.2 = 12.5$   
36.6

$W_u = (.025) (12.5) (1.2) = .38$

$FEMTL = \frac{36.6 (30)}{4.5} + \frac{.38 (30)^2}{12} = 244 + 29 = 273$

$FEMDL = \frac{12.5 (30)}{4.5} + 29 = 112$

$Z = \frac{273 \left(\frac{12}{12}\right)}{.9 (36)} 12 = 110$

Try W24x55 A36

For Wind-Gravity Loading

$P_u = 24.1 (.5 / 1.6) + 12.5 = 20.0$   
 $FEMTL = (20 / 36.6) 244 + 29 = 163 \text{ K}$   
 $FEMDL = 112 \text{ K}$

Design Loads

$LL = 100 \times 1.6 = 160$   
 $DL = \frac{65 \times 1.2 = 78}{165 \times 1.44 = 238}$

Typical Corner

گوشه تیپ

Working from bottom to top:

عملیات از پائین به بالا  
تعداد طبقات

Number of Stories	TL (psf)	LL (psf)
9	165.0	100.0
<u>1</u>	60.0	30.0

Total = 10 Stories

جمع طبقات

Number of Stories	Bay: Length (ft)	Width (ft)
10	16.00	16.00

تعداد طبقات

Number of Stories	Added DL (kips)
10	9.00

تعداد طبقات

Type of LL Reduction: 1984 BOCA Code

کاهش بار زنده بر اساس کد ۱۹۸۴ BOCA

**Corner Column\***

Floor	Load	Red	Tot P	DL/TL	Fact P	
					$1.6L+1.2D$	$0.5L+1.2D$
Roof	24	0	24	.70	31	24
9	51	7	68	.62	92	64
8	51	14	105	.65	141	100
7	51	15	141	.67	188	136
6	51	16	176	.68	234	172
5	51	16	211	.69	279	207
4	51	17	246	.69	325	242
3	51	17	280	.70	370	277
2	51	17	314	.71	413	312
1	51	17	348	.71	459	347

\* Loads shown in kips

\* بارها بر اساس kips می باشد.



Typical Spandrel

خرپای محیطی

Working from bottom to top:

عملیات از پایین به بالا

Number of Stories	TL (psf)	LL (psf)
9	165.0	100.0
<u>1</u>	60.0	30.0

تعداد طبقات

Total = 10 Stories

جمع طبقات

Number of Stories	Bay: Length (ft)	Width (ft)
10	16.00	30.00

تعداد طبقات

Number of Stories	Added DL (kips)
10	9.00

تعداد طبقات

Type of LL Reduction: 1984 BOCA Code

کاهش بار زنده بر اساس کد ۱۹۸۴ BOCA

**Typical Spandrel Column\***

Floor	Load	Red	Tot P	DL/TL	Fact P	
					1.6L+1.2D	0.5L+1.2D
Roof	38	0	37	.63	50	35
9	88	20	106	.60	144	97
8	88	29	165	.63	222	155
7	88	31	222	.65	298	212
6	88	32	279	.66	373	269
5	88	32	335	.67	447	325
4	88	30	394	.67	524	382
3	88	29	453	.67	603	440
2	88	29	512	.67	681	498
1	88	29	572	.67	761	556

\* Loads shown in kips

Basic Wind Speed: 70  
 Wind Distribution Coefficients  
 Windward .8  
 Bent: Spandrel Wind Frame

Exposure: B  
 Leeward .5

سرعت مبنای باد  
 ضریب توزیع باد در جهت باد: .8

خمش قاب محیطی

Parapet:	Ht	Width	Area	Penthouse:	Ht	Width	Area	جان پناه و زیر شیروانی
	3.13	76.00	238		.00	.00	0	

Number of Stories: 10

تعداد طبقات

No. of Stories	Story Ht	Panel Width	Area	تعداد طبقات
10	12.50	76.00	950	

Parapet H = 5.2 kips

Penthouse H = 0 kips

Floor	Floor H	Sum H	Vel Press	H Top	H Bot	Fl Elev
Roof	19.9	19.9	17	9.5	9.3	125.00
10	18.5	38.5	15	9.3	9.3	112.50
9	18.5	57.0	15	9.3	9.3	100.00
8	18.5	75.5	15	9.3	9.3	87.50
7	17.0	92.5	15	7.7	7.4	75.00
6	14.8	107.3	12	7.4	7.4	62.50
5	14.8	122.1	12	7.4	7.3	50.00
4	14.0	136.1	11	6.7	6.5	37.50
3	12.6	148.8	10	6.2	6.2	25.00
2	12.3	161.1	10	6.2	6.2	12.50

Total Wind Shear = 167.3

ضریب سختی (I/L) بدست آمده را در طول (l) تیر یا ستون برای بدست آوردن ممان اینرسی اعضای مورد نیاز ضرب می کنیم. (۳)

نقطه عطف ممان در وسط ارتفاع ستون ها فرض می شود.

$$E = 29,000 \text{ ksi}$$

Number of Stories: 10

Number of Rows of Columns: 6

$$\text{Story DI (Deflection/Story Ht.)} = .0025$$

تعداد طبقات

تعداد ردیفهای ستونها

DI طبقه (تغییر شکل به ارتفاع طبقه)

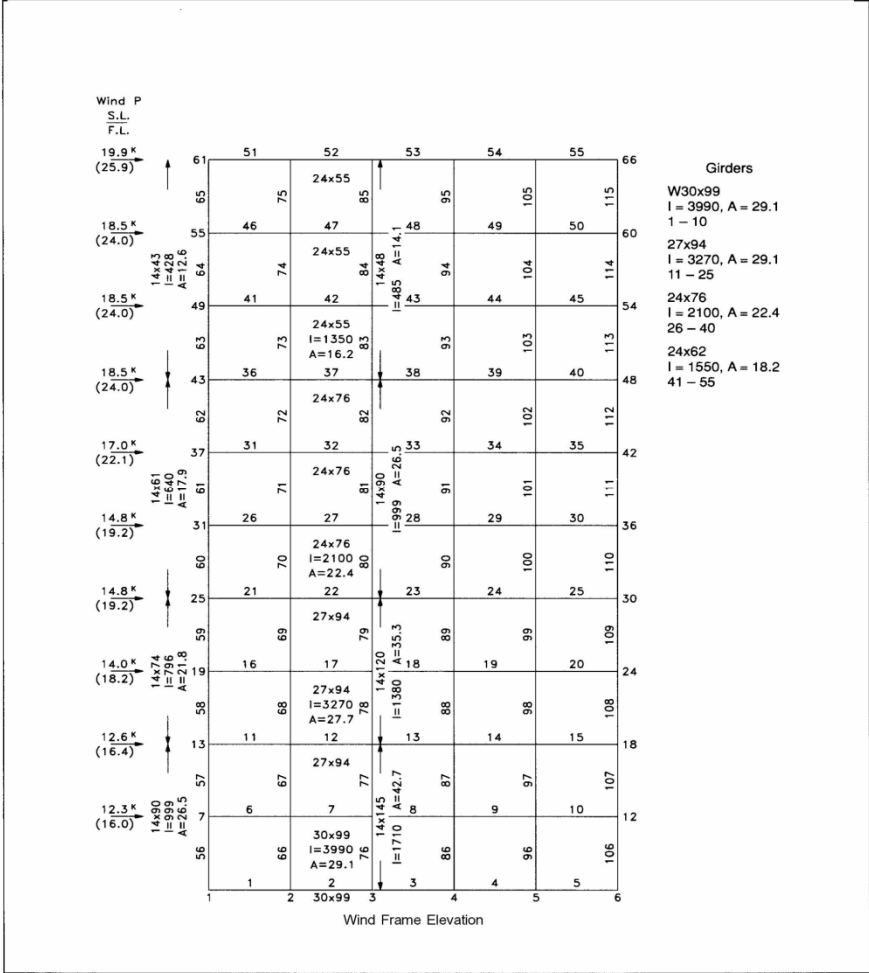
Floor	Story Ht	Wind Load	Sum of Wind Load	Vert Load	Sum of Vert Load
10	12.50	19.90	19.90	1639	1639
9	12.50	18.50	38.40	1350	2989
8	12.50	18.50	56.90	1235	4224
7	12.50	18.50	75.40	1293	5517
6	12.50	17.00	92.40	1293	6810
5	12.50	14.80	107.20	1293	8103
4	12.50	14.80	122.00	1293	9396
3	12.50	14.00	136.00	1293	10689
2	12.50	12.60	148.60	1293	11982
1	12.50	12.30	160.90	1293	13275

Floor	Factor	Stiffness (I/L)	Moment Magnifier
10	3.43	16.47	1.259
		32.94	1.259
9	6.62	24.12	1.250
		31.78	1.242
8	9.81	39.43	1.235
		47.09	1.228
7	13.00	54.74	1.226
		62.40	1.224
6	15.93	69.43	1.225
		76.47	1.226
5	18.48	82.59	1.229
		88.72	1.233
4	21.03	94.84	1.236
		100.97	1.238
3	23.45	106.76	1.241
		112.55	1.245
2	25.62	117.77	1.249
		122.98	1.252
1	27.74	128.07	1.256
		133.16	1.260

Factor =  $Q \times (\text{Story } Ht^2) / (12 \times E \times \Delta)$   
Stiffness =  $[2 \times \text{Factor} / (\text{No Bays})] \times 12$   
Magnifier =  $1 / [1 - (\text{Sum } P / \text{Sum } H) \times DI]$

ضرب  
سختی  
تشدید

Column Trial Sections		آزمون مقطع ستون انتخابی							
Floor	Stiff.	Typ. Col.			Corner Col.		Girder		
		Avg.	<i>I</i>	Sect.	<i>I</i>	Sect.	Stiff.	<i>I</i>	Sect.
Roof							16.47	494	—
9	32.94			14x48		14x43	24.12	724	24x55
8	31.78	37.27	466	14x48	280	14x43	39.43	1180	24x55
7	47.09						54.74	1642	24x76
6	62.40			14x90		14x61	69.43	2083	24x76
5	76.47	75.86	948	14x90	569	14x61	82.59	2478	24x76
4	88.72						94.84	2935	27x94
3	100.97	106.8	1335	14x120	801	14x74	106.76	3203	27x94
2	112.55			14x120		14x74	117.77	3533	27x94
1	122.98	128.1	1601	14x145	961	14x90	128.07	3842	30x99
	133.16			14x145		14x90			



## Service Wind Load Deflections

تغییر شکل تحت بار باد سرویس

Floor	Joint No.	Elev.	$\Delta$	DI
10	61	125.0	3.63	0.0024
9	55	112.5	3.19	0.0024
8	49	100.0	2.89	0.0024
7	43	87.5	2.52	0.0024
6	37	75.0	2.20	0.0024
5	31	62.5	1.81	0.0024
4	25	50.0	1.41	0.0024
3	19	37.5	1.06	0.0024
2	13	25.0	0.68	0.0023
1	7	12.5	0.32	0.0021

## Final Girder Design

طراحی نهایی شاه تیر

Fl.	Prelim. Sect.	Mom. $M_u$	Mag.	Max. Mom.	Z	$\frac{M(12)}{\phi_b Z}$	Final Sect.
8	24×55	G 319 G 202 W 85	1.24	319 <del>313</del>	134	31.7	W24×55 $F_y = 36$
5	24×76	G 321 G 204 W 161	1.23	321 402	200	26.8	W24×76 $F_y = 36$
2	27×94	G 323 G 206 W 231	1.25	323 495	278	23.7	W27×94 $F_y = 36$
1	30×99	G 326 G 207 W 251	1.26	326 533	312	22.8	W30×99 $F_y = 36$

## Final Design Column Loads

بارهای نهایی طراحی ستون

Mem. No.	Grav. Load		Wind + Gravity Loading						
	$P_u$	$M_u$	$P_{u\ grav}$	$P_{u\ wind}$	$M_{u\ grav}$	$M_{u\ wind}$	Mag.	$P_{u\ max}$	$M_{u\ max}$
56 W14×90	459	93	347	95	57	152	1.26	467	249
58 W14×74	370	90	277	63	56	115	1.25	356	200
60 W14×61	279	76	207	36	47	97	1.23	251	166
63 W14×43	141	90	100	10	57	58	1.23	112	123
76 W14×145	761	59	556		24	276	1.26	556	372
78 W14×120	603	66	440		27	224	1.25	440	307
80 W14×90	447	60	325		25	180	1.23	325	246
83 W14×48	222	65	155		27	89	1.23	155	136

توجه: چهار ستون اول (از بالا) ستونهای گوشه هستند که بار آنها تحت تاثیر باد افزایش یافته است.

Note: The first four columns (from the top) are corner columns and axial loads are increased under the influence of wind.



## Final Column Design

طراحی نهائی ستون :

Corner Column- 3rd Lift

ستون گوشه - سومین طبقه :

$$L = 12.5 \quad K_x < 1.5$$
$$B_2 = 1.23 \text{ (from page ??)*}$$

Gravity loads:  $P_u = 279 \text{ kip}$

بار قائم :

$$M_{ux \text{ grav}} = 76 \text{ kip-ft}$$

Wind loads:  $P_u = 207 + 36 (1.23) = 251 \text{ kip}$

بار باد:

$$M_{ux \text{ grav}} = 47 \text{ Kip-ft}$$

$$M_{ux \text{ wind}} = 97$$

آزمون اولیه با تیر W14x61

$$L = 12.5 \text{ ft} \quad F_y = 36 \quad r_x = 5.98 \quad r_y = 2.45$$

$$K_x < 1.5 \quad K_y = 1.0$$

$$L/r_x = 12.5(12) / 5.$$

$$\phi_c P_n = 457 - (457 - 428) (0.25) = 450 \text{ kip (from pg. 2-21)}$$

$$M_{nx} = 275 - (12.5 - 10.2) 2.30 = 266 \text{ kip-ft (from pg. 3-15)}$$

For gravity load

برای بار قائم :

$$C_m = 0.6 - 0.4 (26 / 76) = 0.46$$

$$B_1 = 0.48 / (1 - (279 / 8197)) = 0.50 > 1.0$$

\*) مقدار B2 در بخش H آییننامه LRFD 1986، تحت دو رابطه 1.5 H و

H1.6 منعکس می باشد. متأسفانه بنظر می رسد مولف نتوانسته آدرس جدولی را

بدهد که B2 بر اساس پارامترهای دیگر مستقیماً قابل دسترسی باشد، ضمناً در

محاسبه B1 مقدار 0.48 باید به 0.46 تعویض شده و علامت (>) به علامت (<) تغییر یابد. م)

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \right) = \frac{279}{450} + \frac{8}{9} \left( \frac{1.0(76)}{266} \right) = 0.62 + 0.25 = 0.87 < 1.0$$

For Wind load برای بار باد :

$$C_m = 0.6 - 0.4 (31 / 50) = 0.35$$

$$B_1 = 0.35 / (1 - (251/8197)) = 0.36 < 1.0$$

$$M_{ux} = B_1 M_{u \text{ grav}} + B_2 M_{u \text{ wind}} = 1(47) + 1.23 (97) = 166$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} \right) = \frac{251}{450} + \frac{8}{9} \left( \frac{166}{266} \right) = 0.56 + 0.55 = 1.07 n.g.$$

too high

Use W14x74  $F_y = 36$  ksi or W14x61  $F_y = 50$  ksi

Final Column Design

طراحی نهائی :

Spandrel Column – 1st Lift

ستون خرپای محیطی – اولین طبقه

$$L = 12.5 \text{ ft} \quad K_x < 1.5 \quad K_y = 1.0 \quad B_2 = 1.25$$

تحت تاثیر بار قائم ستون یک انحناء تکی خواهد یافت و  $M_1/M_2$  منفی می شود  
Cm= 1.0 (-1.0) بنابراین:

Gravity loads بار قائم:

$$p_u = 603 \text{kip}$$
$$M_{ux \text{ wind}} = 66 \text{ kip-ft}$$

Wind loads بار باد:

$$P_u = 440 \text{kip}$$
$$M_{ux \text{ grav}} = 27 \text{ kip-ft}$$
$$M_{ux \text{ wind}} = 224 \text{ kip-ft}$$

با استفاده از تیر W14x120 خواهیم داشت:

$$F_y = 36 \quad r_x = 6.24 \quad r_y = 3.74 \quad K_x < 1.5 \quad K_y = 1.0$$

$$L / r_x = 12.5 (12) / 6.24 = 24.0$$
$$KL / r_y = 12.5 (12) / 3.74 = 40.1$$
$$P_{ex} = 496.91 (35.3) = 17541 \text{ kip}$$
$$\phi_c P_n = 992 \text{ kip}$$
$$M_{nx} = 502 \text{ kip-ft}$$

For gravity load برای بار قائم:

$$C_m = 1.0 \quad B_1 = 1/1 - (603/17541) = 1.04$$

$$\frac{603}{992} + \frac{8}{9} \left( \frac{(1.04)66}{502} \right) = 0.61 + 0.12 = 0.73 < 1$$

For Wind load

برای بار باد:

$$C_m = 1.0 \quad B_1 = \frac{1}{1 - 440/17541} = 1.03$$

$$\frac{440}{992} + \frac{8}{9} \left( \frac{(1.03)27 + (1.25)224}{502} \right) = 0.44 + 0.61 = 1.05$$

از یک W14x120 با  $F_y = 50 \text{ ksi}$  و یا یک W14x132 با  $F_y = 36 \text{ ksi}$  استفاده می نمایم.

توجه: اگر یک ستون W14x132 انتخاب شود، تغییر مکان افقی کاهش می یابد.  
تفاوت قیمت مصالح فولادی زیاد نیست:

$$120(0.28) = \$ 33.60 / \text{ft} \quad \text{درمقابل} \quad 132(0.25) = \$33.0 / \text{ft}$$

انتخاب می شود.

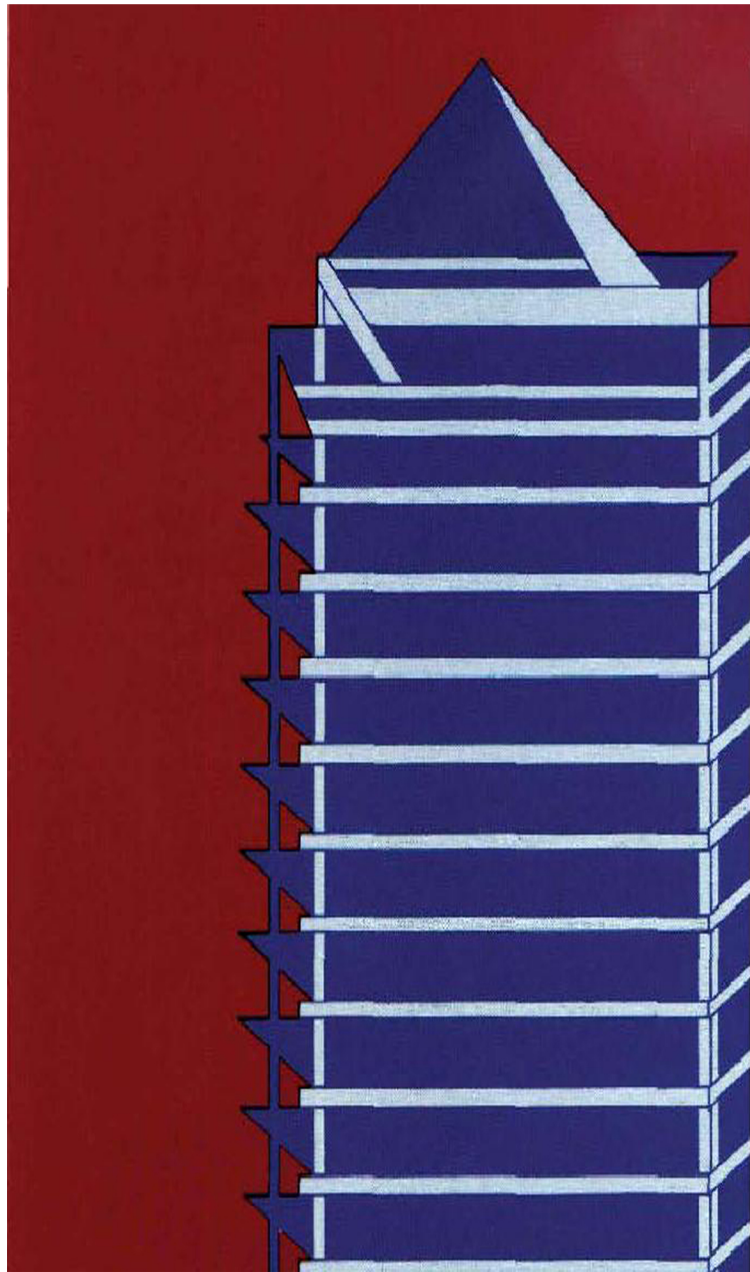
# طراحی ساختمان های کوتاه و میان مرتبه فولادی



طراحی ساختمان های کوتاه و میان مرتبه فولادی

Steel Design Guide Series

Low-and Medium-Rise Steel Buildings



ترجمه: مهندس محمد جعفر کرمی

مترجم:  
مهندس محمد جعفر کرمی



انتشارات کُرومیت پارس

۸۸۰۵۷۵۲۲-۴