



فلسفه طرح لرزه‌ای بهینه دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن مشارکت قاب پیرامونی در رفتار سیستم

پرویز عبادی^{۱*}، سعید فرجلو منش^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی صدرالمآلهین (صدرا)، تهران

۲- کارشناس ارشد زلزله، مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی صدرالمآلهین (صدرا)، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۸۷۵-۳۱۴، Parviz.Ebadi@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۴/۲۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۳/۰۳)

چکیده

سیستم دیوار برشی فولادی در دهه‌های اخیر مورد توجه محققان و مهندسان قرار گرفته است. طراحی دیوارهای برشی فولادی معمولاً با اختصاص کل برش طبقه به ورق‌ها و طراحی قاب‌های پیرامونی برای تمام نیروی انتقال یافته از ورق‌ها به قاب‌های پیرامونی انجام می‌گیرد و از مشارکت قاب‌ها در تحمل برش طبقه صرف‌نظر می‌گردد. در این تحقیق ابتدا یک روش طراحی مبتنی بر ظرفیت دیوارهای فولادی و قاب‌های پیرامونی براساس ظرفیت مورد نیاز برشی در طبقات ساختمان ارائه شده است. سپس دیوارهای فولادی با توجه به منحنی‌های اندرکنش قاب-ورق (PFI) برای درصدهای مختلفی از برش طبقات طراحی و پارامترهای لرزه‌ای آنها با استفاده از مدل‌سازی عددی و نرم‌افزاری با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که استفاده از روش‌های رایج طراحی و اختصاص کل برش طبقه به دیوار فولادی و صرف‌نظر از ظرفیت قاب پیرامونی می‌تواند منجر به طراحی دست بالا برای سیستم گردد. در حالیکه اگر طرح لرزه‌ای این سیستم با در نظر گرفتن مجموع ظرفیت ورق فولادی و قاب پیرامونی انجام گردد طراحی سیستم به مراتب مهندسی‌تر و اقتصادی‌تر می‌گردد.

واژگان کلیدی

رفتار لرزه‌ای، دیوار برشی فولادی ویژه، اندرکنش ورق و قاب، ظرفیت مورد نیاز طراحی، جذب انرژی

Optimal Seismic Design Philosophy of Steel Plate Shear Walls Considering Peripheral Frame Contribution in Behavior of System

P. Ebadi, S. Farajloomanesh

Abstract

Researchers and engineers used steel plate shear walls in recent decades. In general design of this system, the total story shear assigned completely to infill plate. then, peripheral frame designed for transferred tension field forces from steel plate in this procedure, the contribution of frames ignored in shear transfer. In this research, a design procedure based on capacity of both steel plate and peripheral frame. Then, steel plates designed according to plate-frame interaction (PFI) theory for different percentages of story shear and their seismic parameters compared using numerical tools and softwares. It is found that using conventional design of this system, design of steel walls for total story shear and ignoring peripheral frame capacity may lead to conservative design of system. While the proposed design philosophy for consideration of both steel wall and peripheral frame leads to more engineering and economical system.

Keywords

Seismic behavior, Special steel shear wall, Plate-frame interaction, Capacity required by design, Energy absorption



دیوار برشی فولادی یکی از سیستم‌های سازه‌ای است که در سالهای اخیر تحقیقات بسیاری بر روی آن صورت گرفته است. اولین آزمایشهای دیوارهای برشی فولادی توسط Takahashi و همکارانش در سال ۱۹۷۱ صورت گرفت. ایشان دریافتند که این سیستم بسیار شکل‌پذیر است و سخت‌کننده‌ها در افزایش جذب انرژی تأثیر دارند [۱]. Timler و Kulak در دانشگاه آلبرتا کانادا آزمایش‌هایی بر روی دیوارهای برشی سخت‌نشده انجام دادند که نشان‌دهنده رفتار شکل‌پذیر این سیستم بود [۲]. Roberts و Sabouri-Ghomi در دانشگاه ولز انگلستان ۱۶ پانل برشی فولادی با بارگذاری قطری را آزمایش نمودند و نشان دادند که همه پانل‌ها دارای شکل‌پذیری کافی برای تحمل دوره‌های غیرارتجاعی بزرگ می‌باشند. Yamada در دانشگاه کانسای ژاپن دو نمونه دیوار برشی فولادی یک طبقه را تحت بارگذاری تناوبی آزمایش و تغییرشکل‌های بزرگی را در پانل‌های فولادی کمانش‌یافته (با افت ناچیز مقاومت) مشاهده نمود [۳]. Roberts و Sabouri-Ghomi [۳] و Sabouri-Ghomi و همکارانش [۴] روش اندرکنش ورق و قاب (PFI) را برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی در حالت‌های مختلف با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده، با بازشو و بدون بازشو، با ورق نازک و ضخیم ارائه کردند. در این روش رفتار ورق و قاب به صورت مجزا بررسی گردیده و اندرکنش آن‌ها در نظر گرفته می‌شوند. Caccese و همکارانش اثرات لاغری صفحه و نوع اتصال تیر به ستون را بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی با استفاده از ۶ نمونه آزمایشگاهی بررسی نمودند و دریافتند که مود گسیختگی نمونه‌ها با تغییر ضخامت ورق دیوار تغییر می‌کند. همچنین در صورت استفاده از یک صفحه لاغر سخت‌نشده به عنوان دیوار فولادی، رفتار غیر ارتجاعی با تسلیم شدن ورق آغاز می‌شود [۵]. در سال ۲۰۰۷، Gholhaki دو نمونه دیوار برشی فولادی با اتصالات مفصلی و گیردار برای تیرها را مورد آزمایش قرار داد و دریافت که اثر نوع اتصال تیر به ستون بر روی سختی اولیه این دیوارها قابل صرف‌نظر می‌باشد. مقاومت نمونه دارای اتصال گیردار نسبت به اتصال ساده حدود ۲۶ درصد بیشتر و میزان جذب انرژی نمونه با اتصال گیردار بیشتر از نمونه با اتصال ساده بود. ضمن اینکه اثر نوع اتصال تیر به ستون نیز بر روی زاویه میدان کشش قطری ناچیز بود [۶]. در سال ۱۳۹۰ Darvishi و همکارانش سه مدل با نسبت عرض به ارتفاع پانل کوچکتر از ۱، مساوی ۱ و بزرگتر از ۱ را آزمایش

نمودند و نتیجه گرفتند که در حالت اول افزایش سختی ستون موجب افزایش ضریب شکل‌پذیری کلی سازه و ضریب اضافه مقاومت می‌گردد. در حالت دوم افزایش سختی ستون تأثیر چندانی روی ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت ندارد. در حالت سوم افزایش سختی ستون باعث کاهش ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت می‌گردد [۷]. با مطالعاتی که Alinia و Dastfan در سال‌های ۲۰۰۵، ۲۰۰۶ و ۲۰۰۷ بر روی دیوارهای برشی فولادی انجام دادند، نتیجه گرفتند که جذب انرژی بالای سیستم دیوار برشی فولادی به سختی المان‌های مرزی وابسته است [۸ و ۹ و ۱۰]. مطالعات آزمایشگاهی متنوعی در سال ۲۰۰۸ در آزمایشگاه مرکز ارزیابی و برنامه‌ریزی صنعت ساختمان و حمل و نقل کره جنوبی با هدف بررسی تغییرات ظرفیت باربری دیوارهای برشی ساخته شده از ورق‌های فولادی با جزئیات ساخت متفاوت انجام شد [۱۱]. در همین سال، چهار نمونه دیوار برشی فولادی تقویت شده با بازشوی مستطیل شکل مرکزی- که از فولاد نرم در طراحی ورق‌ها استفاده شده بود- در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن مورد آزمایش قرار گرفت [۱۲] و نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از بررسی‌های عددی تطبیق داده شد. نتایج هر دو روش نشان داد که افزایش عرض بازشو منجر به کاهش سختی و مقاومت نمونه‌ها می‌گردد. ضمن اینکه تقویت ورق می‌تواند تا حدی اثر کاهش سختی و مقاومت را جبران نماید [۱۳]. Kharrazi و همکارانش در سال ۲۰۱۰ روش اصلاح شده اندرکنش ورق و قاب (M-PFI) را ارائه کردند. در این روش اثر لنگر واژگونی بر پاسخ سیستم دیوار برشی فولادی در نمودار بار-جابجایی لحاظ می‌شود [۱۴]. Sabouri-Ghomi و همکارانش در سال ۲۰۱۱ اثر بازشوهای متقارن در رفتار دیوارهای برشی فولادی را بررسی نمودند. بازشوهای ایجاد شده در ورق فولادی شامل دو بازشوی مستطیلی بود. نتایج آزمایش‌ها بیانگر وابستگی سختی و مقاومت برشی پانل‌ها به عرض مؤثر پانل‌ها بود. بطوریکه سختی و مقاومت برشی پانل با افزایش عرض آن کاهش می‌یابد. تغییر پارامترهای دیگر مانند ارتفاع بازشوها و نیز فاصله بین بازشوها، اثر چندانی بر روی سختی و مقاومت برشی نداشتند [۱۳]. در سال ۲۰۱۱ Chen و Jhang تأثیر استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین (LYP) را در طراحی دیوارهای برشی فولادی بررسی نمودند و نشان دادند که در طراحی دیوار فولادی با استفاده از LYP محدود کردن نسبت عرض به ضخامت ورق به کمتر از ۸۰ منجر به عملکرد بهتر دیوار خواهد گردید. همچنین استفاده از اتصال خمشی تیر



به ستون نسبت به اتصال برشی، مقاومت سیستم را ۲۸ درصد و ظرفیت اتلاف انرژی سیستم را ۱۸ درصد افزایش می‌دهد [۱۵]. Hosseinzadeh و Tehranizadeh در سال ۲۰۱۴ تحقیقاتی بر روی دیوارهای برشی فولادی با تعداد طبقات مختلف و نسبت عرض به ارتفاع متفاوت انجام دادند. ایشان نتیجه گرفتند که تسلیم ورق در پانل‌های با تعداد طبقات کمتر خیلی زودتر از قاب پیرامونی صورت می‌گیرد. در حالیکه در تعداد طبقات زیاد تسلیم کامل ورق به تعویق می‌افتد. همچنین به دلیل اینکه ورق‌های دیوار تنها قادر به تحمل تنش‌های کششی هستند و نمی‌توانند تنش‌های فشاری را تحمل کنند، نیروهای محوری کششی در ستون‌ها کمتر از نیروهای محوری فشاری می‌باشد [۱۶]. در سال ۲۰۱۵ MoradiNedjad و همکارانش به بررسی تأثیر موقعیت قرارگیری دیوار برشی فولادی بر خرابی پیشرونده پرداختند. نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان داد که قرارگیری دیوار برشی فولادی در کنج پلان منجر به رفتار بهتر سازه در برابر تخریب پیشرونده می‌گردد. همچنین اگر دیوارهای برشی فولادی در داخل پلان سازه قرار گیرند، سازه نسبت به دیگر موقعیت‌های قرارگیری ناپایدارتر می‌باشد و برای سازه حالت بحرانی‌تری ایجاد می‌گردد [۱۷]. در سال ۲۰۱۵ Abadi و همکارانش به بررسی تأثیر مشارکت ورق دیوار در تحمل بار جانبی پرداختند و نشان دادند هرچه مشارکت ورق در بار جانبی بیشتر شود، ضخامت ورق و ستون‌های دیوار افزایش یافته و سازه غیراقتصادی‌تر می‌شود [۱۸ و ۱۹]. در همین سال با مطالعاتی که Abadi و همکارانش بر روی دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده انجام دادند مشخص گردید با در نظر گرفتن ضریب نسبت تنش کماتش برشی به تنش تسلیم برشی (C_v) در طراحی، ابعاد قاب پیرامونی کاهش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد. ضمن اینکه با افزایش نسبت تنش کماتش برشی به تنش حد تسلیم ورق فولادی، شکل‌پذیری سیستم در طبقات کاهش خواهد یافت [۲۰ و ۲۱].

در ضوابط لرزه‌ای آئین‌نامه فولاد آمریکا (AISC 341) [۲۲] و راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی (Design Guide 20) [۲۳]، طراحی تیرها و ستون‌ها به میزان نیروهای وارده ناشی از میدان کششی ورق وابسته می‌باشد. به عبارت دیگر افزایش ضخامت ورق فولادی، نیروی انتقالی ناشی از میدان کششی ورق به المان‌های مرزی دیوار را افزایش می‌دهد که منجر به افزایش ابعاد ستون‌ها می‌گردد. در طراحی رایج دیوارهای فولادی، ورق فولادی برای کل برش طبقه طراحی می‌شود و از اثر قاب در تحمل برش طبقه صرف‌نظر می‌گردد. در حالیکه

قاب پیرامونی می‌تواند نیروی جانبی قابل توجهی را تحمل نماید. بنابراین انتظار می‌رود که اختصاص تمام برش طبقه برای طراحی ورق منجر به افزایش ضخامت ورق و نیروی انتقالی به تیرها و ستون‌ها و نهایتاً ابعاد بزرگتر برای تیرها و ستون‌ها گردد. در این تحقیق، به منظور بررسی ظرفیت طبقات در طراحی با روش پیشنهادی آئین‌نامه‌ها، یک ساختمان ۱۰ طبقه فولادی بارگذاری و طراحی گردیده است. سپس نمودارهای اندرکنش دیوار و قاب پیرامونی (PFI) برای طبقات مختلف ترسیم گردیده‌اند که بیانگر ظرفیت به مراتب بالاتر هر طبقه نسبت به برش مورد نیاز طبقه می‌باشد. سپس روشی مبتنی بر تکرار ارائه شده است که نحوه طراحی دیوارهای برشی فولادی با تعیین دقیق میزان مشارکت ورق‌ها و قاب پیرامونی در برش کل طبقه با استفاده از روابط اندرکنش دیوار و قاب پیرامونی ارائه شده است. در مرحله بعد، به منظور بررسی اثر میزان مشارکت دیوار و قاب در برش طبقه، دیوارهای فولادی برای ۷۵ و ۵۰ درصد برش طبقه طراحی و قاب‌های پیرامونی نیز برای نیروهای ناشی از میدان کششی کاهش‌یافته مجدداً طراحی گردیده‌اند. در مرحله آخر و با توجه به روش طراحی ارائه شده، سهم واقعی دیوارها در برش طبقه محاسبه گردیده و طرح بهینه ارائه شده است. نمودارهای PFI برای تمام نمونه‌ها ترسیم و پارامترهای لرزه‌ای قاب‌ها از قبیل شکل‌پذیری، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و جذب انرژی محاسبه گردیده‌اند.

۲- اندرکنش ورق و قاب پیرامونی (PFI)

روش اندرکنش ورق و قاب پیرامونی (PFI) از قوی‌ترین ابزارها برای محاسبه ظرفیت دیوار برشی فولادی می‌باشد. بنابراین برای ارزیابی ظرفیت قابهای مورد مطالعه از این روش استفاده گردیده است. در روش PFI نمودار ظرفیت ورق و قاب پیرامونی به طور جداگانه ارزیابی گردیده و سپس ظرفیت دیوار برشی فولادی با جمع نمودارهای ظرفیت ورق و قاب پیرامونی محاسبه می‌گردد. پارامترهای نمودار PFI برای یک قاب به صورت شکل (۱) تعریف می‌گردند.

در شکل (۱)، F_{wu} مقاومت برشی نهایی ورق، U_{we} تغییرمکان نقطه تسلیم ورق، F_{fu} مقاومت برشی نهایی قاب و U_{fe} تغییرمکان نقطه تسلیم قاب می‌باشند که با استفاده از روابط (۱) تا (۴) محاسبه می‌گردند.

$$F_{wu} = b \cdot t (\tau_{cr} + 0.5bt\sigma_y \sin 2\theta) \quad (1)$$

$$U_{we} = \frac{2\sigma_y}{E \sin 2\theta} d \quad (2)$$



می‌گردد.

$$V_n = \phi \times 0.42 \times F_y \times L_{ef} \times t_w \times \sin 2\alpha \quad (6)$$

که ϕ ضریب کاهش مقاومت سازه بوده و برابر با ۰/۹ می‌باشد. F_y تنش حد تسلیم دیوار، L_{ef} فاصله خالص بین دو ستون دیوار، t_w ضخامت دیوار و α زاویه تشکیل میدان کشش در دیوار با راستای قائم می‌باشد.

مطابق روابط PFI مقاومت برشی و تغییرمکان متناظر با ورق، قاب و پانل از روابط (۱) تا (۴) بدست می‌آیند.

آئین‌نامه AISC در رابطه (۶) نسبت مقاومت کششی مورد انتظار به مقاومت کششی حداقل ($R_t=1/2$) را نیز در محاسبات در نظر گرفته است به عبارتی ضریب ۰/۵ در رابطه (۱) از تئوری PFI با تقسیم شدن به ۱/۲ به ۰/۴۲ در رابطه (۶) از آئین‌نامه AISC341 تبدیل گردیده است ($0.5 \div 1/2 = 0.42$). همچنین مقدار تنش حد کمانش ورق (τ_{cr}) در رابطه (۱) ناچیز بوده که در روابط AISC صرف‌نظر گردیده است. بنابراین اگر رابطه (۱) در نسبت $0.75 = 0.42 \div 0.9 \div 1/2$ ضرب شود و $\tau_{cr}=0$ منظور گردد، روابط (۱) و (۶) معادل خواهند گردید.

به دلیل اینکه در طراحی دیوار از روش بار و مقاومت نهایی آئین‌نامه AISC استفاده شده است بنابراین برای رسم نمودارهای PFI لازم است تغییراتی به شرح زیر انجام گردد.

$$\frac{0.9}{1.2} (PFI) \approx V_{demand} \quad (7)$$

به عبارت دیگر می‌توان رابطه (۷) را به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$F_{pu} = F_{wu} + F_{fu} = 1.33 \times V_{demand} \quad (8)$$

بنابراین به منظور استفاده از PFI در طراحی باید برش نیاز (V_{demand}) در ۱/۳۳ ضرب شود و قاب و دیوار فولادی طوری طراحی شوند که مجموع ظرفیت آن‌ها از ۱/۳۳ برابر برش پایه مورد نیاز طبقه بیشتر گردد.

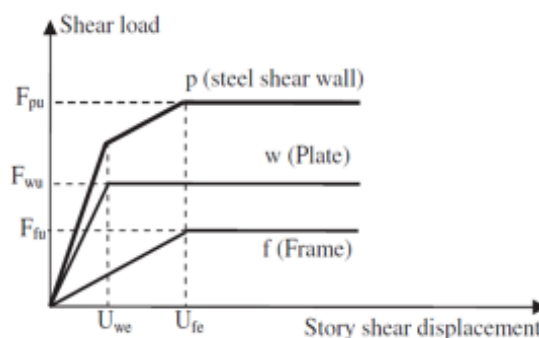
روند طراحی بهینه سیستم دیوار برشی فولادی به صورت زیر می‌باشد:

۱- از طبقه آخر بهینه‌سازی شروع و به طبقه همکف ختم می‌شود ($i=n \rightarrow 1$)

۲- فرض درصد مشخص سهم ورق و قاب در طبقه i در نظر گرفته می‌شود.

۳- ضخامت دیوار فولادی از روابط (۶)، (۷) و (۸) تعیین می‌گردد.

۴- حداکثر نیروی انتقالی از دیوار فولادی به قاب پیرامونی



شکل ۱- پارامترهای روش PFI [۲۴]

$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d} \quad (3)$$

$$U_{fe} = \frac{M_{fp}d^2}{6EI_f} \quad (4)$$

در روابط ارائه شده، b و d به ترتیب عرض و ارتفاع پانل، t ضخامت ورق، E مدول الاستیسیته ورق، σ_y تنش حد جاری شدن ورق و θ زاویه میدان کشش ورق با راستای افق، I_f و M_{fp} به ترتیب ممان پلاستیک و ممان اینرسی ستون‌ها می‌باشند.

پس از محاسبه ظرفیت قاب پیرامونی و ورق دیوار فولادی، ظرفیت کلی سیستم (F_{pu}) با استفاده از رابطه (۵) محاسبه می‌گردد.

$$F_{pu} = F_{fu} + F_{wu} \quad (5)$$

۳- روش طراحی بهینه دیوارهای فولادی

در طراحی رایج دیوارهای برشی فولادی ۱۰۰ درصد برش طبقه برای طراحی دیوار منظور می‌گردد و از مشارکت قاب پیرامونی در انتقال برش طبقه صرف‌نظر می‌گردد.

در طراحی بهینه سیستم دیوار فولادی که در این مقاله مورد بررسی قرار گرفته است قاب پیرامونی نیز در انتقال بارهای زلزله مشارکت داده می‌شود. به عبارتی با استفاده از روش آزمون و خطا میزان واقعی مشارکت دیوار فولادی و قاب پیرامونی در انتقال برش طبقه تعیین می‌گردد. لازم به ذکر است که این میزان در طبقات مختلف یکسان نبوده و فرق می‌کند. به همین منظور با توجه به اینکه ابعاد ستون‌های پایینی به ضخامت دیوار فولادی در طبقات فوقانی نیز وابسته می‌باشد، بنابراین لازم است که این بهینه‌سازی از طبقات آخر شروع گردد و در نهایت به طبقه همکف خاتمه پیدا کند.

با توجه به بند ۱۷.۲ از آئین‌نامه AISC341 مقاومت برشی اسمی برای طراحی دیوار فولادی به صورت رابطه (۶) محاسبه



با در نظر گرفتن ترکیب بارهای جانبی و ثقلی تعیین می‌گردد.

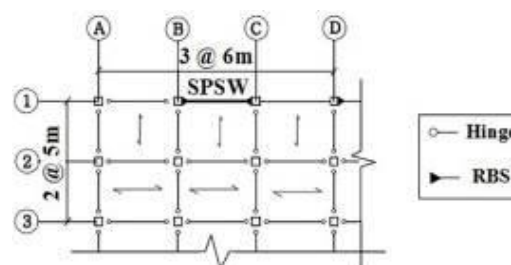
۵- قاب‌ها برای بارهای اعمالی در گام ۴ طراحی می‌شوند.
۶- ظرفیت دیوار و قاب محاسبه گردیده و با برش پایه مورد نیاز طبقه مقایسه می‌شود.

۷- اگر ظرفیت محاسباتی در گام ۶ از ظرفیت مورد نیاز طبقه بیشتر باشد باید ضخامت دیوار را کاهش داده و مراحل ۲ تا ۶ را تکرار نمود. اگر این ظرفیت کمتر باشد باید ضخامت دیوار را افزایش داد و مراحل فوق را تکرار نمود.

۸- پس از بهینه‌سازی طبقه، به ترتیب برای طبقات پایینی بهینه‌سازی انجام می‌گردد. باید دقت کرد که نیروهای طبقات بالایی پس از بهینه‌سازی به طبقات پایینی انتقال داده شوند.

۴- طراحی سازه

سازه‌ی مورد مطالعه یک ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه دارای نوع خاک ۳، ارتفاع طبقات ۳ متر واقع در تهران می‌باشد. پلان طبقات در شکل (۲) نشان داده شده است و دیوارهای فولادی در اطراف پلان جانمایی گردیده‌اند. با فرض توزیع بار جانبی متناسب با وزن سازه به هر دیوار، فقط قسمتی از پلان سازه که وزن آن در طراحی یکی از دیوارها موثر می‌باشد در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲- پلان سازه

مصلح تشکیل دهنده‌ی ورق دیوار فولادی از نوع S235J با مقاومت تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال و مصلح تیرها و ستون‌ها از نوع S350J با مقاومت تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال می‌باشند. بار مرده طبقات و بام برابر با ۵، بار زنده طبقات برابر با ۲ و بار زنده بام برابر با ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده‌اند. ضریب رفتار سازه مطابق آئین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7-10) [۲۵] برابر با ۷ در نظر گرفته شده و ضریب برش پایه برابر با ۰/۱۳۷۵ محاسبه گردیده است. مقطع ستون‌ها از نوع مربع شکل توخالی^۳ در نظر گرفته شده‌اند و برای اطمینان از وقوع مفصل پلاستیک

در تیرها (اصل ستون قوی-تیر ضعیف) از اتصال تیر به ستون از نوع مقطع کاهش یافته (RBS)^۴ استفاده گردید. طراحی دیوار برشی فولادی بر اساس الزامات آئین‌نامه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی آمریکا [۲۲]، راهنمای شماره ۲۰ آئین‌نامه AISC [۲۳] و به روش حدی انجام گردیده است.

قاب‌های مورد مطالعه با SPSW-xx نامگذاری گردیده‌اند که xx بیانگر سهم از کل بار برشی طبقه (بر حسب درصد) می‌باشد که برای طراحی دیوار مورد استفاده قرار گرفته است و برابر با ۱۰۰، ۷۵ و ۵۰ درصد می‌باشد. طرح بهینه نیز با $^{\circ}opt$ مشخص گردیده است. همچنین به منظور جلوگیری از افزایش نیاز لرزه‌ای سیستم، از ضخامت‌های محاسباتی برای ورق‌ها استفاده شده است.

در جدول (۱) میزان مشارکت ورق دیوار در تحمل بار جانبی برای چهار نمونه‌ی مورد بررسی در طبقات مختلف مشخص شده است. می‌توان ملاحظه نمود که در طرح بهینه، سهم ورق در مقاومت برشی سیستم بسیار کمتر از مقادیر متداول برای طراحی این سیستم می‌باشد که بطور متوسط حدود ۳۳ درصد است. در طبقه آخر میزان مشارکت ورق نسبت به سایر طبقات کاهش یافته است که به دلیل محدود نمودن حداقل بعد ستون به ۲۱۰ میلیمتر و استفاده از ابعاد بزرگتر برای ستون‌ها می‌باشد. با توجه به جدول (۱) ملاحظه می‌گردد که با کاهش مشارکت ورق در برش طبقه، ضخامت ورق و ابعاد المان‌های مرزی کاهش می‌یابد. همانطور که در قسمت‌های بعدی بحث خواهد شد ظرفیت سیستم در نمونه‌های ۱۰۰، ۷۵ و ۵۰ همچنان بالاتر از نیاز سازه می‌باشد. درحالی‌که در نمونه بهینه ظرفیت سیستم با نیاز سازه برابر شده است.

جدول ۱- درصد مشارکت ورق در مقاومت برشی سیستم

طبقه	SPSW -100	SPSW -75	SPSW -50	SPSW -Opt
درصد مشارکت ورق				
۱۰	۱۰۰	۷۵	۵۰	۱۳
۹				۲۸
۸				۳۴
۷				۳۸
۶				۳۴
۵				۳۳
۴				۳۳
۳				۳۳
۲				۳۲
۱				۳۴

در جدول (۲) مقاطع طراحی شده برای قاب روی محور ۱ بین محوره‌های B و C نشان داده شده‌اند. نامگذاری مقاطع طراحی شده براساس ابعاد اسمی مقاطع و ضخامت‌ها انجام گردیده است. به عنوان نمونه، در ستون سوم از این جدول، منظور از B360×25 مقطع مربعی توخالی با بعد ۳۶۰ میلیمتر و

ضخامت ۲۵ میلیمتر می‌باشد. همچنین در ستون چهارم از این جدول، منظور از b600,310,25,12 تیوروقی با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر، عرض بال ۳۱۰ میلی‌متر، ضخامت بال ۲۵ میلی‌متر و ضخامت جان ۱۲ میلیمتر می‌باشد.

جدول ۲- مقاطع طراحی قاب‌ها

تیر	ستون	ضخامت ورق	طبقه	تیر	ستون	ضخامت ورق	طبقه
SPSW-75				SPSW-100			
b600,220,25,10	B300×25	۱/۸	۱۰	b600,310,25,12	B360×25	۱	۱۰
b600,250,20,10	B300×25	۱/۵	۹	b600,310,25,12	B360×25	۲	۹
b600,250,20,10	B350×30	۲/۱	۸	b600,310,25,12	B400×30	۲/۸	۸
b550,250,20,10	B350×30	۲/۷	۷	b550,280,25,10	B400×30	۳/۶	۷
b550,250,20,10	B400×30	۳/۱	۶	b550,280,25,10	B450×35	۴/۲	۶
b450,260,20,8	B400×30	۳/۵	۵	b550,220,20,10	B450×35	۴/۷	۵
b450,260,20,8	B450×35	۳/۹	۴	b550,220,20,10	B500×35	۵/۲	۴
b400,190,20,8	B450×35	۴/۱	۳	b450,210,20,10	B500×35	۵/۵	۳
b400,190,20,8	B500×35	۴/۲	۲	b450,210,20,10	B550×40	۵/۷	۲
b400,190,20,8	B500×35	۴/۳	۱	b450,150,20,10	B550×40	۵/۸	۱
SPSW-Opt				SPSW-50			
b350,200,20,6	B210×20	۰/۱	۱۰	b550,210,20,10	B250×20	۰/۵	۱۰
b450,280,20,8	B260×20	۰/۵	۹	b550,210,20,10	B300×25	۱/۰	۹
b450,280,20,8	B290×20	۰/۹	۸	b450,280,20,10	B300×25	۱/۴	۸
b450,280,20,8	B290×25	۱/۳	۷	b450,280,20,10	B340×30	۱/۸	۷
b450,240,20,8	B320×25	۱/۴	۶	b450,280,20,10	B340×30	۲/۱	۶
b450,240,20,8	B320×30	۱/۵	۵	b400,220,20,8	B340×30	۲/۳	۵
b450,240,20,8	B330×30	۱/۷	۴	b400,220,20,8	B360×30	۲/۵	۴
b450,240,20,8	B340×30	۱/۸	۳	b350,200,20,8	B360×30	۲/۷	۳
b400,150,15,8	B350×30	۱/۸	۲	b350,200,20,8	B410×35	۲/۸	۲
b400,150,15,8	B360×30	۱/۹	۱	b350,180,15,8	B410×35	۲/۹	۱

*کلیه ابعاد بر حسب میلیمتر می‌باشند.

۵- نمودار نیرو-تغییر مکان طبقات

نمودار نیرو-تغییر مکان طبقات اول، پنجم و دهم برای پانل‌های مورد مطالعه، در شکل‌های (۳)، (۴) و (۵) نشان داده شده‌اند. نمودارهای سایر طبقات و رفتار سیستم به صورت مشابه بوده و به دلیل اختصار صرف‌نظر گردیده‌اند. در رسم این نمودارها از تئوری اندرکنش ورق و قاب (PFI) استفاده شده است. در این نمودارها P ، F و W به ترتیب بیانگر پانل، قاب و دیوار می‌باشند. ملاحظه می‌گردد که ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100 در شکل (۳-الف)، تقریباً ۳ برابر ظرفیت موردنیاز

طبقه می‌باشد. در شکل‌های (۳-ب) و (۳-ج) که ورق برای تحمل ۷۵ و ۵۰ درصد برش طبقه طراحی شده است، ظرفیت کلی سازه برابر با ۸۴۸۲ و ۹۸۸۹ کیلونیوتن بدست آمده است که به ترتیب ۲/۳ و ۱/۳ برابر ظرفیت موردنیاز طبقه (۳۶۸۱ کیلونیوتن) می‌باشد. در شکل (۳-د) مقدار بهینه برای تحمل برش توسط ورق (۳۴ درصد) با استفاده از روش آزمون و خطا و تکرار محاسبه گردیده است. همچنین ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100، برابر ۱/۳ برابر SPSW75 و به ترتیب ۲/۳ و ۳ برابر SPSW50 و SPSW-Opt می‌باشد. همانطور که در



شکل (۳-د) مشاهده می‌شود ظرفیت کلی سازه برابر با ظرفیت مورد نیاز طبقه باشد.

سختی پانل در نمونه SPSW100، $\frac{1}{4}$ برابر SPSW75، $\frac{2}{8}$ برابر SPSW50 و $\frac{4}{8}$ برابر SPSW-Opt بدست آمده است. نسبت سختی اولیه ورق به قاب در نمونه SPSW100 برابر $\frac{0.7}{0.8}$ و در نمونه SPSW75 برابر $\frac{0.8}{0.8}$ و در نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt برابر $\frac{1}{1}$ می‌باشد.

ملاحظه می‌گردد که هرچه مشارکت ورق دیوار در تحمل برش طبقه کمتر باشد، قاب پیرامونی کوچکتر و تغییرشکل تسلیم قاب‌ها افزایش می‌یابد. بنابراین با افزایش فاصله بین تغییرشکل تسلیم دیوار و قاب، جذب انرژی سیستم نیز افزایش می‌یابد. توجه به این نکته نیز جالب است که با اختصاص کل برش طبقه به دیوار فولادی، سختی اولیه قاب در شکل (۳-الف) بیشتر از دیوار می‌باشد و رفتار غالب و کنترل‌کننده سیستم، قاب پیرامونی می‌باشد.

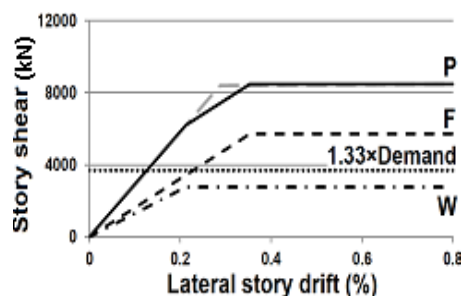
نمودار نیرو-تغییرمکان طبقه پنجم برای قاب‌های مورد مطالعه در شکل (۴) نشان داده شده است. با توجه به این شکل، ظرفیت کلی سازه در شکل (۴-الف)، $\frac{2}{6}$ برابر ظرفیت مورد نیاز طبقه می‌باشد که بیانگر طراحی دست بالا با فلسفه طراحی دیوار فولادی برای کل برش پایه طبقه و صرف‌نظر از ظرفیت باربری

قاب پیرامونی می‌باشد. در شکل‌های (۴-ب) و (۴-ج) ظرفیت کلی سازه برابر با ۵۷۰۶ و ۳۸۸۴ کیلونیوتن بدست آمده است که به ترتیب $\frac{1}{8}$ و $\frac{1}{3}$ برابر ظرفیت مورد نیاز طبقه (۳۰۵۳ کیلونیوتن) می‌باشد. درصد مشارکت ورق در طبقه پنجم نمونه بهینه ۳۳ درصد محاسبه گردیده است.

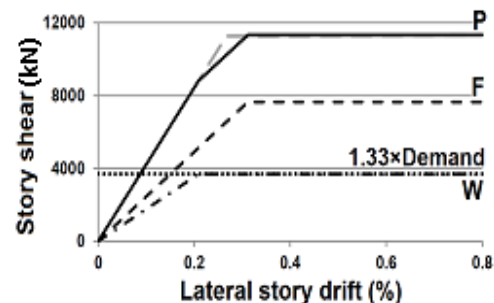
سختی پانل در طبقه پنجم در نمونه SPSW100، $\frac{1}{5}$ برابر SPSW75 و به ترتیب $\frac{2}{5}$ و $\frac{3}{5}$ برابر SPSW50 و SPSW-Opt بدست آمده است. ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100، $\frac{1}{4}$ ، $\frac{2}{6}$ و $\frac{2}{8}$ برابر SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt می‌باشند. نسبت سختی ورق به قاب در نمونه SPSW100 برابر ۱ و در نمونه‌های SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt برابر $\frac{1}{2}$ ، $\frac{1}{4}$ و $\frac{1}{1}$ می‌باشند.

نسبت تنش تسلیم قاب به ورق در نمونه SPSW100 برابر $\frac{1}{7}$ و در نمونه‌های SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt برابر $\frac{1}{9}$ ، $\frac{2}{2}$ و $\frac{2}{4}$ می‌باشند. به عبارتی با کاهش سهم دیوار در انتقال برش طبقه، این نسبت افزایش می‌یابد که با فلسفه بیشتر قاب پیرامونی در برش طبقه انطباق دارد.

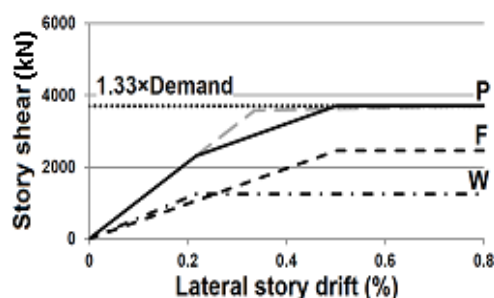
نمودار نیرو-تغییرمکان طبقه دهم برای نمونه‌های مورد مطالعه در شکل (۵) نشان داده شده است.



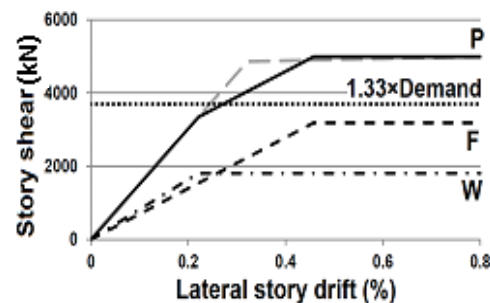
SPSW75 (ب)



SPW100 (الف)

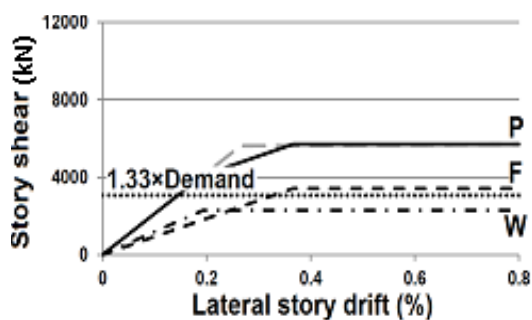


SPSW-Opt (د)

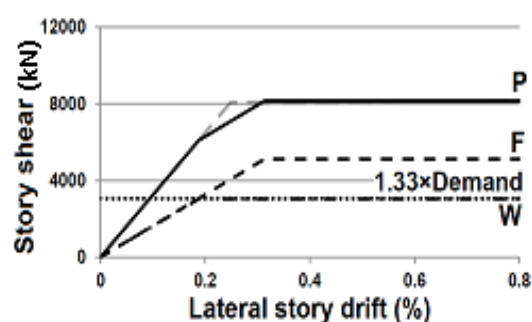


SPSW50 (ج)

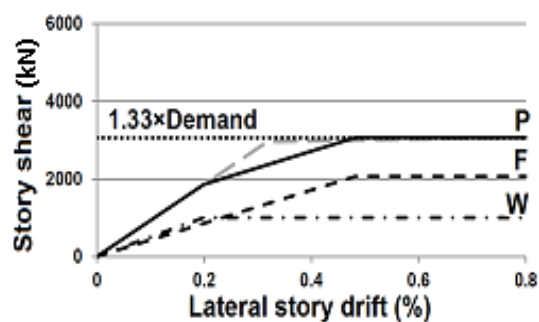
شکل ۳- نمودار PFI طبقه اول و مقایسه با ظرفیت برشی مورد نیاز سیستم



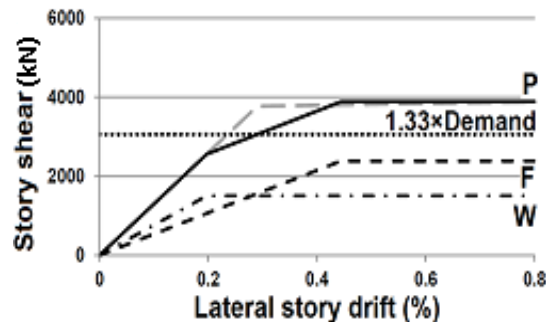
SPSW75 (ب)



SPW100 (الف)

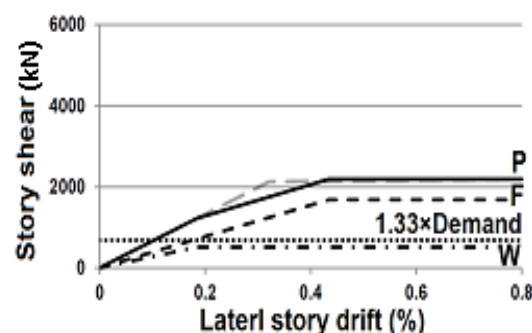


SPSW-Opt (د)

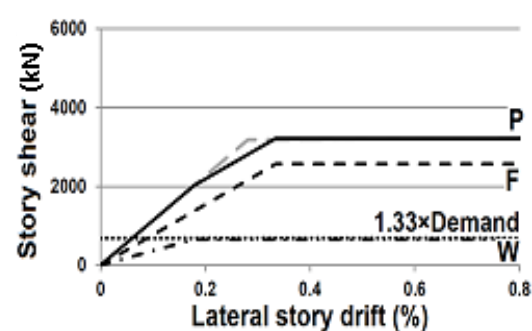


SPSW50 (ج)

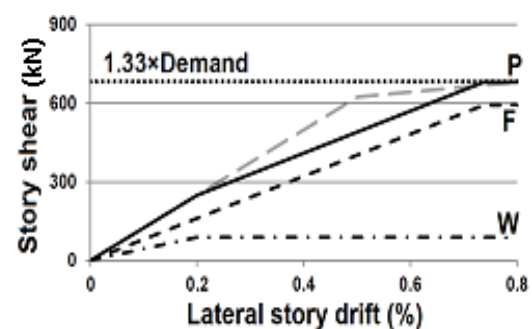
شکل ۴- نمودار PFI طبقه پنجم و مقایسه با ظرفیت برشی مورد نیاز سیستم



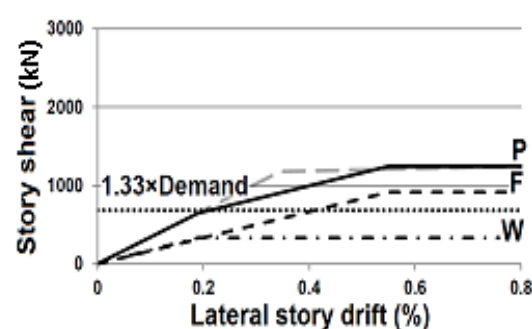
SPSW75 (ب)



SPW100 (الف)



SPSW-Opt (د)



SPSW50 (ج)

شکل ۵- نمودار PFI طبقه دهم و مقایسه با ظرفیت برشی مورد نیاز سیستم



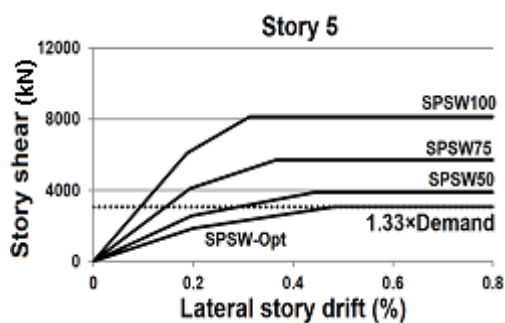
ورق در نمونه SPSW100 برابر $1/9$ ، در نمونه SPSW75 برابر $2/3$ و در نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt به ترتیب برابر $2/9$ و $3/7$ می‌باشند.

در شکل (۶) مقایسه بین نمودارهای نیرو-تغییر مکان پانل در طبقات مورد بررسی نشان داده شده‌اند. ملاحظه می‌گردد که با کاهش سهم دیوار در تحمل برش طبقه، سختی کاهش می‌یابد. ضمن اینکه ظرفیت سیستم در نمونه بهینه شده (SPSW-Opt) با برش مورد نیاز طبقه برابر گردیده است. نکته جالب توجه در نمودارهای مورد بررسی این است که تغییر مکان تسلیم ورق فولادی تقریباً ثابت می‌باشد در حالیکه تغییر مکان تسلیم قاب افزایش می‌یابد. به عبارتی افزایش فاصله بین تغییر مکان تسلیم ورق فولادی و قاب پیرامونی منجر به جذب انرژی بیشتر در این ناحیه می‌گردد. جزئیات محاسبات این تغییر مکان‌ها در طبقات مختلف نمونه‌های مورد بررسی در جدول (۳) ارائه شده‌اند.

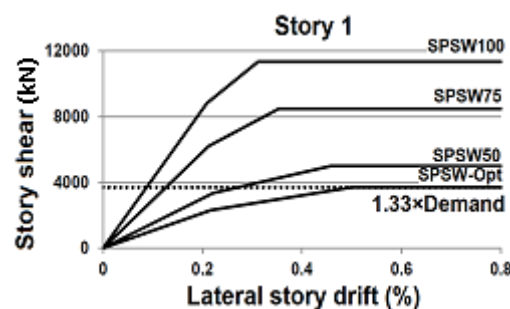
در جدول (۳) ملاحظه می‌گردد که به ازای ۲۵ درصد کاهش مشارکت ورق در بار جانبی، متوسط تغییر مکان تسلیم ورق (U_{we})، حدود ۳ درصد و متوسط تغییر مکان تسلیم قاب (U_{fe})، حدود ۲۰ درصد افزایش یافته است.

ظرفیت کلی سازه در شکل (۵-الف)، $4/7$ برابر ظرفیت برشی مورد نیاز طبقه می‌باشد. در شکل‌های (۵-ب) و (۵-ج) ظرفیت کلی سازه برابر با ۲۱۸۵ و ۱۲۴۴ کیلونیوتن بدست آمده است که به ترتیب $3/2$ و $1/8$ برابر ظرفیت برشی مورد نیاز طبقه (۶۸۱ کیلونیوتن) می‌باشد. در شکل (۵-د) درصد مشارکت بهینه ورق در برش طبقه برابر با ۱۳ درصد محاسبه گردیده است. سختی پانل در نمونه SPSW100 به ترتیب $1/7$ ، $3/3$ و $9/1$ برابر SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt بدست آمده است. ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100، $1/5$ برابر SPSW75 و به ترتیب $2/6$ و $4/7$ برابر SPSW50 و SPSW-Opt می‌باشند.

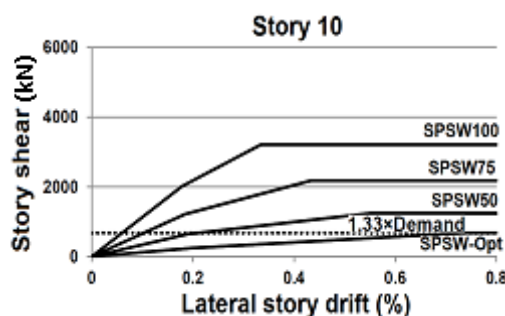
نسبت سختی ورق به قاب در نمونه SPSW100 برابر $0/4$ ، در نمونه SPSW75 برابر $0/7$ و در نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt به ترتیب برابر ۱ و $0/5$ می‌باشد. همانطور که مشخص است با کاهش مشارکت ورق در بار جانبی نسبت سختی ورق به قاب افزایش یافته است. کاهش نسبت سختی ورق به قاب در نمونه بهینه طبقه دهم به دلیل محدود نمودن حداقل بعد ستون به ۲۱۰ میلیمتر و مشارکت کم (۱۳ درصد) ورق در مقاومت برشی پانل می‌باشد. نسبت تنش تسلیم قاب به



(ب) طبقه پنجم



(الف) طبقه اول



(ج) طبقه دهم

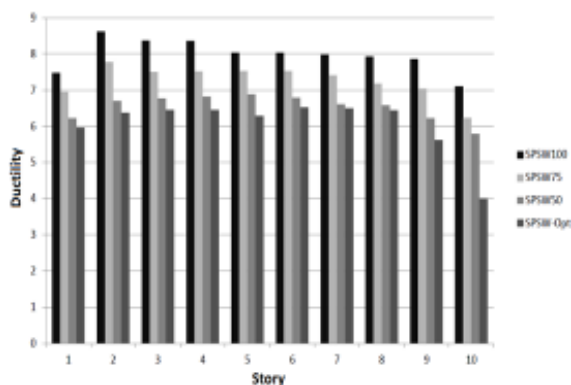
شکل ۶- مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان پانل در نمونه‌های مورد مطالعه

جدول ۳- تغییر مکان تسلیم ورق و قاب در نمودارهای PFI

U _{fe}	U _{we}	U _{fe}	U _{we}	U _{fe}	U _{we}	U _{fe}	U _{we}	طبقه
SPSW-Opt		SPSW50		SPSW75		SPSW100		
۲۲/۱	۶/۰	۱۶/۵	۵/۷	۱۳/۰	۵/۵	۱۰	۵/۳	۱۰
۱۷/۳	۶/۰	۱۴/۲	۵/۸	۱۳/۳	۵/۶	۱۰	۵/۳	۹
۱۴/۷	۵/۸	۱۴/۸	۵/۹	۱۱/۶	۵/۶	۹/۵	۵/۴	۸
۱۵/۶	۵/۹	۱۳/۱	۵/۹	۱۱/۹	۵/۷	۱۰	۵/۵	۷
۱۴/۰	۵/۹	۱۳/۲	۵/۹	۱۰/۶	۵/۷	۹/۲	۵/۶	۶
۱۴/۵	۶/۰	۱۳/۳	۵/۹	۱۱/۰	۵/۸	۹/۴	۵/۶	۵
۱۳/۷	۵/۹	۱۳/۰	۶/۰	۹/۹	۵/۸	۸/۵	۵/۶	۴
۱۳/۵	۶/۰	۱۳/۶	۶/۱	۱۰/۱	۵/۹	۸/۵	۵/۶	۳
۱۳/۴	۶/۰	۱۲/۱	۶/۲	۹/۰	۵/۸	۷/۷	۵/۷	۲
۱۵/۱	۶/۵	۱۳/۷	۶/۶	۱۰/۶	۶/۴	۹/۳	۶/۳	۱

* کلیه اعداد بر حسب میلیمتر می باشد.

در شکل (۷) شکل پذیری سازه در طبقات مختلف برای نمونه های مورد مطالعه نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می شود هرچه مشارکت ورق در تحمل برش کمتر باشد شکل پذیری سیستم نیز کاهش می یابد. به عبارت دیگر با کاهش میزان مشارکت ورق از ۱۰۰ درصد تا مقدار بهینه در طبقات مختلف، میزان شکل پذیری متوسط از حدود ۸ به ۶/۳ کاهش می یابد. با توجه به شکل (۷)، به ازای هر ۲۵ درصد کاهش سهم ورق نسبت به نمونه ۱۰۰ درصد، شکل پذیری سیستم حدود ۹ درصد کاهش می یابد.



شکل ۷- شکل پذیری نمونه ها در طبقات مختلف

۲-۶- جذب انرژی

مساحت زیر نمودار نیرو-تغییر مکان برابر با جذب انرژی سیستم می باشد. در شکل (۸) جذب انرژی سازه در طبقات مختلف برای نمونه های مورد مطالعه تا تغییر مکان ۲ درصد محاسبه گردیده اند.

با توجه به بررسی نمودارهای PFI در طبقات سازه می توان ملاحظه نمود که بر خلاف تصور عمومی، ظرفیت قابل تحمل توسط قاب به مراتب بیشتر از ورق فولادی می باشد. به عبارت دیگر، میزان مشارکت ورق در باربری طبقات کمتر از قاب پیرامونی می باشد و صرف نظر کردن از ظرفیت باربری قاب در محاسبات ممکن است به طراحی دست بالا منجر گردد. نکته قابل توجه این است که سختی جانبی قاب نیز بیشتر از ورق فولادی می باشد.

۶- ارزیابی لرزه ای سیستم

پارامترهای مهم لرزه ای سیستم نظیر شکل پذیری، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و جذب انرژی سازه ها در این بخش محاسبه و نقش فلسفه طراحی ارائه شده براساس تعیین میزان مشارکت واقعی ورق فولادی و قاب پیرامونی در این پارامترها بررسی گردیده اند.

۶-۱- شکل پذیری

براساس ATC-24، ضریب شکل پذیری تغییر مکانی یک سیستم می تواند از رابطه (۹) محاسبه گردد [۲۶].

$$\mu = \frac{U_{max}}{U_y} \quad (9)$$

در این رابطه، μ ضریب شکل پذیری، U_{max} تغییر مکان غیرارجاعی حداکثری که سیستم می تواند تحمل نماید (مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ برابر $0.02h$ فرض شده است) و U_y نیز برابر با تغییر مکان تسلیم سیستم می باشد.



ضرایب کاهش شکل‌پذیری برای قاب‌های مورد مطالعه در ستون دوم از جدول (۴) نشان داده شده است. می‌توان ملاحظه نمود که با کاهش میزان مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب کاهش شکل‌پذیری نیز کاهش می‌یابد. بطوریکه به ازای هر ۲۵ درصد کاهش در مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری سازه بطور متوسط حدود ۶/۸ درصد کاهش یافته است.

جدول ۴- پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه

نمونه	R_{μ}	Ω_0	R_u
SPSW100	۵/۰۱	۱/۴	۷/۰۱
SPSW75	۴/۶۷	۱/۵	۷/۰۱
SPSW50	۴/۳۳	۱/۶	۶/۹۳
SPSW-Opt	۴/۲	۱/۶۵	۶/۹۴

۶-۴- ضریب اضافه مقاومت

ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) مقاومتی است که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک (C_s) تا مرحله‌ی مکانیزم (C_y) از خود بروز می‌دهد و از رابطه (۱۱) بدست می‌آید.

$$\Omega_0 = \frac{C_y}{C_s} \quad (11)$$

ضرایب اضافه مقاومت با توجه به نمودارهای PFI برای هر طبقه محاسبه و مقادیر میانگین در طبقات مختلف قاب‌های مورد مطالعه در ستون سوم از جدول (۴) ارائه شده‌اند. ملاحظه می‌گردد که با کاهش میزان مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد. بطوریکه به ازای هر ۲۵ درصد کاهش مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب اضافه مقاومت سازه به طور متوسط ۷ درصد افزایش یافته است.

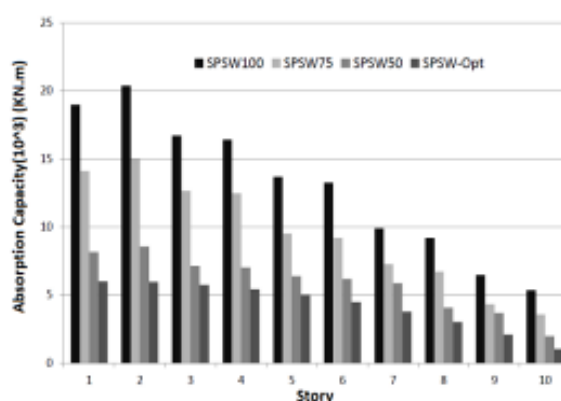
۶-۵- ضریب رفتار

ضریب رفتار در روش بار و مقاومت نهایی مطابق رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$R_u = R_{\mu} \Omega_0 \quad (12)$$

که R_u ضریب کاهش شکل‌پذیری و Ω_0 ضریب اضافه مقاومت سیستم می‌باشند. مقادیر متوسط ضریب رفتار در طبقات مختلف قاب‌های مورد بررسی در ستون چهارم از جدول (۴) ارائه شده‌اند. در این جدول ضریب رفتار برای نمونه‌های SPSW100 و SPSW75 برابر ۷/۰۱ و برای نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt به ترتیب ۶/۹۳ و ۶/۹۴ بدست آمده است. نکته قابل توجه از مقادیر متوسط ضریب رفتار در قاب‌های مورد مطالعه این

همانطور که ملاحظه می‌شود با کاهش میزان مشارکت ورق فولادی در تحمل برش طبقه، جذب انرژی سیستم نیز به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. کاهش قابل توجه جذب انرژی عمدتاً به دلیل کاهش سازه‌های قاب‌های پیرامونی و نیز کاهش ضخامت ورق فولادی می‌باشد. به عبارت دیگر طراحی دست بالا در روش رایج آئین‌نامه منجر به افزایش قابل توجه سازه‌ها و ضخامت ورق میانی می‌گردد. می‌توان ملاحظه نمود که در طرح بهینه میزان جذب انرژی کمتر از طراحی اولیه می‌باشد. البته این موضوع به معنی عدم کفایت سازه برای جذب انرژی زلزله نمی‌باشد و باید برای زلزله‌های مختلف مقدار انرژی جذب شده توسط سیستم با نیاز سازه‌ای مقایسه گردند. همچنین باید توجه نمود که به دلیل کاهش ابعاد قاب و کاهش ضخامت ورق فولادی، سختی سیستم نیز کاهش می‌یابد و منجر به کاهش نیاز لرزه‌ای می‌گردد. همانگونه که اشاره شد، در این تحقیق طراحی‌ها با فرض نیاز لرزه‌ای یکسان برای قاب‌های مورد مطالعه انجام گردیده است. با توجه به شکل (۸) می‌توان ملاحظه نمود که به ازای هر ۲۵ درصد کاهش سهم ورق نسبت به نمونه SPSW100، جذب انرژی سیستم حدود ۲۷ درصد کاهش می‌یابد.



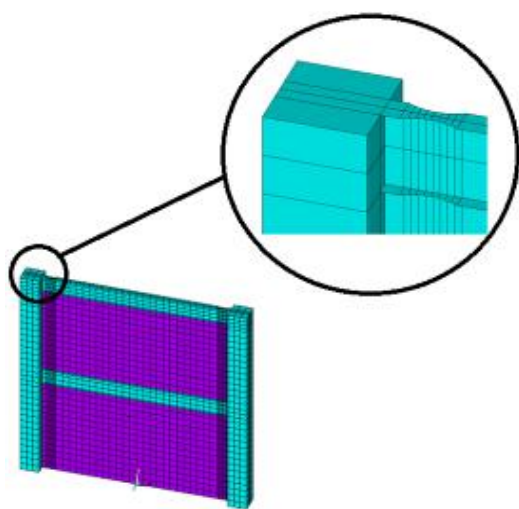
شکل ۸- جذب انرژی سازه در طبقات مختلف

۶-۳- ضریب کاهش شکل‌پذیری

یکی از روش‌های رایج برای تعیین ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ}) روش نیومارک و هال می‌باشد که از رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد. برای مقادیر میانی زمان تناوب‌ها (T) از درونیایی استفاده می‌شود [۲۷].

$$\begin{aligned}
 & T \leq 0.03 ; & R_{\mu} &= 1, \\
 & 0.12 \leq T \leq 0.5 ; & R_{\mu} &= \sqrt{2\mu - 1}, \\
 & T \gg 1 ; & R_{\mu} &= \mu
 \end{aligned} \quad (10)$$

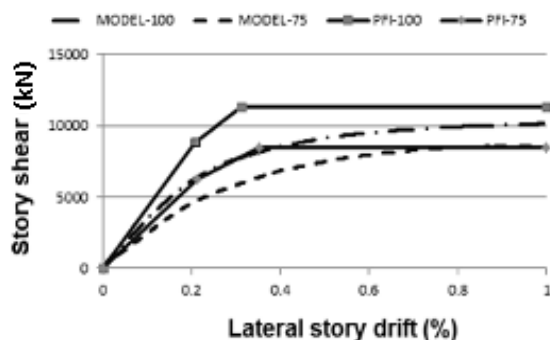
تسلیم بالاتر برای قاب پیرامونی، کاهش سازه‌های ستون‌ها و تیرها به حداقل مقدار ممکن می‌باشد. مصالح به صورت دوطبقه، با شیب سخت‌شوندگی ۱ درصد و سازه بهینه‌ها برابر ۲۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده‌است. در شکل (۹) مدل دو طبقه ساخته شده در نرم‌افزار ANSYS نشان داده شده است. همانگونه که در این شکل مشاهده می‌گردد به دلیل استفاده از مقطع کاهش‌یافته در اتصال تیر به ستون (RBS) نحوه مش‌بندی در انتهای تیر و نیز در محل‌های مجاور ستون‌ها تا حدودی ریزتر می‌باشد. همچنین برای جلوگیری از تمرکز تنش‌ها در ناحیه چشمه اتصال، در داخل ستون‌ها از ورق‌های پیوستگی استفاده گردیده است.



شکل ۹- مدل المان محدودی نرم‌افزار ANSYS

۷-۲- منحنی‌های نیرو-تغییر مکان

مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مربوط به مدل‌های نرم‌افزاری و نمودارهای PFI نمونه‌های مورد مطالعه در شکل (۱۰) انجام شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد منحنی‌های بدست آمده از نرم‌افزار قابل انطباق با نمودارهای PFI می‌باشند.



است که با وجود کاهش میزان مشارکت ورق فولادی در تحمل برش طبقه و کاهش قابل توجه سازه‌های ستون‌ها، تیرها و ضخامت ورق فولادی، مقدار ضریب رفتار محاسباتی تغییر زیادی ننموده است. به عبارت دیگر، کاهش مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری در نمونه‌های با میزان کمتر مشارکت ورق فولادی با افزایش ضریب اضافه مقاومت سازه جبران گردیده است.

۷-۱- آنالیز المان محدود نمونه‌ها

۷-۱-۱- ویژگی‌های مدل المان محدود

از مدل‌سازی المان محدود نمونه‌های مورد مطالعه برای بررسی نحوه توزیع نیروها در دیوار فولادی و قاب پیرامونی در دررفت‌های مختلف و میزان صحت نمودارهای PFI و نتایج بدست آمده استفاده گردیده است.

به همین منظور از نرم‌افزار المان محدود ANSYS برای مدل‌سازی و مطالعه نمونه‌ها تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش اور) استفاده شده است. در حالت‌های ۵۰ درصد و بهینه ضخامت ورق دیوار فولادی بسیار کم به دست آمده است و از آنجایی که نمونه‌ها با ابعاد محاسباتی و واقعی در نرم‌افزار مدل شده‌اند تغییر شکل‌های ورق بسیار زیاد می‌شود و همگرا کردن مدل‌ها بسیار مشکل می‌باشد. همچنین به دلیل حجم بالای محاسبات در مدل‌سازی یک سازه ۱۰ طبقه در نرم‌افزار ANSYS، تنها دو طبقه اول این سازه برای دو حالت ۱۰۰ درصد و ۷۵ درصد در نرم‌افزار مدل گردید تا بتوان رفتار برشی طبقه اول را بررسی نمود. برای بررسی رفتار طبقه اول نیاز به مدل کردن طبقه دوم نیز می‌باشد زیرا در سیستم دیوار برشی فولادی، تیر هر طبقه تحت نیروی کششی طبقات بالا و پایین خود قرار دارد. به همین منظور از مدل دو طبقه برای مطالعه طبقه همکف استفاده گردیده است.

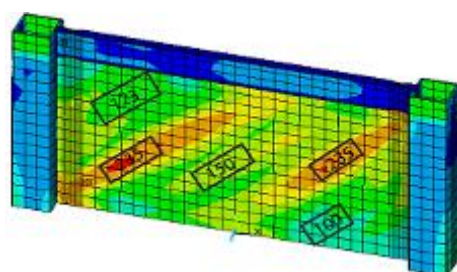
المان دیوار و قاب فولادی از نوع Shell181 انتخاب گردیدند. این المان دارای ۴ گره بوده و قابلیت ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی را دارا می‌باشد همچنین توانایی مدل‌سازی کمانش‌ها و تغییر شکل‌های بزرگ نیز دارد. اتصال پایه‌ی ستون‌ها به زمین، ورق به تیر و ستون‌ها و همچنین اتصالات تیرها و ستون‌ها به صورت یکپارچه می‌باشد. از تغییر شکل خارج از صفحه قاب جلوگیری به عمل آمده است. از مصالح S350J با مقاومت تسلیم ۳۵۰ MPa برای تیرها و ستون‌ها و S235J با مقاومت تسلیم ۲۳۵ MPa برای دیوار فولادی استفاده گردیده است. دلیل استفاده از فولاد با تنش

شکل ۱۰- مقایسه منحنی‌های پوش‌اور نرم‌افزار با نمودارهای PFI

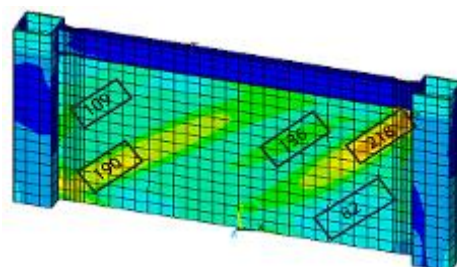
نشان داده شده‌اند. همانطور که در شکل‌ها مشخص است تنش‌ها از گوشه‌ی ورق شروع به زیاد شدن می‌کنند و هرچه سازه به جلو می‌رود مساحت بیشتری از ورق تسلیم می‌شود تا اینکه در دریفت ۱ درصد در نمونه SPSW100 و SPSW75 بخش عمده‌ای از مساحت ورق تسلیم گردیده است.

۷-۳- نحوه توزیع تنش‌ها در دیوار فولادی

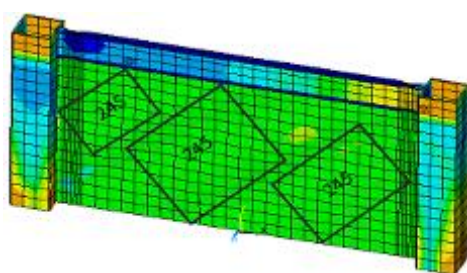
نحوه توزیع و مقدار تنش‌ها (بر حسب مگاپاسکال) در داخل دیوار فولادی در دریفت‌های مختلف در شکل‌های (۱۱) و (۱۲)



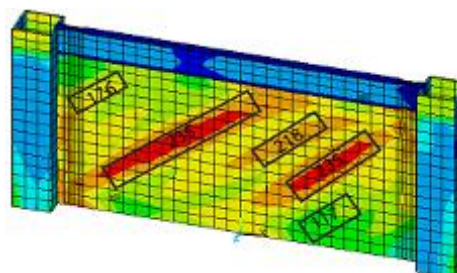
(ب) دریفت ۰/۱۳٪



(الف) دریفت ۰/۰۹٪

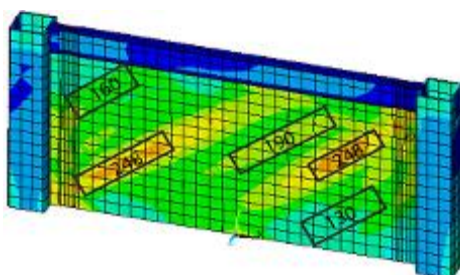


(د) دریفت ۱٪

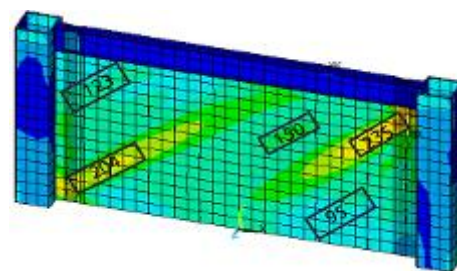


(ج) دریفت ۰/۱۶٪

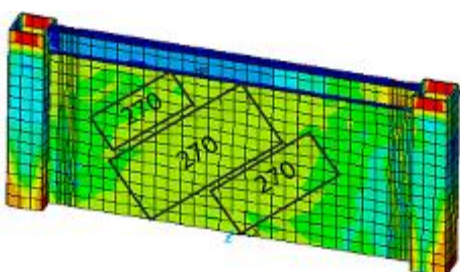
شکل ۱۱- توزیع تنش فون مایسز در دریفت‌های مختلف در نمونه SPSW100



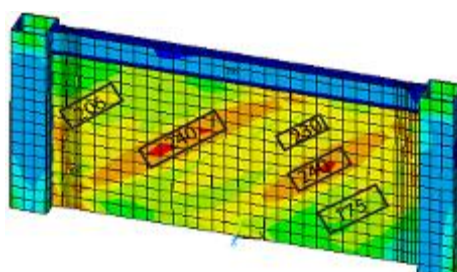
(ب) دریفت ۰/۱۳٪



(الف) دریفت ۰/۰۹٪



(د) دریفت ۱٪



(ج) دریفت ۰/۱۶٪

شکل ۱۲- توزیع تنش فون مایسز در دریفت‌های مختلف در نمونه SPSW75

شروع تسلیم در اتصال RBS در دریفت ۰/۴ درصد می باشد و ستون را از اثرات نامطلوب تمرکز تنش در ناحیه چشمه اتصال محافظت می نماید.

۷-۵- تغییر مکان خارج از صفحه ورق

در نمونه SPSW100 که ورق برای تحمل ۱۰۰ درصد برش طبقه طراحی شده است، ضخامت ورق فولادی در طبقه اول ۵/۸ میلیمتر بود که حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه آن در دریفت ۱ درصد، ۴۰ میلیمتر می باشد. در نمونه SPSW75 که ورق برای تحمل ۷۵ درصد برش طراحی شده است، ضخامت ورق فولادی در طبقه اول ۴/۳ میلیمتر بود که حداکثر تغییر مکان آن در دریفت ۱ درصد، ۳۶/۵ میلیمتر می باشد. همانطور که در شکل (۱۴) مشخص گردیده است، زاویه تشکیل میدان کششی قطری ورق فولادی در هر دو نمونه ۱۰۰ و ۷۵ درصد، ۴۱ درجه می باشد. محاسبه زاویه تشکیل میدان کششی قطری ورق فولادی نشان می دهد که با کاهش میزان مشارکت ورق در انتقال بار جانبی مقدار این زاویه تغییر چندانی نمی کند.

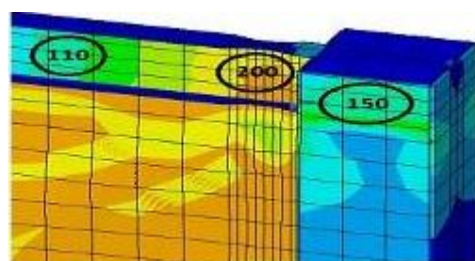
مشاهده می گردد که با وجود کاهش قابل ملاحظه در ضخامت ورق فولادی در نمونه SPSW75 نسبت به نمونه SPSW100 مقدار تغییر شکل خارج از صفحه ورق تغییر زیادی ننموده است. بعبارتی، با کاهش مشارکت ورق در تحمل بار جانبی (و کاهش ضخامت ورق فولادی)، تعداد موج های

اولین نقطه تسلیم ورق در نمونه SPSW100 در دریفت ۰/۱۳٪ اتفاق افتاده است در حالیکه این نقطه تسلیم در نمونه ۷۵ درصد در دریفت ۰/۰۹٪ می باشد. بعبارت دیگر، کاهش میزان مشارکت دیوار فولادی، تغییر مکان شروع تسلیم در ورق فولادی را کاهش می دهد. نقطه تسلیم کل دیوار در نمونه SPSW100 در تغییر مکان معادل ۴/۳ میلیمتر اتفاق افتاده است. در حالیکه این نقطه تسلیم در نمونه SPSW75 در تغییر مکان معادل ۵ میلیمتر می باشد.

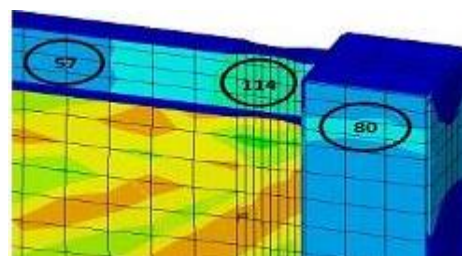
۷-۴- رفتار اتصال کاهش یافته تیر به ستون

به منظور رعایت فلسفه تیر ضعیف-ستون قوی از مقاطع کاهش یافته (RBS) مطابق آیین نامه AISC358 [۲۸] در قسمت های انتهایی تیر استفاده شده است.

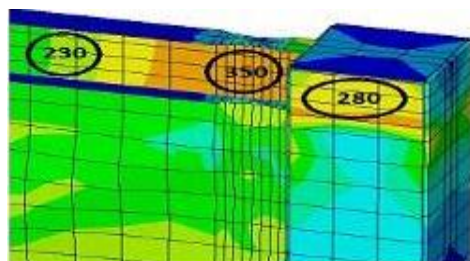
فلسفه استفاده از مقطع کاهش یافته در تیرها، ایجاد مفصل پلاستیک در محل مقطع کاهش یافته، جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون ها و تأمین فلسفه ستون قوی-تیر ضعیف می باشد. نحوه توزیع تنش های فون مایسز در اتصال RBS در دریفت های مختلف در شکل (۱۳) نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۳) مشاهده می گردد استفاده از مقطع کاهش یافته سبب افزایش تنش در ناحیه کاهش یافته و تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها و جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون گردیده است. می توان ملاحظه نمود که نقطه



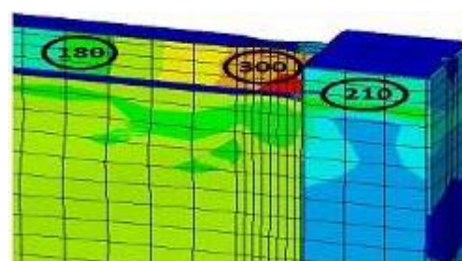
ب) دریفت ۰/۰۵٪



الف) دریفت ۰/۰۱٪



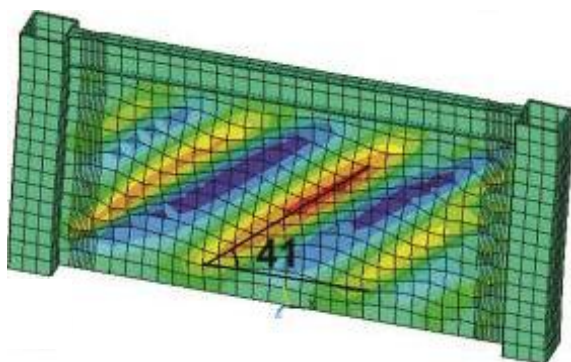
د) دریفت ۰/۰۴٪



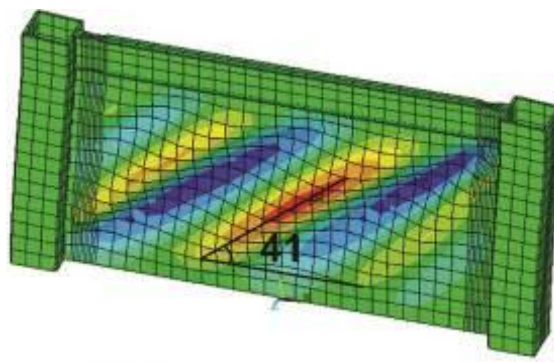
ج) دریفت ۰/۰۲٪

شکل ۱۳- توزیع تنش فون مایسز در دریفت های مختلف در نمونه RBS





SPSW75 (ب)



SPSW100 (الف)

شکل ۱۴- تغییر مکان خارج از صفحه ورق فولادی در دررفت ۱ درصد

۳۸ درصد و قاب پیرامونی ۶۲ درصد برش را تحمل می‌کند. در نمونه SPSW75 در ابتدا ورق فولادی ۵۴ درصد و قاب پیرامونی ۴۶ درصد برش را تحمل می‌کند (مشابه SPSW100). در حالیکه در دررفت معادل ۱ درصد ورق فولادی ۳۳ درصد و قاب پیرامونی ۶۷ درصد برش را تحمل می‌کند. به عبارتی با افزایش دررفت سازه، سهم دیوار فولادی در تحمل برش طبقه در نمونه SPSW75 به میزان بیشتری نسبت به نمونه SPSW100 کاهش می‌یابد. باید به این نکته نیز اشاره نمود که در طراحی نمونه SPSW100 کل برش طبقه به دیوار فولادی اختصاص داده شده بود در حالیکه میزان مشارکت دیوار فولادی بین ۳۸ تا ۵۴ درصد متغیر می‌باشد. بطور مشابه در نمونه SPSW75 که دیوار فولادی برای تحمل ۷۵ درصد کل برش طبقه طراحی شده بود نیز میزان مشارکت دیوار فولادی بین ۳۳ تا ۵۴ درصد ظرفیت کل سیستم می‌باشد. این نمودارها بیانگر آن است که درصد برش اختصاص یافته برای طراحی دیوارهای فولادی دست بالا بوده و در عمل دیوارها مقدار کمتری از برش طبقه را انتقال می‌دهند. ضمن اینکه مقدار زیادی از برش طبقه توسط ستون‌ها انتقال می‌یابد و صرف نظر کردن از نقش قاب پیرامونی در انتقال برش طبقه منجر به طراحی غیراقتصادی سیستم می‌گردد.

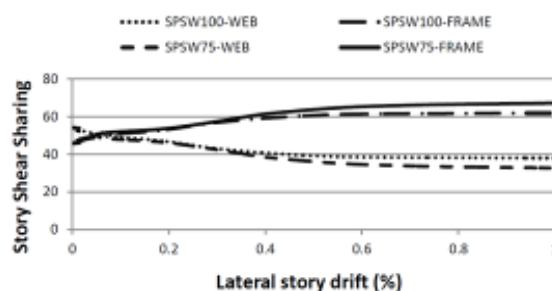
۸- نتیجه گیری

چهار نمونه دیوار برشی فولادی در یک ساختمان ۱۰ طبقه برای ۱۰۰، ۷۵، ۵۰ و درصد برش بهینه مورد نیاز طراحی گردیدند و ظرفیت هریک از قاب‌ها با ظرفیت برشی مورد نیاز هر طبقه مقایسه گردیدند. با توجه به نتایج بدست آمده، طراحی دیوار برای درصد برش بالاتر و صرف نظر کردن از نقش ستون‌ها در انتقال برش طبقه منجر به افزایش ضخامت ورق و ابعاد قاب پیرامونی می‌گردد که باعث غیراقتصادی شدن طرح می‌شود.

تغییر شکل خارج از صفحه ورق (تعداد برآمدگی‌ها و تورفتگی‌های ورق) بیشتر، اما مقدار حداکثر جابجایی در جهت خارج از صفحه ورق فولادی کمتر می‌گردد. این موضوع می‌تواند به قابلیت جذب انرژی بیشتر سیستم تفسیر گردد.

۷-۶- نحوه مشارکت ورق فولادی و قاب پیرامونی در برش طبقه

برای تعیین میزان برش انتقالی توسط دیوار فولادی و قاب پیرامونی، میزان نیروهای انتقالی توسط دیوار در محل اتصال گره‌های دیوار به فونداسیون در دررفتهای مختلف تعیین گردیده و باقیمانده برش توسط قاب پیرامونی (ستون‌ها) تحمل می‌گردد (شکل (۱۵)).



شکل ۱۵- میزان مشارکت ورق فولادی و قاب پیرامونی در برش با افزایش دررفت طبقه

با توجه به شکل (۱۵) مشاهده می‌گردد که با افزایش دررفت سازه، سهم ورق فولادی در تحمل برش طبقه کاهش می‌یابد. همچنین کاهش سهم ورق در نمونه SPSW75 بیشتر می‌باشد. بطوریکه در نمونه SPSW100، در ابتدا ورق فولادی ۵۴ درصد و قاب پیرامونی ۴۶ درصد برش طبقه را تحمل می‌کند. در حالیکه در دررفت معادل ۱ درصد، ورق فولادی

- [9] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2006), "Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls Regarding Frame Members", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, No. 7, pp. 730-738.
- [10] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2007), "Cyclic Behavior, Deformability and Rigidity of Stiffened Steel Shear Panels", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, No. 4, pp. 554-563.
- [11] Choi, L. and Park, H. (2008), "Cyclic Test for Framed Steel Plate Walls with Various Infill Plate Details", *Proceedings of the 14th World Conference in Earthquake Engineering*, Beijing, China.

[۱۲] صبوری قمی، س. و سجادی، ر. (۱۳۸۷)، "بررسی آزمایشگاهی ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده و بدون سخت کننده"، *مجله علمی و پژوهشی سازه و فولاد*، سال چهارم، شماره ۳.

[۱۳] صبوری قمی، س.، آهوری، ا. و مام عزیزی، ص. (۱۳۹۰)، "ارزیابی اثر ابعاد و بازشوی متقارن بر سختی و مقاومت دیوارهای برشی فولادی تقویت شده"، *ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان*، دانشگاه سمنان.

[14] Kharrazi, M.H., Ventura, C.E. and Prion H.G. (2010), "Analysis and Design of Steel Plate Walls: Analytical Model", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 38, No. 1, pp.49-59.

[15] Chen, Sh. and Jhang, Ch. (2011), "Experimental Study of Low- Yield-Point Steel Plate Shear Wall under In-Plane Load", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 67, pp. 977-985.

[16] Hosseinzadeh, S.A.A. and Tehranizadeh, M. (2014), "Behavioral Characteristics of Code Designed Steel Plate Shear Wall Systems", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 99, pp. 72-84.

[۱۷] مرادی نژاد، ز.، غلامپور، س. و وائقی امیری، ج. (۱۳۹۴)، "بررسی تاثیر موقعیت قرارگیری دیوار برشی فولادی بر خرابی پیشرونده با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی"، *ششمین کنگره ملی سازه و فولاد*، تهران.

[۱۸] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش بین، م. (۱۳۹۴)، "شکل پذیری و ظرفیت مورد نیاز برای طراحی ساختمان های فولادی با سیستم دیوار برشی فولادی ویژه بدون سخت کننده"، *همایش بین المللی معماری- عمران و شهرسازی در هزاره سوم*، تهران.

[۱۹] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش بین، م. (۱۳۹۴)، "تاثیر میزان مشارکت ورق در تحمل برش طبقه در سیستم دیوار برشی فولادی ویژه بدون سخت کننده"، *ششمین کنفرانس ملی سازه و فولاد*، تهران.

[۲۰] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش بین، م. (۱۳۹۴)، "اثر ضریب نسبت تنش کمانشی برشی به تنش تسلیم برشی در طرح لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی ویژه با سخت کننده"، *ششمین کنفرانس ملی سازه و فولاد*، تهران.

[۲۱] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش بین، م. (۱۳۹۴)، "اثر تغییرات فاصله ی بین سخت کننده ها در طرح لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی با سخت کننده"، *دومین همایش ملی مهندسی سازه ایران*، تهران.

[22] AISC, ANSI/AISC 341. (2005), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.

[23] AISC Steel Design Guide 20. (2007), *Steel Plate Shear Walls*, American Institute of Steel Construction.

همچنین با توجه به نمودارهای PFI و مدل سازی المان محدود نمونه ها، مشخص گردید که در نمونه های با میزان مشارکت کمتر ورق فولادی در برش طبقه، مقدار ضریب کاهش شکل پذیری کاهش یافته و ضریب اضافه مقاومت سازه افزایش می یابد. در حالیکه مقدار متوسط ضریب رفتار سازه تغییر چندانی نمی کند. به صورت کلی می توان نتیجه گرفت که با تعیین میزان دقیق مشارکت ورق فولادی و قاب پیرامونی در برش مورد نیاز طبقه و تعیین میزان کاهش در نیاز لرزه ای سازه به دلیل افزایش زمان تناوب اصلی سازه، می توان طراحی به مراتب اقتصادی تر با حفظ ضوابط طراحی لرزه ای سازه ها انجام داد.

آنالیز المان محدودی نمونه های مورد مطالعه نیز بیانگر میزان مشارکت به مراتب کمتر ورق فولادی در برش طبقه می باشد. برای تکمیل مباحث ارائه شده در این تحقیق نیاز به مطالعات تکمیلی تر در سازه های با تعداد طبقات مختلف و نیز رفتار سازه ها تحت آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی و آنالیزهای دینامیکی افزایشی (IDA) می باشد و ارائه طرح بهینه مستلزم تحقیقات تکمیلی تر در این خصوص می باشد.

۹- مراجع

- [1] Takahashi, Y., Takmemoto, T. and Tagaki, M. (1973), "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing Under Alternative Horizontal Load", *Preliminary Report*, Lisbon, Portugal.
- [2] Timler, P.A. and Kulak, G.L. (1987), "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report*, of Civil Engineering, University of Alberta, Canada, No.145.
- [3] Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S. (1991), "Hysteric Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", *Thin Walled Structures*, Vol. 12, No.2, pp.145-162.
- [4] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E. and Kharrazi, M.H.K. (2005), "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 6, pp. 878-889.
- [5] Cassese, V., Elgaali, M. and Chen, R. (1993), "Experimental Study on Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 2, pp. 573-587.
- [۶] قلهکی، م. (۱۳۸۶)، "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر آن ها"، *رساله دکتری سازه*، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.
- [۷] درویشی، ا.، جمشیدی، م.، غفاری، ح. و میربابایی، س. ا. (۱۳۹۰)، "بررسی تاثیر سختی ستون در ظرفیت باربری دیوارهای برشی فولادی"، *همایش ملی سازه راه-معماری، چالوس*، دانشگاه آزاد اسلامی واحد چالوس.
- [8] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2005), "The Effects of Surrounding Members on Post-Buckling Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls (TSPSW)", *Advances in Steel Structures*, Elsevier Ltd, 2, pp. 1427-1432.



- [26] ATC-24, Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures, Report-24, (1992), Applied Technology Council.
- [27] Borzi, B. and Elnashai, A.S. (1999), "Refined Force Reduction Factors for Seismic Design", Engineering Structures, Vol. 22, pp. 1244-1260.
- [28] ANSI/AISC 358-10. (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of steel construction Inc.

- [24] Sabouri-Ghomi, S. and Sajjadi, S.R.A. (2012), "Experimental and Theoretical Studies of Steel Shear Walls With and Without Stiffeners", Journal of Construction Steel Research, Vol. 75, pp.152-159.
- [25] ASCE/SEI 7-10. (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineering.

پی نوشت

- ¹ Low Yield Point
- ² Plate Frame Interaction
- ³ Hollow Square Section
- ⁴ Reduced Beam Section
- ⁵ Optimized
- ⁶ Panel
- ⁷ Frame
- ⁸ Wall