

بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده در سازه‌های بلند

مرآت اقبالیان
کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز
کریم عابدی
استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

چکیده

دیوارهای برشی فولادی سیستم سازه‌ای جدیدی هستند که در ۳ دهه‌ی اخیر بدلیل خصوصیات مناسب لرزه‌ای در ساختمان‌های بلند و در مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این دیوارها به دو صورت تقویت شده و بدون تقویت اجرا می‌شوند. نوع تقویت نشده‌ی آن بدلیل استفاده کامل از ظرفیت ورق، جزئیات اجرایی ساده و هزینه‌ی کم، گزینه‌ی مناسب‌تری برای استفاده در سازه‌های بلند می‌باشد. برای طراحی این سیستم ۳ روش طراحی وجود دارد که در هر ۳ روش، طراحی بر اساس برش انجام شده و از اثر خمش صرف‌نظر می‌شود. در ساختمان‌های بلند بدلیل ارتفاع زیاد سازه، علاوه بر نیروهای برشی، نیروهای خمشی قابل توجهی در دیوارهای برشی بوجود می‌آید. در این مطالعه به کمک روش عناصر محدود و تحلیل‌های غیرخطی هندسی و مصالح، رفتار خرابی دیوارهای برشی فولادی تقویت نشده در سازه‌های بلند مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج بدست آمده از تحلیل‌ها، نشان دهنده‌ی ناکارآمدی روش‌های موجود طراحی دیوارهای برشی فولادی در سازه‌های بلند می‌باشد. با توجه به این مطلب پیشنهاداتی از قبیل اصلاح شرایط مرزی از طریق به‌کارگیری سیستم‌های سازه‌ای مناسب و همچنین اصلاح روش طراحی، جهت کاربرد این سامانه در سازه‌های بلند ارائه شده است. تحلیل‌های غیرخطی هندسی و مصالح انجام شده، مؤثر بودن این راهکارها را تأیید می‌کنند. کلمات کلیدی: دیوارهای برشی فولادی، تحلیل غیرخطی، عناصر محدود، گمانش الاستیک، میدان کشش قطری، ساختمان‌های بلند.

Investigation in to the Behavior of Unstiffened Steel Shear Walls in Tall Buildings

M. Eghbalian and K. Abedi
Civil Engineering Faculty Sahand University of Technology, Tabrize

Abstract

In past decades, steel shear walls (SSWs) have been used as a new lateral resistance structures in tall buildings and high seismic risk regions due to appropriate seismic specifications. SSWs are constructed in two forms of unstiffened and stiffened types. The unstiffened form is the best choice for designers, because of its simple constructional details and lower cost. There are three types of design procedures for SSWs. In all procedures, the designing process is performed Base on shear strength, and the bending strength is neglected. In tall buildings, significant bending forces occur in addition to shear forces. Hence in the present study, the behavior of SSWs in tall buildings was assessed, by applying into account both bending forces and shear forces. The analysis was performed by advanced nonlinear finite element program ANSYS[®]. The analysis results represented incapability of current SSWs design procedure in tall buildings. Some recommendations including modifying boundary conditions using feasible structural systems and modifying design procedure, in order to implementing this type of resistance systems, were proposed. The performed nonlinear collapse analysis demonstrates the effectiveness, reliability and validity of the proposed approach.

Key words: Durability, Steel shear walls, Nonlinear analysis, Finite element modeling, Elastic buckling, Diagonal tension field, Tall building.

۱- مقدمه

دیوار برشی فولادی یک سیستم باربر جانبی در ساختمان‌ها می‌باشد که استفاده از آن در سازه‌های بلند در سال‌های اخیر با شتاب چشم‌گیری گسترش یافته است. در این سیستم کمانش ورق‌ها، در صورتی که به‌طور مناسب به قاب محیطی متصل شده باشند، به معنی خرابی سیستم نمی‌باشد و مقاومت پس کمانشی ورق چندین برابر مقاومت کمانش الاستیک آن است.

۲- مروری بر مطالعات و تحقیقات آزمایشگاهی

مطالعات بر روی مقاومت پس کمانشی ورق‌ها از سال ۱۹۳۱ آغاز شدند. در این راستا Basler جهت پیشگویی ظرفیت نهایی تیر ورق‌ها تحت اثر برش خالص در صرف‌نظر کردن از سختی بال‌ها، مدلی از میدان کششی ناقص را پایه‌گذاری کرد. بعد از آن Poter سختی بال‌ها را مورد توجه قرار داد. Kulak ورق فولادی نازک را در پانل دیوار برشی توسط یک سری از نوارهای کششی مورب مدل‌سازی کرد.

جهت بررسی رفتار دیوار برشی فولادی آزمایشاتی از سال ۱۹۷۳ جهت بررسی رفتار این سیستم باربر جانبی آغاز شد. Takanashi و Takemoto (۱۹۷۳)، Mimura و Akiyama (۱۹۷۷) بر روی دوازده نمونه یک طبقه و دو نمونه دو طبقه، آزمایشات لرزه‌ای (رفت و برگشتی) انجام دادند [۱] و [۲] Yamada (۱۹۹۲) بر روی دو نمونه یک طبقه آزمایشاتی را تحت بارگذاری افزایش‌یابنده به انجام رساند [۳]. Caccese و Elgaaly (۱۹۹۳-۱۹۹۸) طی دو مرحله، آزمایشاتی را تحت بارگذاری لرزه‌ای (رفت و برگشتی) بر روی هشت نمونه سه طبقه و هفت نمونه دو طبقه انجام دادند [۴] و [۵].

Yamada و Suqii (۱۹۹۶) بر روی چهارده نمونه یک طبقه، آزمایشات لرزه‌ای (رفت و برگشتی) را به انجام رساندند [۶]. Timler و همکاران (۱۹۹۸) با انجام مطالعاتی اعلام کردند که سیستم دیوار برشی فولادی در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی اقتصادی‌تر می‌باشند. [۷] Berman و Bruneau (۲۰۰۵) بر روی شش نمونه یک طبقه، آزمایشات لرزه‌ای (رفت و برگشتی) را انجام دادند [۸].

در تحقیقات انجام شده، هدف عمده، بررسی رفتار پانل‌های دیوار برشی فولادی تحت اثر برش خالص بوده است در این میان چند نمونه‌ی چهار طبقه نیز ساخته شده است [۹]، [۷] و [۱۰] که در این نمونه‌ها اثر نیروهای خمشی بر رفتار کلی

سیستم قابل لمس‌تر است. بطور مثال در آزمایشات انجام شده بر روی نمونه‌های یک طبقه و چهار طبقه توسط Lubell [۹]. تاکنون سه روش جهت طراحی دیوارهای برشی فولادی پیشنهاد شده است، در روش اول که روش طراحی آیین‌نامه‌ی کانادا است و روش دوم که روش المان معادل خرابایی پیشنهاد شده توسط Elgaaly است، دیوارهای برشی فولادی بصورت المان‌های نواری مدل‌سازی می‌شوند که این المان‌ها فقط تحت اثر نیروهای کششی می‌باشند. اولین نکته در این نوع مدل‌سازی، صرف‌نظر کردن از اندرکنش بین ورق پرکننده و قاب محیطی می‌باشد [۱۱] و [۴].

در روش سوم که روش طراحی ارائه شده توسط صبوری-Roberts و به روش PFI (Plate Frame Interaction) معروف است، با وجود اینکه اندرکنش بین قاب و ورق در نظر گرفته شده است ولی یکی از فرضیات اساسی در این روش ناچیز بودن اثر خمش می‌باشد [۱۲].

۳- مدل‌سازی عناصر محدود دیوار برشی فولادی و دقت‌سنجی با نتایج آزمایشگاهی

با توجه به قابلیت‌هایی که روش عناصر محدود در حل مسائل پیچیده مهندسی دارد، از این روش و از نرم افزار ANSYS که مبتنی بر روش عناصر محدود می‌باشد استفاده شده است. در مدل‌سازی اجزاء محدود دیوار برشی فولادی فرضیات زیر مورد استفاده قرار گرفته است:

- جهت مدل‌سازی تیرها و ستون‌های قاب محیطی از المان *BEAM188* استفاده شده است؛
 - برای مدل‌سازی دیوار برشی از المان *SHELL181* استفاده گردیده است؛
 - رفتار غیرخطی مصالح به کمک گزینه‌های غیرخطی و ایزوتروپیک *Biso* و *Miso* که بترتیب یک مدل دو خطی و چندخطی هستند مدل‌سازی شده است؛
 - رفتار غیرخطی هندسی در تمام تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است؛
 - استفاده از معیار تسلیم *Von-Mises* برای مصالح؛
- سه نمونه مختلف جهت تصدیق نتایج حاصل از روش عناصر محدود در نظر گرفته شده است. نمونه اول یک قاب چهار طبقه است که توسط Lubell و همکارانش [۱۰] آزمایش

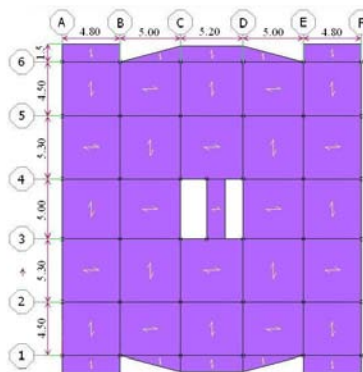


شکل ۲- مقایسه‌ی نحوه‌ی گسترش خرابی در نمونه آزمایشگاهی و نمونه‌ی عناصر محدود

در شکل (۲) نیز نحوه‌ی گسترش خرابی نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی عناصر محدود با هم مقایسه شده‌اند.

۴- تعریف مسأله و اهداف تحقیق

مطابق شکل (۳) پلان یک ساختمان که شرایط یک ساختمان منظم در پلان و ارتفاع را دارا می‌باشد و دیگر شرایط مندرج در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ را نیز ارضاء نماید، انتخاب شده است. جهت بررسی اثر افزایش ارتفاع و طبیعتاً افزایش اثر نیروهای خمشی و برشی توام، پنج نمونه‌ی دیگر با تعداد طبقات ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و پلان مشترک انتخاب گردیده‌اند.



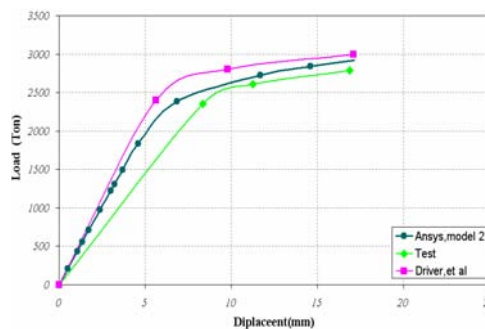
شکل ۳- پلان طبقات ساختمان و جهت تیرچه‌ریزی سقف

به کمک یکی از روش‌های طراحی، دیوارهای برشی بکار رفته در این ساختمان‌ها طراحی شدند. دیوارهای برشی فولادی طراحی شده برای شش ساختمان مورد مطالعه، به کمک روش عناصر محدود و نرم افزار ANSYS مدل‌سازی شدند. به کمک تحلیل‌های غیرخطی هندسی و مصالح، رفتار خرابی آنها در سازه‌های بلند و تحت اثر افزایش نیروهای خمشی و برشی مورد

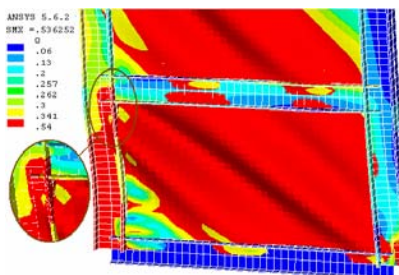
شده است. نمونه دوم قاب چهار طبقه‌ی آزمایش شده توسط Kulak و همکارانش [۱۳] است و در پایان یک قاب سه طبقه که توسط Elgaaly, Casese [۱۴] مورد آزمایش قرار گرفته بود به عنوان مدل شماره سه انتخاب گردید. در جدول (۱) مشخصات هر یک از نمونه‌های فوق شکل (۱) مقایسه‌ی نتایج بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود برای مدل شماره دو با نتایج حاصل از آزمایش را نشان می‌دهد.

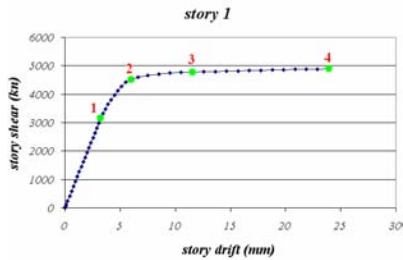
جدول ۱- جدول مشخصات نمونه‌ها

نمونه شماره ۱						
تعداد ورق	ستون	تیر	نسبت (a/h)	ارتفاع طبقه (h)	طول دهانه (a)	طبقه
M				M	M	
0.0015	S75×8	S75×8	1	0.9	0.9	1
0.0015	S75×8	S75×8	1	0.9	0.9	2
0.0015	S75×8	S75×8	1	0.9	0.9	3
0.0015	S75×8	S200×34	1	0.9	0.9	4
نمونه شماره ۲						
0.0048	W310×60	W310×118	1.58	1.927	3.05	1
0.0048	W310×60	W310×118	1.67	1.829	3.05	2
0.0034	W310×60	W310×118	1.67	1.829	3.05	3
0.0034	W310×118	S530×82	1.66	1.836	3.05	4
نمونه شماره ۳						
0.0027	W4×130	W3×5.7	1.48	0.8382	1.2446	1
0.0019	W4×130	W3×5.7	1.48	0.8382	1.2446	2
0.0008	W4×130	W3×5.7	1.48	0.8382	1.2446	3



شکل ۱- مقایسه‌ی نتایج تحلیل و آزمایش و نتیجه تحلیل Driver و همکاران





شکل ۶- نمودار برش-تغییر مکان نسبی طبقه اول در مدل ۴ طبقه

جدول ۲- جدول مشخصات هندسی نمونه‌ها ۴ و ۳۰ طبقه

نمونه ۴ طبقه						
طبقه	ضخامت ورق M	ستون	تیر	نسبت (a/h)	ارتفاع طبقه (h)	طول دهانه (a)
1	0.005	PL40×2/50×2.9	PL55×2/50×2.5	1.79	2.8	5
2-4	0.005	PL40×2/50×2.9	PL55×2/50×2.5	1.56	3.2	5
نمونه ۳۰ طبقه						
1	0.015	PL45×2/41×2.3	PL36×4/97×5.5	1.79	2.8	5
2-5	0.015	PL45×2/41×2.3	PL36×4/97×5.5	1.56	3.2	5
6-10	0.013	PL45×2/41×2.3	PL36×3.5/89×5	1.56	3.2	5
11-15	0.010	PL45×2/41×2.3	PL36×3.5/77×4.4	1.56	3.2	5
16-20	0.008	PL45×2/41×2.3	PL36×3/70×3.9	1.56	3.2	5
21-25	0.005	PL45×2/41×2.3	PL36×3/59×3.4	1.56	3.2	5
26-30	0.003	PL45×2/41×2.3	PL36×2.5/41×2.5	1.56	3.2	5

جدول ۳- جدول مشخصات مصالح نمونه‌های ۴ و ۳۰ طبقه

مشخصات طراحی		مشخصات تحلیل	
مقدار	نام	مقدار	نام
$2400 \times 10^4 \frac{kgf}{m^2}$	تنش تسلیم، F_y	$800 \frac{kg}{m^3}$	جرم واحد حجم، M
$4000 \times 10^4 \frac{kgf}{m^2}$	تنش گسیختگی، F_u	$7850 \frac{kgf}{m^3}$	وزن واحد حجم، W
۱	قیمت واحد وزن	$2.04 \times 10^{10} \frac{kgf}{m^2}$	مدول الاستیسیته، E

۷-۱- مدل ۴ طبقه

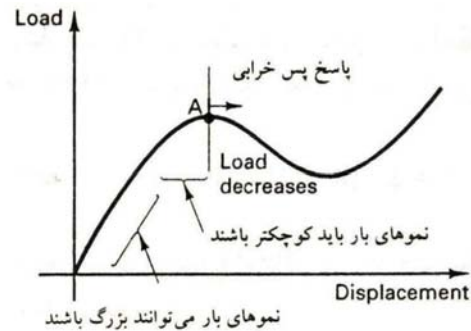
شکل (۶) نمودار برش طبقه - تغییر مکان نسبی طبقه اول را نشان می‌دهد که وضعیت سازه در شش تراز بار که روی این نمودار مشخص شده، بررسی قرار گرفته است.

- ضریب بار = ۰.۸۵۹۱۴

در این تراز بارگذاری، رفتار سازه بدلیل بروز اولین تسلیم شدگی در ستون طبقه اول از حالت خطی خارج می‌شود و سازه وارد مرحله غیرخطی می‌شود، شکل (۷).

- ضریب بار = ۰.۹۴۸۳

بررسی قرار گرفتند برای طراحی دیوارهای برشی فولادی در این قسمت از روش پیشنهادی صبوری و همکارش [۱۲] استفاده شده است.



شکل ۴- پاسخ خرابی یک مدل سازه‌ای

۶- بررسی وجود نقطه دو شاخگی (Bifurcation point)

در ابتدا برای کلیه نمونه‌ها یک تحلیل غیرخطی هندسی، مصالح و بارگذاری افزایش‌یابنده به کمک روش حل معادلات Frontal انجام شده است که روش حل دقیق می‌باشد و نسبت به روش‌های حل تکراری دارای این مزیت است که نقاط حدی را مشخص می‌کند. با بررسی‌های انجام شده در تمام نمونه‌ها طبق شکل (۵) محل نقطه حدی در نمودار بار- تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان نمونه، در بین نقطه (۳) و (۴) می‌باشد. بنابراین عملاً نقطه دو شاخگی وجود ندارد و نیازی به اعمال ناکاملی در سازه نیست.

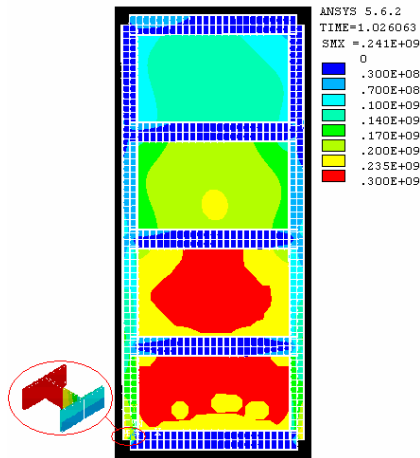
۷- بررسی رفتار خرابی

در این قسمت با نگاهی دقیق‌تر به نمودار بار- تغییر مکان، دنبال کردن تراز تنش، شکل پروفیل طولی ستون در صفحات بارگذاری و عمود بر صفحه بارگذاری و همچنین وضعیت کماتش خارج از صفحه ورق به جستجو و یافتن مکانیزم خرابی و نحوه عملکرد سازه از لحظه‌ی شروع بارگذاری تا زمان خرابی پرداخته شده است.

بعد از بررسی‌های انجام شده بر روی تمام نمونه‌ها بدلیل یکسان بودن روند خرابی در این قسمت، جهت اختصار فقط، بررسی‌های انجام شده بر روی نمونه‌های ۴ و ۳۰ طبقه آورده شده است. در جدول (۲) و (۳) بترتیب مشخصات هندسی و مصالح این دو نمونه آورده شده است

همانگونه که در شکل (۱۰) مشخص است، ورق در طبقه اول تقریباً بطور کامل تسلیم می‌شود.

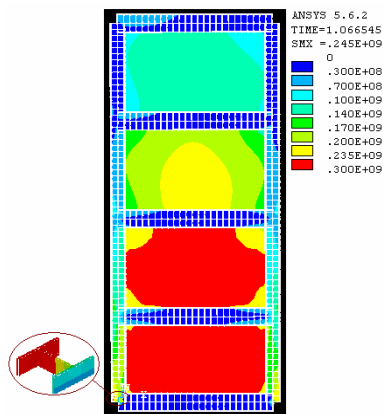
- ضریب بار = ۱,۰۶۶۵۴۵



شکل ۱۰- تراز تنش در $T = 1.026063$

همانگونه که در شکل (۱۱) مشخص است ورق طبقه اول و دوم به‌طور کامل تسلیم شده‌اند، ولی بجز پای ستون طبقه اول هیچگونه تسلیم شدگی در ستون طبقات دیگر رخ نمی‌دهد.

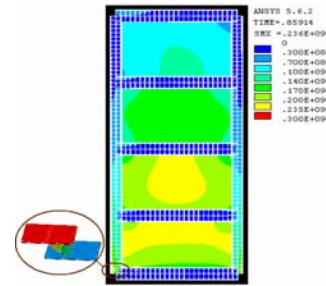
- ضریب بار = ۱,۰۹۵۲۵



شکل ۱۱- تراز تنش در $T = 1.066545$

مطابق شکل (۱۲)، در این تراز بارگذاری بدلیل کامل شدن مکانیزم تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون طبقه اول سازه مقاومت خود را در برابر بارهای جانبی از دست می‌دهد.

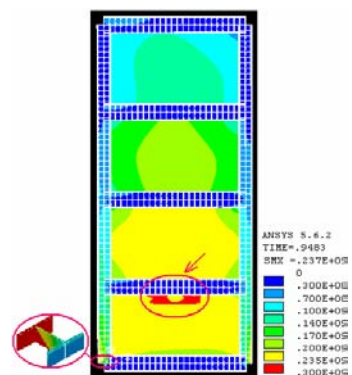
شکل (۱۳) وضعیت کمانش ورق فولادی طبقه اول را در این تراز بار نشان می‌دهد



شکل ۷- تراز تنش در $T = 0.85914$

همانگونه که در شکل (۸) مشاهده می‌گردد، روند کاهش سختی سازه بدلیل بروز اولین تسلیم شدگی در ورق طبقه اول شدت می‌یابد.

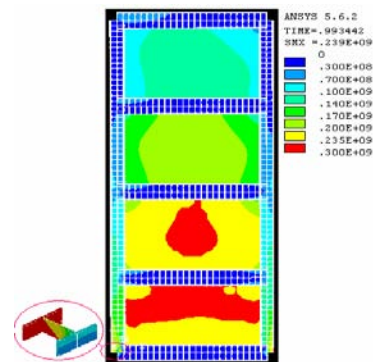
- ضریب بار = ۰,۹۹۳۴۴۲



شکل ۸- تراز تنش در $T = 0.9483$

در این تراز بارگذاری، ورق فولادی در طبقه دوم نیز به حد تسلیم می‌رسد. نحوه‌ی گسترش تنش در ورق طبقه اول حاکی از حاکم بودن اثر برش بر رفتار سازه می‌باشد، شکل (۹).

- ضریب بار = ۱,۰۲۶۰۶۳



شکل ۹- تراز تنش در $T = 0.993442$

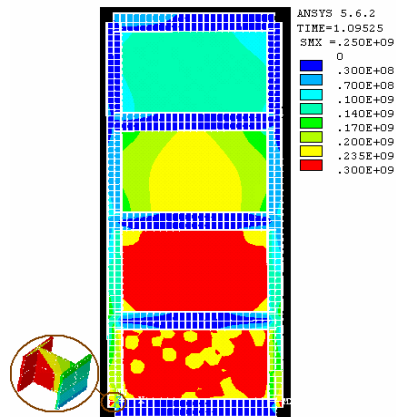
همان‌گونه که در شکل (۱۵) مشخص است، در این تراز بار بدلیل بروز اولین تسلیم شدگی در پای ستون فشاری طبقه اول باعث شروع کاهش سختی سازه می‌گردد.

- ضریب بار = ۰,۲۶۷۷۸

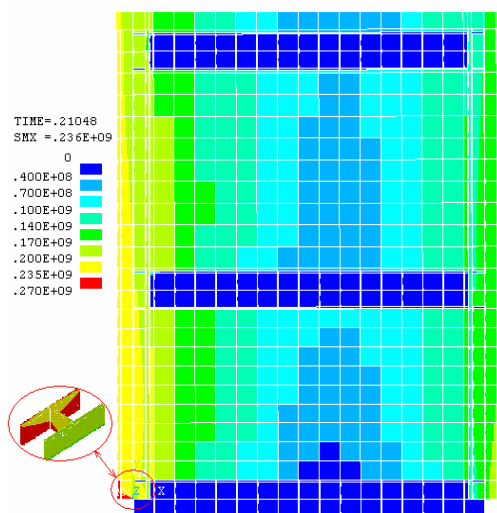
طبق بررسی‌های انجام شده بدلائیل زیر روند کاهش سختی سازه، کاهش می‌یابد.

کمانش ستون طبقه اول در صفحه‌ی بارگذاری و در امتداد عمود بر صفحه‌ی بارگذاری

- کمانش ستون طبقه دوم در امتداد عمود بر صفحه‌ی بارگذاری.



شکل ۱۲- تراز تنش در $T=1.095$



شکل ۱۵- تراز تنش در $T = 0.21048$

- - طبقه سوم، نوع جاری شدگی ستون نشان از عملکرد خمشی و غالب بودن آن بر رفتار سازه است، (شکل (۱۶)).

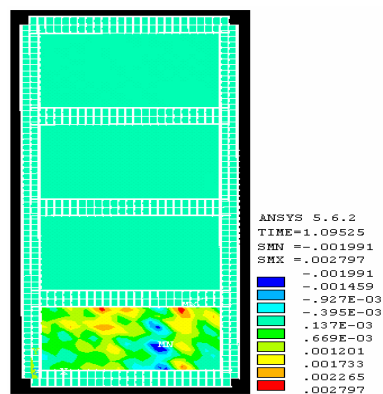
- جاری شدن ورق در طبقات اول و دوم، (شکل (۱۶)).
- تسلیم شدگی در پای ستون طبقات (۱، ۲، ۳، ۴ و ۶) ایجاد شده و در طبقه اول، ستون کاملاً جاری شده است، (شکل (۱۶)، (۱۷)).

۱- ضریب بار = ۰,۲۷۵۲۸

همان‌گونه که در شکل (۱۸) مشخص است، نحوه‌ی تسلیم ستون طبقه‌ی ششم نشانگر عملکرد خمشی در این ناحیه است.

۲- ضریب بار = ۰,۲۸۱۵۹

بدلیل کمانش خمشی، توزیع تراز تنش در ورق بصورت نامتقارن می‌باشد، شکل (۱۹).

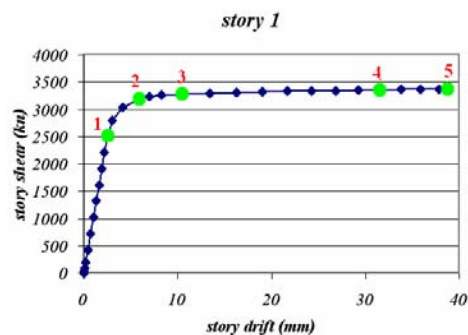


شکل ۱۳- تراز تنش در $T = 1.026063$

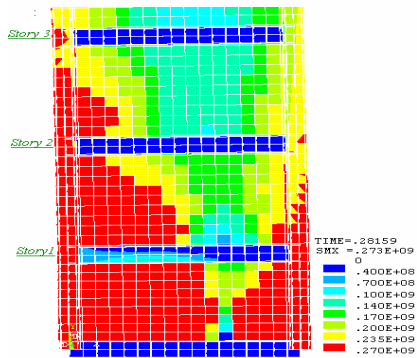
۲-۷- مدل ۳۰ طبقه

کل (۱۴) نمودار برش طبقه - تغییر مکان نسبی طبقه اول را نشان می‌دهد. وضعیت سازه در پنج تراز بار که روی این نمودار مشخص شده، مورد بررسی قرار گرفته است.

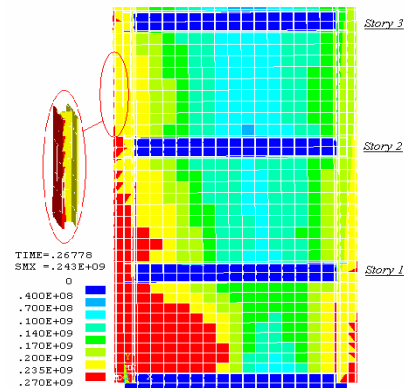
- ضریب بار = ۰,۲۱۰۴۸



شکل ۱۴- نمودار برش-تغییر مکان نسبی طبقه اول در مدل ۳۰ طبقه



شکل ۱۹- تراز تنش در $T = 0.28159$



شکل ۱۶- تراز تنش در $T = 0.26778$

- پای ستون در طبقه پنجم نیز به حد تسلیم می‌رسد، شکل (۲۱).

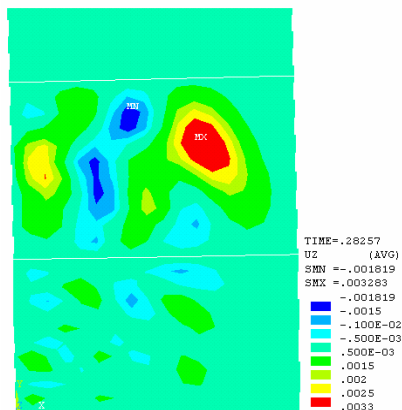
- نحوه‌ی گسترش ناحیه‌ی تسلیم شده در ستون طبقه چهارم، نشانگر عملکرد خمشی سیستم در این تراز است، شکل (۲۱).

- شکل (۲۲) نمائی از تراز تنش در پنج طبقه انتهائی این مدل را نشان می‌دهد.

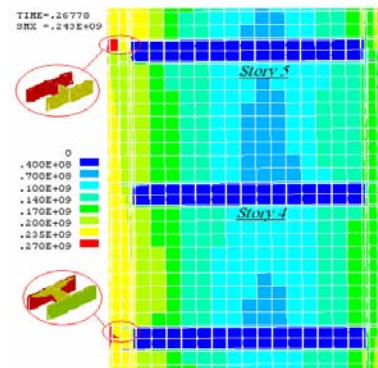
۵- ضریب بار = ۲۸۲۵.

- با کماش خارج از صفحه ورق در طبقه اول و دوم، سازه مقاومت خود را در برابر بار جانبی از دست می‌دهد شکل (۲۰).

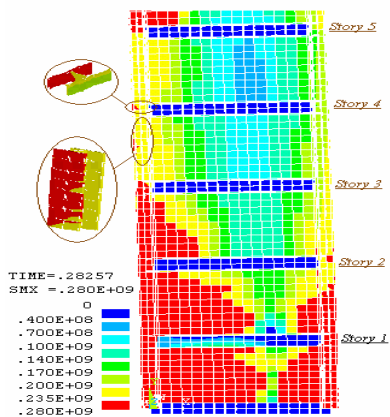
- همانگونه که در شکل (۲۰) مشخص است، کمانش خارج از صفحه ورق در زاویه ای بزرگ تر از ۴۵ درجه و در قسمت کمی از سطح ورق تشکیل شده است. دلیل این امر را می‌توان بر اثر نیروهای خمشی مربوط دانست.



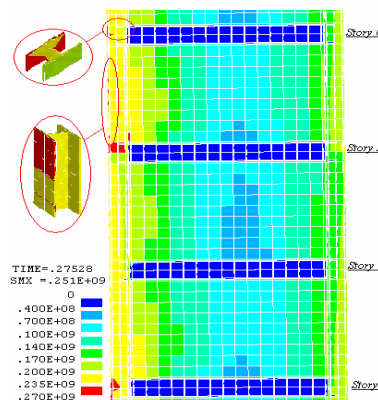
شکل ۲۰- تغییر مکان خارج از صفحه ورق



شکل ۱۷- تراز تنش در $T = 0.21048$



شکل ۲۱- تراز تنش در $T = 0.28257$



شکل ۱۸- تراز تنش در $T = 0.27528$

رسیده است و سیستم به میزان ۱۰٪ اضافه باربری را تحمل کرده است. در نمونه‌ای دیگر با افزایش تعداد طبقات این نسبت به شدت کاهش می‌یابد.

جدول ۴- جدول مقایسه برش پایه طراحی و برش پایه خرابی

نمونه‌ها با اتصال مفصلی ورق به قاب محیطی			
تعداد طبقه	برش پایه طراحی (KN)	برش پایه خرابی (KN)	نسبت برش پایه خرابی به برش پایه طراحی
۴	۳۸۱۵٫۲۵	۴۱۷۸٫۶۶	۱٫۱۰
۱۰	۶۸۳۰٫۰۹	۴۹۴۹٫۴۳	۰٫۷۲
۱۵	۸۳۷۵٫۳۵	۴۶۲۳٫۵۳	۰٫۵۵
۲۰	۹۶۳۳٫۶۷	۴۱۲۸٫۴۱	۰٫۴۳
۲۵	۱۰۹۲۰٫۷۲	۲۵۲۱٫۷۶	۰٫۲۲
۳۰	۱۱۹۲۱٫۱۷	۳۳۶۸٫۵۷	۰٫۲۸

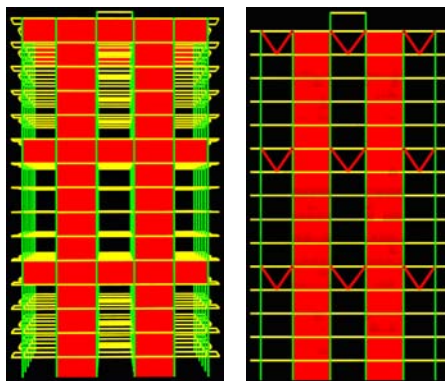
۸- بهبود عملکرد دیوارهای برشی فولادی

با توجه به مطلب فوق جهت استفاده از دیوار برشی فولادی تقویت نشده که با روش PFI طراحی شده‌اند در سازه‌های بلند ۲ راه حل به نظر می‌رسد:

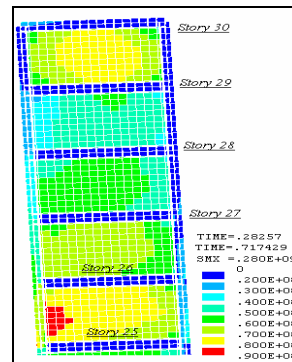
- اصلاح شرایط مرزی
- اصلاح روش طراحی

۸-۱- اصلاح شرایط مرزی

با توجه به کاستی روش طراحی در تأمین ضریب اطمینان قابل قبول در سازه‌های بلند، اولین پیشنهاد، استفاده از سیستم‌هایی نظیر خرپای کمربندی، طبقه‌ی سخت و دیوارهای برشی بهم پیوسته ارائه گردید. در شکل‌های (۲۵)، (۲۶) و (۲۷) نمایی از این سیستم‌های سازه‌ای جدید را نشان می‌دهد.



شکل ۲۵- سیستم دیوار برشی با بازو

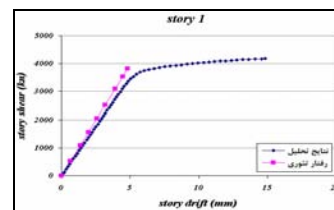


شکل ۲۲- تراز تنش در $T = 0.28257$

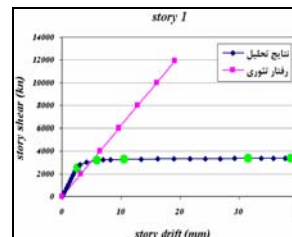
۷-۳- مقایسه رفتار تئوری و نتایج تحلیل

در شکل (۲۳) و (۲۴) نمودارهایی جهت مقایسه‌ی رفتار تئوری با نتایج حاصل از تحلیل مدل عناصر محدود مدل ۴ طبقه و ۳۰ طبقه، ارائه شده است. باتوجه به این نمودارها چنین می‌توان نتیجه گرفت که:

- بجز نمونه ۴ طبقه، دیگر نمونه‌ها در برش پایه‌ای کمتر از برش پایه طراحی دچار خرابی می‌شوند.
- سختی سیستم قبل از اولین تسلیم، نسبت به سختی پیش بینی شده در روش طراحی، در طبقات پائین محافظه‌کارانه و در طبقات بالا که اثر خمش ناچیز می‌باشد، از دقت قابل قبولی برخوردار است.

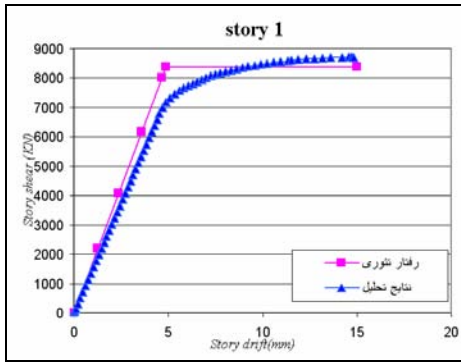


شکل ۲۳- نمودار بار-تغییر مکان طبقه‌ی اول نمونه ۴ طبقه

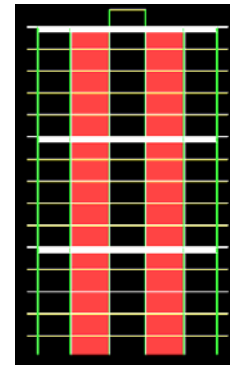


شکل ۲۴- نمودار بار-تغییر مکان طبقه‌ی اول نمونه ۳۰ طبقه

در جدول (۴)، میزان برش پایه طراحی و برش پایه خرابی برای هر شش نمونه با هم مقایسه شده و نسبت برش پایه خرابی به برش پایه طراحی نیز محاسبه شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود، تنها در نمونه‌ی ۴ طبقه، این نسبت به ۱



شکل ۲۹- نمودار برش طبقه - تغییر مکان نسبی طبقه اول در نمونه ۱۵ طبقه



شکل ۲۶- ایده‌ی طبقه‌ی سخت

۲-۸- بررسی رفتار خرابی دو نمونه ۱۵ و ۲۵ طبقه با شرایط مرزی جدید

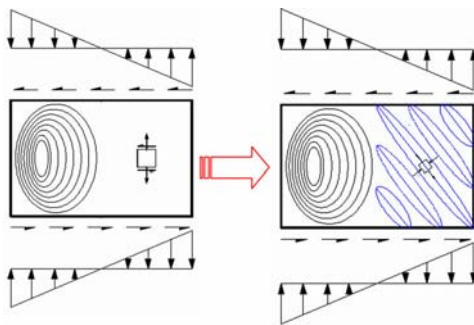
با بررسی گام به گام تراز تنش این سازه‌ها مشخص گردید که:

۱- هر ۲ نمونه به ۱۰۰٪ مقاومت نهایی پیش‌بینی شده رسیدند و بطور متوسط ۳٫۵٪ اضافه بارگذاری را نیز تحمل کردند؛

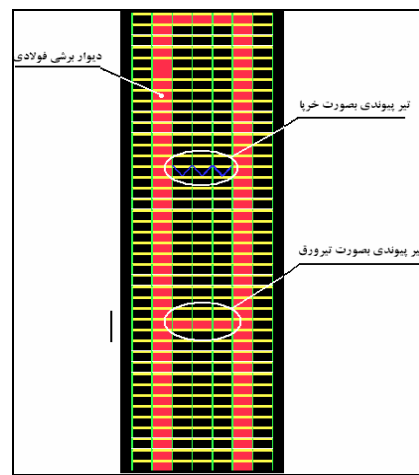
۲- سختی نمونه‌ها مطابقت بسیار خوبی با مقادیر پیش‌بینی شده توسط روش طراحی داشته‌اند؛

۳- روند خرابی، بصورت خرابی نرم بود و در آن تسلیم از ورق آغاز می‌شود. با تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون، سازه مقاومت خود در برابر بارهای جانبی را از دست می‌دهد؛

در شکل (۳۰) نحوه‌ی کمانش برشی ورق بعد از کمانش خمشی و وضعیت تنش‌ها نشان داده شده است.

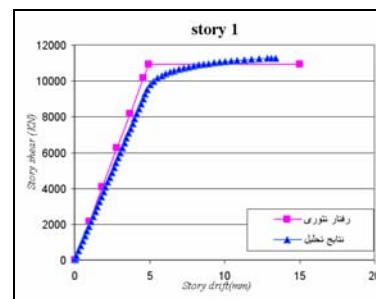


شکل ۳۰- نحوه‌ی کمانش برشی ورق بعد از کمانش خمشی و وضعیت تنش‌ها



شکل ۲۷- دیوارهای به هم پیوسته

بنابراین در این قسمت با اعمال شرایط تکیه‌گاهی مناسب در نمونه‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه، سعی شده شرایط واقعی در این سیستم‌ها، هر چند به صورت ایده‌آل مدل‌سازی گردد. در شکل (۲۸) و (۲۹) به ترتیب نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه‌ها بعد از اصلاح شرایط مرزی برای دو نمونه‌ی ۱۵ و ۲۵ طبقه با رفتار تئوری نمونه‌ها مقایسه شده است.



شکل ۲۸- نمودار برش طبقه - تغییر مکان نسبی طبقه اول در نمونه ۲۵ طبقه

جدول ۵- جدول مقایسه‌ی ممان اینرسی ستون

پانل	ممان اینرسی ستون در حالت اول (mm)	ممان اینرسی ستون در حالت دوم (mm)	میزان افزایش	درصد افزایش
نمونه ۱۵ طبقه				
۱	3.60E+09	4.78E+09	1.17E+09	32.61%
۲	2.41E+09	3.25E+09	8.46E+08	35.16%
۳	1.47E+09	1.90E+09	4.28E+08	29.17%
میانگین				32.31%
نمونه ۲۵ طبقه				
۱	4.21E+09	6.11E+09	1.89E+09	44.87%
۲	3.44E+09	4.79E+09	1.35E+09	39.41%
۳	2.57E+09	3.64E+09	1.07E+09	41.52%
۴	1.84E+09	2.47E+09	6.26E+08	33.99%
۵	1.02E+09	1.29E+09	2.75E+08	26.91%
میانگین				37.34%

جدول ۶- جدول مقایسه‌ی ضخامت ورق

پانل	ضخامت ورق در حالت اول (mm)	ضخامت ورق در حالت دوم (mm)	میزان افزایش	درصد افزایش
نمونه ۱۵ طبقه				
۱	۱۰	۱۵	۵	۵۰.۰۰٪
۲	۷	۱۰	۳	۴۲.۸۶٪
۳	۴	۶	۲	۵۰.۰۰٪
میانگین				۴۷.۶۲٪
نمونه ۲۵ طبقه				
۱	۱۴	۲۰	۶	۴۲.۸۶٪
۲	۱۱	۱۶	۵	۴۵.۴۵٪
۳	۹	۱۲	۳	۳۳.۳۳٪
۴	۶	۹	۳	۵۰.۰۰٪
۵	۳	۵	۲	۶۶.۶۷٪
میانگین				۴۷.۶۶٪

جدول ۷- جدول مقایسه‌ی برش پایه

درصد افزایش	برش پایه خرابی در حالت دوم (KN)	برش پایه خرابی در حالت اول (KN)	برش پایه طراحی
۲۲.۹۸٪	۶۵۴۷.۸۶۸۶۳	۴۶۲۳.۵۳	نمونه ۱۵ طبقه
۱۷.۷۴٪	۵۴۷۷.۲۰۶۵۸۲	۳۵۳۱.۷۶	نمونه ۲۵ طبقه

در شکل (۳۱) نتایج بدست آمده از تحلیل های غیر خطی هندسی، مصالح و بارگذاری افزایش یابنده نمونه ۲۵ طبقه با رفتار تئوری مقایسه شده است.

از این مرحله به بعد با افزایش تنش‌های برشی در نیمه‌ی دیگر ورق و رسیدن به تنش برشی بحرانی، میدان کشش قطری در آن تشکیل می‌شود. در تحقیقات آزمایشگاهی بر روی دیوار برشی فولادی با ورق نازک، زاویه‌ی تشکیل میدان کشش قطری حدوداً بین ۳۵ تا ۵۵ درجه گزارش شده است. طبق توصیه‌ی صبوری اتخاذ مقدار ۴۵ درجه به جای حد ۳۵ یا ۵۵ درجه به میزان اندکی مقاومت برشی نهایی ورق فولادی را کاهش می‌دهد (حدود ۶٪) و می‌توان از آن صرف‌نظر کرد [۱۴]. با توجه به مطالب بالا در طراحی دو نمونه‌ی ۱۵ و ۲۵ طبقه با دو فرض زیر روند طراحی اصلاح گردید:

- میدان کشش قطری بدلیل کمانش خمشی ورق در نصف دهانه تشکیل می‌شود؛
- زاویه‌ی تشکیل میدان کشش قطری برابر ۴۵ درجه می‌باشد.

دستور صریح آیین نامه AISC در مورد کمانش جان تیر ورق‌ها در اثر خمش به صورت زیر بیان می‌باشد [۱۵]:

اگر نسبت ارتفاع جان به ضخامت جان کمتر از $6372/\sqrt{F_b}$ باشد، هیچگونه کاهشی در تنش بال تحت فشار لازم نیست. در صورت تجاوز از این مقدار، حداکثر تنش مجاز بال تحت فشار (F_b') از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$F_b' = F_b \left[1.0 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{6372}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \quad (1)$$

در این مرحله ۲ نمونه‌ی ۱۵ و ۲۵ طبقه با اعمال تغییرات در روش طراحی دیوارهای برشی مورد استفاده در سازه‌های بلند طراحی گردیدند.

همانگونه که در جدول (۵) و (۶) مشخص است، میزان ممان اینرسی ستون در نمونه‌ی ۱۵ طبقه بطور متوسط ۳۷.۳۵٪ و در نمونه‌ی ۲۵ طبقه ۳۲.۳۱٪ افزایش یافته است ولی برش پایه خرابی در نمونه ۱۵ طبقه حدوداً ۲۳٪ و در نمونه‌ی ۲۵ طبقه ۱۷.۷۴٪ افزایش داشته است. جدول (۷) مقایسه بین برش پایه خرابی این نمونه‌ها با حالت قبل را نشان می‌دهد.

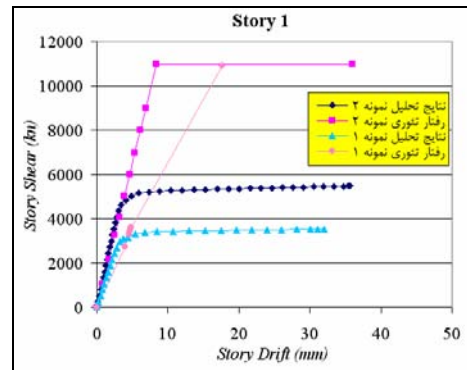
۱۰- نتیجه گیری

باتوجه به مطالعات انجام شده بر روی دیوارهای برشی فولادی سخت نشده بکار رفته در ساختمان‌های متوسط و بلند مرتبه مشخص شد که نمونه‌هایی که براساس برش خاص طراحی شده‌اند رفتار مناسبی ندارند. در این سازه‌ها، بدلیل اینکه دیوار برشی تحت اثر توام نیروهای برشی و خمشی قرار دارد، ناپایداری‌های خمشی بوجود آمده بر روی ظرفیت برشی ورق تأثیر گذاشته و باعث بروز رفتار خرابی ترد در این سازه‌ها می‌گردد. جهت رفع این مشکل اساسی، توصیه‌های زیر برای طراحی این سیستم جهت استفاده در سازه‌های متوسط و بلند ارائه شده است:

- در سازه‌های بلند باید مکانیزمی از قبیل استفاده از سیستم‌های سازه‌ای جدید، جهت کنترل تغییر مکان‌های خمشی دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده اتخاذ شود؛
- در سازه‌های بلند و در طبقات پایین از دیوارهای برشی فولادی سخت‌شده استفاده شود.
- در طبقاتی که اثر خمش و ناپایداری کمانشی زیاد است از دیوارهای برشی بتنی استفاده شود؛
- ستون‌ها در طبقات پایین به طور مناسب تقویت شوند؛
- اثر ناپایداری‌های خمشی بروی ظرفیت برشی ورق در نظر گرفته شود؛
- روش اصلاح شرایط مرزی نسبت به روش دوم برای طراحان کاربردی‌تر است زیرا هم دارای رفتار مناسب است و هم اینکه از نظر اجرایی کاربردی‌تر می‌باشد.
- در روش طراحی اصلاح شده، میزان افزایش برش پایه خرابی در مقابل افزایش در ضخامت ورق و ممان اینرسی ستون‌ها ناچیز به نظر می‌رسد.

نمادها

ارتفاع جان تیر ورق (سانتیمتر)	h
ضخامت جان تیر ورق (سانتیمتر)	t
مساحت جان (سانتیمتر مربع)	A_w
مساحت یک بال (سانتیمتر مربع)	A_f
تنش مجاز بال فشاری (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	F_b
تنش مجاز کاهش یافته‌ی بال تحت فشار (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	F'_b

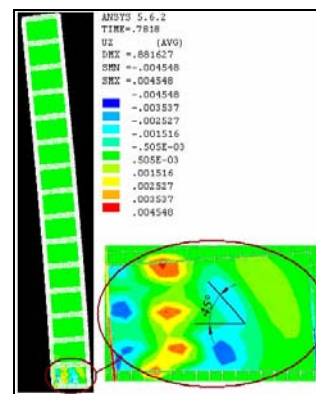


شکل ۳۱- مقایسه‌ی تراز برش پایه خرابی و برش پایه طراحی در نمونه‌ی ۲۵ طبقه

۹-۱- بررسی رفتار خرابی دو نمونه ۱۵ و ۲۵ طبقه با شرایط طراحی جدید

رفتار خرابی نمونه‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه طی تحلیل‌های غیرخطی هندسی، مصالح و بارگذاری افزایش‌یابنده مورد بررسی قرار گرفت و نتایج زیر حاصل گردید:

- ۱- کاهش سختی با بروز اولین تسلیم شدگی در پای ستون طبقه‌ی اول آغاز می‌گردد و با گسترش چشم‌گیر جاری شدگی در ستون فشاری، گسترش کندتر تسلیم‌شدگی در ورق، کمانش خارج از صفحه و در صفحه‌ی بارگذاری ستون طبقه‌ی اول و دوم و کاهش سختی سیستم شدت می‌گیرد. نحوه‌ی کمانش ورق در این نمونه مطابقت کامل با فرضیات در نظر گرفته شده در روش طراحی اصلاح شده دارد در شکل (۳۲) نحوه‌ی کمانش ورق در نمونه‌ی ۱۵ طبقه را در تراز برش پایه خرابی نشان می‌دهد.



شکل ۳۲- تراز تغییر مکان خارج از صفحه در $T = 0.7818$

- مراجع
- [9] Lubell, A. S., "Performance of Unstiffened Steel Plate Shear Walls under Cyclic Quasi-Static Loading", M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, (1997).
- [10] Lubell, A. S.; Prion, H. G. L.; Ventura, C. E.; Rezai, M., "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance Under Cyclic Loading", Journal of Structural Engineering, 126 [4], 453-460 (2000).
- [11] Canadian Standards Association (CSA), "Limit states design of steel structures", CAN/CSA S16-01, Canadian Standards Association, Willowdale, Ont., Canada, (2001).
- [12] Sabouri-Ghomi, S.; Ventura, C. E.; Kharrazi, M. H. K., "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls", Journal of Structural Engineering, 131 [6], 878-889 (2005).
- [13] Driver, R. G.; Kulak, L.; Elwi, A. E.; Kennedy, D. J. L., "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Rep. No 215, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonon, Alberta, Canada, 1997.
- [۱۴] صبوری، سعید "سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی" - نشر انگیزه- ۱۳۸۰.
- [15] AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, 1997.
- [1] Takanashi, Y.; Takemoto, T.; Tagaki, M., "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load" Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal, 1973.
- [2] Mimura, H.; Akiyama, H., "Load-Deflection Relationship of Earthquake -Resistant Steel Shear Walls with a Developed Diagonal Tension Field", Transactions of AIJ, 260, 1977 (in Japanese).
- [3] Astaneh-Asl, A., "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Morgan, CA, 2001.
- [4] Caccese, V.; Elgaaly, M., "Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Load", J. of Str. Engrg., ASCE, 119[2], 573-587 (1993).
- [5] Elgaaly, M., "Thin Steel Plate Shear Walls Behavior and Analysis", Thin-Walled Structures, 32, 151-180 (1998).
- [6] Sugii, K.; Yamada, M., "Steel Panel Shear Walls with and Without Concrete Covering", Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Engrg. Acapulco, Mexico, Paper [403], (1996)
- [7] Driver, R. G.; Kulak, L.; Elwi, A. E.; Kennedy, D. J. L., "FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall", Journal of Structural Engrg., ASCE, 124 [2], 121-130 (1998).
- [8] Berman, J. W.; Chelik, O. C.; Brouneau, M., "Comparing Hysteretic Behavior of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls and Braced Frame", Engineering Structures, 27, 475-485 (2005).