

Calculate the main rotation time of the composite steel shear wall and examine the effect of the crater and the thickness of the concrete coating on it

majid ghamari ¹, majid Gholhaki ^{2*}

¹- semnan university

² Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

A Composite Steel Plate Shear Wall (CSPSW) consists of an infill steel plate and a reinforced concrete panel attached to one side or both sides by shear studs. CSPSW is a lateral resisting system primarily used to resist wind and seismic forces. In a steel plate shear wall, the story shear is carried by the tension field action of the steel plate after buckling of diagonal compression. Meanwhile, In a CSPSW, concrete panels prevent the out-of-plane buckling of thin-walled steel plate, thus significantly increasing the load-bearing capacity the wall. One of the main parameters for seismic design of structures is the fundamental natural period. In this paper, the fundamental period of the structures with CSPSW by an analytical method has been presented. Following this, 27 numerical models were categorized three types including low-rise building, mid-rise building and tall building with 6, 12 and 18 stories, respectively. Furthermore, the considered models were in three displacement modes including moment, shear and moment-shear modes. CSPSWs were in the span widths of 1.5, 3 and 4 m, and also concrete panel thicknesses were including 30, 40 and 50 mm in one side of steel plate. To compute the fundamental natural period of the models, ABAQUS software was employed. The results indicated that the numerical period has a good compatibility with the computational period based on moment-shear analytical method. Therefore, the proposed relations in this paper are suitable. Also, the fundamental period of the structures was decreased up to 15% by increasing the span width of CSPSW. Meanwhile, concrete panel thickness didn't have remarkable effect on the fundamental period. Finally, it seems that the proposed relations by Iranian seismic design code (Standard 2800) and seismic codes in the world are valid for determining fundamental periods of structures with CSPSW.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 February 2019

Revise Date: 08 July 2019

Accept Date: 26 July 2019

Keywords:

Composite Steel Plate Shear Wall (CSPSW)

Fundamental Natural Period
Moment-Shear Analytical Method

Span Width

Concrete Panel Thickness

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.170640.1774>

*Corresponding author: majid Gholhaki
Email address: mgholhaki@semnan.ac.ir

محاسبه زمان تناوب اصلی قاب دیوار برشی فولادی کامپوزیت و بررسی اثر دهانه و

ضخامت پوشش بتن بر آن

مجید قمری^۱، مجید قلهکی^۲

۱- دانشگاه سمنان

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

دیوار برشی فولادی کامپوزیت یک سیستم نوین باربر جانبی و متشکل از یک ورق فولادی به همراه پوشش بتنی بوده که به یک سمت یا هر دو سمت آن توسط برش‌گیرهایی متصل شده است. در دیوار برشی فولادی کامپوزیت، پوشش بتنی با مهار کردن ورق فولادی و جلوگیری از کمانش آن باعث افزایش ظرفیت برشی تا حد تسلیم در برش داخل صفحه ورق به جای کشش در راستای میدان کشش قطری می‌شود. یکی از پارامترهای طرح لرزه‌ای سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله، برآورد زمان تناوب اصلی (پریود) آنهاست. در این مقاله روشی تحلیلی برای برآورد زمان تناوب اصلی دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت ارائه شده است. بدین منظور ابتدا با مدلسازی ۲۷ دیوار برشی فولادی کامپوزیت در ساختمان‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه که به ترتیب به عنوان سازه‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه می‌باشد، با سه عرض دهانه‌ی ۱،۵،۳ و ۴،۵ متر و با پوشش بتنی در ضخامت‌های ۴۰،۳۰ و ۵۰ میلی‌متر در یک سمت دیوار در نرم افزار اجزاء محدود *ABAQUS*، زمان تناوب ارتعاش طبیعی اصلی سازه محاسبه شد. سپس قاب‌های مذکور به عنوان سیستم‌های برشی و خمشی به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفت و زمان تناوب اثر ترکیبی آن‌ها به صورت تحلیلی محاسبه گردید. نتایج نشان داد که زمان تناوب بدست آمده به روش عددی با زمان تناوب محاسباتی به روش تحلیل برشی - خمشی مطابقت مناسبی داشته و لذا روش پیشنهادی تحلیلی مناسب است. نتایج همچنین نشان داد با افزایش دهانه‌ی دیوار برشی فولادی، زمان تناوب تا ۱۵ درصد کاهش یافته اما افزایش ضخامت پوشش بتنی تأثیر چندانی بر زمان تناوب اصلی سیستم ندارد. نتایج همچنین نشان داد که رابطه‌ی پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران و دیگر آیین‌نامه‌های معتبر لرزه‌ای دنیا برای این سیستم نیز معتبر است.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی کامپوزیت، زمان تناوب اصلی، روش تحلیلی برشی - خمشی، تعداد دهانه، ضخامت پوشش بتنی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.170640.1774	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2019.170640.1774	۱۴۰۰/۰۶/۳۱	۱۳۹۸/۰۵/۰۴	۱۳۹۸/۰۵/۰۴	۱۳۹۸/۰۴/۱۷	۱۳۹۷/۱۱/۱۴
مجید قلهکی mgholhaki@semnan.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

دیوارهای برشی فولادی^۱ برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله و باد در سازه‌ها بویژه در ساختمان‌های بلند در چند دهه‌ی اخیر مطرح و مورد توجه قرار گرفته‌اند. این سیستم که در جهان به سرعت رو به گسترش می‌باشد از نظر اجرایی بسیار ساده بوده و استفاده از آن در مقایسه با قاب فولادی خمشی می‌تواند تا حدود ۵۰ درصد صرفه جویی در مصرف فولاد را به همراه داشته باشد [1]. دیوارهای برشی فولادی به دو صورت ساده و کامپوزیت در سازه‌ها بکار برده می‌شوند.

دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت^۲ را می‌توان به دو دسته تقسیم کرد؛ دسته اول، دیوارهای برشی بتن آرمه‌ای هستند که توسط عامل ثانویه‌ای چون فولاد یا FRP^۳ به صورت مرکب در آمده‌اند و دسته دوم دیوارهای برشی فولادی هستند که به کمک پوشش بتنی یا FRP، مرکب شده‌اند [2]. در این مقاله، دیوار برشی مرکب نوع دوم مورد بررسی قرار گرفته که در آن ورق فولادی به کمک پوشش بتنی مرکب شده است.

پوشش بتنی می‌تواند بر روی یک یا هر دو طرف ورق فولادی توسط برشگیرها متصل گردد. وجود پوشش بتنی مانع کمانش ورق فولادی نازک شده و باعث مقاومت داخل صفحه‌ی ورق تاحد تسلیم برشی شده و لذا مود شکست آن شبیه تسلیم میدان کشتش قطری در ورق‌های نازک نمی‌باشد. در طرح دیوار برشی فولادی کامپوزیت و برای محاسبه برش پایه آن محاسبه زمان تناوب اصلی سازه الزامیست. زمان تناوب سازه تا قبل از طراحی آن، غیر قابل محاسبه بوده و لذا آیین نامه‌های لرزه‌ای جهان یک رابطه تجربی برای محاسبه زمان تناوب ارتعاش سازه‌ها، به منظور سعی و خطای اولیه ارائه می‌نمایند. فرمول‌های تجربی ارائه شده در آیین نامه‌های لرزه‌ای جهان به نوع سیستم سازه‌ای، مصالح مورد استفاده و ابعاد سازه وابسته است. روابط ارائه شده آنها حدود پایینی از مقدار زمان تناوب را ارائه نموده که این مقادیر محافظه کارانه است. در بسیاری از آیین نامه‌ها همچون آیین نامه جامعه مهندسی (ASCE) [3]، آیین نامه ساختمانی ملی کانادا (NBCC) [4]، آیین نامه اروپا (Euro Code) [5] و آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران [6] زمان تناوب سازه بصورت رابطه تجربی (۱) پیشنهاد می‌شود:

$$T = C_t h_n^x \quad (1)$$

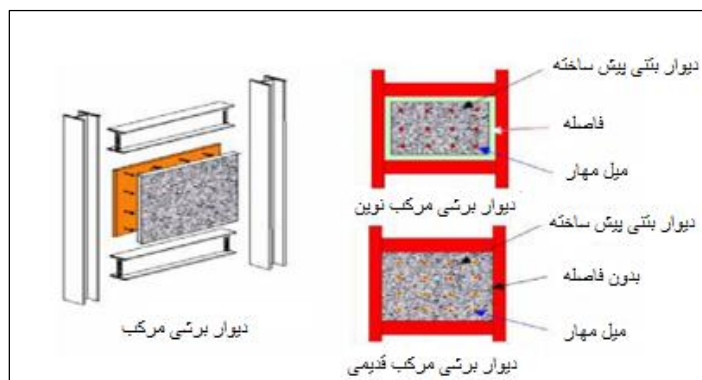
که در آن C_t و x مقادیر ثابت و h_n ارتفاع سازه از روی تراز پایه بر حسب متر است. در این آیین نامه‌ها مقادیر C_t و x به ترتیب برابر ۰٫۰۵ و ۰٫۷۵ برای اکثر سیستم‌های مقاوم پیشنهاد شده است.

در سال ۲۰۰۲ آستانه اصل [7] مطالعاتی بر روی دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت انجام داد. او دو نمونه دیوار برشی فولادی کامپوزیت که تنها تفاوت آنها وجود یک درز بین پوشش بتنی با تیر وستون‌های اطراف بود را مورد آزمایش قرار داد.

¹ Steel shear walls

² Composite steel shear walls

³ Fiber reinforced polymer



شکل ۱- دیوار برشی مرکب با درز و بدون درز [7]

نتایج نشان داد که وجود یک درز بین پوشش بتنی با تیر و ستون های اطراف باعث می شود که پوشش بتنی تا تغییر مکان نسبی سه درصد طبقه کاملاً بدون تخریب مانده و به عنوان یک پوشش عالی برای ورق فولادی، جلوی کماتش آن را گرفته و ورق فولادی را تا رسیدن به حد تسلیم تقویت می نماید.

در سال 2008 حاتمی و صهری [8]، بررسی تغییرات ضخامت ورق فولادی را در حالات مختلف قرارگیری برش گیرها مورد مطالعه قرار دادند. بدین منظور چندین مدل مختلف شامل قاب خمشی و دیوار برشی فولادی و کامپوزیت توسط مدل های عددی و آزمایشگاهی ساخته و تحلیل گردید. در دیوار برشی فولادی کامپوزیت، تعداد لایه های پوشش بتن آرمه، فاصله بین برش گیرها و نسبت ضخامت ورق فولادی به ضخامت لایه بتنی به عنوان متغیر در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد که تغییر فاصله بین برش گیرها، موجب تغییر شکل پذیری دیوار برشی فولادی کامپوزیت و میزان جذب انرژی می گردد. افزایش نسبت ضخامت ورق فولادی نسبت به پانل بتنی، موجب افزایش سختی و شکل پذیری دیوار برشی فولادی کامپوزیت می گردد. این افزایش سختی و شکل پذیری با توجه به ابعاد و هندسه ی پانل، تا حد مشخصی صورت یافته و بیش از آن تأثیر چندانی نخواهد داشت. در اثر استفاده از دو پانل بتنی در دو طرف ورق فولادی میزان تغییر مکان های جانبی داخل صفحه تغییر چندانی نسبت به حالتی که در یک طرف استفاده شده است، نمی کند. وجود یک لایه بتنی در یک طرف ورق فولادی با ضخامتی معادل دو برابر ضخامت هر لایه بتنی در دو طرف ورق فولادی، میزان تغییر مکان و تنش ها را کاهش می دهد.

در سال 2009 توپکایا و کوربان [9] به بررسی زمان تناوب دیوار برشی فولادی پرداختند. در این مطالعه آن ها یک طبقه از دیوار برشی فولادی که دارای خواص یکنواخت بود را مورد ارزیابی قرار دادند. آن ها با استفاده از روش اجزاء محدود زمان تناوب دیوار برشی فولادی را بدست آورده و با روابط تخمینی زمان تناوب، مقایسه کردند. مقایسه ها نشان داد که نتایج با استفاده از روابط تقریبی می تواند منجر به نتایج نامطلوب شود. براساس همین مشاهدات آن ها یک روش دستی ساده و دقیق برای پیش بینی زمان تناوب دیوار برشی فولادی ارائه کردند که در آن اثر سختی خمشی و برشی لحاظ شده است.

در سال 2010 ابازی و همکاران [10] تحقیقاتی را تحت عنوان تأثیر پارامترهای مختلف بر رفتار لرزه ای دیوار برشی فولادی کامپوزیت طبق مطالعات آزمایشگاهی انجام دادند. در این مطالعه آزمایشگاهی به بررسی رفتار دیوار برشی فولادی کامپوزیت، تحت بار چرخه ای پرداخته شد. چهار نمونه یک دهانه در سه طبقه با مقیاس یک سوم ساخته و آزمایش شدند. نتایج حاصله نشان داد که رفتار نمونه، به فاصله مرکز به مرکز بولتها و سختی ستون ها وابسته است. همچنین ستون قوی باعث شکل پذیری و استهلاک انرژی بیشتری می شود.

در سال 2012 عربزاده و پیشوایی [11] اثر فاصله پانل بتنی و قاب فولادی بر رفتار دیوار برشی فولادی کامپوزیت را مورد بررسی قرار دادند. تحقیقات آنها نشان داد وجود یک فاصله کوچک بین قاب فولادی و پانل بتنی اثرات قابل توجهی در بهبود رفتار و شکل پذیری آن دارد. برای این منظور مدل‌های مختلف دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت با عرض دهانه ۴,۵,۳ و ۶ متر و درزهای متفاوت تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و ارتباط آن با عرض دهانه و تعداد طبقات بررسی شد. نتایج همچنین نشان داد که در دیوار برشی فولادی کامپوزیت بدون درز افزایش ضخامت پوشش بتنی باعث افزایش سختی دیوار می شود ولی در دیوار با درز بدلیل عدم برخورد پوشش بتنی و قاب، سختی تغییر چندانی نمی کند.

در سال 2014 قلهکی و پیروز [12] اثر نوع اتصال و بازشو بر پیوند دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک را مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق زمان تناوب ارتعاش طبیعی قاب‌های مختلف دیوار برشی فولادی با ورق نازک با تعداد طبقات متفاوت تحت تحلیل های خطی و غیرخطی ارزیابی و با روابط تحلیلی مقایسه گردید. نتایج نشان داد که با افزایش درصد سطح بازشو و افزایش ارتفاع قاب، اثرات غیرخطی شدگی و کماتش ورق ها بر پیوند طبیعی سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک کاهش چشمگیر یافته و قابل چشم پوشی است. نتایج نشان داد که برای قاب های دارای سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک در دو حالت دارای اتصال ساده و گیردار استفاده از رابطه $T = 0.05h_n^{0.75}$ برای پیش بینی پیوند قاب های کوتاه و میان مرتبه تا ۴۰ متر مناسب بوده اما برای قاب های بلندتر از ۴۰ متر پیشنهاد می شود از رابطه $T = 0.1h_n^{0.75}$ جهت پیش بینی پیوند سیستم استفاده شود.

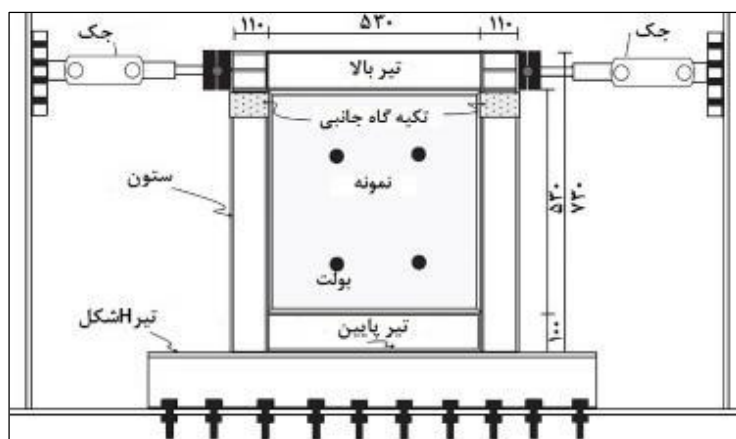
در سال 2016 رسولی و همکاران [13] به بررسی عددی و آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت با استفاده از بتن سبک پرداختند. در این مطالعه آنها سه دیوار برشی فولادی کامپوزیت تک دهانه و تک طبقه که در هر سه نمونه ابعاد و فولاد مصرفی یکسان ولی نوع پوشش بتنی آنها متفاوت بود مورد ارزیابی قرار گرفت. یکی از نمونه ها دارای یک پانل بتنی معمولی در یک طرف ورق فولادی، نمونه دوم دارای پانل بتنی سبک در یک سمت دیوار و نمونه سوم دارای پانل بتنی سبک در دو سمت ورق فولادی بود. نتایج آزمایش چرخه ای شبه استاتیکی نمونه ها نشان داد که که نمونه‌ی شامل بتن سبک به دلیل کاهش وزن سازه رفتار لرزه ای مناسب تری داشته و در تحمل بار جانبی عملکرد مطلوب تری داشت، به طوری که تا حدود ۶ درصد تغییر مکان نسبی طبقه را تحمل می کند.

در سال 2018 قلهکی و همکاران [14] اثر فاصله بین ورق فولادی و پوشش بتنی بر رفتار دیوار برشی فولادی کماتش تاب را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه نوع جدیدی از دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت که در آن پوشش بتنی به جای اتصال کامل با ورق، دارای فاصله می باشد، مورد مطالعه عددی قرار گرفت. بر این اساس دیوارهای برشی فولادی کماتش تاب با پوشش بتنی به فواصل صفر تا ۱۵ میلیمتر بین ورق فولادی و پوشش بتنی مورد مطالعه پارامتریک قرار گرفت. نتایج مطالعات عددی بار افزون بر روی بیش از ۱۶۰ مدل اجزاء محدود نشان داد که افزایش فاصله بین پوشش بتنی و ورق فولادی باعث کاهش مقاومت و سختی دیوار برشی فولادی کماتش تاب می گردد. همچنین پوشش بتنی در دو سمت ورق فولادی در حالت بدون فاصله با المان های مرزی باعث افزایش ۴۵ درصدی مقدار سختی می گردد.

با توجه به مطالعه‌ی تحقیقات انجام شده‌ی گذشته، محاسبه زمان تناوب طبیعی اصلی قاب های دارای دیوار برشی فولادی کامپوزیت مورد بحث قرار نگرفته که در این مقاله، روشی تحلیلی برای برآورد زمان تناوب طبیعی این قاب‌ها مطرح شده است.

۲- صحت سنجی مدل سازی ها

به منظور صحت سنجی مدلسازی عددی، مشخصات مدل دیوار برشی فولادی کامپوزیت از مطالعه آزمایشگاهی عربزاده و همکاران [15] استفاده شده است. مطابق شکل (۲) مدل آزمایشگاهی شامل یک دیوار برشی فولادی کامپوزیت یک طبقه تک دهانه با مقیاس ۱:۴ است.



شکل ۲- مدل آزمایشگاهی [15]

خصوصیات مصالح فولادی این آزمایش در جدول (۱) آورده شده است. همچنین مقاومت فشاری استوانه ای پوشش بتنی ۴۳ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته آن ۳۰۰۷۱ مگاپاسکال می باشد.

جدول (۱) مشخصات فولاد مصرفی در مدل آزمایشگاهی

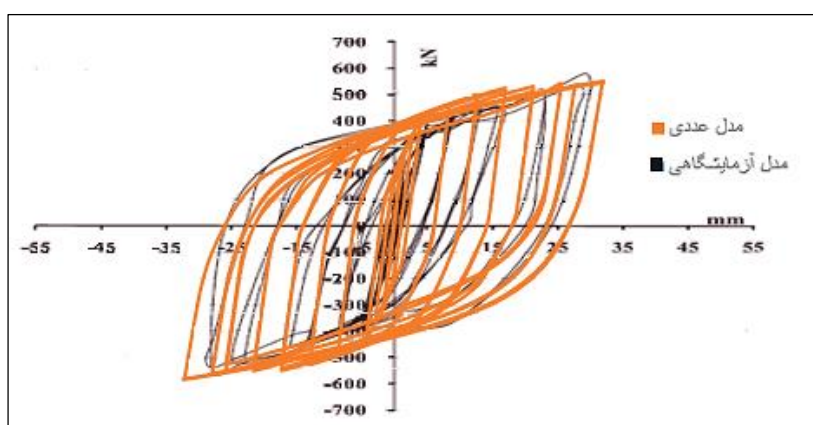
مدول الاستیسیته (Mpa)	مقاومت نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	نوع مقطع
۲۰۰۰۰۰	۴۷۹	۳۰۸	بال ستون و تیر
۲۰۰۰۰۰	۴۴۶	۲۸۵	جان ستون و تیر
۲۰۰۰۰۰	۴۱۵	۲۶۸	ورق فولادی
۲۰۰۰۰۰	۱۲۹۰	۱۰۸۰	بولت
۲۰۳۰۰۰	۴۹۲	۲۳۶	میلگرد

در جدول (۲) نیز مشخصات مقاطع به کار برده شده در مطالعه آزمایشگاهی نشان داده شده است.

جدول (2) مقاطع نمونه آزمایشگاهی

نوع مقطع	ستون ها	تیرها	ضخامت ورق (mm)	قطر بولت (mm)	قطر میلگرد (mm)	ضخامت بتن (mm)
ابعاد	2IPE100+2PL100* 5	۲IPE۱۰۰	۲	۲۰	۳	۳۰

جهت مدلسازی ورق فولادی و سخت کننده‌ها از المان پوسته‌ای Shell با ۴ گره و با استفاده از انتگرال کاهش یافته (S4R) استفاده شده است. این نوع المان برای نواحی پوسته ای کاربرد دارد. جهت مدلسازی پوشش بتنی و بولت‌ها از المان پیوسته (Solid) سه بعدی ۸ گرهی با استفاده از انتگرال کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. همچنین جهت مدلسازی میلگردها از المان خرابایی (TRUSS) سه بعدی با مرتبه هندسی خطی (T3D2) استفاده شده است. شکل (۳) نمودار چرخه ای نیروی برشی در مقابل تغییرمکان جانبی مدل اجزاء محدود قاب با ورق فولادی و پوشش بتنی را نشان می‌دهد. نمودار بدست آمده مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

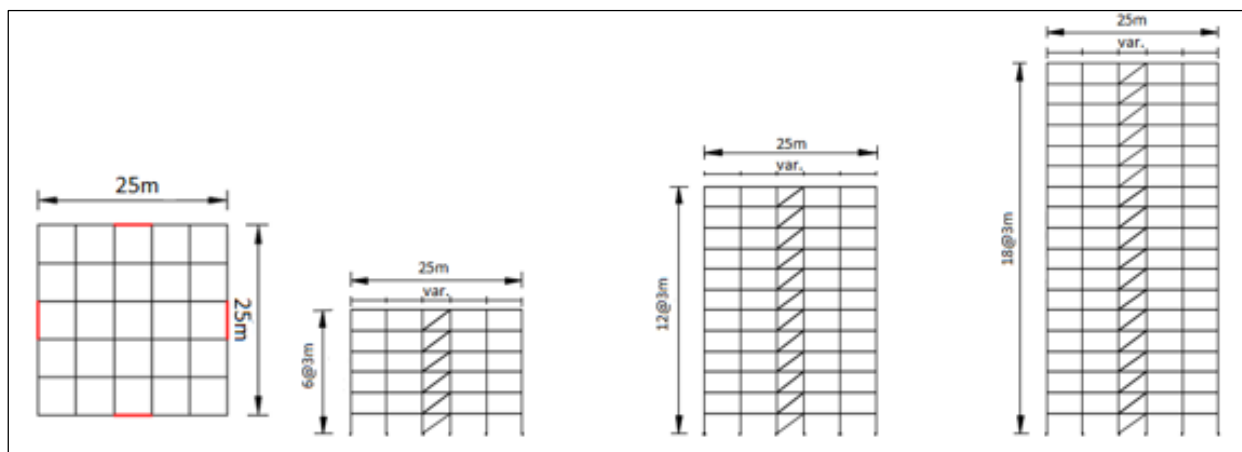


شکل ۳- مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی برای دیوار برشی فولادی کامپوزیت

۳- مدل‌ها و طراحی آنها

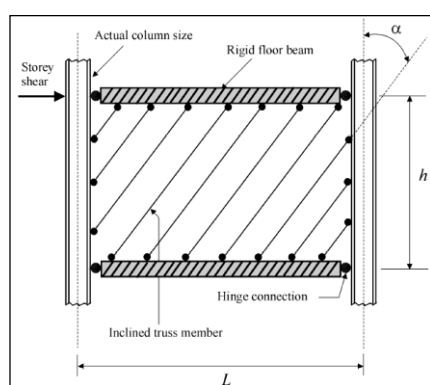
در این مقاله سه دسته سازه‌ی شش، دوازده و هجده طبقه که به ترتیب نماد ساختمان‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه بوده و دارای پنج دهانه که دهانه‌ی وسط آن دیوار برشی فولادی کامپوزیت و چهار دهانه‌ی دیگر قاب خمشی فولادی می‌باشد طراحی و مدلسازی گردید. طراحی مقاطع سازه‌ها، در برنامه ETABS انجام گردید. لازم به ذکر است به دلیل عدم توانایی برنامه ETABS در مدلسازی دیوار برشی فولادی کامپوزیت، از روش مهاربند معادل و روش نواری می‌توان طراحی دیوار برشی فولادی را انجام داده و با استفاده از روابط، می‌توان آن را با دیوار برشی فولادی کامپوزیت معادل کرد.

در این سازه‌ها طول کلی پلان ثابت و برابر ۲۵ متر در نظر گرفته شده است، ولی طول دهانه‌های دیوار برشی فولادی کامپوزیت متفاوت است. با توجه به اینکه ارتفاع خالص طبقات برابر با ۳ متر فرض شده است، با مساوی قرار دادن نسبت طول دهانه دیوار (b) به ارتفاع طبقات (d) برابر با ۱،۵، ۱ و ۰،۵ (که هر کدام از این رفتار دیوار به ترتیب به صورت خمشی، خمشی- برشی و برشی را نشان می‌دهد)، طول دهانه دیوار برشی فولادی کامپوزیت برابر با ۳، ۴،۵ و ۱،۵ متر در نظر گرفته شد. شکل (۴) پلان و نمای مدل‌های سازه را نشان می‌دهد.



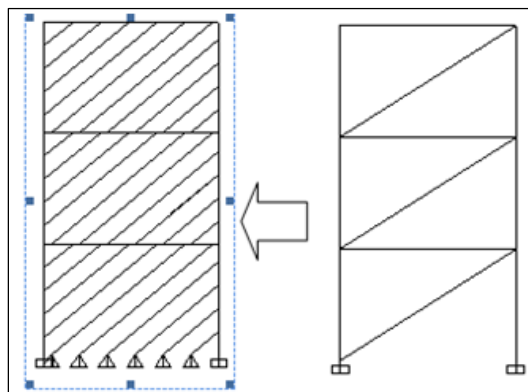
شکل ۴- پلان و نماهای سازه

در روش طراحی نواری، ورق فولادی با تعدادی میله‌ی مورب کششی جایگزین گردیده و سپس سیستم آنالیز و طراحی می‌گردد. هر نوار (مانند یک عضو خرپائی) فقط قادر به تحمل نیروی محوری کششی بوده و سطح مقطع آن برابر عرض نوار در ضخامت ورق است [16].



شکل ۵- مدل نواری [16]

آیین نامه فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01) [4] و آئین نامه فولاد آمریکا (AISC 2005) [3]، دیوار برشی فولادی را به عنوان یک سیستم باربر جانبی پذیرفته‌اند. در این آئین نامه‌ها به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای صرفاً کششی انجام می‌شود. بر این اساس به جای هر ورق فولادی، یک مهاربند معادل در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۶- مهاربند معادل و مدل نواری [16]

چنانچه، θ زاویه بین مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب و α زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی باشد، α از رابطه ۳ بدست می آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t.l}{2A_c}}{1 + t.h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360.I_c.L} \right)} \quad (3)$$

که در آن A_c و I_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون های کناری، h ارتفاع طبقه و A_b سطح مقطع تیر می باشد. پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (بر اساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، ضخامت ورق فولادی از رابطه ی ۴ محاسبه می شود:

$$t = \frac{2A_b \sin \theta \sin 2\theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad (4)$$

که در آن A_b سطح مقطع مهاربند می باشد. با توجه به این که ستون های اطراف دیوار ممکن است تحت تأثیر میدان کشش قطری دچار کمانش شوند لذا سختی ستون های کناری باید از رابطه ۵ تبعیت نماید.

$$I_c \geq \frac{0.00307th_s^4}{L} \quad (5)$$

همچنین به منظور جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کششی قطری نامتقارن، رابطه ۶ بایستی کنترل گردد.

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{8} \sin^2 \alpha \quad (6)$$

که در آن M_{fpp} ، لنگر پلاستیک مقطع تیر و σ_{ty} ، تنش نهائی میدان کشش قطری بوده که برای ورق های نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است. به منظور حصول اطمینان از این که ستون های محیطی بتوانند تنش های وارده ناشی از بارهای محیطی، به همراه تنش های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل نمایند، لازم است که رابطه ی (۷) برای ستون ها نیز رعایت شود:

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (7)$$

که در آن M_{fpc} ، لنگر پلاستیک مقطع ستون است.

در روابط ۳ و ۴، مهاربند معادل با یک ورق فولادی نازک معادل شده است. اما از آن جایی که سیستم مورد استفاده در این سازه ها دیواربرشی فولادی کامپوزیت می باشد، نیازمند معادل سازی ورق فولادی بدست آمده در بالا با یک ورق فولادی دیگر با در نظر گرفتن اثر پوشش بتن روی آن می باشد. باتوجه به این که در این مقاله پوشش بتنی در یک سمت دیوار استفاده شده و با المان های مرزی اطراف (تیرها و ستون ها) فاصله دارد، لذا فقط نقش مقید کنندگی برای ورق فولادی را داشته و ازکمانش آن قبل از تسلیم برشی داخل صفحه جلوگیری نموده، در نتیجه ورق فولادی، برش طبقه را با تسلیم برشی تحمل می نماید. به همین منظور بتن نقشی در سختی ایفا نمی کند. حال برای بدست آوردن ضخامت ورق فولادی کامپوزیت کفایت که سختی ورق فولادی نازک (رابطه ۸) را برابر با سختی ورق فولادی کامپوزیت که توسط موحدنیا و همکاران [2] در رابطه ۹ ارائه شده است، قرار داده تا ضخامت ورق فولادی کامپوزیت بدست آید:

$$k_1 = \frac{Ebt}{4d} \quad (8)$$

$$K_2 = 0.8 \frac{Ebt_c}{2.6d} \quad (9)$$

در رابطه ۸ و ۹، k_1 سختی ورق دیواربرشی فولادی، K_2 سختی ورق دیواربرشی فولادی کامپوزیت، t ضخامت ورق فولادی، t_c ضخامت ورق فولادی کامپوزیت، b عرض ورق و d ارتفاع آنست.

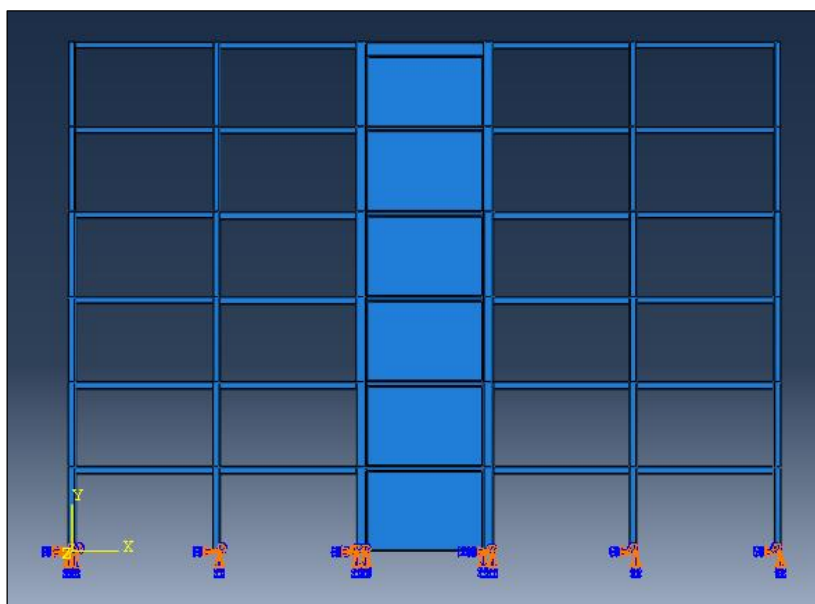
۴- محاسبه زمان تناوب قاب های دیوار برشی فولادی کامپوزیت به روش اجزاء محدود

نرم افزار ABAQUS یکی از نرم افزار های شبیه سازی به روش اجزاء محدود می باشد که قابلیت تحلیل سازه و محاسبه زمان تناوب آنها را داراست. 27 مدل قاب دارای دیوار برشی فولادی کامپوزیت در ادامه مورد بررسی قرار گرفته که مشخصات آن ها در جدول ۳ آورده شده است. در این مدل ها پوشش بتنی با تیر و ستون های اطراف خود ۴۰ میلی متر از هر سمت فاصله داشته و طول بولت ها با توجه به ضخامت بتن متغیر است. ضخامت ورق فولادی کامپوزیت مورد استفاده نیز با توجه به رابطه ی ۹ برای هر طبقه محاسبه شده است.

جدول ۳- ابعاد و مشخصات قاب مورد مطالعه

شماره مدل	تعداد طبقات	عرض دهانه (mm)	ضخامت بتن پوشش (mm)	تعداد بولت	قطر بولت (mm)
۱	۱۸و۱۲	۱۵۰۰	۳۰	۶	۲۰
۲	۱۸و۱۲	۱۵۰۰	۴۰	۶	۲۰
۳	۱۸و۱۲	۱۵۰۰	۵۰	۶	۲۰
۴	۱۸و۱۲	۳۰۰۰	۳۰	۹	۲۰
۵	۱۸و۱۲	۳۰۰۰	۴۰	۹	۲۰
۶	۱۸و۱۲	۳۰۰۰	۵۰	۹	۲۰
۷	۱۸و۱۲	۴۵۰۰	۳۰	۱۲	۲۰
۸	۱۸و۱۲	۴۵۰۰	۴۰	۱۲	۲۰
۹	۱۸و۱۲	۴۵۰۰	۵۰	۱۲	۲۰

در تمامی مدل ها فولاد مصرفی تیرها، ستون ها و ورق فولادی دارای تنش تسلیم ۲۸۰ مگاپاسگال و تنش حد نهایی آن ۳۷۰ مگاپاسگال بوده و برای بولت ها تنش تسلیم ۱۰۸۰ مگاپاسگال و تنش نهایی ۱۲۹۰ مگاپاسگال می باشد. نسبت پواسون فولاد برابر با ۰,۳ لحاظ شده است. بتن مصرفی از نوع مدل پلاستیک آسیب دیده (Concrete Damage Plasticity) استفاده گردیده است که دو فرض اصلی شامل ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری را در نظر می گیرد. نسبت پواسون بتن ۰,۲ فرض شده است. در شکل ۷ یکی از قاب های شش طبقه آورده شده است.



شکل ۷- مدل مونتاژ شده قاب شش طبقه

با توجه به اینکه سیستم مورد بررسی از نوع قاب خمشی بوده، برای اینکه تمامی اتصالات تیر به ستون ها و ستون های طبقات هم در داخل دهانه دیوار برشی فولادی کامپوزیت و هم خارج از دهانه به صورت گیردار عمل کنند، نوع رابط TIE تعریف شده است. همچنین اتصال بین ورق فولادی با تیر و ستون های اطراف هم به صورت TIE می باشد. برشگیرها با توجه به اینکه داخل بتن محصور شده اند به صورت EMBEDDED تعریف شده است که یک سر آن به ورق فولادی TIE شده است. سطح پایین تمامی قاب های مورد بررسی به صورت گیردار می باشد. هر یک از این قاب ها به نسبت سطح بارگیر خود، میزان جرمی به خود اختصاص داده اند و هر قاب با توجه به میزان جرم متحمل شده تحت تحلیل فرکانسی قرار گرفته و دوره تناوب آن ها در دو مود اول و دوم بدست آمده که نتایج در جداول ۴ و ۵ آورده شده است.

۵- پیش بینی تحلیلی زمان تناوب مدل ها به روش برشی - خمشی

روش برآورد زمان تناوب دیوار برشی فولادی کامپوزیت با ترکیب تغییر شکل های خمشی-برشی مورد بررسی قرار می گیرد [17]. این روش، فرکانس طبیعی یک سیستم را با نشان دادن تغییر شکل های برشی (ω_s) و تغییر شکل های خمشی (ω_f) و با استفاده از روش دانکرلی [18] مطابق رابطه ۱۰ محاسبه می نماید.

$$\frac{1}{\omega_i^2} \cong \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_f^2} \quad (10)$$

که در آن ω_i ، ω_s و ω_f به ترتیب فرکانس ترکیب برشی - خمشی، فرکانس برشی و فرکانس خمشی می باشد. زمان تناوب طبیعی قاب های دیوار برشی فولادی کامپوزیت نیز از رابطه ی ۱۱ بدست می آید:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (11)$$

۵-۱- فرکانس برشی قاب ها

برای بدست آوردن فرکانس برشی دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت از رابطه ۱۲ استفاده می شود.

$$\det(k - \omega_s^2 M) = 0 \quad (12)$$

در این رابطه K ، M به ترتیب سختی کلی و ماتریس جرم برای هر طبقه می باشد. از آنجایی که قاب مورد بررسی دارای چندین دهانه می باشد می توان با جمع جبری سختی ستون های هر طبقه، آن را با یک قاب تک دهانه در چندین طبقه معادل سازی کرد. هر دو ماتریس K و M به اندازه n در n بوده که در آن n برابر با تعداد طبقات در یک قاب است. ماتریس سختی کلی K ، تابعی از سختی طبقات بوده و از رابطه ۱۳ بدست می آید.

$$k_i = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_1 & \dots & 0 \\ -k_1 & k_2 + k_3 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & -k_n \\ 0 & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix} \quad (13)$$

برای محاسبه ی فرکانس برشی قاب‌ها، تیرها صلب در نظر گرفته شده، لذا سختی طبقه از مجموع سختی همه ی ستون های آن طبقه و سختی ورق محصور شده با بتن مطابق روابط ۱۴ تا ۱۶ محاسبه می‌شود.

$$k_c = \frac{12EI}{H^3} \quad (14)$$

$$K_{CSPSW} = 0.8 \frac{Ebt}{2.6d} \quad (15)$$

$$k_i = \sum k_c + k_p \quad (16)$$

که در آن K_{CSPSW} سختی دیواربرشی فولادی کامپوزیت و k_c سختی هر ستون می باشد.

ماتریس جرم به صورت یک ماتریس مورب متشکل از جرم های هر طبقه که با توجه به سطح بارگیر هر قاب توزیع شده است، بوده و از رابطه ی ۱۷ بدست می‌آید.

$$M_i = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_n \end{bmatrix} \quad (17)$$

باتوجه به اینکه درایه های ماتریس جرم و سختی تابعی از تعداد طبقات سازه است، لذا با توجه به زیاد بودن تعداد طبقات با کد نویسی در برنامه متلب فرکانس برشی قاب ها محاسبه گردیده، که نتایج در جدول های ۴ و ۵ ذکر شده است.

۲-۵- فرکانس خمشی قاب ها

در سیستم خمشی، از آنجا که سطح پایین قاب ها گیردار بوده، می توان قاب را به صورت طره ایی شکل مطابق روابط پیشنهادی کلاف [۱۸] معادل کرد. در نتیجه می توان فرکانس خمشی برای دو مود اول و دوم را از روابط ۱۸ و ۱۹ محاسبه کرد.

$$\omega_{f1} = 1.875^2 \sqrt{\frac{EI}{MH^4}} \quad (18)$$

$$\omega_{f2} = 4.694^2 \sqrt{\frac{EI}{MH^4}} \quad (19)$$

در این روابط \bar{M} جرم واحد طول است که در قاب های مورد بررسی، برابر با مجموع تمام جرم های طبقات اختصاص یافته به هر قاب می باشد که به صورت یکنواخت اعمال شده است. I نیز ممان اینرسی کل طبقات می باشد. در این مقاله برای بدست آوردن ممان

اینرسی کل قابی که به شکل طره معادل شده ابتدا برای بدست آوردن ممان اینرسی هر طبقه، ممان اینرسی همه ی ستون های آن طبقه نسبت به تارخنتی که در وسط دهانه قاب (وسط دیواربرشی فولادی کامپوزیت) است بدست آمده و با هم جمع جبری می شوند. با توجه به ضخامت کم ورق فولادی و پوشش بتنی که در مرکز تارخنتی می باشد، از ممان اینرسی آن صرف نظر شده است. ممان اینرسی هر ستون به محل تارخنتی توسط رابطه ی ۲۰ منتقل و در آنجا با هم جمع جبری می گردد.

$$I_C = I_i + Ad^2 \quad (20)$$

که در آن I_i ممان اینرسی ستون، A سطح مقطع آن و d فاصله ستون تا تارخنتی است.

حال با توجه به اینکه ممان اینرسی هر چند طبقه به صورت تیپ بندی با هم متفاوت است و جرم به صورت یکنواخت روی تیر معادل شده وارد می شود، می توان با جمع جبری ممان اینرسی های مشابه و معادل سازی آن با استفاده از روش فیر معادل، ممان اینرسی کل تیر را به صورت فنرهای سری بدست آورد. مقادیر فرکانس خمشی قاب ها در مود اول و دوم در جدول های ۴ و ۵ نشان داده شده است.

۶- مقایسه نتایج تحلیلی و عددی زمان تناوب اصلی

در جدول های ۴ و ۵ زمان تناوب در مود اول و دوم ۲۷ قاب دارای دیواربرشی فولادی کامپوزیت به روش تحلیلی و عددی ارائه شده است. خطای نسبی بین زمان تناوب روش تحلیلی و عددی از رابطه ی ۲۱ بدست می آید.

$$Error = \frac{|T_{Num} - T_i|}{MAX[T_{Num}, T_i]} \quad (21)$$

که در آن T_i و T_{Num} به ترتیب زمان تناوب اصلی قابها به روش عددی و تحلیلی است.

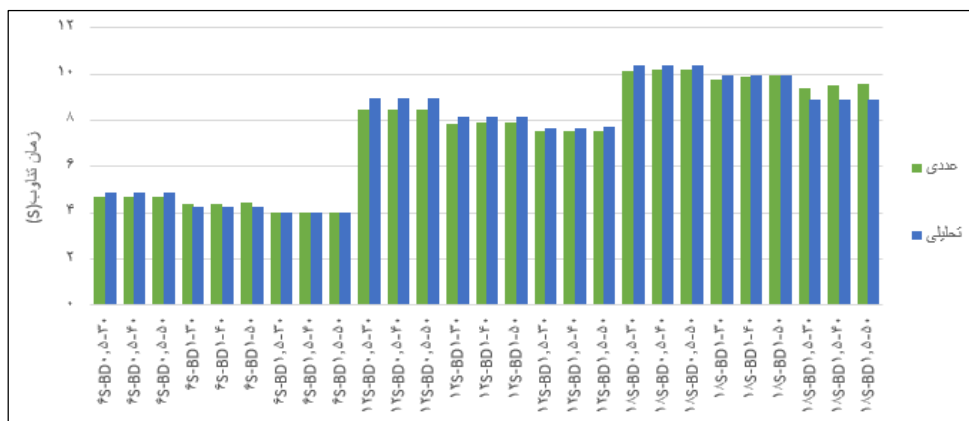
جدول ۴- زمان تناوب قاب ها در مود اول به دوروش تحلیلی و عددی

قاب	پوشش بتن mm	b/d	ω_f Rad/s	ω_s Rad/s	ω_i Rad/s	T_s (s)	T_i (s)	T_{Nim} (s)	Error %
6 طبقه	30	0.5	2.26	1.70	1.57	2.87	4.85	4.72	2.68
	40	0.5	1.98	1.70	1.29	3.69	4.85	4.68	3.45
	50	0.5	1.98	1.70	1.29	3.68	4.86	4.68	3.53
	30	1	2.11	2.07	1.48	3.03	4.24	4.36	2.75
	40	1	2.10	2.07	1.47	3.02	4.24	4.41	3.69
	50	1	2.10	2.07	1.47	3.02	4.25	4.43	4.06
	30	1.5	2.27	2.18	1.57	2.86	3.98	4	0.50
	40	1.5	2.26	2.18	1.57	2.87	3.99	4.01	0.34
	50	1.5	2.26	2.18	1.57	2.87	3.99	4.01	0.39
12 طبقه	30	0.5	0.92	1.07	0.70	5.85	8.94	8.43	5.67
	40	0.5	0.92	1.07	0.70	5.86	8.95	8.44	5.69
	50	0.5	0.927	1.07	0.7	5.86	8.96	8.44	5.74
	30	1	0.98	1.24	0.77	5.05	8.14	7.87	3.31
	40	1	0.98	1.24	0.77	5.06	8.15	7.88	3.22
	50	1	0.98	1.23	0.76	5.10	8.16	7.88	3.43
	30	1.5	1.05	1.30	0.81	4.81	7.67	7.52	1.95
	40	1.5	1.05	1.30	0.81	4.82	7.68	7.52	2.01
	50	1.5	1.04	1.3	0.81	4.83	7.69	7.52	2.13
18 طبقه	30	0.5	0.74	1.04	0.60	6.02	10.36	10.13	2.22
	40	0.5	0.74	1.04	0.60	6.03	10.37	10.16	2.02
	50	0.5	0.74	1.03	0.60	6.05	10.39	10.19	1.92
	30	1	0.78	1.07	0.63	5.84	9.91	9.78	1.31
	40	1	0.78	1.07	0.63	5.85	9.92	9.86	0.60
	50	1	0.78	1.07	0.63	5.85	9.93	9.93	0
	30	1.5	0.92	1.08	0.70	5.77	8.89	9.38	5.22
	40	1.5	0.92	1.08	0.70	5.78	8.9	9.48	6.11
	50	1.5	0.92	1.08	0.70	5.79	8.91	9.58	6.99

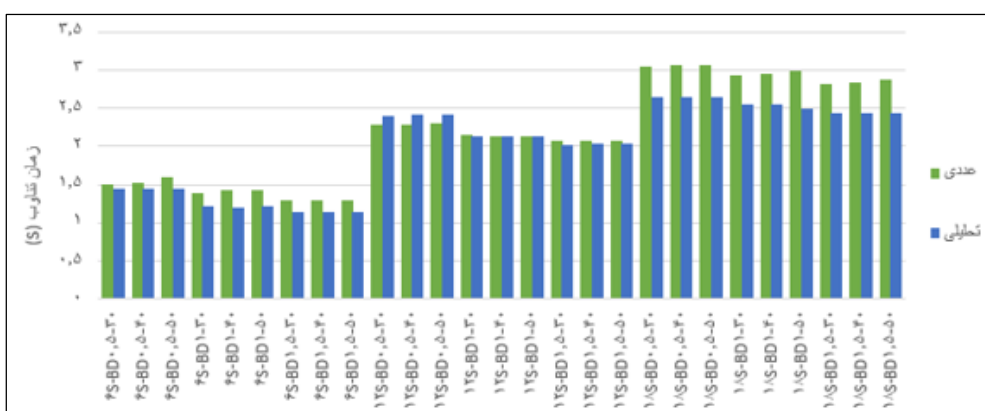
جدول ۵- زمان تناوب قاب ها در مود دوم به دو روش تحلیلی و عددی

قاب	پوشش بتن mm	b/d	ω_f Rad/s	ω_s Rad/s	ω_i Rad/s	T_s (s)	T_i (s)	T_{Num} (s)	Error %
6 طبقه	30	0.5	12.43	4.66	4.36	1.34	1.43	1.5	4.12
	40	0.5	12.42	4.65	4.36	1.34	1.43	1.52	5.28
	50	0.5	12.49	4.65	4.35	1.34	1.44	1.6	9.93
	30	1	13.22	5.64	5.19	1.11	1.20	1.38	12.36
	40	1	13.21	5.66	5.20	1.10	1.20	1.42	15.00
	50	1	13.2	5.65	5.19	1.11	1.20	1.42	14.91
	30	1.5	14.23	5.99	5.52	1.04	1.13	1.29	11.85
	40	1.5	14.22	5.98	5.51	1.04	1.13	1.29	11.74
	50	1.5	14.20	5.97	5.51	1.05	1.13	1.29	11.64
12 طبقه	30	0.5	5.82	2.92	2.61	2.15	2.40	2.29	5.07
	40	0.5	5.81	2.91	2.60	2.15	2.40	2.29	5.19
	50	0.5	5.80	2.91	2.60	2.15	2.41	2.3	4.81
	30	1	6.16	3.34	2.94	1.87	2.13	2.15	0.71
	40	1	6.15	3.34	2.93	1.87	2.13	2.14	0.15
	50	1	6.15	3.34	2.93	1.87	2.13	2.14	0.04
	30	1.5	6.59	3.51	3.10	1.78	2.02	2.08	2.63
	40	1.5	6.58	3.51	3.09	1.78	2.02	2.07	2.04
	50	1.5	6.57	3.50	3.09	1.79	2.02	2.07	1.94
18 طبقه	30	0.5	4.66	2.75	2.37	2.27	2.64	3.05	13.26
	40	0.5	4.66	2.75	2.37	2.28	2.64	3.06	13.44
	50	0.5	4.65	2.75	2.36	2.28	2.65	3.07	13.65
	30	1	4.92	2.84	2.46	2.20	2.55	2.94	13.20
	40	1	4.91	2.83	2.45	2.21	2.55	2.96	13.68
	50	1	4.90	2.92	2.51	2.14	2.49	2.99	16.48
	30	1.5	5.82	2.87	2.57	2.18	2.43	2.81	13.34
	40	1.5	5.81	2.87	2.57	2.18	2.43	2.84	14.15
	50	1.5	5.81	2.87	2.57	2.18	2.44	2.87	14.95

همان طور که از جداول ۴ و ۵ مشاهده می شود، درصد خطاهای بدست آمده در مود اول با توجه به تغییر شکل ها در این مود کمتر از ۷ درصد بوده و در مود دوم خطای نسبی روش تحلیلی برشی - خمشی تا حدود ۱۶ درصد می باشد. شکل های ۸ و ۹ نمودار ستونی مقایسه زمان تناوب نتایج اجزا محدود عددی با روش تحلیلی را نشان می دهد.

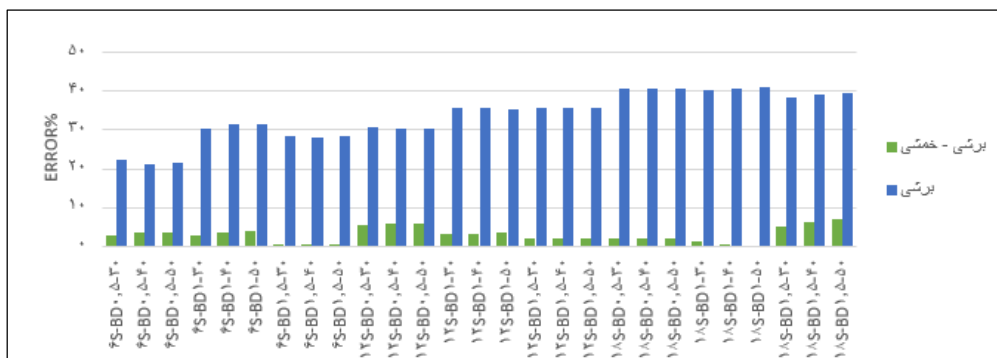


شکل ۸- زمان تناوب در مود اول

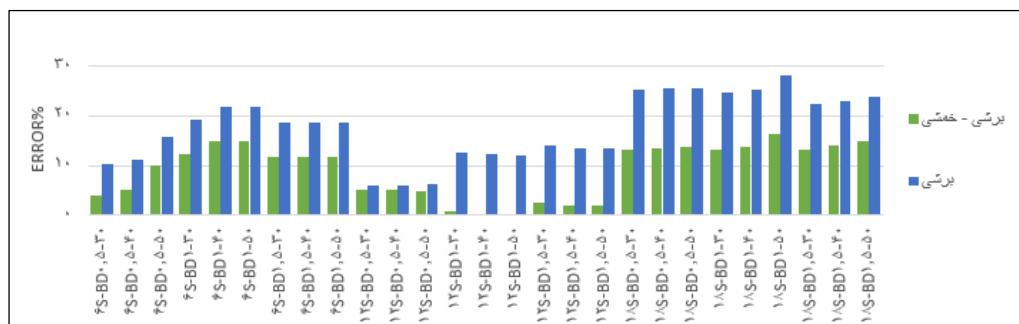


شکل ۹- زمان تناوب در مود دوم

نتایج نشان می دهد که زمان تناوب حاصله از روش تحلیلی ترکیب برشی _ خمشی در مقایسه با زمان تناوب تحلیلی برشی، شباهت بیشتری به زمان تناوب حاصل از نرم افزار داشته که این امری طبیعی است، زیرا با توجه به افزایش طبقات، سهم بیشتر در تغییر شکل های خمشی قابل پیش بینی می باشد. شکل های ۱۰ و ۱۱، درصد خطای زمان تناوب تحلیلی برشی و زمان تناوب تحلیلی برشی_ خمشی را نشان می دهد.



شکل ۱۰- درصد خطا در مود اول

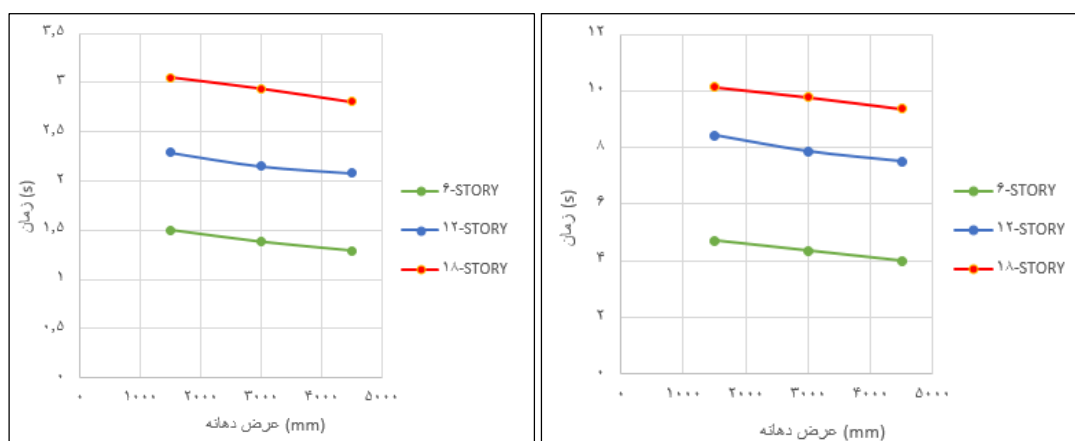


شکل ۱۱- درصد خطا درمود دوم

نتایج نشان می‌دهد که بین قاب های شش طبقه، قاب دارای عرض دهانه ۴٫۵ متر و ضخامت پوشش ۴۰ میلی متر با ۰٫۳۴ درصد، در بین قاب های دوازده طبقه، قاب دارای عرض دهانه ۴٫۵ متر و پوشش بتنی ۳۰ میلی متر با ۱٫۹۵ درصد و بین قاب های هجده طبقه قاب دارای عرض دهانه ۳ متر و پوشش بتنی ۵۰ میلی متر با صفر درصد خطا نسبت به مدل های عددی بهترین تخمین تحلیلی زمان تناوب قاب را نشان می‌دهد.

۷- اثر عرض دهانه دیواربرشی فولادی کامپوزیت بر زمان تناوب اصلی

شکل های ۱۲ و ۱۳ اثر عرض دهانه بر زمان تناوب در سه قاب شش، دوازده و هجده طبقه در مودهای اول و دوم را نشان می‌دهد. همان طور که مشاهده می‌شود، افزایش عرض دهانه باعث کاهش زمان تناوب طبیعی در تمام مدل ها در هر دو مود اول و دوم شده است.



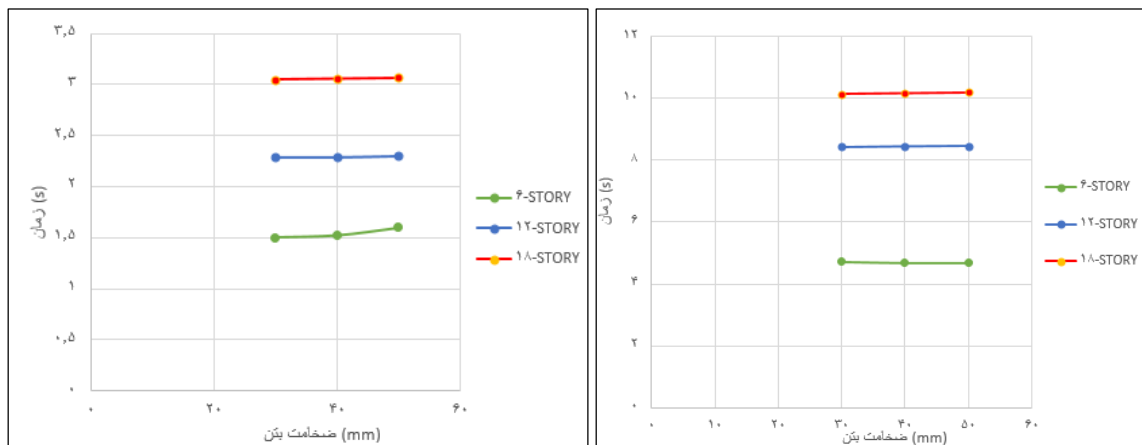
شکل ۱۳- اثر عرض دهانه بر زمان تناوب در مود دوم

شکل ۱۲- اثر عرض دهانه بر زمان تناوب در مود اول

۸- اثر پوشش بتن بر زمان تناوب دیواربرشی فولادی کامپوزیت

در این مطالعات سه نوع ضخامت بتن ۴۰، ۳۰ و ۵۰ میلی متر در یک طرف ورق فولادی مدل شده است. باتوجه به این که بتن مدل شده در مدلسازی نرم افزار با المان های مرزی اطراف خود از هر سمت ۴۰ میلی متر فاصله دارد، لذا بتن نقشی در سختی ایفا نکرده و فقط نقش مقید کنندگی ورق فولادی را داشته تا از کمانش ورق و ایجاد میدان کشش قطری جلوگیری کند. با افزایش ضخامت بتن تنها

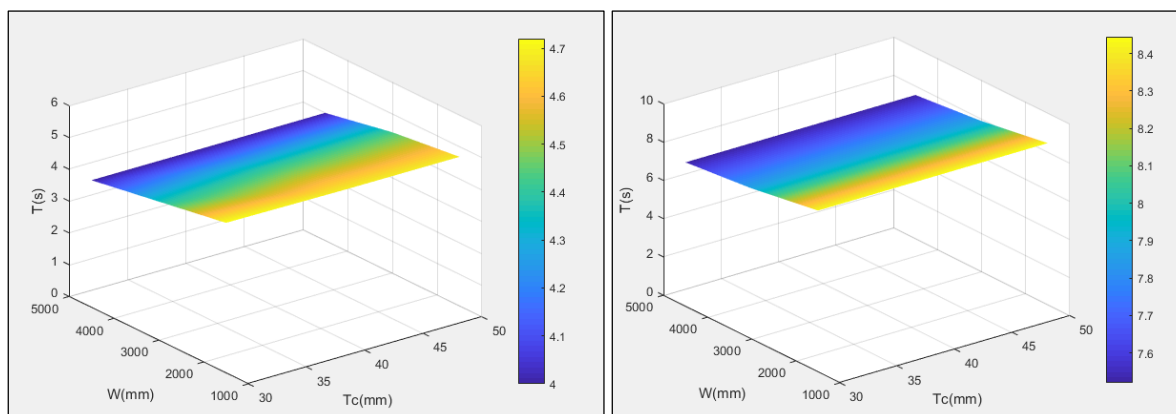
پارامتر متغیر موثر همان اثر جرم پوشش بتن می باشد که آن هم ناچیز است. لذا نتایج نشان می دهد که با افزایش ضخامت پوشش بتنی، زمان تناوب قاب ها با شیب بسیار کمی رو به افزایش بوده که قابل چشم پوشی و صرف نظر کردن است.



شکل ۱۴- اثر پوشش بتن بر زمان تناوب در مود اول

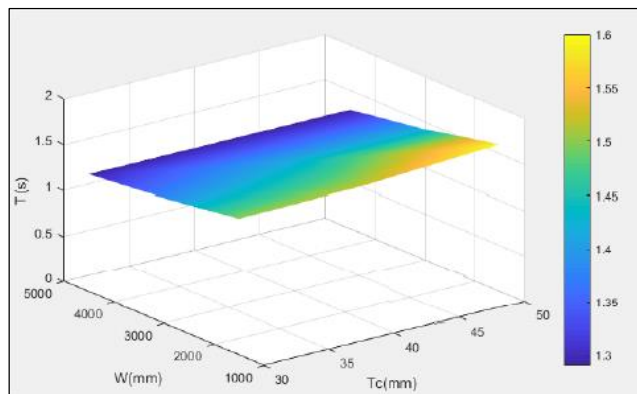
شکل ۱۵- اثر پوشش بتن بر زمان تناوب در مود دوم

شکل های ۱۶ تا ۲۰ به صورت گراف های صفحه ای، اثرات عرض دهانه و ضخامت پوشش بتن بر زمان تناوب طبیعی قاب ها در هر مود اول و دوم برای هر یک از سازه های شش، دوازده و هجده طبقه را نشان می دهد.

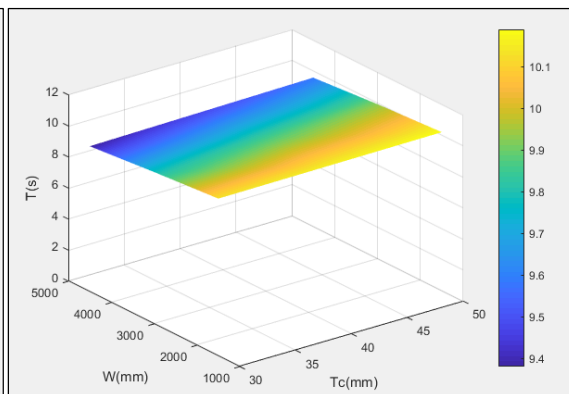


شکل ۱۶- گراف صفحه ای سازه شش طبقه در مود اول

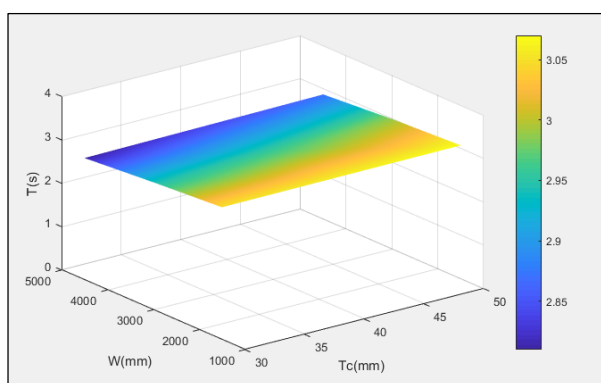
شکل ۱۷- گراف صفحه ای سازه دوازده طبقه در مود اول



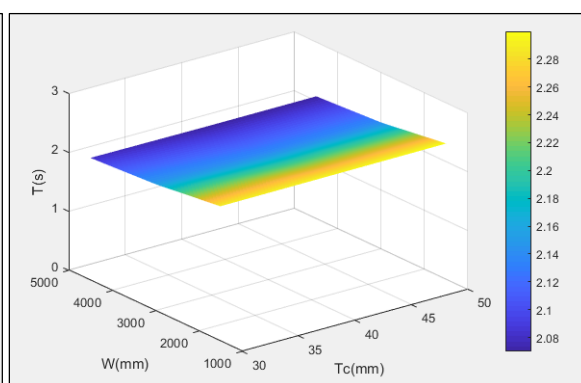
شکل ۱۹- گراف صفحه ای سازه شش طبقه در مود دوم



شکل ۱۸- گراف صفحه ای سازه هجده طبقه در مود اول



شکل ۲۱- گراف صفحه ای سازه هجده طبقه در مود دوم

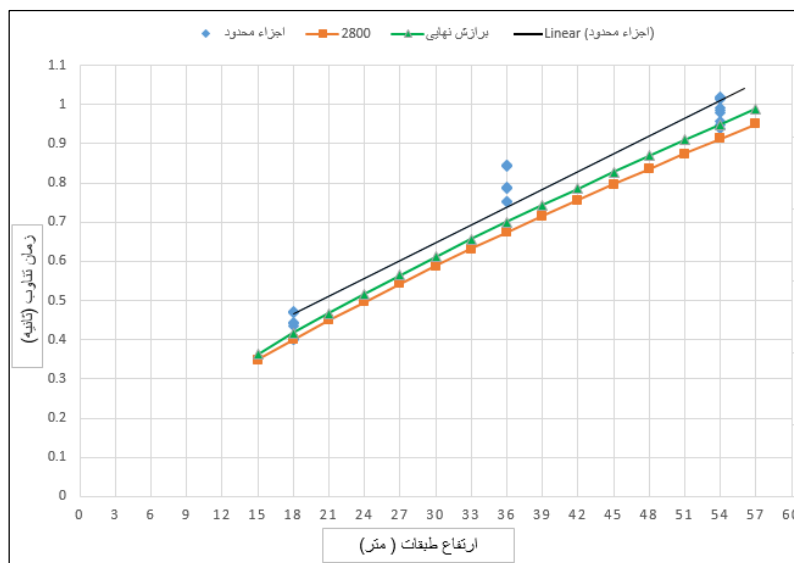


شکل ۲۰- گراف صفحه ای سازه دوازده طبقه در مود دوم

۹- تعیین رابطه تجربی محاسبه زمان تناوب دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت

پس از یافتن زمان تناوب قاب های دارای دیوار برشی فولادی کامپوزیت با تعداد طبقات ۶، ۱۲ و ۱۸ با توجه به تغییر ضخامت بتن و عرض دهانه ی دیوار برشی فولادی کامپوزیت برای هر سازه ۹ زمان تناوب محاسبه شده است.

به منظور ارائه ی یک رابطه ی تجربی برای زمان تناوب بر حسب ارتفاع طبقه ابتدا کلیه ی نتایج به دست آمده برای هر قاب با تعداد طبقات مشخص بصورت یک نمودار نقطه ای ترسیم شده است، سپس بهترین برازش خطی نقاط ترسیم شده است بطوریکه کلیه ی نتایج به دست آمده از حد خط مورد نظر بزرگتر بوده و به این ترتیب برازش انجام شده محافظه کارانه باشد. علاوه بر این خط معادل با فرمول تجربی پیشنهاد شده توسط آیین نامه ۲۸۰۰ نیز ترسیم شده است که در شکل ۲۲ نشان داده شده است.



شکل ۲۲- مقایسه زمان تناوب قاب های دیوار برشی فولادی کامپوزیت با رابطه ی تجربی آیین نامه

بر اساس برآزش بهترین منحنی بر نتایج زمان تناوب بر حسب ارتفاع، برای دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت رابطه (۲۲) ارائه شده است.

$$T = 0.052H^{0.75} \quad (22)$$

همان طور که مشاهده می شود این رابطه بسیار شبیه رابطه ی پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران [6] یا دیگر آیین نامه های معتبر بوده و لذا برای این سیستم نیز رابطه ی ۲۳ جهت محاسبه ی زمان تناوب اصلی پیشنهاد می شود.

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (23)$$

۱۰- نتیجه گیری

در این مقاله به بررسی اثر عرض دهانه، تعداد طبقات و ضخامت پوشش بتنی دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت بر زمان تناوب طبیعی اصلی آنها به دو روش عددی و تحلیلی خمشی-برشی پرداخته شد.

همان طور که عنوان شد در این مقاله ابتدا با مقایسه نتایج بدست آمده از روش عددی با نتایج تحلیلی برشی-خمشی، به بررسی اثر عرض دهانه و پوشش بتن بر زمان تناوب دیواربرشی فولادی کامپوزیت پرداخته شده است.

نتایج نشان داد که رابطه ی پیشنهادی دانکرلی جهت برآورد فرکانس های طبیعی که ترکیبی از مود خمشی و برشی می باشد، با نتایج حاصل از مدل ها در نرم افزار درمود اول تطابق خوبی دارد. در این مطالعه علاوه بر دهانه ی دیوار برشی فولادی کامپوزیت، دیگر دهانه های قاب خمشی نیز در روش تحلیلی، مد نظر قرار گرفت.

همچنین نتایج نشان داد که در هر سه سازه شش، دوازده و هجده طبقه با افزایش عرض دهانه، زمان تناوب سازه در مود اول و مود دوم روندی کاهشی دارد.

از دیگر نتایج مورد بررسی اثر پوشش بتن بر زمان تناوب قاب ها بود که با توجه به اینکه پوشش بتنی با المان های مرزی خود فاصله داشته و فقط نقش مقید کنندگی برای ورق را دارد، روند افزایشی ضخامت پوشش بتن اثر قابل ملاحظه ای بر زمان تناوب طبیعی سازه ها ندارد.

نتایج همچنین نشان داد که رابطه‌ی پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و دیگر آیین نامه های طرح لرزه ای مهم دنیا، قابل استفاده برای سیستم دیوار برشی فولادی کامپوزیت است.

مراجع

- [1] Sabouri, S, "An Introduction on the Steel Plate Shear Walls", Angizeh Publication, 1st Edition, Tehran, 2002.
- [2] Movahednia, M, "A Study on the Design Capacity of Steel Plate Shear Walls", MSc Dissertation, Semnan University, 2016.
- [3] ASCE 7-10. Minimum design loads for buildings and other structures. USA: American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute; 2010.
- [4] NBCC. National Building Code of Canada. 12th ed. Canadian commission on building and fire codes. Ottawa (ON, Canada): National Research Council of Canada, NRCC; 2005.
- [5] Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels; 2003.
- [6] 2800 code, Seismic resistant design of buildings – Code of practice of Iran. 3rd revision.
- [7] Astaneh-Asl, A. (2002), "Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls", Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Technical Information & Product Service.
- [8] Hatami, F, Sehri, M.R., "Impact of Variations in thickness of the Steel Plate on the Behavior of the CSPSW systems", Journal of Structure & Steel, 2009.
- [9] Topkaya, C., and Kurban, C. O. (2009). "Natural periods of steel plate shear wall systems." J. Construct. Steel Res., 65(3), 542e551.
- [10] Ayazi, A, Arabzadeh, A, Soltani Mohammadi, M., "Effect of different Parameters on Seismic Behavior of the CSPSW systems in accordance with the Experimental Studies", the 1st Conference on Geotechnical-Earthquake-Structural Engineering, 2011.
- [11] Arabzadeh, A., Pishavei, M, "Effect of Spacing between the Concrete Panel and Steel Frame on Behavior of the CSPSW systems", Journal of Structure and Steel, 2012.
- [12] Ghlhaki, pirozmoftakhari, 2014 "Period Calculation of Thin Steel Plate Shear Walls and the Effect of Connection Type and Degree of Opening on It.
- [13] Behnoosh Rassouli, Soheil Shafaei, Amir Ayazi, Farhang Farahbod, 2016 "Experimental and numerical study on steel-concrete composite shear wall using light-weight concrete.
- [14] Gholhaki, M, Rezaeifar, O, Rahimikhah, M.S., "A Study on the Impact of the Gap between Steel Plate and Concrete Panel on the Behavior of the Buckling-Restrained Steel Plate Shear Walls".
- [15] Arabzadeh, M, Soltani, A, Ayazi, "Experimental Investigation of Composite Shear Walls under Shear Loadings". Journal of Thin-Walled Structures. 2011, Vol 49, pp 842-854.
- [16] Thorburn, L.J. , Kulak, G.L. and Montgomery, C.J.(1983) , "Analysis of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [17]-Shi Liu1; Gordon P. Warn, A.M.ASCE2; and Jeffrey W. Berman, A.M.ASCE3. Estimating Natural Periods of Steel Plate Shear Wall Frames. 2017.
- [18] Dunkerley, S. (1894). "On the whirling and vibration of shafts." Phil. Trans Roy. Soc., 185, 269e360.
- [19]-Clough, R. W., and Penzien, J. (1975). Dynamics of structures, McGraw Hill, New York.