

اصلاح روش طراحی لرزه‌ای به منظور جلوگیری از وقوع مکانیسم خرابی طبقه نرم

حسین علی نوری

مربی دانشگاه فنی و حرفه‌ای، آموزشکده فنی پسران قم، ایران

Hossein_alinouri1984@yahoo.com

فخرالدین احمدی دانش آشتیانی

دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی تهران، ایران

Danesh@kn.tu.ac.ir

حمیده خزاعی

کارشناس ارشد مهندسی سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی تهران، ایران

Khazaeehamideh@yahoo.com

کلید واژه‌ها: مکانیسم خرابی طبقه نرم، فلسفه طراحی لرزه‌ای، میانقاب، قاب خمشی فولادی ویژه، UBC97

چکیده

در این پژوهش بازبینی ضوابط طراحی لرزه‌ای آئین نامه UBC97 در مورد قابهای خمشی فولادی ویژه که در پائین ترین طبقه میانقابهای پیوسته در ارتفاع ساختمان حذف شده اند - و بر این اساس در هنگام وقوع زلزله طرح با توجه به سختی جانبی میانقابها در سایر طبقات، ساختمان دچار مکانیسم خرابی نامطلوب طبقه نرم خواهد گردید- مورد توجه قرار گرفته است. ضوابط اصلاح شده در طراحی سه قاب خمشی فولادی ویژه ۵، ۸ و ۱۵ طبقه اعمال شده و نتایج پاسخ تغییرمکان و دریافت طبقات بر اساس روش پیشنهادی با نتایج روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با هم مقایسه شده است. نتایج نشان میدهد که روش طراحی لرزه‌ای پیشنهادی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مورد نظر را تا حد زیادی بهبود داده است.

مقدمه

از زمان معرفی و توسعه مفاهیم طراحی ظرفیت سازه‌ها، مطالعه عوامل موثر مختلف بر رفتار لرزه‌ای قابهای خمشی و بررسی نحوه مکانیسم خرابی آنها در هنگام وقوع زلزله مورد توجه بسیاری از پژوهشگران بوده است. برخی از این پژوهشگران مانند Pinho R And Elnashai (2000) و Calvi et al., (2002) با استفاده از مدل‌های با ابعاد واقعی به بررسی دقیق مکانیسم خرابی در سازه‌های مذکور پرداخته‌اند.

یکی از مهمترین عوامل موثر بر رفتار لرزه‌ای قابهای خمشی که عموماً در فاز طراحی مورد غفلت واقع می‌شود، وجود میانقابهای بنایی در قابهای خمشی می‌باشد. سختی درون صفحه‌ای این میانقابها باعث تغییر در مشخصات دینامیکی قابها و تغییر در الگوی خرابی این سازه‌ها در هنگام زلزله نسبت به مکانیسم خرابی در نظر گرفته شده توسط آئین نامه‌های طراحی - مکانیسم خرابی کلی- می‌شود. بررسی اثر وجود میانقابهای بنایی در رفتار لرزه‌ای قابهای خمشی مورد توجه پژوهشگران بسیاری بوده است. در این مورد می‌توان به تحقیقات Rodrigues et al., (2008)، Proenca et al., (2004) و Borzi et al (2008) اشاره نمود.

در بسیاری از حالات واقعی ملاحظه می‌شود که در محل طبقه همکف برخی ساختمانهای مسکونی چند طبقه، میانقابهای پیوسته در ارتفاع ساختمان به علت معماری خاص آن طبقه - مثل پارکینگ- حذف شده‌اند. در چنین مواردی در هنگام وقوع زلزله طرح با توجه به سختی جانبی میانقابها در سایر طبقات، سختی طبقه همکف نسبت به سایر طبقات به شدت کاهش یافته و ساختمان به احتمال زیاد دچار مکانیسم خرابی طبقه نرم خواهد گردید. بر این اساس برخی پژوهشگران همچون Dolsek, M. And Fajfar, P. (2001) و Danesh, F.A. et al (2010) به تحقیق در مورد اثر وقوع مکانیسم طبقه نرم بر رفتار لرزه‌ای قابهای خمشی بتنی و فولادی پرداخته‌اند.

حال در نظر بگیرید که طراح سازه‌ای با علم به این مهم قصد طراحی ساختمانی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی ویژه را دارد که در پائین ترین طبقه که طبقه همکف ساختمان نیز میباشد، میانقابهای پیوسته در ارتفاع ساختمان در آن طبقه حذف شده‌اند. با توجه به پیش بینی وقوع مکانیسم خرابی طبقه نرم در مورد چنین ساختمانی در هنگام وقوع زلزله طرح، استفاده از ضوابط آئین نامه‌های طراحی لرزه‌ای رایج



در مورد چنین ساختمانی صحیح نمیباشد. چرا که ضوابط مذکور بر مبنای وقوع مکانیسم خرابی کلی در سازه ارائه شده است. در چنین وضعیتی طراح سازه دو راه پیش رو دارد؛

۱- با استفاده از جزئیات خاص اجرایی اندرکنش میانقاب و سازه را حذف کند و از ضوابط آئین نامه های طراحی لرزه ای رایج استفاده نماید.

۲- سازه را بر مبنای وقوع مکانیسم خرابی طبقه نرم در هنگام زلزله و اندیشیدن تمهیدات خاص برای آن طراحی نماید.

بطور قطع پیشنهاد هر طراح ماهر استفاده از گزینه اول میباشد. ولی دو مطلب را نباید فراموش کرد؛

- در ساخت و سازه های رایج صنعت ساختمان گاهی اجرای جزئیات غیر سازه ای و حتی سازه ای با دقت زیادی انجام نمیشود.
- مشخص نیست که جزئیات ارائه شده برای حذف اندرکنش میانقاب از سازه تا چه حد کارایی دارد.

با توجه به مطالب ارائه شده ممکن است گاهی اوقات لازم باشد که در فاز طراحی، فلسفه طراحی سازه بر مبنای وقوع مکانیسم خرابی طبقه نرم در سازه بنا نهاده شود. بر این اساس در این مطالعه بازبینی ضوابط طراحی لرزه ای استاندارد UBC97 در مورد قابهای خمشی فولادی ویژه که در پائین ترین طبقه میانقابهای پیوسته در ارتفاع ساختمان حذف شده اند، مورد توجه قرار گرفته است. ضوابط اصلاح شده در طراحی سه قاب خمشی فولادی ویژه ۵، ۸ و ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی اعمال شده است. نتایج پاسخ تغییرمکان و دریافت طبقات ناشی از ضوابط طراحی لرزه ای اصلاح شده با نتایج روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (به عنوان پاسخ واقعی سازه) سنجیده شده است.

معرفی مدل های تحلیلی مورد استفاده

قابهای خمشی فولادی ویژه مورد استفاده در این تحقیق شامل ۳ قاب دوبعدی به تعداد طبقات ۵، ۸ و ۱۵ میباشد. تمامی این قابها دارای ۴ دهانه بطول ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر میباشد. انتخاب تعداد طبقات مذکور مرتبط با تعداد مودهای دخیل در رفتار الاستیک سازه میباشد. باتوجه به نتایج طراحی این سازه ها بر اساس فلسفه مکانیسم خرابی کلی (Elghazouli, A.Y. (2005) طبق ضوابط طراحی لرزه ای UBC97، در سازه ۵ طبقه مود اول، در سازه ۸ طبقه ۲ مود اول و در سازه ۱۵ طبقه ۳ مود اول ارتعاش سازه باید در رفتار الاستیک سازه در نظر گرفته شود تا مجموع درصد مشارکت مودهای نامبرده در هر مورد به بالای ۹۰ درصد برسد. قابهای خمشی فولادی ویژه طراحی شده مذکور اختصاراً بصورت ذیل نامگذاری میشوند؛ قاب خمشی ۵ طبقه با مکانیسم خرابی کلی : 5GM. قاب خمشی ۸ طبقه با مکانیسم خرابی کلی : 8GM. قاب خمشی ۱۵ طبقه با مکانیسم خرابی کلی : 15GM. از طرفی با توجه به توضیحات ارائه شده در مقدمه این نوشتار، میانقابهای پیوسته در ارتفاع سازه های 5GM، 8GM و 15GM در پائین ترین طبقه حذف شده اند. این سازه ها اختصاراً به ترتیب 5SSB، 8SSB و 15SSB نامگذاری می شوند. در سازه های اخیر در هنگام وقوع زلزله طرح با توجه به سختی جانبی میانقابها در سایر طبقات، ساختمان دچار مکانیسم خرابی نامطلوب طبقه نرم خواهد گردید.

فرضیات مدل سازی و تحلیل

در این قسمت فرضیات اصلی که در مدل های تحلیلی مورد اشاره در بند قبل مورد استفاده قرار گرفته اند، به اختصار ارائه شده است. برای جزئیات بیشتر به مرجع ۱۰ مراجعه شود.

۱- مشخصات مصالح فولاد : فولاد مورد استفاده از نوع ST37 میباشد.

۲- مدل رفتار غیرخطی مصالح فولاد : نوع رفتار غیرخطی مصالح فولادی بصورت کینماتیک در نظر گرفته شده است. مقدار کرنش تسلیم برابر با ۰/۰۱۴، کرنش نهایی برابر با ۰/۰۲۸ و شیب منحنی تنش کرنش پس از تسلیم ۰/۰۰۵ برابر مقدار آن قبل از تسلیم در نظر گرفته شده است. (CSI Analysis Reference Manual (2008)

۳- مقاطع فولادی : کلیه مقاطع فولادی مورد استفاده در تیرها از نوع IPE و در ستونها از نوع IPB میباشد. این مقاطع جزو مقاطع شکل پذیر- فشرده میباشدند و امکان استفاده از تحلیلهای غیرخطی در مورد قابهای خمشی فولادی ویژه ساخته شده از آنها را فراهم میکنند. (F.M.Mazzolani and V.Piluso. (1996)

۴- جرم لرزه ای : جرم لرزه ای با توجه به بارگذاری ثقیلی و بر اساس ترکیب بار ذیل حاصل شده است.

Mass Source : DL + 0.2 LL

۵- آئین نامه بارگذاری و طراحی : بارگذاری جانبی برای طراحی قابهای خمشی فولادی ویژه بر مبنای مکانیسم خرابی کلی بر اساس آئین نامه UBC97 انجام شده است. همچنین برای طراحی المانهای قابهای خمشی فولادی ویژه بر اساس ضوابط آئین نامه UBC97-ASD عمل شده است.

IFP34	IFP34	IFP34	IFP34
IFP34	IFP34	IFP34	IFP34
IFP34	IFP34	IFP34	IFP34
IFP34	IFP34	IFP34	IFP34
IFP34	IFP34	IFP34	IFP34
IFP34	IFP34	IFP34	IFP34
IFP34	IFP34	IFP34	IFP34

شکل ۱: نتایج طراحی اجزای سازه 5GM

IPF34	IPF34	IPF34	IPF34
IPF34	IPF34	IPF34	IPF34
IPF34	IPF34	IPF34	IPF34
IPF34	IPF34	IPF34	IPF34
IPF34	IPF34	IPF34	IPF34
IPF34	IPF34	IPF34	IPF34
IPF34	IPF34	IPF34	IPF34
IPF34	IPF34	IPF34	IPF34

شکل ۲: نتایج طراحی اجزای سازه 8GM

IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37
IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37
IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37
IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37
IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37
IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37
IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37
IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37	IPF37

شکل ۳: نتایج طراحی اجزای سازه 15GM

- ۶- مفاصل غیرخطی: مفاصل غیرخطی با رفتار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی از نوع فیبری در دو سر تیرها و ستونها قبل از چشمه اتصال تیر و ستون قرار داده شده‌اند.
- ۷- افت سختی و مقاومت در مفاصل غیرخطی: با توجه به شکل پذیری مصالح و مقاطع مورد استفاده، کرنش معادل $0/28$ در فولاد به عنوان شاخص خرابی در فیبر مورد نظر لحاظ شده است. بر این اساس هرگاه تحت بارگذاری ثقلی و لرزه ای، کرنش در یک فیبر مفصل غیرخطی به $2/8$ درصد برسد، آن فیبر دچار افت شدید سختی و مقاومت میشود.
- ۸- مدلسازی رفتار جانبی میانقابهای بنایی: مدلسازی رفتار جانبی میانقاب بر اساس ضوابط فصل هفتم 41-06 ASCE/SEI انجام شده است. در این روش با توجه به عدم تحمل تنش کششی در مصالح بنایی، رفتار جانبی میانقاب با یک المان قطری فشاری مدل میشود. در این قسمت فرض میشود که مصالح بنایی میانقابهای مفروض از نوع "خوب" طبق جدول ۷-۱ ASCE/SEI 41-06 میباشد.
- ۹- معرفی شتابنگاشتهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی: یک دسته ۳۰ تایی شتابنگاشت زلزله های مربوط به نواحی حوزه دور که توسط محققین معتبر دیگر استفاده شده است، (Vamvatsikos and Cornell (2006) از مجموعه شتابنگاشتهای PEER

انتخاب شده است. بزرگای ممان زلزله های انتخاب شده نسبتاً بزرگ و بین ۶/۵ تا ۶/۹ قرار دارد. شتابنگاشتهای ۳۰ گانه مذکور در زمینهای سخت بدون هیچ گونه اثرات جهت پذیری امواج لرزه ای ثبت شده اند.

۱۰- نحوه مقیاس کردن شتابنگاشتها در تحلیلهای دینامیکی تاریخچه زمانی: برای مقیاس کردن شتابنگاشتهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، بر اساس روش ارائه شده توسط Vamvatsikos and Cornell (2006) عمل شده است. خلاصه روش به این صورت است که به ازای هر رکورد زلزله، پارامتری به نام IM تعریف میشود. چنانچه مود اول به تنهایی در رفتار سازه مهم باشد (همانند قاب خمشی فولادی ۵ طبقه) IM همان شتاب طیفی با میرایی ۵ درصد به ازای دوره تناوب مود اول ارتعاش سازه میباشد. اما چنانچه در رفتار سازه ۲ مود اول (همانند قاب خمشی فولادی ۸ طبقه) یا ۳ مود اول (همانند قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه) باید در نظر گرفته شود، مقدار پارامتر IM به ترتیب بر اساس روابط 1 و 2 بدست میآیند. در این روابط اثرات مودهای بالاتر از مود اول در مقیاس کردن شتابنگاشتهای زلزله در نظر گرفته شده است.

$$IM = S_a(T_1, 5\%) \left(\frac{S_a(T_2, 5\%)}{S_a(T_1, 5\%)} \right)^{0.5} \quad (1)$$

$$IM = S_a(T_1, 5\%) \left(\frac{S_a(T_2, 5\%)}{S_a(T_1, 5\%)} \right)^{(1/3)} \left(\frac{S_a(T_3, 5\%)}{S_a(T_1, 5\%)} \right)^{(1/3)} \quad (2)$$

در این روابط $S_a(T_n, 5\%)$ برابر با شتاب طیفی مود n ارتعاش سازه به ازای میرایی ۵ درصد میباشد. پس از یافتن IM هر رکورد، باید IM طیف شتاب طرح آئین نامه طراحی منطقه مورد نظر نیز به روش مشابهی محاسبه شود. مقدار ضریب مقیاس به ازای هر رکورد از تقسیم IM مربوط به طیف شتاب طرح بر طیف شتاب پاسخ بدست می آید.

ضوابط طراحی اصلاح شده قابهای خمشی فولادی ویژه بر مبنای مکانیسم خرابی طبقه نرم در پائین ترین طبقه

در این قسمت بصورت گام به گام ضوابط پیشنهادی طراحی قابهای خمشی فولادی ویژه که در پائین ترین طبقه دچار مکانیسم خرابی طبقه نرم میشوند ارائه شده است. قبل از شروع بحث لازم به ذکر است که فرض اساسی ضوابط پیشنهادی بر آن است که مقاطع بکار رفته در ساخت قاب خمشی فولادی ویژه از نوع مقاطع شکل پذیر - فشرده طبق توضیحات ارائه شده در قسمت ۳ فرضیات مدلسازی و تحلیل این مقاله میباشد. بر این اساس برای طراحی ستونها از مقاطع IPB و برای طراحی تیرها از مقاطع IPE استفاده شده است.

گام ۱ - سازه قاب خمشی فولادی ویژه بدون توجه به اثرات اندرکنش میانقاب و قاب بر اساس ضوابط آئین نامه طراحی لرزه ای رایج - به عنوان مثال UBC97 - با استفاده از مقاطع شکل پذیر/ فشرده طراحی شود.

گام ۲ - پریود تحلیلی مود اول سازه بر اساس مدل ریاضی مقاطع تیر و ستون بدست آمده از گام قبل و مدلسازی عملکرد جانبی میانقابهای بنایی محاسبه شود.

گام ۳ - بر اساس پریود ارتعاش مود اول سازه (T1) که در بند ۲ محاسبه شده است، برش پایه استاتیکی بر اساس رابطه ذیل محاسبه شود؛

$$V_M = \frac{S_{aT_1}}{R_M = 6} W \quad (3)$$

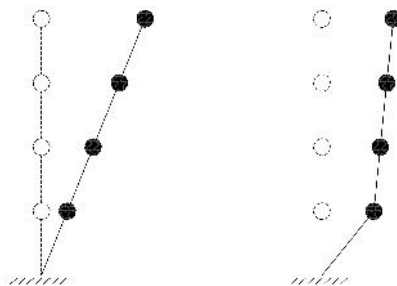
در رابطه ۳، VM برش پایه اصلاح شده و RM ضریب رفتار اصلاح شده در روش پیشنهادی و SaT1 شتاب طیف طرح میباشد. با توجه به استفاده از مقاطع فشرده IPB در طراحی اجزای ستونهای قابهای خمشی فولادی ویژه که دچار مکانیسم خرابی طبقه نرم در پائینترین طبقه میشوند و تجمع تغییر شکلهای غیرخطی در دو سر ستونهای واقع در محل طبقه نرم، مقدار ضریب رفتار سازه های قاب خمشی فولادی ویژه با مکانیسم خرابی طبقه نرم در پائین ترین طبقه، برابر با مقدار شکل پذیری ستونهای فولادی با مقاطع فشرده که نسبت نیرو محوری به ظرفیت آنها کمتر از ۲۰ درصد است، در نظر گرفته شده است. مقدار ضریب رفتار با توجه به توضیحات فوق با توجه به جدول ۵-۵ ASCE/SEI 41-06 برای سطح عملکرد "LS" برابر با ۶ فرض شده است.

گام ۴ - توزیع برش پایه محاسبه شده در گام قبل در ارتفاع سازه متناسب با وزن هر طبقه.

شکل مود اول ارتعاش سازه قاب خمشی فولادی ویژه که در پائین ترین طبقه آن میانقابهای پیوسته در ارتفاع حذف شده اند، بسیار شبیه تر به تصویر سمت راست شکل ۴ میباشد تا تصویر سمت چپ آن. بر این اساس توزیع مثلثی آئین نامه طراحی لرزه ای رایج در مورد چنین

سازه‌هایی صحیح نمیباشد. با توجه به شکل مود اول ارتعاش چنین سازه‌هایی، توزیع برش پایه متناسب با وزن طبقه در ارتفاع سازه می‌تواند گزینه مناسبی باشد.

گام ۵ - کنترل/ طراحی اعضای فولادی بر اساس ترکیبات بار آئین نامه طراحی با توجه به تغییرات بارگذاری جانبی در روش پیشنهاد شده. با توجه به اصلاح برش پایه در گام ۳ و تغییر نحوه توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان در گام ۴، لازم است که در مورد کل تیرها و ستونها، طراحی انجام شده در گام ۱ کنترل شود. در مورد ستونهای واقع در محل طبقه نرم به ضوابط خاص در گام ۶ مراجعه شود.



شکل ۴: شکل مود اول ارتعاش سازه ایده آل شده

(سمت چپ سازه با مکانیسم خرابی کلی، سمت راست سازه با مکانیسم خرابی طبقه نرم در پایین ترین طبقه) (Alinouri, H. (2010))

گام ۶ - کنترل/ طراحی ویژه در مورد ستونهای واقع در محل طبقه نرم. چنانچه نسبت نیرو به ظرفیت محوری بر اساس ترکیبات بار طراحی آئین نامه طراحی کمتر از ۲۰ درصد باشد، کنترل/ طراحی انجام شده در گام ۵ در مورد ستونهای واقع در محل طبقه نرم کفایت میکند. چنانچه نسبت نیرو به ظرفیت محوری بر اساس ترکیبات بار طراحی آئین نامه طراحی بیشتر از ۲۰ درصد و کمتر از ۵۰ درصد باشد، در کنترل/ طراحی ستونهای واقع در محل طبقه نرم باید ضریب نیروهای لرزه ای در ترکیبات بار آئین نامه طراحی در K ضرب شود.

$$\left| \frac{6}{9\left(1 - 1.7\frac{P_u}{P_{cl}}\right)} \right| \leq 3 \quad (4)$$

در رابطه ۴ نسبت P_u/P_{cl} همان نسبت نیرو به ظرفیت محوری بر اساس ترکیبات بار طراحی آئین نامه میباشد. چنانچه نسبت نیرو به ظرفیت محوری بر اساس ترکیبات بار طراحی آئین نامه طراحی بیشتر از ۵۰ درصد باشد، در کنترل/ طراحی ستونهای واقع در محل طبقه نرم باید ضریب نیروهای لرزه ای در ترکیبات بار آئین نامه طراحی در ۳ ضرب شود. اعمال اثرات منفی وجود نیروی محوری بر شکل پذیری رفتار خمشی ستونهای قابهای خمشی فولادی ویژه در فاز طراحی آنها، از طریق افزایش ضریب بارهای زلزله در ترکیبات بار طراحی آئین نامه طراحی صورت پذیرفته است.

گام ۷ - حصول تغییر مکان واقعی طبقات بر اساس رابطه ۵ و کنترل دریفتهای واقعی با مقادیر مجاز آئین نامه طراحی لرزه ای.

$$U_R = \frac{6}{1} \times U_{el} \quad (5)$$

رابطه ۵ بر اساس همسان سازی نتایج پاسخ تغییر مکان و دریفتهای حاصله بر اساس روش پیشنهاد شده با نتایج تحلیلهای دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی (NTH) انجام شده در مورد سه سازه 5SSB، 8SSB و 15SSB حاصل گردیده است.

طراحی سازه های 5SSB، 8SSB و 15SSB بر اساس روش پیشنهادی در بند قبل

در این قسمت سه سازه 5SSB، 8SSB و 15SSB بر اساس ضوابط ارائه شده در بند قبل این مقاله طراحی شده است. در ادامه برای ارزیابی صحت ضوابط ارائه شده، نتایج پاسخ تغییر مکان و دریفتهای واقعی طبقات حاصل از روش پیشنهادی با نتایج متناظر حاصل از تحلیل NTH سازه های طراحی شده بر اساس ضوابط پیشنهاد شده در بند قبل، مقایسه شده است. ذیلا بصورت گامهای ۷ گانه بند قبل، مراحل طراحی در مورد سازه های 5SSB، 8SSB و 15SSB ارائه شده است.

گام ۱- سازه قاب خمشی فولادی ویژه بدون توجه به اثرات اندرکنش میانقاب و قاب بر اساس ضوابط آئین نامه طراحی لرزه ای رایج - به عنوان مثال UBC97- طراحی شود. در مورد سه سازه 5SSB، 8SSB و 15SSB نتایج طراحی المانهای فولادی بدون توجه به اثرات اندرکنش میانقاب و سازه به ترتیب در اشکال ۱، ۲ و ۳ ارائه شده است.

گام ۲- پرپود تحلیلی مود اول سازه بر اساس مدل ریاضی مقاطع تیر و ستون بدست آمده از گام قبل و مدلسازی عملکرد جانبی میانقابهای بنایی محاسبه شود. بر این اساس پرپودهای تحلیلی مود اول ارتعاش سازه های 5SSB، 8SSB و 15SSB بصورت ذیل بدست آمده است؛

$$T_1 \begin{cases} \text{For 5SSB} = 0.58 \text{ sec.} \\ \text{For 8SSB} = 0.72 \text{ sec.} \\ \text{For 15SSB} = 1.22 \text{ sec.} \end{cases}$$

گام ۳- محاسبه برش پایه اصلاح شده بر اساس رابطه ۳؛

$$V_M \begin{cases} \text{For 5SSB} = (1.1/6)W = 0.18 W \\ \text{For 8SSB} = (0.89/6)W = 0.15 W \\ \text{For 15SSB} = (0.52/6)W = 0.09 W \end{cases}$$

گام ۴- در این مرحله برش پایه محاسبه شده در گام ۳ متناسب با وزن هر طبقه در مدل تحلیلی سازه های 5SSB، 8SSB و 15SSB اعمال شده است. در جداول ۱، ۲ و ۳ نتایج نیروی طبقه ناشی از توزیع برش پایه در ارتفاع با توجه به گام چهارم روش پیشنهادی ارائه گردیده است. اعداد در این جداول بر حسب تن نوشته شده اند.

گام ۵- کنترل مقاطع فولادی تیرها و ستونها بر اساس ترکیبات بار آئین نامه طراحی با توجه به تغییرات بارگذاری جانبی در روش پیشنهاد شده نشانگر قابل قبول بودن نسبت نیرو به ظرفیت در کلیه المانهای فولادی غیر از ستونهای طبقه نرم میباشد.

گام ۶- در مورد کنترل/ طراحی ستونهای واقع در محل طبقه نرم طبق ضوابط ارائه شده در گام ۶ در مورد سازه های 5SSB، 8SSB و 15SSB بصورت ذیل عمل شده است؛

- سازه 5SSB : مقطع اولیه طراحی شده ستون در محل طبقه نرم این سازه IPB260 است. بر اثر ترکیبات بار آئین نامه طراحی بر اساس برش پایه اصلاح شده طبق گام ۳، نسبت P_u/P_{cl} در بحرانی ترین حالت ستونهای طبقه نرم برابر با ۰/۲۱ میباشد و در نتیجه مقدار K بر اساس رابطه ۵ برابر با ۱/۰۳۶ محاسبه میگردد. کنترل مقاطع ستونهای طبقه نرم با مقطع IPB260 با توجه به افزایش ضریب نیروهای لرزه ای در ترکیبات بار آئین نامه نشان میدهد که مقطع موجود قابل قبول است.
- سازه 8SSB : مقطع اولیه طراحی شده ستون در محل طبقه نرم این سازه IPB300 میباشد. بر اثر ترکیبات بار آئین نامه طراحی بر اساس برش پایه اصلاح شده طبق گام ۳، نسبت P_u/P_{cl} در بحرانی ترین حالت ستونهای طبقه نرم برابر با ۰/۲۶ میباشد و در نتیجه مقدار K بر اساس رابطه ۵ برابر با ۱/۱۸ محاسبه میگردد. کنترل/طراحی مقاطع ستونهای طبقه نرم با مقطع IPB300 با توجه به افزایش ضریب نیروهای لرزه ای در ترکیبات بار آئین نامه طراحی نشانگر عدم کفایت سازه ای مقطع نامبرده بوده و کنترل/ طراحی مجدد نشان میدهد که IPB320 قابل قبول است.
- سازه 15SSB : مقطع اولیه طراحی شده ستون در محل طبقه نرم این سازه IPB340 میباشد. کنترل مقاطع ستونهای طبقه نرم با مقطع IPB340 با توجه به افزایش ضریب نیروهای لرزه ای در ترکیبات بار آئین نامه طراحی نشانگر عدم کفایت سازه ای مقطع نامبرده میباشد. از اینرو مقطع IPB340 پس از چندین مرحله سعی و خطا به مقطع IPB500 ارتقاء یافته است. با اعمال پروسه طراحی پیشنهاد شده در گام ۶ بر اثر ترکیبات بار آئین نامه طراحی بر اساس برش پایه اصلاح شده طبق گام ۳، نسبت P_u/P_{cl} در بحرانی ترین حالت ستونهای طبقه نرم برابر با ۰/۳ میباشد. و در نتیجه مقدار K بر اساس رابطه ۵ برابر با ۱/36 محاسبه میگردد. کنترل مقاطع ستونهای طبقه نرم با مقطع IPB500 با توجه به افزایش ضریب نیروهای لرزه ای در ترکیبات بار آئین نامه طراحی نشان میدهد که مقطع جدید قابل قبول است.

جدول ۳: نیروی طبقات ناشی از توزیع برش پایه بر اساس گام ۴

روش پیشنهادی در سازه 5SSB

Storey	Wi	Fi	Vi
Storey 5	35.68	6.54	6.54
Storey 4	36.39	6.67	13.21
Storey 3	36.56	6.70	19.91
Storey 2	36.63	6.72	26.63
Storey 1	36.63	6.72	33.34
		=33.34	

جدول ۲: نیروی طبقات ناشی از توزیع برش پایه بر اساس گام ۴

روش پیشنهادی در سازه 8SSB

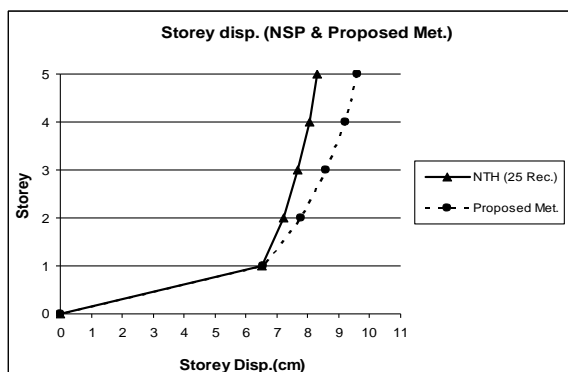
Storey	Wi	Fi	Vi
Storey 8	35.38	5.43	5.43
Storey 7	36.09	5.54	10.96
Storey 6	36.09	5.54	16.50
Storey 5	36.19	5.55	22.05
Storey 4	36.27	5.56	27.61
Storey 3	36.27	5.56	33.17
Storey 2	36.40	5.58	38.76
Storey 1	36.59	5.61	44.37
		=44.37	

روش پیشنهادی در سازه 15SSB

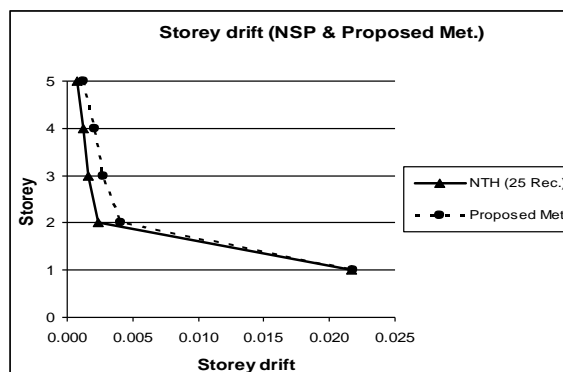
Storey	Wi	Fi	Vi
Storey 15	35.92	3.35	3.35
Storey 14	36.54	3.41	6.76
Storey 13	36.69	3.42	10.19
Storey 12	36.82	3.44	13.62
Storey 11	36.82	3.44	17.06
Storey 10	37.11	3.46	20.52
Storey 9	37.11	3.46	23.98
Storey 8	37.48	3.50	27.48
Storey 7	37.48	3.50	30.98
Storey 6	37.48	3.50	34.48
Storey 5	37.63	3.51	37.99
Storey 4	37.63	3.51	41.50
Storey 3	37.63	3.51	45.01
Storey 2	37.73	3.52	48.53
Storey 1	38.53	3.60	52.13
		=52.13	

گام ۷- در این قسمت تغییر مکانهای واقعی طبقات و دریفتهای میان طبقه ای سه سازه 5SSB، 8SSB و 15SSB بر اساس رابطه ۶ بر اساس تغییر مکانهای الاستیک حاصله از مدل تحلیلی محاسبه شده است.

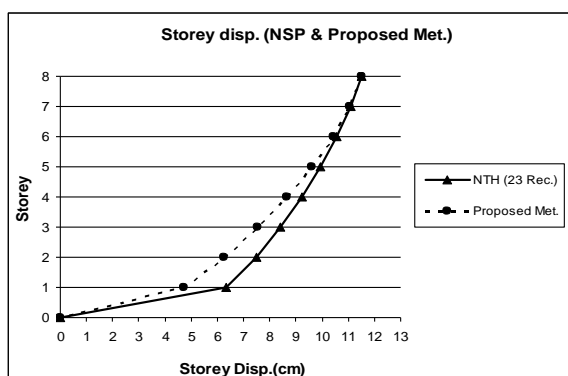
همانطور که قبلاً نیز اشاره شده است، برای کنترل صحت ضوابط پیشنهاد شده، در مورد سازه های 5SSB، 8SSB و 15SSB که بر اساس ضوابط پیشنهاد شده در بند ۳ طراحی شده اند، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی باید انجام شود. پس از انجام تحلیل NTH باید نتایج پاسخ تغییر مکان و دریفتهای طبقات حاصله با نتایج پاسخ تغییر مکان و دریفتهای طبقات بدست آمده از روش ارائه شده در بند ۳ مقایسه شود. نزدیکی نتایج پاسخ تغییر مکان و دریفتهای طبقات حاصله از روش ارائه شده در بند ۳ این مقاله به نتایج متناظر حاصل از تحلیل NTH نشانگر صحت ضوابط پیشنهادی میباشد. در اشکال ۵، ۷ و ۹ به ترتیب برای سه سازه 5SSB، 8SSB و 15SSB نتایج پاسخ تغییر مکان طبقات و در اشکال ۶، ۸ و ۱۰ به ترتیب برای سه سازه 5SSB، 8SSB و 15SSB نتایج پاسخ دریفتهای طبقات به ازای دو روش تحلیل NTH و روش پیشنهاد شده در بند ۳ این مقاله ارائه شده است. در مورد هر قاب نشان داده شده است که چه تعداد تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی از ۳۰ شتابنگاشت مفروض همگرا شده است.



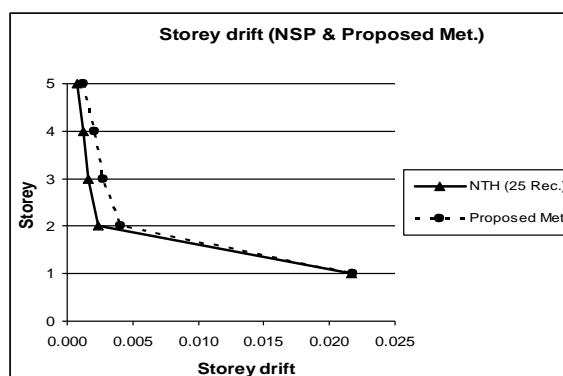
شکل ۵: مقایسه نتایج تغییر مکان طبقات در سازه 5SSB به روشهای تحلیل NTH و گام ۷ بند ۳



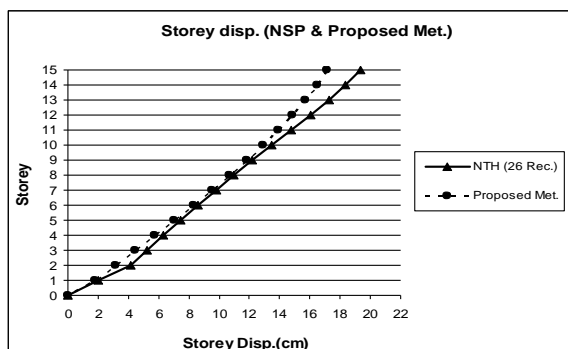
شکل ۶: مقایسه نتایج دررفت طبقات در سازه 5SSB به روشهای تحلیل NTH و گام ۷ بند ۳



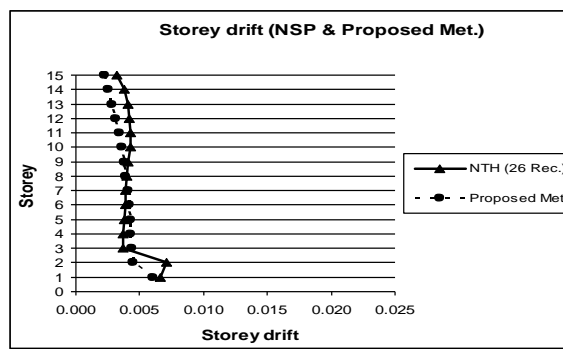
شکل ۷: مقایسه نتایج تغییر مکان طبقات در سازه 8SSB به روشهای تحلیل NTH و گام ۷ بند ۳



شکل ۸: مقایسه نتایج دررفت طبقات در سازه 8SSB به روشهای تحلیل NTH و گام ۷ بند ۳



شکل ۹: مقایسه نتایج تغییر مکان طبقات در سازه 15SSB به روشهای تحلیل NTH و گام ۷ بند ۳



شکل ۱۰: مقایسه نتایج دررفت طبقات در سازه 15SSB به روشهای تحلیل NTH و گام ۷ بند ۳

نتیجه گیری

با بررسی نمودارهای ارائه شده در اشکال ۵ الی ۱۰ میتوان به این نتیجه رسید که نتایج پاسخ تغییر مکان و دررفت بدست آمده بر اساس روش طراحی پیشنهاد شده در بند ۳، به نتایج پاسخ تغییر مکان طبقات بدست آمده بروش تحلیل NTH بسیار نزدیک است. این مطلب بدان معنی است که ضوابط طراحی لرزه ای اصلاح شده در بند ۳ این مقاله، قادر به پیش بینی نسبتاً دقیق رفتار قابهای خمشی فولادی ویژه که در هنگام وقوع زلزله طرح دچار مکانیسم خرابی طبقه نرم در پائین ترین طبقه می شوند، می باشد و توانسته رفتار لرزه ای چنین قابهایی را در محل طبقه نرم بهبود ببخشد.

Alinouri H (2010) Effect of Soft Storey Mechanism on Displacement Demand of Special Moment Resisting Frames. A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of Requirements for Master Degree in Earthquake Engineering. K.N.Toosi University of Technology, Tehran, Iran

American Society of Civil Engineers (2006) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE / SEI 41-06

Borzi B, Crowley H and Pinho R (2008) THE INFLUENCE OF INFILL PANELS ON VULNERABILITY CURVES FOR RC BUILDINGS Proceeding, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China

Alvi GM, Magenes G and Pampanin S (2002) EXPERIMENTAL TEST ON A THREE STOREY R.C. FRAME DESIGNED FOR GRAVITY ONLY, 12th European Conference on Earthquake Engineering Paper Reference 727. Published by Elsevier Science Ltd

Computers and Structures Inc., "CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE™", Berkeley, California, USA, June 2008

Danesh FA, Alinouri H and Beheshti SB (2010) Effect of soft storey mechanism on displacement demand evaluation in nonlinear static analysis using coefficients method Proceeding, 14th EUROPEAN CONFERENCE OF EARTHQUAKE ENGINEERING, Ohrid, Republic of Macedonia

Dolsek M and Fajfar P (2001) SOFT STOREY EFFECTS IN UNIFORMLY INFILLED REINFORCED CONCRETE FRAMES *Journal of Earthquake Engineering* 5, 1 – 12

Elghazouli AY (2005) Assessment of Capacity Design Approches for Steel-Framed Structures *Journal of Steel Structures* 5, 465-475

Mazzolani FM and Piluso V (1996) Theory and Design of Seismic Resistant Frames. Published by E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN, UK, First edition

<http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>

Pinho R & Elnashai AS (2000) DYNAMIC COLLAPSE TESTING OF A FULL-SCALE FOUR STOREY RC FRAME , *ISET Journal of Earthquake Technology* 37-No. 4, 143–163

Proença J, Oliveira CS and Almeida JP (2004) SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH MASONRY INFILLED PANELS: THE CASE OF BLOCK # 22 OF THE SANTA MARIA HOSPITAL IN LISBON, *ISET Journal of Earthquake Technology* 41-No.2-4, 233–247

Odrigues H, Varum H and Costa A (2008) A non-linear masonry infill macro-model to represent the global behaviour of buildings under cyclic loading , *International Journal of Mechanics and Materials in Design* 4 No.2 , 123–135

Uniform Building Codes (1997) International Conference of Buildings Officials. Volume 2 Structural Engineering Design Provisions, UBC97

Uniform Building Codes (1997) International Conference of Buildings Officials Volume 2 Structural Engineering Design Provisions, Chapter 22 , Division III, "Design Standard for Specification for Structural Steel Buildings ¾ Allowable Stress Design and Plastic Design" UBC97

Vamvatsikos D & Cornell CA (2005) Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information, *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS* 34, 1573–1600