

بررسی مدل سازه در حالت خطی:

پس از جمع آوری اطلاعات لازم برای مدلسازی سازه جهت ارزیابی اولیه سازه تحت یک آنالیز خطی استاتیکی مطابق با آئین نامه ۲۸۰۰ قرار گرفت تا اولاً ضعف های آن مشخص گردد و ثانیاً نیاز به مقاوم سازی سازه بررسی گردد.

برای مدلسازی سازه از آنجا که طبقه زیرزمین سازه دارای دیوارهای آجری با کیفیت خوب و به ضخامت ۱/۵ متر بوده و اطراف آن نیز خاک نسبتاً متراکم قرار دارد، و از طرف دیگر به دلیل پاره ای از مسائل دسترسی به تعدادی از اجزای سازه ای در طبقه زیرین ممکن نبوده و نیاز به عملیات سونداژ داشته است. به نحوی که اطلاعات کافی جهت مدلسازی دقیق غیرخطی برای سازه، فراهم نشده است. لذا در حالت خطی سازه در دو حالت با در نظر گرفتن طبقه زیرین و بدون در نظر گرفتن آن مورد بررسی قرار گرفته است و در هر حالت نیز بطور جداگانه اثرات سختی اتصال خورجینی روی رفتار سازه بررسی شده است.

در نهایت با مقایسه نتایج برای دو حالت با در نظر گرفتن زیرزمین و بدون در نظر گرفتن زیرزمین مشاهده می شد به دلیل سختی زیاد طبقه زیرین عملاً می توان تراز پایه را از طبقه همکف فرض نموده و از طبقه زیرزمین در مدلسازی سازه صرف نظر نمود.

در آنالیز استاتیکی سازه مشاهده می شود که سازه در تحمل بارهای قائم مشکلی نداشته و قادر به تحمل بارهای مرده و زنده اختصاص داده شده باشد. از طرف دیگر سازه در تحمل بارهای جانبی بسیار ضعیف بوده و تنش های تعداد زیادی از تیرها، اتصالات، و بخصوص ستونها فراتر از حد قابل تحمل مصالح بوده و لذا ضعف مفرط سازه در تحمل بارهای جانبی مشاهده می گردد. علاوه بر ضعف سازه در تحمل نیروهای جانبی با توجه به زمان تناوب سازه در جهت های مختلف مشاهده می گردد که سختی سازه بسیار کم بوده و عملاً زمان تناوب سازه بسیار بالاتر از حدود معمول برای قاب ساختمان ده طبقه است. همینطور تغییر مکانهای کلی و نسبی سازه تحت نیروهای زلزله بسیار فراتر از حدود مجاز آئین نامه می باشد. بنابراین با توجه به نتایج گرفته شده از آنالیز خطی سازه نیاز سازه به مقاوم سازی کاملاً مشخص می باشد.

در ادامه با توجه به گستردگی نتایج بدست آمده خلاصه اهم نتایج بدست آمده در حالت خطی ارائه می شود.

تحلیل غیرخطی سازه موجود:

پس از مدلسازی در حالت خطی، سازه در نرم افزار Perform بصورت سه بعدی مدلسازی شد و تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفته است.

به این منظور کلیه مشخصات اعضای تیروستون شامل مشخصات پلاستیک مقاطع مطابق با ضوابط FEMA356 محاسبه شده، و در نرم افزار مورد استفاده قرار گرفته است.

جهت ارزیابی سازه المانهای سازه به دو گروه کنترل شونده توسط نیرو و کنترل شونده توسط تغییر شکل طبقه بندی می شوند. در این ارتباط در قسمت های بعدی توضیحات بیشتری ارائه می گردد.

در آنالیز اولیه غیرخطی سازه در جهت X مشاهده می شود که مفاصل پلاستیک در تیر لانه زنبوری در ناحیه ای بین دو ورق تقویتی تیر که در آنجا تیر فاقد ورق پرکننده جان است تشکیل می گردد، و از آنجا که انتظار نمی رود تیرهای لانه زنبوری در این قسمت ظرفیت لازم جهت تغییر شکل پلاستیک را داشته باشند، لذا در مدلسازی تیر و در ناحیه های با جان غیرپر، تیر کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده است بطوریکه هنگامی که لنگرهای وارده در این نواحی از حد الاستیک تجاوز نمایند، تیر در نقاط موردنظر مقاومت خود را از دست می دهد.

با توجه به نتایج حاصله در این مرحله مشاهده می شود که در جهت Y دیوار برشی به دلیل خرد شدن بتن مقاومت خود را از دست می دهد و لذا منحنی ظرفیت سازه پله ای شکل بوده و بعد از اینکه دیوار برشی مقاومت خود را از دست می دهد، افت قابل توجهی در منحنی ظرفیت مشاهده می شود که سبب افزایش تغییر مکان هدف برای سازه می گردد.

به هر حال مشاهده می گردد که حتی در حالت ایمنی جانی، دیوارهای برشی و ستونهای زیادی در سازه دارای ظرفیت کافی نمی باشند و بعلاوه سازه دارای تغییر مکان هدف بسیار بالایی می باشد و در ضمن کلیه اتصالات خورجینی دارای دوران های پلاستیک قابل توجه فراتر از ظرفیت تحمل خود می باشند. همچنین در مهاربندهای واگرا نیز ظرفیت تیرها کافی نبوده و دوران خمیری آنها فراتر از حدود مجاز مطابق دستورالعمل FEMA356 می باشد. لذا سازه از نظر دستورالعمل FEMA356 آسیب پذیر بوده و نیاز به مقاوم سازی دارد.

در جهت X نیز سازه به دلیل ضعف مهاربندها و ستونها و شکست تیرهای لانه زنبوری غیر شکل پذیر دارای ضعف های عمده ای می باشد که حتی در حالت ایمنی جانی تغییر شکلهای بسیار زیادی در سازه ایجاد می گردد و بعلاوه تعداد بسیار زیادی از ستونها نیز دارای ظرفیت مقاوم لازم نمی باشند و نیاز به تقویت دارند.

لازم به ذکر است که برای دستیابی به هدف بهسازی مبنا مطابق دستورالعمل FEMA356 علاوه بر حالت ایمنی جانی، ضوابط مربوط به سطح عملکردی آستانه فروریزش نیز باید ارضاء گردد. (نتایج شامل عکس فنی پوش لور و DCR ها و ...)

طیف مورد استفاده :

در این تحقیق از آنجا که هدف تنها مقایسه روشهای مختلف برای ارتقاء عملکرد لرزه ای سیستم می باشد. طیف انتخابی چندان تأثیرگذار نبوده و تنها مبنایی برای مقایسه این روشها با یکدیگر است. از این رو در این تحقیق جهت سازگاری با نرم افزار مورد استفاده از طیف سه خطی ارائه شده در دستورالعمل ATC و FEMA استفاده شده است. دلایل استفاده از این طیف به شرح زیر است:

۱- نرم افزار مورد استفاده تطابق و سازگاری بسیار خوبی با طیف های ATC داشته و از سوی دیگر بدلیل پاره ای از مشکلات نرم افزاری با معرفی طیف های دیگر در نرم افزار مشکلاتی مشاهده می شود.

۲- از آنجا که دستورالعمل های FEMA, ATC برای ارزیابی استفاده می شود، بهتر است از طیف های ارائه شده و سازگار با این دستورالعمل استفاده گردد.
۳- آئین نامه ۲۸۰۰ ایران طیف مربوط به زلزله حداکثر مطابق با سطح خطر ۲- را ارائه نداده است. و لذا از آنجا که بدلیل هدف عملکردی موردنظر به این طیف نیز علاوه بر سطح خطر ۱- احتیاج می باشد. بهتر است از طیف های ATC که در آنها حالت زلزله حداکثر نیز پیش بینی شده است استفاده گردد.

شکل کلی طیف ACT:

برای تعریف طیف مطابق شکل تنها به مقادیر C_V, C_A احتیاج می باشد. این ضراب که به ترتیب مربوط به ناحیه شتاب و سرعت می باشند، از روی جداول ارائه شده در فصل دوم ۴۰ ATC تعیین می گردند. برای این منظور براساس مقادیر شدت لرزش که بصورت ضرائب Z.E.N بیان می شود و در آن Z ضریب لرزه ای مربوط به منقطه E ضریبی است که برای زلزله طراحی یا سطح ۱- برابر یک و برای زلزله حداکثر یا سطح خطر ۲- برابر ۱/۵ و برای زلزله حد سرویس برابر ۰/۵ منظور می شود. N نیز ضریب مربوط به نزدیکی گسل می باشد، مقادیر C_V, C_A براساس نوع خاک موردنظر تعیین می گردند.

شکل ۱-۱: طیف ACT40

بنابراین با توجه به جداول ارائه شده مقادیر C_V, C_A برای سطوح، سطح ۱- و سطح خطر ۲- تعیین می گردد.

در این تحقیق با فرض نوع خاک S_C که مطابق با خاک نوع دوم در آئین نامه ایران است مقادیر C_V, C_A در حالت سطح خطر ۱- مطابق با سطح عملکرد ایمنی جانبی به ترتیب برابر ۰/۳۵ و ۰/۵۱ تعیین شده است همچنین برای سطح خطر ۲- مطابق با سطح عملکرد آستانه فروریزش این مقادیر به ترتیب برابر ۰/۵۲۵ و ۰/۷۴ تعیین شده است.

- طبقه بندی اجزای سازه:

در ارزیابی عملکرد سازه اجزای سازه باید مطابق ضوابط و دستورالعمل FEMA به اجزای کنترل شونده توسط نیرو و اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل طبقه بندی می شوند. در فصول قبلی در رابطه با نوع رفتار هر یک از این اجزاء و منحنی رفتاری آنها توضیحاتی ارائه شده است. در اینجا بطور خلاصه اجزایی از سازه که کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل شونده توسط نیرو فرض شده اند، معرفی می گردند.

اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل:

در این تحقیق اجزای سازه ای زیر کنترل شوند توسط تغییر شکل فرض شده اند:
مهاربندهای همگرا، تیرهای رابط در مهاربندهای واگرا ستونهای تحت کشش، کلیه میراگرهای مورد استفاده، تیرهای خورجینی، درخمش و برش و اتصالات خورجینی و همچنین در کلیه ستونهایی که

در آنها نیروی محوری فشاری کمتر از $0.5P_{CL}$ می باشد. تلاش خمشی کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و مقدار حداکثر دوران با توجه به فشردگی مقطع و مقدار نیروی محوری تعیین می شود.

اجزای کنترل شونده توسط نیرو:

اجزای سازه ای زیر مطابق دستورالعمل FEMA کنترل شونده توسط نیرو فرض می شوند. مهاربندهای سیستم های مهاربندی واگرا، نیروی فشاری در ستونها، کنترل شونده توسط نیرو بوده و بعلاوه در صورتی که نیروی محوری فشاری از $0.5P_{CL}$ تجاوز نماید تلاش خمشی نیز کنترل شونده توسط نیرو خواهد بود. همچنین کلیه مهاربندیهایی که میراگرها به آنها متصل می شوند، نیز کنترل شونده توسط نیرو خواهند بود، زیرا بدیهی است که برای عملکرد میراگرها، این مهاربندها باید بصورت الاستیک باقی بمانند.

- استفاده از میراگر TADAS :

مطابق با توضیحات ارائه شده در فصل مربوط به میراگر TADAS. مشخصات این میراگر برای سازه و جهات y, x برای مقادیر مختلف SR, U مطابق روش مشروحه تعیین شده است. و برای مدلسازی در برنامه Perform استفاده شده است. همچنین سخت شدگی کرنشی میراگر با شیب ۵٪ در مدل دوخطی در نظر گرفته شده است. بنابراین با تعیین تغییر مکان جاری شدن طبقات قاب Δ_y و سختی طبقات سختی میراگر و نیروی جاری شدن میراگر با توجه به مقادیر SR, U مفروض قابل محاسبه و مدلسازی است. برای محاسبه Δ_y از هر دو روش یعنی هم تحلیل خطی و هم تحلیل غیرخطی استفاده شده است البته نتایج حاصل از دو روش تفاوت اندکی دارند با این حال از نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، مشروحه در فصل مربوطه جهت تعیین Δ_y و سختی طبقات استفاده شده است.

جدول ۱-۴ - محاسبه مشخصات میراگر

برای این منظور در جهت x مشخصات میراگر برای 4 مقدار متفاوت U, SR محاسبه شده است. با توجه به سختی کم قاب در این وضعیت مشاهده می گردد که مقدار $SR=4$ به نتایج بهتری منجر می شود. با کاهش مقدار U و افزایش نیروی جاری شدن میراگر، کارائی میراگر در سازه کاهش می یابد چرا که ستونهای سازه قابلیت تحمل نیروهای وارده را نداشته و از حالت الاستیک خارج می شوند. برای سازه در جهت y نیز برای سه مقدار مختلف U مشخصات میراگر محاسبه شده و نتایج مربوطه ارائه شده است. همینطور با توجه به شکل پذیری کم دیوار برشی به ناچار مجبوریم از ۴ میراگر توسط TADAS در طبقه اول در هر محور ۱ و ۸ استفاده نمائیم تا از تشکیل مفصل خمیری و خردشدن بتن در دیوار برشی جلوگیری شود.

- استفاده از میراگر ویسکو الاستیک:

سازه در جهات Y, X هر کدام برای سه درصد میرایی مختلف تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گرفته است میراگر ویسکوالاستیک بصورت فنر و میراگری موازی (مدل کلونین) در برنامه Perform مدلسازی شده است.

مطابق با روابط ارائه شده برای میراگرهای ویسکوالاستیک در فصل (۲) درصدهای میرایی با توجه به رابطه (۲) تعیین شده است.

$$\varepsilon = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{w'}{w_i'} \right) \quad (X?)$$

بدین منظور با فرض توزیع یکنواخت میراگر در سازه، نمودار تغییرات زمان تناوب یا فرکانس اصلی سازه نسبت به افزایش سختی ناشی از اضافه نمودن میراگر ویسکوالاستیک بصورت قطری، برای هر دو جهت سازه محاسبه و ترسیم شده است. برای ترسیم این نمودارها سازه چندین بار براساس مقادیر مختلف سختی مهاربندهای قطری اضافه شده، تحلیل شده و زمانهای تناوب مربوط به هر سختی بدست آمده است.

برای در نظر گرفتن اثر سختی مهاربندها بر روی عملکرد میراگر ویسکوالاستیک، سختی مؤثر k'_{v-b} و ضریب اتلاف مؤثر η_{v-b} مربوط به سیستم مهاربند و میراگر در حالت سری با در نظر گرفتن متغیرهای مختلط از معادلات زیر قابل محاسبه می باشد:

$$\frac{1}{k'_{v-b} + jk''_{v-b}} = \frac{1}{k'_{v-b} + j\eta_{v-b}k'_{v-b}} = \frac{1}{k'_v + jk''_v} + \frac{1}{k_b} = \frac{1}{k'_v + j\eta_v k'_v} + \frac{1}{k_b}$$

با برابر قراردادن قسمت های موهری و صحیح معادله قبل ضریب اتلاف مؤثر از رابطه زیر حاصل می شود:

$$\eta_{v-b} = \frac{n.\eta}{\eta^2 + n + 1} \quad (1-4)$$

در این رابطه η نسبت سختی مهاربند به سختی میراگر ویسکوالاستیک می باشد. در ضمن سختی مؤثر نیز از رابطه زیر بدست می آید. هرچند که مقدار سختی مؤثر به مقدار η حساس نبوده و اغلب برابر سختی میراگر فرض می شود.

$$k'_{v-b} = \frac{n(\eta^2 + n + 1)}{\eta^2 + n^2 + 2n + 1} . k_v$$

بنابراین در رابطه (X?) بجای η از مقدار ضریب اتلاف مؤثر η_{v-b} استفاده می گردد. به این ترتیب با داشتن نمودار تغییرات سختی، و زمان تناوب و مشخص بودن ضریب η نسبت سختی مهاربندها به سختی میراگر) مقدار درصد میرایی ایجادشده در سازه از معادله (X?) بدست می آید.

برای مدلسازی نیز کافی است سختی معادل با درصد میرایی فروض از روی نمودار مربوطه محاسبه شده و مقدار میرایی متناسب با آن نیز بصورت موازی با سختی مدلسازی گردد. با بررسی این نمودارها مشخص می گردد که در جهت γ حداکثر درصد میرایی قابل دستیابی برابر ۱۰ درصد و در جهت γ برای سه درصد میرایی ۱۰ و ۷ و ۴ درصد مورد بررسی قرار گرفته است. لازم به تذکر است که در محاسبه ضریب n فرض شده است که از مهاربندهای دابل نبشی استفاده می شود و حداکثر سختی مهاربند معادل سختی دابل نبشی 200 در نظر گرفته شده است. استفاده از میراگرهای ویسکوز:

مطابق با توضیحات ارائه شده در فصل (۲) برای مدلسازی میراگرهای ویسکوز از مدل فنر و میرایی سری استفاده شده است. برای این منظور کافی است مقادیر «C» برای میراگر معرفی گردد. با فرض رفتار خطی میراگرهای ویسکوز، مقادیری برای C در نظر گرفته شده و رفتار سازه با این میراگر بررسی شده است.

برای محاسبه تقریبی درصد میرایی ایجادشده در سازه بوسیله میراگرهای ویسکوز می توان از روابط موجود در دینامیک سازه ها استفاده نمود. برای این منظور فرض شده است که این میراگرها بطور یکنواخت در کل ساختمان بصورت قطری توزیع می شوند. بنابراین با فرض شکل مود اول برای تغییر شکل سازه میرایی لازم برای دستیابی به درصد خاص میرایی بحرانی (ξ) از رابطه زیر بدست می آید:

$$C = \frac{2M^* \cdot \omega \cdot \xi}{\sum \Delta \phi_i^2 \cos^2 \theta}$$

θ زاویه میراگر با افق و ω فرکانس ارتعاش سازه در مود اول ϕ تابع تغییر شکل مربوط به مود اول سازه بوده که از آنالیز مودال سازه بدست می آید. M^* نیز جرم مؤثر سازه بوده و از معادله زیر حاصل می شود:

$$M^* = \sum_{i=1}^n M_i \phi_i^2$$

که در آن M_i جرم طبقه i ام ساختمان می باشد. البته از آنجا که بدلیل رفتار غیرخطی سازه پس از واردشدن سازه به حالت غیرخطی بدلیل نرمی سازه زمان تناوب سازه افزایش می یابد و بنابراین درصد میرایی اعمال شده واقعی به سازه از مقادیر مفروض با حالت رفتار خطی تا حدودی بیشتر می باشد. با این حال از آنجا که هدف تنها بررسی رفتار سازه با اضافه نمودن میراگرهای ویسکوز با ضریب میرایی C مشخص می باشد، این امر اهمیت چندانی ندارد. بنابراین مطابق جدول زیر مقادیر مختلف C برای دستیابی به درصدهای میرایی مختلف محاسبه می گردد.

جدول میرایی ویسکوز

در آنالیز استاتیکی غیر خطی سازه همراه با میراگر ویسکوز در جهت X که دارای تیرهای لانه زنبوری می باشد مشاهده می گردد که و حتی با درصدهای بالای میرایی در حدود ۴۵ درصد مقدار بحرانی منحنی ظرفیت سازه دارای شیب منفی زیادی است که نشاندهنده ناپایداری بودن سازه در این حالت است، زیرا میراگر ویسکوز هیچگونه سختی به سیستم اضافه نمی نماید و بعد از شکستن تیرهای لانه زنبوری در نواحی با جان غیر پر، سازه ناپایدار می شود. بنابراین از میراگر ویسکوز تنها در جهت Y استفاده می گردد.

در این جهت میراگر برای سه درصد میرایی ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۵ درصد مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از این میراگر نشان می دهد که بهترین تأثیر را روی سازه دارد، تا جایی که آسیب دیدگی اجزای سازه ای در این حالت با توجه به میزان انرژی مستهلک شده در آنها در مناسبترین سطح خود قرار دارد و همینطور با توجه به نیروهای حداکثر میراگر که خارج از فاز تغییر مکان به ستونها وارد می شود، آسیب دیدگی ستونها را کاهش می دهد.

همچنین لازم به ذکر است از آنجا که ویسکوز به تنهای سختی ندارد با توجه به آنالیزهای استاتیکی غیرخطی انجام شده مشاهده می شود که به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در دیوار برشی و خوردشدن بتن، منحنی ظرفیت سازه افت چشمگیری پیدا کرده، بطوریکه حتی منحنی تقاضا را قطع نمی کند. از اینرو بناچار در طبقه اول سازه، در جهت Y از مهاربندهای واگرا با طول تیر رابط ۵۰ سانتی متر استفاده شده است. لازم به ذکر است که منحنی لازم در طبقه اول با سعی و خطا طوری تعیین شده است تا دیوار برشی آسیب نبیند. در صورتیکه طبقه اول بیش از حد سخت گردد، مشاهده می شود که مفصل خمیری دیوار در طبقه دوم تشکیل می شود. از اینرو باید مقدار مناسب سختی مورد نیاز با سعی و خطا تعیین شود.

نکته دیگری که به آن باید اشاره کرد نحوه محاسبه میزان انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوز در آنالیز استاتیکی غیرخطی می باشد. همانطور که در فصل مربوط به میراگر ویسکوز اشاره گردید برای اینکار با توجه به رابطه ارائه شده مقدار β_{eff} محاسبه شده و با توجه به آن شتاب طیفی مورد استفاده در محاسبه تغییر مکان هدف کاهش می یابد. همچنین در نرم افزار Perform نیز از روش مشابهی جهت تخمین انرژی مستهلک شده توسط میراگر استفاده می گردد. برای این منظور در هر گام تغییر مکان محوری ایجادشده در میراگر استفاده می گردد. برای این منظور در هر گام تغییر مکان محوری ایجادشده در میراگر « δ » محاسبه می گردد، سپس با فرض ارتعاش سینوسی سیستم، که در آن شکل مودی بصورت شکل در هر گام است، و زمان تناوب نیز برابر زمان تناوب سکانت مربوط به هر گام است. سرعت تغییر شکل « δ » و نیروی میراگر قابل محاسبه بوده و با توجه به آن انرژی مستهلک شده در یک سیکل محاسبه می گردد.

میراگر اصطکاکی

توضیحات مربوط به فرضیات مدلسازی و نحوه رفتار میراگر اصطکاکی در فصل مربوطه ارائه شده است. در مدلسازی میراگر از مدل ارائه شده توسط پال استفاده شده است. بنابراین سازه در هر جهت برای مقادیر مختلف بار لغزش از ۱۵ تا ۹۰ تن مورد آنالیز قرار گرفته و نتایج مربوطه ارائه شده اند. به نظر می رسد که بار لغزش ۳۰ تن در هر جهت کارائی بهتری دارد زیرا میزان انرژی مستهلک شده توسط میراگر در بالاترین سطح می باشد و سایر اجزاء سازه آسیب کمتری می بینند.

جهت جلوگیری از تشکیل مفصل خمیری در دیوار برشی، در طبقه اول از میراگر اصطکاکی با بار لغزش ۷۰ تن استفاده شده است، این مقدر با سعی و خطا طوری تعیین شده است تا دیوار برشی از آسیب دیدگی محفوظ بماند.

- استفاده از مهاربند همگرا:

جهت استفاده از مهاربند همگرا از مهاربندهای هشت (V معکوس) در سازه استفاده شده است و سطح مقطع مهاربندهای مورد استفاده با برنامه ETABAS طراحی شده است. البته با توجه به کمناش مهاربندهای مربوطه و افت منحنی ظرفیت بدست آمده که در جهت Y منجر به آسیب دیدگی دیوار برشی می شود در طبقه اول در هر محور ۱ و ۸ از ۳ مهاربند استفاده شده است.

مشخصات مدل مهاربند با توجه به ضوابط ارائه شده توسط FEMA 365 در نظر گرفته شده است. همچنین اثر افت مقاومت در کمناش نیز مطابق جداول ارائه شده در نظر گرفته شده است. بنابراین مقادیر کرنش های مختلف که روی منحنی نیرو تغییر شکل ارائه شده برای اجزای کنترل شوند توسط تغییر شکل، محاسبه شده و در جدول زیر ارائه شده است. این مشخصات با فرض استفاده از مهاربندهای با مقطع دابل نبشی محاسبه شده اند.

و مهاربندها با سعی و خطا طوری طراحی شده اند که همگی در محدوده تغییر شکلهای مجاز در سطوح ایمنی جانبی و آستانه فروریزش قرار بگیرند. این امر توسط نرم افزار Perform براحتی قابل انجام است.

نکته مهمی که در مورد استفاده از مهاربندهای همگرا در نرم افزار Perform وجود دارد. این است که این نرم افزار علیرغم قابلیت های فراوانی که دارد، قادر به در نظر گرفتن رفتار چرخه ای مهاربندهای همگرا نمی باشد. این نرم افزار تنها می تواند رفتار مهاربند را بصورت الاستوپلاستیک کامل مدلسازی نماید، بنابراین اثر کمناش مهاربند ها در فشار در رفتار چرخه ای نمی تواند منظور شود.

البته از آنجا که المانی که بصورت مستقیم رفتار کمناشی این مهاربند را منظور کند در برنامه پرفرم وجود ندارد. در دستورالعمل ارائه شده برای برنامه عنوان شده است که می توان بطور غیرمستقیم با استفاده از چند المان برای مدل کردن مهاربند و ایجاد انحراف کوچکی در مهاربند برای آغاز کمناش مهاربند اثرات کمناشی را لحاظ نمود. اما با توجه به مدلهای بسیاری که در این ارتباط ساخته شد و وقت بسیار زیادی که صرف این مسئله شده مشاهده گردید که حتی در صورتی که انحراف بسیار کوچکی در مهاربند ایجاد شود، با توجه به اثرات P.Δ بعد از اینکه مهاربند به بار کمناشی برسد تغییر

مکانهای بسیار زیادی در حدود ۷ تا ۳۰ متر در مهاربند بوجود می آید که سبب عدم همگرایی آنالیزها و توقف آنها می گردد. بنابراین با توجه به مکاتباتی که در این زمینه با آقای دکتر گراهام پاول (استاد بازنشسته دانشگاه برکلی و تهیه کننده نرم افزارهای Perform, Drain) صورت گرفت مشخص گردید که این نرم افزار قادر به در نظر گرفتن کمانش مهاربندها نمی باشد و قرار شده است تا در نسخه های بعدی این نرم افزار، این عامل لحاظ گردد.

از اینرو با توجه به اینکه در تعدادی از تحقیقات و پایان نامه های موجود این عامل در نظر گرفته شده است و بدون در نظر گرفتن بحث کمانش آنالیزها انجام شده اند. توصیه می شود در سایر تحقیقاتی که با این نرم افزار صورت می گیرد، توجه لازم به این مسئله معطوف گردد. بنابر مشکل مشروحه نتایج مربوط به این مهاربندها تنها در حالت استاتیکی غیرخطی قابل ارائه بوده و لذا این مدلها نمی تواند تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گیرند.

- استفاده از دیوار برشی:

یکی دیگر از روشهای مقاوم سازی، افزودن دیوار برشی بتنی به سازه می باشد. برای مدلسازی دیواربرشی بصورت غیرخطی باید طول مفصل خمیری در خمش تعیین شود. البته ابتدا باید تعیین گردد که دیواربرشی کنترل شونده توسط خمش است و یا برش. در این پروژه دیوار خمشی کنترل شونده توسط خمش می باشد. البته در آنالیزها باید توجه گردد که مقدار برش از حداکثر قابل تحمل دیوار تجاوز نماید. مقدار برش حداکثر قابل تحمل دیواربرشی با فرض آرماتورهای حداقل برشی و محاسبه مطابق با آئین نامه بتن ایران و بدون در نظر گرفتن ضرائب ایمنی جزئی و با منظورکردن اثرات بار قائم برابر ۵۵۰ تن محاسبه شده است. بنابراین برای مدلسازی دیوار بصورت غیرخطی در برنامه Perform باید ارتفاع مفصل خمیری دیوار تعیین گردد. یکی از روابط موجود برای تعیین این طول به صورت زیر است:

$$L_p = 0.2D_w + 0.44 h_e$$

که در آن L_p طول مفصل خمیری، D_w عمق مقطع دیوار و h_e برابر ارتفاع مؤثر مقطع است که به صورت ارتفاع دیوار طره ای تعریف می شود که دارای یک بار متمرکز در بالای خود می باشد و خمش و برش برابری در مفصل خمیری با دیوار واقعی دارد. برش بزرگتر طول مفصل خمیری را کاهش می دهد.

دستورالعمل های FEMA356, ATC-40 برای سادگی طول مفصل خمیری دیوار را به صورت حداقل هر یک از دو مقدار نصف عمق مقطع دیوار و نصف ارتفاع کل دیوار تعریف می کند. همچنین این طول نباید از ارتفاع طبقه تجاوز نماید.

شکل: چرخش مفصل خمیری در دیواربرشی، برای حالتی که رفتار خمشی حاکم است.

برای تعیین عملکرد دیواربرشی مطابق ضوابط FEMA356, ACT40 حداکثر چرخش مفصل خمیری با حدود ارائه شده برای حداکثر مجاز دوران خمیری دیوار، در سطوح مختلف عملکردی، کنترل می شود.

البته در برنامه پرفرم از روش مشابه و تا حدودی دقیقتر برای تعیین عملکرد دیوار استفاده می گردد. در این برنامه پس از تعیین طول مفصل پلاستیک دیوار با استفاده از روابط ارائه شده، برنامه حداکثر کرنش های فشاری و کششی ایجاد شده در بتن و فولاد را محاسبه نموده و با حداکثر کرنش های قابل تحمل مصالح در سطوح مختلف عملکردی، مقایسه می نماید.

حداکثر مقادیر کرنش بتن مطابق ضوابط FEMA با فرض عدم وجود محصورشدگی توسط فولاد عرضی برابر 0.0035 می باشد. همچنین حداکثر کرنش فشاری در آرماتور طولی نباید از 0.02 و حداکثر کرنش کششی در آرماتور طولی نباید از 0.05 تجاوز نماید. بنابراین از همین حدود برای تعیین عملکرد دیوار استفاده می گردد. در نتیجه با معرفی رفتار بتن و فولاد به برنامه، عملکرد دیوار قابل تعیین می باشد. اثرات ترک خوردگی بتن نیز در محاسبات در نظر گرفته می شود. بنابراین در دو جهت y, x برای دو حالت استفاده از یک یا دو دیوار برشی آنالیزها انجام شده است. این دیوارها در برنامه ETABS طراحی شده و سپس در برنامه Perform مدل سازی شده اند. ضخامت دیوارها در حالت استفاده از یک دیوار ۴۰ سانتی متر و در حالت استفاده از دو دیوار ۳۰ سانتی متر می باشد.

البته نتایج بدست آمده نشان می دهد که به دلیل ضعف ستونها دیوارها نمی توانند مؤثر واقع شوند و درصد کمی از انرژی زلزله را مستهلک می نمایند.