نشریه عمران و پروژه
Civil & Project Journal(CPJ)

بررسی و مقایسه نتایج طراحی اسکله شمع و عرشه به روش نیروئی و عملکردی

سید سعید طباطبائی[1*]، سید حمید معافی مدنی[2]

۱-کارشناس ارشد سازه‌های دریائی، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران
پست الکترونیکی: saeid_tabatabaei@civileng.iust.ac.ir
۲-کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی کرمان، تهران، ایران
پست الکترونیکی: hamid.madani۲۰۱۷@gmail.com

تاریخ دریافت مقاله:۱۳۹۸/۰۵/۱۹، تاریخ پذیرش مقاله:۱۳۹۸/۰۵/۳۰

چکیده

به دلیل پیچیدگی بارهای وارده به اسکله‌های شمع و عرشه به دلیل نوع کاربردی ویژه آن‌ها به عنوان سازه‌های پهلوگیری، همواره طراحی چنین سازه‌هایی دارای چالش‌های بسیاری می‌باشد؛ به طوری که در سال‌های اخیر شاهد انجام پژوهش‌هایی نوین بسیاری در این زمینه هستیم. پس از رخ داد چند زمین‌لرزه شدید در کشورهای لرزه‌خیز دارای ساحل، مشخص شده است که طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساحلی به روش رایج نیروئی نیاز به بازبینی دقیقی دارد به طوری که بتوان رفتار آن‌ها را در هنگام زلزله به درستی پیش‌بینی نمود تا از ایجاد خسارات به تأسیسات روی عرشه و نیز ناپایداری کلی چنین سازه‌هایی پیشگیری به عمل آورد. در نهایت روش طراحی براساس عملکرد به عنوان روشی با قابلیت اطمینان بالا که می‌تواند میزان خرابی‌های رخ داده در سازه تحت اثر زلزله‌هایی با شدت‌های مختلف را پیش‌بینی نماید، به عنوان روشی مطمئن در بسیاری از کشورهای پیشرو در زمینه سازه‌های دریائی برای طراحی لرزه‌ای اسکله‌های شمع و عرشه درنظر گرفته شده است. ولی همچنان شاهد استفاده از روش طراحی نیرویی در کشورمان هستیم که این مسئله ممکن است باعث شود تا در هنگام زلزله شاهد خساراتی جدی در این سازه‌ها و صرف هزینه‌های بسیار زیادی جهت تعمیر آسیبات کنترل نشده باشیم؛ لذا در این مطالعه به بررسی نتایج روش‌های طراحی نیروئی رایج در کشور براساس نشریه ۶۳۱ ، استاندارد ۲۸۰۰ و نیز روش عملکردی براساس آئین‌نامه ۶۱-۱۴ ASCE/COPRI پرداخته خواهد شد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که استفاده از روش طراحی عملکردی موجب توزیع بهینه‌تر مقاومت در سازه، کاهش ضخامت و قطر شمع‌های فولادی و نیز افزایش قابلیت اطمینان عملکرد سازه در هنگام زلزله خواهد شد.

کلمات کلیدی: اسکله‌های شمع و عرشه، طراحی براساس عملکرد، طراحی به روش نیروئی، آسیب،

۱- مقدمه

از آنجایی که ساخت و نگهداری سازه‌های دریایی در مقایسه با اغلب سازه‌های خشکی بسیار پرهزینه‌تر است، فروپاشی و آسیب های کنترل نشده در اینگونه از سازه‌ها در هنگام بارهای طرح منجر به خسارات اغلب جبران‌ناپذیر جانی و مالی خواهد شد[۱]. همچنین طبیعت بارهای وارده به سازه‌های دریایی به مراتب پیچیده‌تر بوده، به طوری که مطالعات بسیاری در تعیین مقادیر و نوع اعمال آن‌ها همچنان در حال انجام است. برای طراحی سازه‌های متعارف به روش‌های معمول (ضریب زلزله) و عملکردی، آئین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بسیاری در جهان به چاپ رسیده است که از معتبرترین آن‌ها که در کشور ایران نیز بسیار رایج است می‌توان به آئین‌نامه‌های بارگذاری کشور آمریکا ASCE۷ [۲]، طراحی سازه‌های بتنی آمریکا ACI۳۱۸-۱۴ [۳] و طراحی سازه‌های فولادی آمریکا AISC [۴] اشاره نمود. این آئین‌نامه‌ها مرتباً در حال اصلاح و اضافه نمودن بندهای جدید هستند که در واقع نشأت گرفته از کارهای بسیار بزرگ تحقیقاتی است. همچنین در رابطه با آئین‌نامه‌های طراحی سازه‌های ساحلی می‌توان آئین‌نامه EC اروپا [۵]، BS انگلستان [۶] و OCDI [۷] ژاپن را نام برد. از آنجایی که آخرین ویرایش مقررات ملی مباحث ۹ و ۱۰ [۸ و ۹] (که مرجع اصلی طراحی سازه‌های متعارف بتنی و فولادی در کشورمان هستند) بر طبق آئین‌نامه‌های کشور آمریکا به همراه اعمال قضاوت‌های مهندسی ایجاد شده‌اند، به نظر می‌رسد که جهت هماهنگی میان بخش‌های مختلف طراحی و انسجام میان آئین‌نامه‌ها در کشورمان بهتر است که برای طراحی سازه‌های خاص مانند سازه‌های دریایی نیز از آئین‌نامه‌های چاپ شده توسط این کشور و مناسب با شرایط ویژه کشورمان استفاده نمود. تا به امروز در کشوران جهت طراحی اسکله‌ها و بخصوص اسکله‌های شمع و عرشه، از آئین‌نامه OCDI کشور ژاپن نسخه سال ۲۰۰۲ میلادی آن استفاده شده است و این در حالی است که عملکرد نامطلوب سازه‌های ساحلی در ژاپن تحت زلزله‌های اخیر، باعث شده تا استفاده از آن در این کشور متوقف شده است و از نسخه سال ۲۰۰۹ میلادی آن استفاده شود که به زبان انگلیسی نیز به چاپ رسیده است. همچنین باید یادآور شد که طراحی اسکله‌ها در کشور ژاپن با استفاده از روش عملکردی به یک الزام تبدیل شده است. ولی بسیاری از طراحان سازه‌های ساحلی در کشورمان بر این نظر هستند که ترجمه این آئین‌نامه در نسخه ۲۰۰۹ به زبان انگلیسی بسیار ضعیف و در بسیاری از بندها غیرقابل فهم است و جای خالی یک آئین‌نامه و یا استاندارد جدید و معتبر در زمینه طراحی اسکله‌ها دیده می‌شود. همچنین با توجه به اینکه طراحی لرزه‌ای اسکله‌ها برطبق نشریه ۶۳۱ [۱۰] همان ترجمه نسخه سال ۲۰۰۲ آئین نامه OCDI می‌باشد، این مسئله باعث شده تا همچنان برای طراحی چنین سازه‌هایی از روش نیروئی در کشورمان استفاده بشود. لذا در این مطالعه به بررسی نتایج حاصل از طراحی یک اسکله شمع و عرشه به روش نیروئی و نیز به روش عملکردی براساس آئین‌نامه ASCE/COPRI ۶۱-۱۴ [۱۱] پرداخته خواهد شد. اسکله مورد مطالعه در این پژوهش، اسکله سینکرولیفت[۱] شهید درویشی بوده که در چندکیلومتری شهر بندر عباس واقع شده است.

۲- روش طراحی نیروئی

۲-۱- آئین نامه طراحی

منظور از طراحی به روش معمول در این پژوهش، طراحی با استفاده از روش نیروئی و یا همان ضریب زلزله و یا ضریب رفتار سازه می‌باشد. این روش که متن اصلی استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲] براساس آن می‌باشد، با استفاده از ضریب رفتار سازه مقدار نیروی زلزله برای طراحی خطی سازه را کاهش می‌دهد(دینامیک طیفی خطی و استاتیکی معادل خطی). لذا برای استفاده از این روش، مقدار ضریب رفتار سازه باید مشخص باشد. نشریه ۶۳۱ که دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی وزارت راه و شهرسازی می‌باشد، برای بخش شرایط طراحی لرزه‌ای، از ترجمه خط به خط آئین‌نامه OCDI نسخه سال ۲۰۰۲ میلادی استفاده کرده است. با توجه به اینکه این آئین‌نامه برای شرایط لرزه‌خیزی ویژه کشور ژاپن تدوین شده است، نباید از آن برای طراحی در کشورمان مورد استفاده قرار بگیرد. طبق نشریه ۶۳۱ در این روش سازه باید برای دو سطح خطر لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار بگیرد. سطح اول معادل است با زلزله با دوره بازگشت ۷۵ سال و سطح دوم برابر است با زلزله بین صفحه‌ای و دوره بازگشت این زلزله چند صد سال یا بیشتر می‌باشد[۱۰]. مقدار نیروی زلزله نیز از ضرب دو پارامتر ضریب

[۱] Sinchrolift

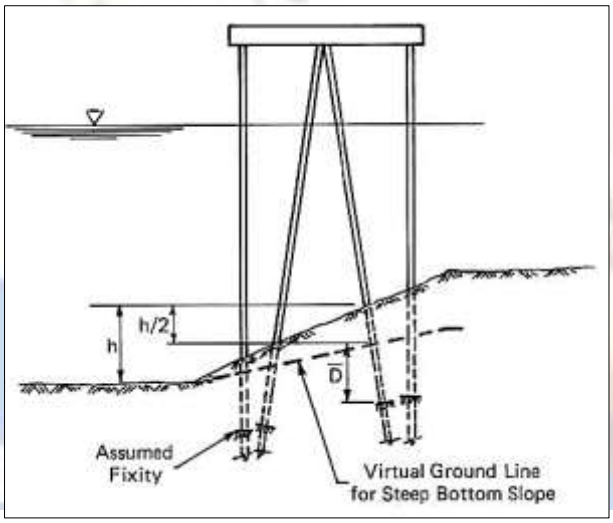
زلزله و وزن لرزه‌ای سازه حاصل می‌شود. ضریب زلزله نیز طبق آئین‌نامه OCDI ۲۰۰۲ و یا همان نشریه ۶۳۱ از ضرب سه پارامتر ضریب زلزله منطقه، ضریب شرایط خاک و ضریب اهمیت بدست می‌آید. هر سه پارامتر براساس یک سری جدول راهنما باید توسط طراح تعیین بشوند. ضریب زلزله منطقه باید براساس پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای منطقه انجام گیرد که با بررسی این پارامترها نتایج زیر حاصل شده است.

الف) مقادیر ارائه شده در آئین‌نامه OCDI ۲۰۰۲، به صورت ویژه برای کشور ژاپن می‌باشد که براساس آنالیز سطوح خطر لرزه‌ای برای استان‌های مختلف این کشور انجام گرفته و نباید برای کشورمان مورد استفاده قرار بگیرد.

ب) این آئین‌نامه مقادیر دقیقی برای خاک‌های مختلف ارائه نکرده است که این مسئله باعث ایجاد عدم قطعیت بسیار زیادی در طراحی خواهد شد.

ج) اساس روش طراحی نیروئی بر روی مقادیر ضریب رفتار سازه می‌باشد. ضریب رفتار سازه نشان دهنده استهلاک انرژی زلزله بوده و برای سازه‌ها با سیستم‌های باربر جانبی مختلف، متفاوت می‌باشد. در سازه‌های ساحلی از شمع‌های بتنی معمولی، بتنی پیش‌تنیده، لوله‌ای فولادی و مقاطع مرکب استفاده می‌شود که قطعاً دارای ضرایب رفتار متفاوتی در هنگام زلزله هستند؛ ولی همانطور که مشاهده گردید نشریه ۶۳۱ براساس آئین نامه OCDI ۲۰۰۲ هیچ اشاره‌ای با نوع فونداسیون سازه ساحلی نکرده و برای همه آن‌ها، از مقادیر یکسانی برای ضرایب زلزله منطقه‌ای استفاده کرده است. این مسئله در واقع معادل است با چشم‌پوشی از نوع تغییرشکل‌های سازه در هنگام زلزله و طراحی با قابلیت اطمینان بسیار پائین.

با این حال یکی از اهداف این تحقیق مقایسه نتایج حاصل از روش طراحی معمولی با نتایج حاصل از روش طراحی عملکردی می‌باشد. لذا با توجه به اینکه مقادیر ضریب رفتار در آئین‌نامه OCDI ۲۰۰۲ و یا نشریه ۶۳۱ سازمان بنادر و دریانوردی ذکر نشده است و همچنین به دلیل عدم قطعیت‌های بسیار زیادی که در روند تعیین ضریب زلزله با استفاده از این دو مرجع وجود دارد، طراحی نیروئی بهتر است که با توجه به شرایط لرزه‌خیزی ویژه کشورمان انجام گیرد (استاندارد ۲۸۰۰) و جهت برآورد پارامترهای لرزه‌ای سازه، از آئین‌نامه ASCE/COPRI ٦١-١٤ استفاده بشود. با این روند هم شرایط ویژه کشور را درنظر خواهیم گرفت و هم با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی بسیاری که در کشور آمریکا انجام گرفته است، از مقادیری صحیحی جهت برآورد پارامترهای لرزه‌ای استفاده خواهد شد؛ که در جدول ۳ نتایج حاصل از این روش با توجه به شرایط ویژه شهر بندرعباس و نیز شرایط خاک محل ساخت اسکله بدست خواهد آمد. مشخصات خاک محل احداث سازه در جدول ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱- روش محاسبه طول گیرداری شمع‌ها طبق راهنمای طراحی تأسیسات دریایی انجمن مهندسین کشور آمریکا [۱۴]

با توجه به اینکه عملاً جهت برآورده کردن مقاومت شمع باید از ظرفیت لایه ماسه خیلی متراکم در عمق ۱۴ متری استفاده بشود، لذا جهت مدلسازی اندرکنش شمع-خاک-سازه در این پژوهش با توجه به آئین‌نامه ASCE/COPRI ٦١-١٤ می‌توان از روش طول گیرداری استفاده نمود. این روش در شکل ۱ نشان داده شده است. ظرفیت فشاری و کششی شمع‌ها با استفاده از روبط آئین‌نامه AASHTO [۱۳] استفاده شده است بطوری که با استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت و نتایج آزمایش بارگذاری استاندارد[۱] تعیین می‌گردد. در محاسبه ظرفیت فشاری باید به لایه چسبنده نرم قابل تحکیم توجه نمود به طوری که به دلیل احتمال ایجاد فروکش[۲]، از مقاومت این لایه در محاسبه ظرفیت فشاری صرف‌نظر شود و نیروی وارده از طرف آن را نیز به نیروی اعمالی از طرف سازه اضافه کرد[۲۲]. بعد از تحلیل اولیه سازه تحت بار زلزله طراحی، مشخص شد که میزان بار وارده از طرف عرشه به شمع‌ها بسیار زیاد بوده و شمع‌های بتنی قادر به تحمل این بار نخواهند بود. لذا شمع لوله‌ای فولادی برای فونداسیون این سازه مناسب خواهند بود.

جدول ۱- مشخصات لایه‌های مختلف خاک محل احداث پروژه

شماره لایه	تراز بالایی	تراز زیرین	ضخامت	نوع خاک	مشخصات باربری		وزن واحد حجم مغروق
					مقاومت برشی زهکشی نشده S_u (kPa)	زاویه اصطکاک داخلی ϕ (degree)	S_{ub} Unit Weight $(\frac{kN}{m^3})$
۱	۰	۲/۵	۲/۵	چسبنده نرم	۲۷/۸	-	۷
۲	۲/۵	۵/۲	۲/۷	چسبنده نرم	۲۰/۵	-	۷
۳	۵/۲	۸	۲/۸	چسبنده نرم	۲۴/۲	-	۷
۴	۸	۹/۳	۱/۳	چسبنده نرم	۱۸	-	۷
۵	۹/۳	۱۱/۵	۲/۲	چسبنده نرم	۲۴/۳	-	۷
۶	۱۱/۵	۱۴	۲/۵	چسبنده نرم	۲۲/۳	-	۷
۷	۱۴	۱۶	۲	ماسه سخت	-	۳۵	۸
۸	۱۶	۱۷/۵	۱/۵	ماسه سخت	-	۳۵	۸
۹	۱۷/۵	۱۸/۵	۱	ماسه سخت	-	۳۵	۸
۱۰	۱۸/۵	۲۰	۱/۵	ماسه سخت	-	۳۵	۸

همانطور که در جدول ۱ مشاهده می‌شود، تا عمق ۱۴ متری شاهد خاک چسبنده بسیار نرم هستیم؛ لذا به دلیل اجرای شیروانی زیر اسکله[۳] (از جنس سنگ دانه) بر روی این خاک، قطعاً در آینده‌ای نه چندان دور پس از اجرای پروژه شاهد تحکیم آن خواهیم بود. این تحکیم باعث ایجاد نیروی فروکشی در اطراف شمع‌ها و کاهش ظرفیت باربری فشاری آن‌ها خواهد شد.

پس از تعیین تنظیمات مربوط به آنالیز مودال (با فرض مقاطع رایج برای اعضاء) مقدار پریود مود اول سازه برابر با ۲/۱۴ ثانیه در جهت x و پریود مود دوم آن برابر با ۱/۷ ثانیه در جهت y بدست آمده و طبق آن ضرایب زلزله طبق جدول ۲ محاسبه شده است.

[۱] Standard Penetration Test (SPT)
[۲] Downdrag
[۳] Rockfill embankment

جدول ۲- پارامترهای لرزه‌ای محل احداث پروژه جهت محاسبه نیروی زلزله

ردیف	موضوع	مقدار پارامتر	توضیحات
۱	ضریب اهمیت ساختمان	I = ۱/۴	(تاثیر اهمیت سازه در مقدار نیروی زلزله طراحی) خسارات جانی زیادی در اثر خرابی این سازه تحت زلزله نمی‌توان متصور بود با این حال این سازه جزء تأسیسات نظامی می‌باشد.
۲	نسبت شتاب مبنای طرح	A = ۰/۳	(تاثیر لرزه خیزی منطقه در نیروی زلزله) با توجه به اینکه محل احداث پروژه واقع در شهر بندرعباس می باشد، این شهر در پهنه با خطر نسبی زیاد قرار گرفته است.
۳	زمان تناوب محاسباتی سازه	T_{mx}= ۲/۱۴s T_{my} = ۱/۷ s	زمان تناوب محاسباتی این سازه بعد از مدلسازی اولیه و طراحی عرشه آن بدست می‌آید.
۴	پارمترهای مرتبط با خاک	$T_.$ = ۰/۱۵ s T_s = ۱/۷ s S = ۱/۷۵ s $S_.$ = ۱/۱ s	پس از تعیین رده‌بندی لایه‌های خاک محل، با توجه به اینکه فونداسیون شمعی این سازه بر روی خاک خیلی خواهد بود. همچنین باید توجه نمود که منطقه با خطر نسبی زیاد IIIامتراکمی قرار گرفته است، نوع خاک شماره می‌باشد.
۵	ضریب بازتاب سازه	B_x = ۱/۱۷۴ B_y = ۱/۳۷۲	پهنه با خطر نسبی زیاد $T_s \le T \le 4s \rightarrow$ $B = (S+1) \times (\frac{T_s}{T})(\frac{0.7}{4-T_s}(T-T_s)+1)$ (۱)
۶	ضریب رفتار سازه	$R_{ux}=R_{uy}$=۲/۰ C_d = ۲/۰	این سازه جزء سازه‌های ویژه می‌باشد
۷	ضریب زلزله	C_x = ۰/۳۰۶ C_y = ۰/۲۸۸	ضریب زلزله در تعیین برش پایه سازه به کار می‌رود، و از رابطه زیر محاسبه می‌شود $C = \frac{ABI}{R_u}$ (۲)

۲-۲- تعیین ترکیب بارها

هر ترکیب بار نشأت گرفته از شرایط حدی مشخصی می‌باشد که هر سازه باید در طول عمر مفید خود بتواند در برابر آن‌ها عملکرد مطلوبی داشته باشد[۱]. اسکله‌های به صورت کلی باید برای دو معیار مقاومت[۱] و سرویس‌دهی[۲] طراحی و کنترل بشود. یک اسکله شمع و عرشه متشکل از سه قسمت اصلی عرشه، اتصال سرشمع و شمع‌ها می‌باشد که هر قسمت باید برای ترکیب بار ویژه خود طراحی و یا کنترل گردد. آئین‌نامه OCDI ۲۰۰۲ ژاپن که بطور گسترده‌ای توسط مهندسین کشورمان مورد استفاده قرار گرفته است، ترکیب بار مشخصی را جهت بررسی عملکرد اسکله‌های شمع و عرشه در شرایط حدی ارائه نکرده است؛ به همین دلیل مهندسین کشورمان جهت ایجاد ترکیب بارها عمدتاً از ترکیب بارهای آئین‌نامه‌های ASCE۷ و AASHTO کشور آمریکا استفاده می‌کنند. این در حالی است که این دو آئین‌نامه ترکیب بار ویژه‌ای برای اسکله‌های شمع و عرشه ارائه نکرده‌اند(صرفاً قضاوت مهندسی در این مرحله غالب است). لذا جای خالی ترکیب بارهای ویژه‌ای برای طراحی و کنترل اسکله‌های شمع و عرشه در کشور احساس می‌شود. از آن‌جایی که یکی دیگر از اهداف این پژوهش استفاده منسجم از آئین‌نامه‌های کشور آمریکا می‌باشد، در این قسمت نیز به معرفی یکی دیگر از آئین‌نامه‌های اسکله‌های شمع و عرشه آمریکا می‌پردازیم. آئین‌نامه شاخص تأسیسات متحده[۳] (UFC) [۱۵] که توسط وزارت دفاع کشور آمریکا به چاپ رسیده است، جهت طراحی و کنترل اسکله‌های شمع و عرشه مربوط به وزارت دفاع[۴] کشور آمریکا مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین بسیاری از مهندسین

[۱] Strength
[۲] Serviceability
[۳] Unified Facilities Criteria (UFC)
[۴] Department of Defense (DoD)

دریائی این کشور برای طراحی سازه‌های بندری به این آئین‌نامه رجوع می‌کنند. نکته قابل توجه در این آئین‌نامه این است که به طور ویژه در فصل سوم، ترکیب بارهای مربوط به طراحی اسکله‌های شمع و عرشه را ارائه کرده است. با دقت در ترکیب بارهای ارائه شده در این آئین‌نامه می‌توان متوجه شد که این آئین‌نامه با بسط ترکیب بارهای آئین‌نامه‌های IBC[۱] [۱۶]،ASCE۷، ترکیب بارهای ویژه طراحی اسکله‌های شمع و عرشه را ارائه کرده است.

UFC 4-152-01 2017
Table 3-7 Load Combinations - Load and Resistance Factor Design

	U0	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
D[a]	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.0+k	1.0-k	1.2	1.2
(Lc+l)|Lu	-	1.6[b]	-	1.6[b]	-	1.6[b]	0.1	-	1.6[b]	1.0
B	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	1.2	1.2
Be	-	-	1.6[c]	-	-	-	-	-	-	-
C	-	-	1.2	1.2	1.2	1.2	-	-	-	1.2
H[d]	-	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.0	1.0	1.6	1.6
Eq	-	-	-	-	-	-	1.0	1.0	-	-
W	-	-	-	-	1.0	-	-	-	-	1.0
M	-	-	-	-	-	1.6	-	-	-	-
R+S+T	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-
Ice		-	-	0.5	-	-	-	-	1.0	1.0

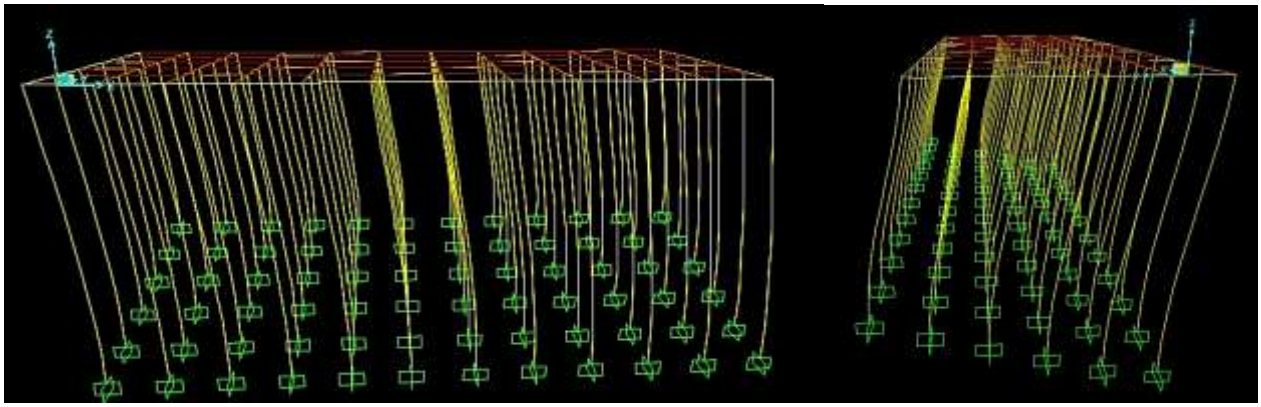
شکل ۲- ترکیبات بار ویژه طراحی اسکله‌های شمع و عرشه براساس آئین‌نامه UFC [۱۵]

نکته مهم در این آئین‌نامه این است که پارامتر k در این ترکیب بارها برابر با ۵۰٪ مقدار PGA[۲] محل می‌باشد. این امر باعث خواهد شد تا کنترل بلندشدگی[۳] سازه با قابلیت اطمینان بالاتری در هنگام بار زلزله کنترل بشود. همچنین توجه شود ترکیب بار شماره ۴ برای بررسی ظرفیت باربری محوری شمع بوده و طبق آئین‌نامه POLB [۱۷] مقدار ۲۰ درصد کاهش بار زنده در این حالت مجاز می‌باشد.

جدول ۳- ترکیب بارهای طراحی به روش نیرویی (معمولی)

ردیف	ترکیب بار طراحی	ردیف	
۱	۱,٤D	۷	۱,۲D + ۱,۰L ± ۱,۰EYP ± ۰,۳EX
۲	۱,۲D ± ۱,۲۸L ± ۱,۲T	۸	۱,۲D + ۱,۰L ± ۱,۰EYN ± ۰,۳EX
۳	۱,۲D ± ۱,٦L ± ۱,۲T	۹	۰,۵۹۸D ± EXN ± ۰,۳EY
۴	۱,۲ D + ۱,٦ L(Ship)	۱۰	۰,۵۹۸D ± EXP ± ۰,۳EY
۵	۱,۲D + ۱,۰L ± ۱,۰EXP ± ۰,۳EY	۱۱	۰,۵۹۸D ± EYN ± ۰,۳EX
۶	۱,۲D + ۱,۰L ± ۱,۰EXN ± ۰,۳EY	۱۲	۰,۵۹۸D ± EYP ± ۰,۳EX

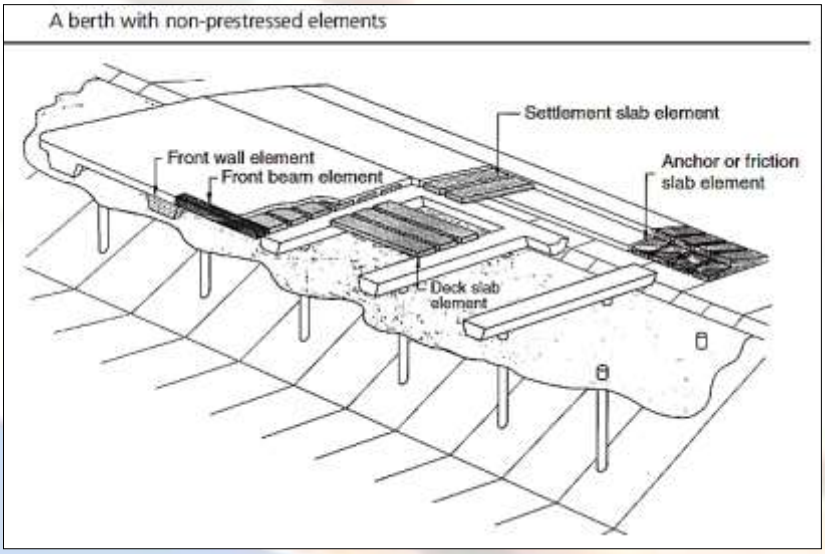
[۱] International Building Code (IBC)
[۲] Peak Ground Acceleration
[۳] Uplift



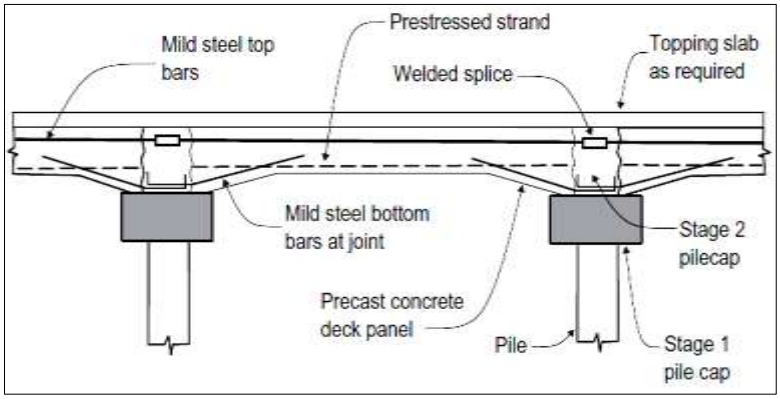
شکل ۳- تغییرشکل مودی سازه (مود اول در جهت x در سمت راست؛ مود دوم برابر با جهت y سازه در سمت چپ)

۲-۳- طراحی سیستم عرشه

برای سیستم عرشه این اسکله از توصیه‌های فنی دستنامه‌های سازه‌های ساحلی [۱] در این مطالعه استفاده شده است. سیستم عرشه مطابق با شکل ۴ شامل یک سری تیرهای سرشمع به همراه المان‌های پیش‌ساخته بتنی (دال یک‌طرفه) می‌باشد. طراحی المان‌های دال یک‌طرفه این عرشه در نرم افزار CSI Safe طبق آئین‌نامه ACI۳۱۸-۱٤ انجام گرفته است که در نهایت ضخامت این المان‌ها برابر با ۳۰ سانتی‌متر بدست آمده است. باید توجه نمود که جهت انتقال بار زلزله در راستای طولی اسکله، اتصال المان‌های پیش‌ساخته با یکدیگر و نیز با تیرهای سرشمع باید به صورت گیردار کامل باشد. آئین‌نامه ASCE/COPRI٦١-١٤ جزئیات شکل ۵ را جهت ساخت چنین عرشه‌هایی ارائه کرده است. برای مدلسازی آن نیز در نرم‌افزار، از المان Shell-Thin به همران پخش بار یکطرفه استفاده شده است.



شکل ۴- جزئیات و سیستم باربری عرشه رایج در اسکله‌های شمع و عرشه [۱]



شکل ۵- جزئیات اتصال المان های پیش‌ساخته عرشه جهت انتقال کامل بار زلزله به شمع‌ها [۱۱]

پس از طراحی نیروئی سازه با استفاده از روش ذکر شده، نتایج طراحی نشانگر مقاومت و شکل‌پذیری بسیار مناسب شمع‌های فولادی در برابر بار زلزله طراحی هستند. همچنین نتایج نشان‌دهنده عدم لزوم استفاده از شمع‌های مایل می‌باشد که این امر به بهبود رفتار لرزه‌ای سازه کمک بسیاری خواهد کرد. در این قسمت باید متذکر شد که اغلب در شرایطی که جابجایی اسکله تحت بارهای سرویس‌دهی مانند بار ناشی از پهلوگیری و یا مهار شناورها زیاد باشد، از شمع‌های مایل استفاده می‌شود[۱۷].

۳- روش طراحی عملکردی

به طور کلی اساس روش طراحی نیرویی بر روی ضریب رفتار سازه می‌باشد. این ضریب که باعث کاهش نیروی زلزله در هنگام طراحی سازه به روش استاتیکی معادل و یا دینامیکی طیفی می‌شود، نشان‌دهنده توان اتلاف انرژی زلزله توسط عملکرد غیرخطی سازه می‌باشد. در واقع هر چقدر مقدار ضریب رفتار برای یک سازه بیشتر باشد، توان اتلاف انرژی زلزله آن بیشتر خواهد بود[۲]. ولی همین مسئله باعث شده تا نتوان رفتار دقیق سازه در هنگام زلزله را پیش‌بینی نمود. در واقع در صورت استفاده از روش نیروئی، طراح سازه امیدوار است تا سازه عملکرد مناسبی در هنگام زلزله از خود نشان دهد؛ ولی به هیچ عنوان نمی‌توان با استفاده از این روش عوامل غیرخطی دخیل در پاسخ سازه را به درستی درنظر گرفت. نتایج بدست آمده از این روش نیز کاملاً تقریبی بوده (مقدار ضریب رفتار کاملاً تقریبی می‌باشد) و نمی‌توان مطمئن بود که روند خرابی در سازه به طور مطلوبی رخ دهد؛ این مسئله در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد، پررنگ‌تر نیز می‌باشد. از دیگر مسائل بسیار مهم در هنگام طراحی اسکله‌های شمع و عرشه به روش نیروئی، این است که نمی‌توان از عدم خرابی عرشه (به عنوان محل استقرار تأسیسات گران قیمت اسکله) در هنگام زلزله اطمینان حاصل نمود. به عنوان مثال ممکن است که در هنگام زلزله آسیبات رخ‌داده در عرشه باعث ایجاد خرابی در پایه جرثقیل‌ها شده و شاهد رخ داد خسارات مالی شدید همانند آن چه در کشور ژاپن رخ داده است، باشیم. همچنین به هیچ عنوان نمی‌توان با استفاده از روش نیروئی، عملکرد شمع‌های مایل در هنگام زلزله را به درستی مدلسازی نمود[۱۱]. پس به عبارت دیگر طراحی به روش عملکردی، به شدت قابلیت اطمینان طرح را بالا خواهد برد و روش طراحی لرزه‌ای صحیح اسکله‌های شمع و عرشه همان روش طراحی براساس عملکرد خواهد بود. در واقع هدف از طراحی عملکردی این است که سازه تحت بار زلزله از خود عملکرد موردنظر طراح را ارائه نماید. در رابطه با اسکله‌های شمع و عرشه، این سازه‌ها باید بتوانند طبق آئین‌نامه ASCE/COPRI ۶۱-۱۴ در هنگام زلزله سطح بهره‌برداری، دارای عملکرد سرویس‌دهی بی‌وقفه باشند. همچنین در هنگام زلزله طرح، دارای سطح عملکرد ایمنی جانی و در هنگام زلزله حداکثر[۱]، دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش باشند. توضیح کیفی این سطوح عملکرد برای اتصال شمع درونی[۲] در قسمت بعد به تفصیل توضیح داده شده است. با پیروی از این این روش طراحی، طراح مطمئن خواهد بود که سازه

[۱] Design Level Earthquake (DE)
[۲] Embedded pile connection

در برابر انواع زلزله‌های محتمل دارای عملکرد مطلوبی خواهد بود. همچنین یکی از قابلیت‌های این روش طراحی این است که کارفرما می‌تواند در رابطه با نوع عملکرد سازه در هنگام زلزله نیز اعمال نظر بنماید.

۱-۳- خرابی (سطوح عملکرد)

در مهندسی زلزله منظور از خرابی همان تشکیل مفاصل پلاستیک در المان‌های لرزه‌بر می‌باشد. همچنین به نحوه‌ی توزیع مفاصل پلاستیک در کل سازه نیز، توزیع خرابی و یا خسارت و آسیب گفته می‌شود[۱۸]. در هنگام زلزله، باید در سازه سطوح خرابی کنترل شده‌ای رخ دهد که این امر جز با انجام آنالیز غیرخطی امکان‌پذیر نخواهد بود.

۱-۱-۳- سطح عملکرد سرویس‌دهی بی‌وقفه (قابلیت استفاده بی‌وقفه)

این سطع عملکرد معرف حالتی است که میزان تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی در محل مفصل به حد کمی محدود شده است. به گونه‌ای که در جریان یک زلزله شدید عملاً میزان خرابی‌ها به حدی است که پس از زلزله، کوچک‌ترین اختلالی در بهره برداری مستمر و بی‌وقفه در سازه ایجاد نمی‌شود [۱۸]. اسکله‌های شمع و عرشه باید بتوانند بعد از زلزله سطح خطر بهره‌برداری[۱]، به طور کامل سرویس‌دهی انجام دهند (عملیات مربوط به تعمیرات نباید خللی در سرویس دهی اسکله ایجاد کنند). در این حالت ایجاد ترک خوردگی در شمع‌های بتنی مورد قبول بوده ولی نباید شاهد جداشدگی بتن[۲] از سطح شمع‌ها باشیم. همچنین تغییرشکل های ناشی از حرکت توده خاک در هنگام زلزله سطح خطر بهره‌برداری نباید بتواند ایجاد آسیبی جدی در سازه بکند. تمام محل‌هایی که آسیب‌های جزئی تحت این زلزله در آن‌ها رخ می‌دهد، باید کاملا در دسترس و قابل دیدن توسط نیروی تعمیرکار باشند[۱۱ و ۱۹].

۲-۱-۳- سطح عملکرد ایمنی جانی

در این حالت میزان تغییرشکل‌های خمیری در مفصل پلاستیک از حد نظیر با سرویس‌دهی بی‌وقفه فراتر رفته ولی به یک مقدار مشخص محدود می‌شود. در این حالت ایمنی جانی سازه حفظ خواهد شد و هیچ گونه تلفات یا خسارات جانی نخواهیم داشت لیکن ممکن است سازه بعد از زلزله بطور موقت امکان بهره‌برداری مجدد نداشته باشد[۱۸]. تحت اثر زلزله طرح[۳]، اسکله‌های شمع و عرشه باید به گونه‌ای دچار آسیب و خسارت بشوند که به طور موقت عملیات سرویس‌دهی جهت انجام تعمیرات متوقف شود و تمام محل‌هایی از سازه که دچار آسیب شده‌اند کاملا در دسترس و قابل دیدن باشند. همچنین تغییرشکل‌های ناشی از حرکت توده خاک تحت اثر زلزله طرح باید در سازه، ایجاد تغییرشکل‌های غیرالاستیک کنترل شده نماید[۱۱ و ۱۹].

۳-۱-۳- سطح عملکرد آستانه فروریزش

در این حالت میزان تغییر شکل‌های فرارتجاعی از حدود قبلی فراتر رفته و خرابی گسترده‌ای در سازه ایجاد خواهد شد. ولی با این حال این خرابی گسترده در حدی نخواهد بود که سازه دار فروریزش شود تا تلفات جانی به حداقل برسد[۱۸]. تغییرشکل‌های توده خاک تحت اثر این زلزله نباید باعث ناپایداری کلی سازه بشود. همچنین فونداسیون سازه باید در حین و بعد از رخداد زلزله حداکثر بتواند بار مرده و زنده ناشی از تأسیسات روی عرشه را به طور کامل تحمل نماید[۱۱ و ۱۹].

در نتیجه برای طراحی و آنالیز سازه موردنظر تحت اثر سه سطح خطر زلزله بالا، باید طبق فلوچارت شکل ۶ در هر مرحله شتاب زلزله موردنظر را تعیین و سازه را در برابر آن آنالیز کرده و در نهایت سطوح آسیب به دست آمده را با حد مجاز آئین‌نامه

[۱] Operational Level Earthquake (OLE)
[۲] Concrete Spalling
[۳] Contingency Level Earthquake (CLE)

ASCE/COPRI۶۱-۱۴ کنترل بنمائیم. با توجه به عملکرد مناسب اتصالات شمع درونی در آزمایشات انجام یافته، توصیف کیفی سطوح عملکرد این اتصال تحت زلزله‌های مختلف در جدول زیر نشان داده شده است.

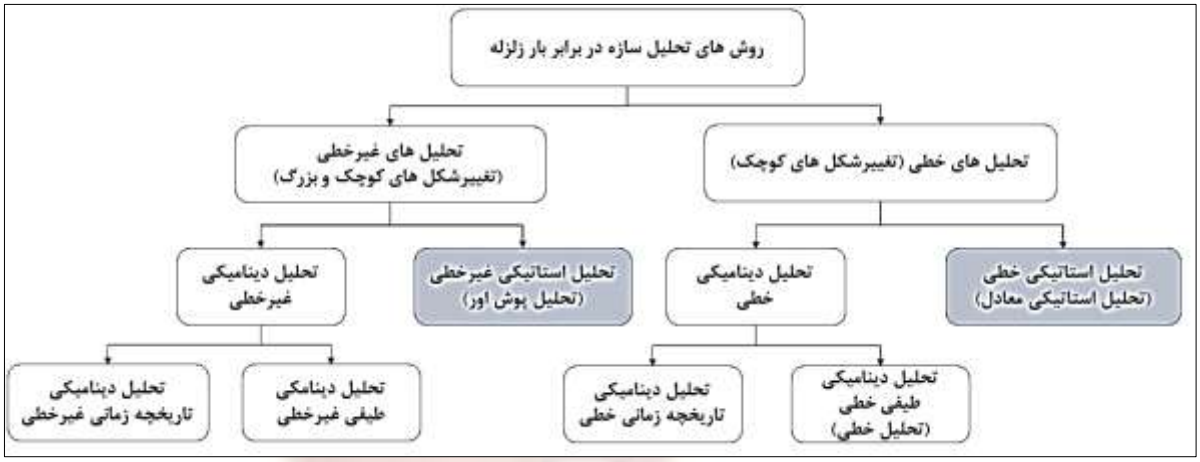
شکل ۶- فلوچارت طراحی عملکردی اسکله‌های شمع و عرشه

جدول ۴- توصیف کیفی سطوح مختلف عملکرد اتصال شمع درونی [۲۰]

توصیف کیفی	سطح عملکرد موردنظر	توضیح
	سرویس‌دهی بی‌وقفه	در این حالت بعد رخداد زلزله سطح بهره‌برداری، ترک‌های بسیار جزئی در تیر سرشمع ایجاد شده، ولی خرابی به میزانی نمی‌باشد که جلوی سرویس‌دهی اسکله را بگیرد و با یک تعمیر جزئی قابل حل خواهد بود. حداکثر میزان چرخش مفصل پلاستیک برای اقناع این سطح عملکرد برابر با ۳ برابر میزان چرخشی پلاستیک کامل مقطع شمع می‌باشد.
	سطح عملکرد ایمنی جانی	بعد از رخ داد زلزله طراحی یک سری ترک‌های قابل رویت در تیر سرشمه رخ خواهد داد و با متوقف نمودن موقتی برخی از فعالیت‌های اسکله، باید سریعاً این خرابی را تعمیر نمود. حداکثر میزان چرخش مفصل پلاستیک برای اقناع این سطح عملکرد برابر با ۸ برابر میزان چرخشی پلاستیک کامل مقطع شمع می‌باشد.
	سطح عملکرد آستانه فروریزش	بعد از رخ داد زلزله حداکثر ممکن، در این حالت خرابی گسترده‌ای در تیر سرشمع رخ داده ولی پایداری کلی اسکله حفظ خواهد شد تا خسارات جانی به حداقل برسد. حداکثر میزان چرخش مفصل پلاستیک برای اقناع این سطح عملکرد برابر با ۱۰ برابر میزان چرخشی پلاستیک کامل مقطع شمع می‌باشد.

۲-۳- روش تحلیل سازه

به طور کلی می‌توان برای تحلیل سازه تحت بارهای زلزله از آنالیزهای زیر استفاده نمود. هر یک از این انواع آنالیزها دارای مزایاء و معایبی هستند که طراحی سازه باید براساس نوع سازه، آنالیز مناسب را انتخاب نماید. نمودار درختی انواع تحلیل‌های سازه‌ای در برابر بار زلزله در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷- نمودار درختی انواع روش‌های تحلیل سازه در برابر بار زلزله

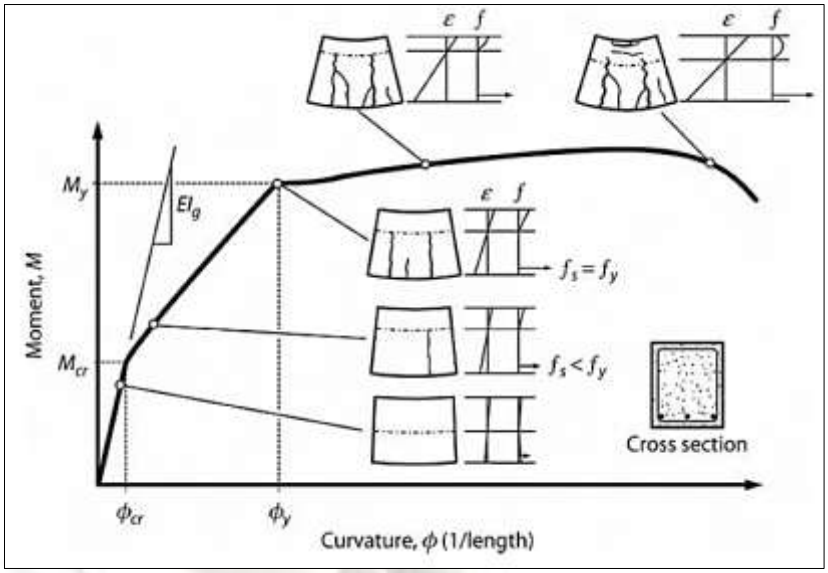
با توجه به اینکه سازه اسکله یک سازه یک طبقه بوده و حرکت جانبی سازه تنها مود غالب خواهد بود، لذا این سازه دارای رفتاری استاتیکی در هنگام زلزله خواهد بود. ولی براساس ذات غیرخطی روش طراحی عملکردی باید از یک روش غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده نمود. در نتیجه روش استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) برای تحلیل این سازه‌ها مناسب بوده و آئین‌نامه ASCE/COPRI ۶۱-۱۴ نیز استفاده از این روش را برای طراحی عملکردی این سازه‌ها پیشنهاد کرده است. همچنین با توجه به اینکه جهت بحرانی در هنگام زلزله در اسکله‌های شمع و عرشه موازی ساحل، جهت عمود بر ساحل در سازه می‌باشد، لذا عملاً تحلیل سازه فقط در این جهت لازم بوده و آئین‌نامه ASCE/COPRI ۶۱-۱۴ نیز تحلیل پوش‌آور دوبعدی را برای طراحی عملکردی اسکله‌های شمع و عرشه کافی می‌داند. باید توجه نمود که منحنی ظرفیت یک سازه که از مفیدترین منحنی برای طراحی سازه می‌باشد، فقط با استفاده از آنالیز پوش‌آور بدست می‌آید. منحنی ظرفیت در واقع رابطه برش پایه سازه را در برابر جابجایی ترازهای مختلف سازه نشان می‌دهد. دانستن منحنی ظرفیت سازه، کمک بسیاری به طراح خواهد نمود تا مقاومت اعضاء را در سازه به نحو مناسب و بهینه‌تری توزیع نماید. مراحل انجام این آنالیز به ترتیب برابر با انتخاب نقطه کنترل (مرکز جرم سازه)، تعریف مفاصل پلاستیک، محاسبه تغییرمکان هدف، انجام آنالیز و رفع مشکل عدم همگرائی و در نهایت کنترل و تفسیر نتایج آنالیز می‌باشد.

۳-۳- مفاصل پلاستیک

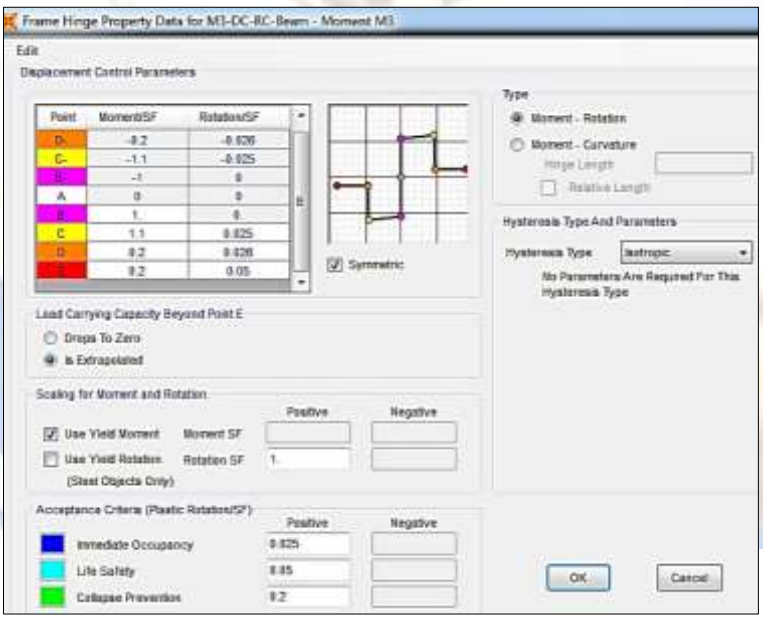
انواع روش‌های تعریف مفاصل پلاستیک عبارتند از روش المان‌محدود غیرخطی[۱] که پیچیده‌ترین روش بوده، روش المان فایبری[۲] که روش زمان‌بری بوده و برای مقاطع بتن‌آرمه مناسب می‌باشد و در این دو روش، خود نرم‌افزار محل و میزان مفاصل پلاستیک را تعیین خواهد نمود؛ و روش مفاصل پلاستیک که پرکاربردترین روش می‌باشد. لذا در این پژوهش برای درنظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح در

[۱] Nonlinear Finite element
[۲] Fiber element

هنگام مدلسازی از روش مفصل پلاستیک استفاده خواهد که پرکاربردترین از نوع خود در رابطه با مقاطع فولادی می‌باشد. جهت درنظر گرفتن رفتار غیرخطی محتمل تیرهای بتن‌آرمه در هنگام زلزله باید ویژگی مفصل پلاستیک را به آن اختصاص داد. مقاومت مفاصل پلاستیک به عنوان نمونه در شکل زیر آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، وقوع اولین ترک در دورترین تار کششی بتن مقطع برابر با تشکیل مفصل پلاستیک خواهد بود. برای تعریف این مفاصل از آئین‌نامه ASCE۴۱-۱۳ [۲۱] استفاده شده است. یکی از مزایای نرم‌افزار CSI SAP۲۰۰۰ این است که می‌تواند به صورت هوشمند، مفاصل تیرهای بتنی را بر طبق این آئین‌نامه درنظر بگیرد. پارامترهای مدلسازی مفصل تیرهای بتنی در شکل ۹ نشان داده شده است.



شکل ۸- میزان جابجایی (چرخش) مقطع بتن‌آرمه در برابر لنگر خمشی وارده [۱۸]



شکل ۹- پارامترهای مدلسازی مفاصل پلاستیک به تیرهای بتنی

بعد از تعیین پارامترهای مدلسازی مفاصل پلاستیک تیرهای بتنی برطبق آئین‌نامه ASCE ۴۱-۱۳، باید این مفاصل را به تیرهای عرشه اختصاص داد. این مفاصل در ۵ درصد طول تیر از دو تکیه‌گاه اختصاص داده شده است.

جهت تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به شمع‌های لوله‌ای فولادی باید به این نکته توجه نمود که رفتار این مفاصل با اینکه براساس آئین نامه ASCE ۴۱-۱۳ محاسبه می‌شود، ولی معیارهای پذیرش باید برطبق آئین‌نامه ASCE ۶۱-۱۴ به نرم‌افزار معرفی گردد. همانطور که در قسمت اتصالات سرشمع‌ها توضیح داده شد، میزان چرخش‌های برابر با ۳، ۷ و ۱۰ برابر چرخش پلاستیک مقطع شمع فولادی معادل خواهد بود با حداکثر عملکرد متناظر با سطوح حداقل آسیب، آسیب کنترل شده و قابل تعمیر و سطح ایمنی جانی. لذا طبق آئین نامه ASCE۴۱-۱۳ براساس میزان ظرفیت کمانشی شمع‌ها، پارامترهای مفصل پلاستیک شمع‌های لوله‌ای فولادی اسکله مورد مطالعه در نرم‌افزار تعریف می‌شود. در واقع مقدار شکل‌پذیری شمع‌های فولادی لوله‌ای براساس نسبت بار وارده به ظرفیت کمانشی آن‌ها متغیر می‌باشد.

۳-۴- ترکیب بار

براساس استاندارد ۲۸۰۰ قبل از انجام تحلیل غیرخطی می‌باید بار ثقلی مطابق با دو ترکیب بار زیر به مدل سازه اعمال گردد. ضمناً در مواردی که مقدار بار زنده گسترده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، کاهش این بار تا ۵۰ درصد مجاز است. البته توجه شود که ضرایب این دو ترکیب بار باید جهت طراحی ویژه اسکله‌های شمع و عرشه، محاسبه و اصلاح گردد.

$$G۱ = ۱.۲D + ۱.۰\ L \quad ; \quad G۲ = (۱ - k)D \qquad (۳)$$

۳-۵- محاسبه تغییرمکان هدف

تغییرمکان هدف طبق آئین‌نامه ASCE/COPRI برای اسکله‌های شمع و عرشه از رابطه زیر تعیین می‌گردد. مقدار این تغییرمکان برای سطوح مختلف زلزله متفاوت بوده و سازه باید ظرفیت لازم برای رسیدن به این تغییرمکان را داشته باشد.

$$\Delta_{d.n} = S_{A.n}\frac{T_n^۲}{۴\pi^۲} \quad ; \quad T_n = ۲\pi\sqrt{\frac{m}{K_{eff.n}}} \qquad (۴)$$

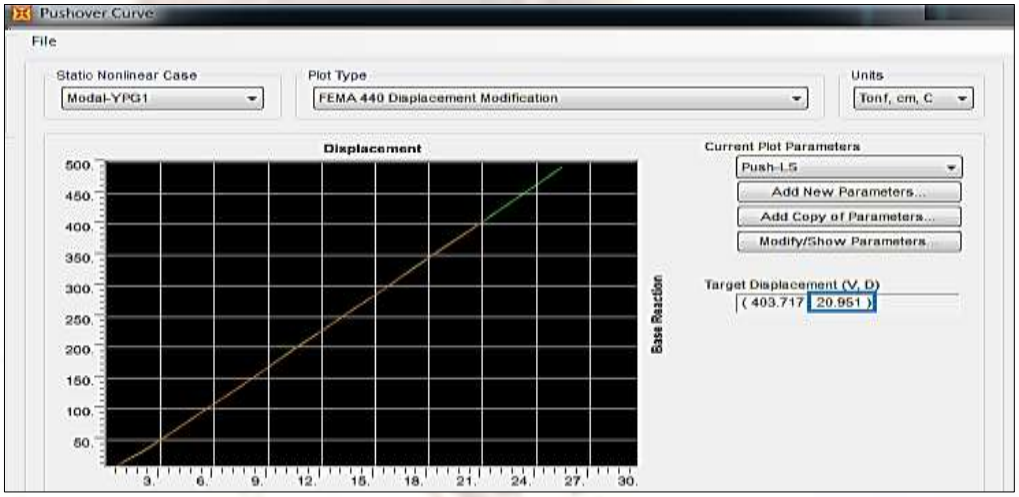
در این رابطه $S_{A.n}$ شتاب طیفی پاسخ سازه با پریود T_n در مرحله n ام روند صحیح و خطا می‌باشد. مقدار T_n با استفاده از سختی موثر سازه[۱] $K_{eff.n}$ درگام n ام طبق رابطه عنوان شده به دست می‌آید. همچنین باید توجه نمود که نیروهای لازم برای طراحی اعضای عرشه باید زمانی که سازه در تغییرمکان هدف قرار دارد تعیین گردد. بعد از محاسبه تغییرمکان هدف بدست آمده باید جهت کنترل سطح عملکرد سازه برای سطوح مختلف خطر زلزله، باید سازه را به مقدار تغییرمکان‌های هدف بدست آمده حرکت داد و تشکیل مفاصل پلاستیک را کنترل نمود.

[۱] Effective secant stiffness at step *n* of iteration

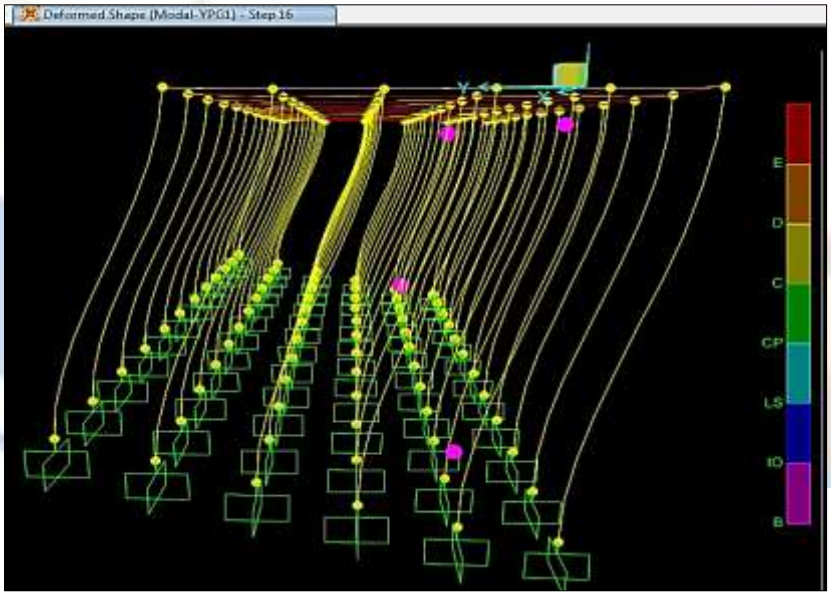
۴- بحث و بررسی نتایج

۴-۱- زلزله بهره‌برداری

سازه باید تحت اثر این زلزله، دو سطح عملکرد را اقناع نماید. اول اینکه هیچ آسیبی (رفتار غیرخطی) در تیرهای بتنی عرشه ایجاد نگردد و دوم، حداکثر میزان چرخش مفصل پلاستیک شمع‌های فولادی لوله‌ای برابر با سه برابر چرخش پلاستیک مقطع باشد. تعریف پارامترهای لرزه‌ای برای محاسبه مقدار تغییرمکان هدف متناظر با این سطح خطر زلزله برطبق آئین‌نامه ۶۱-۱۴ ASCE/COPRI در نرم‌افزار ایجاد می‌گردد. پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه در برابر زلزله بهره‌برداری، مقدار تغییرمکان هدف متناظر با این سطح زلزله برابر با ۲۱ سانتی‌متر بدست آمد؛ با توجه به شکل ۱۱، هیچ مفصل پلاستیکی در تیرهای بتنی عرشه و تشکیل نشده و در واقع سازه از این نظر سطح عملکرد منتاظر با زلزله بهره‌برداری (سرویس‌دهی بی‌وقفه) را اقناع کرده است؛ با این حال در پای دو عدد از شمع‌ها مفصل تشکیل شده و باید مقطع این دو شمع را تقویت نمود.



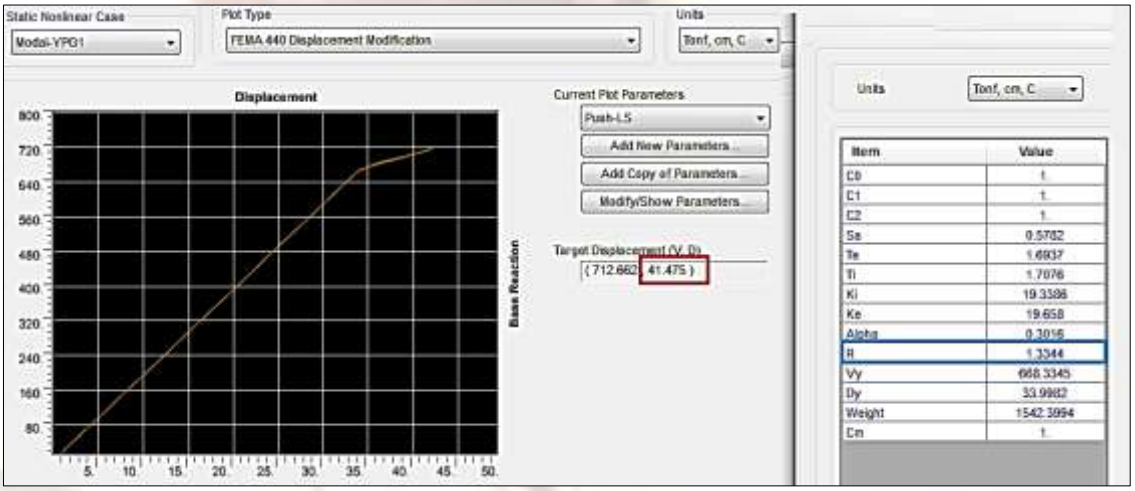
شکل۱۰- منحنی ظرفیت و دیگر پارامترهای بدست آمده مرتبط با سطح خطر بهره‌برداری



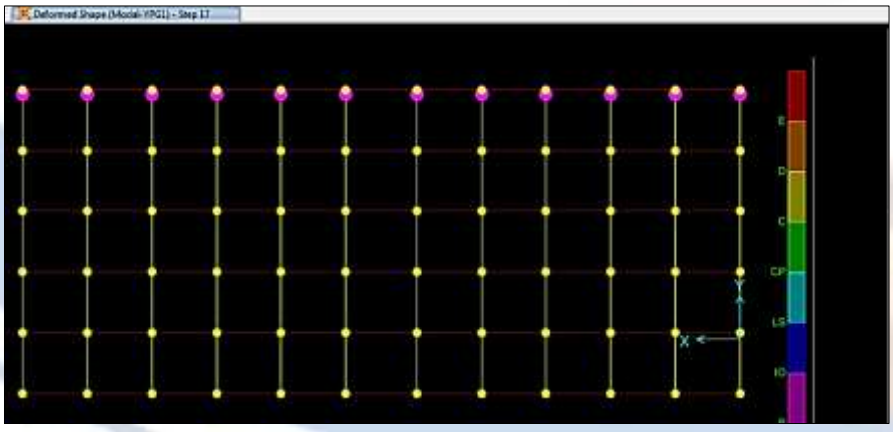
شکل ۱۱- تغییرشکل سازه در آخرین گام تحلیل پوش‌آور (عدم تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای بتنی)

۲-۴- زلزله طراحی

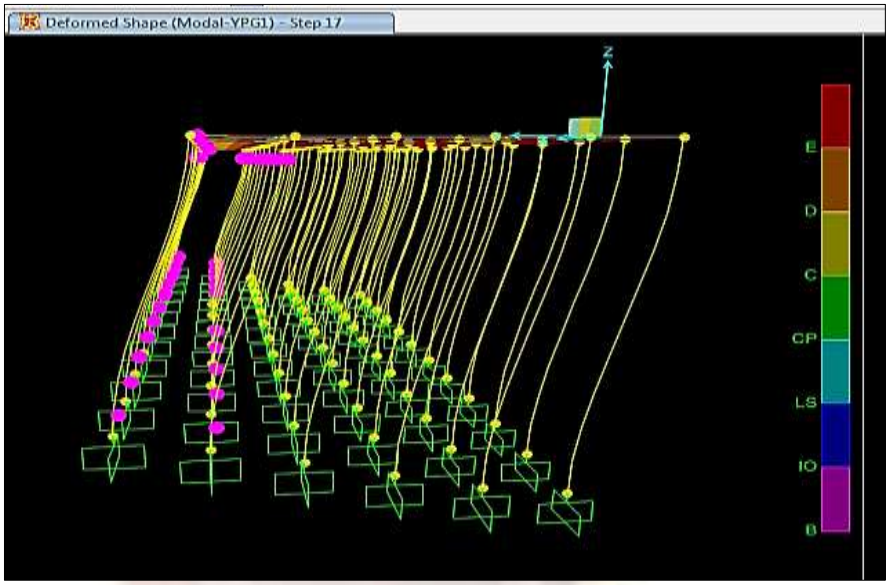
سازه باید تحت اثر این زلزله، دو سطح عملکرد را اقناع نماید. اول اینکه هیچ آسیبی (رفتار غیرخطی) در تیرهای بتنی عرشه ایجاد نگردد و دوم، حداکثر میزان چرخش مفضل پلاستیک شمع‌های فولادی لوله‌ای برابر با هشت برابر چرخش پلاستیک مقطع باشد. تعریف پارامترهای لرزه‌ای برای محاسبه مقدار تغییرمکان هدف متناظر با این سطح خطر زلزله برطبق آئین‌نامه ASCE/COPRI ۶۱-۱۴ در نرم‌افزار ایجاد می‌گردد. پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه در برابر این سطح خطر زلزله، نتایج بدست آمده مطابق شکل ۱۲ می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود، منحنی ظرفیت سازه در این حالت غیرخطی شده است. در شکل ۱۵ نیز نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای بتنی عرشه نشان داده شده است. با توجه به شکل ۱۳ و ۱۴، چندین مفصل پلاستیکی در تیرهای بتنی عرشه و نیز شمع‌های فولادی تشکیل شده و در واقع سازه سطح عملکرد منتاظر با زلزله طرح را عرشه خود اقناع نکرده است و تیرهای بتنی عرشه باید بدین منظور تقویت بشوند. لذا در ادامه به تقویت تیرهای بتنی عرشه پرداخته شده است. این کنترل برای بار ثقلی G۱ انجام شده که در واقع حالت بحرانی‌تری نسبت به بار ثقلی G۲ ایجاد می‌کند.



شکل ۱۲- منحنی ظرفیت و دیگر پارامترهای بدست آمده مرتبط با سطح خطر طراحی (قبلا از اصلاح طرح)

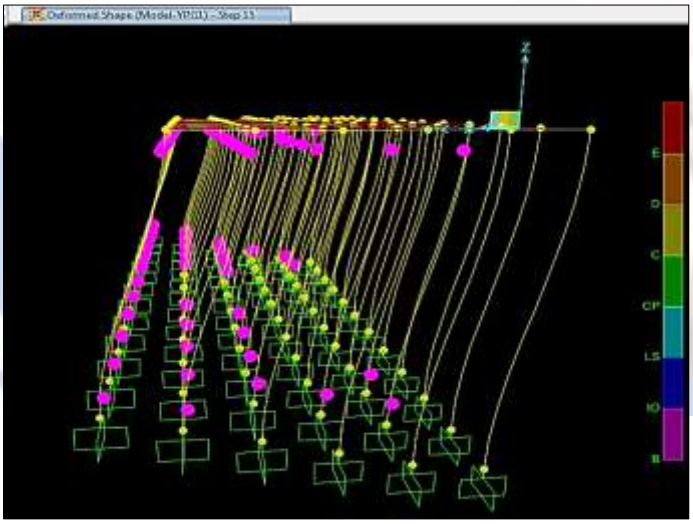


شکل ۱۳- تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای عرشه در آخرین گام تحلیل پوش‌آور جهت زلزله طراحی (قبل از اصلاح طرح)



شکل ۱۴- تشکیل مفاصل پلاستیک در شمع‌های فولادی لوله‌ای در آخرین گام تحلیل پوش‌آور (زلزله سطح خطر طراحی)

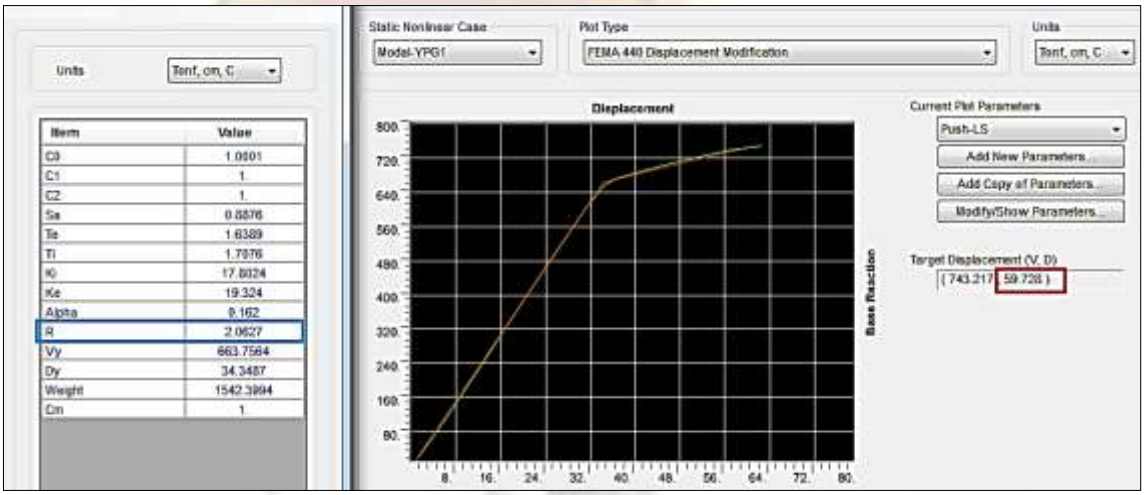
بعد از چندین سعی و خطا این نتیجه حاصل شد که به طور کلی باید در کنار اینکه مقاطع تیرها را افزیش داد، قطر و یا ضخامت شمع‌ها را کاهش داد. در واقع با استفاده از روش طراحی براساس عملکرد، توزیع مقاومت در سازه به حالت بهینه نزدیک‌تر خواهد شد. جهت افزیش مقاومت تیرها، میزان آرماتور طولی آن‌ها افزایش داده شد. همچنین با توجه به نتایج بدست آمده در صورتی که طراحی به روش نیروئی انجام پذیرد، در تمام تیرهای عرشه در هنگام زلزله طرح، مفاصل پلاستیک تشکیل خواهد شد که این امر باعث می‌شود تا در هنگام رخداد این زلزله خسارات زیادی به تأسیسات روی عرشه وارد شود. افزایش لازم میزان آرماتورهای طولی تیرهای عرشه به طور میانگین برابر با ۲۰ سانتی‌متر مربع در ۱۰ تیر بتنی بدست آمد. همچنین پس از سبک کردن فونداسیون شمعی، به صورت کلی ۴۲ تن در مصرف فولادی شمع‌ها صرفه‌جوئی شد. پس از اصلاح طرح، نتایج آنالیز پوش‌آور نشان دهنده عدم تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای بتنی عرشه (عدم وقوع خرابی) و نیز تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتر در شمع‌ها تحت زلزله طرح می‌باشد. باید متذکر شد که مقدار تغییرشکل جانبی سازه در این حالت غالب می‌شود.



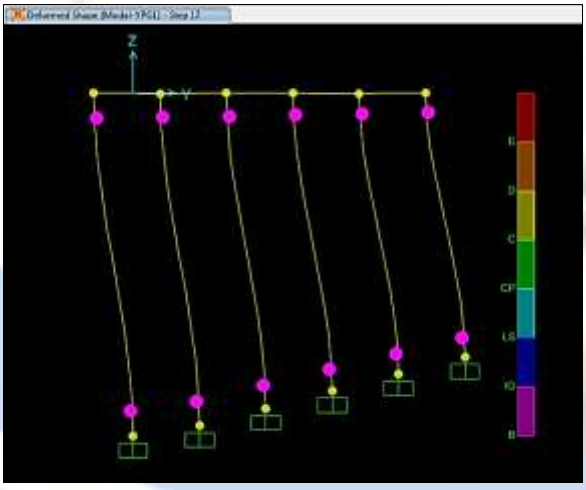
شکل ۱۵- تشکیل مفاصل پلاستیک تنها در شمع‌های فولادی لوله‌ای در آخرین گام تحلیل پوش‌آور (زلزله سطح خطر طراحی پس از اصلاح طرح)

۳-۴- زلزله حداکثر ممکن (۲۴۷۵ سال)

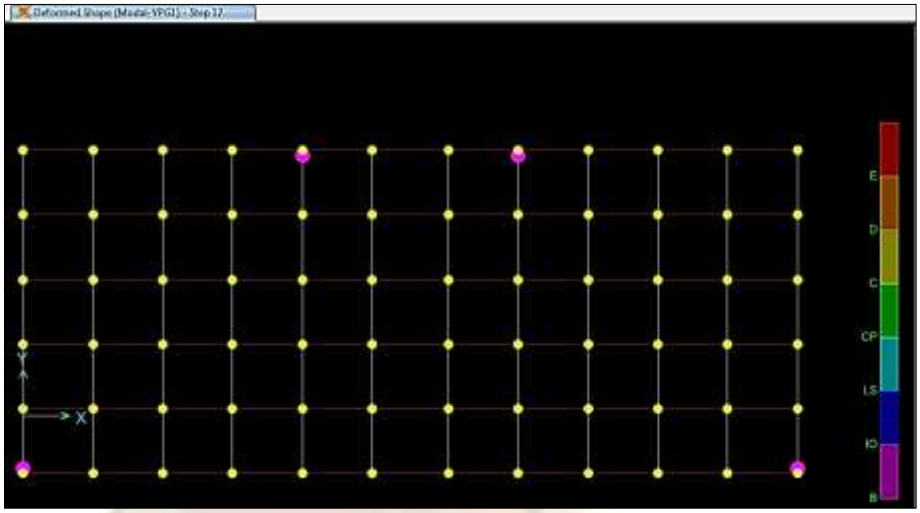
آخرین کنترلی که باید انجام گیرد این است که سازه باید پایداری خود را به نحو مطلوبی در هنگام زلزله حداکثر ممکن حفظ نماید. در واقع سازه باید تحت اثر این زلزله، دو سطح عملکرد را اقناع نماید. اول اینکه آسیب ایجاد شده در عرشه در حد سرویس‌دهی بی‌وقفه باشد و دوم، حداکثر میزان چرخش مفصل پلاستیک شمع‌های فولادی لوله‌ای برابر با ده برابر چرخش پلاستیک مقطع باشد. تعریف پارامترهای لرزه‌ای برای محاسبه مقدار تغییرمکان هدف متناظر با این سطح خطر زلزله برطبق آئین‌نامه ASCE/COPRI ۶۱-۱۴ در نرم‌افزار ایجاد می‌گردد. پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه در برابر این سطح خطر زلزله، نتایج بدست آمده مطابق شکل ۱۶ می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود، منحنی ظرفیت سازه در این حالت غیرخطی می‌باشد. در شکل ۱۷ و ۱۸ نیز نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک نشان داده شده است. با توجه به شکل ۱۸، تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای بتنی عرشه در حد سطح عملکرد سرویس‌دهی بی‌وقفه می‌باشد. در واقع سازه سطح عملکرد منتاظر با زلزله حداکثر ممکن (آستانه فروریزش) را کاملا اقناع کرده است. این کنترل برای بار ثقلی G۱ انجام شده که در واقع حالت بحرانی‌تری نسبت به بار ثقلی G۲ ایجاد می‌کند.



شکل ۱۶- منحنی ظرفیت و دیگر پارامترهای بدست آمده مرتبط با زلزله حداکثر ممکن



شکل ۱۷- تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه متناظر با آخرین گام تحلیل پوش‌آور در زلزله حداکثر ممکن



شکل ۱۸- تشکیل مفاصل پلاستیک در آخرین گام تحلیل پوش‌آور در تیرهای بتنی تحت زلزله حداکثر ممکن(قبل از اصلاح طرح)

پس از کاهش قطر شمع‌ها با استفاده از روش طراحی براساس عملکرد، با افزایش پریود سازه در جهت x و y و کاهش ضریب بازتاب خاک، ضریب زلزله روش استاتیکی معادل کاهش یافته و در نهایت میزان آرماتورهای طولی دال‌های یک‌طرفه کاهش نیز خواهد یافت.

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه به بررسی و مقایسه نتایج طراحی عرشه و فونداسیون شمعی یک اسکله شمع و عرشه به روش‌های نیروئی و عملکردی پرداخته شد. با توجه به اینکه آئین‌نامه OCDI ۲۰۰۲ (نشریه ۶۳۱) بطور ویژه برای کشور ژاپن و مطابق با شرایط لرزه‌خیزی این کشور بوده و حتی استفاده از آن در این کشور نیز منسوخ شده است، بنابراین نباید برای طراحی اسکله‌های شمع و عرشه در کشورمان مورد استفاده قرار بگیرد. لذا در این مطالعه طراحی به روش نیروئی براساس استاندارد ۲۸۰۰ انجام گرفت. همچنین جهت طراحی به روش عملکردی از الزامات آئین‌نامه طراحی لرزه‌ای اسکله‌های شمع و عرشه انجمن مهندسین کشور آمریکا (ASCE/COPRI ۶۱-۱۴) و نیز سطوح خطر متناظر با استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شد. سیستم عرشه براساس پیشنهاد دستنامه‌های طراحی سازه‌های ساحلی انتخاب شده و همچنین با توجه به مقدار تلاش‌های ایجاد شده درناحیه اتصالات سرشمع‌ها، استفاده از شمع‌های فولادی درنظر گرفته شد. جهت اتصال شمع‌ها به تیرهای سرشمع نیز، اتصال نوع شمع درونی به دلیل سهولت اجراء موردنظر قرار گرفت. در نهایت نتایج نشان می‌دهد که در صورت استفاده از روش نیروئی، شاهد رخداد خرابی در تیرهای عرشه اسکله تحت زلزله طراحی خواهیم بود، که این امر منجر به صرف هزینه‌های بسیار زیادی جهت جبران خسارات وارده به تأسیسات روی اسکله خواهد شد؛ در حالی که با انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) این مسئله در طراحی عملکردی به خوبی مورد ارزیابی قرار گرفت. همچنین با استفاده از روش طراحی عملکردی، قطر شمع‌ها به میزان قابل توجهی کاهش یافته و در مجموع مقاومت سازه بطور بهینه‌تری توزیع خواهد شد.

مراجع

[۱] Thoresen, C. A. (۲۰۱۹). Port Designers Handbook. ۴th Ed. London: ICE Publishing.

[۲] ASCE. (۲۰۱۶). *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE/SEI ۷-۱۶, Reston, VA.

[۳] ACI (American Concrete Institute). (۲۰۱۴a). *Building code requirements for structural concrete*. ACI ۳۱۸-۱۴, Farmington Hills, MI.

[۴] AISC (American Institute of Steel Construction). (۲۰۱۶). *Specification for structural steel buildings*. ANSI/AISC ۳۶۰-۱۶, Chicago.

[۵] EN ۱۹۹۷, Eurocode ۷ — *Geotechnical design*., European Committee for Standardization, Brussels.

[۶] BSI (British Standards Institute). (۲۰۱۰). British standard: Maritime works: *Code of practice for the design of quay walls, jetties, and dolphins*. BS-۶۳۴۹-۲ ۲۰۱۰, London.

[۷] OCDI. (۲۰۰۲), *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*, The Overseas Coastal Development Institute of Japan.

[۸] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، ویرایش چهارم ۱۳۹۲، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، دفتر مقررات ملی ساختمان.

[۹] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ویرایش چهارم ۱۳۹۲، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، دفتر مقررات ملی ساختمان.

[۱۰] دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، بخش دوم: شرایط طراحی، نشریه شماره ۶۳۱، وزارت راه و شهرسازی، سازمان بنادر و دریانوردی، ۱۳۹۲.

[۱۱] ASCE. (۲۰۱۴). *Seismic design of piers and wharves*. ASCE/COPRI ۶۱-۱۴, Reston, VA.

[۱۲] آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.

[۱۳] AASHTO.,(۲۰۰۷), (American Association of State Highway and Transportation Officials). LRFD Bridge Design Specification. ۴th Ed. ISBN: ۱-۵۶۰۵۱-۳۵۵-۱

[۱۴] John W. Gaythwaite. (۲۰۱۶). Design of Marine Facilities, Engineering for Port and Harbor Structures, ۳rd Ed. ASCE Press, ISBN ۹۷۸-۰-۷۸۴۴-۷۹۹۳-۳.

[۱۵] DOD (Department of Defense). (۲۰۱۷). Design: Piers and wharves. UFC ۴-۱۵۲-۰۱, Washington, DC.

[۱۶] IBC (International Building Code). (۲۰۱۵). International Code Council INC, ISBN: ۹۷۸-۱-۶۰۹۸۳-۴۶۸-۵.

[۱۷] POLB (Port of Long Beach). (۲۰۱۲). *The Port of Long Beach wharf design criteria*, Long Beach, CA.

[۱۸] Moehle, J. (۲۰۱۴). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw Hill Professional.

[۱۹] Endi, Z., (۲۰۱۱), An Overview of Seismic Ground Motion Design Criteria for Transportation Infrastructures in USA, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Doi: ۱۰,۳۷۲۴/SP.j.۱۲۳۵,۲۰۱۱,۰۰۲۴۴.

[۲۰] Stephens, J. E., and McKittrick, L. R. (۲۰۰۵). Performance of steel pipe pile-to-concrete bent cap connections subject to seismic or high transverse loading: Phase ۲. Civil Engineering Department, Montana State University, Report No. FHWA/MT-۰۵-۰۰۱/۸۱۴۴, March, Bozeman, MT.

[۲۱] ASCE ۴۱-۱۳, (۲۰۱۳). Publication Anticipated Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

[۲۲] Tomlinson, M. and Woodward, J. (۲۰۱۴). *Pile Design and Construction Practice*, ۶th Ed., CRC Publishing, London.