

تعیین نیروهای معادل استاتیکی زلزله بر روی شبکه‌های تخت و بررسی کارایی آنها

سروه احمدزاده (دانشجوی کارشناسی ارشد)

ارژنگ صادقی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۵ (۱۱-۳-۲۰۲۰، شماره ۴/۲، ص ۱۱-۳)

سازه‌های مشبک فضایی یکی از انتخاب‌های رایج برای پوشش فضاهای بزرگ است. همچنین به‌عنوان سرپناه‌های موقت پس از زلزله‌های قوی و مخرب مورد استفاده قرار می‌گیرند و سبک و با درجه‌ی نامعینی بالایی هستند. این دو خصیصه باعث شده است که مدت‌ها تصور شود که آن‌ها در برابر زلزله، آسیب‌پذیر نیستند. با این حال، رخداد‌های زلزله در کوبه (۱۹۹۵) نشان داده است که سازه‌های مذکور هر چند نسبت به سازه‌های متعارف این‌تر هستند، ولی نباید آن‌ها را مطلقاً مصون پنداشت. در پژوهش حاضر، خصوصیات دینامیکی، رفتار خطی، و غیرخطی شبکه‌های تخت دولایه مورد مطالعه قرار گرفته و نشان داده شده است که شبکه‌های ذکر شده در زلزله آسیب‌پذیر هستند، بنابراین باید به دقت طراحی شوند و برای محاسبه و توزیع بار زلزله‌ی استاتیک معادل در جهت قائم بر روی شبکه‌های تخت دولایه فرمول‌هایی ارائه و با روابط موجود در آیین‌نامه‌ی چین، در رابطه با ارزیابی نیروی زلزله‌ی قائم بر روی شبکه‌های دولایه مقایسه‌هایی انجام شده است.

واژگان کلیدی: بار معادل استاتیکی، آنالیز دینامیکی، شبکه‌ی تخت دولایه، رفتار غیرخطی، آیین‌نامه‌ی چین.

۱. مقدمه

سازه‌های فضاکار به‌طور گسترده برای پوشش فضاهای بزرگ مورد استفاده قرار می‌گیرند و در بین خانواده‌ی سازه‌های فضاکار، سازه‌های فضایی مشبک بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند.

رفتار استاتیکی سازه‌های فضاکار به‌طور وسیع مورد مطالعه قرار گرفته است، در حالی که رفتار دینامیکی آنها در سال‌های اخیر توجه بیشتری را به خود جلب کرده است. دلیل افزایش توجه به رفتار لرزه‌ی سازه‌های فضاکار این است که برخلاف تصویری مبهمی بر ضد زلزله‌بودن آن‌ها، مطالعات اخیر نشان داده است که سازه‌های فضاکار نیز در برابر زلزله آسیب‌پذیرند.^[۴-۱] از میان کارهای قابل توجهی که در رابطه با رفتار لرزه‌ی و توزیع نیروی معادل استاتیکی انجام شده است، می‌توان به کارهای پژوهشگران ژاپنی،^[۹-۵] اشاره کرد.

در این نوشتار، به منظور مطالعه‌ی اثر زلزله در شبکه‌های تخت دولایه، رفتار خطی و غیرخطی سازه‌های مذکور مورد مطالعه قرار گرفته و برای ارزیابی بار معادل استاتیکی، روابطی ارائه شده است که قادرند نیروی زلزله را به راحتی و بدون انجام محاسبات زمان‌بر دینامیکی و یا استفاده از فرمول‌های پیچیده‌ی ریاضی تخمین بزنند.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۱۲/۲۰، اصلاحیه ۱۳۹۴/۱/۱۶، پذیرش ۱۳۹۴/۳/۹

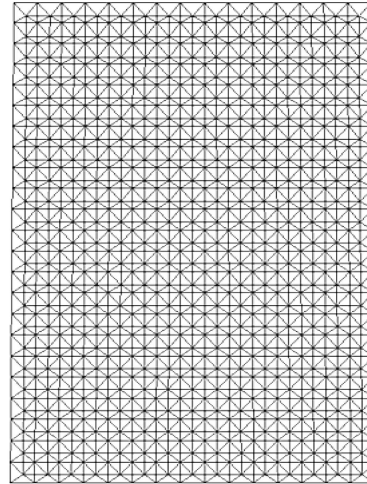
۲. شکل و خصوصیات شبکه‌ها

در این پژوهش از شبکه‌های دولایه با تاشه‌ی مربع روی مربع و ابعاد ۲۰×۳۰ ، ۳۰×۴۶ ، ۳۰×۵۴ و ۳۶×۶۰ متر با نسبت طول به عرض $۱٫۵$ و ارتفاع با نسبت عمق به بعد کوچک $۰٫۵$ متر استفاده شده است، که در جدول ۱ مشخصات مربوط به مدل‌ها ارائه شده است. مدل هندسی شبکه‌های موردنظر در نرم‌افزار FORMIAN ترسیم شده و برای انجام تحلیل استاتیکی جهت طراحی اولیه‌ی سازه به نرم‌افزار SAP انتقال داده شده است. برای مدل‌سازی شبکه‌ها در نرم‌افزار ANSYS جهت تحلیل‌های دینامیکی، با توجه به خصوصیات هندسی و رفتاری مورد انتظار از اعضاء سازه در این پژوهش از دو المان به نام‌های ۱۸۰ Link و ۲۱ Mass استفاده شده است.

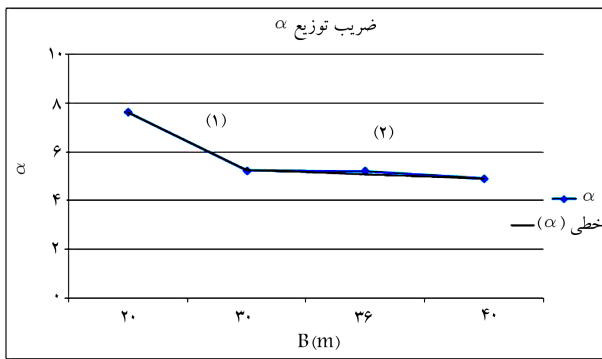
تکیه‌گاه همه‌ی مدل‌ها از نوع مفصلی ثابت است، که در گره‌های لایه‌ی پایینی در نظر گرفته شده‌اند. پس از انتخاب مدل هندسی، تمامی مدل‌ها به خوبی و در حد بهینه با مقاطع فولادی توخالی، در برابر بارهای استاتیکی شامل بار مرده (بار اسکلت و پوشانه) و بار برف با فرض قرارگرفتن سازه در منطقه‌ی سردسیر کشور ایران و با در نظر گرفتن خاک نوع ۲ طراحی شده‌اند. در ضمن طراحی اعضا براساس روش تنش مجاز با استفاده از آیین‌نامه‌ی ساختمان‌های فولادی ایران صورت گرفته است. در شکل ۱، نمونه‌ی یکی از مدل‌های طراحی شده در نرم‌افزار FORMIAN ارائه شده است.

جدول ۱. پارامترهای مورد نیاز در طراحی شبکه‌های تخت فضاکار.

مدل	ابعاد (m×m)	ارتفاع (m)
Model ۱	۲۰ × ۳۰	۱
Model ۲	۳۰ × ۴۶	۱٫۵
Model ۳	۳۶ × ۵۴	۱٫۸
Model ۴	۴۰ × ۶۰	۲



شکل ۱. نمونه‌یی از مدل‌های طراحی شده در نرم‌افزار FORMIAN.



شکل ۲. منحنی و رابطه‌ی محاسبه‌ی ضریب α.

که در آن، α ضریبی ثابت است که بستگی به نوع شبکه دارد و طبق رابطه‌ی ۳ به‌دست می‌آید، همان دوره‌ی تناوب مؤثر سازه و $SA(T_m)$ شتاب پاسخ طیف طرح ایران برای مود مؤثر ارتعاش شبکه‌ها و g شتاب ثقل زمین است:

$$\alpha = \frac{C_V}{\left[\frac{SA(T_m)}{g} \right]} \quad (3)$$

ضریب α برای شبکه‌های تخت دولایه بر حسب بُعد کوچک‌تر شبکه (B) از نمودار دوخطی برازش داده‌شده بر نمودار α حاصل در شکل ۲ و روابط ۴ و ۵ به‌دست آمده است.

$$(1) \alpha = -0,2393B + 12,4028 \quad (4)$$

$$(2) \alpha = -0,03119B + 6,1591 \quad (5)$$

پس از به‌دست آوردن α به راحتی ضریب قائم نیروی زلزله به‌دست می‌آید و در نهایت برش پایه‌ی سازه حاصل می‌شود.

۵. توزیع نیروی قائم در گره‌ها

به منظور رسیدن به شکل توزیع نیرو در شبکه‌ها، ۳ خط B ، C و D مطابق شکل ۳ انتخاب شده و نیروی اینرسی ایجادشده در گره‌ها روی این خطوط برای شبکه‌ها محاسبه شده است. برای تعیین نحوه‌ی توزیع نیروی قائم گره‌ها در خطوط B ، C و D ، شتاب پاسخ گره‌ها در زمان بحرانی (زمان مربوط به برش پایه‌ی بیشینه تحت هر شتاب‌نگاشت در تحلیل دینامیکی خطی) از نرم‌افزار ANSYS استخراج و در جرم گره‌ها ضرب می‌شود، هدف از این کار محاسبه‌ی نیروی اینرسی ایجادشده در گره‌های سازه است. به این ترتیب برای هر مدل در هر خط ذکرشده، ۵ نمودار توزیع نیروی اینرسی، حاصل از تحلیل‌های مربوط به ۵ شتاب‌نگاشت را خواهیم داشت.

با تقسیم نیروی اینرسی گره‌های خطوط انتخابی مدل‌ها بر بیشینه‌ی نیروی اینرسی ایجادشده در هر خط و برای هر شتاب‌نگاشت، نیروی نرمال‌شده‌ی هر یک از گره‌ها روی خطوط ذکرشده به‌دست می‌آید. سپس میانگین تغییرات نیروی قائم نرمال‌شده برای کلیه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها در خطوط B ، C و D در هر مدل به‌دست آمده و در شکل ۴ نمودارهای حاصل برای ۴ مدل ارائه شده است. به جهت دید بهتر نسبت به نحوه‌ی تغییرات نیروی قائم در شبکه‌ها، در نمودارهای حاصل، ابعاد خطوط بین ۱ و -۱ نرمال شده است.

در نمودارهای ارائه شده در شکل ۴، برای مثال $Average(B)$ بیان‌کننده‌ی نمودار میانگین نیروی قائم نرمال‌شده در Line B مدل ۱ برای کلیه‌ی شتاب‌نگاشت‌هاست.

۳. انتخاب شتاب‌نگاشت

برای حصول یک ارزیابی واقع‌بینانه از رفتار یک سازه‌ی خاص در طول زلزله‌های آینده، شتاب‌نگاشت‌ها باید به دقت انتخاب شوند. به‌طور کلی معیار واحدی برای بیان قدرت یک زمین‌لرزه در بروز خسارت وجود ندارد، با این حال شتاب بیشینه (PGA)، رایج‌ترین پارامتر در هنگام بررسی رفتار لرزه‌ی سازه‌هاست. در جدول ۲، مشخصات کلی شتاب‌نگاشت‌های انتخابی ارائه شده است.

با فرض قرارگیری سازه در کشور ایران، برای حصول نتایج مطلوب جهت تحلیل دینامیکی سازه، شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با طیف طرح ایران برای مناطق با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد مقیاس شده‌اند. یادآور می‌شود چون طیف طرح ایران برای سازه‌های ساختمانی با میرایی ۵٪ است و با توجه به اینکه در سازه‌های فضاکار، ضریب میرایی سازه برابر ۲٪ در نظر گرفته می‌شود، لذا برای مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها، طیف طرح ۵٪ به ۲٪ تبدیل شده است.

۴. تعیین روابط جهت استخراج برش پایه‌ی قائم سازه

برای تعیین اثر قائم زلزله، نیروی برش پایه ناشی از زلزله (V_b) طبق رابطه‌ی ۱ تعیین شده است:

$$V_b = C_V \times Wt \quad (1)$$

که در آن، C_V ضریب نیروی قائم زلزله و Wt وزن مؤثر کل شبکه است. ضریب نیروی قائم زلزله از رابطه‌ی ۲ قابل محاسبه است:

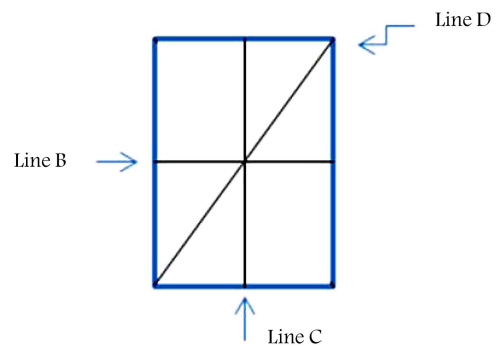
$$C_V = \alpha \times \left[\frac{SA(T_m)}{g} \right] \quad (2)$$

جدول ۲. زلزله‌های انتخابی و مشخصات کلی آنها.

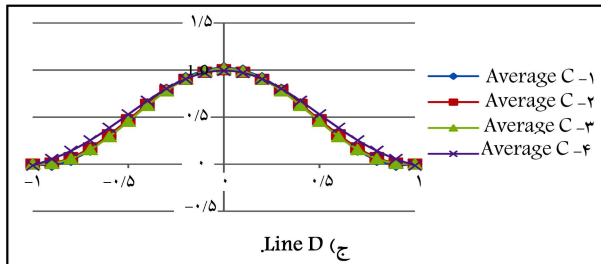
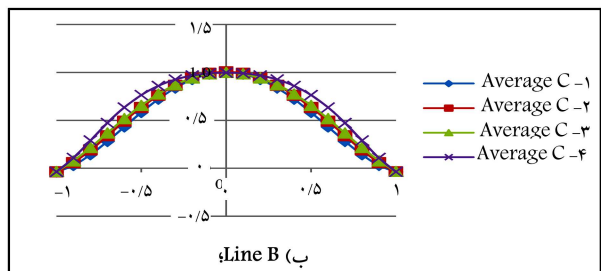
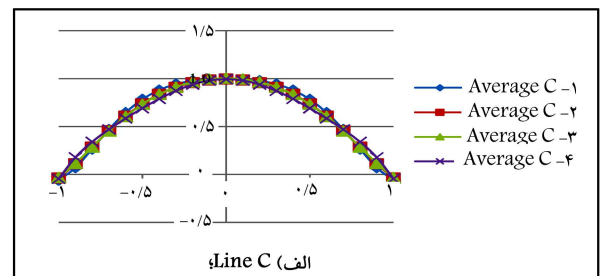
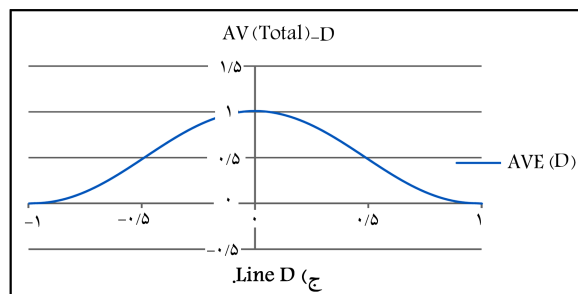
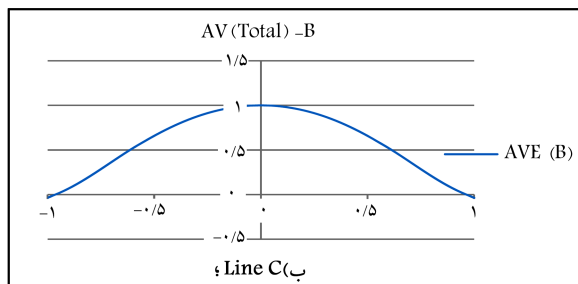
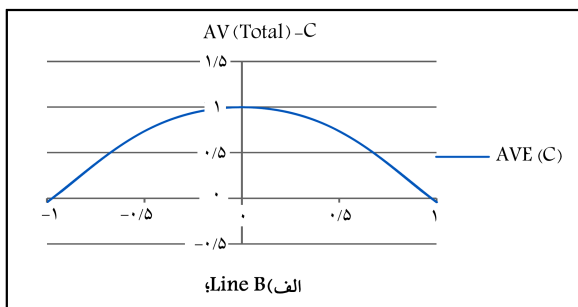
شماره	زلزله	مولفه	PGA	PGV	PGD
۱	امپریال ولی* (۱۹۷۹)	U	۰٫۵۳۷۲	۳۸٫۴۱۰۹	۱۹٫۷۳۵۲
۲	کوبه** (ژاپن) (۱۹۹۵)	U	۰٫۴۳۳۳	۳۴٫۸۴۷۱	۱۲٫۳۹۹۱
۳	نورث ریج*** (۱۹۹۴)	U	۰٫۵۵۲۳	۱۷٫۷۳۷۷	۸٫۵۵۰۸
۴	طیس**** (ایران) (۱۹۷۸)	U	۰٫۶۸۸۵	۴۴٫۳۵۸۱	۱۷٫۱۱۲۳
۵	سن فرناندو***** (۱۹۷۱)	U	۰٫۶۹۸۵	۵۶٫۴۴۶۲	۱۸٫۱۹۳۷

* Imperial Valley ** Kobe (Japan) *** Northridge
 **** Tabas (Iran) ***** San Fernando

برای حصول یک نتیجه‌گیری کلی از نمودارهای میانگین‌گیری شده در خطوط B، C و D (شکل ۴)، باید این نمودارها با هم ترکیب شوند و نمودارهای واحد در هر یک از خطوط ذکر شده ارائه شود، که میانگین نحوه تغییرات نیروی قائم نرمال شده در تمامی مدل‌ها و تحت کلیه شتاب‌نگاشت‌ها باشد. نمودارهای مرتبط در شکل ۵ با عنوان AV(Total) ارائه شده است، که بیانگر نحوه توزیع نیروی قائم نرمال شده در شبکه‌های تخت در خطوط مربوط هستند.



شکل ۳. نحوه تقسیم بندی شبکه.



شکل ۵. منحنی میانگین نهایی توزیع نیروی قائم نرمال شده (برای تمامی مدل‌ها).

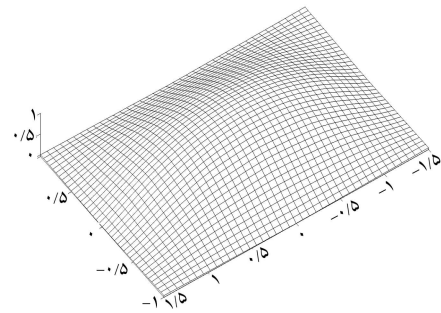
شکل ۴. میانگین تغییرات نیروی قائم نرمال شده (برای تمامی مدل‌ها).

۶. نمودار الگوی بار قائم معادل زلزله

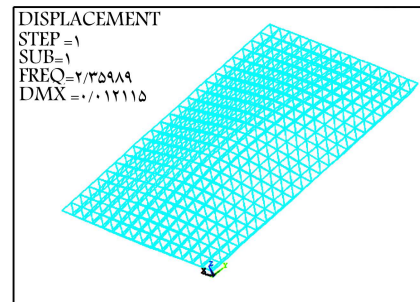
برای به دست آوردن نحوه توزیع نیرو در شبکه های تخت دولایه، یک نمودار سه بعدی (شکل ۶ب) بر منحنی های میانگین نهایی هر سه خط C، B، و D (شکل ۵) برازش داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، نمودار سه بعدی حاصل از برازش بر منحنی های میانگین نهایی در شکل ۶ب همانند شکل مود اول سازه است، که در شکل ۶الف برای نمونهی شکل مود اول مدل ۲ آمده است.

جهت ساده سازی و کارایی نمودار سه بعدی به دست آمده در شکل ۶الف، یک نمودار پله ای، که بیانگر الگوی کلی بار قائم معادل زلزله است، بر منحنی سه بعدی برازش داده شده است، به طوری که حجم زیر دو نمودار برابر باشد. در نهایت، شکل کلی نحوه توزیع نیروی قائم زلزله در شبکه های تخت به دست آمده است (شکل ۷).

با توجه به اینکه فرض اولیه در مدل های بررسی شده بر این اساس بوده است که بُعد بزرگ تر شبکه ۱/۵ برابر بُعد کوچک تر باشد، همان طور که از شکل نمودار

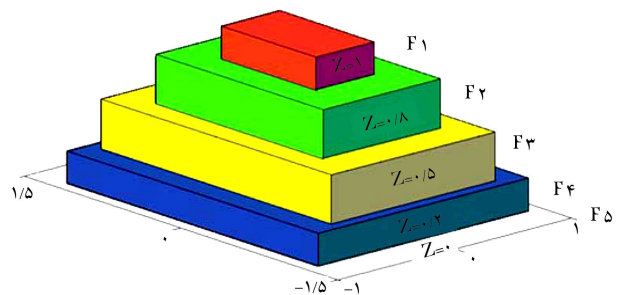


الف) شکل مود اول مدل ۲



ب) نمودار سه بعدی الگوی کلی بار قائم معادل زلزله حاصل از منحنی های میانگین (b)

شکل ۶. مقایسه ی مود اول شبکه با الگوی بار قائم.



شکل ۷. الگوی کلی بار معادل زلزله در شبکه های تخت.

به دست آمده ی پله ای الگوی کلی بار قائم معادل زلزله (شکل ۷) پیداست، ابعاد شبکه به عرض بین ۱ الی ۱- و طول بین ۱/۵ الی ۱/۵- نرمالیزه شده و فقط بیانگر نحوه ی توزیع بار در شبکه های تخت دولایه است، که بار پله ی اول F_1 و مقدار آن بنا به نحوه ی توزیع پله یی بار $1 \times P$ فرض شده و همچنین برای پله های ۲ تا ۵، نحوه ی توزیع بار به شرح روابط ۶ الی ۹ ارائه شده است، که مقدار P در این مرحله مجهول و β_1 ضریب الگوی کلی بار قائم زلزله است.

$$F_2 = \beta_2 \times P = 0.8 \times P \quad (6) \quad \text{نحوه ی توزیع بار در پله ی دوم}$$

$$F_3 = \beta_3 \times P = 0.5 \times P \quad (7) \quad \text{نحوه ی توزیع بار در پله ی سوم}$$

$$F_4 = \beta_4 \times P = 0.2 \times P \quad (8) \quad \text{نحوه ی توزیع بار در پله ی چهارم}$$

$$F_5 = \beta_5 \times P = 0 \times P \quad (9) \quad \text{نحوه ی توزیع بار در پله ی پنجم}$$

۷. الگوی نسبی بار قائم زلزله

برای به دست آوردن الگوی نسبی بار قائم، به محاسبه ی مقدار عددی P و نسبت توزیع آن در هر پله از نمودار پرداخته شده است. با توجه به اینکه مقدار P از رابطه ی $\sum_{i=1}^5 m_i F_i = 1$ محاسبه می شود و در آن m_i تعداد گره های موجود در هر پله از نمودار است، بنابراین مقدار عددی P از رابطه ی ۱۰ به دست می آید:

$$P = \frac{2.4038}{\gamma n^2} \quad (10)$$

همان طور که مشاهده می شود، مقدار P به دست آمده تابعی از نسبت بُعد بزرگ تر شبکه به بُعد کوچک آن (γ) و تعداد تقسیمات (n) در جهت x شبکه ی تخت است. برای تعیین الگوی نسبی بار قائم زلزله باید ضرایب β_i (ضرایب الگوی کلی بار قائم) در مقدار P به دست آمده ضرب شود. در روابط ۱۱ الی ۱۵، الگوی نسبی بار پله ها آمده است، که در آن ها: F_i' الگوی نسبی و β_i' ضرایب الگوی نسبی بار قائم زلزله هستند.

$$F_1' = \beta_1 \times P = 1 \times \frac{2.4038}{\gamma n^2} = \frac{2.4038}{\gamma n^2} = \frac{\beta_1'}{\gamma n^2} \quad (11) \quad \text{الگوی نسبی بار در پله ی اول}$$

$$F_2' = \beta_2 \times P = 0.8 \times \frac{2.4038}{\gamma n^2} = \frac{1.9230}{\gamma n^2} = \frac{\beta_2'}{\gamma n^2} \quad (12) \quad \text{الگوی نسبی بار در پله ی دوم}$$

$$F_3' = \beta_3 \times P = 0.5 \times \frac{2.4038}{\gamma n^2} = \frac{1.2019}{\gamma n^2} = \frac{\beta_3'}{\gamma n^2} \quad (13) \quad \text{الگوی نسبی بار در پله ی سوم}$$

$$F_4' = \beta_4 \times P = 0.2 \times \frac{2.4038}{\gamma n^2} = \frac{0.4807}{\gamma n^2} = \frac{\beta_4'}{\gamma n^2} \quad (14) \quad \text{الگوی نسبی بار در پله ی چهارم}$$

$$F_5' = 0 \quad (15) \quad \text{الگوی نسبی بار در پله ی پنجم}$$

۲. روش ضریب نیروهای داخلی.

که در اینجا به اختصار روش اول آیین نامه مورد بحث قرار گرفته است، که در آن اثر زلزله به صورت یک نیروی خارجی استاتیکی به گره‌های سازه اعمال می‌شود. این نیرو، مضرری از وزن گرهی مذکور است و از رابطه‌ی ۲۳ به دست می‌آید:

$$F_{E v k i} = \pm \psi_v G_i \quad (23)$$

که در آن، $F_{E v k i}$ نیروی وارد به گرهی i ، ψ_v ضریب اثر زلزله، و G_i نیز وزن موثر گرهی مورد نظر (بار مرده به علاوه‌ی نصف بار زنده) است. ضرایب اثر زلزله را می‌توان برای نواحی مختلف با لرزه‌خیزی زیاد (شدت ۸) و بسیار زیاد (شدت ۹) از جدول ۳ به دست آورد.

نیروی به دست آمده (مطابق رابطه‌ی ۲۳)، مستقل از موقعیت گره است و در نتیجه بار ناشی از زلزله به صورت یک بار گسترده‌ی یکنواخت به دست می‌آید. این نیرو به صورت قائم به شبکه اعمال می‌شود و می‌تواند در دو سوی رو به بالا و رو به پایین، هر کدام که تأثیر بیشتری داشت، در نظر گرفته شود.

همچنین در آیین‌نامه‌ی مذکور از سختی گره‌ها صرف نظر و مفصلی فرض شده‌اند. برای سازه‌های با شکل پیچیده توصیه شده است تا از روش‌های مودال و یا تاریخچه‌ی زمانی استفاده شود. علاوه بر این، در آیین‌نامه‌ی چین توصیه شده است که سازه‌های فضاکار در ترکیب با بارهای دیگر طوری طراحی شوند تا در محدوده‌ی کشسان باقی بمانند. برای اثر افقی زلزله نیز با توجه به منطقه‌ی استقرار سازه‌ی فضاکار و نیز دهانه‌ی آن، این توصیه‌ها به عمل آمده است.^[۸]

الف) در منطقه‌ی ۷ (خطر زلزله‌ی کم)، منظور کردن نیروی افقی زلزله لازم نیست.

ب) در منطقه‌ی ۸ (خطر زلزله‌ی متوسط یا زیاد)، برای سازه‌های فضاکار با دهانه‌ی کوچک و یا متوسط که در طول محیط تکیه‌گاه دارند، می‌توان از اثر افقی زلزله صرف نظر کرد.

ج) در منطقه‌ی ۹ (خطر زلزله‌ی بسیار زیاد) همیشه و برای همه‌ی سازه‌های فضاکار باید اثر افقی زلزله را منظور کرد.

جهت این کار توصیه شده است که از آیین‌نامه‌های مربوط به سازه‌ی متعارف استفاده شود. همچنین تقسیم‌بندی سازه‌ها با توجه به دهانه‌ی آنها به این صورت آمده است:

- سازه‌های کوچک، که بیشینه‌ی دهانه‌ی آن‌ها مساوی ۳۰ متر است.
- سازه‌های متوسط، که دهانه‌ی آن‌ها بیشتر از ۳۰ متر، ولی بیشینه‌ی آن ۶۰ متر است.
- سازه‌های بزرگ، که دهانه‌ی بیش از ۶۰ متر دارند.

باید توجه داشت که طبق مقررات آیین‌نامه‌ی مذکور، بیشینه‌ی دهانه‌ی مورد استفاده در سقف‌ها به ۱۲۰ متر و در کف‌ها به ۴۰ متر محدود شده است.^[۸]

جدول ۳. ضرایب زلزله (ψ_v) در مناطق مختلف چین با توجه به نوع خاک.

شدت زلزله	نوع خاک منطقه		
	I	II	III و IV
۸	—	۰/۰۸	۰/۱۰
۹	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۲۰

همچنین مختصات مربوط به پله‌های نمودار الگوی بار در روابط ۱۶ الی ۲۰ آمده است، که به علت تقارن شبکه‌ها، فقط مختصات قسمت مثبت پله‌ها ذکر شده است.

$$z = 1 \quad 0 \leq x \leq \frac{0/25l_x}{2}, \quad 0 \leq y \leq \frac{0/3l_y}{2} \quad (16)$$

$$\frac{0/25l_x}{2} < x \leq \frac{0/5l_x}{2}, \quad \frac{0/3l_y}{2} < y \leq \frac{0/533l_y}{2} \quad z = 0/8 \quad (17)$$

$$\frac{0/5l_x}{2} < x \leq \frac{0/7l_x}{2}, \quad \frac{0/533l_y}{2} < y \leq \frac{0/733l_y}{2} \quad z = 0/5 \quad (18)$$

$$\frac{0/7l_x}{2} < x \leq \frac{0/9l_x}{2}, \quad \frac{0/733l_y}{2} < y \leq \frac{0/933l_y}{2} \quad z = 0/2 \quad (19)$$

$$\frac{0/9l_x}{2} < x \leq \frac{1l_x}{2}, \quad \frac{0/933l_y}{2} < y \leq \frac{1l_y}{2} \quad z = 0 \quad (20)$$

۸. محاسبه‌ی نیروهای ناشی از زلزله‌ی قائم در هر گره

برای تعیین بار قائم معادل استاتیکی وارد بر هر گره از شبکه، نسبت بارگره‌ی طبق رابطه‌ی ۲۱ محاسبه و هر گره در برش پایه ضرب شده است، که در آن: F_i' الگوی نسبی و F_i'' بار معادل استاتیکی وارد بر هر گره است.

$$F_i'' = F_i' \times V \quad (21)$$

همان‌طور که می‌دانیم، مجموع نیروهای وارد بر یک سازه باید برابر برش پایه باشد، بنابراین طبق رابطه‌ی ۲۲، مجموع نیروهای گره‌ی کل گره‌های شبکه باید برابر برش پایه باشد.

$$\sum m_i \times F_i'' = \sum m_i \times F_i' \times V = \sum m_i \times \frac{\beta_i'}{\gamma n^2} \times V = V \quad (22)$$

۹. ارزیابی نیروی زلزله‌ی قائم بر روی شبکه‌های دولایه

در آیین‌نامه‌ی چین

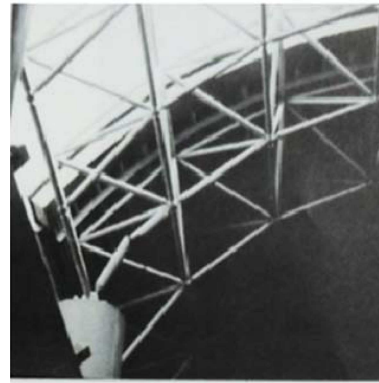
در آیین‌نامه‌ی سازه‌های فضاکار چین روش‌هایی برای ارزیابی نیروی استاتیکی معادل زلزله در شبکه‌های تخت ارائه شده است، که اولین ضوابط طراحی و ساخت سازه‌های فضاکار (JGJ ۷-۸۰) در سال ۱۹۸۱ در چین انتشار یافته است. پس از آن در سال ۱۹۹۲ ویرایش دیگر آن (JGJ ۷-۹۱) و سپس ویرایش جدید آن در سال ۲۰۱۲ منتشر شده است.

آیین‌نامه‌ی مذکور شامل مقرراتی برای بارگذاری و طرح اتصالات و اعضاء شبکه‌های تخت دولایه به طور گسترده و دیگر سازه‌ها به صورت مختصر هستند و در آن، دو روش برای ارزیابی نیروی زلزله‌ی قائم بر روی شبکه‌های دولایه‌ی تخت به صورت استاتیکی معادل ارائه شده است:^[۱۰]

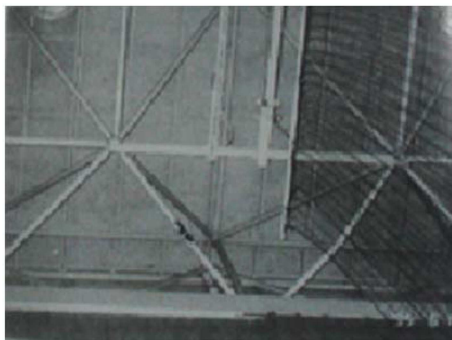
۱. روش ضریب نیروهای خارجی.



شکل ۱۰. عضو خرپای شکسته شده‌ی نزدیک تکیه‌گاه.



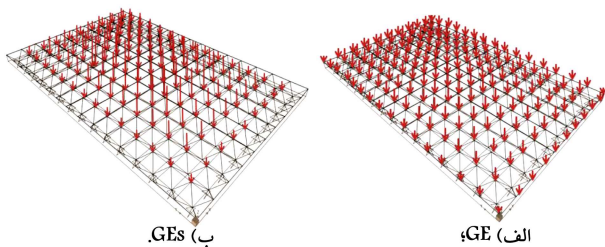
شکل ۸. شکست عضو متصل به تکیه‌گاه.



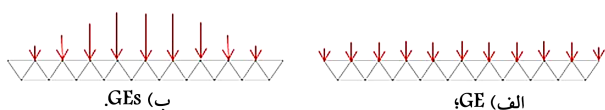
شکل ۱۱. کمناش اعضاء سازه‌ی فضاکار.



شکل ۹. کمناش اعضاء نزدیک تکیه‌گاه.



شکل ۱۲. بارگذاری مدل ۱ تحت دو حالت بارگذاری.



شکل ۱۳. بارگذاری مدل ۱ تحت دو حالت بارگذاری (دید از چشمه‌ی وسط).

ب) شبکه‌هایی که در طراحی اعضاء آنها علاوه بر بار مرده و زنده، بار قائم زلزله‌ی آیین‌نامه‌ی چین، طبق رابطه‌ی ۲۳ در نظر گرفته شده و با GE نشان داده شده‌اند، مثل: $GE_{20} \times 30$.

ج) شبکه‌هایی که در طراحی اعضاء آنها علاوه بر بار مرده و زنده، زلزله‌ی معادل استاتیکی طبق رابطه‌ی ۲۱ در نظر گرفته شده و با GES نشان داده شده‌اند، مثل: $GES_{20} \times 30$.

در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، برای مثال مقایسه‌ی بارگذاری مدل یک تحت دو حالت بارگذاری GE و GES ارائه شده است. مشاهده می‌شود که بارهای گره‌ی در مدل GE به صورت یکنواخت و در مدل GES بر حسب توزیع پله‌ی متغیر است.

۱۰. نمونه‌هایی از خرابی سازه‌های فضاکار در اثر زلزله

در سال ۱۹۹۷، به بررسی آسیب‌های سازه‌های خاص ناشی از زلزله‌ی کوبه (۱۹۹۵) در ژاپن پرداخته شده و آسیب‌های سازه‌های شبکه‌ی تک‌لایه و دولایه مورد بررسی قرار گرفته، و خرابی سازه‌های ذکر شده در اثر زلزله گزارش شده است.^[۱۱] این خرابی‌ها شامل گسیختگی در عضو یال پایین (شکل ۸) و کمناش در اعضاء قطری و یال پایین در نزدیکی تکیه‌گاه (شکل ۹) هستند.

همچنین در سال ۱۹۹۵، گزارشی از آسیب سازه‌های سقف با دهانه‌های بزرگ در اثر زلزله‌ی کوبه‌ی ژاپن (۱۹۹۵) ارائه شده است، که در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ به ترتیب گسیختگی عضو در نزدیکی تکیه‌گاه و کمناش اعضاء قطری در نزدیکی تکیه‌گاه ارائه شده است.^[۱۱]

۱۱. بررسی کارایی روابط استاتیک معادل ارائه شده و مقایسه با روابط بار قائم آیین‌نامه‌ی چین

برای بررسی کارایی روابط بار معادل استاتیکی زلزله‌ی ارائه شده و همچنین مقایسه‌ی روابط ذکر شده با روابط آیین‌نامه‌ی چین در رابطه با ارزیابی بار زلزله بر روی شبکه‌های تخت دولایه، سه مدل: (مدل ۱: 20×30)، (مدل ۲: $20 \times 46 \times 30$) و (مدل ۳: $20 \times 54 \times 36$) انتخاب و تحت ۳ حالت مختلف بارگذاری شده‌اند:

الف) شبکه‌هایی که در طراحی اعضاء آنها فقط بار مرده و زنده در نظر گرفته شده و با GD نشان داده شده‌اند، مثل: $GD_{20} \times 30$.

بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD و بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، به ترتیب برابر ۲۴٪ و ۱۶٪ و برای مدل ۵۴ × ۳۶ به ترتیب برابر ۱۲٪ و ۵٪ بوده است.

همچنین تنش محوری عضو بحرانی مدل ۳۰ × ۲۰ در زلزله‌ی نورث ریج در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۲۹٪ و در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۱۵٪ کاهش یافته و این کاهش تنش محوری در مدل ۴۶ × ۳۰ در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD و بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، به ترتیب برابر ۲۶٪ و ۱۲٪ و برای مدل ۵۴ × ۳۶ به ترتیب برابر ۲۳٪ و ۱۵٪ بوده است.

زمان اولین کماتش مدل ۳۰ × ۲۰ در بارگذاری GE نسبت به GD افزایش یافته و بیانگر این مطلب است که در بارگذاری GE دیرتر به کماتش می‌رسد، ولی در بارگذاری GE کماتشی رخ نداده است.

تغییرمکان بیشینه‌ی گره‌ی بحرانی مدل ۳۰ × ۲۰ در زلزله‌ی طیس در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۹۴٪ و در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۹۳٪ کاهش یافته است و این کاهش تغییرمکان در مدل ۴۶ × ۳۰ برای بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD و بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، به ترتیب برابر ۴۴٪ و ۱۲٪ و برای مدل ۵۴ × ۳۶ به ترتیب برابر ۶۵٪ و ۶۰٪ بوده است.

همچنین تنش محوری عضو بحرانی مدل ۳۰ × ۲۰ در زلزله‌ی طیس در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۴۱٪ و در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۳۳٪ کاهش یافته و این کاهش تنش محوری در مدل ۴۶ × ۳۰ در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD و بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، به ترتیب برابر ۴۵٪ و ۸٪ و برای مدل ۵۴ × ۳۶ به ترتیب برابر ۲۱٪ و ۸٪ بوده است.

در مدل های ۳۰ × ۲۰ و ۵۴ × ۳۶ تحت بارگذاری GE و GE کماتشی رخ نداده است، ولی در بارگذاری GD دچار کماتش شده‌اند.

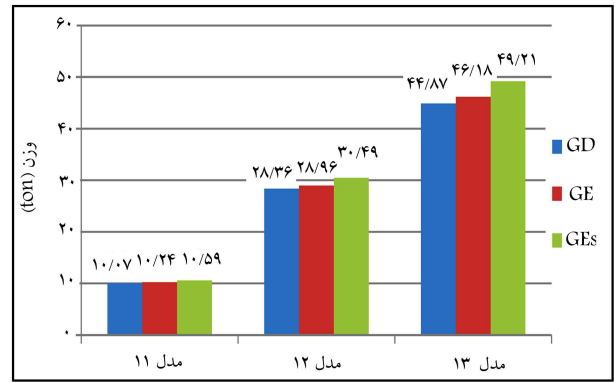
تغییرمکان بیشینه‌ی گره‌ی بحرانی مدل ۳۰ × ۲۰ در زلزله‌ی سن فرناندو در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۳۹٪ و در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۲۹٪ کاهش یافته و این کاهش تغییرمکان در مدل ۴۶ × ۳۰ برای بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD و بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، به ترتیب برابر ۴۸٪ و ۱۲٪ و برای مدل ۵۴ × ۳۶ به ترتیب برابر ۶۸٪ و ۲۵٪ بوده است.

همچنین تنش محوری عضو بحرانی مدل ۳۰ × ۲۰ در زلزله‌ی سن فرناندو در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۴۶٪ و در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۳۵٪ کاهش یافته و این کاهش تنش محوری در مدل ۴۶ × ۳۰ در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD و بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، به ترتیب برابر ۴۸٪ و ۸٪ و برای مدل ۵۴ × ۳۶ به ترتیب برابر ۳۷٪ و ۱۳٪ بوده است.

زمان اولین کماتش مدل ۵۴ × ۳۶ در بارگذاری GE نسبت به GD افزایش یافته است و بیانگر این مطلب است که در بارگذاری GE دیرتر به کماتش می‌رسد، ولی در بارگذاری GE کماتشی رخ نداده است.

۱۲. نتیجه‌گیری

الف) تغییرمکان در جهت قائم (Uz) برای مدل‌های با شرایط طراحی GE کمتر از GE و همچنین تغییرمکان مدل‌های با شرایط طراحی GE کمتر از GD است.



شکل ۱۴. نمودار مربوط به مقایسه‌ی وزن کل سازه در حالت‌های مختلف بارگذاری.

جدول ۴. مقایسه‌ی وزن مدل‌ها تحت بارگذاری‌های GE، GD و GEs.

مدل	W _{GEs} /W _{GD} (%)	W _{GEs} /W _{GE} (%)	W _{GE} /W _{GD} (%)
۱	۵٫۱۶	۳٫۴۱	۱٫۶۸
۲	۷٫۵۱	۵٫۲۸	۲٫۱۱
۳	۹٫۶۷	۶٫۵۶	۲٫۹۱

سپس آنالیزهای استاتیکی لازم در محیط SAP برای حصول مقاطع بهینه صورت گرفته است. مقایسه‌ی بین وزن کل سازه در ۳ حالت بارگذاری صورت گرفته است، که در شکل ۱۴ به آن پرداخته شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، در هر سه مدل: (مدل ۱: ۳۰ × ۲۰)، (مدل ۲: ۴۶ × ۳۰)، (مدل ۳: ۵۴ × ۳۶)، وزن مدل‌های GEs بیشتر از مدل‌های GE، همچنین وزن مدل‌های GE بیشتر از GD است و با افزایش ابعاد مدل‌ها، این نسبت افزایش بیشتر شده است. حال اگر مقایسه‌ی بین نسبت افزایش وزن مدل‌ها تحت سه حالت بارگذاری انجام شود، نتایج جدول ۴ حاصل می‌شود.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشترین نسبت افزایش وزن در بارگذاری GEs به GD مربوط به مدل ۳ بوده و کمتر از ۱۰٪ است. همچنین بیشترین نسبت افزایش وزن در بارگذاری GE به GD مربوط به مدل ۳ بوده و تقریباً ۳٪ است. سپس مدل‌های ذکر شده در نرم‌افزار ANSYS تحت ۳ شتاب‌نگاشت نورث ریج، طیس، و سن فرناندو تحلیل دینامیکی غیرخطی شده‌اند و رفتار مصالح پس از کماتش، برای لاغری ۱۰۰ از طریق رابطه‌ی ۲۴، که در سال ۱۹۹۵ ارائه شده است،^[۵] محاسبه شده است.

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^2 + 3,476 \left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right) - 11,62 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}\right) \left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right) + 2,10 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}\right) - 1,09241 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}\right)^2 + 1,189 = 0 \quad (24)$$

تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی روی مدل‌های ۳۰ × ۲۰، ۴۶ × ۳۰ و ۵۴ × ۳۶ انجام شده و نتایج حاصل در جدول‌های ۵ الی ۷ با عناوین تنش محوری المان بحرانی، تغییرمکان گره‌ی بحرانی، و زمان اولین کماتش در ۳ حالت بارگذاری GD، GE و GEs ارائه شده‌اند.

تغییرمکان بیشینه‌ی گره‌ی بحرانی مدل ۳۰ × ۲۰ در زلزله‌ی نورث ریج در بارگذاری GEs نسبت به بارگذاری GD، ۴۱٪ و در بارگذاری GE نسبت به بارگذاری GD، ۲۷٪ کاهش یافته و این کاهش تغییرمکان در مدل ۴۶ × ۳۰ برای

جدول ۵. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی (زلزله‌ی نورث ریج).

مدل	ACC	Uz max (m)	بیشینه تنش محوری (N/m ²)	گره بحرانی	عضو بحرانی	زمان اولین کمانش (s)
GD ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۶۹۸	۱٫۷۴۳ e ^۸	۷۲	۷۵	۲٫۳۶
GE ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۵۰۸	۱٫۴۸۴ e ^۸	۸۳	۳۸۹	۲٫۷۲
GEs ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۴۰۸	۱٫۲۳۴ e ^۸	۹۴	۷۵	—
GD ³⁰ × 4 ⁶		۰٫۰۶۱۷	۱٫۲۱۸ e ^۸	۵۵۷	۱۷۳	—
GE ³⁰ × 4 ⁶	نورث ریج	۰٫۰۵۱۸	۱٫۰۶۲ e ^۸	۵۵۷	۱۷۳	—
GEs ³⁰ × 4 ⁶		۰٫۰۴۶۷	۹٫۰۲۳ e ^۷	۵۵۷	۱۷۳	—
GD ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۰۵۹۵	۹٫۵۲۸ e ^۷	۲۵۷	۲۴۳	—
GE ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۰۵۶۲	۸٫۰۳۰ e ^۷	۲۵۷	۲۴۳	—
GEs ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۰۵۲۱	۷٫۳۱۱ e ^۷	۲۵۷	۲۴۳	—

جدول ۶. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی (زلزله‌ی طبس).

مدل	ACC	Uz max (m)	بیشینه تنش محوری (N/m ²)	گره بحرانی	عضو بحرانی	زمان اولین کمانش (s)
GD ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۶۳۳۸	۱٫۸۵۶ e ^۸	۲۵۲	۸۶	۴٫۵۴
GE ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۳۹۳	۱٫۲۳۲ e ^۸	۸۳	۷۵	—
GEs ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۳۵۷	۱٫۰۸۲ e ^۸	۸۳	۷۵	—
GD ³⁰ × 4 ⁶		۰٫۰۷۲۹	۱٫۴۳۱ e ^۸	۵۵۷	۱۷۳	—
GE ³⁰ × 4 ⁶	طبس	۰٫۰۶۴۴	۱٫۳۱۶ e ^۸	۵۵۷	۱۷۳	—
GEs ³⁰ × 4 ⁶		۰٫۰۴۰۶	۷٫۸۳۴ e ^۷	۵۵۷	۱۷۳	—
GD ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۲۳۰۷	۱٫۴۳۰ e ^۸	۲۷۶	۱۹۰	۴٫۸۶
GE ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۰۹۱۲	۱٫۳۰۸ e ^۸	۲۵۷	۲۴۳	—
GEs ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۰۸۰۲	۱٫۱۲۴ e ^۸	۲۵۷	۲۴۳	—

جدول ۷. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی (زلزله‌ی سن فرناندو).

مدل	ACC	Uz max (m)	بیشینه تنش محوری (N/m ²)	گره بحرانی	عضو بحرانی	زمان اولین کمانش (s)
GD ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۲۱۱	۷٫۲۵۶ e ^۷	۸۳	۷۵	—
GE ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۱۴۹	۴٫۷۶۴ e ^۷	۸۳	۷۵	—
GEs ²⁰ × 3 ⁰		۰٫۰۱۲۸	۳٫۹۱۰ e ^۷	۸۳	۷۵	—
GD ³⁰ × 4 ⁶		۰٫۰۶۹۰	۱٫۳۱۲ e ^۸	۵۵۷	۱۷۳	—
GE ³⁰ × 4 ⁶	سن فرناندو	۰٫۰۶۱۱	۱٫۲۱۴ e ^۸	۵۵۷	۱۷۳	—
GEs ³⁰ × 4 ⁶		۰٫۰۳۵۶	۶٫۷۶۰ e ^۷	۵۵۷	۱۷۳	—
GD ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۲۳۲۶	۱٫۵۸۱ e ^۸	۲۷۶	۳۷۲	۶٫۱۵
GE ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۱۷۵۵	۱٫۳۶۸ e ^۸	۲۵۷	۲۴۴	۶٫۱۸
GEs ³⁶ × 5 ⁴		۰٫۰۷۳۲	۹٫۹۶۵ e ^۷	۲۷۶	۲۶۲	—

د) نسبت وزن مدل های GE به GD با افزایش ابعاد مدل ها، افزایش یافته و بیشترین نسبت افزایش وزن مدل GE به GD مربوط به مدل ۳ با ابعاد 54×36 بوده است، که کمتر از ۳٪ است و با توجه به این مطلب انتظار می رفت در مدل های GE مورد بررسی نیز کماتر رخ دهد.

ه) نسبت وزن مدل های GEs به GD با افزایش ابعاد مدل ها افزایش می یابد و بیشترین نسبت افزایش وزن مدل GEs به GD مربوط به مدل ۳ بوده است، که کمتر از ۱۰٪ است. با توجه به اینکه این نسبت افزایش وزن چشم گیر نیست، با این حال در مدل های GEs مورد بررسی هیچ گونه کماتشی رخ نداده است.

ب) تنش محوری عضو بحرانی برای مدل های با شرایط طراحی GEs کمتر از GE و همچنین تنش محوری عضو بحرانی مدل های با شرایط طراحی GE کمتر از GD است.

ج) در محدوده ی تحلیل های انجام شده مشاهده شده است در چند مورد در مدل های GE، که بار زلزله طبق آیین نامه ی چین در طراحی آنها در نظر گرفته شده بود، کماتش رخ داده است؛ ولی زمان اولین عضو کماتش کرده برای حالت طراحی GD کمتر از مدل های GE است، به عبارتی مدل های GD زودتر به کماتش رسیده اند و در مدل های GEs هیچ گونه کماتشی رخ نداده است.

منابع (References)

1. Kawaguchi, K. "A report on large roof structures damaged by the great Hanshin-Awaji earthquake", *Int. J. of Space Structures*, **12**(3/4), pp. 135-148 (1997).
2. Kawaguchi, K. and Hangai, Y. "Report on spatial structures damaged by the 1995 great Hanshin earthquake", *Bull. ERS*, **28**, pp. 69-78 (1995).
3. Kuneida, H., Manda, T. and Kitamura, K. "Vibrational characteristics of really existing cylindrical roof structures", *6th Asian Pacific Conference on Shell and Spatial Structures*, Seoul, Korea (16-18 October 2000).
4. Lan, T. and Qian, R. "Analysis of the failure of a space truss subjected to earthquake", *Proc. of Asia-Pacific Conf. On Shell and Spatial Structures*, Beijing, China (1996).
5. Ishikawa, K. and Kato, S. "Dynamic buckling behaviour of single and double layer latticed domes due to vertical earthquake motions", Park, G.A.R. ed., *Space Structures 4, Proceedings of the Fourth International Conference of Space Structures*, **1**, Thomas Telford, pp. 466-475 (1993).
6. Sadeghi, A. "Horizontal earthquake loading and linear/nonlinear seismic behaviour of double layer barrel vaults", *International Journal of Space Structures*, **19**(1), pp. 21-37 (2004).
7. Sadeghi, A. "Vertical effects of earthquakes on the double layer barrel vaults", *J. of Space Structures*, **19**(2), pp. 21-37 (2004).
8. Sadeghi, A. "Assessment of earthquake effects on space structures", *Second National Conference on Space Structures*, Terharn, Iran (in Persian) (22-23 May 2007).
9. Salajegheh, A. and Salajegheh, E. "Dynamic behavior of double layer domes under horizontal and vertical components of earthquakes", *Second National Conference on Retrofitting*, Kerman, Iran (2007).
10. *Specifications for the Design and Construction of Trusses Space*, Construction Engineering Standards, Standard Number JGJ 7-1991, 73 p. (2001).
11. Saka, T. and Taniguchi, Y. "Damage to spatial structures by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake in Japan", *International Journal of Space Structures*, **12**(3&4), pp.125-133 (1997).