

## بررسی رفتار لرزه‌ای چلیک‌های کش‌بستی

فرید سیفاللهی ننه‌کران<sup>۱</sup> و ارژنگ صادقی<sup>۲\*</sup>

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

<sup>۲</sup> دانشیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

### چکیده

در این تحقیق، با هدف بررسی رفتار لرزه‌ای چلیک‌های کش‌بستی و ارائه پاسخ‌های مناسب در خصوص نقش پارامترهای مختلف در رفتار لرزه‌ای آن‌ها، روی این سازه‌ها تحلیل‌های خطی و غیر خطی انجام می‌گیرد. بدین منظور پس از تأیید مدل‌سازی عناصر محدود، روی مدل‌های مورد بررسی تحلیل‌های ویژه مقادیر و تاریخچه زمانی انجام می‌گیرد. تمامی این تحلیل‌ها توسط نرم‌افزار ANSYS انجام می‌گیرد. در تمامی تحلیل‌ها، اثر پارامترهای مختلفی نظیر نسبت خیز به دهانه چلیک و میزان کرنش اولیه عناصر کششی روی رفتار لرزه‌ای بررسی می‌شوند. همانند چلیک‌های دو لایه با افزایش نسبت خیز به دهانه، پریودهای طبیعی بزرگ‌تر می‌شوند. در حالی که با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی، پریودهای طبیعی کوچک‌تر می‌شوند. تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، در سازه پاره‌شدگی کابل یا کمانش میله در سازه اتفاق نمی‌افتد که نشان می‌دهد سازه‌های چلیکی کش‌بستی در مقابل مؤلفه افقی نیروی زلزله آسیب‌پذیر و در مقابل مؤلفه قائم نیروی زلزله مقاوم‌تر هستند. همچنین تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، در نسبت‌های پیش‌تنیدگی کم ( $\delta=0.002$ )، پاره‌شدگی کابل و در نسبت‌های پیش‌تنیدگی متوسط ( $\delta=0.004$  و  $\delta=0.006$ ) و زیاد ( $\delta=0.008$ )، کمانش میله اتفاق می‌افتد.

**واژگان کلیدی:** سازه‌های فضاکار، چلیک‌های کش‌بستی، خودتنیدگی، رفتار لرزه‌ای.

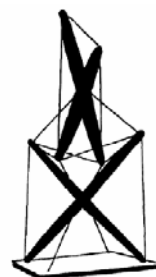
### ۱- مقدمه

روی اعضای فشاری نقش اصلی را در تحلیل خرابی این سازه‌ها ایفا می‌کنند. اما در سازه‌های کش‌بستی، اعضای کششی که به صورت کابل می‌باشند، بعد از ناحیه تسلیم دارای سخت‌شدگی کرنشی نمی‌باشند [۲]. در نتیجه برای این سازه‌ها مکانیزم گسیختگی کششی نیز مطرح می‌باشد. عناصر کابلی در سازه‌های کش‌بستی، برعکس عناصر کششی در سازه‌های متداول، به دلیل تغییر حالت (حالت شل و سفت) باعث رفتار غیرخطی سازه‌ها می‌شوند [۳]. این عوامل بیانگر اهمیت مطالعه رفتار لرزه‌ای سازه‌های کش‌بستی می‌باشند. سازه‌های کش‌بستی به دلیل ظاهرشان مورد توجه بسیاری از طراحان معماری و محققین قرار گرفته‌اند. با وجود این شبکه‌های فضایی پیشنهاد شده توسط محققینی که با اعضای کش‌بستی مونتاژ شده‌اند، معمولاً برای استفاده کاربردی ساخته نشده‌اند [۳]. برای این که سیستم‌های کش‌بستی از حالت تئوری به صورت سیستم‌های سازه‌ای و معماری عملی دربیایند، مطالعات کامل و عمیقی روی رفتار سازه‌ای این سیستم‌ها باید انجام گیرد [۴]. امروزه سازه X شکل که توسط Snelson در سال ۱۹۴۸ ساخته شده است، به عنوان اولین سازه کش‌بستی در نظر گرفته می‌شود، که این سازه در شکل (۱) نشان داده شده است [۵].

یکی از انواع سازه‌های فضاکار، سازه‌های کش‌بستی می‌باشند. سازه‌های کش‌بستی، سیستم‌های فضایی و سبک وزن هستند که از ترکیب میله‌های فشاری و کابل‌های کششی تشکیل شده‌اند. ویژگی‌هایی مانند سبکی، احداث واحدی، تاشوندگی و گسترش پذیری و ... باعث شده است که این سازه‌ها مورد توجه مهندسی عمران قرار گیرند. از معایب این سازه‌ها این است که انعطاف‌پذیر هستند و تغییر شکل‌های بزرگی در این سازه‌ها تحت بارگذاری مشاهده شده است [۱]. اگرچه متون علمی وسیعی راجع به رفتار لرزه‌ای سازه‌های فضاکار وجود دارد، اما هیچ‌کدام از آن‌ها برای سازه‌های کش‌بستی مناسب نیستند. زیرا سازه‌های کش‌بستی نوع خاصی از سازه‌های فضاکار هستند که در آن‌ها بایستی خودتنیدگی ایجاد شود و تحلیل این سازه‌ها بر اساس پیش‌تنیدگی استوار است. از سازه‌های کش‌بستی با عنوان سازه‌های مقاوم در برابر زلزله یاد کرده‌اند. با این حال، این ویژگی سازه‌های کش‌بستی باید از طریق مطالعه رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها اثبات شود. در سازه‌های فضاکار متداول، اعضای کششی بعد از ورود به ناحیه پلاستیک دارای رفتار سخت‌شدگی کرنشی می‌باشند، بنابراین می‌توانند نیروهای اضافی را جذب کنند. از این

## ۲- مدل سازی

مدل سازی در این تحقیق شامل دو بخش می باشد: مدل سازی هندسی و مدل سازی عناصر محدود. برای ارزیابی صحت مدل سازی، مدل سازی انجام شده با کار تحلیلی انجام یافته توسط Ben Kahla و Kebiche مقایسه شده است.



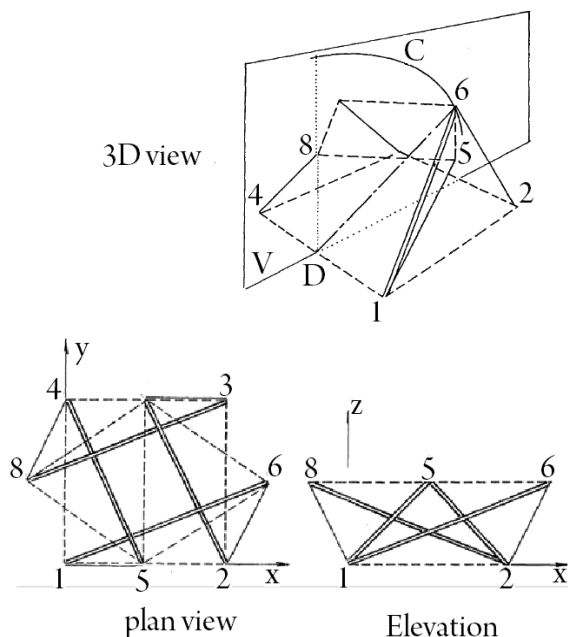
شکل ۱- سازه X شکل ساخته شده توسط Snelson, ۱۹۴۸ [۷]

## ۲-۱- مدل سازی هندسی

برای مدل سازی هندسی از نرم افزار رایج مدل سازی سازه های فضاکار یعنی Formian [۱۲] استفاده می شود.

## ۲-۱-۱- بافتار مورد مطالعه

معمولاً از مدول های کش بستی استوانه ای به منظور ایجاد سیستم های کش بستی پیچیده استفاده می شود. مدول استفاده شده در این تحقیق از دو چهار ضلعی موازی هم که از کابل تشکیل شده اند و از ۴ کابل مورب که آن ها را به هم وصل می کنند و ۴ عضو فشاری و یک کابل اضافی تشکیل شده است. برای ایجاد انحنای، موقعیت نقاط ۶ و ۸ را تغییر داده و آن ها را به همراه نقاط ۵ و ۷ در صفحه خودشان نگه می داریم (شکل (۲)) [۹]. بافتار ایجاد شده بافتار پیوسته عضو فشاری با انعطاف پذیری هندسی می باشد.



شکل ۲- مدول خودتئیده با دو طول مختلف میله ها و یک کابل

اضافی [۹]

اگر چه Snelson مخترع این سازه ها است، اما این سازه ها از نقطه نظر مهندسی برای اولین بار توسط Fuller بررسی شده اند [۶]. تحلیل کامل یک سیستم کش بستی شامل سه مرحله است: مرحله اول فرم یابی، مرحله دوم انجام خودتئیدگی و مرحله سوم مطالعه رفتار تحت بارهای خارجی [۶]. در طراحی و تحلیل سازه های کش بستی، بافتارهای اولیه بایستی مشخص شود. این فرآیند به نام «شکل یابی» یا «فرم یابی» معروف است [۸]. با استفاده از روش های فرم یابی در واقع یک هندسه متعادل خودتئیده خنثی برای سیستم ایجاد می گردد. خودتئیدگی معرفی شده ممکن است مکانیزم ها را که مکانیزم های بسیار کوچک هستند پایدار کند و یا پایدار نکند و باید این مورد کنترل شود [۴]. روش های فرم یابی به دو دسته کلی تقسیم می شوند: روش های سینماتیکی و روش های استاتیکی.

مطالعات تحلیلی که تا به حال روی سازه های کش بستی انجام گرفته را می توان به دو بخش استاتیکی و دینامیکی تقسیم نموده و نتایج حاصل از این تحلیل ها را مرور نمود. تحلیل های استاتیکی را می توان به دو خانواده خطی و غیر خطی تقسیم بندی نمود. در بین محققینی که روی رفتار سازه های کش بستی کار کرده اند، Motro, Hannaor, Pellegrino سهم مهمی در گسترش دانش ایستایی در این سازه ها دارند [۶]. نتایج تحلیل دینامیکی خطی این سازه ها توسط Motro در سال ۱۹۸۶ و Furuya در سال ۱۹۹۲ و مطالعات دینامیکی غیر خطی و طراحی کنترل توسط Skelton و Sultan در سال ۱۹۹۷ و Sultan در سال ۱۹۹۹ ارائه شده اند [۶].

در ادامه این مطالعات، در این تحقیق چندین چلیک کش بستی با مشخصات هندسی و مکانیکی متفاوت در نظر گرفته شده و رفتار لرزه ای آن ها با تحلیل های مختلف مطالعه شده است.

## ۲-۱-۲- مشخصات هندسی مدل‌ها

در تحقیق حاضر، رفتار لرزه‌ای دو چلیک با نسبت‌های خیز به دهانه مختلف البته با یک نوع بافتار، مورد بررسی قرار گرفته است (جدول (۱)). به منظور مقایسه مناسب رفتار این بافتارها، مشخصات هندسی آن‌ها تا حد امکان یکسان در نظر گرفته شده است.

جدول ۱- مشخصات هندسی مدل‌ها

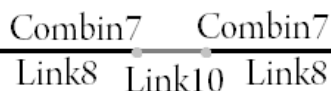
مشخصه	چلیک ۱	چلیک ۲
نسبت خیز به دهانه	۱ به ۶	۱ به ۴
تعداد مدول‌ها در امتداد X	۶	۶
تعداد مدول‌ها در امتداد Z	۶	۶
تعداد کل مدول‌ها	۳۶	۳۶
طول دهانه (متر)	۶	۶
خیز (متر)	۱	۱/۵
طول چلیک در امتداد Z (متر)	۶/۴۲	۶/۴۲
عمق (متر)	۱	۱
تعداد اعضای فشاری	۱۴۴	۱۴۴
تعداد اعضای کششی	۴۰۸	۴۰۸
طول اعضای فشاری (متر)	۱/۵۴۱,	۱/۵۴۶,
	۱/۴۸۴	۱/۵۰۵

## ۲-۲- مدل‌سازی عناصر محدود

برای مدل‌سازی عناصر محدود از نرم افزار ANSYS استفاده می‌شود.

## ۱-۲-۲- مدل‌سازی عناصر کششی

در نرم‌افزار ANSYS عنصر منحصراً کششی که قابلیت غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح را توأم داشته باشد، وجود ندارد. لذا برای مدل‌سازی عنصر کششی که رفتار غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح را داشته باشد، همچنان که در شکل (۴) نشان داده شده است، از ترکیب عنصر Link 8 (۹۵٪ کل طول المان کششی) و عنصر Link 10 (۵٪ کل طول المان کششی) استفاده می‌کنیم و به منظور برطرف کردن مکانیزم مربوط به گره اتصال دو عنصر Link 8 و Link 10، عنصر Combin 7 را در این گره‌ها به کار می‌بریم.



شکل ۴- مدل‌سازی عنصر کششی با قابلیت غیر خطی هندسی و مصالح

## ۲-۲-۲- مدل‌سازی عناصر فشاری

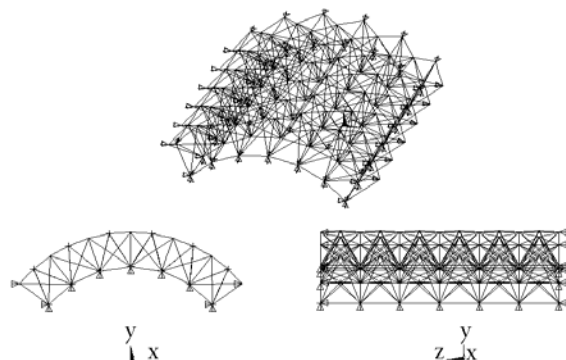
برای مدل‌سازی عنصر فشاری در سازه کش‌بستی که قابلیت رفتار غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح را داشته باشد از عنصر کرنش محدود Link 180 استفاده می‌کنیم.

## ۳-۲-۲- مشخصات مکانیکی مدل‌ها

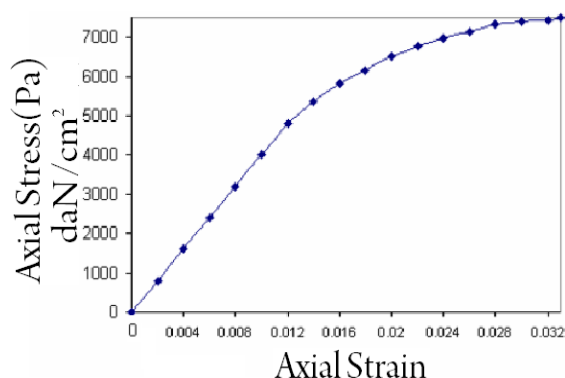
اعضای فشاری دارای مدول الاستیسیته  $2E5 \text{ MPa}$ ، مقاومت تسلیم  $240 \text{ MPa}$  و سطح مقطع متناظر با طراحی اولیه می‌باشند. اعضای فشاری لوله‌ای شکل و تو خالی می‌باشند. یعنی از نظر هندسی دارای شعاع داخلی، شعاع خارجی و ضخامت می‌باشند. لازم به ذکر است که سطح مقطع اعضای فشاری در هر مدل مقدار ثابتی دارد. اعضای کششی دارای مدول الاستیسیته  $4E4 \text{ MPa}$  و سطح مقطع متناظر با طراحی اولیه می‌باشند. مقدار نسبت لاغری برای تمامی اعضای فشاری در همه مدل‌ها مقدار متوسط ( $L/r=100$ ) می‌باشد.

## ۳-۱-۲- شرایط تکیه‌گاهی مدل‌ها

شرایط مرزی این سازه‌ها به این صورت است که تمامی گره‌های مرزی پایینی به موازات محور  $z$ ، در امتداد  $x$  و  $y$  مقید شده‌اند. تمامی گره‌های مرزی بالایی به موازات محور  $z$ ، در امتداد  $x$  مقید شده‌اند. تمامی گره‌های مرزی بالایی به موازات محور  $x$ ، در امتداد  $y$  و  $z$  مقید شده‌اند. تمامی گره‌های مرزی بالایی به موازات محور  $x$ ، در امتداد  $z$  مقید شده‌اند. این شرایط مرزی در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- شرایط مرزی چلیک‌ها



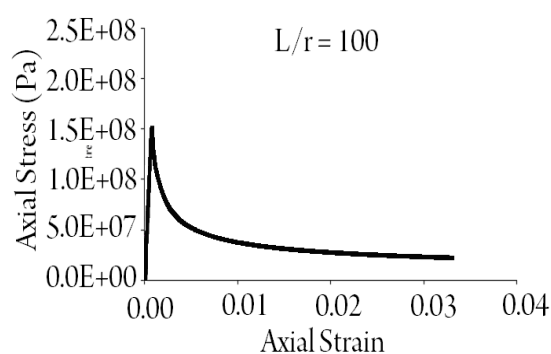
شکل ۶- رفتار تنش- کرنش مصالح کششی (کابل‌ها) [۲]

در این قسمت یک نمونه تحلیل غیر خطی روی سیستم‌های کش‌بستی با روش نیوتن-رافسون با نرم‌افزار ANSYS انجام گرفته و با نتایج تحلیل‌های غیر خطی انجام یافته توسط دیگر محققین روی همین سیستم‌ها مقایسه شده است. این مدل براساس کار تحلیلی انجام یافته توسط Nabil Ben Kahla و Kebiehe [۲] می‌باشد. این مدل از ترکیب پنج مدول کش‌بستی که هر کدام شامل چهار عضو فشاری می‌باشند، تشکیل شده است. در شکل‌های (۷) و (۸) تیر کش‌بستی و مدول‌های تشکیل دهنده آن نشان داده شده است. مشخصات هندسه و مصالح برای این تیر کش‌بستی به صورت زیر می‌باشد:

این سازه دارای سه نوع عنصر کششی: شانزده کابل افقی تحتانی، بیست کابل افقی فوقانی، بیست کابل مهار و بیست عنصر فشاری می‌باشد. عناصر کابلی دارای مدول الاستیسیته  $0.4E6$  ( $\text{daN/cm}^2$ )، سطح مقطع  $0.28\text{cm}^2$  و وزن واحد طول  $0.00205$  ( $\text{daN/cm}^2$ ) می‌باشند. عناصر فشاری لوله‌ای دارای مدول الاستیسیته  $2E6$  ( $\text{daN/cm}^2$ )، سطح مقطع  $3.25\text{cm}^2$ ، وزن واحد طول  $0.0279$  ( $\text{daN/cm}^2$ )، تنش تسلیم  $2350$  ( $\text{daN/cm}^2$ ) و ظرفیت فشاری  $3630\text{daN}$  می‌باشند. برای مدل‌سازی این سازه از المان‌های معرفی شده در قسمت‌های قبلی استفاده شده است. رفتار مصالح اعضای فشاری این تیر به صورت خطی مدل شده است. رفتار مصالح اعضای کششی همانند نمودار شکل می‌باشد. در این سازه گره ۱ در راستاهای  $x$ ،  $y$  و  $z$ ، گره ۲ در راستاهای  $x$  و  $z$ ، گره ۳ در راستای  $x$ ، گره ۲۶ در راستای  $z$  و گره ۲۷ در راستاهای  $x$  و  $z$  مقید شده‌اند. این سازه دارای ۸ مکانیزم بی‌نهایت کوچک است. به منظور بر طرف کردن این مکانیزم‌ها، ابتدا کرنش اولیه‌ای در عناصر کششی اعمال می‌شود و تحلیل پیش‌تنیدگی انجام می‌گیرد.

## ۲-۳-۲-۱- رفتار تنش محوری- کرنش محوری اعضای فشاری

در ارزیابی رفتار سازه‌های فضاکار که دارای گره‌های مفصلی می‌باشند، با در نظر گرفتن کمانش عضو، ابتدا رفتار بار محوری-تغییر مکان محوری اعضای فشاری تعیین می‌شود. پاسخ بار محوری-تغییر مکان محوری عضو فشاری به صورت رابطه تنش محوری-کرنش محوری تبدیل گشته، متعاقباً برای مدل کردن رفتار مصالح عضو فشاری مورد استفاده قرار می‌گیرد (شکل (۵)).



شکل ۵- پاسخ تنش محوری- کرنش محوری عضو فشاری به ازای لاغری ( $L/r=100$ )

با توجه به شکل (۵) مقدار تنش کمانشی،  $1.51E8$  (Pa) به دست می‌آید.

## ۲-۳-۲-۲- رفتار تنش محوری- کرنش محوری اعضای کششی

رفتار تنش محوری- کرنش محوری اعضای کششی (کابل‌ها) با توجه به نتیجه آزمایش که در شکل (۶) نشان داده شده است، به صورت چند خطی با سخت شدگی ایزوتروپیک به نرم‌افزار ANSYS وارد می‌شود که تا نقطه تسلیم، رابطه تنش-کرنش به صورت خطی و پس از آن به صورت غیر خطی غیر ارتجاعی می‌باشد.

## ۳-۲- بررسی و ارزیابی صحت مدل‌سازی عناصر محدود

آزمایشات و تحلیل‌های غیر خطی موجود روی سیستم‌های کش‌بستی تا مرحله پیش‌گسیختگی اعضای کششی و پیش کمانش اعضای فشاری انجام یافته‌اند.

الف) تغییر حالت: عناصر کابلی، نوعی رفتار غیر خطی را به نمایش می‌گذارند که وابسته به حالت است. چرا که این عناصر دارای دو حالت شل و سفت می‌باشند. شایان ذکر است که تغییر حالت در عناصر کابلی به بارگذاری بستگی دارد [۳].

ب) غیر خطی‌های هندسی: در سازه‌های کش بستنی، عوامل زیر باعث رفتار غیر خطی هندسی می‌شوند.

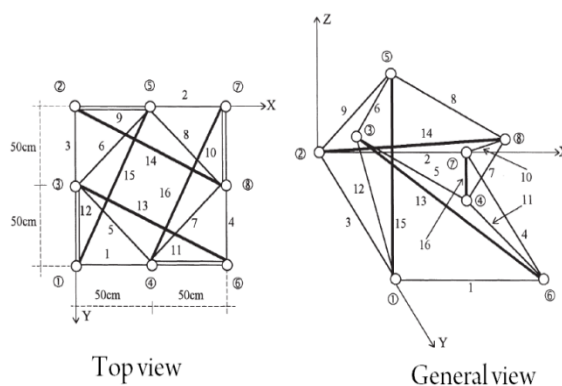
- کوتاه شدگی طول اعضاء تحت نیروهای محوری [۱۰].
- تغییر طول اعضاء به خاطر خمیدگی (برای این حالت، ناکاملی هندسی تأثیر بسزایی دارد) [۱۰].

• در این سازه‌ها، اندازه تغییر مکان‌ها ممکن است بزرگ باشند؛ حتی اگر تغییر شکل‌ها کوچک باشند [۱۱].

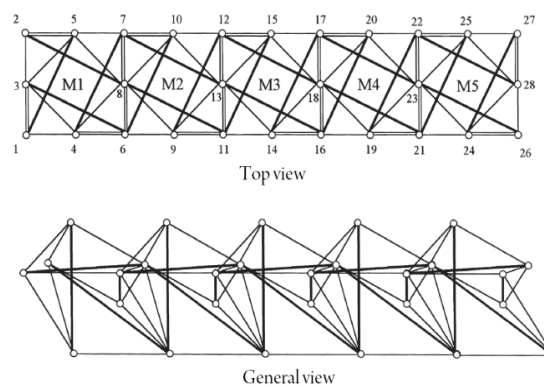
- همچنین در این سازه‌ها، به دلیل اعمال پیش‌تنیدگی، سخت‌شدگی تنش رخ می‌دهد. در نتیجه سختی (K) به صورت تابعی از تغییر مکان {u} در می‌آید.

ج) غیر خطی‌های مصالح: با توجه به نتایج آزمایش، رفتار مشخصه عناصر کابلی به صورت غیر خطی می‌باشد. همچنین رفتار تنش محوری- کرنش محوری برای عناصر فشاری نیز غیر خطی می‌باشد.

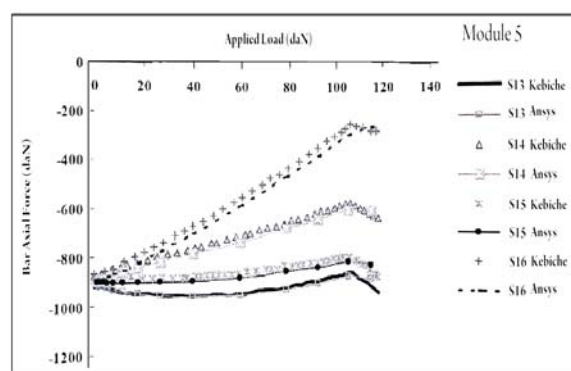
مجموعه عوامل مذکور موجب می‌گردد که برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های کش بستنی، حتماً از تحلیل‌های غیر خطی هندسی و مصالح استفاده شود.



شکل ۷- مدول کش بستنی شامل چهار عضو فشاری [۲]



شکل ۸- تیر کش بستنی متشکل از پنج مدول کش بستنی شامل چهار عضو فشاری [۲]



شکل ۹- تغییرات نیروهای عناصر فشاری (۱۳ تا ۱۵) مدول M5

مراحل تحلیل به صورت زیر خواهد بود:

- ۱) تحلیل استاتیکی جهت طراحی اولیه سازه.
- ۲) تحلیل ویژه‌مقادیر<sup>۱</sup> جهت تعیین ویژه‌مقادیر موجود سازه و تعیین ضرایب میرایی رایلی برای اعمال در ماتریس‌های سختی و جرم سازه‌ای برای ایجاد ماتریس میرایی سازه.

با اعمال بارگذاری روی گره‌های لایه فوقانی به اندازه تحلیل غیر خطی الاستوپلاستیک (غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح) به روش نیوتن-رافسون انجام می‌گیرد [۲].

شکل (۹) به عنوان نمونه، تغییرات نیروهای عناصر فشاری (۱۳، ۱۴، ۱۵ و ۱۶) مدول M5 را نشان می‌دهد. در این شکل نتایج حاصل از ANSYS با نتایج تحلیل انجام شده توسط Kebiche و همکارانش مقایسه شده است.

همچنان که از نمودارهای فوق مشخص است، تطابق بسیار خوبی بین روش این تحقیق و مقاله اصلی وجود دارد.

### ۳- نوع و مراحل تحلیل

در سازه‌های کش بستنی سه عامل باعث رفتار غیر خطی می‌شود که عبارتند از:

آوردن فرکانس‌های زاویه‌ای و در نهایت محاسبه ضرایب میرایی رایلی و اعمال آن‌ها به ماتریس‌های سختی و جرم سازه و ایجاد ماتریس میرایی بر روی تمامی مدل‌های مورد بررسی انجام شده است. برای سازه‌های فضاکار نسبت میرایی معمولاً  $\xi = 0.02$  در نظر گرفته می‌شود.

نتایج تحلیل ویژه‌مقادیر در هر دو امتداد افقی (امتداد X) و قائم (امتداد Y) برای تمامی مدل‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول (۲) نشان می‌دهد که با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی، پیرودهای اصلی کاهش می‌یابند همچنین افزایش نسبت خیز به دهانه باعث می‌شود که چلیک‌های کش‌بستی در امتداد X نرم‌تر و در امتداد Y سخت‌تر شوند. ضرائب مشارکت مودهای اصلی در هر دو امتداد افقی و قائم با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی افزایش می‌یابد. پیروید مودهای اصلی چلیک‌های کش‌بستی مورد بررسی در محدوده ۱-۲ ثانیه قرار دارند که بزرگ‌تر از پیروید مودهای اصلی چلیک دو لایه متناظر است.

۳) تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی با شتاب نگاشت زلزله‌های مختلف، جهت به دست آوردن تأثیر پارامترهای مورد بررسی بر رفتار لرزه‌ای چلیکی کش‌بستی.

جرم واحد حجم مصالح فولاد برای کابل‌ها و اعضای فشاری  $7850 \text{ kg/m}^3$  می‌باشد. مقدار بار مرده و برف برای طراحی اولیه سازه به ترتیب ۳۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است.

#### ۴- پارامترهای مورد بررسی

نسبت خیز به دهانه با دو نسبت مختلف  $H/S=1/6$  و  $H/S=1/4$  کرنش‌های اولیه مناسب به منظور پیش‌تنیدگی بافتارها با مقادیر مختلف مناسب. با در نظر گرفتن کرنش‌های اولیه ( $\epsilon_s=0.002$ ،  $\epsilon_s=0.004$ ،  $\epsilon_s=0.006$ ،  $\epsilon_s=0.008$ ) ( $\epsilon_s=0.008$ ) در مجموع ۸ مدل با مشخصات هندسی و مکانیکی متفاوت خواهیم داشت که مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

#### ۵- مشخصات دینامیکی

تحلیل ویژه مقادیر جهت بررسی و به دست آوردن زمان تناوب حداکثر سازه و همچنین ویژه مقادیر سازه برای به دست

جدول ۲- مشخصات دینامیکی چلیک‌های کش‌بستی مورد بررسی

H/S = 1/4				H/S = 1/6				مود اصلی	
$\epsilon_s = 0.008$	$\epsilon_s = 0.006$	$\epsilon_s = 0.004$	$\epsilon_s = 0.002$	$\epsilon_s = 0.008$	$\epsilon_s = 0.006$	$\epsilon_s = 0.004$	$\epsilon_s = 0.002$		
۱	۱	۱	۱	۳	۳	۳	۳	شماره مود	جهت افقی (X)
۱/۳۵	۱/۳۸	۱/۵۸	۲/۰۴	۱/۱۱	۱/۱۴	۱/۳۲	۱/۸۰	پیروید (ثانیه)	
-۴۰/۳۶	-۳۸/۰۰	-۳۵/۷۳	۳۳/۸۲	۳۸/۱۳	۳۵/۶۸	۳۳/۲۳	۳۱/۰۴	ضریب اشتراک	
۲	۲	۲	۲	۱	۱	۱	۱	شماره مود	جهت قائم (Y)
۱/۲۸	۱/۳۰	۱/۴۹	۱/۹۳	۱/۳۱	۱/۳۴	۱/۵۴	۲/۰۱	پیروید (ثانیه)	
۲۰/۴۵	۱۸/۶۳	۱۷/۱۶	۱۶/۲۰	۲۸/۵۸	۲۶/۷۵	۲۵/۰۸	۲۳/۸۸	ضریب اشتراک	

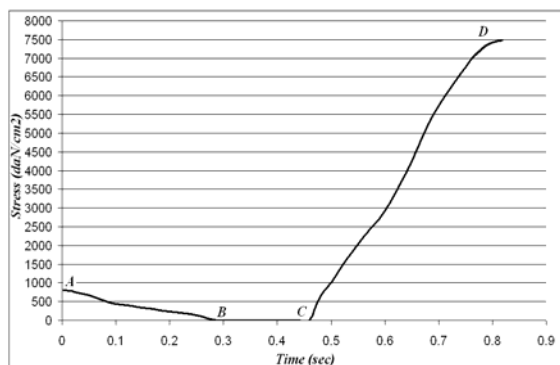
کمانش میله نشان داده شده است. همان گونه که در قسمت‌های قبلی اشاره شده است، تنش نهایی کابل‌ها  $7500 \text{ daN/cm}^2$  و تنش کمانشی میله‌ها  $1510 \text{ daN/cm}^2$  می‌باشد. همان‌گونه که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، در زمان  $0.82$  ثانیه تحت زلزله TABAS در امتداد افقی، در یکی از اعضای کابلی، پارگی اتفاق افتاده است که این عضو در شکل نشان داده شده است. کابل‌هایی که به صورت تیره نشان داده شده‌اند کابل‌هایی هستند که دارای تنش زیادی حدود ۸۵ درصد تنش نهایی کابل (با توجه به کانتور توزیع تنش) می‌باشند.

#### ۶- تحلیل‌های تاریخچه زمانی

در این تحقیق از دو شتاب نگاشت (1978) TABAS و (1995) KOBE در هر دو امتداد افقی و قائم برای تحلیل‌های تاریخچه زمانی بر روی چلیک‌های کش‌بستی مورد بررسی استفاده شده است (جدول (۳)).

#### ۶-۱- تأثیرات مؤلفه افقی شتاب زلزله

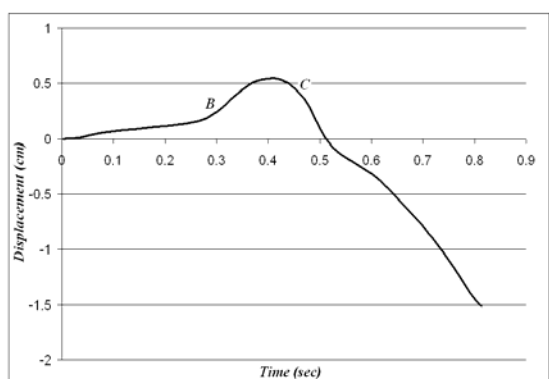
اولین میله (بستگی به سازه مورد مطالعه دارد) مورد بررسی قرار داده و کانتور توزیع تنش مربوط به زمان پارگی کابل با



شکل ۱۱- نمودار تنش- زمان اولین کابل پاره شده برای مدل H/S = 1/6 و is = 0.002 تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

کابل‌هایی که به صورت تیره نشان داده شده‌اند، کابل‌هایی هستند که دارای تنش زیادی حدود ۸۵ درصد تنش نهایی کابل (با توجه به کانتور توزیع تنش) می‌باشند.

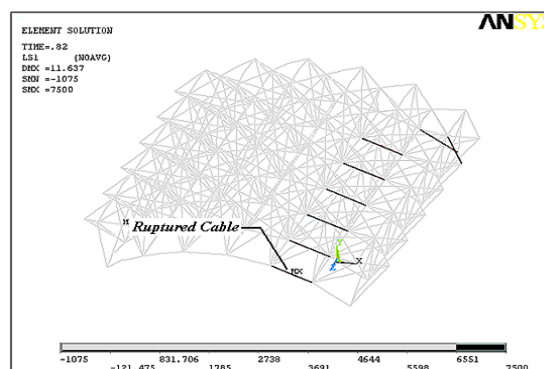
نمودار تنش-زمان اولین کابل پاره شده در شکل (۱۱) نشان داده شده است. مقدار تنش پیش‌تنیدگی برای این کابل ۷۹۹/۸ daN/cm<sup>2</sup> می‌باشد (با نقطه A نشان داده شده است)، از ثانیه ۰/۳ تا ۰/۴۶ کابل شل شده است (مقدار تنش کششی صفر است که نقطه شروع و پایان شل‌شدگی با B و C نشان داده شده است) و در زمان ۰/۸۲ ثانیه مقدار تنش کششی کابل به تنش نهایی کابل رسیده (با نقطه D نشان داده شده است) و کابل پاره شده است. نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان برای کابل پاره شده در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشاهده می‌شود در هنگام شل‌شدگی کابل‌ها تغییر شکل‌های گرهی بزرگی در آن‌ها به وجود می‌آید.



شکل ۱۲- نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان اولین کابل پاره شده برای مدل H/S = 1/6 و is = 0.002 تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

جدول ۳- اطلاعات شتاب نگاشت‌های TABAS و KOBE

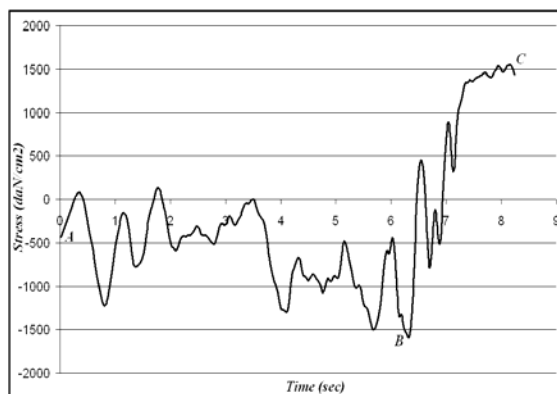
Tabas 1978/09/16	Kobe 1995/01/16	زلزله
TABAS/TAB-TR	KOBE/TAZ-090	نام رکورد
۰/۰۵	۰/۱۳	HP (Hz)
---	۳۳	LP (Hz)
۰/۸۵۲	۰/۶۹۴	PGA (g)
۱۲۱/۴	۸۵/۳	PGV (cm/s)
۹۴/۵۸	۱۶/۷۵	PGD (cm)
TABAS/TAB-UP	KOBE/TAZ-UP	نام رکورد
۰/۰۵	---	HP (Hz)
---	۴۰	LP (Hz)
688/0	۰/۴۳۳	PGA (g)
6/45	۳۴/۸	PGV (cm/s)
۱۷/۰۴	۱۲/۳۸	PGD (cm)



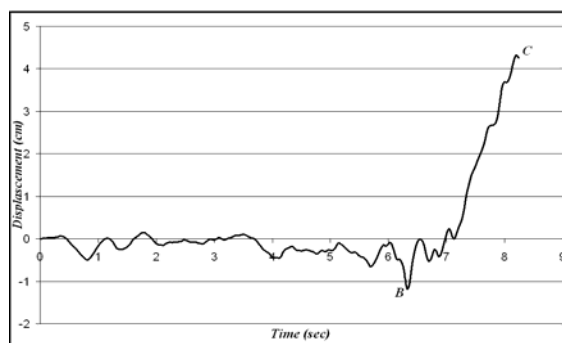
شکل ۱۰- کانتور توزیع تنش برای مدل H/S = 1/6 و is = 0.002 تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

نمودار تنش-زمان اولین کابل پاره شده در شکل (۱۱) نشان داده شده است. مقدار تنش پیش‌تنیدگی برای این کابل ۷۹۹/۸ daN/cm<sup>2</sup> می‌باشد (با نقطه A نشان داده شده است)، از ثانیه ۰/۳ تا ۰/۴۶ کابل شل شده است (مقدار تنش کششی صفر است که نقطه شروع و پایان شل‌شدگی با B و C نشان داده شده است) و در زمان ۰/۸۲ ثانیه مقدار تنش کششی کابل به تنش نهایی کابل رسیده (با نقطه D نشان داده شده است) و کابل پاره شده است. نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان برای کابل پاره شده در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشاهده می‌شود، در هنگام شل‌شدگی کابل‌ها تغییر شکل‌های گرهی بزرگی در آن‌ها به وجود می‌آید.

همان گونه که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، در زمان ۰/۸۲ ثانیه تحت زلزله TABAS در امتداد افقی، در یکی از اعضای کابلی، پارگی اتفاق افتاده است که این عضو در شکل نشان داده شده است.



شکل ۱۴- نمودار تنش - زمان اولین میله کمانش کرده برای مدل  $H/S = 1/6$  و  $is = 0.008$  تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

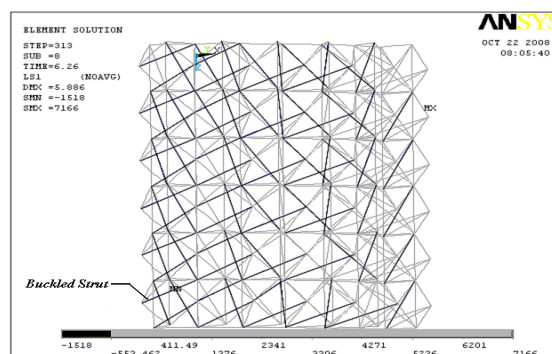


شکل ۱۵- نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان اولین میله کمانش کرده برای مدل  $H/S = 1/6$  و  $is = 0.008$  تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

مشابه این نتایج تحت مولفه افقی شتاب زلزله KOBE نیز به دست آمده است که در جدول (۵) آورده شده است.

با افزایش نسبت پیش تنیدگی رفتار عوض می‌شود (شکل (۱۳)). همان گونه که در شکل (۱۴) نشان داده شده است، در زمان ۶/۲۶ ثانیه تحت زلزله TABAS در امتداد افقی، در یکی از اعضای میله‌ای، اولین کمانش اتفاق افتاده است که این عضو در شکل نشان داده شده است. میله‌هایی که به صورت تیره نشان داده شده‌اند، میله‌هایی هستند که دارای تنش زیادی حدود ۴۰ درصد تنش کمانشی میله (با توجه به کانتور توزیع تنش) می‌باشند. نمودار تنش- زمان اولین میله کمانش کرده در شکل (۱۴) نشان داده شده است. مقدار تنش پیش تنیدگی برای این میله ۴۳۳/۳۳ daN/cm<sup>2</sup> می‌باشد (با نقطه A نشان داده شده است)، در زمان ۶/۲۶ ثانیه کمانش اتفاق افتاده است (با نقطه B نشان داده شده است). نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان برای میله کمانش کرده در شکل (۱۵) نشان داده شده است.

در تمامی مدل‌های مورد بررسی تحت مولفه افقی شتاب زلزله TABAS پاره شدگی کابل یا کمانش میله اتفاق می‌افتد که این نتایج در جدول (۴) آورده شده است.



شکل ۱۳- کانتور توزیع تنش برای مدل  $H/S = 1/6$  و  $is = 0.008$  تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

جدول ۴- نوع و زمان خرابی مدل‌های مورد بررسی تحت مولفه افقی شتاب زلزله Tabas

$is = 0.008$	$is = 0.006$	$is = 0.004$	$is = 0.002$	
کمانش میله (sec) 6.26	کمانش میله (sec) 5.64	کمانش میله (sec) 5.6	پاره‌شدگی کابل (sec) 0.82	$\frac{H}{S} = \frac{1}{6}$
کمانش میله (sec) 5.58	کمانش میله (sec) 5.54	کمانش میله (sec) 5.54	پاره‌شدگی کابل (sec) 0.8	$\frac{H}{S} = \frac{1}{4}$

جدول ۵- نوع و زمان خرابی مدل‌های مورد بررسی تحت مولفه افقی شتاب زلزله Kobe

$is = 0.008$	$is = 0.006$	$is = 0.004$	$is = 0.002$	
کمانش میله (sec) 2.61	کمانش میله (sec) 2.58	پاره‌شدگی کابل (sec) 2.53	پاره‌شدگی کابل (sec) 2.03	$\frac{H}{S} = \frac{1}{6}$
کمانش میله (sec) 2.16	کمانش میله (sec) 2.13	کمانش میله (sec) 2.06	پاره شدگی کابل (sec) 1.99	$\frac{H}{S} = \frac{1}{4}$



و کاربرد جامع‌تری از موارد در نظر گرفته شده در تحلیل‌ها می‌باشند.

۱- هر چقدر نسبت خیز به دهانه (H/S) بزرگ‌تر شود، یعنی سازه چلیکی کش‌بستی از حالت مسطح به حالت قوسی شدن حرکت کند، پریودهای طبیعی آن بزرگ‌تر می‌شود.

۲- هر چقدر کرنش اولیه (is) برای پیش‌تنیدگی کابل‌ها بیشتر شود، پریودهای طبیعی کوچک‌تر می‌شود.

۳- وقتی سازه چلیکی کش‌بستی به حالت مسطح نزدیک‌تر باشد در این صورت مودهای قائم نقش مؤثرتری به خود می‌گیرند و اغلب پریودهای بالا متعلق به مودهای قائم می‌باشند و در نتیجه لازم است در محاسبه نیروی زلزله، زلزله در جهت قائم نیز در نظر گرفته شود.

۴- وقتی سازه چلیکی کش‌بستی قوسی‌تر باشد، در این صورت مودهای قائم نقش خود را از دست داده ولی در عوض مودهای افقی غالب هستند.

۵- وقتی سازه چلیکی کش‌بستی از حالت مسطح دورتر می‌گردد، در این صورت بیش‌ترین ضریب مشارکت مربوط به مود اول بوده و این مود، مود غالب بوده و از تأثیر مودهای بالاتر کاسته می‌شود.

۶- تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله در سازه پاره‌شدگی کابل یا کم‌اندامش میله اتفاق می‌افتد، در حالی که در ازای مؤلفه قائم زلزله هیچ‌گونه چاره‌شدگی کابل یا کم‌اندامش میله در سازه اتفاق نمی‌افتد که نشان می‌دهد سازه چلیکی کش‌بستی در مقابل مؤلفه افقی نیروی زلزله آسیب‌پذیر و در مقابل مؤلفه قائم نیروی زلزله مقاوم‌تر هستند.

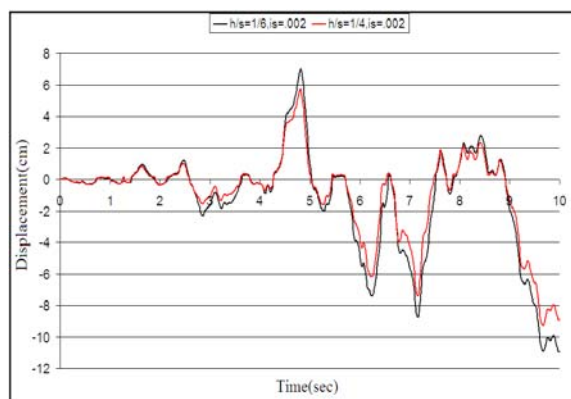
۷- تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، در نسبت‌های پیش‌تنیدگی کم (is=0.002) پاره‌شدگی کابل و در نسبت‌های پیش‌تنیدگی متوسط (is=0.006, is=0.004) و زیاد (is=0.008) کم‌اندامش میله اتفاق می‌افتد.

۸- تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، با افزایش نسبت خیز به دهانه (H/S)، زمان اتفاق افتادن پارگی کابل یا کم‌اندامش میله زودتر شده و با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی (is)، زمان اتفاق افتادن پارگی کابل یا کم‌اندامش میله دیرتر می‌شود.

۹- تحت مؤلفه افقی زلزله، با افزایش نسبت خیز به دهانه (H/S)، تغییر مکان‌ها بزرگ‌تر می‌شوند و با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی (is)، تغییر مکان‌ها کوچک‌تر می‌شوند.

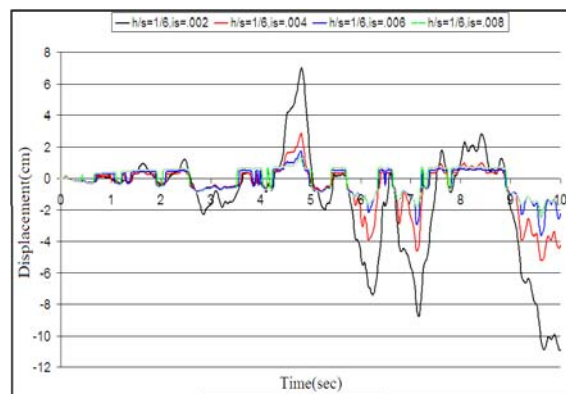
## ۶-۲- تأثیرات مؤلفه قائم شتاب زلزله

در تمامی مدل‌های مورد بررسی تحت مؤلفه قائم شتاب زلزله TABAS و KOBE هیچ‌گونه خرابی اتفاق نمی‌افتد که نشان دهنده مقاوم بودن چلیک‌های کش‌بستی در مقابل مؤلفه قائم شتاب زلزله می‌باشد. همچنین تحت مؤلفه قائم شتاب زلزله با افزایش نسبت خیز به دهانه و همچنین با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی تغییر شکل‌ها کاهش می‌یابند (شکل‌های (۱۶) و (۱۷)).



شکل ۱۶- نمودار تغییر مکان‌های مدل‌های تحت مؤلفه قائم (is=0.002, H/S=1/4) و (is=0.002, H/S=1/6)

### شتاب زلزله TABAS



شکل ۱۷- نمودار تغییر مکان‌های مدل‌های (is=0.004, H/S=1/6)، (is=0.002, H/S=1/6)، (is=0.006, H/S=1/6) و (is=0.008, H/S=1/6) تحت مؤلفه قائم

### شتاب زلزله TABAS

## ۷- نتیجه‌گیری

افق و حوزه برخی از نتایج و توصیه‌ها محدود به حالات در نظر گرفته شده برای تحلیل‌ها می‌باشد و برخی دارای حوزه تأثیر

- [7] Motro, R., "Structural Morphology of Tensegrity Systems", International Journal of Space Structures, 1996, 11 (1 & 2), 233-240.
- [8] Murakami, H., "Static and Dynamic Analysis of Tensegrity Structures. Part II. Quasi-Static Analysis", International Journal of Solids and Structures, 2001, 38 (20), 3615-3629.
- [9] Motro, R., "Tensegrity Systems and Geodesic Domes", International Journal of Space Structures, Vol. 5, No. 3, 4, 1990, 341-351.
- [10] Gioncu, V., "Buckling of Reticulated Shells: State of the Art", International Journal of Space Structures, 1995, 10 (1), 1-46.
- [11] Kebiche, K., Kazi-Aoual, M. N., Motro, R., "Geometrical Non-Linear Analysis of Tensegrity Systems", Engineering Structures, 1999, 21, 864-876.
- [12] Nooshin, H., Disney, P., "Elements of Formian", Computers and Structures, 1991, 41 (6), 1183-1215.
- ۱۰- تحت مؤلفه قائم زلزله، با افزایش نسبت خیز به دهانه (H/S)، و همچنین با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی (is)، تغییر مکان‌ها کوچک‌تر می‌شوند.
- ۷- مراجع
- [1] Adam, B., Smith, I. F. C., "An Intelligent Spatial Tensegrity Structure", IASS Symposium, Montpellier, 2004, 120-122.
- [2] Ben Kahla, N., Kebiche, K., "Nonlinear Elastoplastic Analysis of Tensegrity Systems", Engineering Structures, 2000, 22 (11), 1552-1566.
- [3] "ANSYS Help, Theory Reference", Version 10.
- [4] Motro, R., "Tensegrity: Structural Systems for the Future", London, Kogan Page Science, 2003.
- [5] Tibert, A. G., Pellegrino, S., "Deployable Tensegrity Masts", AIAA Structural Dynamics and Materials Conference, 2003.
- [6] Sultan, C., Corless, M., Skelton, R.E., "The Prestressability Problem of Tensegrity Structures: Some Analytical Solutions", International Journal of Solids and Structures, 2001, 38 (30-31), 5223-5252.