برآورد احتمالاتي تقاضاي لرزه‌اي قاب‌هاي خمشي فولادي با اتصالات صفحه كناري

مهدي بنازاده[i] *; سيد عليرضا جلالي[ii]

چكيده

در اين مقاله عملكرد لرزه‌اي قاب‌هاي خمشي فولادي با اتصالات صفحه كناري با تاكيد بر عدم قطعيت‌هاي لرزه‌اي مورد بررسي قرار گرفته است. بدين منظور، ابتدا با تكيه بر نتايج آزمايشگاهي و اجزاي محدود موجود، مدل رفتاري اتصال صفحه كناري ارائه و كاليبره شده است. سپس سازه‌هاي سه بعدي طراحي شده با به كارگيري مدل اتصال ارائه شده، با توجه به شرايط غيرخطي، به شكل قاب‌هاي خمشي دو بعدي مدل سازي شدند. براى انعكاس عدم قطعيت ذاتي موجود در پديده زمين لرزه، روش تحليل ديناميكي افزاينده IDA، به كار گرفته شد. بدين ترتيب، بيش از ۱۵۰۰ تحليل ديناميكي غيرخطي از سازه‌هاي مورد مطالعه به عمل آمد و نتايج اين تحليل‌ها براى برآورد عملكرد قاب‌ها در قالب مفاهيمي چون « بسامد فراگذشت از حالات حدي» و «منحني خطر تقاضاي لرزه‌اي سازه‌ها» مورد استفاده قرار گرفت. اين نتايج مي‌توانند معياري براي مقايسه عملكرد سازه‌هاي گوناگون باشند و يا در برآورد كفايت آيين‌نامه‌هاي مورد استفاده در طراحي قاب‌ها مورد استفاده قرار گيرند.

كلمات كليدي

قاب خمشي فولادي، اتصال صفحه كناري، مهندسي زلزله بر اساس عملكرد، تحليلي ديناميكي افزاينده IDA، فراگذشت از حالات حدي، منحني خطر تقاضاي لرزه اي

Probabilistic Seismic Demand Assessment of Steel Moment Frames with Sideplate Connections

M. Banazadeh and S. A. Jalali

ABSTRACT

Seismic performance of steel moment frames with side-plate connections has been investigated with emphasis put on earthquake uncertainties. Based on experimental and finite element results, a connection model was proposed and calibrated to represent the side-plate connection behavior. Afterwards, some two-dimensional moment frames were adopted from the designed three-dimensional frame structures which were modeled incorporating the established connection model. To reflect the uncertainties associated with earthquakes, the incremental dynamic analysis procedure was performed. The procedure outcomes, which consist of more than 1500 nonlinear dynamic analyzes, were used to investigate the structures performance in terms such “limit-state frequencies” and “seismic demand hazard curve”. The quantified performances may be used in comparing the studied structures with similar other structures and also as a crisis to the prescriptions issued by design guidelines for the structures under consideration.

KEYWORDS

Steel moment frame, sideplate connection, performance-based earthquake engineering, incremental dynamic analysis, limit state frequency, seismic demand hazard curve

تاريخ دريافت مقاله:۱۳۸۸/۱۱/٦

تاريخ اصلاحات مقاله: ۱۳۹۱/۳/۲۳

[i] *نويسنده مسئول و استاديار دانشگاه صنعتي اميركبير؛ دانشكده عمران ومحيط زيست؛ تهران - خيابان حافظ شمالي: mbanazadeh@aut.ac.ir

[ii] دانشجوي دكتراى مهندسي سازه؛ دانشگاه صنعتي اميركبير؛ دانشكده عمران ومحيط زيست ؛ seyyed-jalali@aut.ac.ir

۱- مقدمه

اتصالات، از مهم‌ترين اجزاي يک قاب ساختماني هستند زيرا با قرار گرفتن در محل تقاطع تيرها و ستون‌ها دو عملكرد اساسي را بايد بر عهده بگيرند. پايه‌اي‌ترين عملكرد اين اجزا اين است كه نيروهاي ثقلي را از تيرها به ستون‌ها چنان انتقال دهند كه اتصال تيرها به سازه و در نتيجه يكپارچگي سازه همچنان حفظ شود؛ و عملكرد دوم و احتمالا بحراني‌تر آن‌ها، فراهم آوردن صلبيت در برابر نيروهاي جانبي و انتقال تنش‌هاي خمشي ناشي از اين نيروها در بين تير و ستون‌هاست.

علاوه بر اين، رفتار ممان-دوران اتصالات ممان بر، يک عامل بسيار مهم در تعيين رفتار كلي قاب است و ويژگي‌هاي غيرخطي اين رفتار كه شامل تغيير شكل غيرخطي چشمه اتصال و دوران پلاستيک در مفصل‌هاي خميري تشكيل شده در انتهاي تير است، يک منبع مهم رفتار غيرخطي در قاب خمشي محسوب مي‌شود و از اين رو نقش مهمي در جذب واستهلاک انرژي ناشي از تحريک‌هاي لرزه‌اي دارد.

امروزه نگاه آيين‌نامه‌هاي ضدلرزه‌اي مبتني بر اين اصل است كه سامانه سازه‌اي بايد داراي مقاومت، شكل‌پذيري و قابليت جذب انرژي كافي باشد تا بتواند انرژي زلزله‌هاي شديد و بسيار شديد را به وسيله رفتارهاي غيرخطي و بدون آن كه تحت بارهاي ثقلي ناپايدار شود مستهلک نمايد.

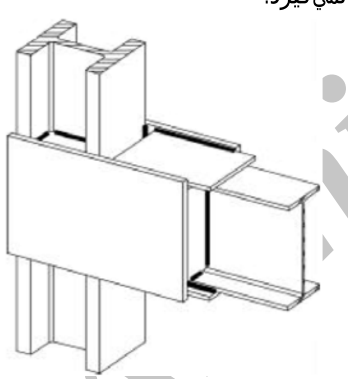
پيش از زلزله ١٧ ژانويه ١٩٩٤ نورتريج كاليفرنيا، قاب‌هاي خمشي فولادي جوشي با گيرداري كامل، به عنوان يک سامانه باربر جانبي عالي تلقي مي‌شدند. پس از خرابي گسترده در اتصالات اين سازه‌ها در پي وقوع زلزله نورتريج، اين مرغوبيت به طور جدي مورد سؤال قرار گرفت. در نتيجه تلاش گسترده‌اي براي يافتن جزئيات اتصال با ويژگي‌هاي بهتر انجام شد.

يكي از جزئيات اتصال كه بعد از زلزله نورتريج به عنوان جايگزيني براي اتصالات قبل از نورتريج پيشنهاد شد، اتصال با صفحات كناري است كه جزئيات يک نمونه يک طرفه آن در شكل (١) نشان داده شده است. در سال‌هاي اخير اين اتصال به صورت گسترده در طراحي و اجراي ساختمان‌هاي فولادي به كار مي‌رود. مطالعات انجام شده بر روي رفتار اين اتصال كم بوده و تنها در حد تاييد ويژگي‌هاي آن است.

از مزاياي اتصال صفحه كناري نسبت به ساير اتصالات مي‌توان به موارد زير اشاره نمود:

- جدايي بين انتهاي تير و ستون كه شكست ترد جوش ديده شده در اتصالات قبل از نورتريج را مرتفع مي‌نمايد.
- تغيير رفتار چشمه اتصال؛ به دليل مشاركت صفحات كناري در عملكرد چشمه اتصال، اين عضو داراي سختي بالاتر و در نتيجه تغيير شكل‌هاي كمتري است.
- مسير ساده شده انتقال بار، پيش‌بيني رفتار اتصال و فرايند طراحي آن را آسان مي‌نمايد.
- عملكرد چرخه‌اي مناسب؛ به دليل دارا بودن سختي و در عين حال شكل‌پذيري زياد، ظرفيت استهلاک انرژي بالايي را با چرخه‌هاي هيسترزيس پايدار خود تأمين مي‌نمايد.
- پيوستگي تيرهاي دوطرف ستون به يكديگر دليل مي‌شود در صورت حذف ستون در شرايطي چون حمله تروريستي، اتصال به تنهايي قادر به انتقال نيروهاي ناشي از وزن ستون‌هاي بالايي باشد.

در مطالعه حاضر به دنبال آن هستيم كه با استفاده از نتايج موجود از رفتار اتصال صفحه كناري، رفتار لرزه‌اي قاب‌هاي شامل اين اتصال را به صورت كمي برآورد نماييم. براى اين منظور روش تحليل احتمالاتي تقاضاي لرزه‌اي[١] كه رفتار قاب‌ها را بر پايه مفاهيم قابليت اطمينان و با در نظر گرفتن عدم قطعيت‌هاي موجود در زمين لرزه برآورد مي‌نمايد، مورد استفاده قرار گرفته است. گفتني است عدم قطعيت دانش موجود در پارامترها و روش مدل‌سازي و تحليل سازه‌اي كه از آن به عنوان عدم قطعيت مدل سازي ياد مي‌شود در اين مقاله مورد بررسي قرار نمي‌گيرد.



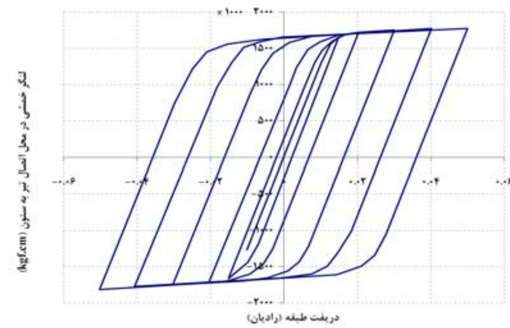
شكل (١): جزئيات اتصال صفحه كناري

۲- مطالعات انجام شده بر روي رفتار اتصال صفحه كناري

شيراوند [1] در يک مطالعه تحليلي به روش اجزاي محدود، ۹ مدل ميانقاب يک طرفه تشكيل شده از مقاطع تير I شكل و ستون‌هاي دوبل را در نرم افزار انسيس[٢] مدل سازي نمود. اين نمونه‌ها تحت تاريخچه تغيير شكل‌هاي چرخه‌اي و يک طرفه تحليل شدند. نمودارهاي چرخه‌اي مربوط به رفتار ممان-دوران نمونه‌ها، مقاومت و سختي بالايي داشتند. همچنين اين چرخه‌ها بسيار پايدار بوده و حتي تا دوران‌هاي بالا مثل ٠/٠٦ راديان

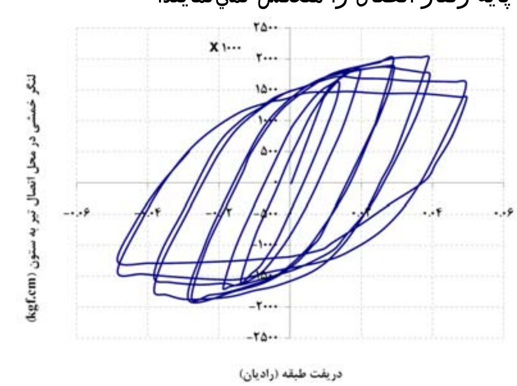
هيچ گونه کاهندگي[3] را از خود نشان نمي‌دادند. توزيع تنش‌ها و تغيير شکل‌ها در نقاط مختلف نمونه‌ها، نتايج گفته شده براي آزمون‌هاي آزمايشگاهي قبلي را تاييد مي‌نمود.

يخچاليان [٤] مطالعه مشابهي را بر روي ١٥ نمونه ميان قاب دو طرفه تک محوره انجام دادند. رفتار ديده شده، همه نتايج قبلي را براي مدل‌هاي دوطرفه نيز تاييد مي‌نمود. يک نمونه از منحني‌هاي ممان-دوران به‌دست آمده در اين مطالعه در شکل (٢) نشان داده شده است.

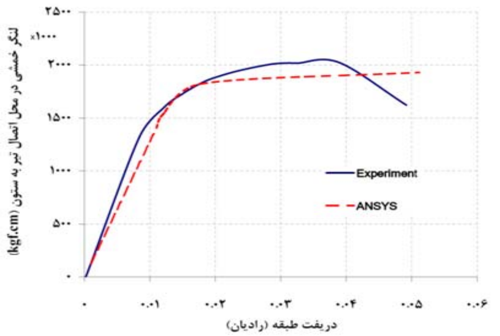


شکل (٢): نمودار چرخه‌اي ممان-دوران حاصل از اجزاي محدود[٢]

شيراوند [٢] در يک کار آزمايشگاهي، رفتار يک نمونه آزمايشگاهي با مقياس کامل از اتصال صفحه کناري را تحت بارگذاري چرخه‌اي مورد آزمايش قرار داد. جزئيات اين مدل مانند مدل SPD10 به کار رفته توسط مرجع [٤] بود. در اين مطالعه، همچنين يک مدل تحليلي که از نظر ابعاد و ويژگي‌هاي مصالح به کار رفته دقيقا مانند مدل آزمايشگاهي بود، در نرم‌افزار انسيس تحت بارگذاري چرخه‌اي تحليل شد. منحني‌هاي ممان-دوران مربوط به آزمايش بارگذاري چرخه‌اي و پوش منحني‌هاي ممان-دوران بدست آمده از آزمايش و نرم‌افزار انسيس به ترتيب در اشکال (٣) و (٤) آورده شده است. همان‌طور که ديده مي‌شود نمودارهاي ممان-دوران به‌دست آمده از نرم‌افزار انسيس کاهندگي چرخه‌اي موجود در رفتار چرخه اي، و همچنين، شاخه با شيب منفي موجود در منحني پايه رفتار اتصال را منعکس نمي‌نمايند.



شکل (٣): نمودار چرخه‌اي ممان-دوران حاصل از آزمايش[٣]



شکل (٤): مقايسه پوش نمودارهاي ممان-دوران به‌دست آمده از تحليل اجزاء محدود(نرم‌افزار انسيس) و آزمايش [٣]

٣- تحليل ديناميکي افزاينده (IDA)

٣-١- کليات روش

براي در نظر گرفتن اثر تغييرپذيري ذاتي موجود در زمين لرزه در تحليل پاسخ لرزه‌اي سازه، روش تحليل ديناميکي افزاينده ابداع شده است [١٣]. در اين روش براي در نظر گرفتن عدم قطعيت موجود در پيش‌بيني شدت لرزه‌اي، يک رکورد زمين لرزه به نحوي مقياس مي‌شود تا محدوده وسيعي از شدت‌هاي لرزه‌اي را پوشش دهد. همچنين براي در نظر گرفتن عدم قطعيت موجود در محتواي فرکانسي و شکل طيفي زلزله‌ها، تعداد قابل قبولي از رکوردهاي زمين لرزه مورد استفاده قرار مي‌گيرند. اين روش در توصيه‌هاي آيين‌نامه‌اي [٩] به عنوان روشي براي پيش‌بيني ظرفيت سازه‌اي مورد توجه قرار گرفته است و در اين مطالعه در قالب روش برآورد احتمالاتي تقاضاي لرزه‌اي[4] که در قسمت بعد در مورد آن بحث خواهد شد به کار رفته است. براي انجام تحليل IDA، ابتدا بايد پارامترهاي مناسبي براي انعکاس شدت لرزه‌اي[5] و نيز پارامتر تقاضا[6] انتخاب شود. انتخاب مناسب اين دو پارامتر اهميت زيادي دارد و در گذشته موضوع مطالعات گسترده‌اي بوده است. انتخاب يک شاخص شدت مناسب منجر به پراکندگي کمتر در پاسخ ايجاد شده در سازه توسط زلزله‌هاي گوناگون و در نتيجه تقريب دقيق‌تر از شاخص‌هاي آماري اين پاسخ‌ها مي‌شود. اين پارامتر، در مطالعه حاضر، طبق معمول بسياري از تحقيقات ديگر برابر شتاب طيفي در دوره نوساني اصلي سازه ($S_a(T_1)$) در نظر گرفته شده است. در شکل (٥) دو منحني IDA رسم شده براي دو شاخص شدت مختلف نشان داده شده است که مقايسه آن‌ها نشان مي‌دهد که $S_a(T_1)$ انتخاب بهتري براي اين پارامتر است.

پارامتر تقاضا، شاخص تقاضا، در واقع پارامتر انتخاب شده براي انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌اي است و به طور متداول (و همچنين در اين مطالعه) برابر حداکثر تغيير مکان نسبي بين

طبقه‌اي (حداكثر در بين طبقات و نيز در كل زمان در نظر گرفته شده براي زمين لرزه)، θ_{max}، در نظر گرفته مي‌شود.

براي انجام تحليل IDA، ركوردهاي زلزله‌اي كه از نظر پارامترهاي تعيين‌كننده خطر لرزه‌اي مشابهت خوبي با محل قرار گيري سازه داشته باشند انتخاب مي‌شوند. هر ركورد در ابتدا به مقدار كوچكي از شاخص شدت كه متضمن ايجاد رفتار خطي در مدل سازه‌اي باشد مقياس مي‌شود و سازه تحت اثر آن تحليل ديناميكي تاريخچه زماني مى‌شود. فرايند مقياس نمودن شاخص شدت با افزايش ضريب مقياس با يک الگوريتم مناسب، تا رسيدن به حد فروريزش سازه‌اي ادامه مي‌يابد. پس از اتمام هر يک از مراحل تحليل IDA، مقدار شاخص تقاضا متناظر با آن ثبت مى‌شود و در پايان نمودار تغييرات شاخص شدت در مقابل شاخص تقاضا كه از آن به منحني IDA ياد مي‌شود براي ركورد موردنظر رسم مي‌شود. اين عمل براي همه ركوردهاي انتخابي تكرار مي‌شود.

۳-۲- جزئيات مربوط به انجام تحليل

در تحليلهاي سازه‌اي براى تعيين ظرفيت سازه اي، لازم است حالت حدي فروريزش به نحو مناسبي تعريف شود تا در ضمن برابرى با شواهد تجربي و مباني تئوريک، قابليت كاربرد در الگوريتم‌هاي عددي را نيز داشته باشد. شرايط فروريزش سازه‌اي به شرايطي گفته مي‌شود كه در آن در نتيجه وقوع تغيير مكان جانبي افزاينده در سازه، اثرات مرتبه دوم به قدري تشديد شود كه سامانه سازه‌اي ديگر قادر به تحمل بارهاي ثقلي نباشد.

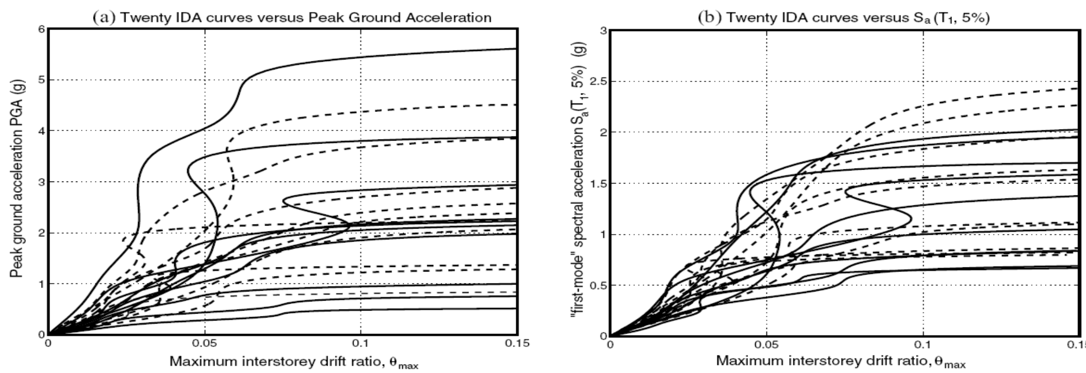
در تحليلهاي عددي، پيگيري[۷] وقوع اين حالت همراه با پيچيدگي‌هايي است كه در ادامه در مورد آنها بحث مي‌شود.

۳-۲-۱ معيار وقوع فروريزش در سازه

براي آن كه بتوان عملكرد سازه‌ها را در حالت حدي فروريزش بررسي نمود، نيازمند يک معيار عددي هستيم. براى برآورد ظرفيت سازه‌ها، مرجع [۹] استفاده از روش IDA را توصيه نموده‌است. بر اساس توصيه اين مرجع، نقطه وقوع فروريزش، متناظر با وقوع يكي از سه حالت زير در نظر گرفته مي‌شود:

- واگرايي عددي الگوريتم تحليل سازه اي:

«واگرايي» زماني در سازه رخ مي‌دهد كه مدل رياضي سازه از يافتن پاسخ سازه‌اي متناظر با يک گام بارگذاري (تحريک لرزه‌اي) بازبماند. دو علت اساسي براي وقوع چنين حالتي مي‌توان گفت.



شکل (۵): مقايسه دو منحني IDA براي دو شاخص شدت مختلف حداكثر شتاب زمين (PGA) و شتاب طيفي مود اول نوسان [٤]

اول آن كه به دليل ايجاد تغيير ناگهاني در سختي برخي از اعضا در طول يكي از گام‌هاي بارگذاري، ماتريس سختي با وجود انجام تكرارهاي زياد به سمت يک مقدار واحد همگرا نمي‌شود.

اين حالت در شرايطي كه قانون رفتاري (نمودار نيرو-تغيير مكان) برخي از اعضا شامل نقاط تيز باشد بسيار محتمل است. ويژگي اين حالت واگرايي آن است كه به‌طورمعمول در تغيير مكان‌هاي سازه‌اي نسبتا كوچک رخ مي‌دهد و با كوچک نمودن كافى گام‌هاي بارگذاري مي‌توان آن را حل نمود.

مورد ديگري كه منجر به واگرايي عددي مى‌شود، شرايطي است كه سازه از تمام ظرفيت‌هاي خود (درجات نامعيني موجود در سازه) براي مقاومت در برابر بارگذاري خارجي استفاده نموده است. در اين حالت با يک افزايش اندک در بار وارده به سازه، به دليل ايجاد مفاصل پلاستيک متعدد و از دست رفتن سختي موجود در اعضاي مقاوم سازه‌اي، يا يافتن پاسخ تغيير مكاني سازه غير ممكن است (در حالتي كه رفتار اعضاي مقاوم به صورت الاستوپلاستيک كامل تعريف شده باشد كه در اين صورت سازه به طور كامل ناپايدار مي‌شود) و يا در صورت امكان (در حالت وجود سختي پس ازتسليم در اعضا) و با بسيار كوچک نمودن گام بارگذاري، تغيير مكان‌هاي سازه‌اي

به‌دست آمده بسيار بزرگ است.

واضح است كه دليل اول وقوع واگرايي سازه‌اي، بيشتر از آن كه ناشي از فيزيک موجود در رفتار سازه باشد، ناشي از ضعف موجود در بيان قانون رفتاري اعضا و نيز ناكارآمد بودن الگوريتم به كار رفته براي حل مسئله است. از اين رو، اين حالت را نمي‌توان به عنوان معياري براي فروريزش سازه‌اي تلقي نمود. در مقابل، در حالت دوم كه واگرايي عددي ناشي از اتمام ذخيره‌هاي سازه براي مقابله در برابر بارگذاري اعمال شده است، مي‌توان با اطمينان كافي حكم به ناپايداري كلي سازه و فروريزش آن داد.

با توجه به بحث بالا، مي‌توان نتيجه گرفت كه در نظر گرفتن واگرايي عددي الگوريتم حل مسئله به عنوان معياري از فروريزش سازه‌اي مستلزم وجود يک الگوريتم تحليل كارا و قدرتمند و نيز تعريف قوانين رفتاري اعضا توسط روابط هموار[8] است. به دليل عدم وجود دو عامل مذكور در اكثر برنامه‌هاي اجزاي محدود به خصوص در مورد مدل‌هاي سازه‌اي داراي اعضاي ابداعي و پيچيده، استفاده از اين معيار بايد با دقت و احتياط كافي باشد.

در اين تحقيق براي پيشگيري از وقوع واگرايي‌هايي با منشأ اول، الگوريتم نوشته شده براي تحليل سازه‌اي به گونه‌اي است كه در صورت وقوع واگرايي در يكي از گام‌هاي تحليل، پس از كوچک نمودن طول گام، عمليات تحليل سازه‌اي تكرار مي‌شود و در صورت وقوع واگرايي‌هاي مكرر، اين عمل تا رسيدن به همگرايي و يا كوچكتر شدن طول گام‌ها از يک مقدار حداقل تعيين شده، ادامه مي‌يابد. با به كارگيري اين روش و كنترل تغيير شكل‌هاي سازه‌اي در شرايط وقوع واگرايي، تقريبا در هيچ يک از تحليل‌هاي انجام شده، واگرايي پيش از موعد (يعني از نوع اول) ديده نشد. در نتيجه، وقوع واگرايي در الگوريتم تحليل سازه، در عمل با ايجاد تغيير شكل‌هاي بزرگ سازه‌اي همزمان مي‌شد و در نتيجه فروريزش سازه‌اي بر اساس معيار ديگري به جز واگرايي عددي كنترل مي‌شد.

- وقوع شيبي برابر ۲۰% شيب الاستيک اوليه در نمودار **IDA**

نمودار IDA هم از نظر مفهومي و هم به طور كمي، قابل مقايسه با نمودار «برش پايه (V) در مقابل تغيير مكان بام (δ)» به‌دست آمده از تحليل بارافزون[9] است [۱۳]. بارگذاري افزاينده كه در تحليل بارافزون برش پايه ساختمان است، در تحليل IDA جاي خود را به شدت لرزه‌اي (شاخص شدت) افزاينده داده است. در هر دوي اين نمودارها، كاهش سختي سازه و در نتيجه افقي شدن نمودار برش پايه-تغيير مكان و يا شاخص شدت-شاخص تقاضا، نشانه‌اي از مصرف شدن ظرفيت باربري جانبي سازه و نزديک شدن آن به مرحله فروريزش است. در نتيجه، با تعريف يک حد معين براي كاهش شيب نمودار (تعيين يک حداقل براي مقدار شيب) مي‌توان معياري براي فروريزش سازه‌اي به‌دست آورد. در مرجع [۹]، اين حد براي نمودار IDA برابر با ۲۰% شيب الاستيک اوليه تعيين شده است.

- فراتر رفتن حداكثر تغيير مكان نسبي بين طبقه‌اي از مقدار ۰/۱

در عمل ديده مي‌شود كه در موارد زيادي تعيين فروريزش سازه‌اي بر اساس معيار حداقل شيب و يا واگرايي عددي، با مشاهدات واقعي و تجربه مهندسي از نظر مقدار θ_{max} ايجاد شده در سازه مغايرت دارد. به بيان ديگر، فروريزش سازه‌اي تا مقادير بزرگتر از انتظاري از θ_{max} به تاخير مي‌افتد كه اين مسئله ناشي از در نظر نگرفتن مكانيسم‌هاي تغيير شكل مؤثري است كه در عمل تاثير مهمي در كنترل رفتار سازه‌اي دارند. براي مواجهه با اين مسئله، [۹] تعيين مي‌نمايد كه فروريزش سازه‌اي توسط دو معيار حداقل شيب و نيز معيار $\theta_{max} \leq 0.1$ به طور همزمان كنترل گردد. در تحقيق حاضر نيز براي تعيين فروريزش سازه‌اي از اين توصيه پيروي شده است.

۳-۲-۲ الگوريتم به كار رفته جهت مقياس نمودن شتاب نگاشت‌ها

براي انتخاب مقادير شدت لرزه‌اي كه بايد طي يک فرايند افزايشي جهت انجام تحليل ديناميكي افزاينده مورد استفاده قرار گيرند، لازم است تا يک الگوريتم مناسب انتخاب شود. در انتخاب اين الگوريتم بايد به دو نكته توجه داشت. نكته اول بهينه نمودن تعداد نقاط انجام تحليل براي رسم يک نمودار IDA است. تعداد اين نقاط بايد در نواحي خطي اوليه براي كم نمودن هزينه تحليل به حداقل ممكن تقليل يابد و در نواحي كه وقوع فروريزش در آن محتمل است براي رسيدن به دقت كافي به اندازه كافي زياد باشد.

نكته مهم ديگر، اين است كه با توجه به تفاوت قابل توجه مقدار شاخص شدت مربوط به فروريزش در زلزله‌هاي مختلف، الگوريتم مقياس نمودن بايد فاصله بين شاخص شدت‌هاي متوالي را براي هر ركورد زمين لرزه، متناسب با سطح فروريزش آن ركورد تعيين نمايد؛ چنان كه در نهايت تعداد تلاش‌هاي اختصاص يافته (تعداد نقاط) به همه ركوردها تقريبا برابر باشد.

ساده‌ترين الگوريتمي كه مي‌توان براي انجام تحليل IDA انتخاب نمود، الگوريتم مقادير افزاينده با گام ثابت است كه هيچ يک از ويژگي‌هاي فوق را تأمين نمي‌نمايد.

- الگوریتم **Hunt & Fill**

در این مطالعه الگوریتم "hunt & fill" [۱۳] به کار گرفته شده است. در این الگوریتم، در ابتدا یک مقدار کوچک از شاخص شدت که تحت تاثیر آن، سازه قطعا در محدوده خطي باقي خواهد ماند (در مورد $S_a(T_1)$ مقدار ۰/۰۵ مقدار مناسبي است) به عنوان مقدار اولیه شاخص شدت در نظر گرفته مي‌شود. پس از آن، مرحله hunt (شکار نمودن) که هدف آن یافتن شاخص شدت فروریزش با به کار بردن حداقل تعداد نقاط ممکن است، شروع مي‌شود. در این مرحله، طول گام‌هاي افزایش شاخص شدت، با عدد کوچکي (مثلا ۰/۰۵) شروع مي‌شود و این طول در هر مرحله با مقداري مثل ۰/۰۵ افزایش مي‌یابد. مقادیر شاخص شدت به این روش به صورت جهشي افزایش مي‌یابند تا این که نقطه فروریزش پشت سر گذاشته شود. از آن جا که مقادیر شاخص شدت به صورت جهشي افزایش یافته‌اند، براي یافتن نقطه‌اي که به طور نسبتا دقیق شاخص شدت فروریزش را تعیین مي‌نماید لازم است تا مقداري به عقب برگردیم. در این جا طي چند مرحله با استفاده از نقطه قبلي، نقطه‌اي که با دقت (resolution) کافي از پیش تعیین شده (مثلا ۵%)، شاخص شدت متناظر با شرایط فروریزش را بیان مي‌نماید، تعیین مى‌شود (پایان مرحله hunt). نقاط اخیر در واقع صرف بالا بردن دقت نمودار IDA در ناحیه غیرخطي آن شده است. پس از بدست آودن شاخص شدت مربوط به فروریزش که یک هدف اصلي در روش IDA است، نقاط باقي مانده از تعداد نقاط اختصاص یافته به هر رکورد (که از ابتدا و براي همه رکوردها به طور ثابت تعیین شده بود) صرف بالا بردن دقت در قسمت اولیه نمودار مى‌شود. در این مرحله (مرحله fill)، نقاط اضافي در فواصل نقاط اولیه در نظر گرفته مي‌شوند.

٤- روش «تحلیل احتمالاتي تقاضاي لرزه‌اي» **PSDA**

تحلیل احتمالاتي تقاضاي لرزه‌اي PSDA، روشي است براي محاسبه میانگین بسامد سالیانه MAF[10] فراگذشت تقاضاي لرزه‌اي سازه از مقادیر مشخص گوناگون. مانند یک منحني خطر لرزه‌اي که به روش تحلیل احتمالاتي خطر لرزه‌اي PSHA[11] محاسبه مي‌شود، خروجي اصلي PSDA نیز، یک منحني خطر تقاضاي لرزه‌اي است.

به طور خلاصه، PSDA منحني خطر لرزه‌اي (مثلا منحني خطر شتاب طیفي) محل سازه را که به روش PSHA محاسبه شده است، با نتایج تحلیل تقاضا که از تحلیل غیرخطي دینامیکي NDA[12] سازه موردنظر تحت یک مجموعه شتاب نگاشت به‌دست آمده است، ترکیب مي‌نماید. این روش، در واقع یک کاربرد از تئوري احتمال کلي که زیربناي روش PSHA نیز هست، است. اگر شاخص تقاضا، نماینده تقاضاي سازه‌اي و شاخص شدت، نماینده شدت زمین لرزه باشد، PSDA در قالب فرمول ریاضي در (۱) آورده شده است:

$$\lambda_{DM}(y) = \int G_{DM|IM}(y|x) \cdot |d\lambda_{im}(x)| \qquad (۱)$$

میانگین بسامد سالیانه فراگذشت *شاخص تقاضا* از مقدار y، و یا خطر *شاخص تقاضا*، توسط عبارت $\lambda_{DM}(y)$ بیان شده است. به همین صورت $\lambda_{im}(x)$ مقدار تابع خطر لرزه‌اي بر حسب شاخص شدت در نقطه x و $d\lambda_{im}(x)$ دیفرانسیل این تابع در این نقطه است. به بیان ساده، $d\lambda_{im}(x)$ احتمال (سالیانه) وقوع یک شدت زمین لرزه خاص است. عبارت $G_{DM|im}(y|x)$ که به طور متداول با استفاده از نتایج NDA یک سري رکورد شتاب لرزه‌اي محاسبه مي‌شود، مبین احتمال فراگذشت شاخص تقاضا از مقدار y است به شرط آن که شاخص شدت برابر x باشد. باید توجه داشت که عبارت $G_{DM|im}(y|x)$، عدم قطعیت تقاضاي سازه‌اي در یک سطح به خصوص از شدت لرزه‌اي را که ناشي از تفاوت زمین لرزه‌هاست، در بر دارد.

به همراه اطلاعات مربوط به ظرفیت سازه‌اي، نتایج PSDA مي‌تواند براي محاسبه MAF فراگذشت از یک حالت حدي تعیین شده که معمولا به آن «بسامد سالیانه حالت حدي» گفته مي‌شود و با عبارت λ_{LS} نمایش داده مي‌شود به کار رود. λ_{LS} توسط رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\lambda_{LS} = \int G_{LS|DM}(y) \cdot |d\lambda_{DM}(y)| \qquad (۲)$$

در این معادله $d\lambda_{DM}(y)$ بیانگر دیفرانسیل خطر تقاضاي لرزه‌اي نسبت به *شاخص تقاضا* (که در مقدار y محاسبه شده است) است. در حقیقت، این عبارت احتمال (سالیانه) دیده یک مقدار مشخص از *شاخص تقاضا* را تعیین مي‌نماید. عبارت $G_{LS|DM}(y)$ احتمال فراگذشت از حالت حدي LS را به شرط آن که *شاخص تقاضا* برابر y باشد به‌دست مي‌دهد. به طور معمول یک حالت حدي توسط یک ظرفیت با مقدار تصادفي که واحدي مانند تقاضا دارد مشخص مي‌شود. در این حالت، $G_{LS|DM}(y)$ به طور ساده بیانگر احتمال آن است که این ظرفیت کوچکتر از y باشد. تخمین ظرفیت دینامیکي سازه‌ها در محدوده این بحث نیست و بنابراین ظرفیت‌هاي سازه‌اي اگر به کار برده شوند توسط مقادیر قطعي (و نه تصادفي) بیان مي‌شوند. در این حالت $G_{LS|DM}(y)$ به طور ساده یک تابع صفر و یا یک است که مقدار آن وقتي y کوچکتر از ظرفیت سازه‌اي باشد برابر یک و در غیر این صورت برابر صفر است. بنابر این λ_{LS} معادل مقدار عبارت $\lambda_{DM}(y)$ در نقطه ظرفیت خواهد شد.

يک منحني تقاضاي لرزه‌اي (λ_{DM}) و يا بسامد ساليانه حالت حدي (λ_{LS}) که توسط (۱) و يا (۲) محاسبه مي‌شوند مي‌توانند در يک فرايند طراحي (يا برآورد) بر اساس عملکرد، مورد استفاده قرار گيرد. به عنوان مثال، λ_{LS} مي‌تواند براي تصميم‌گيري در مورد کفايت يک طراحي سازه‌اي و يا نياز يک سازه موجود به مقاوم‌سازي مورد استفاده قرار گيرد. در حقيقت، يک حل بسته[۱۳] از رابطه (۲) براي λ_{LS} در مرجع [۹] به ساختار LRFD[14] تبديل شده است. مؤسسه PEER به تازگي PSDA را به عنوان «پايه‌اي که برآورد عملکرد مي‌تواند بر آن مبتني شود» پذيرفته است. روش PSDA اگر با روابط تقاضا-خرابي و خرابي-خسارت همراه شود ساختار کلي روش مهندسي زلزله بر اساس عملکرد را که براي کاربرد کلي در زمينه تصميم‌گيري‌هاي مديريت بحران نوشته شده است، تشکيل مي‌دهد.

۵- مدل سازي رفتار چرخه‌اي اتصال صفحه کناري

۵-۱- ويژگي‌هاي منحني رفتاري اتصال

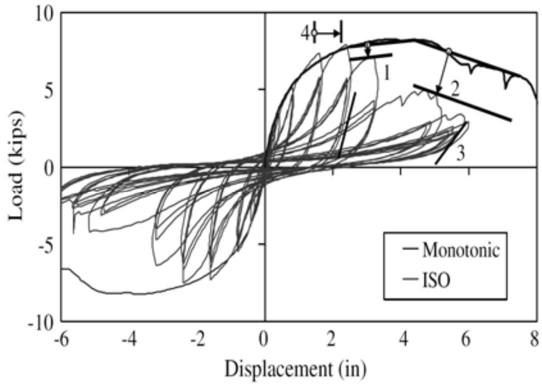
هر نمودار رفتار چرخه‌اي را مي‌توان با تعريف دو عامل تشکيل‌دهنده آن به طور کامل تعريف نمود. عامل اول که به عنوان اسکلت اين نمودار عمل مي‌نمايد منحني پايه[۱۵] آن است. اين منحني که در حقيقت نمودار نيرو-تغيير مکان مربوط به يک بارگذاري يک جهته است، در هنگام بارگذاري چرخه‌اي در نقش پوش نمودارهاي چرخه‌اي ظاهر مي‌شود. عامل تشکيل‌دهنده دوم، يک قانون کاهندگي چرخه‌اي است که با توجه به آن، رفتار عضو طي چرخه‌هاي متمادي از BC فاصله مي‌گيرد. اين قانون، متشکل از روابط کاهندگي است که مي‌تواند ويژگي‌هاي گوناگوني از منحني پايه را تحت تاثير قرار دهد. رفتار چرخه‌اي يک پانل تخته سه لايي در شکل (٦) نشان داده شده است.

۵-۱-۱ منحني پايه

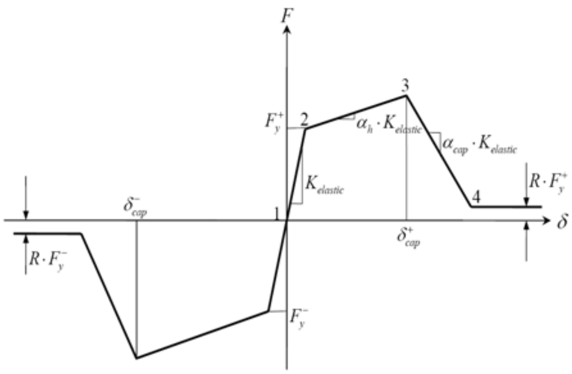
نتايج آزمايش‌هاي به عمل آمده بر روي اعضاي تشکيل شده از مصالح گوناگون نشان مي‌دهد که منحني پايه مربوط به رفتار اين اعضا همواره داراي ۳ ناحيه رفتاري است. اين ۳ ناحيه که در شکل (۷) نشان داده شده‌اند عبارتند از:

۱. ناحيه الاستيک اوليه
۲. ناحيه پس از تسليم تا وقوع نيروي حداکثر
۳. شاخه نرم‌شوندگي

ناحيه (۱) با دو پارامتر F_y و $K_{elastic}$ قابل تعريف است. در ناحيه (۲)، سختي پس از تسليم که به صورت درصد α_h از سختي اوليه بيان مي‌شود، و تغيير مکان متناظر با پايان ناحيه پس از تسليم يعني δ_{cap} مشارکت مي‌نمايند.



شکل (٦): پاسخ آزمايشگاهي يک جهته و چرخه‌اي يک پانل تخته سه لايي [١٠]



شکل (۷): مدل بايلينير مربوط به منحني پايه [۷]

ناحيه (۳)، توسط شيب شاخه نرم شوندگي که با ضريب α_{cap} به شيب الاستيک مرتبط مي‌شود و يک حد پايين براي مقدار نيرو، که به آن نيروي پس ماند گفته مي‌شود و به کمک ضريب R به F_y مرتبط مي‌شود، قابل تعريف است.

۵-۱-۲ قانون کاهندگي چرخه اي

همان‌طور که در شکل (٦) ديده مي‌شود،٤ ويژگي منحني پايه در معرض کاهندگي چرخه‌اي هستند. اين ٤ ويژگي عبارتند از:

- مقاومت تسليم Fy
- نيروي متناظر با شاخه با شيب منفي
- شيب منحني باربرداري
- شيب منحني بارگذاري ناشي از بارگذاري با شتاب

محققان گوناگون روابط مختلفي براي توصيف کاهندگي چرخه‌اي ويژگي‌هاي منحني چرخه‌اي ارائه نموده‌اند. اين روابط که به طور مستقل از پارامترهاي اشاره شده در بالا بيان مي‌شوند، به نام مدل خرابي شناخته مي‌شوند. مدل‌هاي خرابي براي تعريف نسبت موجود بين ويژگي (پارامتر) چرخه جديد و چرخه قبلي، از مفهوم انديس خرابي DI[16] استفاده مي‌نمايند. هر مدل خرابي، در واقع با تکيه بر فرضيات تئوريک، يک رابطه

براي محاسبه انديس خرابي ارائه مي‌نمايد. به بيان ديگر، اين رابطه‌ها مبتني بر انرژي چرخه‌اي تجمعي مستهلك شده در هر چرخه و يا تغيير مكان حداكثر چرخه (غير تجمعي) و يا تركيب آن‌ها هستند. هر رابطه شامل ضرايبي است كه بايد با استفاده از نتايج آزمايشگاهي مربوطه كاليبره شوند.

مدل‌هاي خرابي متعددي توسط محققان به كار رفته اند كه از آن جمله مي‌توان به مدل‌هاي خرابي حداكثرنرمال شده[17]، كراتزيگ[18]، مهاني-ديرلين[19]، انرژي چرخه‌اي[20] و پارك-انگ[21] [7] اشاره نمود. در بخش بعدي مدل خرابي استفاده شده در اين مطالعه به اختصار معرفي مي‌شود.

– مدل خرابي مهاني-ديرلين [7]

اين مدل خرابي مبتني بر شكل‌پذيري تجمعي عضو است كه در قالب تغيير شكل پلاستيک كلي بيان مي‌شود. در اين مدل، ظرفيت حداكثر دوران پلاستيک در بارگذاري مثبت و منفي (θ_{pu}^+ و θ_{pu}^-) و سه پارامتر مثبت α، β و γ به عنوان پارامترهاي كاليبراسيون استفاده مي‌شوند.

حداكثر ظرفيت دوران خميري، θ_{pu}، به عنوان ورودي اصلي اين مدل خرابي انتخاب شده است. دوران خميري به يكي از دو شكل دوران پلاستيک خالص و يا قسمت غير قابل بازيافت دوران الاستيک كه با استفاده از تغيير شكل كلي، نيرو، و سختي باربرداري با استفاده از رابطه زير محاسبه مي‌شود، وارد معادله مي‌شود.

$$\theta_p = \theta_{total} - \frac{F}{K_{unloading}} \qquad (۳)$$

يک تغيير يک جهته در تغيير شكل، به عنوان يک نيم‌چرخه نام گذاري مي‌شود. هنگامي كه افزايش تغيير شكل خميري، δ، تغيير جهت مي‌دهد، يک نيم‌چرخه جديد شروع شده است. براي حذف چرخه‌هاي غير لازم، همه نيم‌چرخه‌هاي كوچكتر از حد معيني جدا مي‌شوند. نيم‌چرخه ابتدايي PHC[22] به نيم‌چرخه‌اي اطلاق مي‌شود كه داراي بزرگترين دامنه باشد، و هر نيم‌چرخه ديگر كه داراي دامنه كوچكتري است، به عنوان يک نيم‌چرخه ثانويه FHC[23] در نظر گرفته مي‌شود. در اين مدل، در هر نقطه تنها يک PHC وجود دارد و هنگامي كه يک PHC جديد رخ مي‌دهد، PHC قبلي به عنوان FHC تلقي مي‌شود.

انديس‌هاي خرابي مربوط به نيم‌چرخه‌هاي مثبت و منفي توسط روابط زير به طور جداگانه محاسبه مي‌شوند:

$$DI^+ = \frac{(\theta_p^+ |_{currentPHC})^\alpha + (\sum_{i=1}^{n^+} \theta_p^+ |_{FHC,i})^\beta}{(\theta_{pu}^+)^\alpha + (\sum_{i=1}^{n^+} \theta_p^+ |_{FHC,i})^\beta} \qquad (٤)$$

$$DI^- = \frac{(\theta_p^- |_{currentPHC})^\alpha + (\sum_{i=1}^{n^-} \theta_p^- |_{FHC,i})^\beta}{(\theta_{pu}^-)^\alpha + (\sum_{i=1}^{n^-} \theta_p^- |_{FHC,i})^\beta} \qquad (۵)$$

عبارات $\theta_p^+ |_{FHC,i}$ و $\theta_p^- |_{FHC,i}$ مقادير حداكثر ثانويه مثبت و منفي هستند. همان‌طور كه قبلا اشاره شد α و β پارامترهاي كاليبراسيون هستند.

انديس‌هاي خرابي نيم‌چرخه‌هاي مثبت و منفي نهايتا توسط ضرايب كاليبراسيون μ و γ با يكديگر تركيب مي‌شوند:

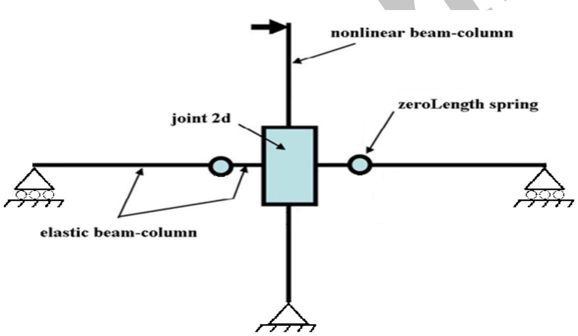
$$DamageIndex^+ = \sqrt[\gamma]{(DI^+)^\gamma + \mu^-(DI^-)^\gamma} \qquad (٦)$$

$$DamageIndex^- = \sqrt[\gamma]{(DI^-)^\gamma + \mu^+(DI^+)^\gamma} \qquad (۷)$$

در اين مطالعه، فقط كاهندگي مقاومت تسليم مربوط به اتصال صفحه كناري در نظر گرفته شده است.

۵-۲- مدل سازي عددي ميان قاب اتصال

براى مدل سازي و انجام تحليل‌هاي غيرخطي استاتيكي و ديناميكي در اين مطالعه از نرم افزار OpenSees[24] [11] استفاده شده است. مدل ميانقاب به كار رفته در اين نرم افزار مطابق شكل (۸) است. در اين مدل با فرض تشكيل نقاط عطف منحني تغيير شكل ميانقاب در نقاط مياني تيرها و ستون‌ها، تنها نيمي از تير و يا ستون در هر طرف اتصال مدل سازي شده است. همچنين همان‌طور كه ديده مي‌شود، شرايط تكيه‌گاهي طبق اين فرض در نظر گرفته شده است.



شكل (۸): ميانقاب مدل شده در نرم افزار OpenSees

براي مدل سازي تشكيل مفصل پلاستيک در تيرها، در اين نرم افزار، از يک فنر دوراني كه در برگيرنده رفتار غيرخطي اين مفصل‌ها است، به همراه دو قطعه تير الاستيک بهره گرفته شده است. تيرهاي الاستيک، يكي در فاصله بين وجه ستون تا محل تشكيل مفصل پلاستيک، و ديگري از مفصل پلاستيک تا تكيه‌گاه

غلطكي در انتهاي تير، قرار دارند.

در اين مدل براى انعكاس رفتار غيرخطي تيرها از روش پلاستيسيته متمركز استفاده شده است. همان‌طور كه در نتايج به‌دست آمده از آزمايش توسط مرجع [۲] بيان شده است، در سامانه اتصال صفحه كناري، محل محتمل براي وقوع مفصل خميري در تير، پس از اتمام ورق پوششي است. با توجه به اين نكته و بر اساس ويژگي‌هاي مدل آزمايشگاهي مرجع [۲]، طول تيرهاي الاستيک تشكيل‌دهنده تعيين شده است. ويژگي‌هاي اختصاص يافته به تيرهاي الاستيک در قسمت مابين ستون و فنر دوراني بر اساس ابعاد صفحات كناري تعيين شده اند. تيرهاي الاستيک دوم با استفاده از ابعاد مقاطع I شكل به كار برده شده در نمونه آزمايشگاهي مدل شده‌اند.

با توجه به اين كه قبل از وقوع حالت خميري در انتهاي تيرها، رفتار تيرها به طور كامل توسط بخش‌هاي الاستيک منعكس مي‌شود، سختي دوراني اوليه فنرها توسط مقادير بسيار بزرگ (بي‌نهايت) بيان شده است تا اثر تغيير شكل آن‌ها در ناحيه الاستيک در نظر گرفته نشود. رفتار پس از تسليم فنرها توسط مدل بايلينير توضيح داده شده در بخش‌هاي قبلي كه ويژگي كاهندگي چرخه‌اي در آن به وسيله مدل خرابي مهاني-ديرلين انعكاس يافته است، مدل سازي شده است.

براي مدل سازي ستون‌ها، از روش فايبر استفاده شده است. در روش فايبر، مقطع به ناحيه هاي متعددي كه مي‌توانند به صورت مستطيلي، دايروي، لايه‌اي و يا به صورت بدون بعد و متمركز در يک نقطه، تعريف شوند، تقسيم مي‌شود. به هر ناحيه رابطه تنش-كرنش مخصوص به خود اختصاص مي‌يابد. رابطه نيرو-تغيير مكان مقطع با استفاده از انتگرال‌گيري از رابطه تنش-كرنش تعريف شده براي همه نواحي مقطع به‌دست مي‌آيد. با استفاده از اين روش مي‌توان شكل‌گيري حالت خميري در برخي از نواحي مقطع را شبيه به آنچه در رفتار واقعي اعضا رخ مي‌دهد و بر اساس دوران كلي مقطع، مدل سازي نمود. مقاطع تعريف شده به اين روش، در تعريف المان تير-ستون غيرخطي مبتني بر نيرو مورد استفاده قرار گرفته است.

۵-۳- كاليبراسيون مدل

براى كاليبراسيون مدل ارائه شده در بالا، به طور همزمان از نتايج آزمايشگاهي مرجع [۲] و اجزاي محدود مرجع [٤] استفاده شده است. بدين ترتيب كه ابتدا با تكيه بر منحني ممان-دوران به‌دست آمده از آزمايش، مدل خرابي كه كاهندگي چرخه‌اي لنگر تسليم اتصال را منعكس مي‌نمايد، كاليبره شد. همچنين با استفاده از نتايج آزمايش، پارامترهاي مربوط به منحني پايه مدل بايلينير براي مقطع تير IPE300 تعيين شد.

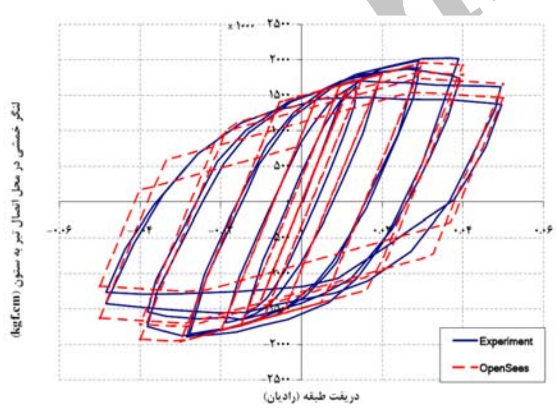
در مرحله بعد، براى تعيين پارامترهاي منحني پايه مربوط به ساير ابعاد تير، از منحني‌هاي ممان-دوران به‌دست آمده از اجزاي محدود كمک گرفته شد. پارامترهاي به‌دست آمده در اين مرحله، با استفاده از ضرايب اصلاحي حاصل از مقايسه پارامتريک منحني‌هاي شكل (٤) اصلاح شدند.

منحني‌هاي ممان-دوران آزمايشگاهي و به‌دست آمده از OpenSees در شكل (۹) با يكديگر مقايسه شده‌اند. همچنين پارامترهاي مدل خرابي مهاني-ديرلين كاليبره شده، در جدول (۱) آورده شده است. مقادير tol_{rel} و tol_{abs} در اين جدول، پارامترهاي مربوط به جدا نمودن چرخه‌ها در محاسبه انديس خرابي هستند كه براي دو حالت نسبي (نسبت به دوران تسليم) و مطلق، حد پايين دوران چرخه‌ها را براي آن كه در رابطه مربوط به محاسبه خرابي در نظر گرفته شوند، به‌دست مي‌دهند.

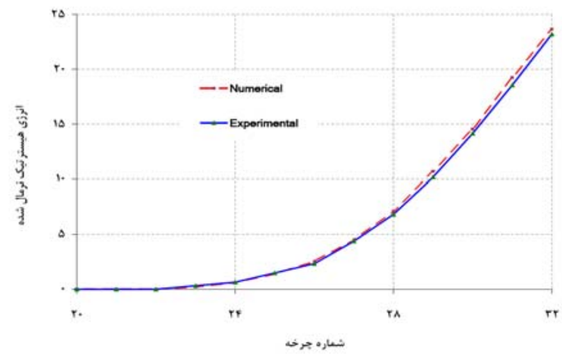
منحني انرژي چرخه‌اي تجمعي نرمالايز شده چرخه‌ها NHE[25] كه از رابطه (۸) محاسبه مي‌شود براي مدل‌هاي آزمايشگاهي و OpenSees و براي نيم‌چرخه‌هاي مثبت و منفي در شكل‌هاي (۱۰) و (۱۱) نشان داده شده است.

جدول (۱): پارامترهاي كاليبراسيون مدل خرابي مهاني-ديرلين

μ^-	μ^+	tol_{rel}	tol_{abs}	θ_{pu}^-	θ_{pu}^+	γ	β	A
۰	۰	۰,۱	۰,۰۲	-۰,۱۷	۰,۱۷	۲,۰	۲,۰	۱,۷



شكل (۹): منحني ممان-دوران به‌دست آمده از آزمايش و مدل OpenSees



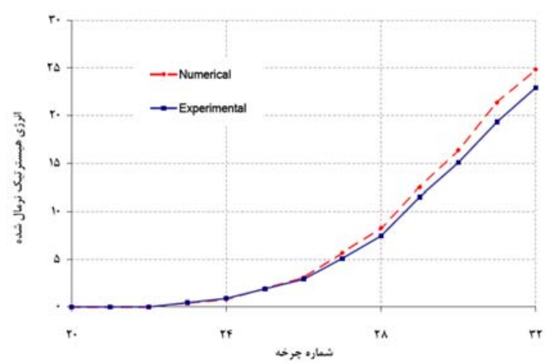
شکل (۱۰): انرژي چرخه‌اي نرمالايز شده مدل‌ها در نيم‌چرخه‌هاي مثبت

$$NHE = \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i}{F_i \delta_i} \qquad (۸)$$

چنانکه ديده مي‌شود برابري قابل قبولي بين منحني‌هـاي ممـان-دوران و منحنـي‌هـاي NHE مـدل‌هـاي عـددي و آزمايـشگاهي وجود دارد.

٦- طراحي سازه‌ها

در اين مطالعه سه قاب خمشي با اتصالات صفحه کناري با توجه به توصيه‌هاي مرتبط در [٥، ٦ و ١٢] طراحي شده‌اند.



شکل (۱۱): انرژي چرخه‌اي نرمالايز شده مدل‌ها در نيم‌چرخه‌هاي منفي

اين ساختمان‌ها ساختمان‌هايي با کاربري اداري واقع بر محلي در شهر تهران با خاکي از نوع سخت (S_D) با توجه به [۱۲]) هستند. ارتفاع ساختمان‌ها ۳، ۷ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده است که بيانگر طيفي از ارتفاع‌هاي ساختماني است. همه ساختمان‌ها داراي پلان طبقاتي يکسان بوده و در طراحي آن‌ها، سامانه قاب خمشي محيطي از نوع «قاب خمشي ويژه» به عنوان سامانه باربر جانبي در نظر گرفته شده است. طراحي انجام شده در دو جهت متعامد کاملا يکسان است.

مصالح به کار رفته در تعريف اعضا، فولاد ST-37 با مقاومت تسليم ٢٤٠٠ کيلوگرم بر سانتي‌متر مربع و مدول الاستيسيته $۲,۱ \times ۱۰^{٦}$ است. پارامترهاي لرزه‌اي به کار رفته در طراحي اعضا با اتوجه به مرجع [۹] در جدول (۲) بيان شده است. همچنين ضرايب بارگذاري لرزه‌اي سازه‌ها در جدول (۳) آورده شده است.

جدول (۲): پارامترهاي لرزه‌اي مربوط به UBC97

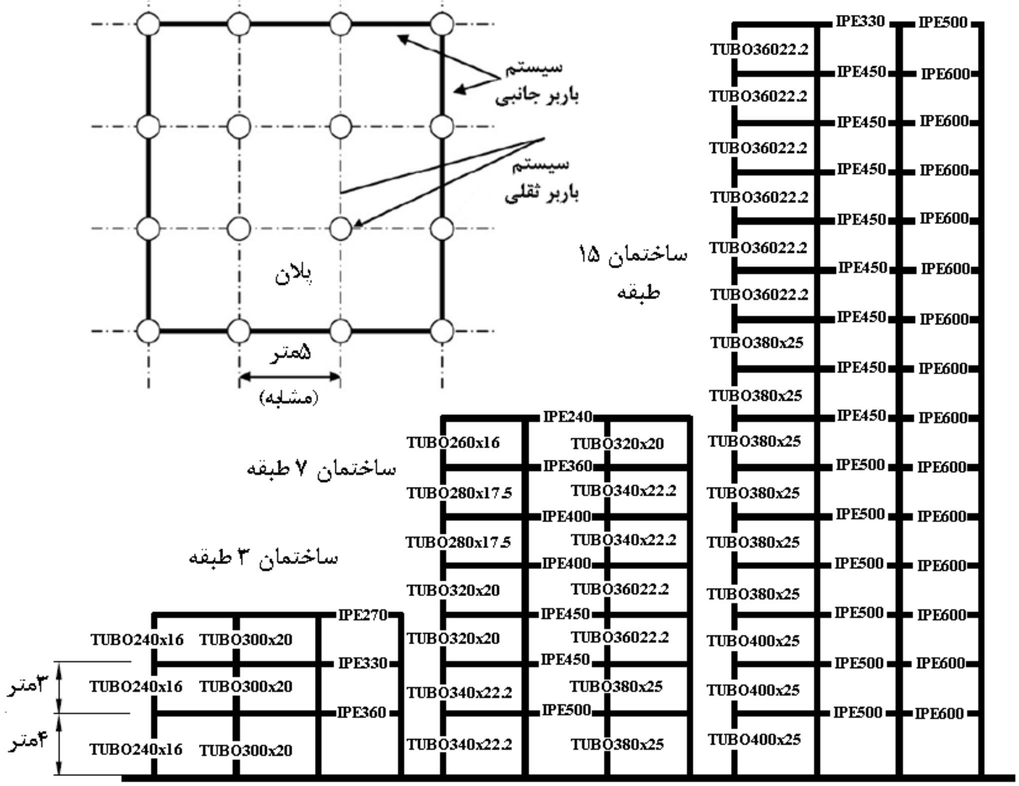
Z	C_a	C_v	N_a	N_v	R
۰,۴	۰,۴۴	۰,۶۴	۱	۱	۸,۵

پلان طبقات، همچنين مقاطع برگزيده شده براي اعضاي سازه‌اي در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

اگرچه مقاطع ستون‌هاي موجود در مدل‌هاي اتصال کاليبره شده از نوع دوبل IPE بودند، با اين حال، مدل اتصال کاليبره شده به مقطع ستون وابسته نيست و مي‌تواند با هر مقطع ستون دلخواهي مورد استفاده قرار گيرد. در اينجا از ستون‌هاي قوطي شکل موجود در استاندارد Euro تحت عنوان TUBO استفاده شده است.

جدول (۳): پارامترهاي لرزه‌اي مربوط به [۱۲]

تعداد طبقات	ارتفاع (متر)	پريود تجربي (ثانيه)	C	W (تن)	V=C.W (تن)
۳	۱۰	۰,۴۸	۰,۱۲۹	۴۶۴,۱	۶۰,۱
۷	۲۲	۰,۸۷	۰,۰۸۶	۱۱۰۵,۳	۹۵,۷
۱۵	۴۶	۱,۵	۰,۰۵۰	۲۳۸۷,۸	۱۱۹,۱



شکل (۱۲): پلان طبقات و جزئيات طراحي ساختمان‌ها

۷- مدل تحليلي

براي احتساب اثر بار ثقلي وارده بر قاب‌هاي داخلي بر تقاضاي ايجاد شده در قاب‌هاي خمشي محيطي، از اعضايي تحت عنوان ستون تكيه كننده[۲۶] استفاده شده است. اين ستون‌ها، اعضاي صلبي هستند كه توسط تيرهاي صلب دو سر مفصل (لينك صلب) به سازه اصلي متصل شده‌اند. همچنين گره‌هاي محل تقاطع تيرها و ستون‌هاي مذكور از نوع مفصلي است كه هيچ گونه مقاومت خمشي اضافي به سامانه قاب خمشي نمي‌دهند. براي احتساب اثرات P-Delta ناشي از بارگذاري دهانه‌هاي داخلي، وزن اين دهانه‌ها (به دليل تقارن نيمي از آن‌ها) به طور متمركز بر گره‌هاي انتهايي تيرهاي صلب وارد شده است. هنگامي كه در سازه تغيير مكان جانبي اعمال گردد، اين نيروهاي متمركز دليل ايجاد لنگرهاي خمشي ثانويه در قاب خمشي مي‌گردند.در شكل (۱۳) مدل تحليلي قاب‌ها نشان داده شده است.

ساير ويژگي‌هاي مدل قاب، مانند ميانقاب‌هاي به كار رفته جهت كاليبراسيون مدل اتصال است.

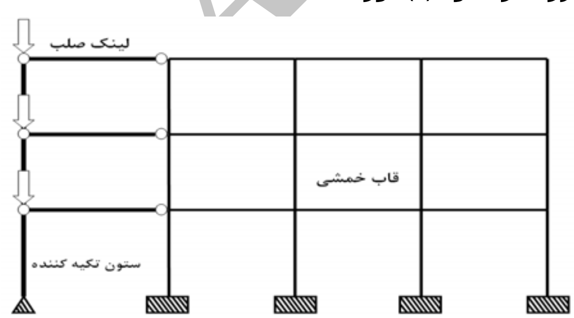
۸- نتايج تحليل بارافزون

نمودارهاي بارافزون سازه‌ها براي الگوي بارگذاري جانبي مودال در شكل (۱٤) نشان داده شده است.

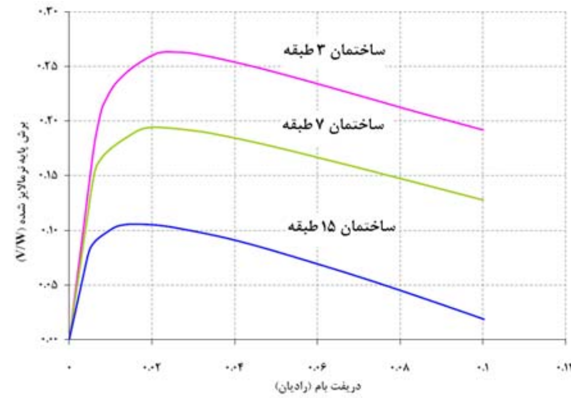
۹- تحليل ديناميكي افزاينده IDA

۹-۱- انتخاب شتاب نگاشت‌ها

شتاب نگاشت‌هاي مورد استفاده در اين مطالعه، ۲۲ جفت (جمعا ٤٤ تا) شتاب نگاشت ارائه شده توسط [۸] براي انجام تحليل IDA است. اين شتاب نگاشت‌ها مربوط به قوي‌ترين زمين لرزه‌هاي ضبط شده توسط ايستگاه‌هاي لرزه نگاري تا كنون هستند. مقادير حداقل، متوسط، و حداكثر سه پارامتر بزرگا، حداكثر شتاب زمين PGA (PGA_{max} مبين مقدار بيشتر در بين دو مؤلفه افقي است)، و فاصله كانوني از مركز زمين لرزه، در جدول (۳) آورده شده است.



شكل (۱۳): مدل تحليلي قاب‌هاي خمشي دوبعدي



شکل (١٤): نمودار بارافزون سازه‌ها

جدول (٣): مقادير حداقل، متوسط، و حداکثر ٣ پارامتر مربوط به زمين لرزه‌ها

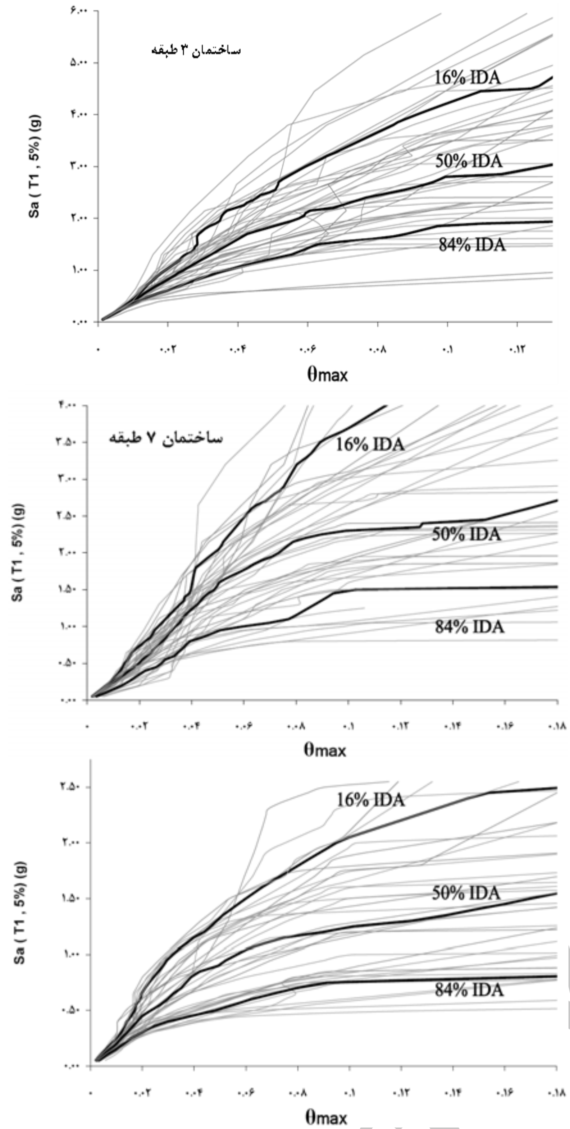
پارامتر	حداقل	متوسط	حداکثر
بزرگا	۶,۵	۷	۷,۶
$PGA_{max}(g)$	۰,۲۱	۰,۴۳	۰,۸۲
فاصله کانوني از مرکز زمين لرزه (km)	۱۱,۱	۱۶,۴	۲۶,۴

٩-٢- نتايج تحليل

٩-٢-١ نمودارهاي IDA

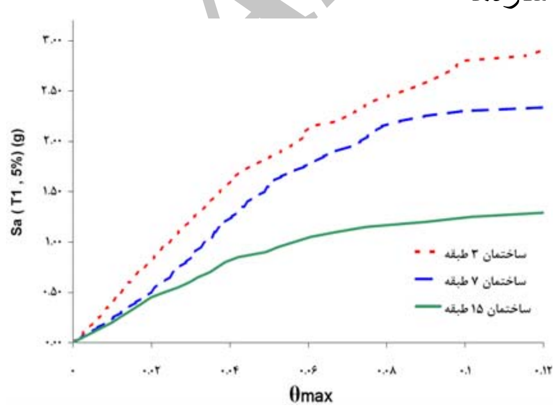
نمودارهاي IDA ساختمان‌ها به همراه صدک‌هاي شانزدهم، پنجاهم (ميانه)، و هشتادوچهارم آنها در شکل (١٥) نشان داده شده است. نمودارهاي IDA سه ساختمان در شکل (١٦) مورد مقايسه قرار گرفته است. همان‌طور که انتظار مي‌رفت، با افزايش ارتفاع ساختمان، براي يک مقدار ثابت شاخص تقاضا، مقادير شاخص شدت در نمودارها کاهش مي‌يابد. مقدار ميانه S_a متناظر با وقوع فروريزش در بين همه شتاب نگاشت‌ها، برابر ظرفيت S_a سازه‌ها ناميده مي‌شود. با توجه به نمودارهاي IDA مربوط به ساختمان‌هاي مختلف، مي‌توان گفت ظرفيت S_a سازه‌ها با افزايش ارتفاع آن‌ها کاهش مي‌يابد.

با نگاه کردن به نمودار IDA ساختمان‌ها در شکل (١٦) و مقايسه آن‌ها با يکديگر، متوجه وجود يک تشابه ميان نمودارهاي مربوط به ساختمان‌هاي ٧ و ١٥ طبقه مي‌شويم؛ در حالي که نمودار IDA ساختمان ٣ طبقه داراي شکل کاملا متفاوتي است. اين تفاوت در وجود يا عدم وجود ناحيه مسطح در قسمت‌هاي پاياني نمودارها بروز مي‌نمايد. همان‌طور که ديده مي‌شود فروريزش ساختمان‌هاي ٧ و ١٥ طبقه با نرم‌شدگي شديدي در رفتار اين ساختمان‌ها همراه است، در حالي که اين نرم‌شدگي در رفتار ساختمان ٣ طبقه ديده نمي‌شود.



شکل (١٥): نمودارهاي IDA سازه‌ها

٩-٢-٢ توزيع تغيير مکان نسبي طبقات در ارتفاع سازه‌ها



شکل (١٦): مقايسه نمودارهاي IDA ميانه

مقادير ميانه تغيير مکان نسبي حداکثر طبقات از بين ٤٤ تحليل تاريخچه زماني، در سطوح خاصي از شدت لرزه‌اي استخراج شده و براي هر سه ساختمان در شکل (١٧) نشان داده شده است. اين سطوح، شدت‌هاي لرزه‌اي متناظر با احتمالات فروريزش ١٦%، ٥٠%، و ٨٤% هستند که بعدا در مورد نحوه محاسبه آن‌ها توضيح داده خواهد شد.

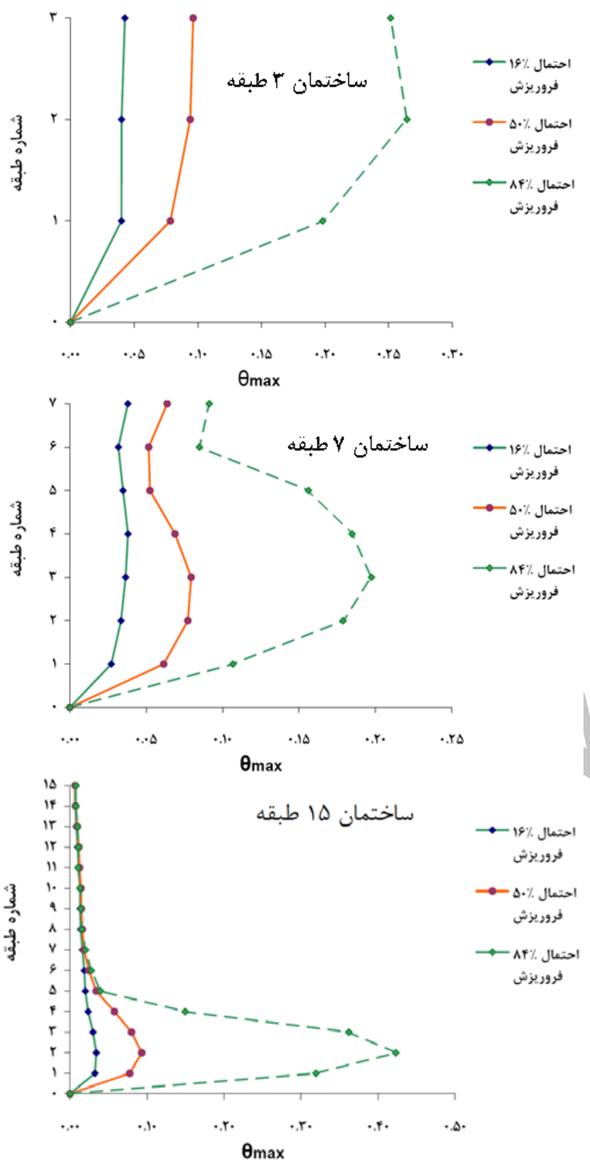
در حالي که توزيع تغيير مکان نسبي حداکثر ميانه طبقات در ارتفاع، براي ساختمان‌هاي ٧ و ١٥ طبقه داراي شکل تقريبا يکساني است، اين توزيع در مورد ساختمان ٣ طبقه به گونه‌اي متفاوت است. در ساختمان ٣ طبقه، تغيير مکان نسبي با روند تقريبا ثابتي در ارتفاع ساختمان افزايش پيدا مي‌نمايد، در حالي که در ساختمان‌هاي ٧ و ١٥ طبقه، تجمع تغيير مکان نسبي در طبقات خاصي به طور واضح عامل اصلي فروريزش سازه‌اي است.

اين تفاوت و تفاوت ديگر ميان نمودارهاي IDA سازه‌ها که در قسمت قبل به آن اشاره شد، هر دو ناشي از تفاوت در مکانيسم فروريزش ساختمان‌ها هستند. همان‌طور که در رفتار يک ستون تحت فشار، بسته به لاغري ستون ممکن است يکي از دو مود شکست کمانشي و يا شکست ناشي از تنش‌هاي فشاري زياد رخ دهد، در قاب‌هاي مورد مطالعه نيز، بسته به ارتفاع و ابعاد سازه‌ها، مودهاي شکست متفاوتي محتمل است. در واقع، مود شکست ساختمان‌هاي بلند مرتبه با تجمع فزاينده تغيير مکان نسبي در يک يا دو طبقه به خصوص در شرايطي که تغيير مکان نسبي ساير طبقات مقادير نسبتا کمي دارند، همراه است. اين مود شکست که به دليل حاکم بودن اثرات مرتبه دوم بر تغيير شکلهاي سازه‌اي رخ مي‌دهد، به شکل‌گيري طبقه نرم موسوم است.

در مقابل، در ساختمان‌هاي کوتاه مرتبه، اثرات مرتبه دوم از شدت نسبتا کمي برخوردارند و در روند تغيير شکل سازه‌اي، تغيير شکل‌ها در هيچ طبقه به خصوصي تجمع پيدا نمي‌نمايند.

٩-٢-٣ برآورد احتمالات متناظر با وقوع حالات حدي

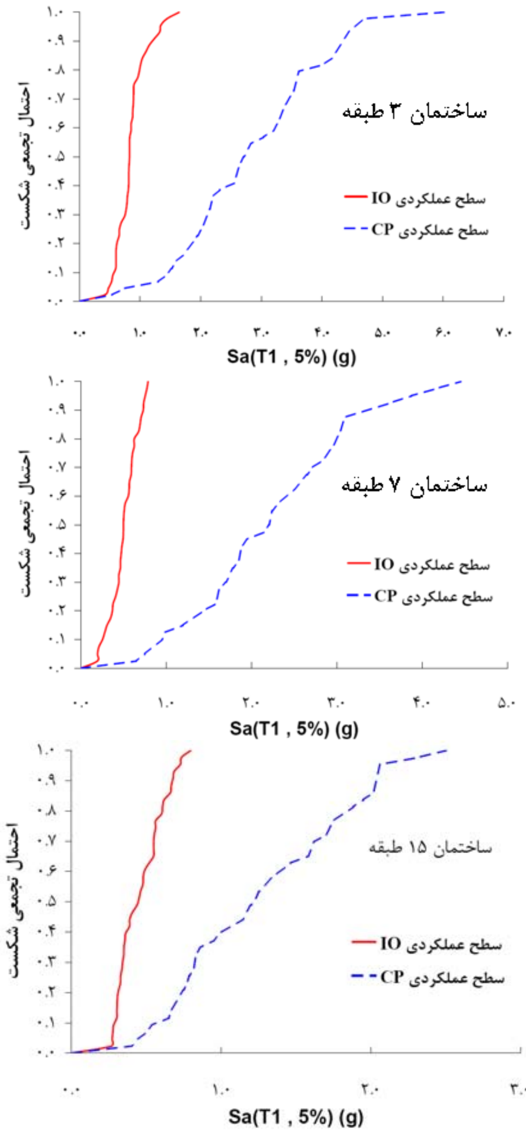
براي استخراج احتمال بروز حالات حدي از خروجي‌هاي تحليل IDA، از نمودارهايي موسوم به منحني شکنندگي[٢٧] استفاده مي‌شود. براي رسم اين نمودارها، شدت لرزه‌اي شاخص شدت متناظر با وقوع حالت حدي موردنظر، به ازاي همه رکوردها به ترتيب نزولي مرتب مي‌شود. با استفاده از مقادير مرتب شده، احتمال وقوع حالت حدي در سازه، به ازاي مقادير کوچکتر يا مساوي يک مقدار شاخص شدت موردنظر، که يک تابع احتمال تجمعي (Cumulative Distribution Function, CDF) است، محاسبه مي‌شود و نمودار آن در مقابل مقدار شاخص شدت رسم مي‌شود. با استفاده از اين نمودار، مي‌توان گفت که به ازاي هر سطح شاخص شدت، احتمال وقوع حالت حدي، به شرط آن که مقدار شاخص شدت به سطح موردنظر محدود شود، به چه ميزان است.



شکل (١٧): توزيع تغيير مکان نسبي حداکثر ميانه در طبقات

با در نظر گرفتن دو حالت حدي آستانه فروريزش (Collapse Prevention, CP) و کاربري بي وقفه (immidiate Occupancy, IO) منحني‌هاي شکنندگي مربوط به سازه‌ها در شکل (١٨) رسم شده است. براي تشخيص حالت حدي فروريزش، از روشي که در بخش ٤-٢-١ توضيح داده شد، استفاده شده است. حالت حدي کاربري بي وقفه، بر اساس

توصیه‌هاي آيين‌نامه‌اي [۹]، متناظر با وقوع حداکثر تغيير مکان بين طبقه‌اي برابر با ۰,۰۲ راديان در سازه، در نظر گرفته شده است.

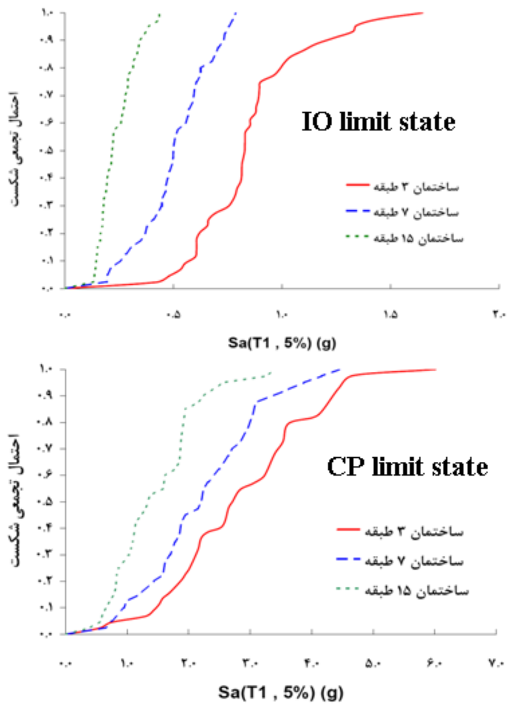


شکل (۱۸): نمودارهاي شکنندگی سازه‌هاي مختلف

در شکل (۱۹) نمودارهاي شکنندگی مربوط به حالات حدي فروريزش و کاربري بي وقفه براي هرسه ساختمان مورد مقايسه قرار گرفته است. مقادير S_a متناظر با احتمال شکست‌هاي ۱٦%، ۵۰%، و ۸٤% براي دو تابع عملکري IO و CP، در جدول (٤) آورده شده است. مقادير S_a متناظر با احتمال فروريزش ۵۰ درصد که در ادبيات مهندسي زلزله از آن به «ظرفيت S_a» سازه ياد مي‌شود، در اين جدول سايه زده شده است.

با در نظر گرفتن مقادير جدول (٤) و نمودارهاي شکل (۱۹)، ديده مي‌شود که با افزايش تعداد طبقات ساختمان، احتمال فروريزش (و يا برآورده ننمودن سطح عملکردي IO) در سازه، در يک سطح ثابت از شدت لرزه اي، افزايش پيدا مي‌نمايد.

مقادير داده شده در جدول (٤) مي‌تواند براي تعيين زلزله‌هاي طراحي با احتمال فروريزش معين مورد استفاده قرار گيرد. همچنين بررسي اين مقادير مي‌تواند به برآورد کفايت آيين‌نامه‌هاي مورد استفاده در طراحي سازه‌ها کمک کند؛ که بررسي اين موضوعات خارج از موضوع اين مطالعه است.



شکل (۱۹): مقايسه نمودارهاي شکنندگی سه ساختمان

۹-۲-٤ ميانگين بسامد ساليانه وقوع حالات حدي

براي محاسبه ميانگين بسامد ساليانه وقوع حالات حدي، با بسط رابطه (۲)، به رابطه زير مي‌رسيم [۱۳]:

$$\lambda_{LS} = \int_{IM=0}^{IM=\infty} F(IM^c \mid IM).\left|\frac{d\lambda_{IM}}{dIM}\right| dIM \qquad (۹)$$

جدول (٤): مقادير S_a متناظر با احتمالات وقوع مختلف

احتمال شکست	ساختمان ۳ طبقه		ساختمان ۷ طبقه		ساختمان ۱۵ طبقه	
	IO	CP	IO	CP	IO	CP
%۱۶	۰,۶۱	۱,۷	۰,۳۲	۱,۲۵	۰,۱۵	۰,۶۹
%۵۰	۰,۸۳	۲,۷۱	۰,۵۰	۲,۲۱	۰,۲۲	۱,۲۳
%۸۴	۱,۰۴	۴,۱۶	۰,۶۸	۳,۰۵	۰,۳۲	۱,۹۵

مقادير بر حسب g هستند

در این رابطه، کمیت داخل قدر مطلق، گرادیان خطر im، و $F(IM^C|IM)$، CDF وقوع ظرفیت مربوط به حالت حدي بر حسب متغیر شاخص شدت است. همه کمیت‌هاي موجود در رابطه اخیر معلوم اند و تنها با محاسبه یک انتگرال می‌توان آن را بدست آورد.

رابطه (۹) مبناي محاسبه میانگین بسامد سالیانه مربوط به وقوع حالات حدي، و همچنین، وقوع مقادیر مختلف تقاضاي لرزه‌اي که در انتهاي این بخش به آن پرداخته می‌شود، است.

برای محاسبه λ_{LS} (و یا λ_θ)، لازم است ابتدا نمودار مربوط به تابع احتمال $F(IM^C|IM)$ (در حالت محاسبه λ_θ ، $F(IM^\theta|IM)$) که همان منحني شکنندگی است و در بالا براي حالات حدي مختلف رسم گردید، به‌دست آید. پس از محاسبه مقادیر این منحني، با داشتن مقادیر عددي نمودار خطر لرزه اي، انتگرال رابطه (۹) به راحتي به روش عددي قابل محاسبه است.

- نمودار خطر لرزه اي

نمودارهاي خطر لرزه‌اي مورد استفاده در این مطالعه، از [۳] اقتباس شده‌اند. در این مطالعه ، بر اساس روابط کاهندگي گوناگون موجود، خطر لرزه‌اي در نقاط مختلف شهر تهران برآورد شده است و با میانگین گیري از مقادیر خطر لرزه‌اي به‌دست آمده، نقشه خطر یکنواخت شهر تهران به‌دست آمده است. نمودارهاي خطر لرزه‌اي که بیان‌کننده میانگین بسامد سالیانه فراگذشت از مقادیر گوناگون شدت لرزه‌اي هستند، با استفاده از نقشه خطر یکنواخت و براي پریودهاي گوناگون سازه‌اي به‌دست آمده اند. همچنین، MAF فراگذشت از شدت لرزه‌اي بر حسب S_a، توسط یک رابطه خطي در فضاي log-log تخمین زده شده است. رابطه مربوط به این تخمین به شکل زیر است:

$$\lambda_{S_a} = k(S_a)^t \qquad (۱۰)$$

پارامترهاي k و t اقتباس شـده از مرجـع [۳]، بـراي پریودهـاي نوساني مربوط به ساختمان‌هـاي موضـوع ایـن مطالعـه، بـراي منطقه با سطح خطر «زیاد» در جدول (۵) آورده شده است.

جدول (۵): پارامترهاي مربوط به خطر لرزه اي

پارامتر	T_1=0.9 s	T_1=1.5 s	T_1=2.1 s
K	1.787×10^{-4}	5.356×10^{-5}	1.003×10^{-5}
t	-2.005	-2.021	-2.12

- **MAF** وقوع حالات حدي

با استفاده از نمودارهاي خطر لرزه‌اي بالا و منحني‌هاي شکنندگي نشان داده شده در بخش ۱۰-۲-۳، انتگرال‌گیري عددي از رابطه (۹) به عمل آمد. مقادیر مربوط به MAF حالات حدي IO و CP براي هر سه سازه در جدول (٦) نشان داده شده‌اند. این مقادیر، به عنوان کمیت‌هایي که منعکس‌کننده ظرفیت احتمالاتي کلي سازه‌ها با تکیه بر عدم قطعیت‌هاي ناشي از زلزله هستند، بسیار سودمندند. از این مقادیر می‌توان به عنوان معیاري براي سنجش قابلیت اطمینان سازه‌اي ساختمان‌هاي موردنظر در مقایسه با سایر سازه‌ها استفاده نمود، و یا آن‌ها را در ضوابط آیین‌نامه‌اي مربوط به طراحي ساختمان‌هاي مورد مطالعه مورد استفاده قرار داد.

جدول (٦): میانگین بسامد سالیانه وقوع حالات حدي

	ساختمان ۳ طبقه		ساختمان ۷ طبقه		ساختمان ۱۵ طبقه	
	IO	CP	IO	CP	IO	CP
MAF وقوع ($\times10^{-4}$)	5.71	4.08	15.5	1.61	2.96	0.7

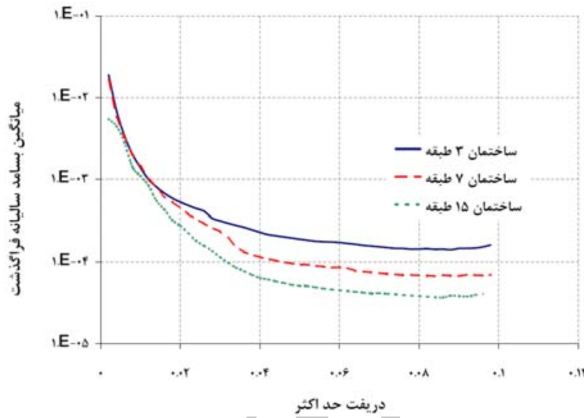
نکته قابل توجه در مقادیر این جدول این است که، اگرچه بدون در نظر گرفتن مقادیر خطر لرزه‌اي در محاسبه احتمال شکست (مقادیر جدول (٤)) در حالت حدي فروریزش، با افزایش تعداد طبقات احتمال شکست افزایش می‌یابد، ولي پس از وارد نمودن مقادیر خطر لرزه‌اي، نتیجه به‌دست آمده بر عکس می‌شود. یعني احتمال کلي شکست سازه‌هاي با ارتفاع بلندتر، کمتر است. این موضوع ناشي از آن است که، اثر کاهش پریود نوساني سازه‌ها بر افزایش خطر لرزه‌اي (با توجه به (۱۰))، کاهش احتمال فراگذشت از یک سطوح عملکردي خاص، ناشي از کاهش ارتفاع سازه، را خنثي می‌نماید.

۹-۲-۵ منحني خطر تقاضاي لرزه اي

همان‌طور که گفته شد، خروجي تحلیل احتمالاتي تقاضاي لرزه‌اي PSDA، منحني‌هایي است که بسامد سالیانه فراگذشت تقاضاي لرزه‌اي سازه را از مقادیر مختلف تقاضا برآورد می‌نماید. رابطه مربوط به این محاسبه در بخش ٤ (رابطه (۱)) بیان شد. بسط این رابطه به صورت تابعي از شاخص شدت، منجر به رابطه‌اي مشابه با (۹) می‌شود؛ با این تفاوت که در اینجا به جاي وقوع حالت حدي، فراگذشت از یک سطح تقاضاي خاص مد نظر است. با به کارگیري این رابطه به طور هم‌زمان با منحني خطر لرزه اي، منحني‌هاي خطر تقاضاي لرزه‌اي سازه‌ها به‌دست می‌آیند. این منحني‌ها در شکل (۲۰) نشان داده شده‌اند.

همان‌طور که در این شکل‌ها دیده می‌شود و در بالا نیز به آن اشاره شد، به رغم آن که احتمال وقوع یک تقاضاي خاص در یک سطح خطر مشخص، براي سازه‌هاي کوتاهتر کمتر

است، (شکل (۱۹))، با در نظر گرفتن منحني خطر لرزه‌اي و احتساب توزيع احتمالاتي شدت لرزه اي، احتمال کلي وقوع تقاضاي يکسان در سازه بلندتر کمتر مى‌شود.



شکل (۲۰): منحنيهاي خطر تقاضاي لرزه اي

۱۰- نتيجه گيري

دراين مطالعه يک مدل اتصال که به نحو خوبي رفتار اتصال صفحه کناري را منعکس مي‌نمود، ايجاد و بر اساس نتايج آزمايشگاهي و اجزاي محدود کاليبره شد. بعد از آن، قاب‌هاي خمشي مدل سازي شده با کاربرد اين اتصالات تحت تحليل IDA قرار گرفتند. به کمک روش تحليل احتمالاتي تقاضاي لرزه اي، عملکرد قاب‌ها در قالب «بسامد فراگذشت از حالات حدي» و «منحني خطر تقاضاي لرزه اي» بيان شد. توزيع تغيير مکان نسبي حداکثر ميانه در طبقات سازه نيز با استفاده از نتايج تحليل IDA برآورد شد و مورد مطالعه قرار گرفت.

مقادير احتمال متناظر با وقوع دو سطح عملکردي IO و CP به‌دست آمده براي قاب‌هاي مورد مطالعه، مي‌توانند معياري براي مقايسه عملکرد سازه‌هاي گوناگون باشند و يا در برآورد کفايت آيين‌نامه‌هاي مورد استفاده در طراحي قاب‌ها مورد استفاده قرار گيرند. به علاوه، منحني‌هاي خطر تقاضاي لرزه‌اي که متوسط بسامد ساليانه فراگذشت از سطوح مختلف تقاضاي لرزه‌اي را به‌دست مي‌دهند، مي‌توانند در برآورد عملکرد قاب‌هاي مورد مطالعه مورد استفاده قرار بگيرند.

علاوه بر کاربردهاي فوق، مقايسه بين نمودارهاي مربوط به سازه‌هاي مختلف منجر به نتايج زير مي‌شود:

- مقايسه بين منحني‌هاي شکنندگی نشان مي‌دهد که، بدون در نظر گرفتن توزيع احتمالاتي مقادير شدت لرزه‌اي (منحني خطر لرزه اي)، احتمال فروريزش (و يا فراتر رفتن از سطح IO) در ساختمان‌هاي با ارتفاع بلند تر، بيشتر است.
- به رغم نتيجه به‌دست آمده از منحني‌هاي شکنندگی، مقايسه بين منحني‌هاي خطر تقاضاي لرزه‌اي حاکي از آن است که، احتمال شکست کلي مربوط به سازه‌هاي بلندتر کمتر است. اين موضوع ناشي از غالب بودن اثر منحني‌هاي خطر لرزه‌اي بر منحني‌هاي خطر تقاضاي لرزه‌اي بدست آمده است؛ زيرا در منحني‌هاي خطر لرزه‌اي با افزايش ارتفاع (و درنتيجه زمان تناوب طبيعي) سازه، بسامد ساليانه وقوع شدت‌هاي لرزه‌اي کاهش مي‌يابد.
- نمودارهاي مقادير ميانه حداکثر تغيير مکان نسبي بين طبقه‌اي طبقات مختلف که در سطح لرزه‌اي متناظر با احتمال فروريزش ۸٤ درصد، و همچنين نمودارهاي IDA ميانه به‌دست آمده براي قاب‌ها، اختلاف بين رفتارهاي فروريزش سازه‌هاي کوتاه و بلند مرتبه را آشکار مي‌نمايد.

۱۱- مراجع

[۱] شيراوند، محمودرضا؛ "اصلاح اتصالات ممان بر متعارف براي تير I شکل و ستون دوبل با استفاده از صفحات کناري"، پايان نامه کارشناسي ارشد، دانشگاه صنعتي اميرکبير، ۱۳۸۳.

[۲] شيراوند، محمودرضا؛ "بررسي آزمايشگاهي مقاوم‌سازي اتصال گيردار تير به ستون دوبل در مقابل زلزله براي پل‌هاي فولادي با دهانه کوتاه "، فصلنامه انجمن مهندسين عمران (اساس)، سال نهم، شماره بيست و دوم، ٦١-٦٩، ۱۳۸۵.

[۳] مهدوي عادلي، م.، "تعيين طيف خطر يکنواخت و طيف طراحي ساختگاه"، پايان نامه کارشناسي ارشد، دانشگاه صنعتي اميرکبير، ۱۳۸۳.

[٤] يخچاليان، منصور؛ "بررسي رفتار سيکلي اتصالات خمشي دوطرفه با صفحات کناري و ستون دوبل "، پايان نامه کارشناسي ارشد، دانشگاه صنعتي اميرکبير، ۱۳۸۵.

[٥] AISC, American Institute of Steel Construction, Specifications for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, March, 2005.

[٦] AISC, American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, March, 2005.

[۷] Altoontash, A., “Simulation and Damage Models for Performance Assessment of Reinforced Concrete Beam-Column Joints”, Ph.D. Thesis, Stanford University, 2004.

[۸] ATC, Applied Technology Council, ATC 63: Quantification of Building System and Response Parameters, Redwood City, California, 2007.

[۹] Federal Emergency Management Agency, FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.

[۱۰] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krwinkler, H., “Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34, 2005, 1489–1511.

[۱۱] “OpenSees - Open System for Earthquake Engineering Simulation.” 2010 June 1, <http://opensees.berkeley.edu/>.

[۱۲] UBC, Uniform Building Code, "International Conference of Building Officials", Whittier, California, 1997.

[۱۳] Vamvatsikos, D; Cornell, C. A.; “Incremental dynamic analysis”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31 (3), 491–514, 2002.

۱۲- زیرنویس ها

[۱] PSDA
[۲] ANSYS
[۳] deterioration
[٤] Probabilistic Seismic Demand Analysis, PSDA
[٥] Intensity Measure, IM
[٦] Demand Measure, DM
[۷] tracking
[۸] smooth
[۹] Pushover
[۱۰] Mean Annual Frequency
[۱۱] Probabilistic Seismic Hazard Analysis
[۱۲] Nonlinear Dynamic Analysis
[۱۳] closed-form
[۱٤] Load and Resistance Factor Design
[۱٥] Backbone Curve
[۱٦] Damage Index
[۱۷] Normalized peak
[۱۸] Kratzig
[۱۹] Mehanny-Deierlein
[۲۰] Hysteretic energy
[۲۱] Park-Ang
[۲۲] Primary Half Cycle
[۲۳] Follower Half Cycle
[۲٤] Open System for Earthquake Engineering Simulation
[۲٥] Normalised Hysteretic Energy
[۲٦] leaning column
[۲۷] fragility