

# بررسی و مقایسه‌ی روش طراحی عملکردی براساس کنترل جابه‌جایی و روش نیرویی در طرح لرزه‌ی ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد

نرگس ایماشی (کارشناسی ارشد)

علی معصومی\* (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی تهران

مهندسی عمران شریف  
دوره‌ی ۲-۱۴۹، شماره‌ی ۱، ص. ۳۷-۴۶

طراحی براساس جابه‌جایی یکی از جدیدترین روش‌های طراحی و ارزیابی ساختمان‌ها در برابر سطوح مختلف زلزله با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی است. در این نوشتار، روش جدید و ساده‌ی طراحی براساس جابه‌جایی (DBD) معرفی شده است. ویژگی‌های خاص این روش عدم نیاز به محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی سازه و لحاظ اثرات مودهای بالاتر در حوزه‌ی غیرخطی در طراحی است. در این مطالعه دو قاب بتن مسلح با دو شیوه‌ی نیرویی و DBD<sup>۱</sup> طراحی و عملکرد آن‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. در این رابطه چرخش‌های خمیری مفاصل، ظرفیت‌های شکل‌پذیری و باربری، سطوح عملکرد و تغییرمکان‌های نسبی طبقات در دو شیوه‌ی طراحی با هم مقایسه شده است. نتایج نشان‌دهنده‌ی بهبود ظرفیت شکل‌پذیری و باربری و عملکرد قاب‌های طراحی شده به روش DBD است.

واژگان کلیدی: طراحی به روش کنترل جابه‌جایی، استاندارد ۲۸۰۰ ایران، رفتار لرزه‌ی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، ظرفیت شکل‌پذیری.

## ۱. مقدمه

آیین‌نامه‌های بارگذاری و طرح لرزه‌ی کنونی که براساس نیرو تهیه شده‌اند، برای طراحی در محدوده‌ی ارتجاعی مناسب هستند؛ اما سطوحی از عملکرد که متضمن پذیرش خسارت است، براساس معیار جابه‌جایی قابل تعریف است. از این روش‌های طراحی مبتنی بر جابه‌جایی به‌منزله‌ی جدیدترین ابزار طراحی براساس عملکرد ارائه شده‌اند. در سال ۱۹۷۶ Suzen و Shibata با جایگزینی دستگاه خطی معادل به جای دستگاه غیرخطی، روش طراحی براساس جابه‌جایی (DBD) را ابداع کردند.

این روش توسط برخی از محققین بررسی شده و به‌صورت کامل‌تر و دقیق‌تری صورت‌بندی شد.<sup>[۱]</sup> در سال ۱۹۹۶، یک روش طراحی براساس جابه‌جایی پیشنهاد شد که به روش N۲ معروف شد.<sup>[۲]</sup> در سال ۱۹۹۹، با استفاده از روش گرافیکی، شیوه‌ی محاسباتی دیگری پیشنهاد شد،<sup>[۳]</sup> که می‌توان آن را درگام‌های معکوس شده، برای طراحی براساس جابه‌جایی استفاده کرد. در این روش برای ایجاد طیف تقاضای غیرکشناسانی از رابطه‌ی تجربی Vidic-Fajfar (R-μ-T)<sup>[۴]</sup> استفاده می‌شود و جابه‌جایی تقاضای سیستم یک درجه آزادی معادل نیز از نقطه‌ی تقاطع دیاگرام ظرفیت ایده‌آل شده و طیف تقاضای غیرکشناسانی در فرمت ADRS به‌دست می‌آید. ایده استفاده از «ضابطه‌ی جابه‌جایی معادل» در سازه‌های با دوره‌ی تناوب بلند و متوسط در سال ۲۰۰۰ مطرح شد،<sup>[۵]</sup> همچنین در سال ۱۹۹۹، یک روش گرافیکی سعی و

خطایی ارائه شد که از آن برای تعیین ظرفیت شکل‌پذیری و جابه‌جایی غیرکشناسانی سیستم استفاده می‌شود.<sup>[۶]</sup> در سال ۲۰۰۷، نیز یک روش طراحی براساس جابه‌جایی با استفاده از مفهوم ظرفیت شکل‌پذیری ارائه شد.<sup>[۶]</sup> مزیت این روش علاوه بر سادگی، عدم استفاده از زمان تناوب اصلی سازه است؛ بنابراین از فرض‌های غیرواقعی مربوط به محاسبه‌ی زمان تناوب پرهیز می‌شود. در این روش برای در نظر گرفتن اثرات مودهای بالاتر از تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال<sup>۲</sup> (پوش اور مودال) استفاده می‌شود.

در این نوشتار با استفاده از دو شیوه‌ی نیرویی و DBD (بدون استفاده از زمان تناوب اصلی سازه)، دو سازه‌ی قابی بتن مسلح با کاربری بیمارستان (ساختمان با اهمیت خیلی زیاد) طراحی شده و عملکرد آن‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور و با هدف بررسی رفتار و سطوح عملکرد سازه‌های طراحی شده به دو روش طراحی، چرخش‌های خمیری مفاصل، ظرفیت‌های شکل‌پذیری و باربری، سطوح عملکرد و تغییرمکان‌های نسبی طبقات در دو شیوه‌ی طراحی با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

## ۲. معایب روش طراحی نیرویی (خطی)

در دهه‌های گذشته آیین‌نامه‌های طراحی، مبنای کار خود را براساس تحلیل خطی کشناسانی قرار داده‌اند و برای لحاظ رفتار غیرخطی سازه‌ها و انرژی مستهلک شده در

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۹/۲۱، اصلاحیه ۱۳۹۰/۵/۲۵، پذیرش ۱۳۹۰/۶/۲۲.

۵. ایجاد طیف نیاز غیرکشسانی برای سیستم یک درجه آزادی، جابه‌جایی طیفی  $(S_d)^{1.0}$  - شتاب طیفی  $(S_a)^{1.1}$
۶. یافتن شتاب طیفی  $(A_y)$ ، متناظر با جابه‌جایی نهایی برای سیستم SDOF از روی طیف غیرکشسانی،
۷. تعیین جرم مؤثر سیستم  $(M^*)$  و محاسبه‌ی برش پایه‌ی طراحی سازه از رابطه‌ی  $V = A_y \cdot M^*$
۸. توزیع برش حاصل‌شده در ارتفاع و طراحی سازه،
۹. انجام آنالیز مودال و تعیین شکل مودها و دوره‌های تناوب آن‌ها و ضرایب مشارکت مودی،
۱۰. استفاده از توزیع مود اول و رسم منحنی پوش اور،
۱۱. ایده‌آل‌کردن منحنی پوش اور به صورت دو خطی و تعیین جابه‌جایی تسلیم و نهایی و ظرفیت شکل‌پذیری اصلاح‌شده،
۱۲. تکرار گام‌های ۴ تا ۷، طراحی مطلوب زمانی حاصل می‌شود که برش پایه‌ی طراحی هم‌گرا شود،
۱۳. برای ساختمان‌هایی که اثر مودهای بالاتر سهم مهمی در پاسخ‌های سازه دارند، باید به تعداد مودهایی که مجموع جرم‌های مؤثر مودی در آن‌ها بیش از ۹۰٪ جرم مؤثر سازه را تشکیل می‌دهد، آنالیز پوش اور با استفاده از توزیع بار متناسب با شکل مودهای مؤثر انجام شود و پس از تعیین برش، جابه‌جایی و لنگر متناظر با جابه‌جایی هدف در اعضا، و ترکیب SRSS آن‌ها، طراحی سازه برای مقادیر حاصل انجام شود.

در شکل ۱ مراحل گام‌به‌گام روش DBD نشان داده شده است.<sup>[۸]</sup>

## ۴. معرفی قاب‌های مورد مطالعه

### ۴.۱. مشخصات قاب‌ها

در پژوهش حاضر دو قاب بتنی منظم یک بار به روش جابه‌جایی (DBD)<sup>[۶]</sup> و یک بار به روش نیرویی (استاندارد ۲۸۰۰)<sup>[۹]</sup> طراحی شده‌اند. هر دو قاب ۴ طبقه، با ارتفاع ۴/۸ متر در طبقه همکف و ۳/۶ متر در طبقات بالای همکف در نظر گرفته شده‌اند. کاربری ساختمان‌ها بیمارستان و محل احداث آن‌ها در تهران است. سیستم سقف از نوع تیرچه بلوک و سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی انتخاب شده است. سایر مشخصات قاب‌های مورد مطالعه در جدول ۱ آمده است.

### ۴.۲. تحلیل و طراحی

با توجه به منظم بودن قاب‌ها و ارتفاع ۱۵/۶ متر (کمتر از ۵۰ متر) در طراحی به روش نیرویی (استاندارد ۲۸۰۰) از روش استاتیکی معادل برای برآورد بار زلزله استفاده شد. قاب‌ها به صورت دو بعدی و با نرم افزار ETABS ۹/۲ تحلیل و با در نظر گرفتن ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)<sup>[۱۰]</sup> طراحی شدند. در طراحی آرماتورهای ستون‌ها و تیرها به ترتیب به مقدار ۳ و ۱/۵ درصد سطح مقطع محدود شدند. هم‌چنین با توجه به اعمال ضوابط ویژه مخصوصاً کنترل ستون قوی - تیر ضعیف  $(C/B > ۱/۲)$ ، ابعاد بعضی از ستون‌ها افزایش یافته است.

چرخه‌های تغییرشکل خمیری از تحلیل کشسانی با نیروهای لرزه‌یی کاهش‌یافته‌ی معادل استفاده کرده‌اند. در این روش جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل کشسانی متناسب با مقدار ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو  $(R)^۲$  افزایش داده می‌شود و طراحی براساس نیروهای کاهش‌یافته صورت می‌گیرد. هرچند این شیوه از لحاظ کاربردی بسیار ساده و آسان است، ولی امروزه انتقادهای فراوانی به روش تحلیل کشسانی خطی براساس کاهش نیرو - افزایش جابه‌جایی وارد می‌شود که به طور خلاصه در ادامه بیان شده است:<sup>[۷]</sup>

۱. هنگامی که قسمت‌های مشخصی از سازه وارد ناحیه‌ی غیرکشسان می‌شود، توزیع نیرو و تغییرشکل‌ها به طور عمده‌یی تغییر می‌کند. این تغییرات را نمی‌توان با یک ضریب کلی کاهش نیرو لحاظ کرد.
۲. احتمال انطباق کنش‌های کشسانی و توزیع تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل کشسانی با مکانیزم خرابی واقعی سازه تحت اثر زلزله بعید به نظر می‌رسد.
۳. ضریب کاهش نیروی توصیه‌شده در آیین‌نامه‌ها به صورت تقریبی و مقادیر پیشنهادی برای مجموعه‌یی از سازه‌ها مشخص شده است و هیچ الزامی وجود ندارد که عدد مشخص شده با مشخصات سازه‌ی مورد نظر برای طراحی منطبق باشد.
۴. در این روش سازه برای سطح عملکرد ایمنی جانی طراحی می‌شود و کنترل سازه برای سطوح عملکردی مختلف دشوار است.

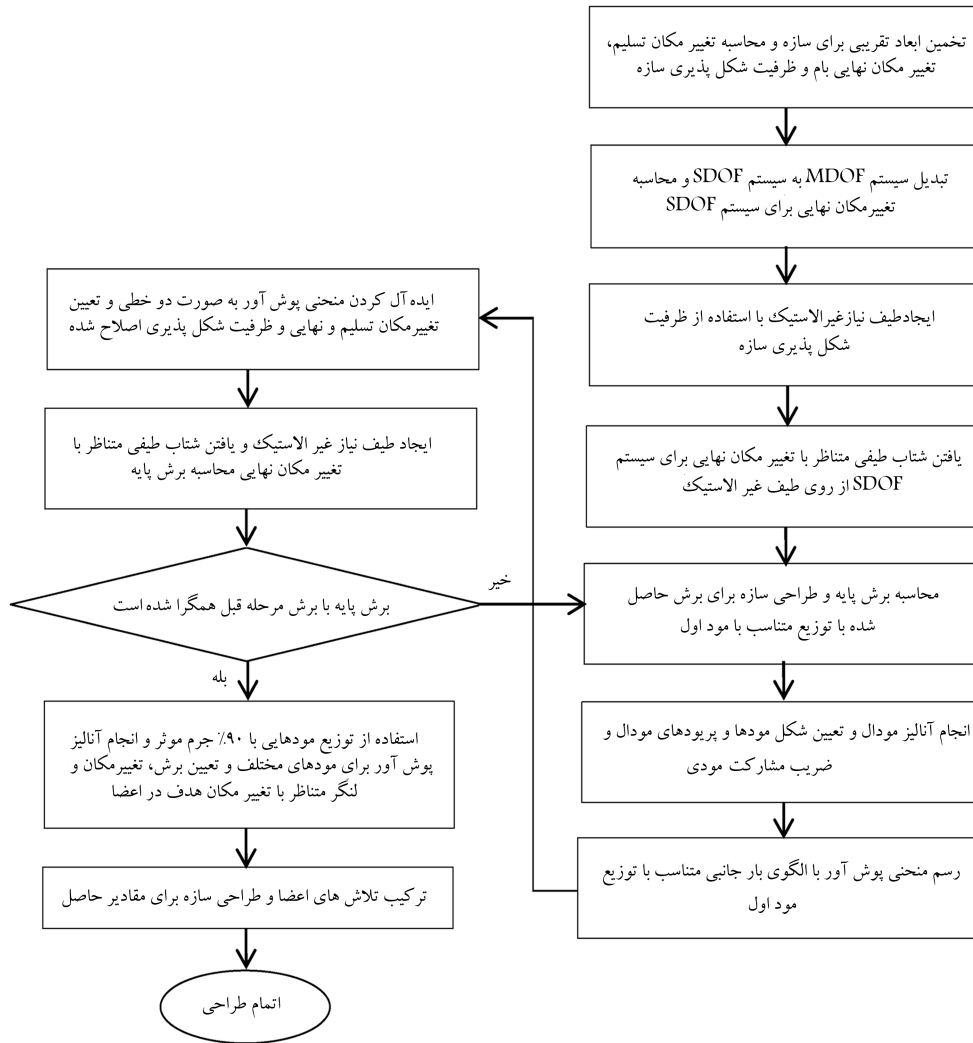
## ۳. مبانی نظری روش جدید طراحی براساس جابه‌جایی

### (DBD)

در این روش به جای استفاده از عامل نیرو در طراحی، از پارامتر جابه‌جایی استفاده می‌شود، با این ایده که جابه‌جایی یا جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی<sup>۴</sup> نقش کلیدی در عملکرد سازه ایفا می‌کند. در روش سنتی طراحی براساس نیرو، ابتدا سازه برای پاسخ کاهش‌یافته‌ی شتاب و نیروهای متناظر با آن در حوزه‌ی کشسانی طرح و سپس جابه‌جایی یا جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌یی کنترل می‌شود. این روند در طراحی براساس جابه‌جایی به طور معکوس اعمال می‌شود. با استفاده از این روش، می‌توان تخمین‌های بسیار درستی از نیاز جابه‌جایی‌های غیرکشسانی موضعی و کلی سازه‌ها و مکانیزم طبقات به دست آورد. در این روش فرض می‌شود که پاسخ مودها در حالت غیرکشسانی نیز به صورت ناهمبسته هستند، بنابراین پاسخ لرزه‌یی سازه در هر مود به طور مستقل از هل دادن سازه با الگوی توزیع بار ثابت ناشی از نیروهای اینرسی در آن مود تا رسیدن به جابه‌جایی هدف حاصل می‌شود. سپس پاسخ کلی سازه از ترکیب پاسخ مودها با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS)<sup>۵</sup> یا روش ترکیب مربعی کامل (CQC)<sup>۶</sup> به دست می‌آید.

روش پیشنهادی Ghorbanie-Asl و Humar که در این پژوهش استفاده شده است،<sup>[۶]</sup> را می‌توان در این گام‌ها خلاصه کرد:

۱. تعیین جابه‌جایی نسبی تسلیم طبقه<sup>۷</sup>،
۲. تعیین جابه‌جایی هدف بام<sup>۸</sup>،
۳. تعیین ظرفیت شکل‌پذیری<sup>۹</sup> مورد نیاز سازه،
۴. تبدیل جابه‌جایی نهایی و تسلیم سازه چند درجه آزادی به مقادیر نظیر در سازه‌ی یک درجه آزادی (SDOF) معادل،



شکل ۱. مراحل گام به گام روش جدید طراحی براساس عملکرد به روش کنترل جابه جایی (DBD).

جدول ۱. مشخصات قاب های مورد مطالعه.

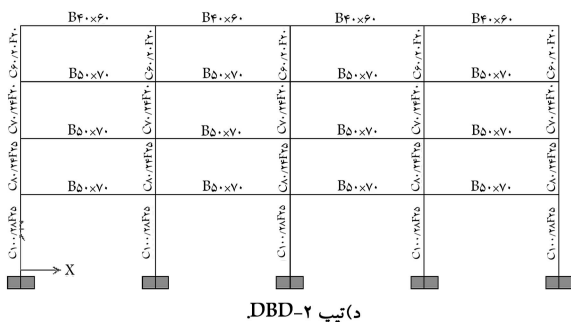
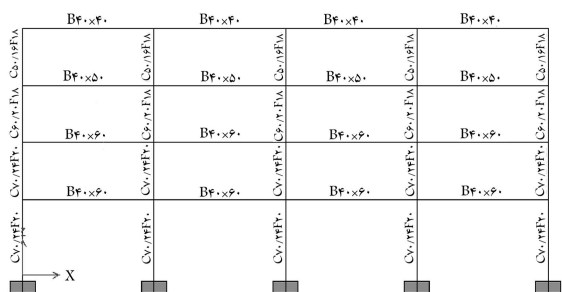
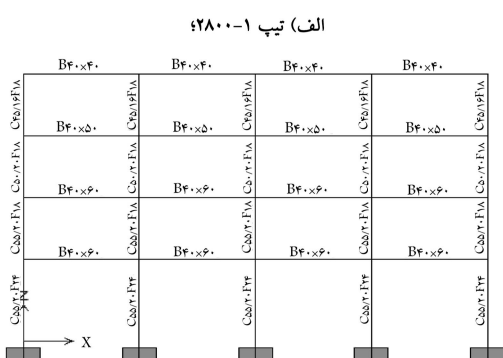
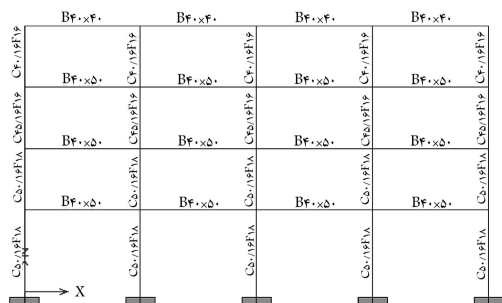
مشخصات قاب ها	تیپ ۱	تیپ ۲
ارتفاع قاب از تراز پایه	۱۵٫۶ متر	۱۵٫۶ متر
تعداد دهانه	۴	۴
عرض دهانه ها	۵ متر	۸ متر
نوع ساختگاه	II	II
شتاب مبنای طرح	۰٫۳۵ g	۰٫۳۵ g
مشخصات مصالح مصرفی		
مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه	۲۵۰ kg/cm <sup>۲</sup>	۲۵۰ kg/cm <sup>۲</sup>
مقاومت کششی آرماتورهای طولی	۴۰۰۰ kg/cm <sup>۲</sup>	۴۰۰۰ kg/cm <sup>۲</sup>
مقاومت کششی آرماتورهای عرضی	۳۰۰۰ kg/cm <sup>۲</sup>	۳۰۰۰ kg/cm <sup>۲</sup>
بارگذاری		
بار مرده	۶۸۰ kg/m <sup>۲</sup>	۶۸۰ kg/m <sup>۲</sup>
بار زنده	۲۰۰ kg/m <sup>۲</sup>	۲۰۰ kg/m <sup>۲</sup>

## ۵. نتایج طراحی

### ۵.۱. مقایسه ی مقادیر برش پایه در دو روش طراحی

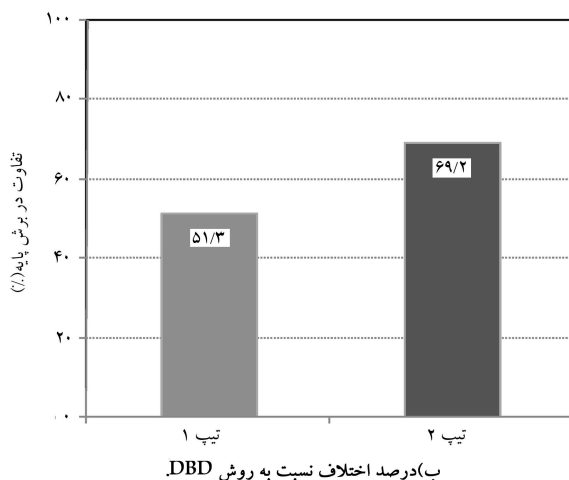
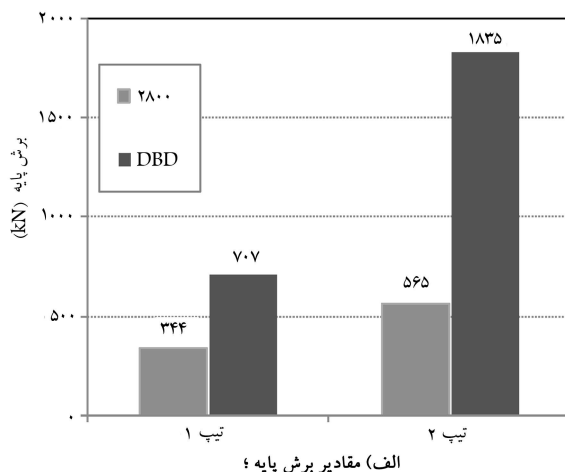
مقادیر پیشبینی برش پایه ی به دست آمده در روش طراحی براساس جابه جایی (DBD) و طراحی براساس نیرو (استاندارد ۲۸۰۰) در شکل ۲ نشان داده شده است. ملاحظه می شود که در هر دو تیپ مقدار برش پایه در روش جابه جایی بیش از

۲.۵. مقایسه‌ی ابعاد و مقاطع قاب‌های طراحی شده  
 در شکل ۳ مقاطع قاب‌های طراحی شده با هر دو شیوه برای قاب‌های تیپ ۱ و تیپ ۲ نشان داده شده است. مقایسه‌ی این مقاطع نشان می‌دهد که قاب‌های طراحی شده به روش DBD ابعاد بزرگ‌تری دارند.



مشخصات مقاطع در شکل:  $Bb \times d$ : تیر به عرض  $b$  و ارتفاع  $d$ ؛  
 $Ca / nfm$ : ستون مربعی به بعد  $a$  با  $n$  آرماتور طولی نمره  $m$

شکل ۳. ابعاد و مقاطع قاب‌های طراحی شده با دو شیوهی طراحی.



شکل ۲. مقادیر برش پایه و درصد اختلاف در دو روش طراحی.

روش نیرویی است. درصد اختلاف نیروی برشی نسبت به نیروی برشی به دست آمده از روش DBD برای قاب تیپ ۱، ۵۱٫۳٪ و برای قاب تیپ ۲، ۶۹٫۲٪ است. اختلاف برش پایه در دو روش طراحی، مربوط به شیوهی طراحی است. در روش نیرویی، طیف نیازکشسانی با استفاده از ضریب رفتار کاهش داده می‌شود. در حالی که در روش DBD، کاهش طیف نیازکشسانی با استفاده از ظرفیت شکل‌پذیری صورت می‌گیرد. از طرفی در روش نیرویی ضریب زلزله تابعی از زمان تناوب اصلی سازه بوده است، در حالی که در روش DBD از زمان تناوب اصلی سازه استفاده نمی‌شود.

اختلاف برش پایه در قاب تیپ ۲ بیش از قاب تیپ ۱ است، زیرا اولاً در روش نیرویی، ضریب رفتار برای طیف وسیعی از سازه‌های متعلق به یک نوع سیستم سازه‌یی یکسان است و برای هر دو تیپ بدون توجه به طول دهانه‌ها این ضریب عدد یکسانی در نظر گرفته شده است، بنابراین طیف نیازکشسانی برای قاب‌های هر دو تیپ به یک نسبت کاهش داده شده است. ولی در روش DBD، ظرفیت شکل‌پذیری برای هر قاب با توجه به مشخصات همان قاب محاسبه شده و مقادیر متفاوتی برای دو تیپ به دست آمده است. از آنجا که ظرفیت شکل‌پذیری قاب تیپ ۲ کمتر از تیپ ۱ است، بنابراین میزان کاهش طیف نیازکشسانی برای تیپ ۲ کمتر از تیپ ۱ بوده و منجر به برش پایه‌ی بیشتری شده است. ثانیاً در روش نیرویی، زمان تناوب از روابط تجربی به دست می‌آید و تابعی از ارتفاع سازه است. بنابراین مقدار زمان تناوب برای سازه‌های با ارتفاع یکسان و طول دهانه‌ی متفاوت عدد یکسانی است.

جدول ۲. مقایسه‌ی زمان تناوب اصلی و ضرایب مشارکت مودی قاب‌ها (حاصل از تحلیل).

مُد	۱	۲	۳		
تیپ ۱	T(s)	۱,۰۵۰	۰,۳۴۸	۰,۱۸۴	۲۸۰۰
	M(%)	۸۶,۵۶	۹,۷۷	۲,۸۳	
	T(s)	۰,۸۴۶	۰,۳۰۷	۰,۱۵۳	DBD
	M(%)	۸۴,۵۳	۱۱,۹۳	۲,۷۵	
تیپ ۲	T(s)	۱,۰۸۶	۰,۳۴۳	۰,۱۵۳	۲۸۰۰
	M(%)	۷۷,۶۹	۱۵,۶۴	۵,۰۹	
	T(s)	۰,۶۷۹	۰,۲۱۸	۰,۱۰۶	DBD
	M(%)	۷۵,۵۷	۱۵,۲۹	۶,۳۷	

### ۳.۵. مقایسه‌ی وزن قاب‌ها در دو روش طراحی

وزن قاب‌های مورد مطالعه در دو روش طراحی به دست آمده و در شکل ۴ نشان داده شده است. درصد اختلاف وزن قاب‌ها در روش استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به وزن قاب‌ها در روش DBD برای قاب تیپ ۱، ۱۴/۴٪ و برای قاب تیپ ۲، ۳۶/۵٪ است.

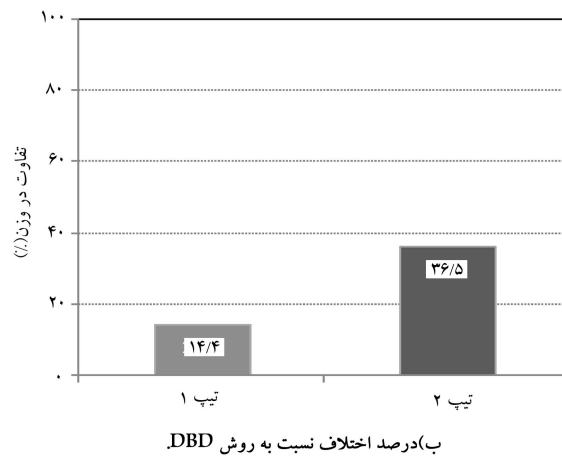
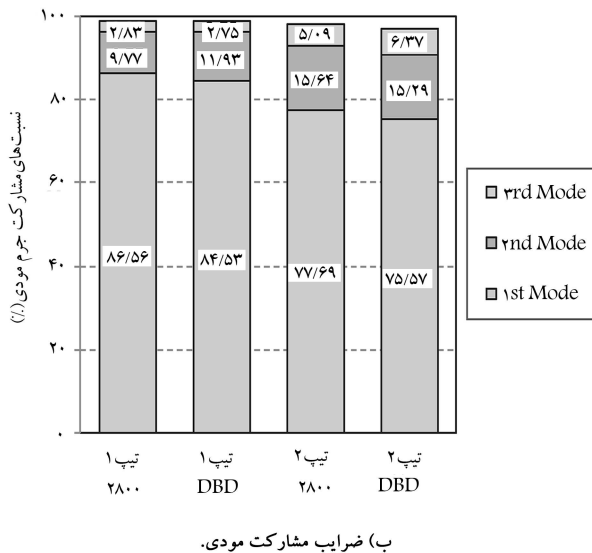
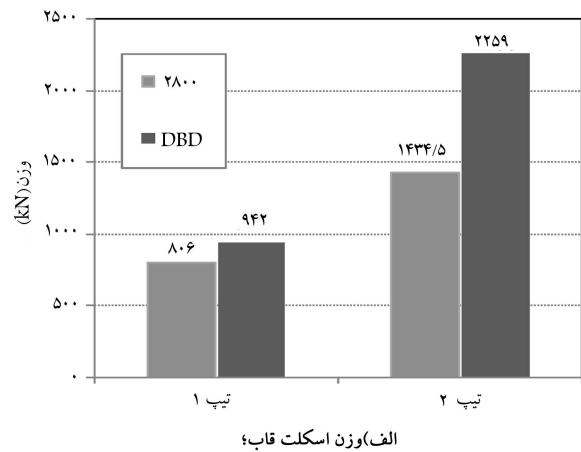
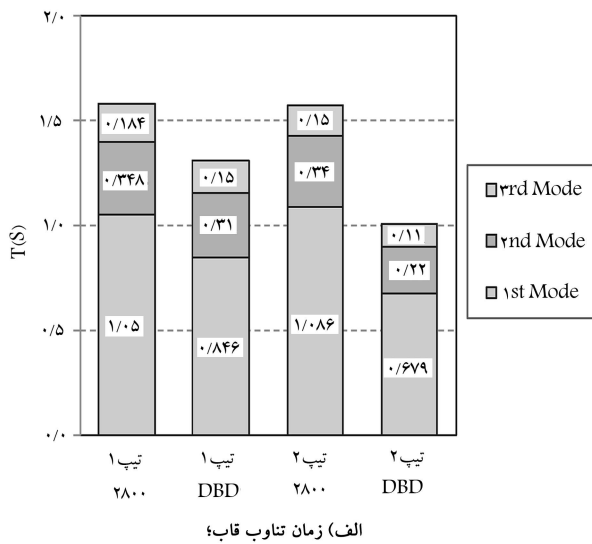
### ۴.۵. مقایسه‌ی زمان تناوب اصلی قاب‌ها در دو روش طراحی

برای تعیین زمان تناوب اصلی قاب‌ها از تحلیل طیفی کنشسانی استفاده شد. به منظور در نظر گرفتن سختی مؤثر بر اثر ترک خوردگی بتن، ممان اینرسی مقاطع برای تیرها  $0.5I_g$  و برای ستون‌ها  $I_g$  منظور شد. مقادیر زمان تناوب اصلی قاب‌ها در دو روش طراحی و ضرایب مشارکت مودی در جدول ۲ آمده و در شکل ۵ نشان داده شده است. در روش نیرویی زمان تناوب اصلی سازه‌های بتنی با سیستم قاب خمشی از رابطه‌ی تجربی ۱ به دست می‌آید.<sup>[۹]</sup>

$$T = 0.07 \cdot H^{2/4} = 0.07(15.6)^{2/4} = 0.54s \quad (1)$$

مطابق پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰ در صورتی که مقدار زمان تناوب محاسبه شده‌ی ساختمان از روش‌های تحلیلی دقیق بیشتر از مقدار فوق باشد، می‌توان به صورت رابطه‌ی ۲ این مقدار را به میزان بیشینه‌ی ۲۵٪ افزایش داد.

$$T_{max} = 1.25 \cdot T = 1.25 \times 0.54 = 0.675s \quad (2)$$



شکل ۵. مقایسه‌ی زمان تناوب اصلی قاب‌ها و ضرایب مشارکت مودی در دو روش طراحی.

شکل ۴. مقایسه‌ی وزن قاب‌ها و درصد اختلاف در دو روش طراحی.

از خصوصیات سطح مقطع عضو به دست آمده است. معیارهای پذیرش جابه‌جایی نسبی در سطوح عملکرد مختلف یعنی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)<sup>۱۲</sup>، ایمنی جانبی (LS)<sup>۱۳</sup> و آستانه‌ی فروریزش (CP)<sup>۱۴</sup> نیز در این مطالعه به ترتیب ۰٫۰۵، ۰٫۰۱ و ۰٫۰۲ در نظر گرفته شده است.<sup>[۱۱]</sup> فرض شده است که ظرفیت خمشی هر عضو بعد از رسیدن به دوران نهایی  $\theta_u$  به  $0.72 M_y$  کاهش می‌یابد و تا رسیدن به دوران ۰٫۳ در آن سطح باقی می‌ماند.

## ۲.۶. بارگذاری جانبی

برای انجام تحلیل‌های غیرخطی از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) استفاده شده است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، ابتدا قاب تحت تأثیر بارهای ثقلی قرار گرفته و سپس تحت تأثیر الگوی بار جانبی مناسب به جابه‌جایی هدف محاسبه شده رسانده شده است. در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی،  $Q_G$ ، از رابطه‌های  $1.1(Q_D + Q_L)$  و  $0.9Q_D$  محاسبه شده است.<sup>[۱۲]</sup> الگوی بار جانبی نیز متناسب با شکل مود اول در نظر گرفته شده است.

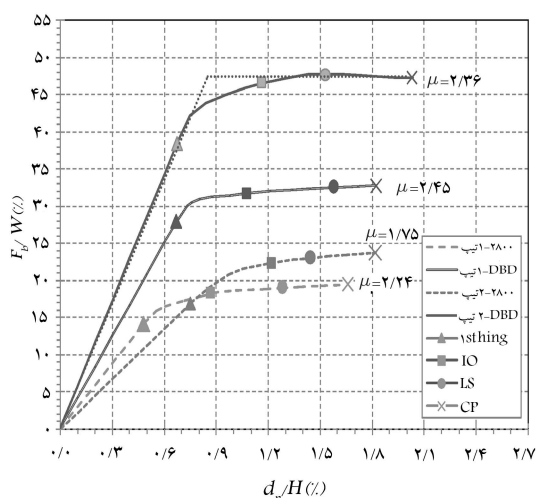
## ۷. ارزیابی رفتار قاب‌ها

### ۱.۷. بررسی منحنی ظرفیت قاب‌ها

در شکل ۸، رابطه‌ی نیروی برشی نرمال شده به وزن قاب و جابه‌جایی بام نرمال شده به ارتفاع قاب (منحنی ظرفیت) نشان داده شده است. در این پژوهش جابه‌جایی نهایی در قاب‌ها معادل جابه‌جایی متناظر رسیدن اولین ستون به آستانه‌ی فروریزش در نظر گرفته شده است.<sup>[۱۳]</sup>

مقایسه‌ی منحنی ظرفیت سازه‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد که:

۱. ظرفیت شکل‌پذیری قاب‌های طراحی شده به روش DBD در تیپ ۱، ۱٫۱ برابر و در تیپ ۲، ۱٫۳۴ برابر ظرفیت شکل‌پذیری قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی است، علت این امر را می‌توان در افزایش مقدار آرماتورهای طولی و عرضی در مقاطع طراحی شده به روش DBD در هر دو تیپ جستجو کرد که سازه را قادر می‌سازد در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تری به سطح عملکردی CP برسد.



شکل ۸. منحنی ظرفیت قاب‌های طراحی شده با دو شیوه‌ی طراحی.

ملاحظه می‌شود زمان تناوب به دست آمده از تحلیل طیفی در قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی با زمان تناوب حاصل شده از روابط تجربی اختلاف زیادی داشته و این مقدار برای قاب‌ها در هر دو تیپ تقریباً یکسان است، در حالی که زمان تناوب در قاب‌های طراحی شده به روش DBD در دو تیپ متفاوت است و با افزایش طول دهانه، زمان تناوب کاهش می‌یابد.

از آنجاکه در قاب‌های طراحی شده درصد مشارکت مود اول کمتر از ۹۰٪ است، برای تعیین تلاش‌های موجود در اعضا و طراحی به روش DBD از دو مود اول که مشارکت جرم را به ۹۰٪ می‌رسانند، استفاده شده است.

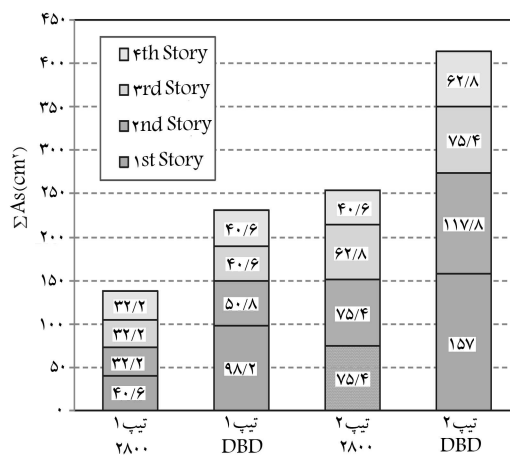
## ۵.۵. مقایسه‌ی مقادیر آرماتورهای طولی ستون‌ها در دو روش طراحی

مجموع سطح مقطع آرماتورهای طولی مورد نیاز در ستون‌ها برای هر دو تیپ در دو روش طراحی در شکل ۶ نشان داده شده است.

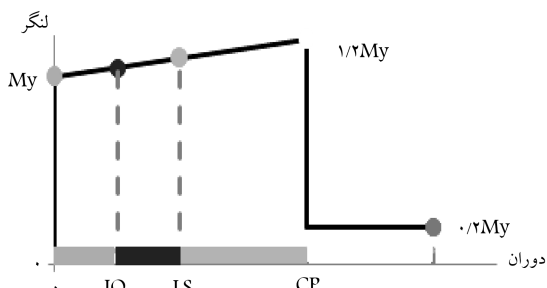
## ۶. تحلیل استاتیکی غیرخطی

### ۱.۶. اختصاص مفصل به المان‌ها

رفتار خمشی تیرها و ستون‌ها با اختصاص دو مفصل خمیری در ابتدا و انتهای آن‌ها مدل شده است. برای تیرها مفصل خمشی M<sub>3</sub> و برای ستون‌ها مفصل خمشی محوری P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> تعریف شده است. رابطه‌ی لنگر-دوران مفصل خمیری در شکل ۷ نشان داده شده است. برای تعیین ظرفیت خمشی ستون‌ها از نمودارهای اندرکش P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> استفاده شده است. همچنین ظرفیت خمشی تیرها ( $M_y$ )



شکل ۶. مقایسه‌ی مقادیر آرماتورهای طولی ستون‌ها در دو روش طراحی.



شکل ۷. رابطه‌ی لنگر-دوران مفصل خمیری.

جدول ۳. مقادیر جابه‌جایی‌های (D) مربوط به سطوح عملکرد در بام و نیروهای جانبی (V).

CP		LS		IO		اولین مفصل			
$V_C$	$D_C$	$V_L$	$D_L$	$V_I$	$D_I$	$V_y$	$D_y$		
۶۹۶	۲۵٫۹	۶۷۴	۱۸٫۴	۶۴۲	۱۲٫۸	۵۰۵	۷٫۵	۲۸۰۰۰	تیپ ۱
۱۲۲۲	۲۹٫۴	۱۲۰۷	۲۴٫۵	۱۱۷۶	۱۶٫۸	۱۰۳۷	۱۰٫۵	DBD	
۱۳۹۸	۲۸٫۳	۱۳۵۵	۲۲٫۵	۱۳۱۶	۱۹٫۰	۱۲۱۵	۱۳٫۳	۲۸۰۰	تیپ ۲
۳۱۷۱	۳۱٫۷	۳۲۱۴	۲۳٫۹	۳۰۸۵	۱۶٫۶	۲۵۷۸	۱۰٫۵	DBD	

۲. ظرفیت باربری (مقاومت جانبی) قاب‌های طراحی شده به روش DBD در تیپ ۱، ۱/۶۸ برابر و در تیپ ۲، ۱/۹۶ برابر ظرفیت باربری قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی است که علت این امر نیز افزایش مقدار آرماتورهای طولی و افزایش ابعاد مقاطع در روش DBD است.

۳. تفاوت عمده‌ی دیگر (مطابق شکل ۸) سختی اولیه‌ی (شیب اولیه‌ی نمودار) قاب‌هاست. برای قاب‌های طراحی شده به روش DBD مقدار سختی اولیه در هر دو تیپ بیش از قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی است.

مقادیر مربوط به تغییرمکان اولین نقطه‌ی که مفصل در آن ایجاد شده است ( $D_y$ ) و جابه‌جایی‌های مربوط به سطوح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه ( $D_I$ )، ایمنی جانبی ( $D_L$ )، و آستانه‌ی فروریزش ( $D_C$ ) و نیروهای جانبی متناسب با آن‌ها در جدول ۳ آورده شده است. ملاحظه می‌شود که نیروهای جانبی که منجر به تشکیل مفاصل خمیری و در نهایت خرابی قاب می‌شوند در روش DBD به مراتب مقادیر بیشتری نسبت به روش نیرویی دارد.

در ادامه، با استفاده از روش N۲ طیف نیاز غیرکشسانی برای قاب‌ها (بزرگ‌ترین شدت لرزه‌ی که قاب می‌تواند در مقابل آن ایستادگی کند) محاسبه شده است.<sup>[۱]</sup> نقطه‌ی عملکرد از تقاطع منحنی ظرفیت و طیف نیاز غیرکشسانی به دست آمده و در شکل ۹ نشان داده شده است. با توجه به این شکل می‌توان به این نتیجه رسید که قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی تحت زلزله‌ی با شتاب بسیار کمتر از شتاب طراحی وارد محدوده‌ی غیرارتجاعی می‌شوند و تغییرمکان‌های زیادی را تجربه می‌کنند و این امر برخلاف هدف طراحی ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد در آیین‌نامه است. هدف استاندارد ۲۸۰۰ ایران تعیین کمینه‌ی ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان‌ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است، به گونه‌ی که ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد در زلزله‌ی طرح (با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال یا احتمال

وقوع کمتر از ۱٪ در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان) بدون آسیب عمده‌ی سازه‌ی، قابلیت بهره‌برداری بدون وقفه‌ی خود را حفظ کنند.<sup>[۱]</sup> چنین هدفی به معنای تأمین مقصود عملکردی «قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، IO» برای زلزله‌ی طرح است. با تأمل در شکل‌های ۸ و ۹ می‌توان به این نتیجه رسید که قاب‌های طراحی شده با روش نیرویی این هدف را برآورده نمی‌کنند. در روش‌های نیرویی، عملکرد غیرارتجاعی سازه‌ها با استفاده از یک تحلیل ارتجاعی معادل و با اعمال ضریبی به نام ضریب رفتار (مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی تقسیم بر مقاومت تسلیم اسمی سازه) منظور می‌شود. هر چه ضریب رفتار سازه‌ها بزرگ‌تر باشد، مقاومت غیر ارتجاعی آن کمتر خواهد بود. لذا در برابر زلزله‌های شدید، سازه‌ی با ضریب رفتار بزرگ‌تر زودتر وارد محدوده‌ی غیرارتجاعی می‌شود.<sup>[۱۴]</sup> بنابراین اگر هدف از طراحی، قابل استفاده بودن سازه بعد از وقوع زلزله است؛ باید طراحی به گونه‌ی انجام شود که سازه وارد مرحله‌ی غیرارتجاعی نشود.<sup>[۱۵]</sup> این در حالی است که در استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های با اهمیت خیلی زیاد ضریب رفتار بزرگ‌تری در نظر گرفته شده است و سازه با ورود به مرحله‌ی غیرارتجاعی و تغییرمکان‌های بزرگ، بقیه‌ی انرژی زلزله را جذب می‌کند. مطالعات انجام شده نیز نشان داده است که ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد که براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی شده‌اند، به هنگام وقوع زلزله نه فقط رفتار ارتجاعی ندارند؛ بلکه زودتر از ساختمان‌های معمولی وارد محدوده‌ی غیرارتجاعی می‌شوند و قابلیت کاربری خود را از دست می‌دهند.<sup>[۱۵]</sup>

### ۲.۷. بررسی جابه‌جایی‌های نسبی جانبی

در شکل ۱۰ جابه‌جایی نسبی جانبی طبقات برای قاب‌های طراحی شده با دو شیوه، تحت بارگذاری متناسب با شکل مود اول و در سطح عملکرد IO با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که مقدار جابه‌جایی

نمودار نیاز کشسانی خطی

تیپ ۱-۲۸۰۰

تیپ ۱-DBD

تیپ ۲-۲۸۰۰

تیپ ۲-DBD

نمودار نیاز کشسانی غیر خطی

$T=1/0.6s$

$T=1/2.3s$

$T=1/4.8s$

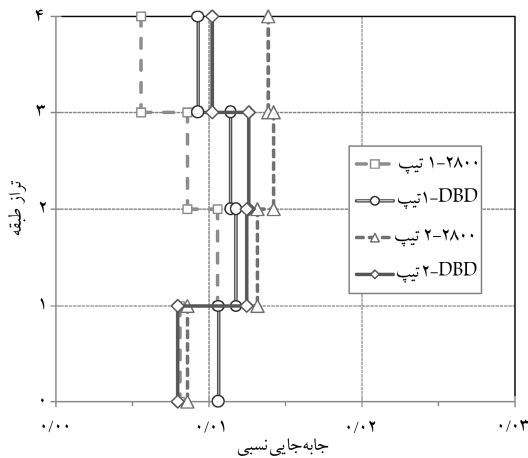
$T=1/0.6s$

$\mu=1/20$

$\mu=1/50$

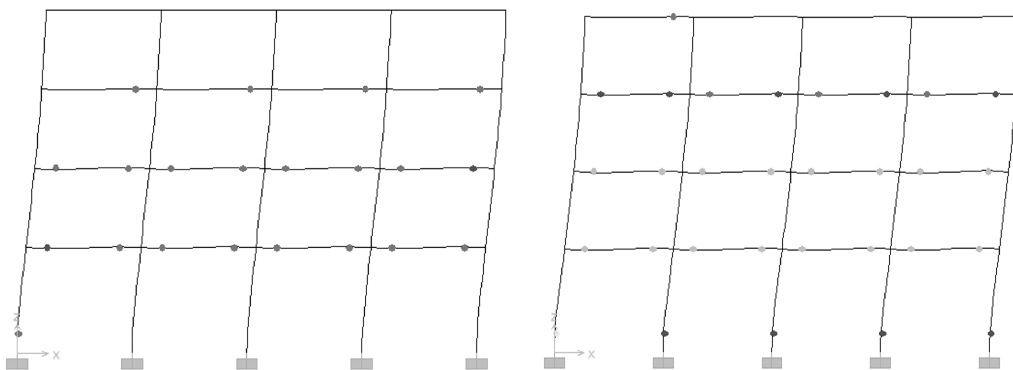
$\mu=1/68$

$\mu=2/15$



شکل ۱۰. جابه‌جایی جانبی نسبی در قاب‌های طراحی شده با دو شیوه.

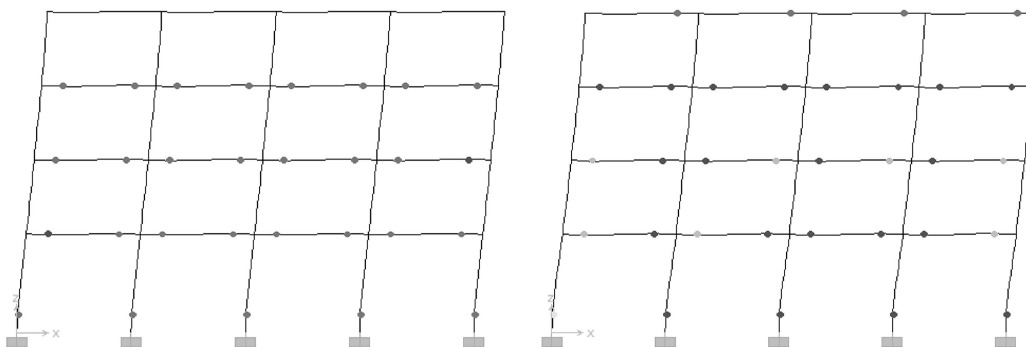
شکل ۹. منحنی ظرفیت و طیف نیاز غیرکشسانی برای قاب‌های طراحی شده با دو شیوه‌ی طراحی.



الف) سطح عملکرد CP ( $d=25/9 \text{ cm}$ )

ب) سطح عملکرد IO ( $d=12/8 \text{ cm}$ )

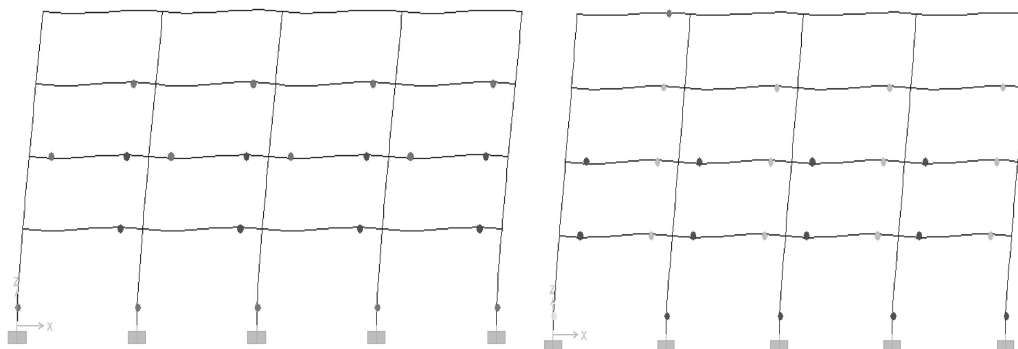
شکل ۱۱. وضعیت مفاصل خمیری در قاب تیپ ۱-۲۸۰۰.



الف) سطح عملکرد CP ( $d=29/4 \text{ cm}$ )

ب) سطح عملکرد IO ( $d=16/8 \text{ cm}$ )

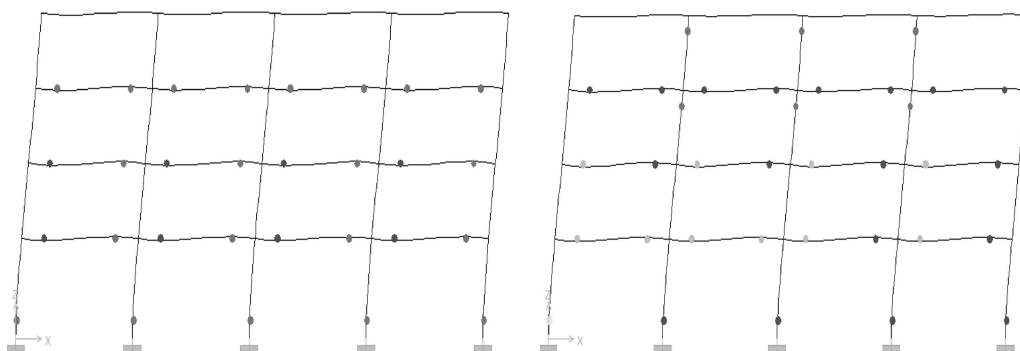
شکل ۱۲. وضعیت مفاصل خمیری در قاب تیپ ۱-DBD.



الف) سطح عملکرد CP ( $d=28/3 \text{ cm}$ )

ب) سطح عملکرد IO ( $d=19/0 \text{ cm}$ )

شکل ۱۳. وضعیت مفاصل خمیری در قاب تیپ ۲-۲۸۰۰.



الف) سطح عملکرد CP ( $d=31/7 \text{ cm}$ )

ب) سطح عملکرد IO ( $d=16/6 \text{ cm}$ )

شکل ۱۴. وضعیت مفاصل خمیری در قاب تیپ ۲-DBD.



۳. زمان تناوب به دست آمده از تحلیل طیفی در قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی تقریباً یکسان است این کمیت برای قاب تیپ ۱،  $۱۷۰۵۰$  ثانیه و برای قاب تیپ ۲،  $۱۷۰۸۶$  ثانیه است، در حالی که زمان تناوب قاب‌های طراحی شده به روش DBD در دو تیپ متفاوت است و زمان تناوب با افزایش طول دهانه کاهش می‌یابد. این مقدار برای قاب تیپ ۱،  $۱۷۰۸۶$  ثانیه و قاب برای تیپ ۲،  $۱۷۰۶۷۹$  ثانیه به دست آمده است.

۴. ظرفیت شکل پذیری قاب‌های طراحی شده به روش DBD در تیپ ۱،  $۱۷۱$  برابر و در تیپ ۲،  $۱۷۳۴$  برابر ظرفیت شکل پذیری قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی است، علت این امر افزایش مقدار آرماتورهای طولی و عرضی در مقاطع طراحی شده به روش DBD در هر دو تیپ است که قاب را قادر می‌سازد در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تری به حالت CP برسد.

۵. ظرفیت باربری قاب‌های طراحی شده به روش DBD در تیپ ۱،  $۱۷۶۸$  برابر و در تیپ ۲،  $۱۷۹۶$  برابر ظرفیت باربری قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی است که علت این امر نیز افزایش مقدار آرماتورهای طولی و افزایش ابعاد مقاطع در روش DBD است.

۶. مقدار جابه‌جایی نسبی جانبی طبقات قاب تیپ ۲ که با روش نیرویی طراحی شده است، در سطح عملکرد IO نسبت به قاب‌های دیگر بیشتر است. سختی اولیه‌ی این قاب نسبت به قاب‌های دیگر کمتر است.

۷. قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی تحت زلزله‌ی با شتاب بسیار کمتر از شتاب طراحی وارد محدوده‌ی غیرارتجاعی می‌شوند و تغییر مکان‌های زیادی را تجربه می‌کنند که این امر برخلاف هدف طراحی ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد در آیین‌نامه است. ارزیابی قاب‌ها با توجه به معیار پذیرش اعضا نشان می‌دهد که قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی، عملکرد مورد نظر آیین‌نامه که قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه از ساختمان پس از وقوع زلزله‌های شدید است، را تأمین نکرده‌اند؛ ولی قاب‌های طراحی شده به روش DBD شرایط سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه را در زلزله‌ی طرح احراز کرده‌اند.

در پایان پیشنهاد می‌شود ضوابط مربوط به طراحی ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد در استاندارد  $۲۸۰۰$  مورد بازنگری قرار گیرد یا برای طراحی این‌گونه ساختمان‌ها از روش‌های عملکردی و مبتنی بر جابه‌جایی استفاده شود.

نسبی جانبی طبقات قاب تیپ ۲ که با روش نیرویی طراحی شده است، در سطح عملکرد IO نسبت به قاب‌های دیگر بیشتر است.

### ۳.۷. دوران غیرارتجاعی مفصل خمیری

دوران غیرارتجاعی مفصل خمیری قاب‌های مورد مطالعه برای سطوح عملکرد CP و IO در شکل‌های ۱۱ تا ۱۴ نشان داده شده است. همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، نیروهای جانبی که منجر به تشکیل مفصل خمیری شده‌اند، در روش DBD به مراتب مقادیر بیشتری نسبت به روش نیرویی دارند.

## ۸. نتیجه‌گیری

۱. مقادیر پیشینه‌ی برش پایه‌ی به دست آمده در هر دو تیپ قاب در روش طراحی، براساس جابه‌جایی (DBD) بیش از طراحی براساس نیرو (استاندارد  $۲۸۰۰$ ) است. این اختلاف در قاب تیپ ۲ بیش از تیپ ۱ است. درصد اختلاف نیروی برشی نسبت به نیروی برشی به دست آمده از روش DBD برای سازه‌ی تیپ ۱،  $۵۱٫۳\%$  و برای تیپ ۲،  $۶۹٫۲\%$  است. دلیل این امر را می‌توان در شیوه‌ی طراحی جستجو کرد. در روش نیرویی طیف نیازکشسانی با استفاده از ضریب رفتار کاهش داده می‌شود که این ضریب برای طیف وسیعی از سازه‌های متعلق به یک نوع سیستم سازه‌ی یکسان است و هیچ الزامی وجود ندارد که عدد مشخص شده با مشخصات سازه‌ی مورد نظر جهت طراحی منطبق باشد. در حالی که در روش DBD طیف نیازکشسانی با استفاده از ظرفیت شکل‌پذیری کاهش داده می‌شود که برای هر سازه با توجه به مشخصات همان سازه محاسبه می‌شود. از طرفی در روش نیرویی ضریب زلزله تابعی از زمان تناوب سازه است و زمان تناوب نیز که از روابط تجربی به دست می‌آید، تابعی از ارتفاع سازه است و برای سازه‌های با ارتفاع یکسان و طول دهانه‌ی متفاوت عدد یکسانی است؛ در حالی که در روش DBD از زمان تناوب سازه استفاده نمی‌شود.

۲. وزن قاب‌های طراحی شده به روش DBD بیش از قاب‌های طراحی شده به روش نیرویی است. این اختلاف وزن در قاب‌های تیپ ۱،  $۱۴٫۴\%$  و برای تیپ ۲،  $۳۶٫۵\%$  است.

## پانویس‌ها

## منابع (References)

1. displacement based-design
  2. modal pushover analysis
  3. response modification factor
  4. interstory drift
  5. square root of sum of squares
  6. complete quadratic combination
  7. story yield drift
  8. target roof displacement
  9. ductility capacity
  10. spectral displacement
  11. spectral acceleration
  12. immediate occupancy
  13. life safty
  14. collaps prevention
1. Shakibapour, I., *Performance based design using displacement method for steel structures*, MS Thesis, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, (In Persain) (2007).
  2. Fajfar, P. and Gaspersic, P. "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**(1), pp. 31-46 (1996).
  3. Fajfar, P. "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **28**(9), pp. 979-993 (1999).

4. Fajfar, P. "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", *Earthquake Spectra*, **16**(3), pp. 573-592 (2000).
5. Chopra, A. and Goel, R., "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum", *Earthquake Spectra*, **15**(4), pp. 637-656 (1999).
6. Ghorbanie-Asl, M., *Performance-Based Seismic Design of Building Structures*, PhD Dissertation. Thesis, University of Carleton, Ottawa, Canada (2007).
7. Shakeri, K., *Adaptive Modal Pushover Analysis for Seismic Assessment of Structures*, PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran, (In Persain) (2008).
8. Imashi, N., *Performance Based Seismic Design and Evaluation of Reinforced Concrete Buildings using Displacement Control Approach*, MS Thesis, Department of Civil Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran, (In Persain) (2010).
9. Building and Housing Research Center (BHRC), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800-05, 3rd Edition*, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran, (In Persain) (2005).
10. Management and Planning Organization (MPO), *Iranian Concrete Code of Practice, ABA*, Management and Planning Organization of Iran, Publication No. 120, Tehran, Iran, (In Persain) (2005).
11. Management and Planning Organization (MPO), *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Management and Planning Organization of Iran, Publication No. 360, Tehran, Iran (In Persain) (2007).
12. Federal Emergency Management Agency (FEMA), *FEMA-356: Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington D.C. (2002).
13. Rozman, M. and Fajfar, P. "Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **7**(3), pp. 779-799 (2009).
14. Massumi, A., *Estimation of Response Modification Factors for RC-MRF Structures, Emphasizing on the Effect of Overstrength and Redundancy*, PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, (In Persain) (2004).
15. Mahmoudi, M., Ghobadi, A., "Evaluation of seismic design goals for essential buildings in standard no. 2800", *Proceedings of the 4th National Congress on Civil Engineering (4NCCE)*, University of Tehran, Tehran, Iran, (2008).

# STUDY ON DISPLACEMENT-BASED AND FORCE-BASED DESIGN METHODS FOR SEISMIC DESIGN OF ESSENTIAL BUILDINGS

N. Imashi

A. Massumi

Department of Civil Engineering  
Kharazmi University Tehran, Iran

## Abstract:

In recent years many research efforts have been undertaken in order to develop design methods and structural performance-based evaluation. One of the most recent methods for the design and evaluation of structures at different levels of earthquake and performance, using nonlinear analyses, is displacement-based design.

The main issue in displacement-based design is the development of simple and accurate methods for the analysis and design of new buildings, and evaluation of existing buildings at different performance levels. In this paper, the new and simple displacement-based design method (DBD) (Ghorbanie-Asl and Humar, 2007) is introduced. The main characteristics of this method concern higher mode effects in design, with no need to estimate or calculate the fundamental period of the buildings.

In this paper, two reinforced concrete frame structures (essential building, hospital) were designed using the traditional force method (linear static method of standard No. 2800) and the new DBD method, and then frame sections, weight and fundamental periods were compared. Then, the seismic performance of the mentioned frames was compared using nonlinear static analysis. In this regard, inelastic rotation of plastic hinges, ductility and load-carrying capacities, performance levels and story drifts of both designed frames were compared.

The results indicate that design base shear, dimension of structural members and weight of reinforced concrete frame structures, designed using DBD, are more than those designed using the force method. It is due to using a ductility capacity instead of a response modification factor (R) in reducing elastic demand spectra. Also, results indicate improvement in the ductility, load-carrying capacity and performance of frame structures designed by the DBD method, because of the increased percentage of longitudinal and stirrup reinforcements and increased section dimensions.

Frame Structures designed using the force method become inelastic under earthquake with smaller acceleration than design acceleration and experience large displacements; whereas this is unlike the objective of design of essential buildings in the code. Evaluation of frame structures, designed by the force method, indicates that they are not appropriate for desired performance levels (Immediate Occupancy), unlike the frames designed by controlled displacement. It could be concluded that the displacement-based method could be a suitable substitute for the force-based (traditional) method in the seismic design of essential buildings.

**Keywords:** Displacement-based seismic design, Iranian Seismic Code (IS 2800-05), seismic behavior, nonlinear static analysis, ductility capacity.