

ارزیابی مقررات پیچش آیین‌نامه‌های لرزه‌ای با توجه به تأثیر اندرکنش خاک - سازه

حمزه شکیب* و مهرداد صدرنشین**

بخش مهندسی عمران دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

(دریافت مقاله: ۱۳۷۶/۵/۱۳ - دریافت نسخه‌نهایی: ۱۳۷۸/۲/۲۵)

چکیده - در این مطالعه اثر پارامترهای سازه‌ای در پاسخ ساختمانهای نامتقارن با استفاده از تحلیل غیرکشسان دینامیکی و با در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش خاک - سازه برای گروهی از زلزله‌های واقعی ایران مورد بررسی قرار گرفته است. سپس خروجی از مرکزیت طراحی حاصل از تحلیل با خروجی از مرکزیت طراحی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ایران، آمریکا، نیوزیلند، کانادا، مکزیک، استرالیا و اروپا مقایسه شده و با استناد به نقش پارامترهای مهم سازه‌ای با ملحوظ کردن انعطاف‌پذیری پایه، معادله‌ای برای خروجی از مرکزیت طراحی پیشنهاد شده است.

Evaluation of Torsional Provisions of Seismic Codes Considering Effects of Soil-Structure Interaction

H. Shakib and M. SadrNeshin

Department of Civil Engineering, Tarbiat Modarres University

ABSTRACT- *In this study, the effective parameters on the inelastic response of asymmetric buildings is evaluated for an ensemble of real Iranian earthquake records by considering soil-structure interaction. Then, the design eccentricity obtained from the inelastic dynamic soil-structure analysis is*

* دانشیار ** کارشناس ارشد

فهرست علائم

بردار تغییر مکان، سرعت و شتاب سیستم سازه‌ای	$\{u\}, \{\dot{u}\}$	ساختمان حول محورهای مربوطه	پارامتر بی بعد فرکانس	a
نیروی برش پایه در حالت متقارن	V_0	ممان اینرسی جرمی بی حول محورهای مربوطه	نسبتهای جرم (یا اینرسی)	B_T, B_T, B_Z
سرعت موج برشی	V_S	ماتریس میرایی	[C]	
فاصله المان i از مرکز سختی در جهت x	x_i	I_{Oy}, I_{Ox}	ثابتهای میرایی فرکانس مستقل	C_T, C_T, C_Z
فاصله المان i از مرکز سختی در جهت y	y_i	I_{Oz}	برای انتقال، چرخش و پیچش	
ضرایب ثابت خروج از مرکزیت طراحی	α, β	$\{J_x\}, \{J_y\}$	پی دایره‌ای	
ضریب پواسون خاک	μ	$\{J_z\}$	ضرایب بی بعد وابسته به نسبت پواسون خاک و پارامتر بی بعد فرکانس	C_{11}, C_{22}, C_{12}
فرکانس طبیعی سیستم در جهت x, y و z	$\omega_x, \omega_y, \omega_z$	$[K]_T$	نسبتهای میرایی هندسی	D_T, D_T, D_Z
نسبت فرکانس طبیعی به جانبی	Ω	K_T, K_T, K_Z	خروج از مرکزیت اتفاقی	e_a
شعاع ژیراسیون سختی	ρ	$[M]$	خروج از مرکزیت دینامیکی	e_d
پیچشی حول مرکز سختی		m_x	خروج از مرکزیت طراحی	e_D
		m_0	خروج از مرکزیت بین مرکز جرم و مرکز سختی در جهات x و y	e_{x}, e_y
		m_T	مدول برشی خاک	G
		r_0	ممان اینرسی جرمی طبقه	I_x, I_y, I_z

compared with the design eccentricity of seismic codes of Iran, ATC-3, New Zeland, Canada, Mexico, Australia and EC8. Finally, a formula for design eccentricity is proposed, regarding some important structural parameters.

۱- مقدمه

می‌آید. از آنجا که تقاضای شکل‌پذیری و نیز تغییر شکلهای عناصر مقاوم در طرف نرم سازه با طرف سخت متفاوت است، آیین‌نامه‌ها برای متعادل کردن سیستم، معادله‌های خروج از مرکزیت طراحی را به دو صورت زیر بیان می‌کنند

$$e_{D1} = \alpha e_s + \beta b \quad (1)$$

$$e_{D2} = \delta e_s - \beta b \quad (2)$$

معادله اول، خروج از مرکزیت طراحی اولیه و معادله دوم، خروج از مرکزیت طراحی ثانویه نامیده می‌شود. e_s خروج از مرکزیت بین جرم و سختی سیستم و b بعد پلان در جهت عمود بر زلزله است. نیروی طراحی عناصر مقاوم، بزرگترین مقدار حاصل از حل دو معادله بالاست. معادله‌های (۱) و (۲) به صورت زیر نیز بیان می‌شوند:

در هنگام وقوع زلزله، به دلیل تغییر شکلهای لحظه‌ای که درون خاک زیرسازه اتفاق می‌افتد، ممکن است حرکت پی سازه با حرکت زمین در یک فاصله نزدیک از سازه، متفاوت باشد. این اختلاف مشخص کننده تاثیر اندرکنش خاک-سازه است. تاثیر اندرکنش خاک-سازه مبین این نکته است که پاسخ دینامیکی یک سازه ساخته شده روی زمین نه تنها به خصوصیات حرکت میدان آزاد وابسته است، بلکه به خواص دینامیکی سازه و خاکی که در زیر سازه قرار گرفته است، نیز بستگی دارد.

از طرف دیگر، به منظور در نظر گرفتن تاثیر درگیری حرکت پیچشی و جانبی سازه‌های نامتقارن، آیین‌نامه‌های لرزه‌ای دستورالعمل‌های خاصی دارند. خروج از مرکزیت، بین مرکز جرم و مرکز سختی باعث ایجاد لنگر پیچشی می‌شود. این لنگر پیچشی با ضرب کردن نیروی برش طبقه در خروج از مرکزیت طراحی به دست

$$e_D = e_d \pm e_a \quad (3)$$

جمله اول این معادله خروج از مرکزیت دینامیکی و جمله دوم آن خروج از مرکزیت اتفاقی نامیده می شود. α ، β و δ پارامترهای ثابتی اند که در آیین نامه های مختلف متفاوت اند. برای ارزیابی کفایت و شایستگی این معادله های، محققان زیادی [۱-۳] با توجه به روشهای تحلیلی و زلزله های متفاوت، مطالعاتی را به انجام رسانده اند. در اکثر این مطالعات با فرض پایه گیرداری سازه، ضرایب معادله های خروج از مرکزیت مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. اما اخیراً در مطالعه ای با ملحوظ داشتن انعطاف پذیری پایه سیستم [۴] این پارامترها ارزیابی شده اند. در این مطالعات نشان داده شده که این معادله ها به خصوصیات دینامیکی سازه و نیروی زلزله وابسته اند. با توجه به نتایج این مطالعات از یک طرف و تاثیر اندرکنش خاک و سازه بر تغییرات خصوصیات دینامیکی سازه و زلزله از طرف دیگر، اندرکنش خاک - سازه می تواند اثرات قابل توجهی بر پارامترهای خروج از مرکزیت طراحی داشته باشد.

مطالعات انجام شده برای ارزیابی مقررات پیچش و بررسی اثر پارامترهای مهم سازه ای در پاسخ ساختمانهای نامتقارن، با استفاده از مدل های ایده آل شده یک طبقه ای صورت گرفته است [۱-۴]. در تحقیقی که توسط کان و چوپرا [۵] انجام شده، از مدل ایده آل شده یک طبقه استفاده شده است. این دو محقق، برای بررسی مقررات پیچش در ارزیابی تمامی ساختمانهای نامتقارن از همان مدل ایده آل شده یک طبقه استفاده کرده و آن را منطقی دانسته اند.

تاکنون پیشرفتهای قابل ملاحظه ای در کاربرد مدل های تحلیلی برای تعیین تاثیر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ پیچشی ساختمانهای نامتقارن حاصل شده است [۶ و ۷]. گشتاور پیچشی، متاثر از اثر دینامیکی مودهای ارتعاش جانبی و پیچشی است که سبب ایجاد تشدید نیروهای زلزله در اعضای محیطی سازه می شود. در اغلب آیین نامه های ساختمانی این تاثیر در نظر گرفته شده است. با بررسی آثار زلزله سپتامبر ۱۹۸۵ مکزیک، مشخص شد که آسیب جزیبی یا کلی اکثر ساختمانها در مکزیکوسیتی ناشی از تاثیر پیچش بوده است [۸]. اکثر این ساختمانها روی خاکهای نرم آبرفتی یا لایه های رس تحکیم یافته ساخته شده بودند. نتایج بررسیهای مختلف نشان داد که توصیه های طراحی آیین نامه زلزله ۱۹۷۷

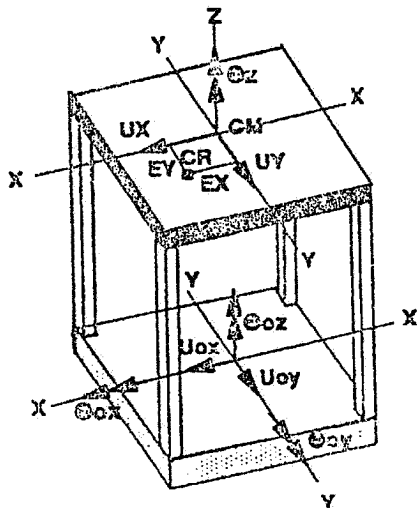
مکزیک، در مورد تأثیرات پیچش در ساختمانهای نامتقارن، فاقد حاشیه ایمنی کافی است. اخیراً سیواکوماران [۹] پاسخ یک ساختمان ۵ طبقه را با خروج از مرکزیت یک طرفه که روی یک پی انعطاف پذیر ساخته شده بود، تحت زلزله ۱۹۴۰ ال سترو و ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی مورد مطالعه قرار داده است. نتایج نشان داده که شرایط خاک خیلی نرم مدل تحلیلی، (نمونه بستر عمیق رسی شهر مکزیکوسیتی) به طور قابل توجهی پاسخ ساختمان را تحت تاثیر قرار می دهد، به طوری که بیش از $\frac{1}{3}$ برش طبقه و بیش از نصف پیچشهای طبقه در مقایسه با وقتی که همین مدل روی یک پی صلب قرار گرفته باشند، کاهش می یابد. مطالعه دیگری توسط بازان و بیلاک [۱۰] با تاکید بر اهمیت اندرکنش در تعیین نیروهای طراحی سازه های نامتقارن انجام شده است، این محققان، یک روش اصلاح شده استاتیکی برای طراحی پیشنهاد داده اند که در آن تاثیر اندرکنش بر محاسبه انعطاف پذیری مورد نیاز برای پاسخ برش غیرکشسان یک سازه مورد ارزیابی قرار می گیرد و در نهایت تأثیرات پیچش با استفاده از یک روش استاتیکی تکمیلی به صورت روش آیین نامه های جاری پیشنهاد می شود. در مطالعه دیگری که توسط بیلاک [۱۱] انجام شد، برای دقیقتر نشان دادن تاثیر اندرکنش خاک - سازه بر پاسخ ساختمانها، به جای یک مدل، مجموعه ای از سیستمهای نامتقارن خاک - سازه استفاده شده است و مطالعه عددی در مورد ساختمانهای با پایه گیردار صورت پذیرفته تا تفاوت های دو حالت کاملاً مشخص شود. در مورد ساختمانهای بلند ($T > 0.5$) با نسبت فرکانسهای پیچشی به جانبی برابر واحد که بر خاک خیلی نرم ساخته شوند، لازم است مقدار پیچش محاسباتی بیش از ۴۰ درصد نسبت به حالتی که همین سازه روی پایه گیردار ساخته شود، افزایش یابد.

در مطالعه حاضر، مقررات پیچش آیین نامه های لرزه ای معتبر دنیا با مقررات پیچشی حاصل از تحلیل غیرکشسان دینامیکی با توجه به اثر اندرکنش خاک سازه در پاسخ ساختمانهای نامتقارن مورد ارزیابی قرار گرفته و با استناد به نقش پارامترهای مهم سازه معادله ای برای خروج از مرکزیت طراحی پیشنهاد شده است.

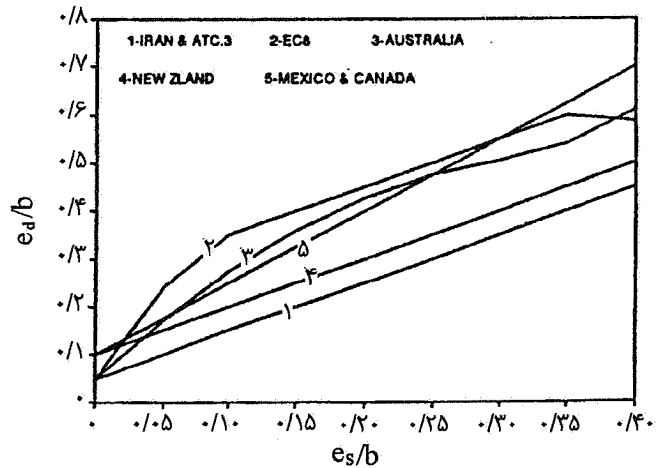
۲- مقایسه خروج از مرکزیت طراحی در آیین نامه های

لرزه ای

به منظور مقایسه معادله خروج از مرکزیت طراحی



شکل ۲- نمایش سه بعدی مدل تحلیلی



شکل ۱- مقایسه معادله‌های خروج از مرکزیت طراحی در چند آیین نامه معتبر

صورت متمرکز فرض شده است. برای سازه فوقانی سه درجه آزادی، شامل دو حرکت انتقالی و یک چرخش حول محور عمود بر طبقه در نظر گرفته شده است. میرایی سازه متناسب با جرم و سختی فرض شده است. پی ساختمان یک دیسک دایره‌ای صلب است که از ضخامت مماس با سطح نیم فضا صرف نظر شده است. شکل‌های دیگر پی، مانند مستطیل نیز می‌تواند استفاده شود. اما از آنجا که نتایج پاسخ دینامیکی پی دایره‌ای روی یک نیم فضای کشسان قابل فهم و تفسیر بیشتر است، بدین جهت انتخاب شده است. سیستم خاک - سازه در معرض حرکت میدان آزاد زمین در امتداد x و y قرار گرفته است. تغییر مکان پاسخ سیستم به صورت سه تغییر مکان در سازه و پنج تغییر مکان اندرکنش در پی به طور کامل تعریف شده است. پنج تغییر مکان اندرکنش شامل دو حرکت انتقال افقی در دو جهت عمود بر هم، چرخش حول این دو محور و پیچش حول محور قائم است.

۴- فرمولبندی و روش حل

δu_{gx} و δu_{gy} نمو حرکت میدان آزاد تغییر مکان افقی در جهات x و y هستند؛ δu_{ox} و δu_{oy} نمو حرکت انتقالی پی در حرکت میدان آزاد است. $\delta \theta_x$ و $\delta \theta_y$ نمو چرخش پی مربوط به حرکت گهواره‌ای حول محورهای x و y هستند. بنابراین نمو کل تغییر مکانهای مرکز طبقه در جهات x و y ، δu_x^t و δu_y^t هستند.

$$\delta u_x^t = \delta u_{gx} + \delta u_{ox} + h\delta \theta_y + \delta u_x \quad (4)$$

آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ ایران، آمریکا نیوزیلند، کانادا، استرالیا، مکزیک و اروپایی EC8، تغییرات آنها نسبت به e_s در شکل (۱) نشان داده شده است. در این شکل e_D مربوط به آیین‌نامه EC8 برای حالت $\Omega=1$ است. این شکل نشان می‌دهد که به جز آیین‌نامه EC8 و استرالیا، تغییرات e_D نسبت به e_s خطی است. خطی نبودن e_D در آیین‌نامه EC8 و استرالیا به علت در نظر گرفتن خروج از مرکزیت اضافی e_1 است که خود تابعی از e_s و نسبت سختی پیچشی به سختی جانبی و نیز نسبت ابعاد پلان است. چنانچه ملاحظه می‌شود، مقادیر e_D در آیین‌نامه EC8 مخصوصاً در خروج از مرکزیت‌های حدود $0.05b$ الی $0.3b$ ، بیشتر از مقادیر آیین‌نامه‌های دیگر بوده و دارای شیب ثابتی نیست، طوری که در ابتدا دارای شیب بیشتر است. مقادیر e_D آیین‌نامه‌های مکزیک و کانادا با $\alpha=1/5$ به مقادیر e_D آیین‌نامه EC8 نزدیکتر است. e_D آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا با $\alpha=1$ کمترین مقدار را نسبت به e_D سایر آیین‌نامه‌ها دارد. بنابراین با توجه به این مقایسه و مقادیر e_D در آیین‌نامه‌های بالا، بررسی و تجدید نظر خروج از مرکزیت طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران ضروری به نظر می‌رسد.

۳- مدلسازی سیستم خاک - سازه

سیستم خاک - سازه انتخابی، یک مدل یک طبقه سه بعدی است که روی سطح یک نیم فضای کشسان همچنان‌که در شکل (۲) نشان داده است، قرار گرفته است. جرم سازه در سطح طبقه به

$$m\delta\ddot{u}_y^t + m_0(\delta\ddot{u}_{gy} + \delta\ddot{u}_{oy}) + \delta V_y(t) = 0 \quad (\text{ب})$$

$$hm\delta\ddot{u}_y^t + I_{tx} \delta\ddot{\theta}_x + \delta M_x(t) = 0 \quad (\text{ج})$$

$$hm\delta\ddot{u}_x^t + I_{ty} \delta\ddot{\theta}_y + \delta M_y(t) = 0 \quad (\text{د})$$

$$I_z \delta\ddot{\theta}_z^t + I_{Oz}(\delta\ddot{\theta}_{gz} + \delta\ddot{\theta}_{Oz}) + \delta T(t) = 0 \quad (\text{و}) \quad (8)$$

که $\delta V_x(t)$ و $\delta V_y(t)$ نمو برشهای پایه در جهات x و y $\delta M_x(t)$ و $\delta M_y(t)$ نمو لنگرهای پایه حول محورهای x و y ، $\delta T(t)$ نمو لنگر پیچشی پایه حول محور قائم z هستند. اینها نموی پنج نیروی اندرکنش مابین پی و نیم‌فضا هستند. m_0 جرم پی، m جرم متمرکز شده سطح طبقه و h ارتفاع طبقه سطح بالای پی است. I_{tx} ، I_{ty} و I_{tz} لنگر اینرسی جرمی کل طبقه شامل پی یا شالوده حول محورهای x ، y و z است که این چنین تعریف می‌شوند

$$I_{tx} = I_{Ox} + I_x$$

$$I_{ty} = I_{Oy} + I_y$$

$$I_{tz} = I_{Oz} + I_z \quad (9)$$

در معادله‌های بالا، I_x ، I_y و I_z ممان اینرسی جرمی طبقه حول محورهای x ، y و z خودش است. اندیس « o » مشخص کننده پی یا شالوده است.

اکنون از معادله‌های (۴)، (۵) و (۶) استفاده شده و می‌توان این معادله‌های را به شکل دیگری مطابق زیر نوشت و بردار نمو تغییر مکانهای کل سازه‌ای $\delta\{u\}^t$ را این چنین بیان کرد

$$\delta\{u\}^t = \delta\{u\} + \{J_x\}\delta u_{gx} + \{J_y\}\delta u_{gy} + \{J_x\}\delta u_{Ox} + \{J_y\}\delta u_{Oy} + \{J_z\}\delta\theta_{Oz} + \{h_x\}\delta\theta_y + \{h_y\}\delta\theta_x \quad (10)$$

به طوری که:

$$\delta u_y^t = \delta u_{gy} + \delta u_{oy} + h\delta\theta_x + \delta u_y \quad (5)$$

به طوری که h ارتفاع طبقه بالای پی سازه است؛ δu_x و δu_y مشخص کننده نمو تغییر مکانهای نسبی طبقه در جهات x و y مربوط به تغییر شکلهای سازه‌ای هستند. به طور مشابه نمو چرخش کامل طبقه حول محور قائم گذرنده از مرکز $\delta\theta_z$ است که به صورت زیر داده شده است.

$$\delta\theta_z^t = \delta\theta_{gz} + \delta\theta_{Oz} + \delta\theta_z \quad (6)$$

که در آن $\delta\theta_{Oz}$ نمو چرخش صلب پی حول محور قائم z و $\delta\theta_z$ نمو چرخش نسبی طبقه حول همین محور است؛ $\delta\theta_{gz}$ نمو چرخش زمین حول محور قائم است و چون از مؤلفه چرخشی حرکت زمین صرف نظر می‌شود، $\delta\theta_{gz}$ از معادله بالا حذف می‌شود. شکل نموی معادله‌های تعادل دینامیکی جرم طبقه با پایه گیردار چنین است

$$[M] \delta\{\ddot{u}\}^t + [C]\delta\{\dot{u}\} + [K]_t \delta\{u\} = \{0\} \quad (7)$$

به طوری که $\delta\{u\}$ بردار نمو تغییر مکانهای وابسته به تغییر شکلهای سازه‌ای است که با δu_x ، δu_y و $\delta\theta_z$ در سطح مشخص شده است؛ $[M]$ ماتریس قطری جرم؛ $[K]_t$ ماتریس سختی مماسی ساختمان روی یک فونداسیون صلب است که مطابق مرجع [۵] ایجاد می‌شود، $[C]$ ماتریس میرایی ویسکوزیته ساختمان روی فونداسیون صلب است. مقادیر $[M]$ و $[C]$ مشابه روشهای مربوط به ساختمانهای معمولی (با پایه گیردار) محاسبه می‌شوند.

معادله بالا شکل نموی معادله‌های حرکت سازه فوقانی برای انتقال در جهات x و y و چرخش حول محور قائم z گذرنده از مرکز جرم است. به علاوه، پنج شکل نموی معادله‌های حرکت روابط تعادل ساختمان مثل انتقال خالص در جهات x و y ، چرخش حول محورهای x و y و پیچش یا چرخش حول محور قائم z به قرار زیر وجود دارد:

$$m\delta\ddot{u}_x^t + m_0(\delta\ddot{u}_{gx} + \delta\ddot{u}_{ox}) + \delta V_x(t) = 0 \quad (\text{ف})$$

$I_{by} = I_{ty} + h^2m$ و $I_{bx} = I_{tx} + h^2m$ است.

نیروهای اندرکنش برای حالت دیسک صلب دایره‌ای، مطابق آنچه توسط بالندرا و همکاران [۶] داده شده، به صورت زیر است

$$\begin{aligned} \delta V_x(t) &= C_t \delta \dot{u}_{ox} + K_t \delta u_{ox} \\ \delta V_y(t) &= C_t \delta \dot{u}_{oy} + K_t \delta u_{oy} \\ \delta M_x(t) &= C_r \delta \theta_{ox} + K_r \delta \theta_{ox} \\ \delta M_y(t) &= C_r \delta \theta_{oy} + K_r \delta \theta_{oy} \\ \delta T(t) &= C_z \delta \theta_{oz} + K_z \delta \theta_{oz} \end{aligned} \quad (18)$$

که در آن ثابتهای فنر فوکانس مستقل به صورت زیر داده می‌شوند

$$K_t = \frac{32(1-\mu)Gr^3}{(v-8\mu)}$$

$$K_r = \frac{8Gr^3}{3(1-\mu)}$$

$$K_z = \frac{16Gr^3}{3} \quad (19)$$

و ثابتهای میرایی به صورت زیر داده شده‌اند

$$C_t = 2D_t \sqrt{K_t m_t}$$

$$C_r = 2D_r \sqrt{K_r I_r}$$

$$C_z = 2D_z \sqrt{K_z I_z} \quad (20)$$

به طوری که $I_z = I_{tz}$ و $I_r = I_{tx} = I_{ty}$ و نسبتهای میرایی هندسی (یا تشعشعی) بدین گونه داده می‌شوند

$$D_t = \frac{0.228}{\sqrt{B_t}}$$

$$D_r = \frac{0.15}{(1+B_r)\sqrt{B_r}}$$

$$D_z = \frac{0.5}{(1+2B_z)} \quad (21)$$

و نسبتهای جرم (یا اینرسی) با معادله‌های زیر داده شده‌اند

$$B_t = \frac{(v-8\mu)m_t}{32(1-\mu)\rho r^3}$$

$$B_r = \frac{3(1-\mu)I_r}{8\rho r^3}$$

$$B_z = \frac{I_z}{\rho r^3} \quad (22)$$

$$\{J_x\}^T = \{1 \ 0 \ 0\}$$

$$\{J_y\}^T = \{0 \ 1 \ 0\}$$

$$\{J_z\}^T = \{0 \ 0 \ 1\}$$

$$\{h_x\}^T = \{h \ 0 \ 0\}$$

$$\{h_y\}^T = \{0 \ h \ 0\} \quad (11)$$

اکنون با جایگذاری برای بردار نموشتاب کل $\delta\{\ddot{u}\}^t$ از معادله

(۱۰) در معادله (۷) خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} [M] \delta\{\ddot{u}\} + \{J_x\} \delta \ddot{u}_{gx} + \{J_y\} \delta \ddot{u}_{gy} + \{J_x\} \delta \ddot{u}_{ox} + \\ \{J_y\} \delta \ddot{u}_{oy} + \{J_z\} \delta \theta_{oz} + \{h_x\} \delta \theta_y + \{h_y\} \delta \theta_x + \\ [C] \delta\{\dot{u}\} + [K]_t \{u\} = \{0\} \end{aligned}$$

که می‌تواند به شکل استاندارد مجدداً مرتب شود:

$$\begin{aligned} [M] \delta\{\ddot{u}\} + [C] \delta\{\dot{u}\} + [K]_t \{u\} + [M] \{J_x\} \delta \ddot{u}_{ox} + \\ [M] \{J_y\} \delta \ddot{u}_{oy} + [M] \{J_z\} \theta_{oz} + [M] \{h_x\} \delta \theta_y + \\ [M] \{h_y\} \delta \theta_x = -[M] \{J_x\} \delta \ddot{u}_{gx} - [M] \{J_y\} \delta \ddot{u}_{gy} \end{aligned} \quad (12)$$

بنابراین معادله (۸) می‌تواند به شکل زیر اصلاح شود

$$\{J_x\}^T [M] \delta\{\ddot{u}\} + m_t \delta \ddot{u}_{ox} + L_{ro} \delta \ddot{\theta}_y + \delta V_x(t) = -m_t \delta \ddot{u}_{gx} \quad (13)$$

$$\{J_y\}^T [M] \delta\{\ddot{u}\} + m_t \delta \ddot{u}_{oy} + L_{ro} \delta \ddot{\theta}_x + \delta V_y(t) = -m_t \delta \ddot{u}_{gy} \quad (14)$$

$$\{H_y\}^T [M] \delta\{\ddot{u}\} + L_{ro} \delta \ddot{u}_{oy} + I_{bx} \delta \ddot{\theta}_x + \delta M_x(t) = -L_{ro} \delta \ddot{u}_{gy} \quad (15)$$

$$\{H_x\}^T [M] \delta\{\ddot{u}\} + L_{ro} \delta \ddot{u}_{ox} + I_{by} \delta \ddot{\theta}_y + \delta M_y(t) = -L_{ro} \delta \ddot{u}_{gx} \quad (16)$$

$$\{J_z\} [M] \delta\{\ddot{u}\} + I_{tz} \ddot{\theta}_{oz} + \delta T(t) = 0 \quad (17)$$

در اینجا $m_t = m_s + m_x$ در نظر گرفته می‌شود به طوری که m_t جرم طبقه به علاوه پی است و $L_{ro} = mh$ جمع لنگرهای جرم طبقه، حول پی ساختمان است و در معادله‌های (۱۵) و (۱۶)

جدول ۱- مشخصات شتابنگاشتهای زلزله‌های اعمالی بر سازه

حد اکثر شتاب زمین (cm/sec ²)	سال وقوع	مؤلفه	ایستگاه	ردیف
۹۱۵	۱۳۵۷	N۱۶W	طبس	۱
۸۶۲	۱۳۵۷	S۷۴E	طبس	۲
۷۰۹	۱۳۵۶	L	ناغان	۳
۶۰۵	۱۳۵۶	T	ناغان	۴
۵۱۶	۱۳۶۹	L	آب‌بر	۵
۴۹۲	۱۳۶۹	T	آب‌بر	۶
۲۱۸	۱۳۶۰	L	گلباف	۷
۲۰۴	۱۳۵۸	L	قائن	۸
۱۷۲	۱۳۶۹	T	لاهیجان	۹
۱۲۵	۱۳۶۹	L	زنجان	۱۰

در جهت عمود بر صفحه خود و نیز از سختی پیچشی آنها صرف نظر شده است. خروج از مرکزیت بین مرکز جرم و مرکز سختی با تغییر سختی عناصر به وجود می‌آید. پارامترهای متغیر برای سیستم عبارت از $\frac{a}{b}$ ، $\frac{\omega\theta}{\omega_x}$ ، T_y ، e_x و سختی خاک‌اند که با تغییر سرعت موج برشی خاک V_s صورت می‌گیرد، به طوری که تأثیر هر یک از این پارامترها بر پاسخ سیستم، مورد مطالعه قرار گرفته است. فونداسیون به صورت یک پی گسترده دایره‌ای فرض می‌شود. شعاع معادل برای پی طوری محاسبه شده است که پلان مستطیلی طبقه در دایره محاط شود.

خصوصیات سیستم به کمک پارامترهای $(\frac{\omega\theta}{\omega_x}$ ، $\frac{a}{b}$ ، T_y ، e_x) و V_s تشریح شده است: نسبت خروج از مرکزیت استاتیکی به بعد پلان ساختمان است که از صفر الی ۰/۴ متغیر در نظر گرفته شده؛ T_y پریود طبیعی سیستم است که از ۰/۲۵ الی ۴ ثانیه به کار گرفته شده؛ $\frac{a}{b}$ نسبت ابعاد پلان است که ۰/۲۵ الی ۴ فرض شده است. مقادیر $\frac{\omega\theta}{\omega_x}$ نسبت فرکانس پیچشی به جانبی است که این نسبت، با تغییر جرم پیچشی تغییر می‌کند و در این مطالعه برای آن مقادیر ۰/۲۵ الی ۴ در نظر گرفته شده است. V_s سرعت موج برشی است که از ۵۰ الی ۸۰۰ متر بر ثانیه متغیر گرفته شده است. میرایی سازه ۰/۵ میرایی بحرانی در هر مود ارتعاش (برای سازه با پایه گیردار) فرض شده و همچنین چگالی خاک برابر 2500 kg/m^3 و

نمو معادله‌های درگیر شده حرکت (۱۲ الی ۱۷) به صورت عددی و با فرض تغییرات خطی شتاب در یک فاصله کوتاه زمانی Δt حل می‌شوند. با توجه به رفتار غیر کشسان سیستم، برای تامین شرایط پایداری روش عددی، فواصل زمانی $\Delta t \leq \frac{T_x}{100}$ فرض شده، به طوری که T_x پریود اصلی سازه است. برای فواصل زمانی که طی انتقال از حالت کشسان به مومسان یا از یک حالت مومسان به حالت مومسان دیگر روی می‌دهد، سختی مماسی مجدداً محاسبه می‌شود. برای این کار، از یک روش تکراری اصلاحی پیش‌بینی شده برای کاهش نیروهای نامتعادل ایجاد شده با تقریب عددی کوچک [۵] استفاده می‌شود. در این مطالعه، مطابق مرجع [۱۲] از یک سطح تسلیم دو محوره که اندرکنش نیروها را در دو جهت در نظر گیرد، استفاده شده است.

۵- بررسی اثر پارامترهای سازه‌ای

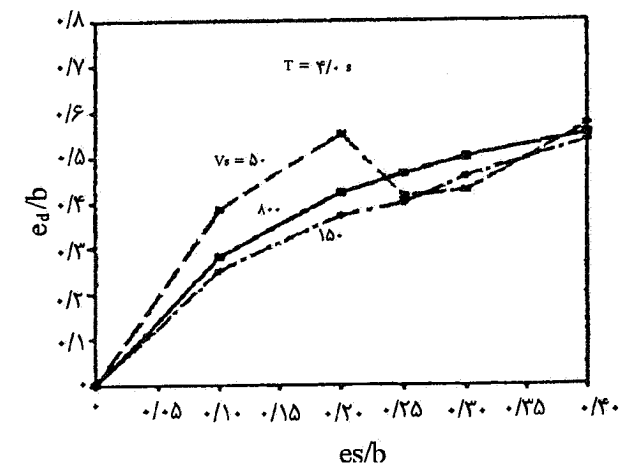
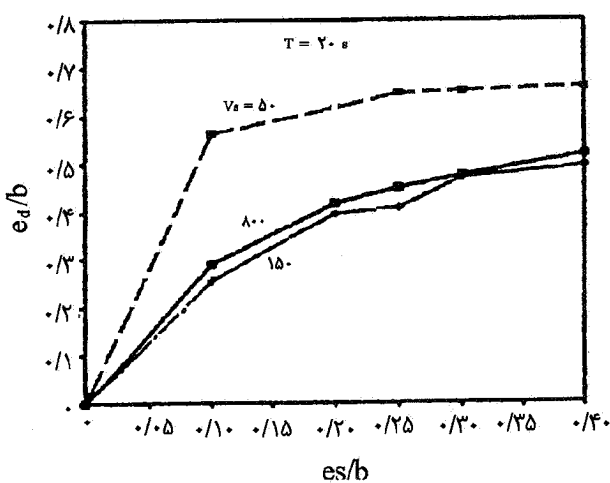
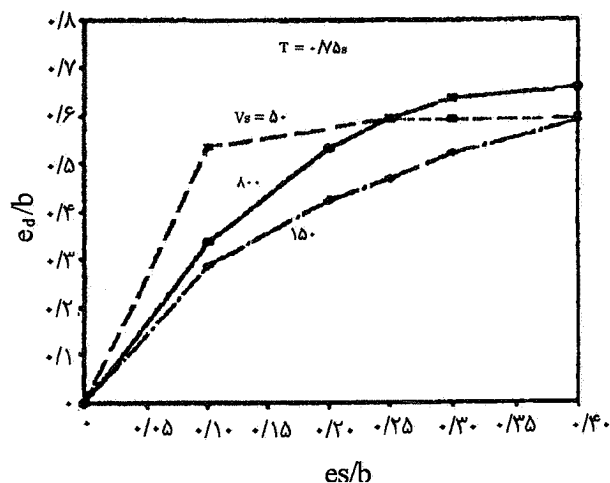
به منظور مطالعات عددی رفتار غیرکشسان سیستمهای نامتقارن، با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه و بررسی پارامترهای مؤثر در پاسخ آن تحت اثر زلزله، از سیستم نشان داده شده در شکل (۲) استفاده شده است. فرض می‌شود که کف صلب دارای جرم m با توزیع یکنواخت باشد، به طوری که مرکز جرم و مرکز هندسی پلان کف بر هم منطبق باشند. از سختی عناصر مقاوم

نیروی زلزله در دو جهت به طور همزمان را دارد، اما در این مطالعه، سیستم نامتقارن با خروج از مرکزیت یک طرفه در یک جهت در معرض شتابنگاشتهای واقعی زلزله‌های ایران مطابق جدول (۱) قرار داده شده و تحلیل صورت گرفته است. از آنجایی که یک سیستم در معرض هر شتابنگاشتهی پاسخ متفاوتی دارد، لذا، به منظور اعمال اثرات فرایندهای تصادفی، میانگین حداکثر پاسخ اثرات پارامترهای مورد نظر تحت زلزله‌های اعمالی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این مطالعه، هرگاه به پاسخ اشاره می‌شود، منظور میانگین حداکثر پاسخهای ده رکورد زلزله‌های واقعی ایران است.

۱-۵ اثر خروج از مرکزیت استاتیکی (e_s/b) تغییرات خروج از مرکزیت دینامیکی $\frac{e_d}{b}$ ، نسبت به خروج از مرکزیت استاتیکی $\frac{e_s}{b}$ ، در شکل (۳) نشان داده شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که با افزایش خروج از مرکزیت استاتیکی، خروج از مرکز دینامیکی افزایش می‌یابد. هرچند روند افزایش خروج از مرکز دینامیکی برای خاکهای سخت و متوسط تقریباً منظم (به صورت منحنی درجه دو) است، اما روند افزایش خروج از مرکز دینامیکی برای خاکهای نرم چنین منظم نیست، به طوری که در پریودهای مختلف رفتارهای متفاوتی را از خود نشان می‌دهد. مثلاً گاهی بعد از یک افزایش اولیه ثابت $\frac{e_d}{b}$ می‌ماند و گاهی (در $T = 4$ ثانیه) بعد از یک افزایش اولیه ($\frac{e_s}{b} = 0.2$) کاهش می‌یابد.

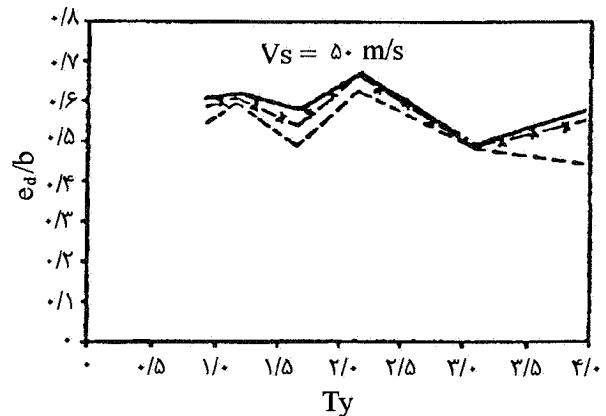
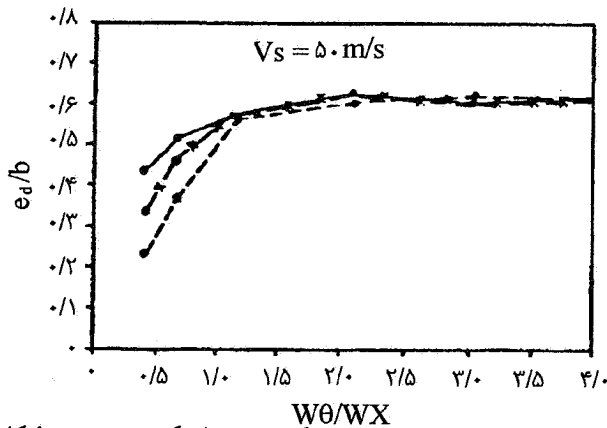
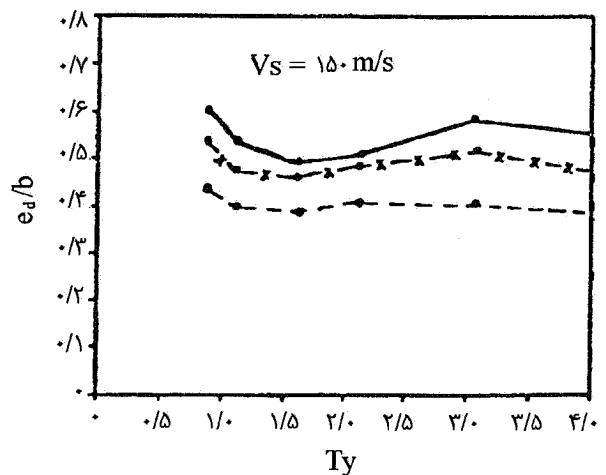
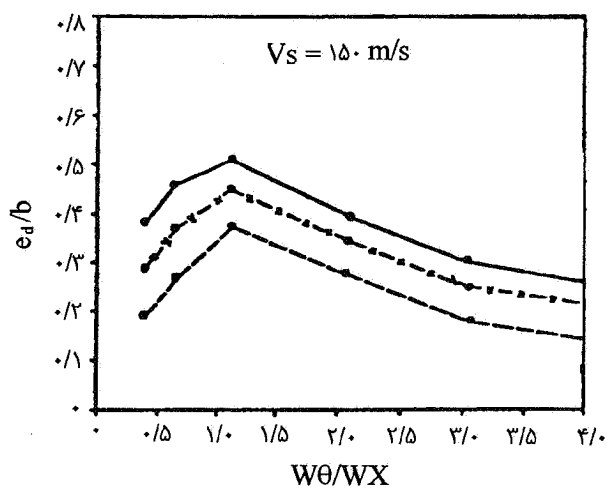
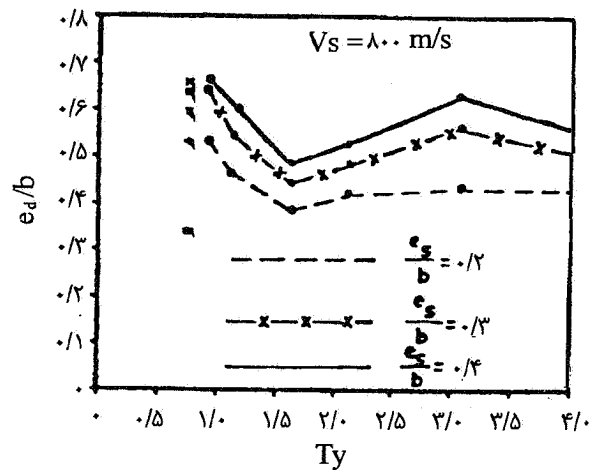
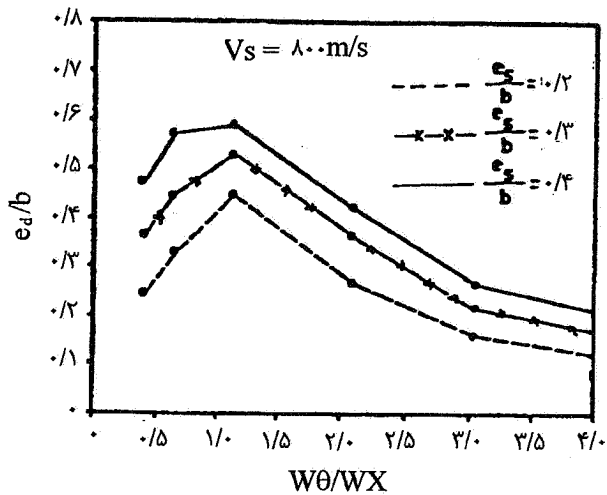
۲-۵ اثر پریود (T_y) تغییرات خروج از مرکز دینامیکی $\frac{e_d}{b}$ ، نسبت به پریود T_y ، در شکل (۴) نشان داده شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که هر چند افزایش پریود، تأثیر چندانی بر خروج از مرکزیت دینامیکی برای خاکهای سخت و متوسط ندارد، به طوری که با افزایش پریود، خروج از مرکزیت دینامیکی تقریباً ثابت می‌ماند (به خصوص برای خروج از مرکزتهای استاتیکی کوچک) اما برای خاکهای نرم از هیچ نظم خاصی تبعیت نمی‌کند و تنها در خروج از مرکزتهای بزرگ می‌توان یک منحنی از بین نقاط رسم کرد. اما در حالت کلی، به جز برای چند حالت، همواره خروج از مرکزیت دینامیکی در خاک نرم بزرگتر از خاک سخت و متوسط است.

۳-۵ اثر نسبت فرکانس پیچشی به جانبی ($\frac{\omega_\theta}{\omega_x}$) تغییرات خروج از مرکزیت دینامیکی $\frac{e_d}{b}$ ، نسبت به فرکانس پیچشی به جانبی $\frac{\omega_\theta}{\omega_x}$ ، در شکل (۵) نشان داده شده است. در این شکلها مشاهده می‌شود که علاوه بر این که همواره خروج از مرکزیت دینامیکی برای



شکل ۳- تغییرات خروج از مرکزیت دینامیکی نسبت به خروج از مرکزیت استاتیکی با توجه به شرایط متفاوت خاک

ضریب پواسون خاک برابر $\mu = 0.33$ در نظر گرفته شده است. برای نیل به اهداف این مطالعه با توجه به الگوریتم ارائه شده، برنامه رایانه‌ای ایجاد شده است. هرچند برنامه رایانه‌ای قابلیت اعمال

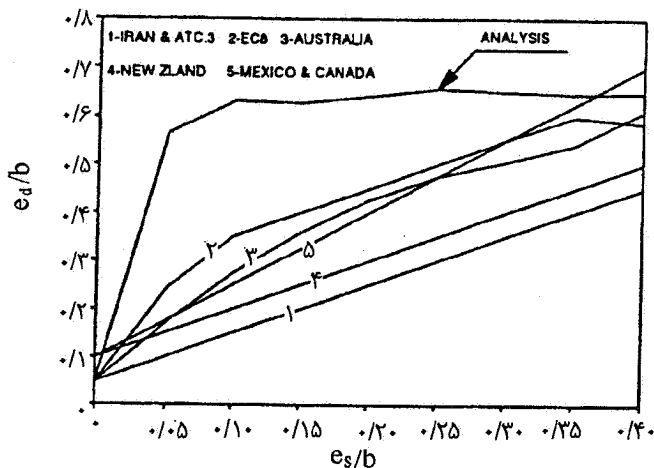


شکل ۵- تغییرات خروج از مرکزیت دینامیکی نسبت به فرکانس پیچشی به جانبی با توجه به شرایط متفاوت خاک

شکل ۴- تغییرات خروج از مرکزیت دینامیکی نسبت به پرورد سازه با توجه به شرایط متفاوت خاک

افزایش این نسبت $\frac{e_d}{b}$ کاهش می یابد ($\frac{e_d}{b}$ حداکثر در $\Omega = 1$ اتفاق می افتد)، اما برای خاکهای نرم بعد از نسبت $\Omega = 1$ ، برای تمام خروج از مرکزتهای استاتیکی، خروج از مرکزیت دینامیکی ثابت می ماند.

خاک نرم بزرگتر از خاک سخت و متوسط است و همچنین با افزایش نسبت فرکانس پیچشی به جانبی تا $\Omega = 1$ ، خروج از مرکزیت دینامیکی افزایش می یابد، برای خاکهای سخت و متوسط با



شکل ۷- مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی با معادله خروج از مرکزیت طراحی چند آیین نامه

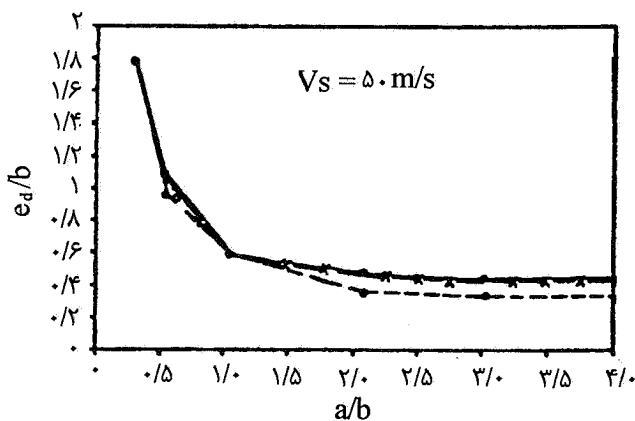
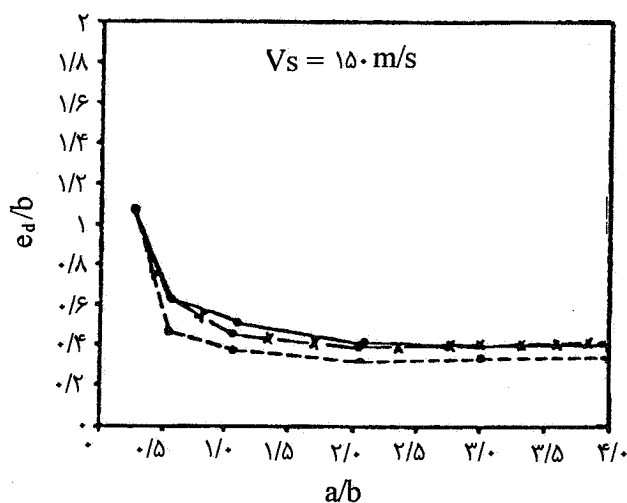
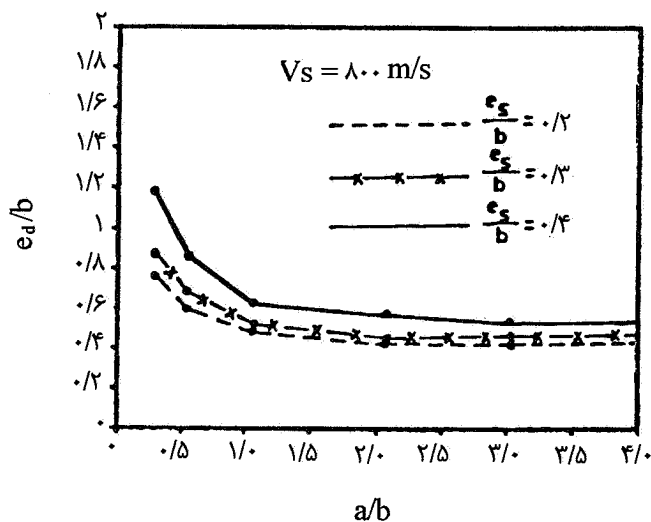
کاهش نسبت ابعاد پلان تا $\frac{a}{b} = 1$ ، خروج از مرکزیت دینامیکی کاهش می‌یابد و سپس تقریباً ثابت می‌ماند، اما برای خاکهای نرم، با افزایش نسبت ابعاد پلان تا $\frac{a}{b} = 2$ ، خروج از مرکزیت دینامیکی کاهش می‌یابد و آن‌گاه تقریباً ثابت باقی می‌ماند.

۶- مقایسه خروج از مرکزیت طراحی با نتایج حاصل از تحلیل

در شکل (۷) تغییرات خروج از مرکزیت طراحی آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ ایران، امریکا، اروپایی EC8، استرالیا، کانادا، مکزیک و نیوزیلند، نسبت به خروج از مرکزیت استاتیکی e_s ، به همراه نتایج حاصل از تحلیل غیر کشسان دینامیکی انجام شده برای خاک بسیار نرم ($V_s = 50 \text{ m/s}$) در حالت $T_y = 1$ و $\frac{a}{b} = 1$ و $\Omega = 1$ نشان داده شده است. به منظور مقایسه مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی با روابط آیین‌نامه لرزه‌ای، خروج از مرکزیت اتفاقی در این مطالعه برای تحلیل دینامیکی برابر با $0.05b$ در نظر گرفته شده است. این مقادیر از معادله زیر به دست می‌آیند

$$e_D = \frac{T}{V_s} + 0.05b \quad (23)$$

به طوری که در این معادله T لنگر پیچشی سیستم دارای خروج از مرکزیت و V_s نیروی برشی سیستم بدون خروج از مرکزیت است. T و V_s میانگین حداکثر پاسخ سیستم تحت ده نگاهت



شکل ۶- تغییرات خروج از مرکزیت دینامیکی نسبت به ابعاد پلان با توجه به شرایط متفاوت خاک

۴-۵- اثر ابعاد پلان (a/b) تغییرات خروج از مرکزیت دینامیکی $\frac{e_d}{b}$ ، به نسبت ابعاد پلان $\frac{a}{b}$ ، در شکل (۶) نشان داده شده است. همچنان‌که مشاهده می‌شود، برای خاکهای سخت و متوسط با

مقایسه آن با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌های مختلف، در این قسمت سعی می‌شود، معادله‌ای برای خروج از مرکزیت طراحی ارائه شود به طوری که دارای شکل کلی مشابه معادله پیشنهادی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بوده و بر نتایج تحلیل دینامیکی، در حل قابل قبولی منطبق باشد.

از طرفی، با توجه به بررسی نقش پارامترهای مختلف سازه‌ای در پاسخ ساختمانهای نامتقارن با پایه انعطاف پذیر مشخص شد که خروج از مرکزیت طراحی علاوه بر e_s به پارامترهای دیگر سیستم از جمله نسبت فرکانس پیچشی به جانبی و نسبت ابعاد پلان بستگی دارد. بنابراین، برای ارزیابی مقادیر منطقیتر پیچش حاصل از عدم تقارن، لازم است که پارامترهای فوق‌الذکر در محاسبه خروج از مرکزیت طراحی منظور شوند. در اینجا با استفاده از نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی معادله‌ای نسبتاً ساده که پارامتر بالا در آن وارد شده است، پیشنهاد می‌شود. این معادله از میان تمام منحنی‌هایی که بر نتایج تحلیل رایانه‌ای برازش داده شده است، انتخاب و اصلاح شده است. با توجه به روند تغییرات e_D نسبت به Ω و $\frac{a}{b}$ معادله پیشنهادی به صورت زیر بیان می‌شود

$$e_D = C_f C_a \left[\frac{0.35}{e_s/b} + \frac{0.5}{\sqrt{e_s/b}} \right] e_s + 0.05b \quad (24)$$

به طوری که C_f ضریب مربوط به تأثیر فرکانس پیچشی به جانبی است و به طریق زیر محاسبه می‌شود

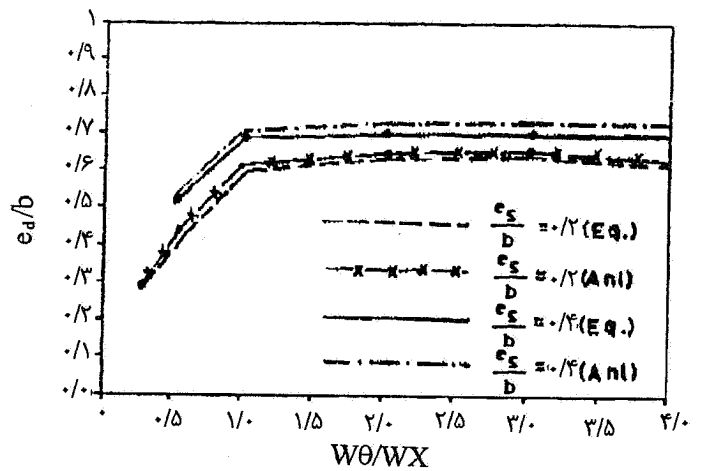
$$C_f = (0.1 + \Omega)^{1/2} \quad \Omega \leq 1$$

$$C_f = 1/1 - \frac{0.05}{\Omega} \quad \Omega > 1 \quad (24-الف)$$

C_a در معادله (24) ضریب مربوط به تأثیر نسبت ابعاد پلان است و به روش زیر محاسبه می‌شود

$$C_a = \left[0.5 + \frac{0.6}{a/b} \right] \quad (24-ب)$$

شکل (8) تغییرات e_D نسبت به Ω را برای نتایج حاصل از تحلیل رایانه‌ای و پیشنهاد بالا نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که روند تغییرات e_D پیشنهادی، مشابه و نزدیک مقادیر حاصل از



شکل ۸- مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی با معادله پیشنهادی خروج از مرکزیت طراحی با تأثیر نسبت فرکانس پیچشی به جانبی

واقعی زلزله‌های ثبت شده ایران است، جدول (۱). $\frac{T}{V_0}$ نسبت خروج از مرکزیت مؤثر e_E نیز نامیده می‌شود، که مقدار آن همان‌طور که بعضی از آیین‌نامه‌ها پیشنهاد داده‌اند برابر e_s نیست، بلکه نسبت به e_s دارای تغییرات بوده و برای e_s های کوچک حدود ۳ الی ۴ برابر آن خواهد بود. در واقع تغییرات ضریب تشدید خروج از مرکزیت یعنی $\alpha = \frac{e_E}{e_s}$ نسبت به e_s خطی نیست. آیین‌نامه‌های کانادا و مکزیک شیب ثابت ۱/۵ را برای آن ارائه کرده‌اند که هر چند نسبت به نتایج تحلیل دست پایین است، اما نسبت به مقادیر آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ ایران و نیوزیلند به نتایج تحلیل نزدیکتر است. روند تغییرات e_D پیشنهادی آیین‌نامه EC8 مشابه تغییرات منحنی حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی است.

این شکل همچنین نشان می‌دهد که e_D پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران و ATC-3 آمریکا و نیوزیلند ۹۲ برای تمام e_s ها مقادیر کمتر از مقدار واقعی دارد. مطالعات گذشته نیز این مطلب را تأیید می‌کند. بنابراین به نظر می‌رسد که پیشنهاد معادله مناسبتری که e_D را به مقادیر واقعی نزدیک سازد، در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران لازم خواهد بود. از بین پیشنهادات آیین‌نامه‌های مورد بحث، e_D در آیین‌نامه EC8 دارای روند تغییرات مشابه تحلیل دینامیکی بوده و به مقادیر آن نزدیکتر است.

۷- پیشنهاد خروج از مرکزیت طراحی

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل غیر کشسان دینامیکی و

حداکثر پاسخ این شتابنگاشت‌ها مورد مطالعه و تجزیه و تحلیل قرار گرفته است، که اهم نتایج به قرار زیر است:

- برای منظور کردن تأثیر کوپل پیچشی در محاسبه نیروهای طراحی سازه نامتقارن، اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای معادلاتی برای خروج از مرکزیت طراحی پیشنهاد کرده‌اند، به جز معادله پیشنهادی آیین‌نامه EC8، معادله‌های آیین‌نامه‌های لرزه‌ای دیگر تابعی خطی از e_S است، در حالی که این مطالعه و مطالعات گذشته [۱-۳] نشان می‌دهد که تغییرات e_D نسبت به e_S خطی نبوده و به پارامترهای دیگر سیستم نظیر Ω ، $\frac{a}{b}$ ، T و شرایط خاک بستگی دارد.

- معادله‌های پیشنهادی آیین‌نامه‌ها همواره دست پایین است. (به جز آیین‌نامه مکزیک که در خروج از مرکزیت‌های بزرگ پاسخهای دست بالا به دست می‌دهد).

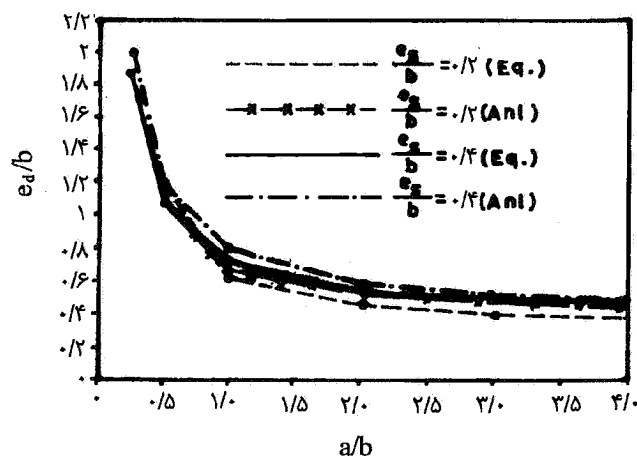
- معادله آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ ایران و ۳-ATC امریکا نسبت به آیین‌نامه‌های دیگر دست پایینتر بوده و در مقایسه با نتایج تحلیل دست پایین است.

- دستورالعمل پیچشی آیین‌نامه EC8 نسبت به آیین‌نامه‌های دیگر، برآورد خوبی از خروج از مرکزیت طراحی اولیه، ارائه می‌دهد. با این حال برای شرایط خاک بسیار نرم دست پایین است.

- با توجه به نقش پارامترهای مؤثر در پاسخ پیچشی سازه نامتقارن، معادله‌ای برای خروج از مرکزیت طراحی پیشنهاد شده است که این معادله ضمن سادگی، پارامترهای مذکور را نیز در بر دارد. با توجه به کنترل‌های انجام شده، این معادله می‌تواند ارزیابی منطقی از پیچش حاصل از عدم تقارن با توجه به تأثیر اندرکنش خاک - سازه داشته باشد.

قدردانی

این مطالعه نتایج بخشی از طرح تحقیقاتی بررسی مقررات پیچش آیین‌نامه لرزه‌ای ایران است که با حمایت مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن به انجام رسیده است و بدین وسیله از مسئولین و کلیه کارکنان مرکز تشکر و قدردانی می‌گردد.



شکل ۹- مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی با معادله پیشنهادی خروج از مرکزیت طراحی با تأثیر نسبت ابعاد پلان

تحلیل دینامیکی است، البته به دلیل اینکه معادله پیشنهادی ساده‌شده و تقریبی است، مقداری با نتایج حاصل از تحلیل تفاوت دارد که چندان زیاد نیست، ولی همواره سعی شده است که معادله‌های پیشنهادی محافظه کارانه باشد تا پاسخها دست پایین برآورد نشوند.

شکل (۹) تغییرات e_D نسبت به $\frac{a}{b}$ برای پیشنهاد بالا و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی را نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که معادله پیشنهادی برای $\frac{a}{b}$ های مختلف، مقدار e_D را بسیار نزدیک به مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی محاسبه می‌کند. علت آن این است که چون تغییرات e_D نسبت به $\frac{a}{b}$ دارای روند منظمی بوده و نسبت به تغییرات آن حساسیت زیادی ندارد، لذا معادله ساده بالا برای تغییرات e_D نسبت به $\frac{a}{b}$ دقت لازم را خواهد داشت.

۸- نتیجه گیری

به منظور بررسی تأثیر اندرکنش خاک - سازه بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های نامتقارن و اثر پارامترهای مهم سازه‌ای در پاسخ و پیشنهاد معادله‌ای برای خروج از مرکزیت طراحی به منظور محاسبه لنگر پیچشی ناشی از عدم تقارن پاسخ غیرکشسان مدل ایده‌آل یک طبقه با ۸ درجه آزادی تحت یک گروه ده تایی شتابنگاشت زلزله‌های ثبت شده ایران به روش تحلیل دینامیکی در دامنه زمان انجام و میانگین

1. Chopra, K., and Goel, K., "Evaluation of Torsional Provision in Seismic Codes," *Jr. of Structural Eng. ASCE*, Vol. 117, PP. 3762-3782, 1991.
2. Chandler, A.M., and Duan, X.N., "Evaluation of Factors Influencing the Inelastic Seismic Performance of Torsionally Asymmetric Buildings," *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, Vol. 20, PP. 87-95, 1991.
3. Tso, W.K., and Dempsy, K.M., "Seismic Torsional Provisions for Dynamic Eccentricity," *Earthquake Eng. and Structural Dynamics* Vol.8, PP. 273-889, 1980.
4. Sikaroudi, H., and Chandler, A.M., "Structure-Foundation Interaction in the Earthquake Response of Torsionally Asymmetric Buildings," *Soil Dyn. and Earthquake Eng.* 11, PP. 1-16, 1992.
5. Kan. C.L., and Chopra, A.K., "Simple Model for Earthquake Response Studies of Torsionally Coupled Buildings," *Jr. Eng. Mech. Div., ASCE*, Vol. 107, No. EM 5, PP. 935-951, Oct. 1981.
6. Balendra, T., Tat, C.W. and Lee, S.L., "Modal - Damping for Torsionally Coupled Buildings on Elastic Foundation," *Earthquake Eng. and Structural Dyn.*, Vol. 10, PP. 735-756, 1982.
7. Sikaroudi, H., and Chandler, A.M., "Structure - Foundation Interaction in the Earthquake Response of Torsionally Asymmetric Buildings," *Soil Dyn. and Earthquake Eng.*, 11, PP. 1-16, 1992.
8. Rosenblueth, E., and Meli, R., "The 1985 Earthquake Causes and Effects on Mexican City," *Concrete Int.* 8(5), PP. 23-34, 1986.
9. Sivakumaran, K.S., "Soil-Structure Interaction Effects on Seismic Response of Mono-Symmetric Buildings," *Proc. 4 th Int. Conf. on Soil Dyn. and Earthquake Eng.*, Mexico City, 3(2), PP. 209-223, 1989.
10. Bazan, E., and Bielak, J., "Inelastic Torsional Response of Soil-Structure Interaction Systems," *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Dyna. and Earthquake Eng*, Mexico City, October 1989.
11. Bielak, J., "Earthquake Response of Building Foundation System," Rep. EERL 71-04, Earthquake Eng. Res. Lab.; Calif. Inst. of Tech.; Pasadana, Calif, 1971.
12. Shakib H., and Datta, T.K., "Inelastic Response of Torsionally Coupled System to an Ensemble of Non-Stationary Ground Motion," *Jr. of Engineering Structural*, Buttsworth, U.K., Vol. 15, No: 1, PP. 13-20, 1993.