

ضریب رفتار مخازن هوایی بتنی با پایه لوله‌ای

فرامرز خوشنودیان^۱، روح‌الله جلالی^۲

چکیده

هدف از این مقاله تعیین ضریب رفتار مخازن هوایی بتنی با پایه لوله‌ای به کمک روش‌های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی می‌باشد. ابتدا با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی با PGA فزاینده منحنی‌های ظرفیت دینامیکی سازه استخراج شده و ضریب رفتار سازه با کمک روابط معتبر محاسبه می‌گردد و سپس با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و با در نظر گرفتن الگوهای بارگذاری مختلف نیز ضریب رفتار برآورد می‌گردد. لازم به ذکر است که اثرات برش در سازه نیز اعمال شده است. در پایان نیز فرمول‌بندی تحلیلی برای تعیین ضریب رفتار به ازای الگوهای مختلف بارگذاری پیشنهاد شده است. در این روش تحلیلی، اثرات $P-\Delta$ ، نوع بارگذاری، اثرات تشکیل چند مفصل در پایه و تغییرات سختی در ارتفاع پایه نیز لحاظ شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند روش تحلیلی پیشنهادی دارای دقت مناسبی نسبت به روش پوش آور می‌باشد. بهترین الگوی بارگذاری برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی الگوی بارمتمرکز بوده و استفاده از آن برای تحلیل پوش آور مخازن توصیه می‌شود. برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای روش UCSD نسبت به سایر روش‌ها دقیق‌تر و روش Whittaker بسیار محافظه‌کارانه می‌باشد. همچنین برای رسیدن به ضریب رفتار ۳ که در استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه مخازن (نشریه ۱۲۳) آورده شده است بایستی جزییات مناسب برای شکل‌پذیری استفاده شود.

کلمات کلیدی:

مخازن هوایی آب، مفصل پلاستیک، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ضریب رفتار

Response Modification Factor of Shaft Supported Concrete Elevated Water Tanks

F. Khoshnoudian, R. Jalali

ABSTRACT

The purpose of this paper is determination of response modification factor of shaft supported concrete elevated water tanks using nonlinear static (pushover) and nonlinear dynamic analysis. At First, using incremental nonlinear time history analysis, the seismic capacity curve is obtained and structural response modification factor has been computed. Then response modification factor is computed using pushover analysis with several load patterns. Shear effect on structural behavior is evaluated using the new procedure. Finally, using the proposed analytical procedure, the response modification factor is calculated. In the analytical method the effects of $P-\Delta$, type of loading, plastic hinge in shaft and effect of stiffness variability in height of shaft is considered. The result represents the validity of the proposed analytical procedure.

Key word:

Elevated Water Tanks, Plastic Hinge, Nonlinear Time History Analysis, Seismic Modification Factor

۱. استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران) khoshnud@aut.ac.ir

۲. کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران) roohallah_jalali@yahoo.com

۱- مقدمه

مخازن هوایی جزء آن دسته از سازه‌ها با اهمیت بالا می‌باشند که عملکرد آن بعد از زلزله به دلیل تامین آب مورد نیاز برای آشامیدن و مهار آتش‌سوزی‌های ناشی از زلزله بایستی ادامه داشته باشد. به طور کلی در مورد محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای کارهای اندکی انجام شده است. مسعودی و همکاران (Masudi et al. 2006) توانستند اثرات چندمؤلفه‌ای زلزله را بر روی ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای با کمک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی بررسی کنند [2].

فرمول‌بندی به کار برده شده توسط آن‌ها بر اساس آیین‌نامه FEMA 274 می‌باشد. در این مقاله محاسبه ضریب رفتار این نوع سازه با روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و روش تحلیلی مورد بررسی قرار گرفته است. [1] در این تحقیق از فرمول‌بندی دینامیکی دیگری که در ادامه تشریح می‌شود، استفاده شده است. ابتدا نحوه مدل‌سازی مفصل‌های پلاستیک ارایه شده و سپس بر اساس روش تحلیل پوش آور و تحلیل تاریخچه زمانی با PGA فزاینده ضریب رفتار محاسبه می‌گردد. در پایان نیز یک روش تحلیلی پیشنهادی ارایه شده و صحت آن با مقایسه با روش‌های مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- مدل مورد بررسی و فرضیات

سازه مورد مطالعه یک مخزن بتنی هوایی با پایه لوله‌ای به ظرفیت ۱۵۰ متر مکعب واقع در استان سیستان و بلوچستان می‌باشد (شکل ۱). ارتفاع پایه تا زیر قسمت مخروطی یا ماهیچه‌ای مخزن ۱۸/۶۸ متر، قطر خارجی پایه ۲/۷ متر و ضخامت آن ۳۵ سانتیمتر، قطر مخزن فوقانی ۸/۴۴ متر، ارتفاع آن ۳/۶ متر و ضخامت آن ۰/۲۲ متر، قطر لوله داخلی مخزن ۱/۴۴ متر و ضخامت آن ۰/۲۲ متر، ضخامت دال کف و پوسته مخروطی مخزن ۰/۲۵ متر، ضخامت سقف ۰/۱۸ متر، ارتفاع دست انداز بام ۰/۵ متر و ضخامت آن ۰/۱ متر می‌باشد [1].

بیشتر خرابی این نوع مخازن در زلزله‌های گذشته ناشی از

خرابی پایه مخزن بوده و به پوسته‌ی مخزن آسیب جدی وارد نشده است، در نتیجه می‌توان فرض نمود پوسته‌ی مخزن در حین حتی یک زلزله قوی دارای رفتار خطی می‌باشد، به همین دلیل و از طرفی به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، به جای مدل‌سازی پوسته مخزن با المان‌های shell، از المان‌های Frame صلب با جرم‌های متمرکز معادل استفاده شده است که نحوه تعیین مقادیر و موقعیت جرم‌های متمرکز معادل در مرجع [1] به طور کامل آمده است. موقعیت جرم‌های متمرکز معادل طوری انتخاب می‌شود که ممان اینرسی دورانی کل سیستم معادل با ممان اینرسی دورانی مدل اصلی برابر گردد. پایه مخزن نیز به ۱۰ قسمت مساوی تقسیم شده و به هر گره، جرمی برابر یک دهم جرم کل پایه و یک مفصل پلاستیک اختصاص می‌دهیم [2].

کلیه مراحل مدل‌سازی و تحلیل سازه توسط برنامه SAP2000 ویرایش 8.3.1 انجام شده است [3].

۳- مدل‌سازی اندرکنش آب و سازه

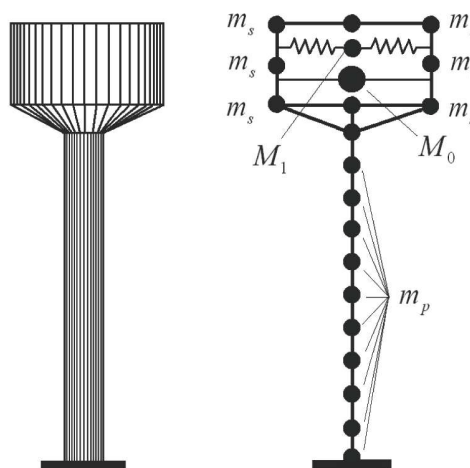
برای مدل‌سازی اندرکنش آب و سازه از روش هازنر استفاده شده است. در این روش جرم آب به دو بخش سخت و موج دسته‌بندی می‌گردد که جرم سخت به واسطه لینک صلب و جرم موج به وسیله فنر انتقالی به دیواره مخزن وصل می‌شوند (شکل ۱). لازم به ذکر است برای مدل‌سازی پارامترهای اندرکنش آب و سازه از روابط اصلاح شده نیومارک استفاده شده است [4].

۴- مدل‌سازی مفصل پلاستیک

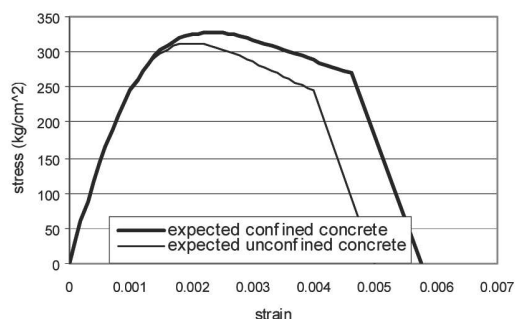
منحنی رفتاری واقعی یک مفصل پلاستیک همانند شکل (۲-الف) می‌باشد که برای سادگی مطابق شکل (۲-ب) به صورت دوخطی تبدیل شده و در برنامه‌های تحلیل غیرخطی از آن استفاده می‌شود. کلیه مشخصات رفتاری مفصل پلاستیک مانند شکل‌پذیری و مقاومت افزون، از دوخطی کردن منحنی لنگر انحنای حاصل از تحلیل لنگر انحنای محاسبه شده است [5].

۴-۱- مدل رفتاری بتن

برخلاف هسته مقاطع توپر، که به واسطه نیروی محوری فشاری تحت تنش سه‌محوره قرار می‌گیرند، هسته مقطع لوله‌ای پایه مخازن هوایی تحت تنش دو محوره قرار می‌گیرد [6]. بنابراین برای مدل سازی منحنی رفتاری بتن محصور شده (بتن هسته) و بتن محصور نشده (بتن پوسته) مقطع لوله‌ای از مدل رفتاری مندر (Mander) به خاطر عمومیت آن برای محصور شدگی دو محوره استفاده شده است [7]. براساس روابط توصیه شده توسط مندر منحنی رفتاری برای بتن محصور شده هسته و بتن محصور نشده



شکل (۱): معادل‌سازی جرم سازه و آب با جرم‌های معادل



شکل (۳): مدل رفتاری بتن

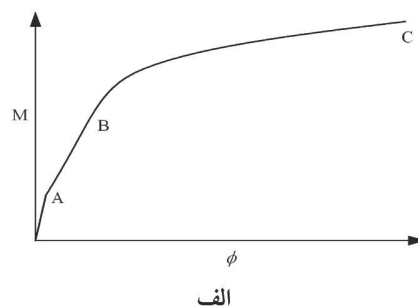
۴-۲- مدل رفتاری فولاد

برای فولاد، از مدل رفتاری سخت‌شوندگی پارک (Park) استفاده شده است [8]. با جایگذاری مشخصات رفتاری در رابطه Park، رابطه سهموی (۱) برای شاخه منحنی شکل نمودار رفتاری به دست آمده است (شکل ۴).

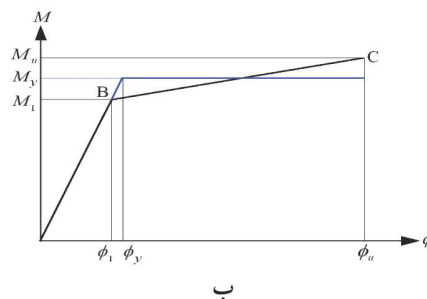
$$f_s = f_{ye} \left[1.67 - 0.67 \left(\frac{0.14 - \varepsilon_s}{0.12} \right)^2 \right] \quad (1)$$

در رابطه (۱)، کرنش فولاد و f_{ye} تنش مورد انتظار فولاد است. منحنی‌های لنگر-انحنای $(M-\phi)$ دو خطی شده‌ی شکل (۲-ب) به منحنی لنگر-دوران $(M-\theta)$ تبدیل شده و در برنامه SAP2000 از آن‌ها استفاده می‌شود.

این تبدیل بر اساس رابطه $\theta_i = I_p \phi_i$ انجام شده و طول مفصل پلاستیک یعنی I_p ، برای مقاطع بتنی مربع و مستطیل به طور تقریبی برابر نصف ارتفاع مقطع ($I_p = 0.5D$) در نظر گرفته می‌شود [9]. برای مقاطع لوله‌ای این طول



الف



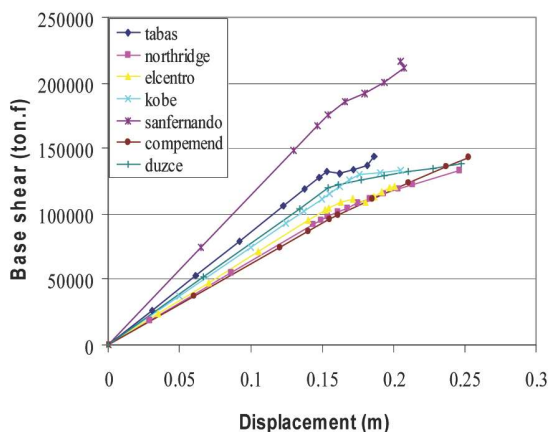
ب

شکل (۲): الف) منحنی لنگر - انحنای،

ب) منحنی دوخطی و الاستوپلاستیک ایده‌آل متناظر

برای انجام تحلیل لنگر انحنای بایستی از مشخصات مکانیکی مورد انتظار اجزای مقطع (فولاد و بتن) استفاده نمود. در این مقاله مقاومت مورد انتظار بتن و فولاد به ترتیب برابر $f_{ce} = 1.3 f'_c$ و $f_{ye} = 1.1 f_y$ در نظر گرفته شده است.

شد. نتایج به دست آمده نشان‌دهنده‌ی بحرانی‌تر بودن حالت پر بادرنظر گرفتن اندرکنش آب و سازه، نسبت به سایر حالات می‌باشد. بنابر این ضریب رفتار در حالت پر و با درنظر گرفتن اندرکنش آب و سازه محاسبه شده است. نمودارهای ظرفیت دینامیکی در شکل (۶) نشان داده شده است.



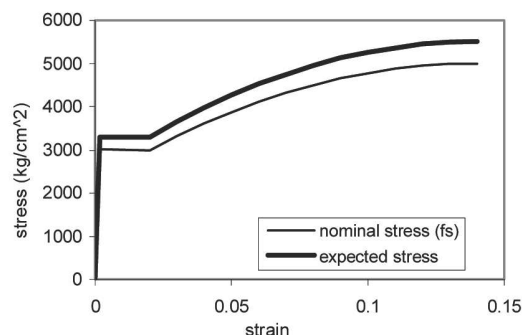
شکل (۶): نمودار ظرفیت دینامیکی

در مرجع [13] برای محاسبه ضریب رفتار از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با PGA فزاینده، رابطه زیر ارائه شده است:

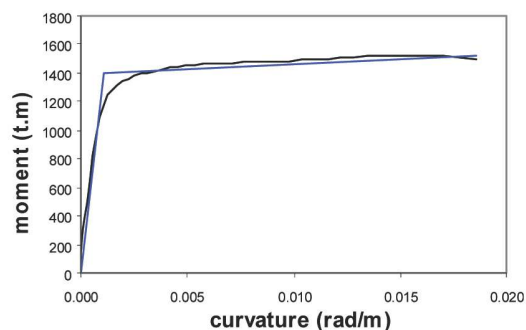
$$R = R_{\mu} \cdot \Omega = \frac{\lambda_u V_1}{\lambda_y V_d} \quad (2)$$

در رابطه بالا، λ_u و λ_1 به ترتیب PGA متناظر با گسیختگی و تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه و V_1 و V_u برش پایه در حالت گسیختگی و تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشد و V_d نیز برش پایه طراحی سازه می‌باشد. از طرفی R_{μ} ضریب شکل‌پذیری و Ω مقاومت افزون کلی سازه می‌باشد. خلاصه نتایج در جدول (۱) گردآوری شده است.

برابر $I_p = 0.2D$ فرض شده است [10]. نمونه‌ای از منحنی لنگر انحناى مقطع لوله‌ای پایه مخزن در شکل (۵) آورده شده است.



شکل (۴): الف منحنی رفتاری فولاد



شکل (۵): نمونه‌ای از منحنی لنگر-انحنا

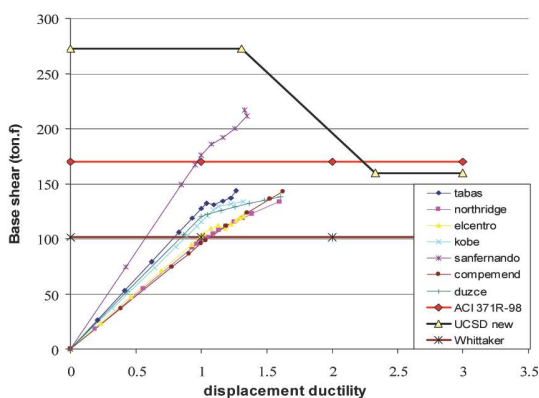
۵- محاسبه ضریب رفتار بدون در نظر گرفتن اثر برش

برای محاسبه ضریب رفتار، از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با PGA فزاینده استفاده شده است. در این تحلیل، سازه تحت یک شتاب‌نگاشت مشخص، اما با PGAهای فزاینده تحلیل می‌گردد. در هر تحلیل، مقدار برش پایه و PGA متناظر با حد اولین تسلیم و گسیختگی کلی سازه ثبت می‌شود. با وصل کردن نقاط متناظر با برش و تغییر مکان حداکثر در هر تحلیل، منحنی ظرفیت دینامیکی سازه به دست می‌آید [11]. برای تحلیل تاریخچه زمانی از هفت شتاب‌نگاشت که منطبق با خاک منطقه که نوع II می‌باشد، استفاده شده است و در جدول (۱) نتایج آن آورده شده است. ابتدا تحلیل در حالت‌های مختلف قرارگیری آب (پر، دو سوم پر، یک سوم پر) با اثر اندرکنش آب و سازه انجام

جدول (۱) : خلاصه نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی با PGA فزاینده

نام رکورد	PGA تسلیم	PGA نهایی	نسبت PGA	تغییر مکان تسلیم	تغییر مکان نهایی	برش تسلیم	برش نهایی	ضریب رفتار
	λ_1	λ_u	λ_u/λ_1	$\delta_1 (m)$	$\delta_u (m)$	$V_1 (kg. f)$	$V_u (kg. f)$	R
Tabas	0.8396	1.0593	1.262	0.148	0.187	127816	143815	2.06
Northridge	0.65373	0.9009	1.378	0.154	0.247	98646.3	133508	1.73
Elcentro	0.69146	0.9122	1.319	0.152	0.201	102891	120539	1.73
kobeh	0.75958	0.964	1.269	0.155	0.205	115322	133321	1.87
Sanfernando	1.56191	2.0803	1.332	0.154	0.205	175863	216597	3
Compemend	0.52334	0.782	1.494	0.155	0.253	95793.7	143133	1.83
Duzce	0.85367	1.2697	1.487	0.154	0.248	119824	138188	2.27
(Average)	0.84047	1.1383	1.363	0.153	0.221	119451	147014	2.07

ظرفیت متناظر با هر شتاب‌نگاشت انجام شده و در نهایت با میانگین‌گیری از آن‌ها ضریب رفتار متوسط به دست می‌آید. خلاصه کارهای انجام شده در این وضعیت در جدول (۲) گردآوری شده است.



شکل (۷) : تقاطع نمودار ظرفیت برشی و خمشی برای تعیین نقطه عملکرد

جدول (۲) : مقادیر ضریب رفتار با در نظر گرفتن مقاومت

برشی بر اساس روابط مختلف

روش محاسبه مقاومت برشی			نام رکورد
UCSD new	Whittaker	ACI 371	
2.06	1	2.06	Tabas
1.73	1.34	1.73	Northridge
1.73	1	1.73	Elcentro
1.87	1	1.87	kobe
3	1	1	Sanfernando
1.83	1.37	1.83	Compemend
2.27	1	2.27	Duzce
2.07	1.1	1.78	R(Average)

در سازه مورد بررسی مقدار برش پایه طرح که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده است برابر $V_d=78.4$ تن می‌باشد. با توجه به جدول (۱) ملاحظه می‌شود که مقدار ضریب رفتار به نوع شتاب‌نگاشت وابسته و در نتیجه ضریب رفتار متناسب با هر شتاب‌نگاشت محاسبه شده و سپس با میانگین‌گیری از ضریب رفتارهای محاسبه شده برای رکوردهای مختلف، ضریب رفتار میانگین به دست آمده است.

بر اساس ستون آخر جدول (۱) مقدار میانگین ضریب رفتار به دست آمده از هفت شتاب‌نگاشت برابر ۲/۰۷ می‌باشد و این در حالی است که در استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای برابر ۳ توصیه شده است. علت این اختلاف پایین بودن شکل‌پذیری مقطع پایه به علت عدم وجود جزئیات ویژه برای شکل‌پذیری می‌باشد.

۶- محاسبه ضریب رفتار با در نظر گرفتن برش

برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای روابط مختلفی رایج شده است که شامل روش ویتکر (Whittaker) [10]، روش UCSD [13] و روش ACI 371 [14] می‌باشد. با رسم منحنی ظرفیت خمشی و برشی در یک صفحه، نقطه تقاطع آن‌ها مشخص شده و سپس ضریب رفتار متناظر با این نقطه به دست می‌آید (شکل ۷). این کار برای منحنی

با توجه به جدول (۲) اگر میانگین حاصل از این سه روش محاسبه مقاومت برشی مقطع را به عنوان معیار انتخاب کنیم، مقدار ضریب رفتار با در نظر گرفتن برش برابر ۱/۶۵ می‌گردد. در نتیجه در نظر گرفتن برش سبب کاهش ۲۰ درصدی مقدار ضریب رفتار سازه شده است.

۷- ارایه یک روش تحلیلی برای محاسبه ضریب رفتار

در این بخش نحوه فرمول‌بندی تحلیلی برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای و به دنبال آن یک روش گام به گام تحلیلی برای این کار ارایه شده است. قبل از ارایه این فرمول‌بندی تحلیلی، روابط پایه تشریح می‌شوند. با استفاده از شکل (۲-ب) تعاریف زیر ارایه می‌گردد. در این فرمول‌بندی تحلیلی اثرات $P-\Delta$ ، اثر نوع بارگذاری، اثرات تغییرات سختی در ارتفاع پایه مخزن و همچنین اثرات چند مفصلی شدن پایه نیز در نظر گرفته شده است.

۷-۱- شکل‌پذیری انحنای مقطع

مطابق شکل (۲-ب) دو نوع شکل‌پذیری انحنای تعریف می‌کنیم: یکی متناظر با حالت دوخطی که از رابطه $\mu'_\phi = \phi_u / \phi_1$ و برابر نسبت انحنای نهایی به انحنای اولین تسلیم و دیگری متناظر با حالت الاستوپلاستیک، که برابر انحنای نهایی به انحنای تسلیم ایده‌آل می‌باشد و از رابطه $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ به دست می‌آید...

۷-۲- مقاومت افزون مقطع

مطابق شکل (۲-ب) برای مقاومت افزون نیز دو تعریف ارایه می‌کنیم. مقاومت افزون در حالت دوخطی از رابطه $\Omega' = M_u / M_1$ و مقاومت افزون در حالت الاستوپلاستیک برابر $\Omega = 1$ می‌باشد.

۷-۳- محاسبه شکل‌پذیری تغییر مکان سازه

نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان تسلیم سازه را

شکل‌پذیری تغییر مکان سازه می‌نامند. در مراجع [9] برای شکل‌پذیری تغییر مکان رابطه $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ ارایه شده است که در آن Δ_u تغییر مکان نهایی و Δ_y تغییر مکان حد اولین تسلیم معرفی شده است. اما در این مقاله تعریف شکل‌پذیری تغییر مکان تعریف می‌شود: یکی متناظر با حد اولین تسلیم سازه یعنی μ'_Δ و دیگری متناظر با حد تسلیم کلی سازه یعنی μ_Δ . شکل‌پذیری حد اولین تسلیم سازه از رابطه $\mu'_\Delta = \Delta_u / \Delta_1$ و شکل‌پذیری تغییر مکان کلی سازه از رابطه $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ به دست می‌آید. در این رابطه Δ_1 تغییر مکان اولین تسلیم و Δ_y تغییر مکان تسلیم ایده‌آل سازه می‌باشد. تغییر مکان نهایی سازه از رابطه (۳) به دست می‌آید که شامل سه بخش می‌باشد.

$$\Delta_u = \Delta_p + \Delta_1 + d\Delta_1 \quad (3)$$

در رابطه بالا Δ_u تغییر مکان نهایی سازه، Δ_p تغییر مکان پلاستیک سازه، $d\Delta_1$ تغییر مکان الاستیک اضافی ناشی از اضافه مقاومت خمشی مفصل پلاستیک تا حد گسیختگی است. برای مفصل الاستوپلاستیک مقدار $d\Delta_1$ صفر می‌باشد.

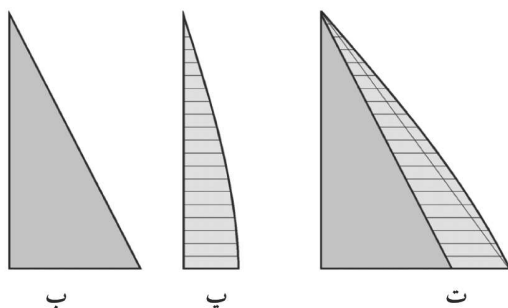
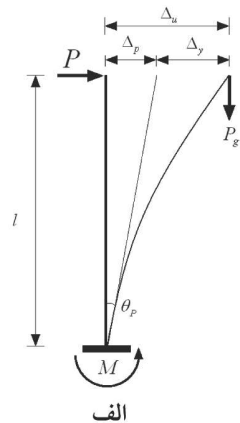
مطابق شکل (۸) سازه‌ی طره‌ای را در نظر بگیرید و فرض کنید به واسطه بار متمرکز P یک مفصل پلاستیک در پای سازه تشکیل شود. اجزای تغییر مکان نهایی سازه در شکل (۸) نشان داده شده است. در شکل (۸) نیروی اولین تسلیم سازه، dP_1 اضافه نیروی ناشی از مقاومت افزون مفصل برای گسیختگی سازه، $d\Delta_1$ اضافه تغییر مکان الاستیک سازه، dM_1 اضافه لنگر ناشی از مقاومت افزون مفصل، M_1 لنگر تسلیم سازه، Ω' مقاومت افزون مفصل می‌باشد. بر اساس مرجع [5] شکل‌پذیری تغییر مکان متناظر با اولین تسلیم سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu'_\Delta = \Omega' + 3\left(\mu_\phi - 1\right) \frac{I_p}{I} \left(1 - 0.5 \frac{I_p}{I}\right) \quad (4)$$

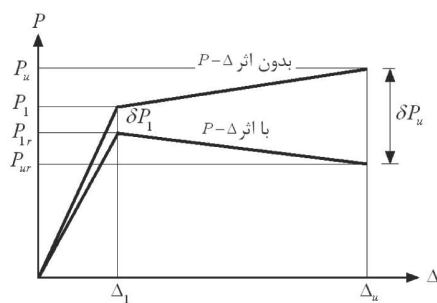
گرفته شده است. با انجام محاسبات رابطه (۷) برای شکل پذیری تغییرمکان کاهش یافته بادر نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ به دست آمده است:

همچنین نسبت شیب قسمت غیرالاستیک به الاستیک با اثر $P-\Delta$ برابر است با:

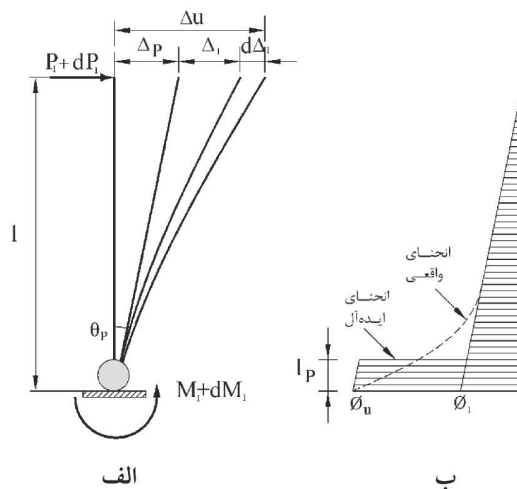
$$\eta = \frac{\Omega'_{P-\Delta} - 1}{\mu'_{\Delta} - 1} \quad (۶)$$



شکل (۹): الف) سازه و بارگذاری ب) دیاگرام لنگر ناشی از نیروی جانبی P پ) دیاگرام لنگر ناشی از اثر $P-\Delta$ ت) دیاگرام لنگر ترکیبی



شکل (۱۰): منحنی بار-تغییرمکان با و بدون اثر $P-\Delta$



شکل (۸): الف- پارامترهای رفتاری سازه، ب- توزیع انحنای واقعی و ایده آل در پایه مخزن

۷-۴-۷ اثر $P-\Delta$

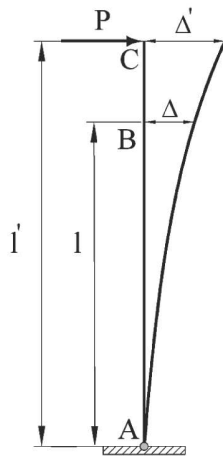
مطابق شکل (۹) به یک سیستم یک درجه آزادی با بار محوری موثر P_g وارد بر مرکز جرم مخزن، نیروی P وارد می شود. در نتیجه مطابق شکل ۹ تغییرمکان های جانبی در سازه ایجاد می گردد.

اثر $P-\Delta$ نمودار بار جانبی در مقابل تغییرمکان را مطابق شکل (۱۰) تغییر می دهد و سبب کاهش نیروی جانبی متناظر با حد تسلیم و حد نهایی سازه خواهد شد که اثر کاهش نیروی جانبی متناظر حد نهایی سازه بیشتر بوده و سبب کاهش شیب منحنی بار تغییرمکان می گردد. برای مفاصل الاستوپلاستیک شیب خط دوم منفی می گردد. در اینجا فرض می شود اثر $P-\Delta$ بر روی تغییرمکان تسلیم و نهایی سازه تاثیری ندارد [15].

با توجه به شکل (۱۰) و با انجام محاسبات هندسی، رابطه زیر برای مقاومت افزون سازه با اثر $P-\Delta$ ، استخراج شده است:

$$\Omega'_{P-\Delta} = \frac{\Omega' - \mu_{\Delta} \gamma}{1 - \gamma} \quad (۵)$$

شکل پذیری تغییرمکان سازه وابسته به تغییرمکان نهایی سازه می باشد که از سه قسمت $d\Delta_1$ و Δ_1 و Δ_p تشکیل شده است. در این میان اثر $P-\Delta$ بر روی $d\Delta_1$ در نظر



الف) بار متمرکز

$$\mu'_{P\Delta} = \mu_{\Delta} - \gamma(\mu_{\Delta} - 1) \quad (7)$$

در حالی که بیش از یک مفصل پلاستیک در پای سازه تشکیل شود باید از رابطه کلی زیر استفاده نماییم:

$$\mu'_{P\Delta} = \Omega' - \gamma(\mu_{\Delta} - 1) + \frac{\Delta_P}{\Delta_1} \quad (8)$$

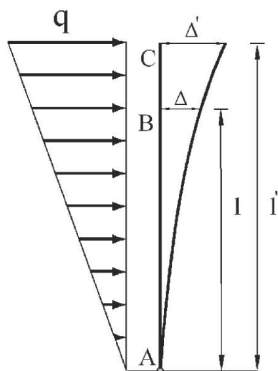
۵-۷- اصلاح تغییر مکان اولین تسلیم سازه برای اثر نوع

بارگذاری و موقعیت نقطه کنترل

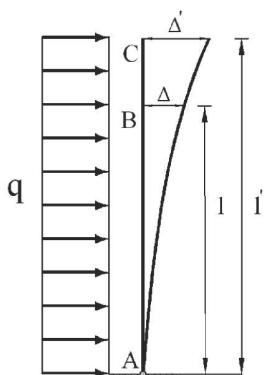
نوع بارگذاری تغییر مکان تسلیم سازه را تغییر می‌دهد. لذا اگر یک بار متمرکز در بالای طره وارد شود، تغییر مکان تسلیم سازه در نقطه اثر بار از رابطه $\Delta_1 = \phi_1 l^2 / 3$ به دست می‌آید. اما اگر بار وارده در نقطه قبلی اعمال نشود و یا اینکه از نوع بارگسترده باشد، مقدار تغییر مکان تسلیم برای نقطه کنترل مورد نظر تغییر می‌کند در ادامه برای سه الگوی بارگذاری متداول نشان داده شده در شکل (۱۱) تغییر مکان اولین تسلیم برای نقطه کنترل‌های مختلف محاسبه می‌شود. با توجه به شکل (۱۱) نقطه B به عنوان نقطه کنترل در نظر گرفته شده و نقطه C به عنوان حداکثر تراز ارتفاعی اعمال بار برای بارهای گسترده و به عنوان نقطه اعمال بار برای حالت بار متمرکز می‌باشد. لازم به ذکر است در محاسبه ضریب رفتار، موقعیت نقطه کنترل پارامتری تاثیر گذار می‌باشد. برای راحتی کار کلیه تغییر مکان‌های تسلیم به دست آمده در هر مدل بارگذاری و برای هر تراز نقطه کنترل، صورت ضریبی از تغییر مکان تسلیم ایده‌آل، Δ_{10} ، مطابق رابطه (۹) فرمول‌بندی شده است.

$$\Delta_{1i} = \xi_i \Delta_{10} \quad (9)$$

Δ_{10} تغییر مکان تسلیم ایده‌آل برای حالت بار متمرکز بوده و برابر $\Delta_{10} = \phi_1 l^2 / 3$ می‌باشد. ضریب ξ_i از جدول (۳) به دست می‌آید.



ب) بار گسترده



پ) بار مثلی

شکل (۱۱): حالت‌های مختلف بارگذاری

جدول (۳): محاسبه ضریب ξ_i برای بارگذاری‌های مختلف

ξ_i	مدل بارگذاری
$\xi_c = \frac{1}{2} \left(3 - \left(\frac{l}{l'} \right) \right)$	متمرکز
$\xi_u = \frac{1}{4} \left(\left(\frac{l}{l'} \right)^2 - 4 \left(\frac{l}{l'} \right) + 6 \right)$	یکنواخت
$\xi_t = \frac{3}{40} \left(\left(\frac{l}{l'} \right)^3 - 10 \left(\frac{l}{l'} \right) + 20 \right)$	مثلی

۷-۶- اصلاح تغییر مکان تسلیم به خاطر متفاوت بودن

ضریب کاهش سختی در امتداد پایه

با افزایش تراز ارتفاعی پایه، مشخصات هندسی مقطع همچون سطح مقطع آرمانورها و مقدار نیروی محوری وارد بر مقطع کاهش یافته و در نتیجه مقدار ضریب کاهش سختی خمشی مقطع نیز کاهش می‌یابد. برای محاسبه تغییر مکان سازه در این وضعیت از روش کاستیگلیانو استفاده شده است. یک ستون طره‌ای را در نظر گرفته که بار متمرکزی به انتهای آن اثر نموده و طول ستون به n قسمت تقسیم شده که هر قسمت دارای یک ضریب کاهش سختی مشخصی می‌باشد. برای این وضعیت با استفاده از فرمول تغییر شکل کاستیگلیانو رابطه زیر را می‌توان استخراج نمود:

$$\Delta = \frac{PJ^3}{3EI} \beta \quad (10)$$

$$\beta = \sum_{i=1}^n \frac{\left(1 - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{I_j}{I}\right)^3 - \left(1 - \sum_{j=1}^i \frac{I_j}{I}\right)^3}{\alpha_i}$$

در رابطه بالا α_i سختی خمشی قطعه i ام، I طول پایه تا مرکز جرم مخزن و I_j فاصله قطعه j ام تا تراز پایه می‌باشد. نسبت $\alpha_{average} = 1/\beta$ را ضریب کاهش سختی معادل می‌نامیم. در محاسبات دستی ابتدا تغییر مکان تسلیم بر اساس ضریب α_1 محاسبه شده و سپس برای اثر کاهش سختی اصلاح گردیده است. تغییر مکان تسلیم اصلاح شده نهایی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta_{1i} = \lambda_i \xi_i \Delta_{1o} \quad (11)$$

که در آن $\lambda_i = \alpha_1 / \alpha_{average}$ می‌باشد. در این مقاله طول پایه به ۱۰ قسمت که شامل ۳ تپ مختلف سختی ($n=3$) می‌باشد تقسیم شده و هر تپ به ترتیب از پایین به بالا دارای ضریب کاهش سختی ۰/۴۷۶ و ۰/۴۱۳ و ۰/۳۲۸ می‌باشد. تغییر مکان واقعی ۴ درصد بزرگتر از تغییر مکان تسلیم بر اساس ضریب ۰/۴۷۶، به دست آمده است یعنی $\lambda_i = 1.041$.

۷-۷- محاسبه تغییر مکان تسلیم متناظر با سیستم الاستو -

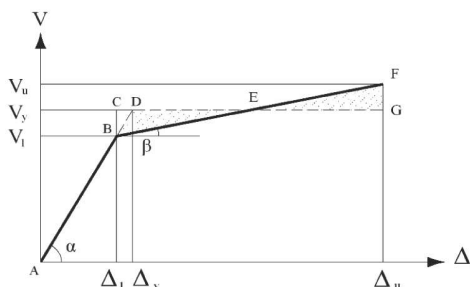
پلاستیک معادل یعنی Δ_y

برای محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بایستی منحنی ظرفیت استاتیکی سازه به صورت الاستوپلاستیک تبدیل شود تا بتوانیم تغییر مکان تسلیم کلی سازه‌ی الاستو-پلاستیک را به دست آورد. با توجه به اینکه شاخه اول منحنی بار تغییر مکان خطی می‌باشد فقط کفایت شاخه دوم منحنی، افقی در نظر گرفته شود. در شکل (۱۲) خط پر رنگ نشان‌دهنده منحنی بار تغییر مکان و خط چین سیستم الاستو پلاستیک معادل را نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۱۲) و بامساوی قراردادن مساحت‌های مثلث‌های BDE و EFG مقدار تغییر مکان و برش تسلیم در سیستم الاستوپلاستیک معادل به صورت زیر استخراج می‌گردد:

$$\Delta_y = \Delta_1 + (\Delta_u - \Delta_1)(1 - \sqrt{1 - \eta})$$

$$\mu_{\Delta} = \frac{\mu_{\Delta}'}{1 + (\mu_{\Delta}' - 1)(1 - \sqrt{1 - \eta})} \quad (12)$$

$$\frac{V_y}{V_1} = \left(1 + (\mu_{\Delta}' - 1)(1 - \sqrt{1 - \eta})\right)$$



شکل (۱۲): منحنی بار- تغییر مکان سازه و سیستم الاستوپلاستیک

معادل برای تعیین Δ_y و V_y

۷-۸- روابط پایه برای محاسبه ضریب رفتار به روش

استاتیکی غیرخطی

در مرجع [14] محاسبه ضریب رفتار به طور جامع مورد بررسی قرار گرفته است. اجزای ضریب رفتار در شکل (۱۳) نشان داده شده و پارامترهای مورد نیاز آن در جدول (۵) گردآوری شده است.

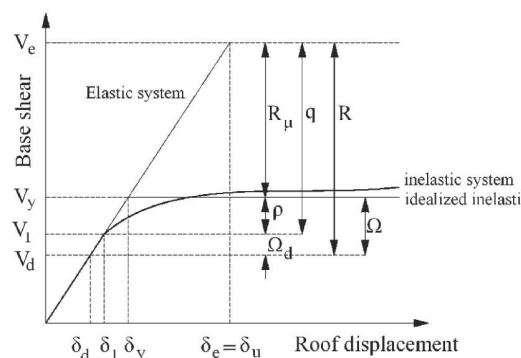
مقدار V_1 در اثر $P-\Delta$ کاهش می‌یابد و بایستی از V_1 کاهش یافته با ضریب کاهش $(1-\gamma)$ در رابطه (۱۳) استفاده نمود. با جایگذاری رابطه (۱۲) و (۱۵) در رابطه (۱۳)، رابطه (۱۶) برای محاسبه ضریب رفتار به دست می‌آید:

$$R = \mu'_{P\Delta} \frac{V_1}{V_d} (1-\gamma) \quad (16)$$

۷-۹- روش گام‌به‌گام پیشنهادی برای محاسبه ضریب

رفتار بر اساس فرض چند مفصل در پای سازه

با افزایش ضریب شکل‌پذیری و مقاومت افزون مقطع، طول ناحیه پلاستیک شده پایه مخزن هوایی افزایش می‌یابد. با افزایش طول ناحیه پلاستیک شده، مقدار تغییرمکان پلاستیک نیز افزایش یافته و سبب افزایش شکل‌پذیری تغییرمکان سازه می‌گردد و چون شکل‌پذیری تغییرمکان با ضریب رفتار رابطه مستقیم دارد، ضریب رفتار سازه نیز افزایش می‌یابد. اگر ضریب شکل‌پذیری و مقاومت افزون مفصل پلاستیک عدد کوچکی باشد آن‌گاه منطقی است فرض کنیم در حالت گسیختگی سازه یک مفصل در پای سازه تشکیل می‌شود. اما در صورتی که مقطع دارای جزئیات مناسب برای شکل‌پذیری باشد (مانند جزئیات ارائه شده در مرجع [10])، فرض یک مفصل در پای سازه منطقی نخواهد بود و در حالت گسیختگی سازه شاهد تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتری خواهیم بود. در این بخش یک روش گام به گام به تحلیل برای محاسبه ضریب رفتار با توجه به ایجاد شدن چندین مفصل پلاستیک در پایه ارائه می‌شود. مطابق شکل (۱۴) به مرکز جرم مخزن هوایی، نیروی P وارد می‌شود. پایه مخزن در ارتفاع به n قسمت مساوی تقسیم شده و در انتهای هر قسمت نیز یک مفصل پلاستیک قرار می‌دهیم. فرض می‌شود در اثر نیروی P ، تعداد n مفصل در پای سازه فعال شوند. به واسطه دوران پلاستیک هر مفصل، یک تغییرمکان پلاستیک به دست می‌آید که با جمع زدن آن‌ها تغییرمکان پلاستیک کل سازه به دست می‌آید.



شکل (۱۳): اجزای ضریب رفتار [14]

جدول (۵): فرمول‌بندی اجزای ضریب رفتار [14]

$\mu = \delta_u / \delta_y$	شکل‌پذیری
$R_\mu = V_e / V_y$	ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری
$\rho = V_y / V_1$	نامعینی
$\Omega_d = V_1 / V_d$	مقاومت افزون طراحی
$\Omega = \rho \cdot \Omega_d$	مقاومت افزون کل
$R = R_\mu \cdot \Omega$	ضریب رفتار متناظر با آیین‌نامه ۲۸۰۰
$q = R_\mu \cdot \rho$	ضریب رفتار متناظر با آیین‌نامه اروپا

بر اساس جدول (۵) مقدار ضریب رفتار متناظر با تراز تنش‌های مجاز بر اساس مرجع [12] به صورت زیر به دست می‌آید:

$$R = R_\mu \cdot \Omega = R_\mu \rho \cdot \Omega_d = R_\mu \frac{V_y}{V_1} \frac{V_1}{V_d} \quad (13)$$

پژوهشگران مختلفی برای محاسبه R_μ روابطی گوناگونی ارائه نمودند. یکی از ساده‌ترین روابط توسط نیومارک (Newmark) در سال ۱۹۸۲ ارائه شده است که مطابق رابطه (۱۴) می‌باشد [9]:

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 & T &= 0 \\ R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} & 0 \leq T \leq 0.7s & \\ R_\mu &= \mu & T \geq 0.7s & \end{aligned} \quad (14)$$

در رابطه بالا T زمان تناوب سازه می‌باشد. به خاطر وجود آب در مخزن، به طور کلی زمان تناوب سیستم آب-سازه بیشتر از ۱ ثانیه خواهد شد پس:

$$R_\mu = \mu_\Delta \quad (15)$$

مفصل و سپس جمع زدن آن‌ها، رابطه‌ی زیر را برای محاسبه تغییرمکان پلاستیک کل استخراج می‌شود:

$$\Delta_P = \sum_{k=1}^j \theta_{Pk} \left(l - \frac{(k-1)l}{n} \right) = \frac{l}{n} \sum_{k=1}^j \theta_{Pk} (n-k+1) \quad (18)$$

ث- محاسبه شکل‌پذیری تغییرمکان سازه

شکل‌پذیری تغییرمکان سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu'_{P\Delta} = \Omega' - \gamma (\mu_{\Delta} - 1) + \frac{\Delta_P}{\Delta_1} \quad (19)$$

ج- محاسبه ضریب رفتار

برای محاسبه ضریب رفتار از رابطه (۱۶) استفاده می‌نماییم:

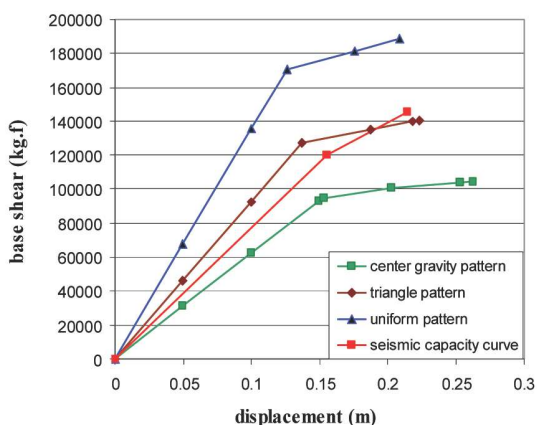
$$R = \mu'_{P\Delta} \frac{V_l}{V_d} (1-\gamma) \quad (20)$$

۸- محاسبه ضریب رفتار به روش تحلیل پوش آور

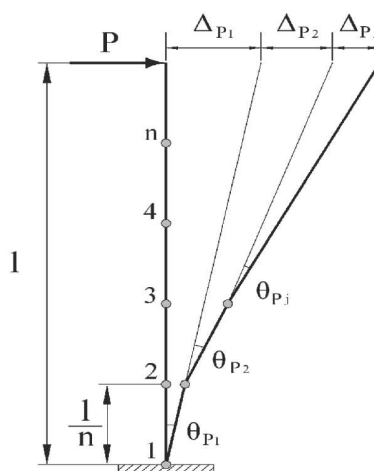
(Pushover)

برای سه الگوی بارگذاری شامل بار متمرکز وارد بر مرکز جرم مخزن، بار گسترده مثلثی و بار گسترده یکنواخت تحلیل پوش آور انجام شده و منحنی‌های ظرفیت استاتیکی به دست آمده است. شکل (۱۵) با استفاده از رابطه (۱۹) و حذف ضریب $(1-\gamma)$ که توسط برنامه در نظر گرفته می‌شود رابطه (۲۱) برای محاسبه ضریب رفتار در تحلیل پوش آور با برنامه‌های تحلیل غیرخطی به دست آمده است.

$$R = \frac{\Delta_u}{\Delta_1} \frac{V_l}{V_d} \quad (21)$$



شکل (۱۵): مقایسه منحنی‌های ظرفیت استاتیکی و دینامیکی



شکل (۱۴): تشکیل چند مفصل در حالت گسیختگی سازه

برای محاسبه ضریب رفتار در حالت چندمفصلی باید گام‌های زیر طی شود:

الف- تعیین تعداد تقسیمات پایه

هر چه تعداد تقسیمات n بیشتر باشد، دقت کار بالاتر می‌رود. به طور معمول $n=10$ انتخاب می‌شود و در انتهای هر المان یک مفصل قرار می‌دهیم که شماره آن متناسب با شماره المان می‌باشد (مطابق شکل ۱۴).

ب- تعیین تعداد مفاصل قابل تشکیل شدن

ابتدا بارگذاری متناظر با رسیدن مفصل پای سازه (مفصل شماره ۱) به لنگر نهایی به دست می‌آید. سپس لنگرهای موجود در مفاصل دیگر بایستی با لنگر تسلیم آن مفصل مقایسه شود. در صورتی که لنگر موجود در مفصل j (M_j) از لنگر اولین تسلیم آن مفصل (M_1) کمتر باشد، j مفصل تشکیل شده است.

پ- تعیین دوران پلاستیک هر مفصل

برای محاسبه دوران هر مفصل رابطه زیر کمک گرفته می‌شود:

$$\theta_{Pj} = \left(\frac{M_j}{M_1} - 1 \right) \left(\frac{\mu'_{\phi} - 1}{\Omega' - 1} \right) \theta_1 \quad (17)$$

دوران اولین تسلیم از رابطه $\theta_1 = \phi_1 I_P$ به دست می‌آید.

ت- محاسبه تغییرمکان پلاستیک سازه

با محاسبه تغییرمکان پلاستیک متناظر با دوران پلاستیک هر

جدول (۶): مقادیر ضریب رفتار از تحلیل استاتیکی غیرخطی

(Pushover)	
الگوی بار	ضریب رفتار
متمركز	۲/۲۸
مثلثی	۳
یکنواخت	۳/۹۹

شکل (۱۵) مقایسه بین نمودارهای ظرفیت استاتیکی و دینامیکی متوسط را نشان می‌دهد. با توجه به جدول (۶) بیشترین ضریب رفتار مربوط به الگوی بار یکنواخت و کمترین مقدار متناظر الگوی بار متمركز می‌باشد. الگوی بار مثلثی نیز دارای نتیجه‌ی بینابینی می‌باشد. کلیه ضریب رفتارهای به دست آمده از تحلیل پوش آور از روش دینامیکی بزرگتر می‌باشند، بنابراین برای محاسبه ضریب رفتار از روش پوش آور توصیه می‌شود از الگوی بار متمركز واقع در مرکز جرم مخزن بالایی استفاده شود.

۹- مقایسه نتایج به دست آمده

مقادیر تغییر مکان‌ها و برش پایه‌های متناظر با اولین تسلیم و گسیختگی سازه با استفاده از روش‌های دینامیکی، پوش آور (Pushover) و تحلیلی برای حالت پر با اثر اندرکنش آب و سازه در جدول (۷) گردآوری شده است. در جدول (۷) d_1 تغییر مکان متناظر با اولین تسلیم، d_u تغییر مکان متناظر با گسیختگی سازه، V_1 برش پایه متناظر با اولین تسلیم، V_u برش پایه متناظر با گسیختگی سازه می‌باشد. با توجه به جدول (۷) مشاهده می‌شود الگوی بار متمركز تغییر مکان d_1 را بهتر از سایر الگوها تخمین می‌زند اما در محاسبه تغییر مکان نهایی الگوی بار یکنواخت بهتر می‌باشد. الگوی بار مثلثی برش پایه‌های V_1 و V_u را نسبت به سایر روش‌ها بهتر تخمین می‌زند. با مقایسه بین روش تحلیلی و پوش آور مشاهده می‌شود که تغییر مکان d_1 و برش پایه‌های V_1 و V_u به دست آمده از هر دو روش بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشد اما مقدار تغییر مکان نهایی حاصل از روش پوش آور بیشتر از روش تحلیلی می‌باشد.

جدول (۷): مقایسه پارامترهای رفتاری با روش‌های مختلف

روش مورد بررسی	الگوی بار	d_1	d_u	V_1	V_u
تحلیلی	متمركز	۰/۲۰۳	۰/۳۷	۹۲/۴	۱۰۲/۵
	مثلثی	۰/۱۷۶	۰/۳۱	۱۲۹/۴	۱۴۴/۳
	یکنواخت	۰/۱۶	۰/۲۹	۱۷۳/۱	۱۹۳/۲
پوش آور	متمركز	۰/۲۰۵	۰/۳۸	۹۵/۱۹	۱۰۵/۵
	مثلثی	۰/۱۸۱	۰/۳۳	۱۲۷/۱	۱۴۱/۵
	یکنواخت	۰/۱۶۴	۰/۳	۱۷۰/۹	۱۹۰/۷
تحلیل دینامیکی		۰/۲۰۵	۰/۲۹	۱۲۰/۴	۱۴۵/۴

با توجه به جدول (۸) مشاهده می‌شود نتایج حاصل از روش تحلیلی پیشنهادی تطبیق خوبی با روش پوش آور داشته و حداکثر خطا مربوط به الگوی بار متمركز بوده و برابر ۶/۵ درصد و در جهت اطمینان می‌باشد. با یکنواخت تر شدن بارگذاری مقدار خطا نیز کاهش می‌یابد. هر دوی این روش‌ها نسبت به روش دینامیکی دست بالا می‌باشند زیرا در روش تحلیلی و پوش آور اثرات اندرکنش آب و سازه، اثر مودهای بالاتر و اثر محتوای فرکانسی زلزله دیده نمی‌شود.

جدول (۸): مقایسه ضریب رفتارهای به دست آمده از

روش‌های استاتیکی غیرخطی (Pushover) و تحلیلی

الگوی بار	ضریب رفتار		خطا
	روش تحلیلی	روش پوش آور	
متمركز	۲/۱۴	۲/۲۸	۶/۵٪
مثلثی	۲/۹۴	۳	۲٪
یکنواخت	۴/۰۱	۳/۹۹	۰/۵٪

۱۰- نتیجه گیری

در این مقاله ضریب رفتار مخزن هوایی با پایه لوله‌ای به روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی محاسبه شده است. مهمترین نتایج به دست آمده به شرح زیر می‌باشد:

۱- بهترین الگوی بارگذاری برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای به روش تحلیل استاتیکی

غیرخطی یا پوش آور، الگوی بار متمرکز می‌باشد و پیشنهاد می‌شود در روش استاتیکی غیرخطی از این الگو برای محاسبه ضریب رفتار استفاده شود.

۲- برای نخستین بار یک فرمول‌بندی تحلیلی برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی ارائه شده است به طوری که نتایج حاصل از آن دارای تطبیق مناسبی با نتایج حاصل از روش پوش آور دارد.

۳- با استفاده از روش تحلیلی پیشنهادی می‌توان مقادیر پارامترهای رفتاری و ضریب رفتار مخازن هوایی را بدون انجام تحلیل پوش آور در برنامه‌های تحلیل غیرخطی به‌دست آورد.

۴- توصیه می‌شود برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای از یکی از روش‌های UCSD New، ACI 371 و Whittaker استفاده نماییم. روش جدید UCSD Whittaker نسبت به سایر روش‌ها دقیق‌تر و روش Whittaker بسیار محافظه‌کارانه، ولی روش ACI 371 حد بینابینی این دو

روش می‌باشد. اگر میانگین سه روش ارائه شده را به عنوان معیار انتخاب کنیم اثر برش سبب کاهش ضریب رفتار سازه به مقدار ۲۰ درصد شده است.

۵- در استاندارد ۲۸۰۰ و یا آیین‌نامه مخازن (نشریه ۱۲۳) ضریب رفتار مخازن هوایی برابر ۳ در نظر گرفته شده است و این در حالی است که در این مقاله برای مخزن مورد مطالعه بدون اثر برش عدد ۲/۰۷ و با در نظر گرفتن برش عدد ۱/۶۵ بدست آمده است. علت آن در این است که در استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه مخازن هیچ‌گونه جزئیات مناسبی برای شکل‌پذیری سازه در نواحی مفصل پلاستیک ارائه نشده است و به خاطر عدم وجود این جزئیات مناسب، ضریب رفتار کمتری به دست خواهد آمد. برای رسیدن به ضریب رفتار ۳ حتماً بایستی از جزئیات مناسب برای شکل‌پذیری (مطابق مرجع [10]) استفاده شود، در غیر این صورت مقدار ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای برابر ۲ توصیه می‌شود.

9- Paulay, T., Priestley, M. J. N., Seismic design of reinforced concrete and masonry building, John Wiley & Sons, 1992.

10- Moller, O., Rubinstein, M., Reliability-Based Design Of R/C Water Tank Structures under Seismic Action, J. Earthquake Engineering And Structural Dynamics, 1992, vol.21, 665-678

11- Sun jinjiang, Tetsuro ono, Zhao Yangang, Wang Wei, Lateral Load Pattern In Pushover Analysis, J. Earthquake Engineering And Engineering Vibration, 2003, vol.2, NO.1

12- De Matteis, G., Landolfo, R., Dubina, D. Stratan, A, Influence of the structural typology on the seismic performance of steel frame buildings, In Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Area, Mazzolani F. M.(ed), E&FN spon: New York, 2000, 513-538

13- Ranzo, G., Priestley, M.J. N., Seismic performance of circular hollow columns subjected to high shear, Report No.SSRP-2001/01, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, 2001.

14- ACI 371, "Guide for the analysis, design and construction of concrete pedestal water towers", An American Concrete Institute Standard, 1998.

15- ATC 32-1, "Applied Technology Council", Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Resource Document, Funded by California Department of Transportation, 1996.

مراجع

۱- روح‌الله جلالی، بررسی عملکرد لرزه‌ای مخازن هوایی آب، پایان‌نامه‌ی دوره کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر، زمستان

۱۳۸۶

2- Masoudi, M., Eshghi, S. and Ghafory-Ashtiany, M., "Recommendation For Response Modification Factor (R) Of Elevated water tank "First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September, 2006. Paper NO. 1899.

3- Wilson, E. L., Habibullah, A. Structural Analysis Program SAP2000, Users manual, Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, 2003.

4- Newmark, N. M., Rosenblueth, E, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 1971.

5- Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M, Seismic design and retrofit of bridges, John-Wiley, New York, 1996.

6- Zahn, F. A., Park, R., and Priestley, M. J. N. Flexural strength and ductility of circular hollow reinforced concrete columns without confinement on inside face. ACI Structural. J., 1990, 156-166.

7- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R, Theoretical stress-strain model for confined concrete. J. Struct. Eng, 1988a, 114~8, PP 1804-1826.

8- Watson, S., Zahn, F.A., Park, R., "Confining reinforcement for concrete columns", Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 120, No. 6, 1994. 1798- 1824.

