

Seismic Vulnerability Evaluation of Semi-Buried Reinforced Concrete Reservoirs: Case Studies (Nahavand Reservoirs)

Jalal Akbari¹ , Hamid Mehraznia² , Mostafa Fathisepahvand³ ,
Vahid Lachinov⁴

1. Corresponding Author, Department of Civil Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran. E-mail: j.akbari@basu.ac.ir
2. Department of Civil Engineering, Ha.C., Islamic Azad University, Hamedan, Iran. E-mail: mehraznia.h@iau.ac.ir
3. Structural Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand. E-mail: mf2181@gmail.com
4. Structural Engineering, Consulting Engineer, Hamedan, Iran. E-mail: lachinov_david@yahoo.com

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:

Received
2025-12-01

Received in revised form
2026-01-22

Accepted
2026-04-15

Available online
2026-06-22

Keywords:

Seismic vulnerability,
Concrete reservoirs,
Semi-buried reservoirs,
Reinforced Concrete,
Demand-capacity ratio

ABSTRACT

The present study evaluates the seismic vulnerability of two buried reinforced-concrete reservoirs—Seyyed al-Shohada and Farmandari—located in Nahavand County in Hamedan. These reservoirs, each with a nominal capacity of 5,000 m³, constitute critical water-supply infrastructure for the region. The assessment was conducted using three-dimensional modeling in SAP2000, incorporating soil–structure and fluid–structure interaction effects. The analyses comprised linear static analysis and modal analysis under gravity and seismic loads, with seismic loading applied for two hazard levels—475-year and 2475-year return periods—in accordance with Standard 2800 and Publication No. 360. The results indicate that elastic stresses in the reservoir walls, roof slab, and base slab remain below the concrete compressive strength across all load combinations, and the demand-to-capacity ratios for most primary structural members fall within acceptable limits. The fundamental period was computed to be approximately 0.385 s, supporting the use of the maximum acceleration response spectrum. Nevertheless, reinforcement corrosion in the underside of the roof slab and the reduction of concrete cover represent serious concerns. Periodic monitoring of the reservoirs for cracking, reinforcement corrosion, and diminishing concrete cover is therefore deemed necessary. Overall, the reservoirs under study currently exhibit an acceptable level of seismic resistance; however, given their long service life and observed signs of deterioration, the implementation of preventive measures is recommended to ensure their long-term performance.

Cite this article: Akbari, Jalal., Mehraznia, Hamid., Fathisepahvand, Mostafa., & Lachinov, Vahid. (2026). Seismic Vulnerability Evaluation of Semi-Buried Reinforced Concrete Reservoirs: Case Studies (Nahavand Reservoirs). *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 3(1), 73-91.

DOI:10.22126/amcen.2026.13283.1059



© The Author(s).

DOI:10.22126/amcen.2026.13283.1059

Publisher: Razi University

Introduction

The importance of assessing the seismic vulnerability of concrete water storage reservoirs arises from the fact that these structures constitute critical infrastructure that significantly influences the functional sustainability of cities. The proper operation of water-supply networks, as well as the provision of potable, sanitary, and firefighting water under emergency conditions—particularly following an earthquake—is directly dependent on the stability of these storage reservoirs. Experiences from destructive seismic events such as the Tabas, Rudbar, Bam, and Kermanshah earthquakes at the national scale, and the Northridge (1994), Kobe (1995), Chi-Chi (1999), Nepal (2015), and Türkiye (2023) earthquakes at the global level, have demonstrated that damage to concrete reservoirs, even at moderate levels, can trigger a chain of secondary consequences. These include disruptions in water flow, inability to perform firefighting operations, network pressure loss, water contamination, and a decline in social resilience. Emergency water supply in the first hours after an earthquake is one of the primary requirements of crisis management; therefore, the failure or outage of storage reservoirs can exacerbate human and economic losses. Moreover, many existing concrete reservoirs in the Iran were designed according to outdated codes. Considering their age and the changes in seismicity in many regions, reassessing their seismic vulnerability is an undeniable necessity. Accordingly, conducting rigorous scientific studies based on numerical modelling methods is essential for enhancing infrastructure resilience and ensuring the reliability of service-delivery networks. The present research has been undertaken in response to this scientific need, with the aim of providing a numerical analysis grounded in contemporary seismic assessment standards, thereby contributing to a more accurate understanding of the seismic behavior of concrete tanks and offering strategies to reduce their vulnerability.

Method

In this study, three-dimensional modeling in SAP2000 was employed to assess the seismic vulnerability of two semi-buried concrete reservoirs located in Nahavand County. The effects of soil–structure and fluid–structure interaction were incorporated into the modeling, and the analyses included both static and dynamic procedures. Seismic loading was applied based on two hazard levels with return periods of 475 and 2475 years, in accordance with Standard 2800 and code 360. To model soil–structure interaction, Winkler model were used by considering the geometric dimensions of the reservoir and geotechnical investigation reports. Moreover, the modified Housner method was adopted to account for fluid–structure interaction. In the finite element modeling, shell elements were used for the walls, floor slab, and roof slab. Effective stiffness reduction factors prescribed in code 360 were applied to account for section cracking. Linear and nonlinear acceptance criteria were evaluated based on the demand-to-capacity ratio (DCR) and corresponding performance levels, while the capacities of structural members were calculated following the ACI 318 standard and code 360.

Results

Analyses conducted on the reservoirs under study indicate that these structures exhibit acceptable performance in terms of resistance to both static and seismic loads. Results of von-Mises stresses in the walls, roof, and floor of the reservoirs showed that the stress levels in all components remain below the concrete compressive strength, with maximum wall stresses reaching only 25% of the concrete strength. In the roof and floor slabs, the highest stresses were recorded as 9 MPa and 7 MPa, respectively—both below the concrete strength. Moreover, the calculated Demand-to-Capacity Ratio (DCR) for the columns and walls under all load combinations was less than 1, confirming the structural adequacy of these reservoirs under gravity and seismic loading. Nevertheless, considering the long service life of the reservoirs (over three decades), periodic monitoring and the implementation of preventive measures are essential to ensure their long-term performance.

Conclusions

Based on the conducted studies, the load-bearing capacity of the main structural components of the reservoirs—such as slabs, walls, and columns—lies within the permissible limits. Under the applied static and dynamic loadings and considering the assumptions adopted in this research, the reservoirs under investigation do not exhibit any major structural issues with respect to the intended performance levels. Because the considerable time that has passed since the construction of these types of reservoirs, corrosion of the reinforcing bars in the slabs and the reduction of concrete cover thickness over the roof slab reinforcement are serious concerns that must be re-evaluated. As well, considering that the reservoirs have been in service for more than three decades, regular monitoring is essential to assess reinforcement corrosion, reduction of concrete cover, concrete cracking, and the overall condition of the structures during continuous operation. Inspection and maintenance of these issues should be prioritized.

Author Contributions

author participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای مخازن ذخیره آب بتنی نیمه مدفون – مطالعات موردی مخازن نهاوند استان همدان

جلال اکبری^۱✉، حمید مهرانیا^۲، مصطفی فتحی سپهوند^۳، وحید لاجین اف^۴

۱. نویسنده مسئول، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران. رایانامه: j.akbari@basu.ac.ir

۲. گروه مهندسی عمران، واحد همدان، دانشگاه آزاد اسلامی، همدان، ایران. رایانامه: mehraznia.h@iau.ac.ir

۳. مهندسی سازه، دانشگاه چول لانگ کورن، بانکوک، تایلند. رایانامه: mf2181@gmail.com

۴. مهندسی سازه، مهندس مشاور، همدان، ایران. رایانامه: lachinov_david@yahoo.com

اطلاعات مقاله	چکیده
نوع مقاله: مقاله پژوهشی	
تاریخ دریافت: ۱۴۰۴/۰۹/۱۰	
تاریخ بازنگری: ۱۴۰۴/۱۱/۰۲	
تاریخ پذیرش: ۱۴۰۵/۰۱/۲۶	
تاریخ انتشار: ۱۴۰۵/۰۴/۰۱	
کلیدواژه‌ها: آسیب پذیری لرزه‌ای مخازن آب بتنی، مخازن نیمه مدفون، بتن مسلح، نسبت تقاضا به ظرفیت	مقاله حاضر به ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دو مخزن بتنی مدفون با نام‌های سیدالشهداء و فرمانداری در شهرستان نهاوند می‌پردازد. این مخازن با ظرفیت اسمی ۵۰۰۰ متر مکعب از زیرساخت‌های حیاتی تأمین آب منطقه محسوب می‌شوند. ارزیابی با استفاده از مدلسازی سه‌بعدی در نرم‌افزار SAP2000 و با در نظرگیری اندرکنش خاک-سازه و سیال-سازه انجام شده است. تحلیل‌ها شامل تحلیل استاتیکی خطی و تحلیل مودال تحت بارهای ثقلی و لرزه‌ای بوده و بارگذاری لرزه‌ای بر اساس دو سطح خطر ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۳۶۰ انجام پذیرفته است. نتایج نشان می‌دهد که تنش‌های معیار در دیوارها، دال سقف و کف مخازن در تمام ترکیب‌بارها کمتر از مقاومت فشاری بتن بوده و نسبت‌های نیاز به ظرفیت برای اکثر اعضای اصلی سازه در محدوده مجاز قرار دارد. دوره تناوب اصلی سازه حدود ۰/۳۸۰ ثانیه محاسبه شد که استفاده از طیف شتاب حداکثر را توجیه می‌نماید. با این وجود، خوردگی آرماتورها در لایه زیرین سقف و کاهش ضخامت پوشش بتن از مشکلات جدی است و پایش دوره‌ای مخازن از نظر ترک‌خوردگی، خوردگی آرماتور و کاهش پوشش بتن ضروری تشخیص داده شد. به طور کلی مخازن مورد مطالعه در شرایط کنونی از نظر مقاومت لرزه‌ای در سطح قابل‌قبولی قرار دارند، اما با توجه به عمر طولانی و مشاهده نشانه‌های فرسایش، اجرای اقدامات پیشگیرانه برای حفظ عملکرد بلندمدت آن‌ها توصیه می‌شود.

استناد: اکبری، جلال؛ مهرانیا، حمید؛ فتحی سپهوند، مصطفی؛ لاجین اف، وحید. (۱۴۰۵). ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای مخازن ذخیره آب بتنی نیمه مدفون - مطالعات موردی مخازن نهاوند استان همدان. *مجله مدل‌سازی پیشرفته در مهندسی عمران*، ۳(۱)، ۷۳-۹۱.

DOI:10.22126/amcen.2026.13283.1059



© نویسندگان.

ناشر: دانشگاه رازی.

۱. مقدمه

اهمیت ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای مخازن ذخیره آب بتنی از آنجا ناشی می شود که این سازه ها جزء زیرساخت های حیاتی و تأثیرگذار بر پایداری عملکردی شهرها محسوب می شوند. عملکرد صحیح شبکه های آبرسانی و امکان تأمین آب شرب، بهداشتی و اطفاء حریق در شرایط بحرانی، به ویژه پس از وقوع زلزله، مستقیماً به پایداری مخازن ذخیره آب وابسته است. تجربه رخداد های لرزه ای مخرب مانند زلزله های طیس، رودبار، بم و کرمانشاه در مقیاس ملی و زلزله های نورتریج (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵)، چی چی (۱۹۹۹)، نپال (۲۰۱۵) و ترکیه (۲۰۲۳) در سطح جهانی نشان داده است که بروز آسیب در مخازن بتنی، حتی در مقیاس متوسط می تواند زنجیره ای از پیامدهای ثانویه شامل اختلال جریان آب، ناتوانی در اطفای حریق، افت فشار شبکه، آلودگی آب و کاهش سطح تاب آوری اجتماعی را به همراه داشته باشد. تأمین آب اضطراری در ساعات اولیه پس از وقوع زلزله، یکی از نیازهای اصلی مدیریت بحران است و به همین دلیل، تخریب یا از کارافتادگی مخازن می تواند شرایط را برای افزایش خسارات انسانی و اقتصادی تشدید کند. افزون بر این، مخازن بتنی موجود کشور اغلب با آیین نامه های قدیمی طراحی شده اند و با توجه به عمر بالای آن ها و تغییر شرایط لرزه خیزی در بسیاری از مناطق، ارزیابی مجدد آسیب پذیری لرزه ای این نوع سازه ها ضرورتی انکارناپذیر است؛ بنابراین، انجام پژوهش های علمی دقیق، با تکیه بر روش های مدل سازی عددی گامی اساسی برای ارتقای تاب آوری زیرساخت ها و تضمین پایداری شبکه های خدمات رسانی است. در سال ۱۹۶۳ هوزنر (Housner) نخستین محقق بود که مفهوم مدل جرم معادل را برای توصیف اندرکنش سیال-سازه در مخازن ارائه کرد. بر اساس نظریه او، جرم سیال در مخازن به دو بخش جرم نوسانی (Impulsive mass) و جرم تلاطمی (Sloshing mass) تقسیم می شود و هر یک با فرکانس و رفتار متفاوتی نسبت به تحریک لرزه ای واکنش نشان می دهند. این مدل به قدری تأثیرگذار بود که دهه ها در استانداردهای معتبری چون ACI و UBC مورد استفاده قرار گرفت و حتی در Eurocode8 نیز ریشه های آن قابل مشاهده است. گام بعدی تحقیقات در این حوزه، مربوط به مطالعات سال ۱۹۸۱ (Haroun, Housner) است که در آن تحلیل پوسته ای مخازن با توجه به

شرایط مرزی و سختی خمشی دیواره ها، توسعه یافت. آن ها برای نخستین بار نشان دادند که رفتار دینامیکی دیواره مخزن تحت اثر توزیع غیرخطی فشار هیدرو دینامیکی، به مراتب پیچیده تر از مدل های ساده شده است. پس از آن، در سال ۱۹۷۷ محققانی مانند Yang و Veletsos سهم چشمگیری در توسعه نظریه های مربوط به اندرکنش خاک-سازه-سیال در مخازن داشتند. مطالعات آن ها نشان داد که انعطاف پذیری خاک و اندرکنش دینامیکی میان مخزن و محیط اطراف آن می تواند باعث تشدید یا کاهش پاسخ لرزه ای شود. این نتیجه به ویژه در مخازن زمینی و نیمه مدفون حائز اهمیت است، زیرا در این سازه ها، انتقال امواج لرزه ای از طریق خاک و تغییر شکل های ناشی از آن، نقش تعیین کننده ای در فشارهای وارد بر دیواره مخزن دارد. بررسی های بعدی Veletsos در سال ۱۹۸۴ نشان داد که تحلیل بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، معمولاً منجر به برآوردهای محافظه کارانه یا گاه غیرواقع بینانه از پاسخ لرزه ای می شود. وی همچنین بر نقش میرایی تشعشعی و سختی مؤثر خاک تأکید کرد و مدل هایی ارائه داد که امروزه نیز در بسیاری از پژوهش ها مورد استفاده قرار می گیرد. در حوزه رفتار تلاطمی سیال و اثرات آن بر مخازن، تحقیقات (Faltinsen 1993) و (Wang, Wu 2004) و تحقیقات (Ibrahim 2005) از مراجع معتبر در این زمینه محسوب می شوند. این پژوهش ها نشان دادند که تلاطم سیال در مخازن، پدیده ای کاملاً غیرخطی است و به عوامل بسیاری همچون نسبت ارتفاع آب به عمق مخزن، زبری دیواره ها، شکل هندسی، وجود تیغه ها و شرایط مرزی وابسته است. همچنین مشخص شده است که اثرات ضربه ای ناشی از برخورد امواج سیال با دیواره ها می تواند فشارهای کوتاه مدت و بسیار بزرگی ایجاد کند که معمولاً در تحلیل های خطی یا مدل های ساده شده قابل پیش بینی نیست (Ibrahim 2005). با پیشرفت محاسبات عددی و توسعه نرم افزارهای تحلیل اجزا محدود، امکان تحلیل های دقیق تر و واقع گرایانه تر فراهم شد. در این مسیر، مطالعات سال های ۲۰۰۶ تا ۲۰۰۹ Kianoush, Chen جایگاه ویژه ای دارند. آن ها تأکید کردند که ترک خوردگی بتن در اثر بارگذاری جانبی، حتی در سطوح تنش پایین، می تواند سختی سازه را به شدت کاهش دهد و در نتیجه باعث افزایش تغییر مکان های نسبی و فشارهای هیدرو دینامیکی گردد. نتایج آن ها نشان داد که مدل سازی الاستیک

نقش تعیین‌کننده‌ای در پاسخ لرزه‌ای دارد و تحلیل عددی بدون در نظر گرفتن آن معمولاً دارای دقت کافی نیست. در ایران پژوهشگران نشان داده‌اند که بسیاری از مخازن موجود کشور از لحاظ طراحی لرزه‌ای مطابق معیارهای جدید ایمنی نیستند. افزون بر این، در سال‌های اخیر، تدوین منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای مخازن بتنی در ایران مورد توجه قرار گرفته است؛ این منحنی‌ها ابزاری مهم برای ارزیابی ریسک لرزه‌ای و اولویت‌بندی مقاوم‌سازی محسوب می‌شوند. با وجود پیشرفت‌های چشمگیر علمی بررسی ادبیات موجود نشان می‌دهد که همچنان چالش‌های قابل توجهی در تحلیل لرزه‌ای مخازن ذخیره آب بتنی وجود دارد. این چالش‌ها شامل پیچیدگی اندرکنش سیال سازه خاک، رفتار غیرخطی مصالح، تفاوت شرایط ساختگاهی در مناطق مختلف، تنوع هندسی مخازن و اثرات هم‌زمان چندین پدیده مانند ترک‌خوردگی، پدیده پالس نزدیک‌گسل، مؤلفه قائم زلزله و روانگرایی است. پژوهش حاضر نیز در راستای همین نیاز علمی و با هدف ارائه تحلیلی عددی و مبتنی بر استانداردهای نوین تحلیل لرزه‌ای، ارائه شده است تا بتواند به درک دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای مخازن بتنی و ارائه راهکارهایی برای کاهش آسیب‌پذیری آن‌ها کمک کند.

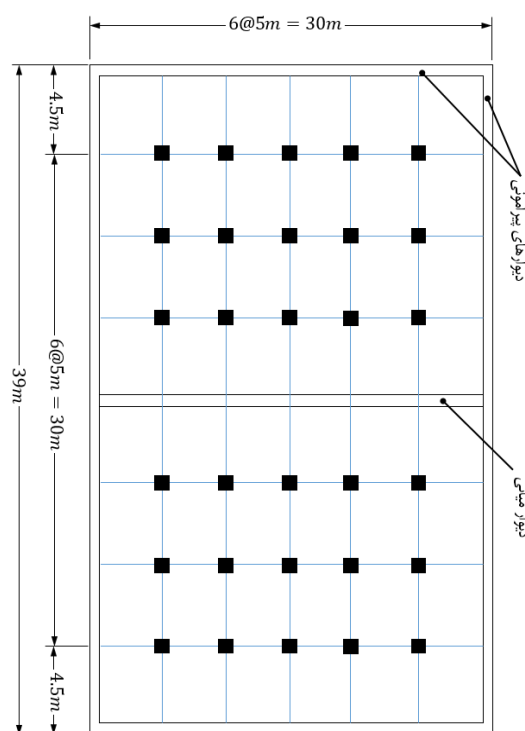
۲. مشخصات مخازن، مصالح و فرضیات مدل‌سازی

۲-۱. مشخصات هندسی و مصالح

در این بخش مشخصات هندسی و مصالح، ترکیب بارگذاری‌های مختلف در مطالعات آسیب‌پذیری لرزه‌ای مخازن فرمانداری و سیدالشهدا شهرستان نهاوند ارائه می‌گردد. مخزن سیدالشهدا یک مخزن ذخیره آب مدفون دوقلو با ظرفیت اسمی ۵۰۰۰ مترمکعب می‌باشد که در شهر نهاوند همدان در بالای تپه‌ای ساخته شده است. در شکل ۱ نمایی از این مخزن ارائه شده است. همچنین در جدول ۱ مشخصات هندسی مخازن مورد مطالعه ارائه شده است. همچنین در جدول ۳ مشخصات اجزای مختلف مخزن و نوع میلگردهای مورد استفاده در آن‌ها با توجه به اطلاعات دریافتی از کارفرما ارائه شده است.

و خطی بتن قادر نیست رفتار واقعی مخزن را در زلزله‌های شدید نشان دهد و به‌کارگیری مدل‌سازی غیرخطی مصالح ضروری است. علاوه بر این، آن‌ها نقش نوع میلگرد گذاری و ضخامت دیواره را در شدت آسیب‌های لرزه‌ای بررسی کردند و دریافتند که مخازن با دیواره‌های نازک و فاقد آرماتور کافی در برابر زلزله‌های با PGA بالا آسیب‌پذیری قابل توجهی دارند. یکی از حوزه‌های مطالعاتی مهم در دهه اخیر، بررسی رفتار مخازن تحت اثر زلزله‌های نزدیک‌گسل است. پژوهش‌های سال ۲۰۱۲ محققانی مانند Nascimbene و Paolacci و تحقیقات Shawa و همکاران در سال ۲۰۱۸ نشان دادند که پالس سرعت در زلزله‌های نزدیک گسل می‌تواند سبب افزایش شدید در فشارهای دینامیکی و جابه‌جایی‌های نسبی شود. همچنین مؤلفه قائم زلزله که معمولاً در تحلیل‌های کلاسیک نادیده گرفته می‌شود، به‌ویژه در مخازن دارای ارتفاع سیال زیاد، می‌تواند نقش تعیین‌کننده‌ای در رفتار لرزه‌ای داشته باشد (Miranda, 2015). در این مطالعات اشاره شده است که نیروهای قائم هیدرو دینامیکی ناشی از مؤلفه عمودی حرکت زمین، به‌ویژه در لحظه‌های کوتاه‌مدت، ممکن است چند برابر نیروهای افقی باشد. همچنین، تأثیر مدت‌زمان طولانی رکوردهای لرزه‌ای، موضوعی است که در زلزله‌های عمیق و رخداد‌های با انرژی بالا مشاهده می‌شود. مطالعات انجام‌شده توسط محققانی مانند Akkar, Boore و همکاران در سال ۲۰۱۶ نشان داده است که زلزله‌های با مدت‌زمان زیاد، می‌توانند باعث خستگی مصالح و گسترش تدریجی ترک در سازه شوند. این ویژگی در مخازن بتنی اهمیت بیشتری دارد، زیرا بتن ماده‌ای شکننده است و در برابر تنش‌های چرخه‌ای مکرر، نسبت به مصالحی مانند فولاد حساسیت بیشتری دارد. یکی از چالش‌های مهم در تحلیل مخازن، تأثیر شرایط ژئوتکنیکی است. پژوهش‌های Idriss, Boulanger در سال ۲۰۰۸ در زمینه روانگرایی خاک و نیز مطالعات Towhata (2008) نشان داده‌اند که خاک‌های سست و اشباع‌شده، به‌ویژه در مناطق با سطح آب زیرزمینی بالا می‌توانند در زمان وقوع زلزله رفتار کاملاً متفاوتی داشته باشند. نشست نامتقارن و ایجاد حفره‌های موضعی در زیر پی مخزن ممکن است سبب تمرکز تنش و ایجاد ترک در ناحیه اتصال دیوار-کف شود. به‌ویژه مطالعات (Sitar, Bray, 2019) درباره مخازن مدفون، نشان می‌دهد که اندرکنش خاک و سازه در مخازن مدفون و نیمه مدفون

و فرمانداری نهاوند به صورت یک مخزن بتنی و مدفون با سیستم پی منفرد در زیرستون ها و پی نواری در زیر دیوارها و اجرای یک لایه بتن گسترده جهت آب بند می باشد. با توجه به عدم وجود جزییات دقیق سازه ای با هماهنگی های صورت گرفته با شرکت آب و فاضلاب استان همدان، مشخصات مقاومتی بتن و فولاد بکار رفته در مدل سازی مخازن مورد نظر بر اساس جدول ۲ و ابعاد و اندازه های ستون ها، دیوارها، دال بتنی سقف و کف مخازن و فرضیات فولاد گذاری مطابق با جدول ۳ خواهد بود. لازم به ذکر است در مطالعات لرزه ای و مدل سازی مخازن مقدار مقاومت فشاری بتن یکبار ۲۰ و بار دیگر ۲۳ مگا پاسکال در نظر گرفته شده است. این پارامتر در نتایج تحلیل ها اثرگذار بوده و ارزیابی و برآورد دقیق مستلزم کرگیری و نمونه برداری درجا از مخازن مورد مطالعه می باشد. همچنین مقدار تنش تسلیم فولاد در تحلیل ها ۳۴۰ مگاپاسکال فرض شده است. در شکل ۴ نمای سه بعدی از مخزن به همراه ستون های داخلی آن ها ارائه شده است.



شکل ۲. پلان کلی مخزن سیدالشهدا



شکل ۱. مخزن سیدالشهدا در بالای تپه در شهرستان نهاوند

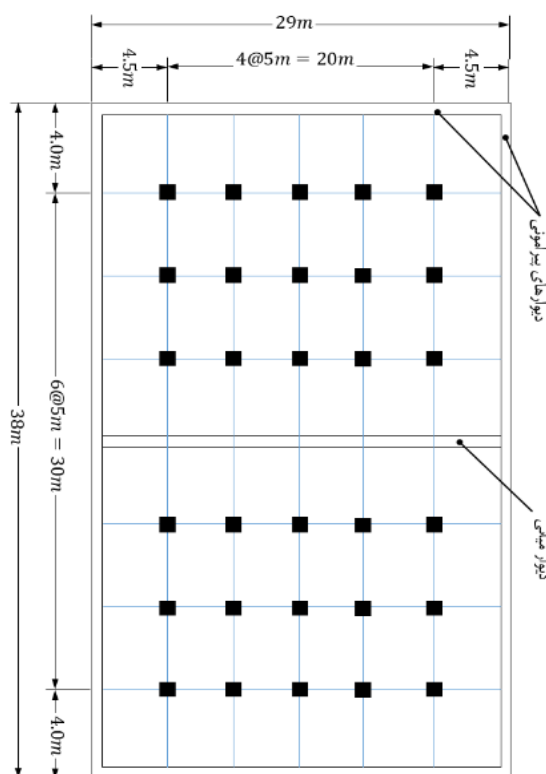
جدول ۱. مشخصات هندسی مخزن سیدالشهدا نهاوند

مشخصات	
مستطیلی	شکل پلان
مخزن دوقلو	نوع سازه
مجموع دو سلول معادل با ۵۰۰۰ مترمکعب	ظرفیت مخزن
بتنی مسلح	نوع سازه
به صورت نواری زیر دیوارهای دور و دیوار وسط و به صورت منفرد زیرستون ها و یک لایه نازک بین آن ها	فونداسیون
دیوارهای بتن مسلح	دیوارها
دال بتنی به صورت یکپارچه با دیوارها	سقف
به صورت مسطح	کف مخزن
۳۹m × 30m مخزن سیدالشهدا 38m × 29m مخزن فرمانداری	ابعاد مخزن
4.5 m	ارتفاع مخزن

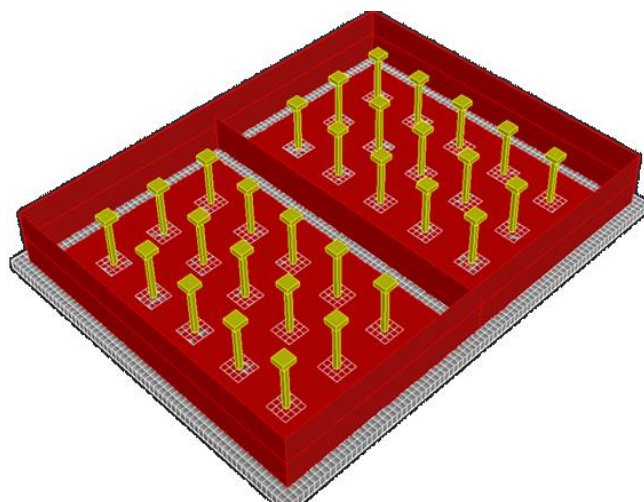
در شکل های ۲ و ۳ به ترتیب پلان کلی مخازن سیدالشهدا و فرمانداری به همراه محل ستون های داخل مخزن ارائه شده است. هندسه کلی هر دو پلان با توجه به تیپ بودن نقشه های اجرایی یکسان بوده و تنها تفاوت دو مخزن در ابعاد کلی دو مخزن می باشد که ابعاد مخزن سیدالشهدا ۳۰*۳۹ و ابعاد مخزن فرمانداری ۲۹*۳۸ می باشد. بر اساس نشریه ۱۲۳ مخازن بتنی مدفون با سیستم پی منفرد در زیرستون ها اجرا می شوند. مخازن سیدالشهدا

جدول ۲. مشخصات هندسی اجزای مختلف سازه‌ای مخازن مورد مطالعه

پارامتر	مقدار اعمال شده در مدل سازی
ضخامت دیوار پیرامونی	متغیر به صورت ۶۰ سانتی متر در پایین و ۴۰ سانتی متر در بالا
ابعاد ستونها	40cm × 40cm
ابعاد کلاهک ستونها	1.2m × 1.2m به ارتفاع ۴۰ سانتی متر و به ابعاد 1.2m
ضخامت دال بتنی سقف	25 cm
ابعاد پی نواری زیر دیوارها	با عرض ۲ متر و ارتفاع ۷۰ سانتی متر
ابعاد پی نواری زیر دیوار میانی	با عرض ۲ متر و ارتفاع ۷۰ سانتی متر در زیر دیوار میانی
ابعاد پی تک ستونها	2.0m × 2.0m
ارتفاع پی تک ستونها	1.5m
ضخامت دال کف	15cm
میلگرد گذاری دال کف و دال سقف	به فاصله T16 به صورت دولایه شبکه آرماتور ۲۰ سانتی متر
میلگرد گذاری ستونها	۸ میلگرد T18 با آرایش ۳ در ۳ به عنوان میلگرد طولی میلگرد T8 به فاصله ۲۵ سانتی متر به عنوان میلگرد عرضی
میلگرد گذاری دیوارها	به فاصله T20 به صورت دولایه شبکه آرماتور ۲۰ سانتی متر
میلگرد گذاری پی تک ستونها	به فاصله T16 به صورت دولایه شبکه آرماتور ۳۰ سانتی متر
میلگرد گذاری پی نواری زیر دیوارهای جانبی	در پیرامون مقطع به T22 میلگرد طولی فواصل ۲۵ سانتی متر
میلگرد گذاری پی نواری زیر دیوار میانی	در پیرامون مقطع به T22 میلگرد طولی فواصل ۲۵ سانتی متر



شکل ۳. پلان کلی مخزن فرمانداری



شکل ۴. بعدی مخزن سیدالشهدا

جدول ۳. مشخصات مقاومتی مصالح مخازن مورد مطالعه

پارامتر	مقدار پارامتر در مدل سازی
مقاومت فشاری بتن	$f_c = 20 \text{ MPa}, 23 \text{ MPa}$
ضریب پواسون بتن	$\nu = 0.20$
وزن مخصوص بتن	$\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
ضریب ارتجاعی بتن	مطابق با رابطه آبا $E_c = 5000\sqrt{f_c}$
تنش تسلیم فولاد آرماتور	$f_y = 340 \text{ MPa}$
کاور بتن	5 cm

جدول ۴. پارامترهای ژئوتکنیکی خاک زیر مخازن (اقتباس از مطالعات ژئوتکنیک شرکت مهندسی مشاور دقیق شالوده پارس)

مشخصه	مقدار / وضعیت
وزن مخصوص خاک محل	$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$
ظرفیت باربری مجاز خاک برای پی نواری به عرض ۱ و عمق مدفون ۱ متر	$q_u = 2.02 \text{ kg/m}^2$
نوع خاک از لحاظ آیین نامه ۲۸۰۰	خاک تیپ ۲
بارگذاری خاک اطراف مخزن	خاک پیرامون محیط مخزن با شیب ۱:۱ تا عمق مدفون مخزن
ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون	$K_0 = 0.562$
ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک	$K_a = 0.391$
ضریب فشار جانبی خاک در حالت مقاوم	$K_p = 2.559$
ضریب عکس العمل بستر برای پی نواری به عرض ۱ و عمق مدفون ۱ متر	$K_s = 2.420$
ضریب پواسون خاک	$\nu = 0.300$
با توجه به شرایط آیین نامه ۲۸۰۰ از نظر روانگرایی	خاک مستعد روانگرایی نیست
سطح آب زیرزمینی	پایین تر از تراز کف مخزن

۲-۲. آزمایش ژئوتکنیک

مطابق با گزارش آزمایش های ژئوتکنیک انجام شده توسط شرکت دقیق شالوده پارس، مشخصات خاک زیر مخازن مطابق با جدول ۴ می باشد. همچنین برای بارگذاری لرزه ای از طیف استاندارد ایران برای خاک تیپ ۲ با ضریب زلزله ۰/۳۵ استفاده شده است. با توجه به قرارگیری مخازن در ارتفاعی بالاتر از تراز متوسط شهرستان نهاوند (اختلاف ارتفاع ۸۵ متری استقرار مخازن با تراز متوسط نهاوند) در مطالعات لرزه ای پدیده اثر سایت (Site Effect) برای تشدید بار لرزه ای در نظر گرفته شده است.

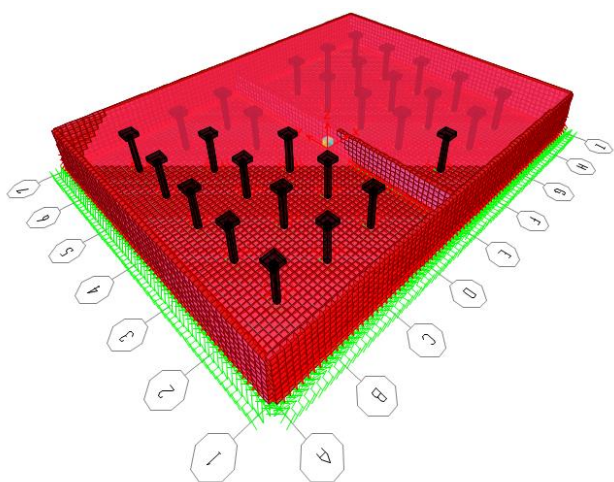
۳-۲. ترکیبات بارگذاری

مطابق با نشریه ۱۲۳، ترکیب بارهای لحاظ شده در طراحی مخازن ۱۱ تیپ می باشد که در جدول ۵ این ۱۱ تیپ ترکیب بار آورده شده است. در این جدول DL بار مرده، LL بار زنده، F نیروی جانبی ناشی از سیال، H نیروی جانبی ناشی از خاک، Es بار زلزله، UP نیروی قائم ناشی از سیال و T بار اعمال شده به مخزن به علت اختلاف دما می باشد.

جدول ۵. ترکیب بارهای طراحی مخازن (نشریه ۱۲۳)

ترکیب بار	Combo
DL+1.5LL+1.25(1.5F)	۱
DL+1.5LL+1.25(1.5H)	۲
DL+1.5G+1.5(0.85F)	۳
DL+1.2LL+1.2F+1.2Es	۴
DL+1.2LL+1.2H+1.2Es	۵
DL+F+0.85(1.2Es)	۶
DL+1.2H+0.85(1.2Es)	۷
DL+0.85(1.5Up)	۸
DL+1.2LL+1.2F±T	۹
DL+1.2LL+1.2H±T	۱۰
DL±1.25(1.25T)	۱۱

ASCE و Eurocode و آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران با تفاوت‌هایی در جزئیات دیده می‌شود. آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران مناسب برای طراحی حداقل ایمن، تمرکز بر جلوگیری از فروپاشی و سطوح خطر به صورت ضمنی در نظر گرفته می‌شوند. در آیین‌نامه‌های بین‌المللی هدف طراحی مبتنی بر عملکرد، تعریف شفاف سطوح خطر لرزه‌ای و تمرکز بر تداوم عملکرد مخزن می‌باشد. (گزارش مطالعات آسیب پذیری لرزه ای مخازن آب نه‌آوند، ۱۳۹۵)



شکل ۵. مدل ۳ بعدی المان محدود مخزن سیدالشهدا با محورهای طولی و عرضی

۳-۲. ظرفیت اجزای سازه‌ای مخزن

ظرفیت محوری دیوارهای مخزن مطابق با استاندارد ACI318 به صورت رابطه ۱ محاسبه می‌شود. که در آن k ضریب طول موثر دیوار است که با توجه به شرایط مرزی دیوار انتخاب می‌شود.

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right] \quad (1)$$

ظرفیت برشی مقاطع بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر مطابق با رابطه ۲ محاسبه شده است؛ که در آن V_c ظرفیت برشی تأمین شده توسط بتن و V_s ظرفیت برشی ناشی از میلگردهای فولادی است.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2)$$

در این تحقیق از اثرات نیروی قائم ناشی از سیال و اختلاف دما صرف‌نظر شده است. اثرات اندرکنش خاک و سازه با فرم‌های معادل (مدل وینکلر) استفاده شده است. برای این منظور ضریب عکس‌العمل بستر (k_s) در راستای قائم و افقی با توجه به ابعاد هندسی مخزن و آزمایش‌های صحرایی مناسب مطابق گزارش ژئوتکنیک مشخص شده است. برای محاسبه اندرکنش مخزن و مایع نگهداری شده در آن، در این تحقیق از روش اصلاح شده‌ی هاوزنر استفاده شده است. (Housner(1963))

۳. مدل‌سازی سازه‌ای و معیارهای آسیب‌پذیری لرزه‌ای

۳-۱. مدل المان محدود

در مرحله اول ارزیابی کمی آسیب‌پذیری سازه تحت بارهای ثقلی و لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. تحلیل سازه با استفاده از نرم‌افزار SAP(19.0.1) انجام شده است. پی سازه به دلیل رفتار صلب در مدل‌سازی عددی به صورت فنر معادل اعمال شده است. از آنجایی که دال‌های سقف مخزن دارای سیستم اتصال غیر یکپارچه به دیوارها است، اتصال بین دال سقف و دیوارهای مخزن به صورت مفصلی انجام شده است. برای شبکه‌بندی مدل المان محدود دیوارها، دال‌های کف و سقف از المان‌های پوسته (Shell) به ابعاد $0.5m \times 0.5m$ استفاده شده و در محل‌های اتصال گره به پی فنرهای تکیه‌گاهی تعریف شده‌اند. در شکل ۵ مدل اجزای محدود مخزن ارائه شده است. برای در نظر گرفتن ترک‌خوردگی مقاطع سازه مخزن مقادیر سختی‌های مؤثر آن‌ها معمولاً در ضرایب کاهش ضرب می‌گردد. این ضرایب کاهش در روش‌های تحلیل خطی سازه با توجه به نشریه ۳۶۰ ویرایش اول انتخاب شده‌اند. معیار شکست در مصالح با معیار فون میسز ارائه شده است که مقدار برآیند تنش در هر نقطه را نشان می‌دهد و عموماً در سازه‌های فولادی برای نشان دادن سطح تسلیم بکار برده می‌شود. در این تحقیق هدف از استفاده از تنش‌های فون میسز، بررسی سطح شکست بتن نبوده و صرفاً نشان دهنده توزیع تنش برآیند در اجزای مختلف مخزن می‌باشد. ضوابط استانداردهای اختصاصی مخازن آب برای تعریف سطوح مختلف خطر لرزه‌ای معمولاً بر پایه ترکیبی از سطح عملکرد مورد انتظار، دوره بازگشت زلزله، اهمیت سازه و پیامد خرابی تدوین می‌شوند. این رویکرد در اغلب آیین‌نامه‌های بین‌المللی و ملی مانند

$$DCR = \frac{k \cdot M_s}{M_D C / \eta} \quad (3)$$

که در آن M_s بیانگر مقاومت اعضاء، M_D نشان دهنده تلاش های موجود ایجاد شده در اعضاء، C ضریب افزایش تلاش ها و ضریب η نیز ضریب کاهش مقاومت در تلاش ها و حالات حدی مختلف مطابق نشریه ۳۶۰ می باشد.

۳-۳-۱. معیارهای پذیرش خطی

در معیار پذیرش در حالت خطی باید تلاش ها در اعضای اصلی و غیر اصلی که تغییر شکل کنترل هستند باید رابطه ۴ را برآورده نماید.

$$m \kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (4)$$

در این رابطه m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می باشد و κ ضریب آگاهی و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی است که همزمان بر عضو وارد می شوند. تلاش ها در اعضای اصلی و غیر اصلی که نیرو کنترل هستند باید رابطه ۵ را برآورده نماید

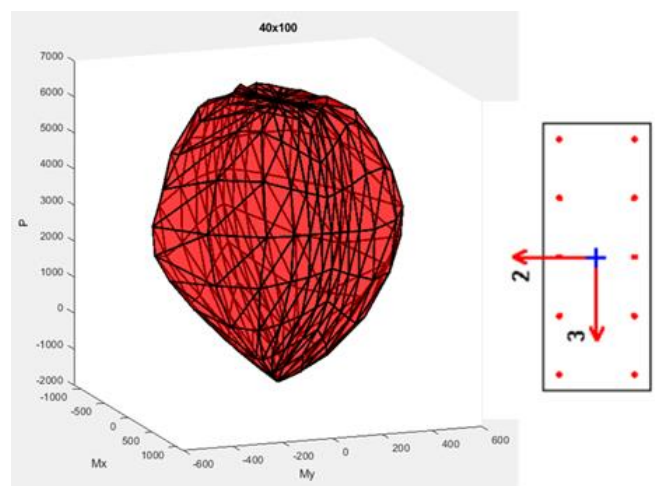
$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (5)$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی است که همزمان به هر عضو وارد می شوند.

۳-۳-۲. معیارهای پذیرش غیرخطی

در اعضای اصلی و غیر اصلی که تغییر شکل کنترل هستند، نباید تغییر شکل های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آنها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییر شکل اعضا باید با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شود، در این حالت برش پایه ی نظیر تغییر مکان هدف (V_t) نباید کمتر از ۸۰٪ برش تسلیم مؤثر (V_y) باشد. تلاش های اعضای اصلی و غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای مخزن، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی کنترل شوند؛ به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی یکسان است؛ اما در صورتی که

برای تعیین ظرفیت خمشی دیوار آنرا به صورت I شکل متشکل از قسمت طولی و عرض مؤثر در نظر می گیریم. مطابق (2019) ACI318 عرض مؤثر برابر با حداقل نصف فاصله آزاد جان تا جان و ۲۵ درصد ارتفاع دیوار در نظر گرفته می شود. بر این اساس عرض مؤثر دیوارهای مخزن در جهت قائم و افقی محاسبه گردیده است. برای تعیین ظرفیت خمشی مقطع ستون یا دیوارها، بار محوری مقطع در هر ترکیب بار روی آن قرار گرفته و بر اساس آن ظرفیت خمشی مقطع در جهت مورد نظر (با فرض لنگر خمشی جهت دیگر برابر با صفر) به دست آمده است. برای این موضوع، منحنی درجه دو مناسبی برای نقاط به دست آمده از نمودار اندرکنش نیروی محوری- لنگر برازش شده و برای هر نیروی محوری در هر مقطع و در هر ترکیب بار جداگانه ای، ظرفیت خمشی جهت مورد نظر محاسبه گردیده است. در شکل ۶ نمودار اندرکنش برای دیوار مخزن با ضخامت ۴۰ سانتی متر ارائه شده است.

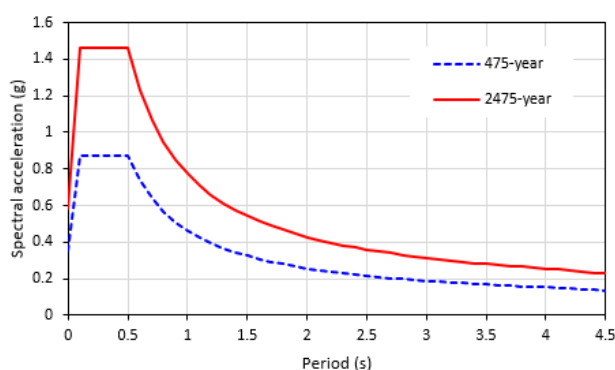


شکل ۶. نمودار اندرکنش دیوارهای مخزن با ضخامت ۴۰ سانتی متر

۳-۳-۳. معیارهای پذیرش و سطوح عملکردی

معیارهای پذیرش در سطوح عملکرد زلزله بر اساس حالات حدی مقاومت و تغییر شکل محتمل با نسبت ظرفیت به تقاضا برابر رابطه ۳ معرفی می گردد. (نشریه شماره ۳۶۰ سال ۱۳۹۳)

عملکرد بهره‌برداری آنی و قابل بهره‌برداری ارزیابی و اعمال گردید. بنابراین در ارزیابی مخازن با توجه به این دو سطح خطر، دو طیف پاسخ معادل آن‌ها در نظر گرفته شد، که در شکل ۷ این طیف‌ها ترسیم شده‌اند.



شکل ۷. طیف‌های زلزله ۴۷۵ و ۲۴۷۵ ساله برای بررسی آسیب‌پذیری مخازن

۴. تحلیل نتایج

۴-۱. نتایج مودال

با انجام تحلیل مودال دوره تناوب‌ها و فرکانس‌های طبیعی مخزن بدست آمدند که مقادیر آن‌ها برای ۱۲ مود سازه در جدول ۶ ارائه شده است. با توجه به این‌که دوره تناوب ارتعاش اصلی مخزن ۰/۳۸۵ ثانیه است، بنابراین فرض استفاده از مقدار ماکزیمم طیف شتاب برای محاسبه بار زلزله طرح فرضی بوده است. با توجه به جدول ۶ و در نظر گرفتن ماهیت پیچیده مخزن و نزدیکی پریودهای ارتعاشی مخزن، استفاده از مد اول ارتعاشی برای تحلیل دینامیکی کفایت نمی‌کند و ترکیب مدهای ارتعاشی CQC در برآورد پاسخ‌ها استفاده شده است.

جدول ۶. پریودهای ارتعاش ۱۲ مود مخزن سیدالشهدا

Mode	T(s)	Mode	T(s)
1	0.385	7	0.301
2	0.315	8	0.301
3	0.309	9	0.298
4	0.309	10	0.298
5	0.307	11	0.298
6	0.307	12	0.298

از روش ساده شده‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد. به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای مخزن، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای سازه، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی به تغییرشکل‌های حاصل اعمال شوند. (نشریه شماره ۳۶۰ سال ۱۳۹۳)

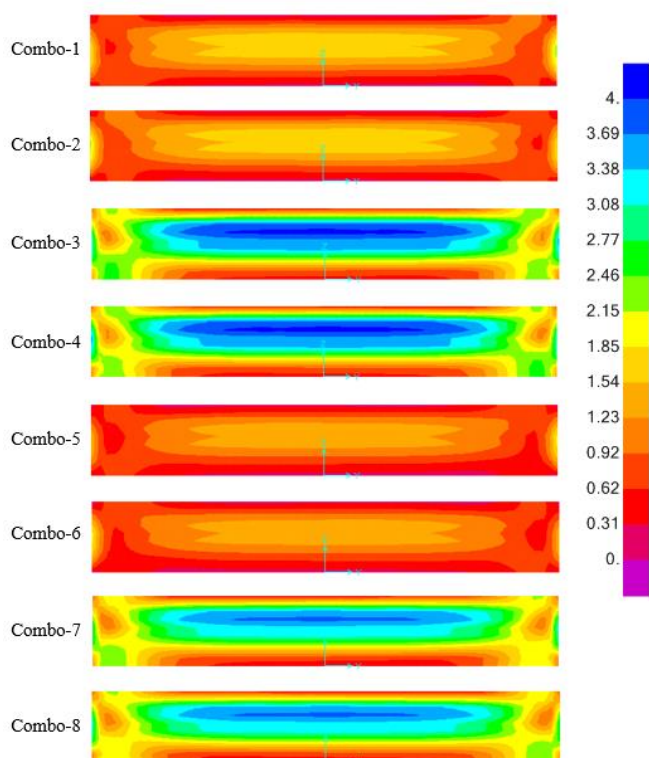
در اعضای اصلی و غیراصلی نیروکنترل باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضا با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. در روابط کنترلی این اعضا باید ضریب آگاهی به کرانه‌ی پایین مقاومت اعمال شود. برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توأم نیروی محوری و خمش دومحوره قرار دارند، مقاومت باید با درنظرگرفتن اثر خمش دومحوره به دست آید. در صورتی‌که از روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی باید براساس ترکیب بارهای نیرو کنترل به دست آید. لنگرهای طراحی باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای تغییرشکل کنترل متناظر با آن‌ها (به صورتی که نیروی زلزله به لحاظ جهت و درصد مشارکت با ترکیبات نیروکنترل یکسان باشند) به دست آید. ملاک پذیرش براساس معادله‌ی ۶ می‌باشد.

$$\left[\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa Q M_{CEx}} \right]^2 + \left[\frac{M_{UDy}}{m_y \kappa Q M_{CEy}} \right]^2 \ll 1 \quad (۶)$$

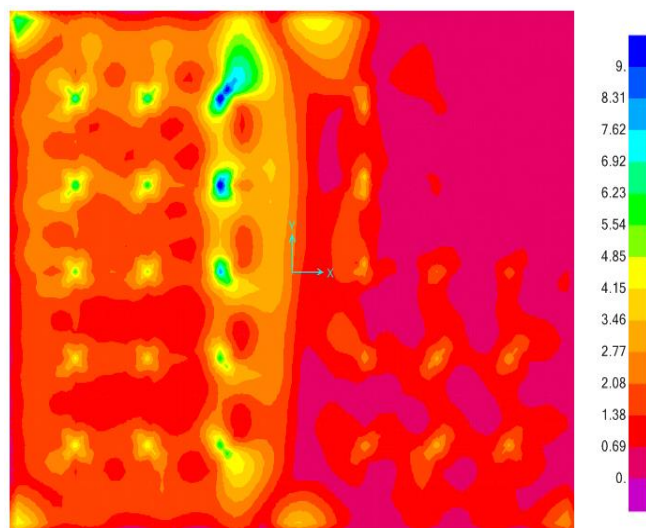
که در آن M_{UDx} لنگر خمشی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF} ، M_{UDy} لنگر خمشی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF} ، M_{CEx} مقاومت خمشی حول محور x با حضور نیروی محوری P_{UF} ، M_{CEy} مقاومت خمشی حول محور y با حضور نیروی محوری P_{UF} و κ ضریب آگاهی می‌باشد. توجه به اهمیت و عملکرد مخازن، هدف بهسازی ویژه در نظر گرفته شده و در نتیجه دو سطح خطر ۴۷۵ ساله و ۲۴۷۵ ساله به ترتیب برای سطوح

۲-۴. نتایج تحلیل سازه برای زلزله ۴۷۵ ساله

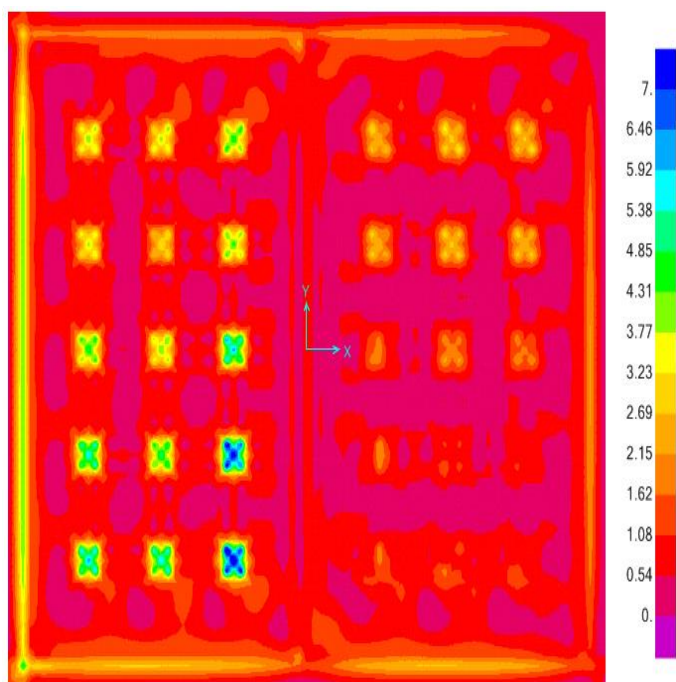
نتایج حاصل از توزیع تنش در قسمت های مختلف سازه مخزن با در نظر گرفتن اثرات پی دلتا است که در واقع تحلیل مرتبه دوم می باشد. واحد کلیه تنش ها در این بخش برحسب MPa می باشند. شکست در مصالح با معیار فون میسز ارائه شده است که مقدار برآیند تنش در هر نقطه را نشان می دهد و عموماً در سازه های فولادی برای نشان دادن سطح تسلیم بکار برده می شود. در این تحقیق هدف از استفاده از تنش های فون میسز، بررسی سطح شکست بتن نبوده و صرفاً نشان دهنده توزیع تنش برآیند در اجزای مختلف مخزن می باشد. شکست قسمت های مختلف مخزن در قسمت محاسبه نسبت نیاز به ظرفیت (DCR ها) ارائه شده است. در شکل ۸ تنش های فون میسز در دیوار خارجی محور A مطابق شکل ۸ ارائه شده است. بیشترین میزان تنش ترکیبی در دیواره های مخزن ۴ مگاپاسکال است که حدود ۲۵ درصد مقاومت بتن است. در شکل های ۹ و ۱۰ تنش های معیار برای دال سقف مخزن در ترکیب بارگذاری ۷ و ۸ ارائه شده است. نتایج توزیع تنش نشان می دهد که تنش در تمام اجزای سقف از مقاومت بتن کمتر می باشد. بیشترین مقدار تنش در دال سقف ۹ مگاپاسکال است که از مقاومت بتن کمتر است. در بدترین حالت نسبت تنش بحرانی به مقاومت بتن حدود ۴۵ درصد می باشد. همچنین در شکل های ۱۱ و ۱۲ نیز تنش معیار برای کف مخازن ارائه شده است. در این حالت نیز مقدار حداکثر تنش به ۷ مگاپاسکال محدود است که حدود ۳۰ درصد مقاومت بتن می باشد. لذا با توجه به نتایج تنش های فوق، مخازن از نظر مقاومتی مشکلی ندارند.



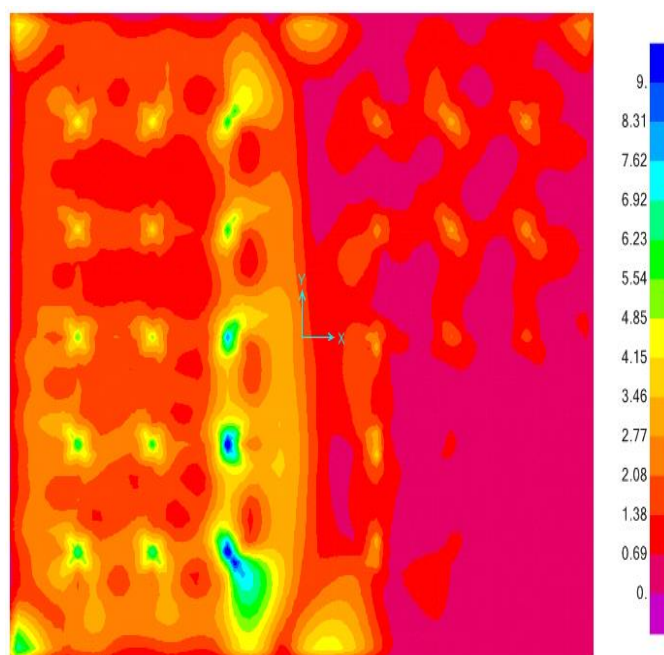
شکل ۸. تنش های فون میسز در دیوارهای پیرامونی مخزن با $L = 30 \text{ m}$ در ترکیب بارهای مختلف (دیوار محور-A در شکل ۳).



شکل ۹. تنش های فون میسز در دال سقف مخزن در Combo-7.



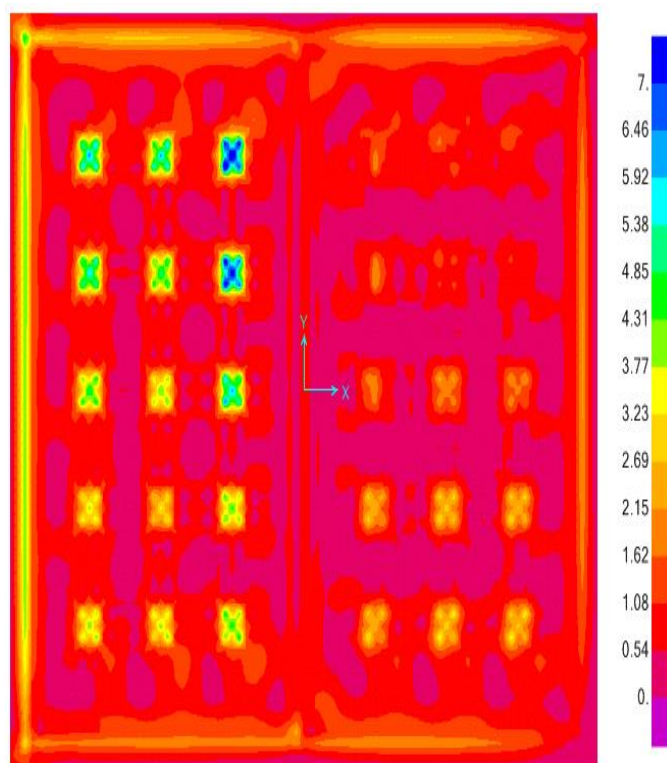
شکل ۱۲. تنش‌های فون میسز در دال کف مخزن در Combo-8.



شکل ۱۰. تنش‌های فون میسز در دال سقف مخزن در Combo-8.

۳-۴. نیروهای داخلی ستون‌ها و دیوارها

از این نیروها برای محاسبه DCR ستون‌ها و کنترل کفایت آن‌ها استفاده می‌گردد. به‌طور نمونه نیروی داخلی ستون شماره ۲۶ و دیوار شماره ۱ در جداول ۷ و ۸ ارائه شده است. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از این جداول، در همه حالات DCR در تمام اجزا و در تمام ترکیبات بارگذاری کمتر از ۱ می‌باشد که نشان‌دهنده کفایت سازه‌ای مخازن می‌باشد. لذا با توجه به این مقادیر مخازن مورد مطالعه چه در برابر بارهای استاتیکی و چه بارهای لرزه‌ای مشکلی ندارند. مشاهدات میدانی نشان داد از آنجا که مدت‌زمان زیادی از ساخت و بهره‌برداری مخازن می‌گذرد، هرچند مطابق نتایج تنش‌ی مشکلی برای مخازن به وجود نیامده است، لیکن خوردگی و زنگ‌زدگی آرماتورهای دال سقف و عدم کفایت پوشش بتنی (کاور حداقل ۵ سانتی‌متر) از مشکلات عمده مخازن مورد مطالعه است. همچنین ترک‌خوردگی بتن بخش‌های مختلف مخزن محرز بود.



شکل ۱۱. تنش‌های فون میسز در دال کف مخزن در Combo-7.

جدول ۷. نسبت DCR در ستون شماره ۲۶ مخزن در تمام حالات بارگذاری

Element		P	V2	V3	T	M2	M3	DCR
C26-0	Combo-1	-62.703	18.039	-5.972	0.383	0.661	-7.868	0.175
C26-0.4	Combo-1	-77.909	18.039	-5.972	0.383	3.049	-15.083	0.273
C26-2.25	Combo-1	-85.724	-6.035	1.250	0.383	0.719	-3.859	0.174
C26-4.5	Combo-1	-95.228	-6.035	1.250	0.383	-2.120	9.821	0.086
C26-0	Combo-1	-62.703	18.039	-5.972	0.383	0.661	-7.868	0.175
C26-0.4	Combo-1	-77.909	18.039	-5.972	0.383	3.049	-15.083	0.273
C26-2.25	Combo-1	-85.724	-6.035	1.250	0.383	0.719	-3.859	0.174
C26-4.5	Combo-1	-95.228	-6.035	1.250	0.383	-2.120	9.821	0.086
C26-0	Combo-2	-183.727	18.211	5.686	-0.008	-1.364	-7.261	0.108
C26-0.4	Combo-2	-198.934	-5.863	-1.536	-0.008	-3.633	-14.540	0.146
C26-2.25	Combo-2	-206.748	-5.863	-1.536	-0.008	-0.733	-3.538	0.118
C26-4.5	Combo-2	-216.252	-5.863	-1.536	-0.008	2.805	9.904	0.441
C26-0	Combo-2	-183.727	18.211	5.686	-0.008	-1.364	-7.261	0.108
C26-0.4	Combo-2	-198.934	-5.863	-1.536	-0.008	-3.633	-14.540	0.146
C26-2.25	Combo-2	-206.748	-5.863	-1.536	-0.008	-0.733	-3.538	0.118
C26-4.5	Combo-2	-216.252	-5.863	-1.536	-0.008	2.805	9.904	0.441
C26-0	Combo-3	326.646	-18.425	-5.507	-0.022	1.623	6.357	0.186
C26-0.4	Combo-3	311.439	-18.425	-5.507	-0.022	3.836	13.746	0.189
C26-2.25	Combo-3	303.625	5.649	1.716	-0.022	0.755	3.551	0.173
C26-4.5	Combo-3	294.121	5.649	1.716	-0.022	-2.976	-8.754	0.555
C26-0	Combo-3	326.646	-18.425	-5.507	-0.022	1.623	6.357	0.186
C26-0.4	Combo-3	311.439	-18.425	-5.507	-0.022	3.836	13.746	0.189
C26-2.25	Combo-3	303.625	5.649	1.716	-0.022	0.755	3.551	0.173
C26-4.5	Combo-3	294.121	5.649	1.716	-0.022	-2.976	-8.754	0.555
C26-0	Combo-4	206.233	-18.382	5.966	-0.413	-0.680	6.912	0.396
C26-0.4	Combo-4	191.027	-18.382	5.966	-0.413	-3.068	14.273	0.441
C26-2.25	Combo-4	183.213	5.691	-1.256	-0.413	-0.774	3.888	0.331
C26-4.5	Combo-4	173.709	5.691	-1.256	-0.413	2.003	-8.678	0.109
C26-0	Combo-4	206.233	-18.382	5.966	-0.413	-0.680	6.912	0.396
C26-0.4	Combo-4	191.027	-18.382	5.966	-0.413	-3.068	14.273	0.441
C26-2.25	Combo-4	183.213	5.691	-1.256	-0.413	-0.774	3.888	0.331
C26-4.5	Combo-4	173.709	5.691	-1.256	-0.413	2.003	-8.678	0.109

ادامه جدول ۷. نسبت DCR در ستون شماره ۲۶ مخزن در تمام حالات بارگذاری

Element		P	V2	V3	T	M2	M3	DCR
C26-0	Combo-5	-20.101	18.270	-6.011	0.385	0.503	-7.417	0.106
C26-0.4	Combo-5	-32.543	18.270	-6.011	0.385	2.907	-14.725	0.201
C26-2.25	Combo-5	-38.937	-5.804	1.211	0.385	0.659	-3.960	0.100
C26-4.5	Combo-5	-46.713	-5.804	1.211	0.385	-2.077	9.147	0.070
C26-0	Combo-5	-20.101	18.270	-6.011	0.385	0.503	-7.417	0.106
C26-0.4	Combo-5	-32.543	-5.804	1.211	0.385	2.907	-14.725	0.201
C26-2.25	Combo-5	-38.937	-5.804	1.211	0.385	0.659	-3.960	0.100
C26-4.5	Combo-5	-46.713	-5.804	1.211	0.385	-2.077	9.147	0.070
C26-0	Combo-6	-141.147	18.438	5.632	-0.007	-1.527	-6.818	0.087
C26-0.4	Combo-6	-153.589	-5.635	-1.590	-0.007	-3.776	-14.189	0.130
C26-2.25	Combo-6	-159.983	-5.635	-1.590	-0.007	-0.789	-3.643	0.091
C26-4.5	Combo-6	-167.759	-5.635	-1.590	-0.007	2.853	9.233	0.356
C26-0	Combo-6	-141.147	18.438	5.632	-0.007	-1.527	-6.818	0.087
C26-0.4	Combo-6	-153.589	18.438	5.632	-0.007	-3.776	-14.189	0.130
C26-2.25	Combo-6	-159.983	-5.635	-1.590	-0.007	-0.789	-3.643	0.091
C26-4.5	Combo-6	-167.759	-5.635	-1.590	-0.007	2.853	9.233	0.356
C26-0	Combo-7	369.216	-18.143	-5.541	-0.020	1.476	6.842	0.210
C26-0.4	Combo-7	356.774	-18.143	-5.541	-0.020	3.705	14.119	0.211
C26-2.25	Combo-7	350.380	5.931	1.681	-0.020	0.702	3.444	0.200
C26-4.5	Combo-7	342.604	5.931	1.681	-0.020	-2.934	-9.437	0.639
C26-0	Combo-7	369.216	-18.143	-5.541	-0.020	1.476	6.842	0.210
C26-0.4	Combo-7	356.774	5.931	1.681	-0.020	3.705	14.119	0.211
C26-2.25	Combo-7	350.380	5.931	1.681	-0.020	0.702	3.444	0.200
C26-4.5	Combo-7	342.604	5.931	1.681	-0.020	-2.934	-9.437	0.639
C26-0	Combo-8	248.782	-18.104	5.917	-0.412	-0.831	7.388	0.469
C26-0.4	Combo-8	236.340	5.970	-1.305	-0.412	-3.200	14.639	0.517
C26-2.25	Combo-8	229.946	5.970	-1.305	-0.412	-0.824	3.777	0.405
C26-4.5	Combo-8	222.170	5.970	-1.305	-0.412	2.050	-9.358	0.134
C26-0	Combo-8	248.782	-18.104	5.917	-0.412	-0.831	7.388	0.469
C26-0.4	Combo-8	236.340	-18.104	5.917	-0.412	-3.200	14.639	0.517
C26-0.4	Combo-8	236.340	5.970	-1.305	-0.412	-3.200	14.639	0.517
C26-2.25	Combo-8	229.946	5.970	-1.305	-0.412	-0.824	3.777	0.405
C26-4.5	Combo-8	222.170	5.970	-1.305	-0.412	2.050	-9.358	0.134

جدول ۸. نسبت DCR در دیوار شماره ۱ مخزن در تمام حالات بارگذاری

Element		F1	F2	F3	M1	M2	M3	DCR
x1-01	Combo-1	-161.638	36.512	-2.984	-7.599	-41.567	-12.008	0.163
x1-01	Combo-1	-161.638	36.512	-2.984	-7.599	-41.567	-12.008	0.163
x1-01	Combo-2	-151.561	2.145	9.450	2.101	-39.077	-11.421	0.146
x1-01	Combo-2	-151.561	2.145	9.450	2.101	-39.077	-11.421	0.146
x1-01	Combo-3	127.149	33.211	6.738	-9.668	31.117	9.577	0.131
x1-01	Combo-3	127.149	33.211	6.738	-9.668	31.117	9.577	0.131
x1-01	Combo-4	137.463	-1.171	19.212	0.032	33.666	10.196	0.114
x1-01	Combo-4	137.463	-1.171	19.212	0.032	33.666	10.196	0.114
x1-01	Combo-5	-160.310	35.215	-6.098	-7.840	-41.153	-11.779	0.158
x1-01	Combo-5	-160.310	35.215	-6.098	-7.840	-41.153	-11.779	0.158
x1-01	Combo-6	-150.228	0.845	6.339	1.863	-38.662	-11.191	0.148
x1-01	Combo-6	-150.228	0.845	6.339	1.863	-38.662	-11.191	0.148
x1-01	Combo-7	128.346	31.915	3.611	-9.910	31.499	9.809	0.130
x1-01	Combo-7	128.346	31.915	3.611	-9.910	31.499	9.809	0.130
x1-01	Combo-8	138.663	-2.470	16.089	-0.208	34.048	10.430	0.153
x1-01	Combo-8	138.663	-2.470	16.089	-0.208	34.048	10.430	0.153
x1-02	Combo-1	-172.272	-17.301	19.356	3.300	-43.162	-11.816	0.152
x1-02	Combo-1	-172.272	-17.301	19.356	3.300	-43.162	-11.816	0.152
x1-02	Combo-2	-161.087	-27.499	29.783	5.081	-40.482	-7.346	0.131
x1-02	Combo-2	-161.087	-27.499	29.783	5.081	-40.482	-7.346	0.131
x1-02	Combo-3	154.623	-16.619	18.615	2.376	39.001	-2.531	0.136
x1-02	Combo-3	154.623	-16.619	18.615	2.376	39.001	-2.531	0.136
x1-02	Combo-4	166.063	-26.887	29.106	4.160	41.746	1.955	0.136
x1-02	Combo-4	166.063	-26.887	29.106	4.160	41.746	1.955	0.136
x1-02	Combo-5	-171.742	-13.090	13.512	1.986	-43.136	-11.049	0.158
x1-02	Combo-5	-171.742	-13.090	13.512	1.986	-43.136	-11.049	0.158
x1-02	Combo-6	-160.543	-23.288	23.944	3.769	-40.453	-6.577	0.137
x1-02	Combo-6	-160.543	-23.288	23.944	3.769	-40.453	-6.577	0.137
x1-02	Combo-7	155.002	-12.403	12.833	1.040	38.986	-1.758	0.142
x1-02	Combo-7	155.002	-12.403	12.833	1.040	38.986	-1.758	0.142
x1-02	Combo-8	166.454	-22.672	23.328	2.825	41.733	2.729	0.142
x1-02	Combo-8	166.454	-22.672	23.328	2.825	41.733	2.729	0.142

۵. بحث و نتیجه‌گیری

منابع

- [1] Housner, G.W. (1963). Dynamic behavior of water tanks. Bull. Seismol. Soc. Am.
- [2] Haroun, M.A., & Housner, G.W. (1981). Seismic design of liquid storage tanks. ASCE Journal of Technical Councils.
- [3] Veletsos, A.S., & Yang, J.Y. (1977). Earthquake response of liquid storage tanks. Advances in Civil Engineering.
- [4] Veletsos, A.S. (1984). Seismic response and design of liquid storage tanks.
- [5] Faltinsen, O.M. (1993). Sea Loads on Ships and Offshore Structures. Cambridge University Press.
- [6] Ibrahim, R.A. (2005). Liquid Sloshing Dynamics. Cambridge University Press.
- [7] Wu, G., & Wang, X. (2004). Sloshing dynamics in rectangular tanks. Journal of Fluids and Structures.
- [8] Kianoush, M.R., & Chen, J. (2006). Effect of cracking on seismic behavior of RC tanks. Engineering Structures.
- [9] Chen, J., & Kianoush, M.R. (2009). Seismic response of concrete rectangular tanks. Engineering Structures.
- [10] Nascimbene, R., & Paolacci, F. (2012). Near-fault effects on fluid-structure systems. Earthquake Engineering & Structural Dynamics.
- [11] Shawa, M., et al. (2018). Pulse effects in FSI systems. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- [12] Akkar, S., & Bommer, J. J. (2006). Influence of long-period filter cut-off on elastic spectral displacements. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 35(9), 1145-1165.
- [13] Idriss, I.M., & Boulanger, R.W. (2008). Soil Liquefaction during Earthquakes. EERI.
- [14] Towhata, I. (2008). Geotechnical Earthquake Engineering. Springer.
- [15] Sitar, N., Bray, J.D., et al. (2019). Seismic analysis of buried tanks. J. Geotech. Geoenviron. Eng.
- [16] Eurocode 8 – Part 4: Silos, tanks and pipelines.
- [17] ACI 350.3-18: Seismic design of liquid-containing concrete structures.

با توجه مطالعات صورت گرفته ظرفیت باربری اجزای اصلی سازه مخازن نظیر دال‌های سقف مخزن، دیوارهای بیرونی و داخلی مخازن و ستون‌ها در سطح مجاز می‌باشند و مخازن مورد بررسی تحت بارگذاری‌های استاتیکی و دینامیکی اعمال شده با فرضیات مطرح شده در این تحقیق برای سطوح عملکردی، مشکل عمده سازه‌ای ندارند. لیکن برای اینکه مخازن در آینده دچار مشکل نشوند، موارد زیر باید توسط ذینفعان و بهره‌برداران مورد توجه و مذاقه قرار گیرد.

- نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد تنش معیار در اجزای مختلف مخزن کمتر از مقاومت بتن در بدترین حالت (۲۰ مگاپاسکال) می‌باشد. میزان تنش در بحرانی‌ترین حالت در حدود ۴۵ درصد مقاومت بتن است. این نتایج نشان می‌دهد مخازن از نظر سازه‌ای مشکل عمده‌ای ندارند.

- با توجه به اینکه از مدت اجرای این نوع مخازن زمان زیادی می‌گذرد، خوردگی آرماتورهای دال‌ها و کاهش ضخامت بتن پوشش (کاور) بر روی میلگردهای دال سقف مخازن از مسائل جدی است که باید مورد توجه جدی قرار گیرد. در برخی موارد، در دال‌های سقف مخازن آرماتورها قابل رؤیت بود که نشان می‌دهد پوشش کافی ۴ الی ۵ سانتیمتر روی آن‌ها وجود ندارد و نیاز به تأمین ضخامت کافی روی آرماتورها می‌باشد.

- با توجه به اینکه مخازن همیشه در حالت سرویس‌دهی به شهرستان نهانند می‌باشند، امکان رؤیت بتن و آرماتور کف مخازن و بخش‌های پایینی مخازن وجود نداشت. لذا احتمال وجود نقایص و اشکالاتی نظیر ترک‌ها و خوردگی آرماتور در کف مخازن و همچنین دیوارهای مخازن قابل تشخیص نبود.

- با توجه به عمر بیش از سه دهه‌ای مخازن، پایش منظم مخازن از نظر بررسی خوردگی آرماتورها، کاهش پوشش بتن روی میلگردها، ترک خوردی بتن و نگهداری مخازن در حالت بهره‌برداری دائمی الزامی بوده و رسیدگی و کنترل این موارد در اولویت می‌باشد.

[18] ACI 318-19, Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, 2019.

[19] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, The Structural Engineering Institute (SEI) of the American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000.

[۲۰] نشریه شماره ۳۶۰ (تجدید نظر اول)، دستورالعمل بهسازی لرز
های ساختمانهای موجود، معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی،
سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۹۲.

[۲۱] نشریه شماره ۱۲۳ (تجدید نظر اول)، ضوابط و معیارهای
طرح و محاسبه مخازن آب زمینی، معاونت نظارت راهبردی امور
نظام فنی، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۹۵.

[۲۲] آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)،
ویرایش ۴، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ۱۳۹۴

[۲۳] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ، بارهای وارد بر
ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان،
۱۳۹۲.

[۲۴] گزارش مطالعات ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای مخازن آب
نهادن، وزارت نیرو، شرکت منطقه ای آب و فاضلاب استان همدان،
۱۳۹۵.