

چکیده

رفتار لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی به صورت استاندارد در سه مرحله‌ی متوالی محاسبه‌ی حرکت میدان آزاد، محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها در دیواره‌ی ناحیه‌ی حفاری شده و محاسبه‌ی اندرکنش دیواره‌های ناحیه حفاری شده با سازه‌ی درون آن بررسی می‌گردد. در این میان در هر سه مرحله‌ی فوق نقاط مبهمی در ادبیات فنی وجود دارد. از جمله این ابهامات، زاویه‌ی مواجهه‌ی سازه با میدان موج می‌باشد. در روند متداول تحلیل و طراحی سازه‌های زیرزمینی، میدان موج عموماً برشی در نظر گرفته شده و زاویه‌ی مواجهه‌ی میدان موج با سازه برابر صفر لحاظ می‌گردد. فرض زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر در مناطق دارای توپوگرافی رو سطحی و زیرسطحی می‌تواند تقریب زیادی وارد محاسبات نماید. در این مقاله اثرات تغییر در زاویه‌ی مواجهه‌ی سازه با میدان موج برشی بر کرنش‌های ایجاد شده در سازه مورد بررسی قرار گرفته است. آنالیز لرزه‌ای به روش اجزاء محدود دو بعدی استاتیکی و برای حالت مشخصی از نسبت سختی خاک که سازه به وسیله‌ی نرم-افزار آباکوس انجام پذیرفته است. همچنین سازه‌ها در دو بخش سازه‌های به شکل مستطیل کامل و سازه‌های شبه مستطیلی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج حاکی از آن است که فرض زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر در تحلیل‌های لرزه‌ای می‌تواند منجر به محاسبات غیر محافظه کارانه‌ی چشمگیری در روند طراحی لرزه‌ای شود.

کلمات کلیدی: آنالیز لرزه‌ای، سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل، تغییر شکل اعوجاجی، نیازهای لرزه‌ای، کرنش موضعی سازه

اثر تغییر زاویه‌ی جبهه میدان موج برشی بر کرنش‌های دیواره‌ی سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل

امیرحسین پریز

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

حسین جهانخواه (نویسنده مسئول)

استادیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران،
h.jahankhah@iiees.ac.ir

مرتضی بسطامی

دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

۱- مقدمه

اثرات زمین لرزه بر روی سازه‌های زیرزمینی عموماً از نظر تغییر شکل‌های محوری، خمیدگی و اعوجاجی مورد بررسی قرار می‌گیرد. این تغییر شکل‌ها در اثر عبور میدان موج‌های لرزه‌ای از سازه با جهت‌های انتشار مختلف ایجاد می‌شود. بیشتر گزارش‌های پیشین با محوریت آنالیز لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی، به صورت تئوریک بوده و برای ساختارهای خاصی انجام شده است. در این راستا، حجم قابل توجهی از مقالات در ارتباط با تونل‌های دایروی و خطوط لوله وجود دارد، لیکن دامنه‌ی محدودتری از اطلاعات درباره‌ی نحوه‌ی رفتار سازه‌های زیرزمینی مستطیلی موجود است. کوسل [۱]، طرحی برای تونل‌های مستطیلی متروی سان‌فرانسیسکو ارائه نمود. پژوهش این محقق به چاپ یکی از نخستین مقالات با رویکرد نوین در زمینه‌ی اثر زلزله بر سازه‌های زیرزمینی انجامید. کوسل از تئوری انتشار موج برای تخمین کرنش اعوجاجی

خمیدگی و برشی وارد شده به سازه استفاده نمود. روش در نظر گرفته شده در تحقیق مذکور شامل اثرات اندرکنش خاک-سازه نبوده و از این رو حوزه‌ی اعتبار نتایج حاصل، سازه‌های بسیار انعطاف‌پذیر نسبت به خاک اطراف بوده است. محقق مذکور دریافت که این سازه‌ها اغلب توان تحمل اعوجاج الاستیک تحت میدان موج حرکت میدان آزاد را دارا می‌باشند. هندرون و فرناندز [۲] و مریت و مونسیس [۳]، بیان داشتند که تغییر شکل‌ها و جابه‌جایی در حضور حفره نسبت به میدان آزاد می‌تواند افزایش یابد. در نتیجه فرض کوسل مبنی بر تحمیل کرنش میدان آزاد غیر محافظه کارانه است. جان و زاهرا [۴]، مطالعات کوسل را بسط دادند و با تغییر معادلات او و در نظر گرفتن الگوهای موج برشی و رابلی از حرکات زمین، بیان داشتند که نتایج روش تحمیل تغییر شکل میدان آزاد، زمانی که خاک از سازه نرم‌تر است غیر واقعی می‌باشد. برای

کرنش قطر محل احداث سازه پیش از حفاری و در حالت میدان آزاد می‌باشد، استخراج نمودند. پنزین [۸]، از روش تئوری تقریب الاستیسیته برای ارزیابی تغییر شکل اعوجاجی تونل‌های مستطیلی و دایروی استفاده نمود که تحقیقات وی اثرات اندرکنش خطی خاک-سازه را نیز پوشش می‌داد. این روش از پروسه‌ی استفاده شده در تونل‌های دایروی توسط پنزین و وو [۷] پیروی می‌کند. در تحقیق مذکور به دلیل اینکه ابعاد مقطع عرضی تونل در مقایسه با طول موج‌های حرکات زمین که ایجاد تغییر شکل‌های اعوجاجی می‌نمایند اندک است، فرض شده است که مقطع عرضی تونل، با خاکی که تحت میدان کرنش یکنواخت و شرایط اعمال برش ساده قرار دارد، در تماس است. از آنجا که نیروهای اینرسی سطح سازه و خاک پیرامون که تحت اثرات اندرکنش خاک-سازه ایجاد می‌شوند کوچک هستند، آنالیز شبه استاتیکی انجام شده است. تقریب مورد استفاده‌ی دیگر، صرف نظر کردن از تنش‌های نرمال روی سطح خاک و سازه است. پنزین با این فرضیات رابطه‌ای برای محاسبه‌ی ضریب اعوجاج بر حسب ضریب انعطاف پذیری که قبلاً توسط وانگ تعریف شده بود، استخراج نمود. وی بیان کرد که مشاهدات منتج از سازه‌های دارای مقاطع عرضی دایروی قابل تعمیم به مقاطع عرضی مستطیلی نیز می‌باشد. پنزین بر این نکته تأکید نمود که در حفره، اعوجاج نسبت به میدان آزاد می‌تواند ۲ تا ۳ برابر افزایش یابد. وی همچنین تناسب قابل قبولی بین نتایج خود و نتایج عددی حاصل از تحقیقات وانگ به دست آورد. حشاش [۹]، جمع‌بندی جامعی از رفتار لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی ارائه کرد. وی بر اهمیت در نظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه و تأثیر آن بر پاسخ سازه تأکید نمود. وو [۱۰-۱۱]، به منظور ارزیابی سازه‌های زیرزمینی با مقاطع عرضی مستطیلی شکل، به روش آنالیز دینامیکی اجزاء محدود و با در نظرگیری اندرکنش خطی خاک-سازه نزدیک به ۲۰۰ آنالیز انجام داد. پروسه‌ی آنالیز بسیار شبیه به روش وانگ می‌باشد. لیکن به دلیل انجام آنالیز مودال و بررسی میدان کرنش تنها در مود اول تغییر شکل خاک، آنالیز وو نسبت به روش وانگ ساده‌سازی شده است. نتایج تحقیق نشان‌دهنده‌ی آن است که هر چقدر ضریب انعطاف پذیری به صفر نزدیک‌تر می‌شود، سازه

این حالات محققان مذکور روش آنالیز اجزای محدود را پیشنهاد کردند. در بازخوانی مطالعات کوسل و وانگ [۵] بیان داشت که برخی پروفایل‌های تغییر شکل خاک و فرض‌های موجود، تنها برای یک سازه‌ی زیرزمینی مشخص استخراج شده و کارایی داشته است. این محقق، به منظور ارائه‌ی روشی ساده و کاربردی، پروسه‌ای برای طراحی سازه‌های مستطیلی زیرزمینی با استناد به ۳۶ آنالیز دینامیکی اجزاء محدود و با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خطی خاک-سازه ارائه نمود. تحقیقات وی محدود به اثرات اعوجاج بر مقاطع عرضی سازه‌های مستطیلی الاستیک، با اتصالات صلب تحت انتشار عمودی امواج برشی می‌باشد. در تحقیق مذکور پنج سازه تک دهانه و دو دهانه با نسبت طول و عرض متفاوت انتخاب شده است. تحقیقات وانگ محدوده‌ی وسیعی از پارامترهای مدول برشی خاک و ارتفاع خاک بر روی سازه را در بر می‌گیرد. محقق مذکور پارامتری با نام ضریب انعطاف پذیری تعریف نمود که بیانگر انعطاف پذیری اعوجاجی سازه تقسیم بر انعطاف پذیری برشی خاک هم حجم سازه و یا به عبارت دیگر نسبت سختی خاک به سازه است. وانگ همچنین ضریب اعوجاج را معرفی نمود که عبارت است از نسبت تغییر مکان اعوجاجی سازه در هر یک متر ارتفاع سازه به کرنش برشی میانگین میدان آزاد خاک در طول ارتفاع سازه. ضریب اعوجاج از نتایج آنالیز اجزاء محدود میدان آزاد و اندرکنش خاک-سازه محاسبه می‌گردد. نیشیاما و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۶]، آخرین تحقیقات را بر روی سازه‌های مترویی متداول در کشور ژاپن گزارش دادند. گزارش درباره‌ی خطوط ریلی است که در زلزله‌ی ۱۹۹۵ کوبه تخریب شدند. مشاهدات میز لرزه‌ای و آنالیزهای عددی در گزارش بیان شده‌اند. نتایج این بررسی‌ها نشان می‌دهد که پارامترهای زیادی باید در تحلیل این نمونه سازه‌ها بررسی شوند. هر چند نتایج بررسی به صورت یک روال طراحی مناسب ارائه نشده است، لیکن برای صحت‌سنجی مطالعات عددی آینده می‌توانند مفید واقع شوند. پنزین و وو [۷]، روشی را برای تخمین تغییر شکل‌های اعوجاجی سازه‌های زیرزمینی دارای مقاطع عرضی دایروی با فرض کرنش مسطح ارائه نمودند. آنها رابطه‌ی ضریب اعوجاج را برای مقاطع عرضی دایروی شکل که نشان‌دهنده‌ی کرنش قطر در سازه نسبت به

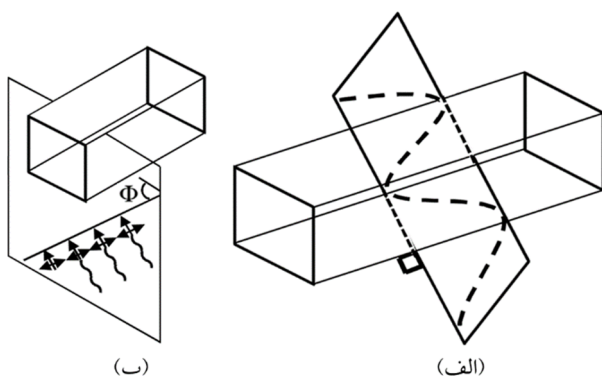
[۱۶-۱۷]، به بررسی تأثیر وجود حفره‌های دایروی شکل کامل و ناقص، بر پاسخ لرزه‌ای سطح آزاد و توپوگرافی‌های رو سطحی پرداختند. روش تحقیق بر اساس روش متداول المان مرزی و نیز روش المان مرزی بهبود یافته بوده است. از مهم‌ترین نتایج این تحقیق کاهش پاسخ لرزه‌ای در توپوگرافی دره‌ای سطح زمین به واسطه‌ی حضور حفره‌ی زیر سطحی است. فونتس [۱۸] به صورت تحلیلی به بررسی توزیع نیروی داخلی در سازه‌های زیرزمینی پرداخته است. تحقیقات وی بیشتر بر روی شمع‌ها استوار بوده است. فرضیات پژوهش به صورت الاستیک خطی بوده است. نتایج ارائه شده در تحقیق مذکور به صورت لنگر خمشی و انحنا در سازه بوده و حاکی از تأثیر به‌سزای ضریب انعطاف‌پذیری در رفتار این گونه سازه‌ها است. جهانخواه و همکاران [۱۹] با استفاده از آنالیز عددی به بررسی حرکت میدان حفاری شده در دیواره‌ها تحت اثر تغییر زاویه‌ی مواجهه با میدان موج برشی و مقایسه‌ی آن با حرکت میدان آزاد پرداختند. فرضیات پژوهش به صورت الاستیک خطی و آنالیزها به صورت دو بعدی بوده است. این محققان بیان داشتند که تغییر زاویه‌ی مواجهه با میدان موج برشی می‌تواند تغییر شکل‌های اعوجاجی سازه را به کلی دستخوش تغییر نماید.

۲- طرح مسئله و روش تحلیل

در بخش قبل کلیاتی در مورد تحقیقات انجام شده در حوزه‌ی سازه‌ها و حفرات زیرزمینی عمدتاً مستطیلی شکل بیان گردید. در مطالعات پیشین در بررسی رفتار لرزه‌ای حفرات زیرزمینی و متعاقباً تأثیر آن بر روی رفتار سازه‌های زیرزمینی، برخی نواقص از جنبه‌ی تخمین تنش، کرنش و تغییر شکل اعوجاجی حفره‌ها بر اثر انتشار میدان موج مشاهده می‌گردد. در اکثر تحقیقات فرض گردیده است که تغییر شکل اعوجاجی، تنش و کرنش برشی خاک بر اثر انتشار میدان امواج برشی، در صورت حضور حفره و عدم حضور حفره (میدان آزاد) یکسان می‌باشد. هر چند پنزین [۸] از دیدگاه اعوجاج عرضی حفره، به‌طور جدی تفاوت میان تحلیل در حضور حفره و عدم حضور حفره را برای یک امتداد انتشار میدان موج در سال ۲۰۰۰ مطرح نمود، لیکن هنوز جمع‌بندی جامعی از تفاوت تغییر

به تغییر مکان‌های صلب تمایل پیدا می‌کند. در ضریب انعطاف‌پذیری برابر با یک از آنجایی که سختی اسمی سازه و خاک برابر است اعوجاج سازه نزدیک به اعوجاج خاک در میدان آزاد است. برای ضریب انعطاف‌پذیری بزرگ‌تر از یک، سازه در مقایسه با خاک انعطاف‌پذیرتر می‌باشد، در نتیجه اعوجاج سازه نسبت به اعوجاج خاک در میدان آزاد بیشتر است. به‌وسیله‌ی آنالیز ساده‌ای که وود نسبت به روش وانگ انجام داد، این محقق توانست نیازهای لرزه‌ای ایجاد شده در اعضای سازه را به صورت دقیق‌تر برآورد کند. حشاش و همکاران [۱۲]، به بررسی دو روش تحلیلی ارائه شده توسط وانگ و پنزین برای مقاطع عرضی دایروی پرداختند. ایشان همچنین با انجام آنالیز عددی استاتیکی به صورت دو بعدی و در نظر گرفتن اندرکنش خطی خاک-سازه، نتایج به‌دست آمده را با روش‌های تحلیلی مقایسه نمودند. هو و همکاران [۱۳]، به‌وسیله‌ی روش تحلیلی استاتیکی پیچیده، علاوه بر در نظر گرفتن میدان برشی ثابت ایجاد شده در محیط سازه در اثر اندرکنش خاک-سازه، تنش‌های برجای ایجاد شده را نیز در نظر گرفتند. این محققان بیان داشتند که تنش‌های برجای در مواردی که سختی خاک بیشتر از سختی سازه می‌باشد، تأثیرگذارتر است. در نتیجه برای این حالات ایشان ضریب اعوجاج بزرگ‌تری نسبت به پژوهش‌های قبل به دست آوردند و همچنین روابطی برای تنش نرمال و برشی ایجاد شده در محیط سازه ارائه نمودند. اُزیب [۱۴]، به‌وسیله‌ی آنالیز عددی اجزای محدود دینامیکی یک رابطه برای محاسبه‌ی ضریب اعوجاج سازه‌های زیرزمینی مستطیلی شکل ارائه کرد. ایشان فرض خاک و سازه الاستیک خطی و کرنش مسطح را در تحلیل‌ها لحاظ نمودند. دیاسی و همکاران [۱۵]، مطالعات گسترده‌ای را تحت دو آنالیز استاتیکی و دینامیکی اجزاء محدود انجام دادند. رفتار خاک و سازه به صورت الاستیک خطی و شرایط کرنش مسطح از فرضیات آن تحقیق بوده است. تحقیق مذکور از معدود پژوهش‌هایی بوده است که در آن اثر رفتار غیرخطی تماسی سازه با دیواره‌ی حفره و نیز چرخش صلب سازه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحقیق فوق طبق تحقیقات گذشته، در قالب منحنی ضریب اعوجاج سازه بر حسب ضریب انعطاف‌پذیری ارائه شده است. پنچی و همکاران

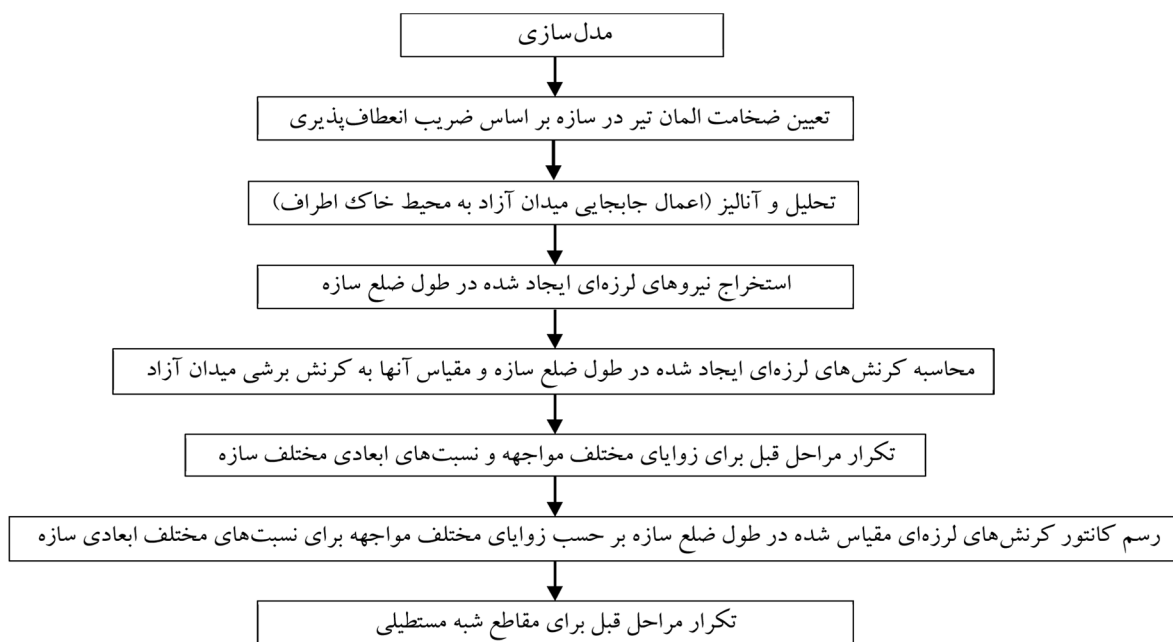
دارد. همچنین در پایان نیز به بررسی دو نمونه واقعی از مقاطع تونل مترو کوبه در کشور ژاپن پرداخته شده است. شکل حفره‌ها و سازه‌های موجود در این مقاطع از شکل مستطیل کامل فاصله گرفته و متشکل از چندین مستطیل مجزا است. همچنین یکی از مقاطع دارای زائده‌های مستطیلی شکل در بالا و پایین مقطع می‌باشد. هدف از ارائه‌ی این دو نمونه‌ی واقعی بررسی نیاز لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی نامنظم شبه مستطیلی و همچنین المان‌های میانی در این سازه‌ها است. همچنین به منظور بیان روش تحلیل در شکل (۲) فلوجارتی از مراحل تحلیل و انجام پژوهش نشان داده شده است.



شکل (۱): الف) زاویه‌ی میان میدان موج برشی و امتداد محور طولی حفره (ب) زاویه‌ی پیشانی میدان موج با اضلاع حفره مستطیلی

شکل‌های اعوجاجی عرضی میدان آزاد با تغییر شکل‌های اعوجاجی عرضی در حضور حفره بیان نگردیده است. علاوه بر عدم تعریف مناسب رابطه‌ی میان اعوجاج میدان آزاد و اعوجاج حفره، تاکنون رابطه‌ی میان اعوجاج حفره و اعوجاج مجموعه‌ی حفره-سازه نیز به نحوه مطلوبی مورد بررسی قرار نگرفته است. نکته‌ی قابل توجه آن است که در ادبیات فنی، اثر تغییر زاویه‌ی مواجهه‌ی میدان موج و اضلاع حفره نیز عموماً مورد توجه قرار نگرفته است.

در این مقاله تأثیر تغییر زاویه‌ی مواجهه‌ی پیشانی میدان موج و اضلاع حفرات مستطیلی شکل بر کرنش‌های ایجاد شده در سازه‌های درون حفرات بررسی گردیده است. سازه‌های در نظر گرفته شده به‌طور کامل به دیواره‌ی حفرات متصل بوده و نیروهای داخلی و کرنش موضعی مورد تحلیل قرار گرفته است. در شکل (۱-الف) زاویه‌ی میان میدان موج برشی و امتداد محور طولی حفره نشان داده شده که در این تحقیق این زاویه ۹۰ درجه فرض شده است. همچنین در شکل (۱-ب) زاویه‌ی پیشانی میدان موج با اضلاع حفره‌ی مستطیلی شکل با Φ نشان داده شده است. در ادامه نشان داده شده است که تغییر شکل اعوجاجی حفره و کرنش موضعی در طول ضلع سازه با تغییر زاویه‌ی مواجهه‌ی میدان موج و حفره تغییرات قابل ملاحظه‌ای



شکل (۲): فلوجارتی از مراحل تحلیل و انجام پژوهش در طی مقاله

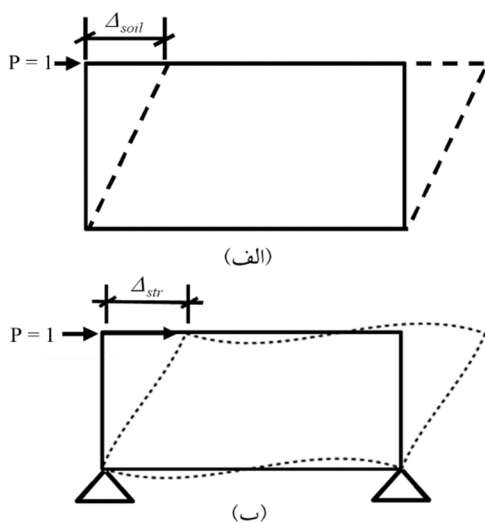
۳- مدل سازی و صحت‌سنجی

در این مقاله بخشی از خاک ایزوتروپیک و همگن به صورت یک محیط مربعی شکل مطابق شکل (۳) در نظر گرفته شده است. ابعاد مدل به گونه‌ای انتخاب شده است که میدان تنش در مرزها در تحلیل استاتیکی متأثر از سازه نباشد. برای این منظور ابعاد مدل با سعی و خطا، حداقل ۳/۵ برابر بعد سازه در نظر گرفته شده است. در شکل (۳) شرایط مرزی و بارگذاری به صورت شماتیک نشان داده شده است. شرایط تکیه گاهی و بار خارجی به گونه‌ای اثر داده شده است که شرایط برش محض در عدم حضور حفره حاصل شود. لذا چهار گره گوشه‌ای مدل اصلی در جهت عمود بر قطر مقید شده‌اند. این مدل طی تحلیل استاتیکی دو بعدی به روش اجزاء محدود با فرض کرنش مسطح، تحت بار لرزه‌ای ناشی از میدان کرنش برشی به شدت γ_{ff} قرار گرفته است. المان خاک به صورت المان چهار گره‌ای با فرض کرنش مسطح و المان سازه به صورت المان تیر در نظر گرفته شده است. برای المان‌های تیر بعد درون صفحه واحد در نظر گرفته شده و ضخامت به گونه‌ای تنظیم شده که نسبت انعطاف پذیری در حد از پیش تعیین شده‌ای قرار گیرد؛ بنابراین اضلاع سازه به صورت تیرهایی هستند که در نمایش دوبعدی طول آنها قابل رؤیت است. لازم به ذکر است در نسبت‌های ابعادی مختلف سازه، به منظور ثابت نگه داشتن ضریب انعطاف پذیری، ضخامت تیرها متفاوت است. به عنوان مثال در نسبت ابعادی یک به یک سازه، ضخامت تیر ۳۰ سانتی متر است.

یک سازه با ضریب انعطاف پذیری (F) برابر با ۱۰ درون حفره قرار گرفته است. انعطاف پذیری اعوجاجی سازه به صورت تغییر مکان بالای سازه، که در اثر اعمال باری واحد در بالای سازه تحت آنالیز قاب ساده ایجاد می‌شود، تقسیم بر ارتفاع سازه محاسبه می‌گردد.

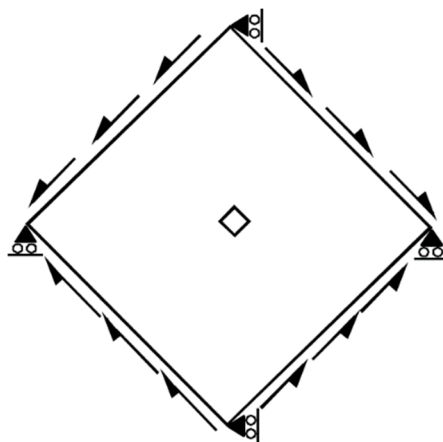
در رابطه (۱) فرمول ضریب انعطاف پذیری درج گردیده است. انعطاف پذیری برشی خاک و انعطاف پذیری اعوجاجی سازه به صورت شماتیک در شکل (۴) نشان داده شده است.

$$F = \frac{\Delta_{str}}{\Delta_{soil}} = \frac{\text{انعطاف پذیری اعوجاجی سازه}}{\text{انعطاف پذیری برشی خاک}} = \frac{\text{سختی خاک}}{\text{سختی سازه}} \quad (1)$$



شکل (۴): (الف) انعطاف پذیری برشی خاک (ب) انعطاف پذیری اعوجاجی سازه

هرچه ضریب F مقادیر بزرگ‌تری را اختیار نماید سازه مقاومت کمتری در برابر تغییر مکان دیواره‌های حفره از خود نشان می‌دهد. محدوده‌ی تغییرات این ضریب در ادبیات فنی عموماً در بازه‌ی ۰/۱ تا ۱۰ در نظر گرفته شده است؛ بنابراین با فرض ضریب انعطاف پذیری ۱۰ جابه‌جایی دیواره‌های حفره با تغییرات حداقلی به سازه اعمال می‌گردد و نیروهای داخلی ایجاد شده در ضلع کوچک سازه تحت میدان کرنش برشی قرائت می‌شود. در شکل (۵) به صورت نمونه دو حالت تغییر شکل برشی محل احداث سازه، پیش از خاک‌برداری (حالت میدان آزاد) و پس از آن هم‌زمان با قرارگیری سازه‌ی ضعیف به صورت



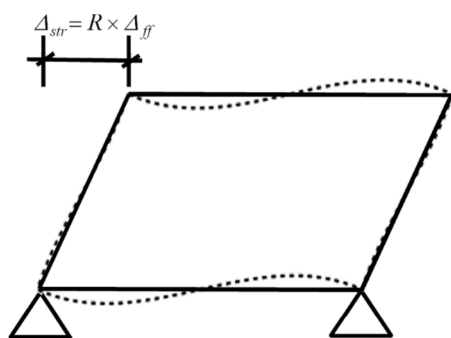
شکل (۳): مدل سازی و نحوه اعمال بار

$$R = \frac{\beta}{1 + \alpha_s} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{\gamma_c}{\gamma_{ff}} = 4(1 - \nu_s) \quad ; \quad \alpha_s = \frac{(3 - 4\nu_s)}{F} \quad (3)$$

در این روابط ν_s ضریب پواسون خاک می باشد که در این پژوهش برابر با مقدار $0/33$ در نظر گرفته شده است. صحت تحلیل ها در این تحقیق با روش مرجع [۸] برای زاویه ی انتشار میدان موج برشی صفر و نسبت ابعاد یک به یک حفره سنجیده شده است. برای مقادیر ضریب اعوجاج حفره، از تحقیق حاضر و روابط پیشنهادی مرجع [۸] به ترتیب اعداد $2/9$ و $2/7$ حاصل شده است. همان طور که دیده می شود نتایج نزدیک به هم و تفاوت کمتر از 10 درصد می باشد. لازم به ذکر است رابطه ی ضریب اعوجاج ارائه شده در مرجع [۸] در اصل مربوط به حالت دایروی است که تفاوت اندک نتیجه این تحقیق با مرجع مذکور ناشی از این مسئله است.

مفهوم ضریب اعوجاج سازه که ترکیبی از دو تغییر شکل خمشی و برشی سازه می باشد، به صورت شماتیک در شکل (۶) نشان داده شده است. مطابق شکل، اعوجاج سازه از ضرب اعوجاج میدان آزاد در ضریب اعوجاج R حاصل می شود. این ضریب در محاسبات طراحی سازه های زیرزمینی به صورت متداول مورد استفاده قرار می گیرد.

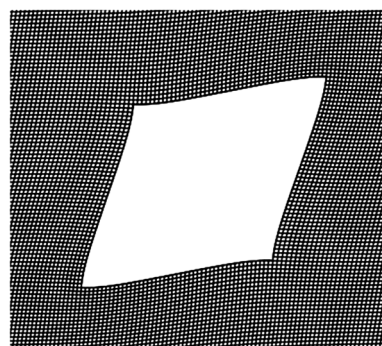
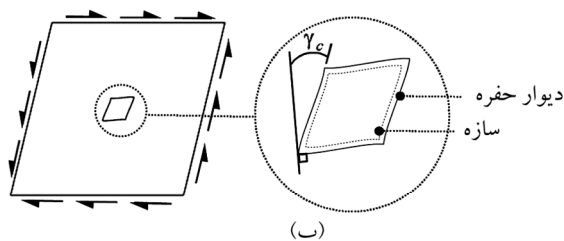
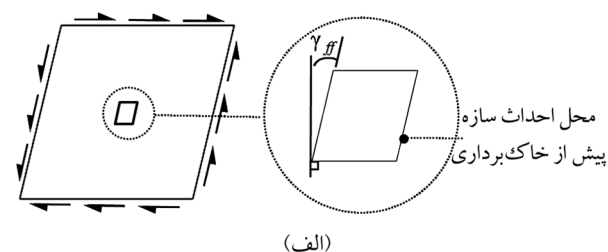


شکل (۶): مفهوم ضریب اعوجاج برشی سازه

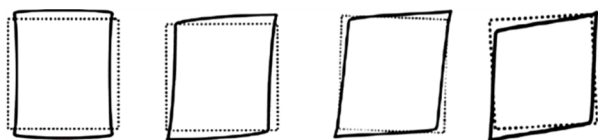
برای مقادیر ضریب اعوجاج سازه، از تحقیق حاضر و روابط پیشنهادی مرجع [۸] به ترتیب مقادیر $2/5$ و $2/31$ به دست آمده است. ملاحظه می گردد که به علت ضریب انعطاف پذیری بالا

شماتیک نشان داده شده است. همان طور که در شکل (۵-الف) مشاهده می گردد ناحیه ی در نظر گرفته شده جهت احداث حفره مستطیلی شکل، پیش از ایجاد حفره، همان کرنش برشی اعمال شده به خاک تحت انتشار میدان موج برشی را تجربه می نماید. در صورت ایجاد حفره، کرنش برشی حفره در مقایسه با کرنش برشی میدان آزاد، همان طور که در شکل (۵-ب) نشان داده شده است از γ_{ff} به γ_c تغییر می کند. در شکل (۵-پ) نیز نمونه ای از مش بندی مدل سازی اصلی در اطراف سازه برای نسبت ابعادی یک به یک سازه ی مستطیلی تحت زاویه ی صفر مواجهه ی میدان موج با اضلاع سازه نشان داده شده است.

ضریب اعوجاج حفره و سازه با پارامترهای β و R به ترتیب زیر در مرجع [۸] تعریف گردیده است:

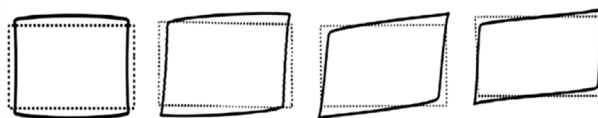


شکل (۵): تغییر شکل حفره ی مستطیلی ناشی از کرنش برشی یکنواخت: (الف) در صورت عدم احداث حفره (ب) در صورت احداث حفره هم زمان با قرارگیری سازه ی ضعیف (خط چین) (پ) نمونه ای از مش بندی و نحوه ی تغییر شکل در مدل سازی اصلی



(الف) $\Phi = 0$ (۱) $\Phi = -15$ (۲) $\Phi = -30$ (۳) $\Phi = -45$ (۴)

(الف)



(ب) $\Phi = 0$ (۱) $\Phi = -15$ (۲) $\Phi = -30$ (۳) $\Phi = -45$ (۴)

(ب)



(پ) $\Phi = 0$ (۱) $\Phi = -15$ (۲) $\Phi = -30$ (۳) $\Phi = -45$ (۴)

(پ)

شکل (۷): اعوجاج برشی سازه برای زوایای مختلف مواجهه‌ی میدان موج با اضلاع سازه به صورت بزرگنمایی شده در نسبت‌های ابعادی (الف) یک‌به‌یک (ب) یک‌به‌دو (پ) یک‌به‌چهار

با اعمال میدان جابه‌جایی از حفره به سازه، نیاز لرزه‌ای به صورت کرنش لرزه‌ای ایجاد شده در سازه محاسبه شده است. نتایج این بخش در حوزه‌ی کرنش‌های محوری و کرنش‌های برشی مورد بررسی قرار می‌گیرد. منشأ کرنش‌های محوری دو عامل نیروی محوری و لنگر خمشی می‌باشند. درحالی‌که منشأ کرنش برشی تنها نیروی برشی است. از این رو در بررسی کرنش‌های محوری ابتدا سهم نیروی محوری و لنگر خمشی مورد بررسی قرار گرفته و سپس کرنش ترکیبی آنها جمع‌بندی می‌شود. همچنین کرنش برشی به صورت جداگانه بررسی خواهد شد. کرنش‌های لرزه‌ای به صورت نرمال شده به کرنش برشی پیشینه‌ی میدان آزاد در قالب کانتور خطوط هم‌کرنش در شکل (۸) نشان داده شده است. در شکل‌های (۸-الف)، (۸-ب) و (۸-پ) به ترتیب نتایج برای نسبت ابعاد یک‌به‌یک، یک‌به‌دو و یک‌به‌چهار ترسیم شده که هر کدام از این سه بخش شامل چهار نمودار می‌باشند. این نمودارها که با شماره‌های ۱ الی ۴ شماره‌گذاری شده‌اند به ترتیب نمایشگر کرنش‌های محوری

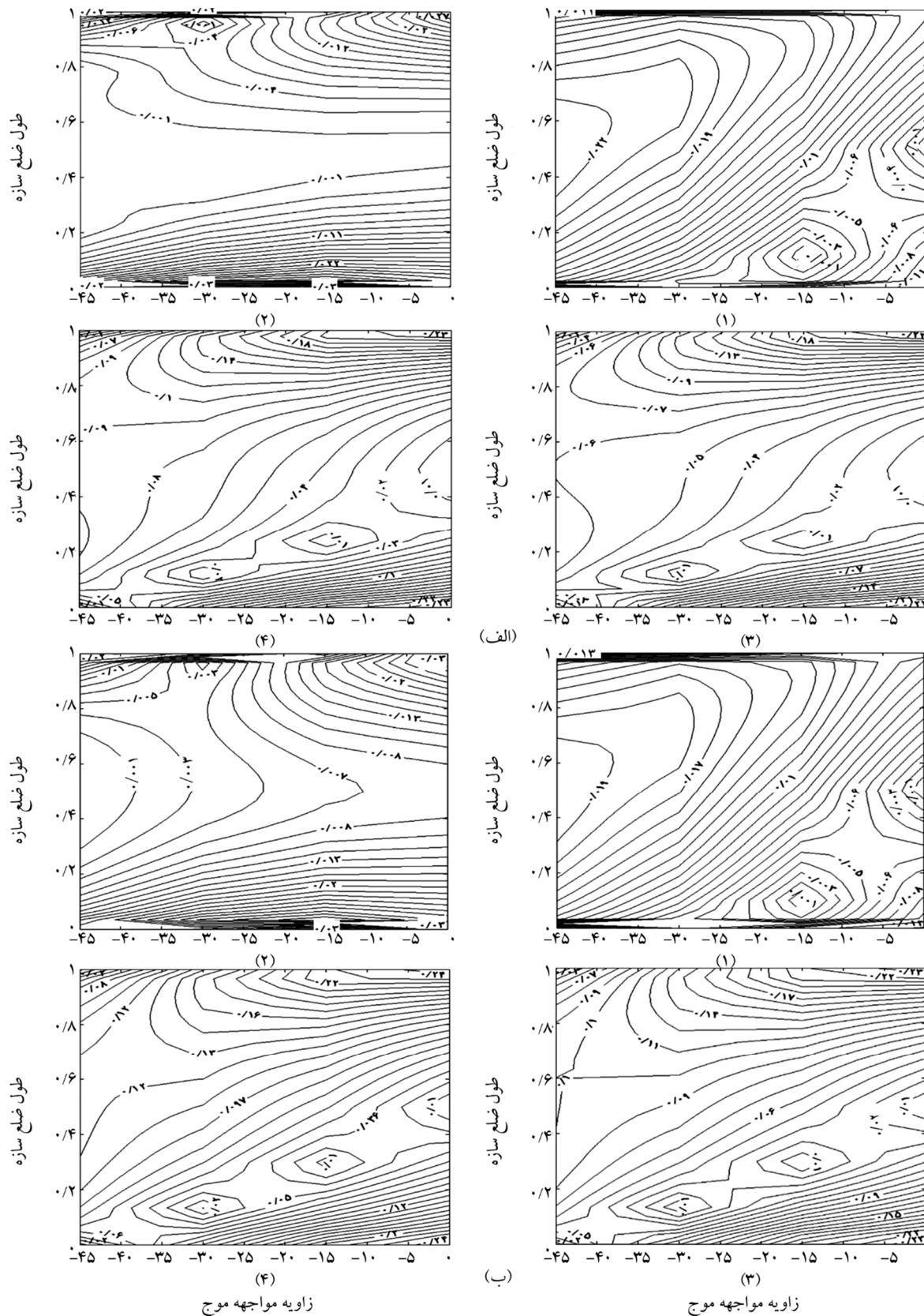
مقادیر ضریب اعوجاج حفره و سازه نزدیک به یکدیگر است و تفاوت نیز کمتر از ده درصد می‌باشد.

۴- تحلیل و تفسیر نتایج

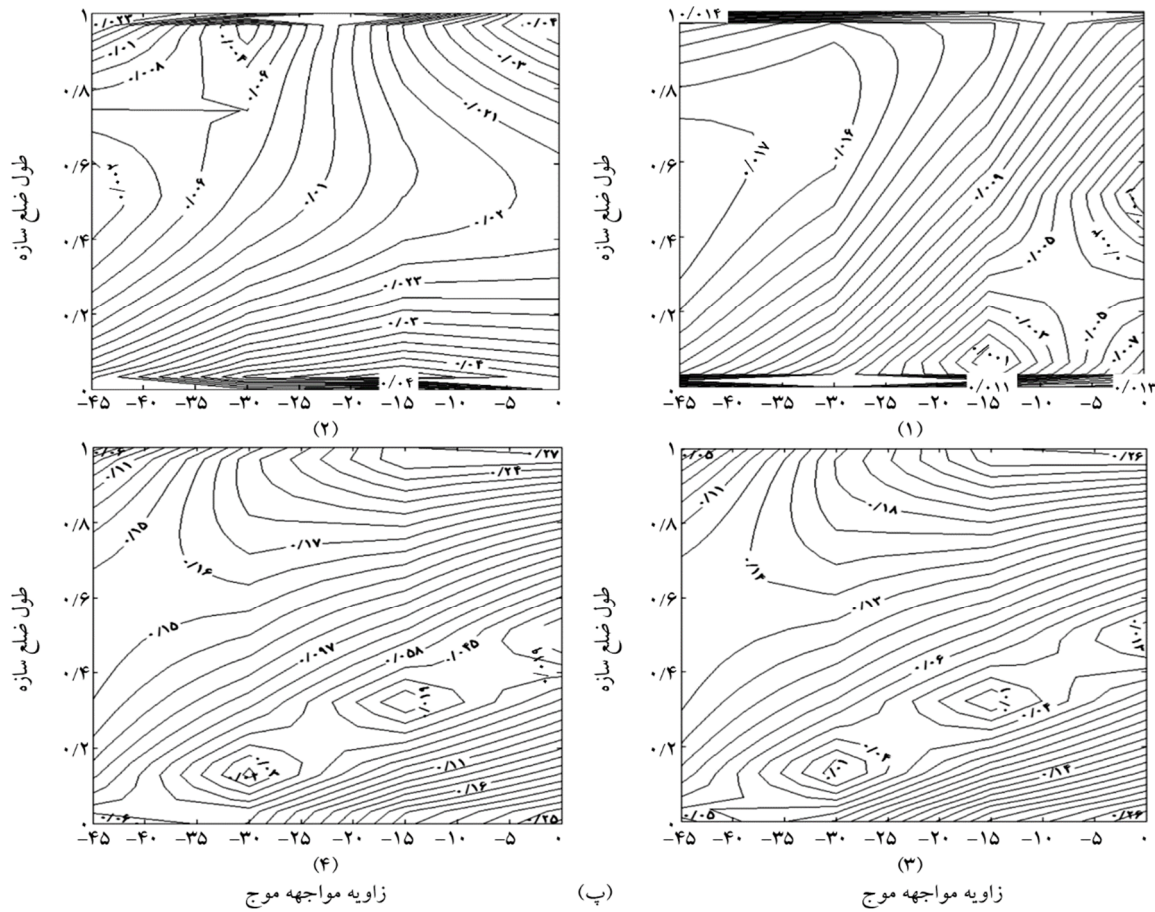
در این بخش تحلیل‌ها و تفسیر نتایج در دو قسمت ارائه شده است. قسمت نخست مربوط به سازه‌های به شکل مستطیل کامل می‌باشد. عمده نتایج پارامتریک ارائه شده در ادبیات فنی، این کلاس از سازه‌ها را پوشش می‌دهد. در قسمت دوم نتایج مربوط به سازه‌های شبه مستطیلی ارائه شده است. این نوع سازه‌ها به دلیل تنوع معمولاً همواره به صورت موردی بررسی می‌گردند. در این تحقیق نیز جهت نشان دادن برخی تفاوت‌های سازه‌های شبه مستطیلی با سازه‌های مستطیلی دو نمونه از این سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۴-۱- سازه‌های به شکل مستطیل کامل

در این قسمت تحلیل‌ها برای سازه‌های با نسبت‌های ابعادی یک‌به‌یک، یک‌به‌دو و یک‌به‌چهار انجام شده است. همچنین برای هر نسبت ابعادی، چهار زاویه‌ی مواجهه‌ی میدان موج و حفره برابر با صفر، ۱۵-، ۳۰- و ۴۵- درجه مورد بررسی قرار گرفته است. شکل اعوجاج یافته بر روی شکل اعوجاج نیافته‌ی سازه در شکل (۷) نشان داده شده است. شکل‌های (۷-الف)، (۷-ب) و (۷-پ) هر کدام یک نسبت ابعادی را پوشش می‌دهند. همان‌طور که مشاهده می‌شود اعوجاج سازه‌ی قرار گرفته در حفره با اعوجاج میدان آزاد متفاوت است. بدین صورت که در هیچ‌یک از زوایای مواجهه‌ی میدان موج با سازه، شکل اعوجاجی سازه حالت برش محض را به خود نمی‌گیرد. این موضوع با فاصله گرفتن زاویه‌ی مواجهه از مقدار صفر، بیشتر مشهود است. به گونه‌ای که در زاویه‌ی ۴۵- هیچ‌گونه اعوجاج کلی برشی در سیستم دیده نمی‌شود. به عبارتی از اتصال گره‌های حفره کماکان یک مستطیل با زوایای قائمه حاصل می‌شود. این روند در هر سه بخش (۷-الف)، (۷-ب) و (۷-پ) دیده می‌شود.



شکل (۸): کانتور نیازهای لرزه‌ای ایجاد شده در طول ضلع سازه برای زوایای مختلف مواجهه‌ی میدان موج با حفره در نسبت‌های ابعادی (الف) یک‌به‌یک (ب) یک‌به‌دو (پ) یک‌به‌چهار به ترتیب برای (۱) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی محوری، (۲) کانتور کرنش برشی مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی برشی، (۳) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از لنگر خمشی، (۴) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از اثرات ترکیبی نیروی محوری و لنگر خمشی



ادامه شکل (۸)

اعداد صفر تا یک مدرج شده است که هر عدد نشان‌دهنده‌ی فاصله از ابتدای ضلع تقسیم بر طول کل ضلع کوچک است. با تغییر این عدد از صفر تا یک همه‌ی مقاطع مختلف طول کوچک از ابتدای ضلع تا انتهای آن پوشش داده شده است. لازم به ذکر است عموماً معیار و ملاک طراحی، کرنش‌های برشی و کرنش‌های ترکیبی محوری-خمشی می‌باشد. از این پس هر جا لفظ کرنش مورد استفاده قرار گیرد منظور کرنش نرمال شده به بیشینه‌ی کرنش میدان آزاد است.

نسبت ابعادی یک‌به‌یک: در این حالت، مطابق شکل (۸-الف-۱) بیشینه‌ی کرنش محوری ناشی از نیروی محوری حدود ۰/۰۲۲ بوده و مربوط به زاویه ۴۵- درجه در وسط دهانه است. همچنین بیشینه‌ی کرنش تجربه‌شده در کناره‌ی دهانه حدود ۰/۰۱۵ بوده و در زاویه‌ی مواجهه‌ی مشابه رخ می‌دهد. از طرفی مطابق شکل (۸-الف-۳) کرنش بیشینه‌ی محوری ناشی از

ناشی از نیروی محوری $(\frac{P}{EA})$ ، کرنش‌های برشی $(\frac{V}{GA})$ ، کرنش‌های محوری ناشی از لنگر خمشی $(\frac{Mc}{EI})$ و کرنش‌های ترکیبی محوری-خمشی $\epsilon = \frac{P}{EA} + \frac{Mc}{EI}$ بوده و مربوط به ضلع کوچک سازه می‌باشند. لازم به ذکر است در نسبت ابعادی یک‌به‌یک سازه، ضلع کوچک و بزرگ تفاوتی ندارد لیکن در نسبت‌های دیگر ابعادی سازه نتایج برای ضلع کوچک‌تر استخراج گردیده است.

در روابط فوق P, V, M به ترتیب معرف نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی است. E, I, A و c نیز به ترتیب سطح مقطع، مدول الاستیسیته، ممان اینرسی و فاصله از تار خنثی می‌باشد. برای هر نسبت ابعادی، کرنش‌های لرزه‌ای برای زاویه‌های مواجهه‌ی میدان موج و حفره حد فاصل صفر و ۴۵- درجه محاسبه شده و این تغییرات زاویه‌ی مواجهه در محور افقی نمایش داده شده است. در تمامی نمودارها محور قائم، حد فاصل

برای نسبت ابعادی یک‌به‌دو و اعداد ۰/۲۷ و ۰/۱۶ برای نسبت ابعادی یک‌به‌چهار مشاهده می‌گردد. در حوزه‌ی کرنش برشی نیز، مطابق شکل‌های (۸-ب-۲) و (۸-ج-۲)، برای نسبت ابعادی یک‌به‌دو و یک‌به‌چهار کرنش حاکم در کناره‌ها به ترتیب ۰/۰۳ و ۰/۰۴ و در میانه‌ی دهانه به ترتیب ۰/۰۸ و ۰/۰۲ است. مقادیر حد واسط از کناره‌ها به میانه‌ی دهانه تغییرات تدریجی دارد. همان‌طور که مشاهده می‌شود کرنش میانه‌ی دهانه در نسبت ابعادی یک‌به‌چهار افزایش قابل ملاحظه‌ای نسبت به حالت نسبت ابعادی یک‌به‌یک داشته است. در مجموع می‌توان گفت برای کرنش محوری کل، لنگر خمشی حاکم بوده و در این حالت بیشینه کرنش کناره‌ها از زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر نشأت می‌گیرد. درحالی‌که بیشینه لنگر خمشی میانه‌ی دهانه مربوط به زاویه‌ی مواجهه ۴۵- درجه است. همچنین برای کرنش برشی، زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر در دو بخش میانه‌ی دهانه و کناره‌ها حاکم است.

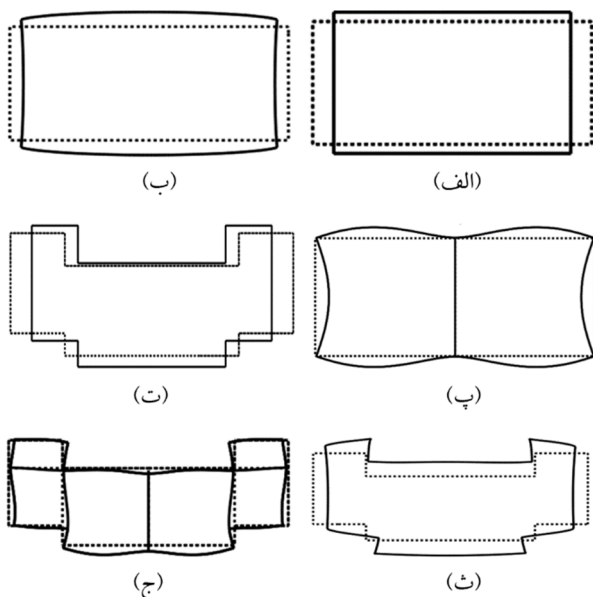
۲-۴- سازه‌های شبه مستطیلی

در این بخش برای دو مقطع نمونه از سازه‌های غیر مستطیلی، مربوط به ایستگاه دایکای از متروی شهر کوبه در کشور ژاپن، تغییرات کرنش‌های محوری و برشی مورد بررسی قرار گرفته است. نمایی از دو مقطع مورد بحث در شکل‌های (۹-الف) و (۹-ب) نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقطع الف مشابه مقاطع مستطیلی کامل بوده، با این تفاوت که یک ستون در میانه دهانه قرار گرفته است. این مقطع از میان نسبت‌های ابعادی که پیش‌تر ذکر شد، به نسبت ابعادی ۱ به ۲ نزدیک‌تر است. در برابر، مقطع ب دارای زائده‌های مستطیلی در وجه پایین و طرفین وجه بالا است که شکل آن را به‌طور چشمگیری از حالت مستطیل کامل خارج نموده است. این مقطع نیز از میان نسبت‌های ابعادی بخش قبل به‌طور متوسط به نسبت ابعادی ۱ به ۴ نزدیکی بیشتری دارد. لازم به ذکر است جهت ایجاد امکان مقایسه با نتایج بخش قبل، سعی شده با حفظ ابعاد مقطع حفره، ضخامت تیرها به گونه‌ای تعیین شود که ضریب انعطاف‌پذیری برای هر دو مقطع تقریباً برابر عدد ۱۰ گردد.

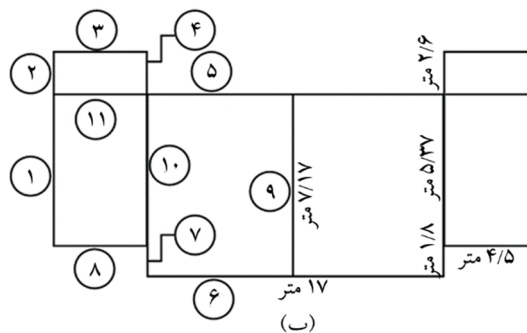
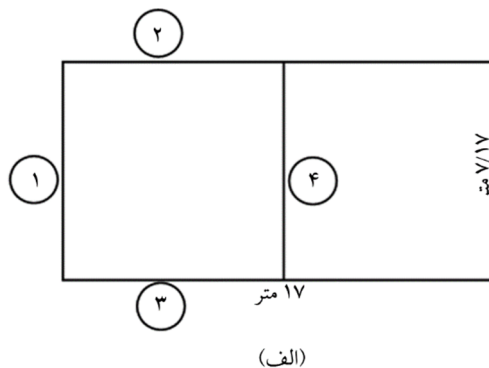
لنگر خمشی حدود ۰/۲۲ بوده و در زاویه‌ی صفر مواجهه و در کناره‌ی دهانه رخ می‌دهد. همچنین بیشینه‌ی کرنش میانه‌ی دهانه در زاویه ۴۵- درجه ایجاد شده و حدود ۰/۰۶ می‌باشد. با توجه به نتایج فوق مشاهده می‌شود چه در میانه‌ی دهانه و چه در کناره‌ها، کرنش محوری ناشی از لنگر خمشی حاکم بوده و انتظار می‌رود در ترکیب این دو، سهم عمده به کرنش‌های ناشی از لنگر خمشی اختصاص یابد. این موضوع در شکل (۸-الف-۴) قابل دنبال کردن است. همان‌طور که مشاهده می‌شود بیشینه کرنش محوری کل در کناره‌ها و به میزان ۰/۲۳ بوده که در زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر رخ می‌دهد. همچنین بیشینه کرنش محوری کل در میانه‌ی دهانه حدود ۰/۰۹ بوده و در زاویه‌ی مواجهه‌ی ۴۵- درجه رخ می‌دهد. در بحث کرنش برشی مطابق شکل (۸-الف-۲) مشاهده می‌شود که بیشینه کرنش برشی مقداری حدود ۰/۰۳ داشته و در زاویه‌ی مواجهه‌ی ۱۵- و ۳۰- و در کناره‌ها رخ می‌دهد. در میانه‌ی دهانه بیشینه کرنش برشی حدود ۰/۰۱ بوده و برای تمامی زوایا تقریباً مشابه است. حد فاصل میانه و کنار کرنش‌ها میان دو عدد فوق در تغییر می‌باشد.

نسبت‌های ابعادی یک‌به‌دو و یک‌به‌چهار: به‌طور کلی روند تغییرات کانتورها در دو نسبت ابعادی یک‌به‌دو و یک‌به‌چهار مشابهت چشمگیری با نتایج مربوط به نسبت ابعادی یک‌به‌یک دارد. لیکن برخی تفاوت‌های عددی نیز مشاهده می‌شود که خلاصه‌ی آن به شرح زیر است. در بخش کرنش محوری ناشی از نیروی محوری، مطابق شکل‌های (۸-ب-۱) و (۸-ج-۱)، مقادیر بیشینه مربوط به نسبت‌های ابعادی یک‌به‌دو و یک‌به‌چهار ۰/۰۱۹ و ۰/۰۱۷ بوده که کاهش تدریجی را نسبت به حالت نسبت ابعادی یک‌به‌یک نشان می‌دهد. بیشینه کرنش محوری ناشی از لنگر خمشی نیز، مطابق شکل‌های (۸-ب-۳) و (۸-ج-۳)، به ترتیب مقادیر ۰/۲۳ و ۰/۲۶ را برای نسبت‌های ابعادی یک‌به‌دو و یک‌به‌چهار نشان می‌دهد که حاکی از افزایش تدریجی است. در بخش کرنش کل محوری، مطابق شکل‌های (۸-ب-۴) و (۸-ج-۴)، در کنار و میانه‌ی دهانه به ترتیب اعداد ۰/۲۴ و ۰/۱۲

دیده می‌شود پیش از خاک‌برداری همه‌ی اضلاع مستوی بوده و اعوجاج انحنایی در آنها دیده نمی‌شود. این امر در شکل‌های (۱۰-ب) و (۱۰-ث) منجر به عدم وجود اعوجاج‌های برشی کلی مقطع شده است. در شکل‌های (۱۰-ب) و (۱۰-ث) تغییر شکل‌های اعوجاجی حفره‌های مربوط به مقاطع (۹-الف) و (۹-ب) نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود علاوه بر تغییر شکل‌های کششی-فشاری کلی مقطع، اعوجاج‌های موضعی قابل ملاحظه‌ای متوجه اضلاع شده است. این امر در مورد مقطع (۹-الف) به صورت فرورفتگی اضلاع جانبی و بیرون‌زدگی اضلاع بالا و پایین مشاهده می‌شود. در مورد مقطع (۹-ب)، اعوجاج‌های موضعی به صورت حادث‌تری رخ‌نمایی می‌کنند. به گونه‌ای که علاوه بر فرورفتگی و بیرون‌زدگی‌های عمومی اضلاع، کنج‌های مقطع دچار اعوجاج‌های شدید شده‌اند. با قرار گرفتن سازه درون حفره، مطابق شکل‌های (۱۰-پ) و (۱۰-ج)، اتصال نقاط غیر مجاور سازه به هم از طریق المان‌های غیر مرزی با خاک منجر شده است تغییر شکل سازه نسبت به تغییر شکل حفره نیز متفاوت باشد. این تفاوت تغییر شکل می‌تواند نیروهای ایجاد شده در سازه را به کلی دگرگون سازد.



شکل (۱۰): تغییر شکل اعوجاجی میدان آزاد، دیواره‌ی حفره و سازه تحت زاویه‌ی مواجهه‌ی میدان موج ۴۵-درجه: به ترتیب برای الف، ب و پ از مقطع اول (شکل ۸-الف) و ت، ث و ج از مقطع دوم (شکل ۸-ب)



شکل (۹): مقاطع نمونه از ایستگاه دایکای مترو شهر کوبه (الف) نمای مقطع اول (ب) نمای مقطع دوم

در بخش‌های بعد مطابق اعداد شماره‌گذاری شده روی هر یک از شکل‌ها، نتایج کرنش‌های محوری-برشی ارائه خواهد شد. در این مسیر ابتدا، به صورت نمونه، در شکل (۱۰) مقایسه‌ای میان تغییر شکل‌های مرز سازه و خاک برای زاویه‌ی مواجهه‌ی ۴۵- و در سه حالت ارائه شده است. در شکل‌های (۱۰-الف) و (۱۰-ت) تغییر شکل‌های مرز فرضی سازه و خاک پیش از خاک‌برداری تحت اثر میدان موج برشی ترسیم شده است. چنانچه پس از خاک‌برداری، حرکت میدان آزاد مرز فرضی سازه و خاک را درک کند، میدان تنش اطراف مرز تماس تغییر کرده و تغییر شکل‌های جدیدی حاصل می‌شود. این تغییرات در شکل‌های (۱۰-ب) و (۱۰-ث) نمایش داده شده است. در شکل‌های (۱۰-پ) و (۱۰-ج) تغییر شکل مرز تماسی سازه و خاک در حضور سازه تصویر شده است. همان‌طور که در شکل‌های (۱۰-الف) و (۱۰-ت) دیده می‌شود تغییر شکل محل فرضی حفره پیش از احداث مشمول تغییر شکل‌های کششی-فشار می‌شود. این نحوه‌ی تغییر شکل به واسطه‌ی قرار گرفتن در راستای قطر میدان خاک مربعی شکل می‌باشد. همان‌طور که

تقریباً مشابه حالت مستطیل کامل بوده و در کناره‌ی دهانه و در زاویه‌ی صفر رخ می‌دهد. همچنین بیشینه کرنش مربوط به میانه‌ی دهانه نیز مانند حالت مستطیل کامل در زاویه‌ی ۴۵- درجه رخ داده، با این تفاوت که مقدار آن اندکی کمتر است.

المان ۴ از مقطع الف: تفاوت اصلی المان ۴ با المان ۲، علاوه بر موقعیت قرارگیری در سازه، در تماس نبودن آن با دیواره‌ی حفره است. این امر موجب می‌شود نیروی محوری و نیروی برشی در طول المان ثابت بوده و لنگر خمشی تغییرات خطی داشته باشد. با توجه به نکته فوق، در شکل (۱۱-ب-۱) مشاهده می‌شود بیشینه کرنش محوری نرمال شده حدود ۰/۰۲ بوده و در زاویه‌ی ۴۵- درجه و در کل طول المان رخ می‌دهد. همچنین مطابق شکل (۱۱-ب-۲) بیشینه کرنش برشی نرمال شده نیز حدود ۰/۰۲ و در کل طول المان ثابت بوده و نیز برای زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر درجه ایجاد می‌گردد. مطابق شکل (۱۱-ب-۳) بیشینه کرنش خمشی نرمال شده برابر ۰/۲۶ بوده و در کناره‌ها برای زاویه مواجهه صفر درجه رخ می‌دهد. مقدار اخیر اندکی بیشتر از حالت مستطیل کامل است. مطابق شکل (۱۱-ب-۴) نیز کرنش ترکیبی تغییراتی شبیه شکل (۱۱-ب-۳) داشته که این امر نشان از حاکم بودن کرنش‌های خمشی در مقایسه با کرنش‌های محوری دارد.

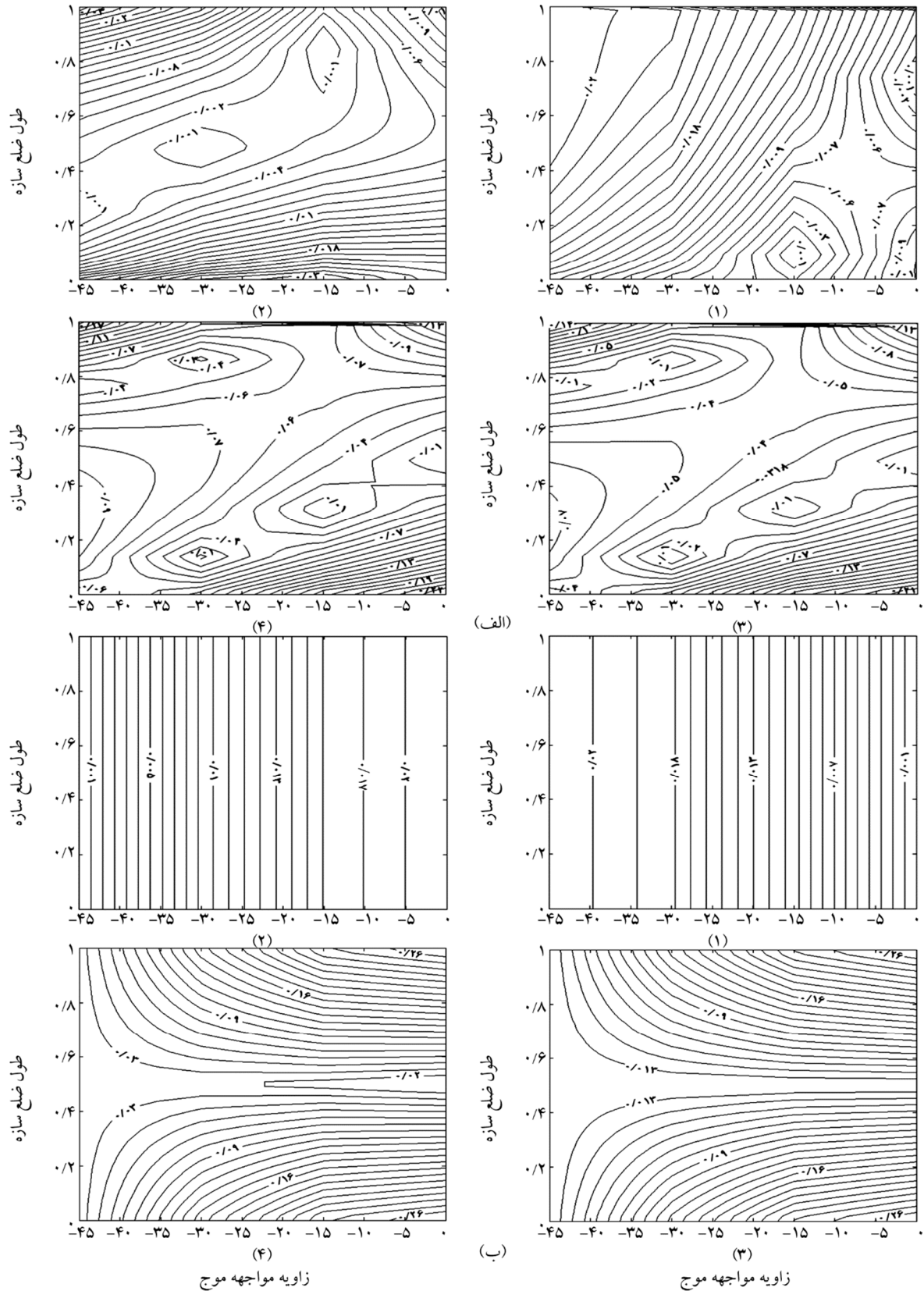
در ادامه از میان المان‌های شکل (۹-ب)، المان ۷ به‌عنوان نمونه‌ای از المان‌های در تماس با خاک، و المان ۱۱ به‌عنوان نمونه‌ای از المان‌های بدون تماس با خاک مورد بررسی قرار گرفته است.

المان ۷ از مقطع ب: تغییر شکل المان ۷ در زاویه‌ی مواجهه‌ی ۴۵- درجه در شکل (۱۰-ج) قابل مشاهده است. در شکل (۱۲-الف-۱) کرنش محوری نرمال شده‌ی این المان نمایش داده شده است. مطابق شکل، بیشینه کرنش مربوط به زاویه‌ی ۴۵- و حدود ۰/۰۱ کرنش میدان آزاد است. همچنین طبق شکل (۱۲-الف-۲)، بیشینه کرنش برشی در زوایای ۱۵- و ۳۰- درجه رخ داده و مقدار آن تقریباً در تمامی دهانه برابر با ۰/۰۵ برابر کرنش میدان آزاد است. در مورد کرنش بیشینه خمشی این المان با توجه به شکل (۱۲-الف-۳) می‌توان گفت

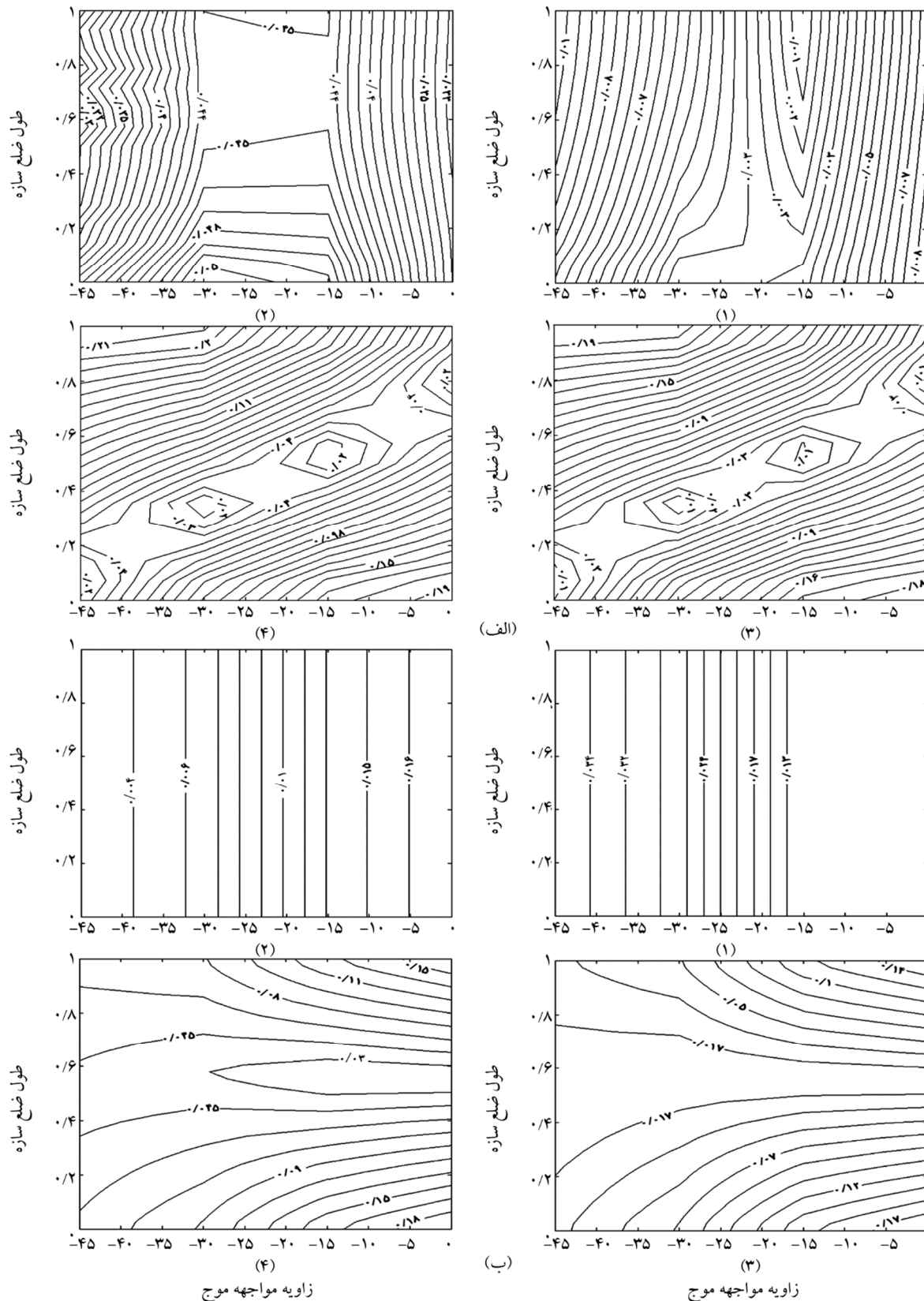
به‌طور کلی با توجه به نمونه‌ی مورد بررسی در شکل‌های (۹) و (۱۰) می‌توان مشاهده نمود که تغییر شکل‌های دیوار حفره با تغییر شکل‌های میدان آزاد می‌تواند به کلی متفاوت باشد. همچنین تغییر شکل‌های سازه با تغییر شکل‌های دیواره‌ی حفره تفاوت‌های زیادی دارد. از این رو فرض متداول اعمال جابه‌جایی‌های میدان آزاد به سازه در طراحی با چالش‌های زیادی روبروست. لازم به ذکر است در شکل (۱۰)، برای مقایسه‌ی بهتر اعوجاج‌ها از ضرایب بزرگنمایی متفاوتی برای حالت پیش از خاک‌برداری، حالت پس از خاک‌برداری و حالت حضور سازه استفاده شده است.

در ادامه مقاطع شکل‌های (۹-الف) و (۹-ب) برای زوایای مختلف مواجهه با میدان موج برشی مورد بررسی قرار گرفته است. ابتدا برای هر مقطع نتایج دو المان نمونه در قالب نمودارهای چهارگانه‌ی کرنش محوری، برشی، خمشی و محوری - خمشی مورد بحث قرار گرفته و نتایج آن با حالت مستطیل کامل مقایسه شده است. سپس نتایج برای تمامی اضلاع در جدولی به‌صورت بیشینه کرنش‌های نسبی که به بیشینه کرنش مربوط به زاویه‌ی صفر نرمال شده‌اند در کنار زوایای مربوطه ارائه شده است.

المان ۲ از مقطع الف: نتایج المان ۲ در شکل (۱۱-الف) ارائه شده است. نحوه‌ی نمایش کرنش‌های نسبی مشابه با نحوه‌ی نمایش در شکل (۸) می‌باشد. مطابق شکل (۱۱-الف-۱) بیشینه کرنش نسبی در زاویه‌ی ۴۵- رخ می‌دهد. این کرنش برای وسط دهانه و کناره‌ی دهانه برابر ۰/۰۲ است. در مقایسه با شکل (۸-ب-۱) که مقدار ۰/۰۱۳ در کناره‌ی دهانه تجربه شده، مشاهده می‌شود مقادیر کرنش برای کناره‌ی دهانه رشد چشمگیری داشته است. مطابق شکل (۱۱-الف-۲) برخلاف شکل (۸-ب-۲) بیشینه کرنش برشی در زاویه‌ی ۴۵- درجه رخ داده، لیکن مقداری مشابه با حالت مستطیل کامل دارد و برابر ۰/۰۳ است. در مورد کرنش خمشی می‌توان گفت مطابق شکل (۱۱-الف-۳)، کرنش‌های خمشی بیشینه با اندازه‌ی ۰/۲۱ در کناره‌ی دهانه و در زاویه‌ی صفر رخ داده که موقعیتی مشابه مستطیل کامل در شکل (۸-ب-۳) دارد و البته مقادیر آن کمتر است. در مورد کرنش‌های ترکیبی محوری - خمشی هم می‌توان گفت موقعیت رخداد بیشینه



شکل (۱۱): کانتور نیازهای لرزه‌ای ایجاد شده در طول ضلع سازه برای زوایای مختلف مواجهه‌ی میدان موج با حفره برای الف) المان ۲، ب) المان ۴، از مقطع اول به ترتیب ۱) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی محوری ۲) کانتور کرنش برشی مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی محوری ۳) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی لنگر خمشی ۴) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از ترکیب نیروهای محوری و خمشی



شکل (۱۲): نیازهای لرزه‌ای ایجاد شده در طول ضلع سازه برای زوایای مختلف مواجهه‌ی میدان موج با حفره برای الف) المان ۷، ب) المان ۱۱، از مقطع دوم به ترتیب ۱) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی محوری ۲) کانتور کرنش برشی مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی محوری ۳) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از نیروی لنگر خمشی ۴) کانتور کرنش محوری مقیاس شده به کرنش برشی میدان آزاد ناشی از ترکیب نیروهای محوری و خمشی

در نهایت جهت بررسی اجمالی تمامی المان‌های شکل‌های (۹-الف) و (۹-ب)، بیشینه کرنش‌های برشی و خمشی - محوری نرمال شده به کرنش بیشینه زاویه‌ی صفر در جدول (۱) ارائه شده است. در هر خانه از جدول دو عدد نمایش داده شده است. عدد اول از سمت چپ معرف زاویه‌ی مسبب بیشینه نیاز لرزه‌ای بر حسب درجه و عدد دوم نشان‌دهنده‌ی بیشینه نیاز لرزه‌ای مقیاس شده به کرنش بیشینه زاویه صفر است. با تمرکز بر اعداد اول در هر خانه از جدول مشاهده می‌شود، برای هر دو مقطع مورد بررسی، در بیش از ۵۰ درصد المان‌ها زاویه‌ی مواجهه‌ای غیر از صفر منجر به ایجاد کرنش بیشینه می‌گردد. به گونه‌ای که مطابق اعداد دوم در هر خانه از جدول، در برخی از حالات مانند المان ۳ از مقطع دوم، زاویه‌ی مسبب بیشینه کرنش نتایجی با بیش از ۱۰۰ درصد افزایش نسبت به حالت زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر نشان می‌دهد. این امر نشان می‌دهد رویکرد متداول طرح لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی که زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر را مبنای نظر قرار می‌دهد نیاز به بازنگری دارد.

زاویه‌ی ۴۵- درجه و کناره‌ی دهانه با کرنش نرمال شده‌ای در حدود ۰/۱۹ بیشترین مقدار را داراست. به‌طور مشابه برای کرنش ترکیبی خمشی - محوری می‌توان گفت بیشینه مقادیر مربوط به زاویه ۴۵- بوده و در کناره دهانه با اندازه‌ای در حدود ۰/۲۱ برابر کرنش میدان آزاد رخ می‌دهد.

المان ۱۱ از مقطع ب: مشابه با المان ۴ از شکل (۹-الف)، در این المان نیز به دلیل عدم تماس با خاک، نیروی محوری و برشی در طول تیر تغییری نمی‌کند. مطابق شکل (۱۲-ب-۱)، بیشینه کرنش محوری نرمال شده در حدود ۰/۰۳۵ بوده و در زاویه‌ی ۴۵- درجه رخ می‌دهد. بیشینه کرنش برشی نیز در حدود ۰/۰۱۶ بوده و در زاویه‌ی صفر رخ می‌دهد. در این میان کرنش خمشی نرمال شده در حدود ۰/۰۴ بوده و در کناره‌ها، در زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر رخ می‌دهد. کرنش ترکیبی محوری - خمشی نیز مطابق شکل (۱۲-ب-۴) بیشتر متأثر از کرنش خمشی بوده و تغییراتی نزدیک به شکل (۱۲-ب-۳) دارد.

جدول (۱): زوایای مسبب ماکزیمم نیاز لرزه‌ای و مقدار ماکزیمم نیاز لرزه‌ای نرمال شده به زاویه‌ی صفر

المان	زاویه	زاویه‌ی مسبب ماکزیمم کرنش برشی در طول المان (درجه) و مقدار ماکزیمم کرنش برشی نرمال شده به مقدار متناظر در زاویه‌ی صفر	زاویه‌ی مسبب ماکزیمم کرنش محوری کل در طول المان (درجه) و مقدار ماکزیمم کرنش محوری کل نرمال شده به مقدار متناظر در زاویه‌ی صفر
مقطع اول			
۱	۴۵، ۱/۳۳	۰، ۱	
۲	۴۵، ۱/۵	۰، ۱	
۳	۳۰، ۱/۵	۳۰، ۱/۸	
۴	۰، ۱	۰، ۱	
مقطع دوم			
۱	۴۵، ۱/۶۷	۰، ۱	
۲	۴۵، ۲	۴۵، ۱/۰۴	
۳	۳۰، ۲/۵	۳۰، ۱/۵	
۴	۱۵، ۱/۲۵	۳۰، ۱/۵	
۵	۴۵، ۱/۲۵	۱۵، ۱/۰۵	
۶	۳۰، ۲/۳	۱۵، ۱/۵	
۷	۳۰، ۱/۵	۴۵، ۱/۱۶	
۸	۰، ۱	۰، ۱	
۹	۰، ۱	۰، ۱	
۱۰	۰، ۱	۰، ۱	
۱۱	۰، ۱	۰، ۱	

چارچوب جامع تری از تأثیر تغییر زاویه مواجهه میدان موج برشی و سازه بر نیازهای لرزه‌ای در مقاطع مستطیلی به تحقیقات بیشتری نیاز است.

مراجع

1. Kuesel, T.R. (1969) Earthquake design criteria for subways. *Journal of the Structural Division, ASCE, ST6*, 1213-1231.
2. Hendron, A.J. and Fernandez, G. (1983) 'Dynamic and static design considerations for underground chambers'. In: *Seismic Design of Embankments and Caverns*, Howard, T.R. (Ed.), 157-197, New York.
3. Merritt, J.L., Monsees, J.E., and Hendron, A.J., Jr. (1985) Seismic design of underground structures. *Rapid Excavation Tunneling Conference*, 1, 104-131.
4. St. John, C.M. and Zahrah, T.F. (1987) Aseismic design of underground structures. *Tunneling Underground Space Technology*, 2(2), 165-197.
5. Wang, J.N. (1993) *Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-Art Design Approach*. Parsons Brinckerhoff, Monograph No. 7, New York.
6. Nishiyama, S., Kawama, I., Muroya, K., Haya, H., and Nishimura, A. (2000) Experimental study of seismic behavior of box type tunnel constructed by open cutting method. *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland.
7. Penzien, J. and Wu, C.L. (1998) Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(3), 283-300.
8. Penzien, J. (2000) Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(5), 683-691.
9. Hashash, Y.M., Hook, J.J., Schmidt, B., John, I., and Yao, C. (2001) Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(4), 247-293.
10. Wood, J.H. (2004) Earthquake design procedures for rectangular underground structures. *Earthquake Commission Research Foundation, EQC No 01/470*.
11. Wood, J.H. (2007) Earthquake design of

لازم به ذکر است نتایج ارائه شده در این پژوهش صرفاً جهت توجه دادن به اهمیت زاویه‌ی مواجهه‌ی میدان موج با سازه‌های زیرزمینی در تعیین نیازهای لرزه‌ای بوده است. لیکن جهت دستیابی به روابطی به‌منظور وارد کردن این اثر در محاسبات طرح لرزه‌ای تحقیقات گسترده‌تری مورد نیاز است.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر تغییر زاویه‌ی انتشار میدان موج برشی بر نیازهای لرزه‌ای ایجاد شده در سازه‌های مستطیلی شکل دو بعدی بررسی گردیده است. برای این منظور ناحیه‌ای از خاک اطراف حفره در قالب یک مدل دو بعدی به‌صورت ایزوتروپیک و همگن تحت بار لرزه‌ای ناشی از انتشار میدان موج برشی قرار گرفته است. شرایط تکیه‌گاهی و بار خارجی به‌گونه‌ای اثر داده شده است که شرایط برش محض حاصل شود. یک سازه با ضریب انعطاف‌پذیری (F) برابر با ۱۰، که اندیسی از نسبت سختی خاک به سازه است، درون حفره قرار گرفته که نشان از سختی غالب خاک نسبت به سازه دارد. تحلیل‌ها به روش اجزاء محدود و برای نسبت‌های ابعادی مختلف حفرات و زوایای مختلف مواجهه‌ی میدان موج و حفره انجام پذیرفته و نیازهای لرزه‌ای در سازه محاسبه گردیده است. نتایج حاکی از آن است که رویکرد موجود در ادبیات فنی مبنی بر در نظر گرفتن زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر سازه با میدان موج برشی در برخی موارد محافظه‌کارانه و در بسیاری موارد نیز غیر محافظه‌کارانه خواهد بود. این در حالی است که اثرگذاری کرنش‌های خمشی در کرنش محوری کل، چشمگیر به نظر می‌رسد. همچنین تحلیل‌ها بر روی دو نمونه از مقاطع سازه‌های زیرزمینی شبه مستطیلی مربوط به ایستگاه مترو در شهر کوبه تکرار شده است. نتایج نشان می‌دهد که رفتار سازه‌های شبه مستطیلی در مقایسه با سازه‌های مستطیلی متفاوت است. به‌گونه‌ای که اثر تغییر زاویه‌ی مواجهه بر کرنش‌های لرزه‌ای چشمگیرتر بوده و در بیش از ۵۰ درصد المان‌ها، زاویه‌هایی غیر از زاویه‌ی مواجهه‌ی صفر تعیین‌کننده‌ی کرنش طرح می‌باشد. لازم به ذکر است جهت دستیابی به

اصطلاحات فنی

Seismic Demands

۱- نیازهای لرزهای

Flexibility Ratio

۲- ضریب انعطاف‌پذیری

Racking Coefficient

۳- ضریب اعوجاج

Simple Shear Stress Condition

۴- شرایط اعمال برش ساده

rectangular underground structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **40**(1), 1-6.

12. Hashash, Y.M., Park, D., John, I., and Yao, C. (2005) Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **20**(5), 435-441.

13. Huo, H., Bobet, A., Fernandez, G., and Ramirez, J. (2006) Analytical solution for deep rectangular structures subjected to far-field shear stresses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **21**(6), 613-625.

14. Ozcebe, Ali Guney (2009) *A Comparative Assessment of Available Methods for Seismic Performance Evaluation of Buried Structures*. Master Thesis, Middle East Technical University.

15. Debiassi, E., Gajo, A., and Zonta, D. (2013) On the seismic response of shallow-buried rectangular structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **38**, 99-113.

16. Panji, M., Kamalian, M., Asgari Marnani, J., and Jafari, M.K. (2013) Transient analysis of wave propagations problems by half-plane BEM. *Geophysical Journal International*, **194**, 1849-1865.

17. Panji, M., Kamalian, M., Asgari Marnani, J., and Jafari, M.K. (2014) Analyzing seismic convex topographies by a half-plane time-domain BEM. *Geophysical Journal International*, **197**(1), 591-607.

18. Fuentes, R. (2015) Internal forces of underground structures from observed displacements. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **49**, 50-66.

19. Jahankhah, H., Pariz, A.H., and Bastami, M. (2016) An investigation on seismically induced local distortions to underground rectangular 2d cavities: the case of shear wave field of motion with different incident angles. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, **3**(1), 41-53 (in Persian).

A Study on the Effect of Seismic Wave Incident Angle on Lining Strains Imposed to Underground Rectangular 2D Structures

Amir Hossein Pariz¹, Hossein Jahankhah^{2*}, and Morteza Bastami³

1. M.Sc. Student, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Iran
2. Assistant Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Iran,
* Corresponding Author, email: h.jahankhah@iiees.ac.ir
3. Associate Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Iran

Soil-Structure Interaction (SSI) problems are usually broken down into four fundamental parts. The first step is the estimation of free field motion (FFM). FFM is representative of the field motion in the absence of any activity relating to the building construction procedure. The second step is the calculation of excavated field motion (EFM), which translates the effect of including void on alternation in FFM. This later motion usually is defined in the perimeter of the cavity. The third step accounts for kinematic aspects of SSI. In this part, foundation deformations due to EFM are estimated. In the fourth and final step, the previously calculated deformations are used to impose the acceleration history on structural mass. In current practice, it is known that the third step has the highest influence on underground structures and hence it dictates the design criteria for such systems.

To implement the above-mentioned analysis plan, FFM is usually considered as shear waves with upward propagation direction. Such assumption has formed the popular simplified seismic design method for underground structures. Though, this common assumption may not be valid for topographic urban areas where wave fields reach the surface through different incident angles. Such inclination would lead to various states of confrontation between embedded structures and wave fields. The state variety, in turn, causes underground constructions to experience different stress fields and hence dissimilar lining deformations. Therefore, there is a serious need to uncover the role of face-off orientation of wave field and the structure on lining strain demands.

Here, the effect of face-off angle between shear wave field and rectangular underground structures, on lining strains is investigated. For this purpose, a 2D isotropic soil model including homogeneity is included under statically simulated seismic shear deformations. The analysis was performed through finite element method regarding different aspect ratios for underground structure and subsequently lining strains were reported. To drive strain demands, in the analyzed model, first, the axial, shear and moment demands are estimated. Then the results are normalized to proper parameters that lead to relative strains. Beside these three types of strain, with a combination of strains resulted from axial and moment forces, the total axial strain is also extracted. This parameter is commonly used in any structural member design. The analysis was repeated for three aspect ratios of 1, 2 and 4. Besides, four face-off angles of 0, -15, -30 and -45 degrees were considered while the flexibility ratio was set to 10. The outcomes were reported in contour format. There in each graph, the variation of strains was illustrated by changing incident angle in one axis against different sections along the target element in the other axis. The first part of this research examines the performance of perfect rectangular structures against different incident angles. The second part deals with samples of semi-rectangular sections. The selected cases, which belong to different metro stations in Kobe metropolitan, possess rectangular sub-parts.

With an overview of results for perfect rectangles, it can be figured out that the total axial strain is notably governed by moment induced strain rather than pure axial strain. In that case, the maximum strain at corners belongs to zero incident angle while in the middle part of the element, the confrontation angle of -45 degree takes the highest strain values. For shear strains, zero face-off angle caps all results for both corner and middle parts. For the case of semi-rectangular sections, the effect of variation in incident angle on demands becomes highlighted. From the results, it can be seen that for more than 50 percent of elements, face-off angles other than zero dominate the results. It is worth mentioning that to reach a comprehensive influence map on the critical face-off angle, further investigation is required.

Keywords: Seismic Analysis; Underground Structures; Rectangular Cavities; Lining Strains; Shear Deformations