

چکیده

سرعت موج برشی در خاک‌ها یکی از پارامترهای مهم در مطالعات دینامیکی خاک‌ها محسوب می‌شود. این پارامتر در نمونه‌های المانی خاک از طریق آزمایش‌های المانی یا در محل از طریق آزمایش‌های ژئوفیزیک قابل ارزیابی است. از جمله روش‌های پرکاربرد در آزمایشگاه جهت تخمین سرعت موج برشی در خاک‌ها استفاده از المان‌های خمشی و آزمایش ستون تشدید است. در این مقاله با مقایسه نتایج به دست آمده از المان‌های خمشی و ستون تشدید، مقادیر فرکانس مناسب در آزمایش المان خمشی در خاک‌های دانه‌ای به دست آمده است. از طرف دیگر تأثیر نسبت منافذ، تنش همه‌جانبه و درصد شن بر روی سرعت موج برشی مورد بحث قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که با کاهش نسبت منافذ یا افزایش تنش همه‌جانبه، سرعت موج برشی به صورت غیرخطی افزایش می‌یابد. از طرف دیگر با افزایش مقدار شن تا ۵۰ درصد به ماسه میزبان، سرعت موج برشی افزایش یافته و بعد از آن با افزایش شن، سرعت موج برشی کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: سرعت موج برشی، خاک دانه‌ای، المان خمشی، ستون تشدید، تنش همه‌جانبه، نسبت منافذ.

ارزیابی سرعت موج برشی در خاک‌های دانه‌ای با استفاده از المان‌های خمشی و ستون تشدید

میثم بیات (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد،
 bayat.m@pci.iaun.ac.ir

عباس قلندرزاده

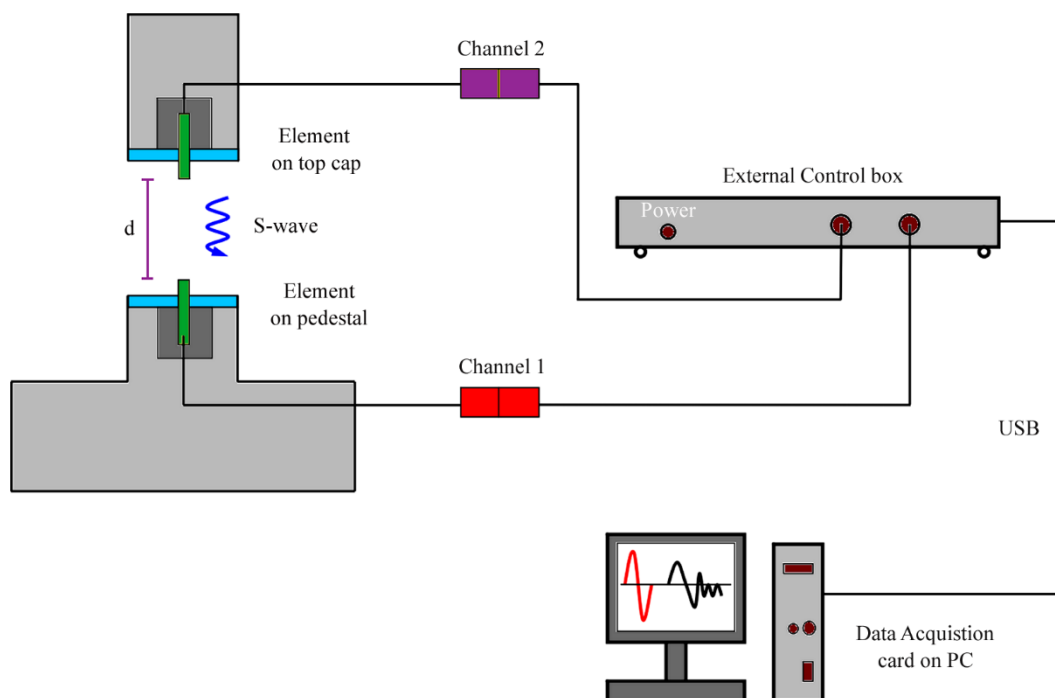
دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، تهران

۱- مقدمه

روش، استفاده از المان‌های خمشی توسط دایویک و مدشوس [۶] جایگزین آن شد. المان‌های خمشی به وسیله چسباندن دو مصالح پیزوالکتریکی به یکدیگر ساخته شده، به گونه‌ای که اعمال یک ولتاژ بر وجه آنها موجب انبساط یکی و انقباض دیگری می‌شود.

استفاده از این المان‌ها برای اندازه‌گیری سرعت موج برشی، به سبب سادگی کاربرد، قابل اعتماد بودن و همچنین غیر مخرب بودن بسیار مرسوم است [۷-۸]. المان‌های خمشی هم به عنوان منتقل کننده و هم به عنوان گیرنده امواج برشی قابل استفاده هستند. کرنش ایجاد شده در اثر حرکت مکانیکی این المان‌ها بسیار کوچک بوده (کمتر از ۴-۱۰ درصد) که در محدوده رفتار الاستیک خاک‌ها است [۱]. این جابه‌جایی با اینکه هیچ تغییر شکل ماندگاری در خاک ایجاد نمی‌کند، به اندازه کافی بزرگ هست که بتواند، موجب جنبش کافی ذرات خاک به گونه‌ای قابل سنجش برای المان خمشی در یافت کننده شود. در اغلب موارد المان‌های خمشی در دو انتهای یک نمونه خاک قرار داده می‌شوند. مکانیسم آزمایش المان خمشی در شکل (۱) نشان داده شده است.

سرعت موج برشی (Vs) یکی از خصوصیات ژئوتکنیکی مهم در خاک‌ها محسوب می‌شود. این پارامتر برای تخمین واکنش لرزه‌ای محل، پتانسیل روانگرایی، دانسیته نسبی خاک، طبقه‌بندی خاک‌ها و همچنین مدول برشی متناظر با کرنش‌های کوچک (G₀ یا G_{max}) استفاده می‌شود. در بسیاری از پروژه‌ها، شناسایی محلی (مثلاً اندازه‌گیری‌های دینامیکی) به دلیل مشکلات و هزینه‌های بالا انجام نمی‌شود و به جای آن از آزمایش‌های المانی بر روی نمونه‌های دست‌خورده یا دست‌نخورده استفاده می‌شود. از جمله این آزمایش‌ها می‌توان به آزمایش المان خمشی^۱ و ستون تشدید^۲ اشاره کرد [۱-۳]. مفهوم اولیه استفاده از المان‌های پیزوالکتریک^۳ برای کاربردهای ژئوتکنیکی را می‌توان در کارهای لارنس [۴] دنبال کرد. ایشان از بلوره‌های پیزوالکتریک برای تولید امواج فشاری یک‌بعدی در ماسه و مهره‌های شیشه‌ای استفاده کرده است. اندازه‌گیری سرعت موج برشی با استفاده از تیغه‌های سرامیکی پیزوالکتریک‌ها در ابتدا توسط شرلی [۲] و بعد از آن توسط شرلی و همپتون [۵] معرفی شده است و با پیشرفت این



شکل (۱): مکانیسم آزمایش المان خمشی.

کار با المان خمشی برای جلوگیری از ایجاد اتصال کوتاه ضد آب شدن المان است که حصول آن در اکثر مواقع مشکل است. خصوصاً زمانی که نمونه‌های خاک متراکم و یا مصالح سخت اشباع باشند. قرار دادن المان خمشی در یک چنین مصالح سختی، به آسانی سبب خرابی پوشش ضد آب می‌شود. برخلاف مزایای قابل توجه المان‌های خمشی، عدم قطعیت‌ها و مشکلات متعددی در تفسیر نتایج حاصل از آن وجود دارد که این مشکلات و عدم قطعیت‌ها در تفسیر نتایج آزمایش انتشار موج عمدتاً مربوط به کیفیت سیگنال ورودی است [۷-۸]. در ادامه به مرور ادبیات فنی موجود در توضیح عوامل مؤثر و روش‌های مختلف تفسیر نتایج حاصل از المان‌های خمشی پرداخته خواهد شد. یکی از بحث‌برانگیزترین عدم قطعیت‌ها در مورد تفسیر نتایج حاصل از آزمایش‌های المان‌های خمشی، تعیین زمان جابه‌جایی موج برشی از المان خمشی ارسال‌کننده تا المان خمشی دریافت‌کننده است [۷-۱۲]. در هنگام استفاده از این المان‌ها به منظور اندازه‌گیری سرعت موج برشی در خاک، بین شکل موج برشی ارسالی و آنچه المان خمشی گیرنده دریافت می‌کند تفاوت بسیاری وجود دارد. در واقع

یک نوسان ولتاژ به المان منتقل‌کننده وارد و باعث تولید موج می‌شود. هنگامی که موج به انتهای دیگر نمونه می‌رسد، باعث تحریک المان گیرنده می‌شود. اختلاف زمان بین دو پالس ولتاژ به وسیله یک الکتروسکوپ اندازه‌گیری شده و بر فاصله بین دو نوک المان خمشی تقسیم گردیده و سرعت موج برشی (در صورت اعمال موج برشی) به صورت زیر در نمونه به دست می‌آید:

$$V_s = L/t \quad (1)$$

همان‌طور که در شکل (۱) می‌بینید، مسیر طی شده توسط موج برابر با تفاضل طول نمونه و طول المان خمشی بیرون زده به صورت طره فرض می‌شود. طول موج را نیز می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$\lambda = V_s/f \quad (2)$$

که در این رابطه V_s سرعت موج برشی و f فرکانس اعمالی در آزمایش المان خمشی است.

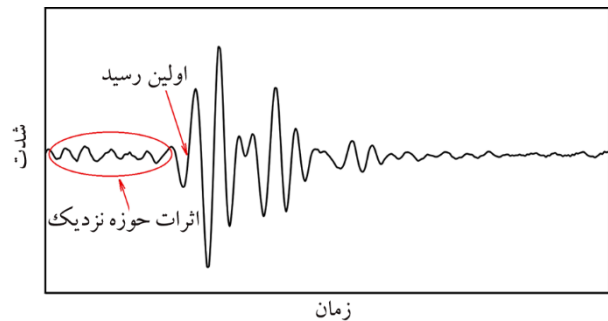
با گذر زمان، این المان‌ها جایگاهشان را در بین تجهیزات مختلف آزمایشگاه‌های ژئوتکنیک پیدا کردند. یکی از معایب

برشی دریافتی شود. لازم به ذکر است که اثر این عامل در خاک‌های خشک بیشتر گزارش شده است [۸، ۱۴-۱۵]. در نتیجه اختلال‌های ایجاد شده در موج برشی در حین عبور از نمونه و عدم قطعیت موجود در تشخیص صحیح زمان سفر، روش‌های مختلفی برای تعیین زمان سفر موج برشی در آزمایش‌های المان‌های خمشی ارائه شده است که عبارت‌اند از [۱۳، ۱۵]:

- ۱- زمان اولین ورود^۵
- ۲- زمان سفر بین نقاط مشخصه^۶
- ۳- همبستگی حد وسط سیگنال‌های ورودی و خروجی^۷

چنان [۱۶] با انجام مجموعه‌ای از آزمایش‌های المان خمشی جهت اندازه‌گیری سرعت موج برشی در نمونه‌های رسی به این نتیجه رسید که عوامل زیادی بر سرعت موج برشی تأثیرگذار هستند که مهم‌ترین آنها فرکانس وارده در المان خمشی، ابعاد نمونه، تأثیر میدان نزدیک و میرایی است. نتایج نشان می‌دهد که کیفیت سیگنال‌های ورودی زمانی رضایت‌بخش می‌شود که نسبت طول موج به اندازه متوسط ذرات ($\lambda/D50$) بزرگ‌تر از ۳ باشد. همچنین زمانی که نسبت قطر نمونه به طول موج (D/λ) بزرگ‌تر از ۵ باشد، کمترین پراکندگی در موج دریافتی مشاهده شده است. از طرف دیگر، محدود کردن ارتفاع نمونه حداقل ۱۰ برابر کوچک‌تر از $D50$ ، می‌تواند در تخمین دقیق‌تر سرعت موج برشی کمک کند. همچنین محدود کردن ارتفاع نمونه بین ۲ تا ۴ برابر λ می‌تواند اثر میدان نزدیک را کاهش دهد. به‌طور مشابه کیم و همکاران [۱۷] دریافتند که اگر این نسبت بزرگ‌تر از ۲ باشد، اثر میدان نزدیک به حداقل خواهد رسید. منکوزو و وینیل [۱۸] نشان دادند که ممکن است اولین شکست در سیگنال دریافتی مربوط به ورود موج برشی نبوده و به ورود اجزای میدان- نزدیک مربوط باشد. موج تولید شده در قسمت میدان- نزدیک غیریکنواخت بوده و در نتیجه منجر به بروز ابهام در تعیین زمان ورود می‌شود. همچنین برخی از محققین با استفاده از آزمایش نشان دادند که وجود اثر میدان- نزدیک اولین ورود موج را پنهان می‌کند [۱۹-۲۰]. ویجینی و اتکینسون [۱۵] نشان دادند که به علت وجود اثرات میدان- نزدیک، نمی‌توان زمان

آنچه به‌عنوان موج ارسالی و دریافتی ثبت می‌شود، اختلاف پتانسیل اعمال شده به المان خمشی ارسال‌کننده و همچنین اختلاف پتانسیل ایجاد شده در المان خمشی دریافت‌کننده در اثر جابه‌جایی آن تحت اثر تغییر شکل ناشی از دریافت موج برشی است. شکل (۲) یک نمونه از داده‌های ثبت شده از آزمایش تعیین سرعت موج برشی به وسیله المان‌های خمشی را نشان می‌دهد. مشکلات و عدم قطعیت‌های موجود در تعیین زمان جابه‌جایی موج برشی مربوط به دشواری موجود در تشخیص زمان دقیق دریافت موج برشی است.



شکل (۲): نمونه‌ای از شکل موج دریافتی در آزمایش المان خمشی.

همان‌طور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، به‌جز ثبت داده‌های مربوط به موج برشی اصلی که دامنه بزرگی دارند، یک قسمت کوچک با دامنه کوچک و همچنین امواجی با دامنه متوسط قابل مشاهده است که به موج‌های فشاری نسبت داده می‌شود. علت وجود این قسمت‌ها در موج دریافتی را می‌توان در دو مورد بیان کرد. اول اینکه در بیشتر آزمایش‌های انجام شده، نمونه‌ها دارای ابعاد محدود و در نتیجه دارای مرزهایی صلب بوده‌اند که موجب انعکاس و همچنین انکسار موج از این مرزها شده است [۱۳]. دومین علت را می‌توان این‌گونه بیان کرد که المان‌های خمشی در هر حرکت القا شده در آنها ترکیبی از امواج فشاری و برشی را تولید می‌کنند که نتیجه تولید امواج فشاری را می‌توان در موج برشی دریافتی مشاهده کرد که به آن اثر میدان نزدیک^۴ اطلاق می‌شود. این اثر می‌تواند شکل موج دریافتی را تغییر داده و موجب بروز عدم قطعیت در تشخیص صحیح زمان رسیدن موج

یک محیط نامحدود است و برای جلوگیری از انتشار امواج فشاری، قطر نمونه می‌بایست بزرگ‌تر از پنج برابر طول موج (λ) باشد. هنگامی که موج با مرزهای نمونه مواجه می‌شود، این پراکندگی افزایش می‌یابد و موجب تبدیل پیوسته موج برشی به موج فشاری و برعکس می‌شود. استاندارد ذکر شده پیشنهاد می‌کند که حداقل طول موج می‌بایست ۳ برابر اندازه میانگین ذرات باشد. نتایج حاصل از تحقیقات انجام شده به منظور اندازه‌گیری سرعت موج برشی با استفاده از المان‌های خمشی نشان داده است که نسبت طول مسیری که موج طی می‌کند به طول موج (d/λ)، در اندازه‌گیری زمان سفر موج دارای اهمیت بالایی است [۱۳-۱۴، ۳۱].

اگر فرکانس موج اعمالی در المان خمشی ارسال کننده به فرکانس تشدید سیستم خاک و المان‌های خمشی نزدیک باشد، این امر منجر به تولید بزرگ‌ترین و قابل تشخیص‌ترین سیگنال دریافتی در المان خمشی دریافت کننده خواهد شد [۸]. نسبت طول مسیری که موج طی می‌کند به طول موج (d/λ) باید حداقل برابر با $3/4$ باشد تا اثر میدان-نزدیک ناچیز بوده و شکل سیگنال دریافتی مبهم نباشد. همچنین جهت کاهش خطا در اندازه‌گیری سرعت موج بایستی اتصال کاملی بین دانه‌های خاک و المان‌های خمشی ارسال کننده و دریافت کننده وجود داشته باشد. بزرگی ولتاژ اعمالی نیز باید به اندازه‌ای باشد که موج ارسال شده از المان خمشی فرستنده بتواند به المان خمشی گیرنده برسد [۷، ۳۲]. در تحقیق‌های گذشته، به منظور داشتن موج ارسالی و دریافتی مشابه در المان‌های خمشی فرستنده و گیرنده، پیشنهاد شده از موج‌های سینوسی برای ارسال استفاده شود [۸، ۳۳].

تاکنون تحقیقات زیادی بر روی تغییرات G_{max} یا Vs در خاک‌های مختلف از جمله انواع ماسه‌ها و رس‌ها با استفاده از آزمایش ستون تشدید به دلیل دقت و قابلیت اعتماد بالای آن، انجام شده است [۲۴-۲۶، ۳۲، ۳۴-۴۶]. دایویک و مادشاس [۶] آزمایش المان خمشی و ستون تشدید را بر روی پنج نوع متفاوت رس انجام دادند و نتایج آنها را باهم مقایسه نمودند که نشان می‌دهد هر دو آزمایش توافق خوبی با یکدیگر دارند. سوتو و همکاران [۲۸] با انجام آزمایش المان خمشی و ستون تشدید بر روی ماسه خشک،

سفر را با اطمینان از روش اولین ورود به دست آورد و صحیح‌ترین زمان سفر را می‌توان با استفاده از روش همبستگی حد وسط به دست آورد. همچنین استفاده از روش نقاط مشخصه یک راه حل جایگزین ساده است که با نتایج حاصل از روش همبستگی حد وسط تطابق خوبی دارد. گاجو و همکاران [۲۱] دریافتند که روش همبستگی حد وسط زمان ورود موج در آزمایش‌های المان‌های خمشی آنها را کمتر از مقدار واقعی نشان داده است. تحقیقات انجام شده توسط آرونلزان و همکاران [۱۳] نشان داد که زمان سفر بر مبنای نقاط مشخصه و همچنین روش همبستگی حد وسط به علت تداخل امواج در مرزها، تأخیر فاز (مربوط به تأخیر ناشی از تابع انتقالی که امواج الکتریکی را به امواج مکانیکی تبدیل می‌کند و برعکس) و یا اعوجاج سیگنال و همچنین اثرات میدان-نزدیک، معمولاً با خطا همراه است. آنها پیشنهاد دادند تا زمان سفر بر مبنای زمان دومین ورود موج که کمتر تحت تأثیر اختلال امواج در مرزها و یا تابع انتقال امواج الکتریکی و مکانیکی قرار دارد، محاسبه شود. البته آنها اشاره کرده‌اند که دومین ورود موج همچنان تحت اثرات میدان-نزدیک قرار دارد. کاواگوچی و همکاران [۲۲] نشان دادند که استفاده از نقاط مشخصه تنها در فرکانس‌های بالا قابل قبول است. نکته مهم در تحقیقات انجام شده توسط محققین دیگر این است که در تمامی این تحقیق‌ها، ستون تشدید به عنوان یک مرجع جهت سنجش عملکرد المان‌های خمشی به کار رفته است [۹، ۲۳-۲۹].

در آزمایش‌های المان‌های خمشی، موج برشی از نمونه خاکی با ابعاد محدود عبور می‌کند. تأثیر ابعاد نمونه بر انتشار موج را می‌توان از طریق محدودیت اعمال شده در آن از طریق ASTM-D2845 (روش آزمایش استاندارد برای اندازه‌گیری آزمایشگاهی سرعت پالس و ثابت الاستیک مافوق صوت) بررسی کرد [۳۰]. در این استاندارد پیشنهاد می‌شود که برای به دست آوردن سرعت موج‌های قابل استناد، نسبت طول نمونه (L) به قطر آن (D) نباید بیشتر از ۵ باشد. بیشتر نمونه‌های المانی در آزمایشگاه‌های ژئوتکنیکی این محدودیت را رعایت کرده و دارای نسبت L/D در بازه $0/3$ تا $2/5$ است. در این استاندارد فرض بر این است که نمونه خاک

المان خمشی و ستون تشدید اندازه‌گیری شده است. هر یک از این دستگاه‌ها در ادامه توضیح داده شده است.

۲-۱- دستگاه ستون تشدید

آزمایش ستون تشدید متداول‌ترین آزمون آزمایشگاهی برای اندازه‌گیری خواص خاک‌ها در کرنش‌های کوچک است. با استفاده از این آزمایش می‌توان پارامترهای دینامیکی مصالح را در محدوده کرنش‌های برشی کوچک (در حدود ۶-۱۰ تا ۴-۱۰) را استخراج نمود. آزمایش ستون تشدید بسته به شرایط انتهایی نمونه به دو صورت آزاد-گیردار و آزاد-آزاد انجام می‌شود. نتایج تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که پارامترهای دینامیکی استخراج شده از هر دو روش با توجه به شرایط مرزی متفاوت ممکن است کمی اختلاف داشته باشند. به‌عنوان مثال توروس و همکاران [۵۰] نشان دادند که مدول برشی به‌دست آمده از آزمایش ستون تشدید در شرایط آزاد-گیردار کمی بیشتر از مقدار متناظر به‌دست آمده از روش آزاد-آزاد است.

دستگاه ستون تشدید مورد استفاده در این تحقیق از نوع آزاد-آزاد بوده است. در این آزمایش نمونه‌های توپر به‌وسیله یک سیستم بارگذاری الکترومغناطیسی تحت بارمحوری یا پیچشی هارمونیک قرار می‌گیرد. سیستم بارگذاری معمولاً بارهای هارمونیک تولید می‌نماید که فرکانس و دامنه آنها قابل کنترل است. بعد از آنکه نمونه ستون تشدید آماده تحکیم شد، بارگذاری سیکلی شروع می‌شود. فرکانس بارگذاری در اوایل بارگذاری کم بوده و تدریجاً افزایش می‌یابد تا اینکه پاسخ نمونه به مقدار ماکزیمم برسد. کوچک‌ترین فرکانسی که در آن پاسخ نمونه به‌صورت موضعی حداکثر می‌گردد، فرکانس اصلی نمونه خواهد بود. فرکانس اصلی نمونه تابعی از سختی خاک در کرنش کم، هندسه نمونه و ویژگی‌های خاص دستگاه ستون تشدید است. آزمایش ستون تشدید اجازه می‌دهد که سختی و میرایی خاک تحت شرایط کنترل شده اندازه‌گیری شود. این دستگاه آزمایشگاهی در شکل (۳-الف) نشان داده شده است.

مقادیر تقریباً مشابه از هر دو آزمایش را ارائه دادند و توافق خوب این دو آزمایش را در ماسه‌های خشک بیان نمودند. اگرچه نتایج آنها در حالت اشباع نشان داد که اختلافی بین نتایج دو نوع آزمایش وجود دارد. یون و همکاران [۲۶] سه نوع آزمایش المان خمشی، ستون تشدید و برش پیچشی را بر روی دو نوع ماسه انجام دادند. مقایسه مقادیر Vs به‌دست آمده از سه نوع آزمایش نشان می‌دهد که نتایج آزمایش المان خمشی در هر دو نوع ماسه تقریباً ۶ تا ۱۰ درصد بزرگ‌تر از دو نوع آزمایش دیگر است. گو [۴۷] نتایج حاصل از المان خمشی و ستون تشدید برای Gmax بر روی ماسه اشباع توپورا را با یکدیگر مقایسه نمودند. نتیجه این مقایسه نشان می‌دهد که مقادیر Gmax به‌دست آمده از المان خمشی تقریباً ۱۰ تا ۱۵ درصد بزرگ‌تر از مقادیر به‌دست آمده از طریق آزمایش ستون تشدید است. سای و همکاران [۴۶] با مقایسه نتایج آزمایش المان خمشی با ستون تشدید و آزمایش برش پیچشی در کرنش‌های بسیار کوچک در ماسه اشباع نشان دادند که مقادیر Vs به‌دست آمده از المان خمشی تقریباً ۵ تا ۱۰ درصد بزرگ‌تر از دو آزمایش دیگر است. قابل ذکر است، امروزه تعریف یک رابطه جهت تخمین Gmax بر اساس خصوصیات خاک محل، می‌تواند بسیار مفید واقع شود که این کار توسط محققین گذشته انجام شده است [۴۸-۴۹].

اگرچه مطالعه‌های زیادی بر روی سرعت موج برشی یا مدول برشی ماکزیمم در خاک‌های دانه‌ای شده است، ولی یک مطالعه کامل و بررسی تأثیر عوامل مختلف بر روی سرعت موج برشی خاک‌های مخلوط دانه‌ای با استفاده از المان‌های خمشی و همچنین اعتبارسنجی نتایج به‌دست آمده از طریق مقایسه نتایج آن با نتایج آزمایش ستون تشدید در ادبیات فنی وجود ندارد. در این مطالعه آزمایشگاهی اثر نسبت منافذ و تنش همه‌جانبه بر روی سرعت موج برشی خاک‌های دانه‌ای مخلوط شن و ماسه بررسی شده است و نتایج المان خمشی با مقایسه با ستون تشدید اعتبارسنجی شده است.

۲- معرفی دستگاه‌های مورد استفاده

در این تحقیق، سرعت موج برشی با استفاده از دو آزمایش

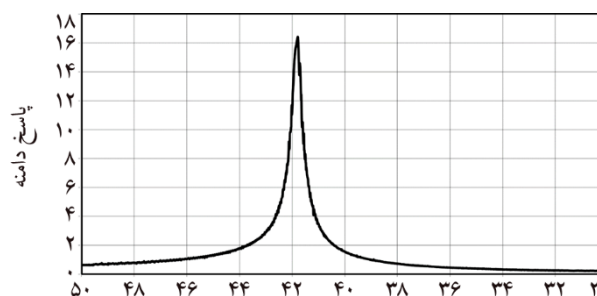
سهولت قابل بررسی است. نمونه‌ای از اندازه‌گیری فرکانس تشدید (f_r) در شکل (۳-ب) نشان داده شده است.

۲-۲- المان‌های خمشی

المان‌های خمشی مورد استفاده در این تحقیق در سلول دستگاه سه محوری نصب شده است. ارتفاع هر یک از تیغه‌های المان خمشی ۱۰ میلی‌متر است. با توجه به اینکه تمامی آزمایش‌ها در شرایط اشباع انجام شده است، قبل از انجام آزمایش در المان‌های خمشی از ضد آب بودن آنها باید اطمینان حاصل کرد. برای این منظور از لایه نازکی چسب مخصوص استفاده شده است. از نکات مهم دیگر در کاربرد المان‌های خمشی، هم‌جهت بودن تیغه‌ها در بالا و پایین نمونه است که می‌بایست در زمان ساخت نمونه در نظر گرفته شود. اولین کنترل مربوط به کنترل عدم وجود مسیری به‌جز نمونه خاک در سلول، برای انتقال موج برشی بوده است. برای این منظور سلول را که فاقد نمونه بوده و کپ‌های بالایی و پایینی مجهز به المان‌های خمشی به‌صورت عریان در آن و با فاصله از یکدیگر تثبیت شده بودند را از آب پر نمودیم. سپس یک موج برشی توسط المان فرستنده، ارسال کردیم. انتظار می‌رفت که در صورت عدم وجود مسیر اضافی برای انتقال موج، المان گیرنده، دریافتی نداشته باشد. البته نتیجه آزمایش کنترلی نشان‌دهنده عدم وجود مسیر انتقال موج اضافی بود. کنترل دیگر، بررسی هم‌جهت بودن قطبیت المان‌های خمشی فرستنده و گیرنده است. برای این منظور، المان‌های خمشی فرستنده و گیرنده نصب شده در کپ‌های پایینی و بالایی را بر روی یکدیگر قرار داده و توسط المان فرستنده یک موج ارسال می‌کنیم. در صورتی که موج دریافت شده توسط المان گیرنده هم‌جهت با موج ارسالی باشد (از نظر ترتیب قله و دره دریافتی)، جهت قطبیت المان‌های فرستنده و گیرنده یکی است و باید در آزمایش‌ها این‌گونه باشد. حال اگر کپ بالایی را ۱۸۰ درجه بچرخانیم و دوباره المان‌ها را بر روی یکدیگر قرار دهیم، موج دریافتی آینه موج ارسالی خواهد شد و باید توجه شود که جهت قطبیت المان‌ها در هنگام انجام آزمایش‌ها یکسان باشد.



(الف)



فرکانس (هرتز)

(ب)

شکل (۳): آزمایش ستون تشدید (الف) دستگاه آزمایش (ب) نمونه‌ای از نتیجه آزمایش ستون تشدید.

از این دستگاه تمام اتوماتیک می‌توان برای اندازه‌گیری خواص دینامیکی خاک‌ها در کرنش‌های کوچک استفاده کرد. با استفاده از این دستگاه می‌توان نمونه‌های خاکی را به‌وسیله یک سیستم بارگذاری الکترومغناطیسی تحت بارپیچشی هارمونیک مورد مطالعه قرار داد. سیستم بارگذاری دستگاه موجود بارهای هارمونیک تولید می‌نماید که فرکانس و دامنه آنها قابل کنترل است. این دستگاه قادر به اندازه‌گیری فرکانس اصلی (کوچک‌ترین فرکانسی که در آن پاسخ نمونه به‌صورت موضعی حداکثر می‌گردد) است که این فرکانس اصلی نمونه تابعی از سختی خاک در کرنش کم و هندسه نمونه است. آزمایش ستون تشدید اجازه می‌دهد که سختی و میرایی خاک تحت شرایط کنترل شده اندازه‌گیری شود. با استفاده از این دستگاه اثرات فشار مؤثر محدود کننده، دامنه کرنش و زمان به

سطح تأمین شده است. حجم آب عبوری در حدود ۱/۵ الی ۲ لیتر کافی به نظر رسیده است. مرحله سوم اعمال پس فشار است. بدین منظور ابتدا بورت‌های مربوط به بالا و پایین نمونه را با آب مقطر هواگیری شده با اعمال مکش پر می‌کنیم، سپس لوله‌های ارتباطی به شیرهای تعبیه شده بالا و پایین نمونه متصل می‌شود. اعمال پس فشار باید به گونه‌ای باشد که همواره تنش مؤثر در نمونه همان ۲۰ الی ۲۵ کیلو پاسکال اولیه باقی بماند؛ یعنی هم‌زمان با اضافه کردن پس فشار، فشار سلول نیز افزایش یابد. کنترل درجه اشباع به وسیله پارامتر فشار آب منفذی اسکمپتون^{۱۱} (B) انجام شده است. این پارامتر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma \quad (3)$$

اشباع بودن خاک بدان معناست که هرگاه در حالت زهکشی نشده به نمونه اضافه تنش $\Delta \sigma$ اعمال شود، فشار آب منفذی به همان اندازه تغییر کند. هرگاه B برابر با ۱ باشد، خاک ۱۰۰ درصد اشباع است. در آزمایش‌های اشباع انجام شده، درجه اشباع بالای ۹۵ درصد مد نظر قرار گرفته است (مطابق با ASTM [۵۴]). در آزمایش‌های اشباع از پس فشار ۲۰۰ کیلو پاسکال استفاده شده است.

۳-۳-۳- مرحله تحکیم

بعد از آنکه نمونه خاک به حالت اشباع رسید، فشار همه‌جانبه وارد بر نمونه را با توجه به پس فشار و مقدار تنش تحکیمی مؤثر افزایش می‌دهیم. با توجه به نوع آزمایش‌های سه‌محوری انتخاب شده در این تحقیق در مرحله تحکیم اجازه زهکشی به آب حفره‌ای داده می‌شود. با گذشت زمان حجم آب خروجی از داخل نمونه خاک در یک مقدار معین ثابت می‌شود. به دلیل اشباع بودن نمونه‌ها، تغییر حجم نمونه در این مرحله با اندازه‌گیری حجم آب خروجی به راحتی قابل محاسبه است. پایان مرحله تحکیم زمانی است که هیچ‌گونه اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه وجود نداشته باشد. به عبارت دیگر تمامی اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در نمونه به دلیل تنش

سومین کنترل مربوط به کنترل تأخیر ایجاد شده ارسال و دریافت موج است که ناشی از سخت‌افزار الکترونیکی است. نحوه‌ی انجام این کنترل مانند کنترل قطبیت شامل قرار دادن دو المان خمشی با قطبیت هم‌جهت روی هم و ارسال و دریافت موج در المان‌هاست. پس از آن باید فاصله زمانی ایجاد شده بین موج ارسالی و دریافتی را به دست آورد. آزمایش برای المان‌های موجود انجام شد و از آنجایی که تأخیر موجود بسیار ناچیز بود (10^{-5} ثانیه) و از این روی تأثیر قابل ملاحظه‌ای در برآورد سرعت موج ایجاد نمی‌کرد، از اثر آن صرف نظر شد. در این تحقیق برای تخمین سرعت موج برشی با استفاده از المان‌های خمشی از دو روش قله-قله^۸ و ابتدا-ابتدا^۹ استفاده شده است.

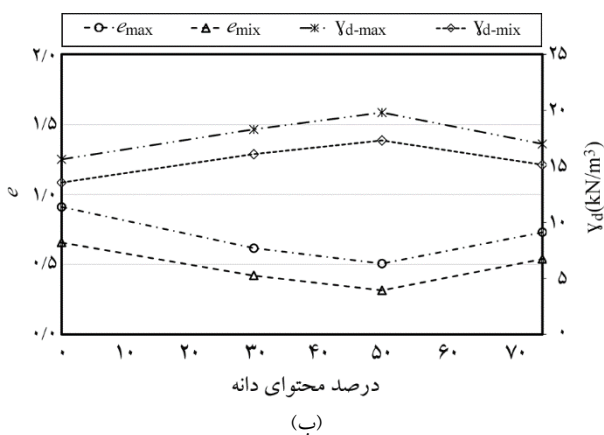
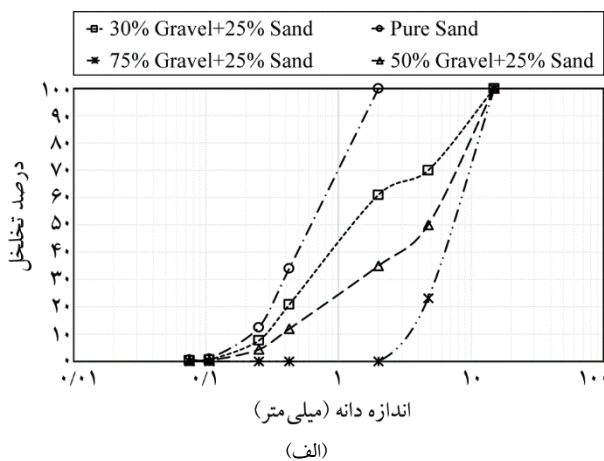
۳- روند انجام آزمایش‌ها

۳-۱- مرحله ساخت نمونه

در این تحقیق از روش کوبش مرطوب برای ساخت نمونه‌ها در هر دو آزمایش ستون تشدید و المان خمشی استفاده شده است. در روش کوبش مرطوب، یک رطوبت اولیه (حدود ۳ درصد) به خاک اضافه می‌شود و خاک مرطوب شده در ۱۰ لایه (هر لایه ۲ سانتیمتر) درون قالب ریخته شده و متراکم می‌شود. لازم به ذکر است که در این روش نمونه‌سازی سعی شده است برای رسیدن به نمونه‌ای همگن، لایه‌های پایین کمتر از لایه‌های بالا کوبیده شود [۵۱-۵۳].

۳-۲- مرحله اشباع‌سازی

اولین مرحله اشباع نمودن نمونه‌ها، عبور دادن گاز دی‌اکسید کربن از نمونه است. در ابتدا برای اشباع‌سازی بهتر و رسیدن به درجه اشباع بالا، به دلیل عبور آسان‌تر آب از دی‌اکسید کربن و همچنین حل شدن بهتر دی‌اکسید کربن در آب نسبت به هوا، از نمونه به مدت تقریباً نیم ساعت دی‌اکسید کربن عبور می‌دهیم. مرحله دوم، عبور دادن آب مقطر هواگیری شده^{۱۰} از نمونه است. آب مقطر هواگیری شده از پایین به بالای نمونه عبور داده می‌شود. به این منظور هد لازم جهت عبور آب توسط اختلاف



شکل (۴): مشخصات خاک‌های مورد استفاده (الف) منحنی دانه‌بندی، (ب) وزن مخصوص و نسبت منافذ ماکزیمم و مینیمم.

برای به دست آوردن نسبت تخلخل حداقل، خاک را درون ظرفی که دارای یک سرپوش سنگین است ریخته و در فرکانس و مدت زمان مشخصی تحت لرزش قرار داده تا به متراکم‌ترین حالت ممکن برسد. به منظور محاسبه نسبت تخلخل حداکثر، می‌بایست خاک با دقت و به آرامی به وسیله یک بیلچه مخصوص با ارتفاع سقوط ثابت ۱۳ میلی‌متر و به صورت ماریچ، درون ظرف ریخته شود. نتایج حاصل از این آزمایش‌ها برحسب وزن مخصوص خشک و نسبت منافذ در شکل (۴-ب) ارائه شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، با افزایش درصد شن نسبت تخلخل حداقل و حداکثر به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. این روند تا درصد وزنی حدود ۵۰ درصد ادامه یافته و بعد از آن با کاهش میزان ماسه، افزایش می‌یابد. دلیل این اتفاق این است که در ابتدا با اضافه کردن شن به ماسه خالص، دانه‌های ماسه در لابه‌لای

تحکیمی از بین رفته باشد و همچنین تغییر حجم نمونه ثابت شده باشد. تغییر حجم نمونه با اتصال نمونه به یک بورت مجهز به قرائت الکترونیکی اندازه‌گیری و با دقت بالایی لحظه‌به‌لحظه قابل ثبت است.

بعد از مرحله تحکیم، هر دو آزمایش المان خمشی و ستون تشدید به صورت زهکشی نشده انجام شده است و در بین مراحل انتشار موج یا اعمال بار پیچشی شیرهای مربوط به بالا و پایین نمونه باز گذاشته شده تا در صورت بالا رفتن فشار آب حفره‌ای، اضافه فشار ایجاد شده از بین برود. آزمایش‌های انجام شده نشان دادند که افزایش فشار آب حفره‌ای به دلیل انتشار موج بسیار ناچیز بوده و در آزمایش ستون تشدید فقط با ادامه دادن آزمایش در سطوح کرنش‌های بزرگ‌تر، این افزایش فشار آب حفره‌ای قابل ملاحظه بوده است. قابل ذکر است از آنجا که در این تحقیق فقط در کرنش‌های بسیار کوچک، سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده است، مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای تقریباً ناچیز بوده است.

۴- مصالح مورد استفاده

مصالحی که در تحقیق پیش روی مورد استفاده قرار گرفته‌اند شامل ماسه سیلیسی شکسته ۱۶۱ فیروزکوه به همراه شن متوساک بوده است. ماسه ۱۶۱ فیروزکوه دارای رنگ زرد متمایل به طلایی بوده و دارای دانه‌بندی یکنواخت است. در شکل (۴-الف) دانه‌بندی مخلوط‌های مختلف شن و ماسه به کار رفته در این تحقیق نشان داده شده است. واضح است که با اضافه کردن ماسه به شن خالص، نسبت تخلخل حداقل و حداکثر آن تغییر خواهد کرد. به منظور مقایسه نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها، نیازمند داشتن این مقادیر برای خاک‌های مخلوط هستیم. از این روی می‌بایست نسبت تخلخل حداقل و حداکثر خاک در درصد شن‌های متفاوت به دست آید. نسبت تخلخل حداقل (متراکم‌ترین حالت) بر اساس ASTM-D4253 و نسبت تخلخل حداکثر (سست‌ترین حالت) بر اساس ASTM-D4254 به دست می‌آیند [۵۵-۵۶].

توجه به تغییرات در دانسیته نسبی و بافت خاک در اثر بارگذاری در آزمایش ستون تشدید، برای نمونه‌ها با تنش همه‌جانبه کمتر از ۱۰۰ kPa یک نمونه، ۱۰۰ تا ۳۰۰ kPa نمونه دیگر و در نهایت برای نمونه‌هایی با تنش همه‌جانبه بین ۳۰۰ تا ۶۰۰ kPa نیز نمونه دیگری مورد آزمایش قرار گرفته است. درحالی‌که برای آزمایش المان خمشی با توجه به اینکه این آزمایش مخرب نبوده و اثر بسیار ناچیزی بر روی نمونه دارد، برای همه تنش‌ها (از ۳۰ تا ۶۰۰ kPa) در یک دانسیته نسبی خاص از یک نمونه استفاده شده است.

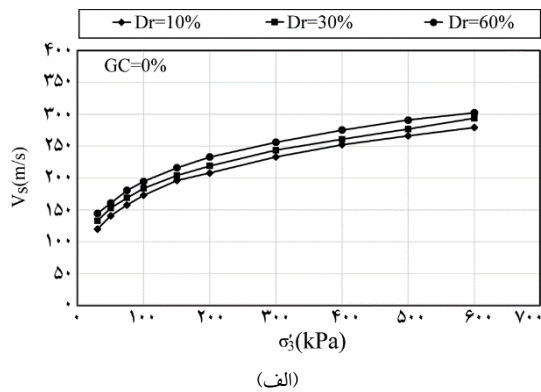
۵-۱- اثر درصد شن و تنش همه‌جانبه بر روی Vs

برای نشان دادن اثر درصد شن در تنش‌های متفاوت، در دانسیته‌های نسبی ۱۰، ۳۰ و ۶۰ درصد، تعدادی آزمایش ستون تشدید در تنش‌های متفاوت از ۳۰ تا ۶۰۰ کیلوپاسکال انجام شده است که نتایج آن بر اساس دانسیته نسبی در شکل (۵) آورده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، در یک دانسیته نسبی و تنش همه‌جانبه ثابت، افزایش شن به ماسه باعث افزایش سرعت موج برشی شده است و این روند تا ۵۰ درصد شن ادامه یافته است. درحالی‌که بعد از ۵۰ درصد شن، افزایش بیشتر شن (مقدار شن ۷۵ درصد) باعث کاهش سرعت موج برشی شده است. با بازنگری شکل (۴-ب) همان‌طور که در قبل ذکر شده است، می‌توان یافت که مقادیر e_{max} و e_{min} با اضافه کردن شن به ماسه کاهش یافته و این روند کاهشی تا ۵۰ درصد شن مشاهده شده است. درحالی‌که بعد از آن با افزایش شن (بیش از ۵۰ درصد) مقادیر e_{min} و e_{max} در $GC=75\%$ افزایش یافته است. به عبارت دیگر، در یک دانسیته خاص، نمونه‌های حاوی ۵۰ درصد شن کمترین مقدار منافذ را دارند. بازنگری شکل (۵) نشان می‌دهد که اثر اضافه شدن شن بر روی سرعت موج برشی در تنش‌های بالاتر چشمگیرتر است. از طرف دیگر نتایج نشان می‌دهد که افزایش تنش همه‌جانبه اثر اضافه شدن شن بر روی سرعت موج برشی را نسبت به افزایش دانسیته نسبی بیشتر نشان می‌دهد. با استفاده از شکل (۵) می‌توان اثر افزایش تنش همه‌جانبه بر روی سرعت موج برشی را بررسی نمود.

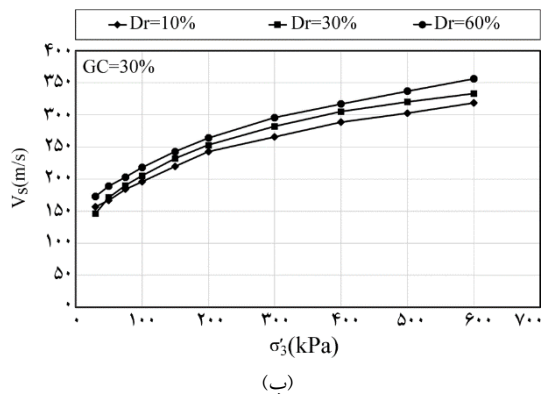
حفرات موجود در بین دانه‌های شن قرار گرفته و بیشترین فضاهای خالی بین دانه‌های شن را پر می‌کنند، در نتیجه حجم فضاهای خالی کاهش یافته و نسبت تخلخل نیز کاهش می‌یابد. با افزایش بیشتر مقدار شن و کم شدن مقدار ماسه، پس از پر شدن بیشترین فضاهای خالی حفرات بین دانه‌های شن (نزدیک به ۵۰ درصد شن)، کم‌کم دانه‌های شن با افزایش ماسه از یکدیگر فاصله گرفته و به صورت غوطه‌ور درون ماسه قرار می‌گیرند. با این روند فضای خالی بین ذرات شن شروع به افزایش می‌کند. به عبارت دیگر با یک انرژی تراکم یکسان در تمامی گروه‌های خاکی مورد مطالعه، در مخلوط ماسه همراه با مقدار تقریبی نزدیک به ۵۰ درصد شن می‌توان به کمترین مقدار فضای خالی در مخلوط رسید.

۵- نتایج و بحث

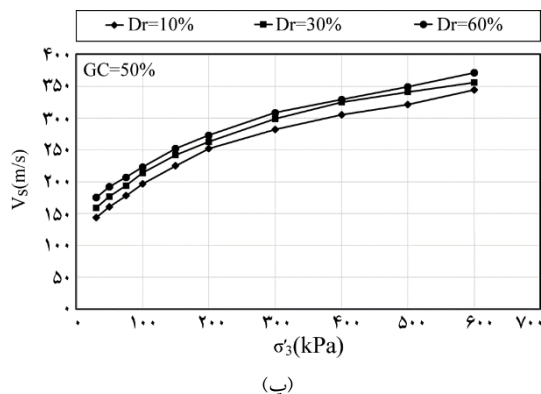
هدف اصلی این تحقیق در گام اول بررسی اثر درصد شن، دانسیته نسبی و فشار همه‌جانبه متوسط بر سرعت موج برشی در مخلوط‌های ماسه و شن و در گام دوم ارزیابی عملکرد المان‌های خمشی با مقایسه نتایج به دست آمده با آزمایش ستون تشدید است. از این روی یک سری آزمایش المان خمشی و همچنین آزمایش ستون تشدید بر روی نمونه‌هایی از ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با درصد‌های مختلف شن انجام شده است. تمامی آزمایش‌ها در تنش‌های همه‌جانبه متفاوت (۳۰، ۵۰، ۷۵، ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ۴۰۰، ۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوپاسکال)، در سه نسبت منافذ متفاوت (یا سه دانسیته نسبی متفاوت ۱۰، ۳۰ و ۶۰ درصد) و ۴ درصد شن متفاوت (۰، ۳۰، ۵۰ و ۷۵ درصد) انجام شده است. در تمامی آزمایش‌ها نسبت منافذ اولیه طوری تنظیم شده است که نسبت منافذ اولیه بعد از مرحله تحکیم تقریباً برابر با مقدار مورد نظر شود. با این حال بسته به شرایط آزمایش، مقدار نسبت منافذ بعد از مرحله تحکیم با مقدار مورد نظر کمی اختلاف داشته است. در همه آزمایش‌ها این اختلاف کمتر از ۴ درصد بوده که به دلیل کم بودن مقدار خطا می‌توان از آن صرف نظر کرد. لازم به ذکر است که اندازه‌گیری Vs در آزمایش‌های المان خمشی با فرکانس‌های متفاوتی (۳، ۶، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ کیلوهرتز) انجام شده است. قابل ذکر است با



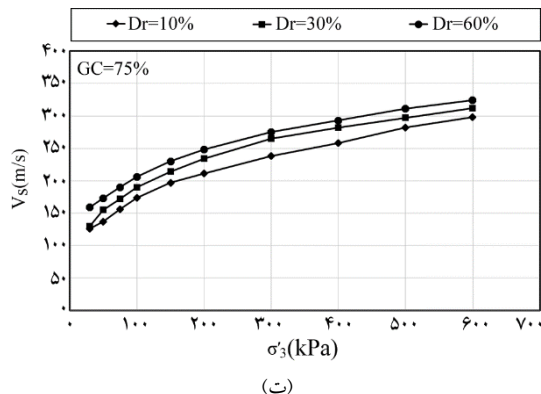
(الف)



(ب)



(پ)

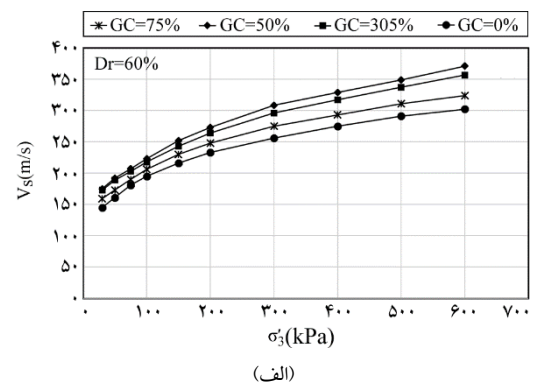


(ت)

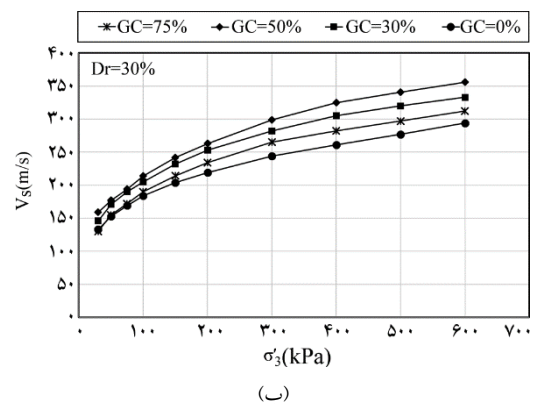
همان طور که نتایج نشان می دهد افزایش تنش همه جانبه در هر دانسیته نسبی و درصد شنی، باعث افزایش غیرخطی سرعت موج برشی (یا مدول برشی ماکزیمم) شده است که این یافته موافق با نتایج محققین پیشین بوده است [۵۷-۶۰].

۲-۵- اثر دانسیته نسبی بر روی V_s

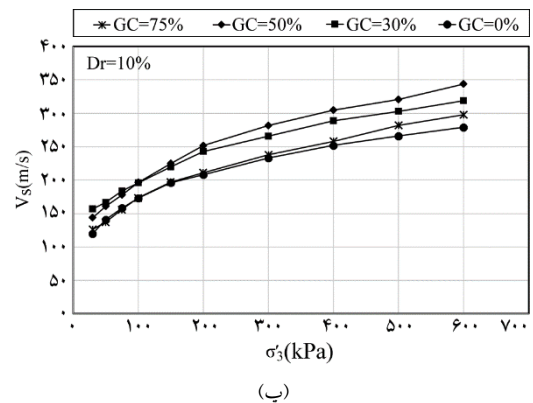
اثر دانسیته نسبی بر روی سرعت موج برشی در خاک ماسه ای مخلوط با درصد شن های مختلف در شکل (۶) نشان داده شده است.



(الف)



(ب)



(پ)

شکل (۶): تغییرات سرعت موج برشی در مقابل تنش همه جانبه مؤثر
(الف) $GC=0\%$ (ب) $GC=30\%$ (ج) $GC=50\%$ (د) $GC=75\%$.

شکل (۵): تغییرات سرعت موج برشی در مقابل تنش همه جانبه مؤثر
(الف) $Dr=60\%$ (ب) $Dr=30\%$ (ج) $Dr=10\%$.

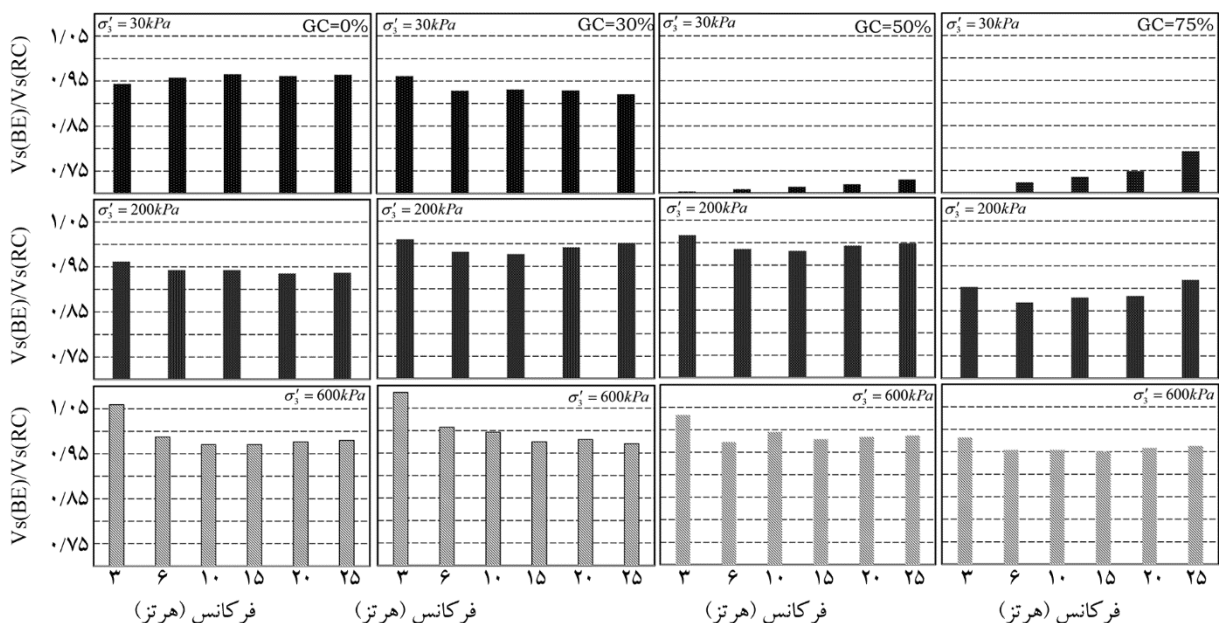
تحت تنش همه‌جانبه یکسان را در گروه‌های مختلف خاکی مورد مطالعه نشان می‌دهد. نزدیک شدن این نسبت به یک نشان از توافق خوب بین نتایج المان خمشی و ستون تشدید را نشان می‌دهد. این نسبت برای سه سطح تنش، یعنی سطح تنش کم (۳۰ kPa)، متوسط (۲۰۰ kPa) و بالا (۶۰۰ kPa) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۷) دیده می‌شود، مقادیر مناسب فرکانس اعمالی در آزمایش المان خمشی تابعی از نوع خاک و تنش همه‌جانبه است. با مقایسه نتایج می‌توان یافت که به‌طور کلی بیشترین اختلاف بین نتایج دو آزمایش تقریباً مربوط به نمونه‌های حاوی ۷۵ درصد شن است. از طرف دیگر در تمامی گروه‌های آزمایشی، نتایج نشان می‌دهد که افزایش تنش همه‌جانبه تقریباً باعث همگرا شدن نتایج المان خمشی به ستون تشدید می‌شود. قابل ذکر است که در اینجا، نتایج المان‌های خمشی برحسب مقدار میانگین به‌دست آمده در فرکانس‌های مختلف در این سطح تنش خاص به دست آمده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش تنش همه‌جانبه باعث همگرایی تقریباً بیشتر بین نتایج المان خمشی و ستون تشدید شده است که دلیل آن می‌تواند افزایش نقاط تماس بین دانه‌های خاک باشد.

همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌کنید، افزایش دانسیته نسبی در تمامی گروه‌های خاکی در یک تنش همه‌جانبه ثابت، باعث افزایش سرعت موج برشی شده است. بازنگری نتایج همچنین نشان می‌دهد که اثر دانسیته نسبی بر روی V_s تقریباً مستقل از سطح تنش است. نتایج به‌دست آمده در این قسمت نیز توافق خوبی با نتایج سایر محققین دارد [۶۱-۶۴].

۳-۵- مقایسه نتایج ستون تشدید و المان خمشی

برای یافتن طول موج یا به تعبیر دیگر فرکانس مناسب در اندازه‌گیری سرعت موج برشی در گروه‌های خاکی متفاوت مورد بررسی، آزمایش المان خمشی با فرکانس‌های متفاوت ۳ تا ۲۵ kHz انجام شده است.

مرجع اصلی جهت اعتبارسنجی نتایج المان خمشی مطابق با محققین پیشین، ستون تشدید در نظر گرفته شده است [۹، ۲۳-۲۹، ۶۵]. به‌عنوان نمونه، شکل (۷) نسبت سرعت موج برشی به‌دست آمده در آزمایش المان خمشی با فرکانس‌های متفاوت با روش قله-قله به سرعت موج برشی به‌دست آمده در آزمایش ستون تشدید بر روی نمونه‌های مشابه با $Dr=60\%$ و



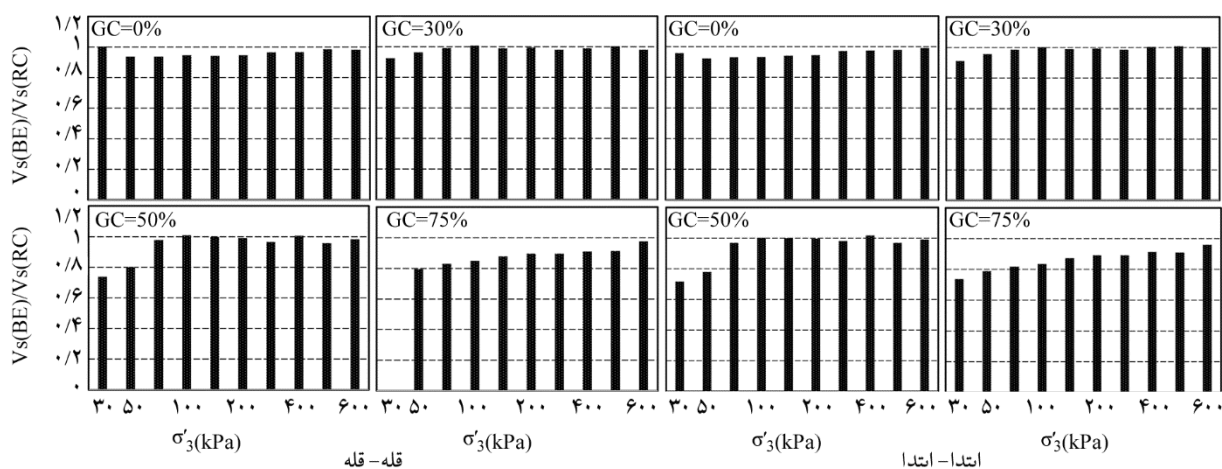
شکل (۷): نسبت سرعت موج برشی به‌دست آمده در آزمایش المان خمشی با فرکانس‌های متفاوت با روش قله-قله به سرعت موج برشی به‌دست آمده در آزمایش ستون تشدید بر روی نمونه‌های مشابه با $Dr=60\%$ (الف) $GC=0\%$ (ب) $GC=30\%$ (ج) $GC=50\%$ (د) $GC=75\%$.

که سرعت موج برشی در خاک ماسه‌ای خالص با استفاده از المان‌های خمشی در محدوده فرکانس‌های بیشتری قابل یافتن است، این در حالی است که با اضافه شدن شن به خاک ماسه میزبان، انجام آزمایش المان خمشی در محدوده فرکانس‌های محدودتری قابل انجام است به طوری که جواب به دست آمده نزدیک به جواب متناظر به دست آمده از آزمایش ستون تشدید است. در ضمن نتایج ارائه شده در شکل (۷) بیانگر عدم دقت کافی آزمایش المان خمشی بخصوص در تنش‌های محصورکننده پایین (کمتر از ۲۰۰ کیلوپاسکال) در خاک‌های حاوی مقادیر بالای شن است. محدوده ارائه شده در جداول (۱) و (۲) برای مقادیر تنش‌های محصورکننده بالاتر از ۲۰۰ کیلوپاسکال قابل اطمینان است.

بر اساس تمامی نتایج به دست آمده در روش قله-قله با نتایج متناظر آنها در آزمایش ستون تشدید که در شکل (۹) ارائه شده است، می‌توان رابطه بین سرعت موج برشی به دست آمده در روش المان خمشی و ستون تشدید را به دست آورد. این رابطه که به صورت یک رابطه توانی با بالاترین مقدار ضریب همبستگی نسبت به سایر روابط است، در شکل (۹) ارائه شده است. قابل ذکر است رابطه مشابهی نیز می‌توان برای مقادیر G_{max} به دست آمده بین دو روش آزمایش ارائه داد، با این تفاوت که اختلاف بین دو روش اندازه‌گیری برای مقادیر G_{max}

شکل (۸) اثر تنش همه‌جانبه بر روی در دو روش قله-قله و ابتدا-ابتدا را نشان می‌دهد. مقادیر $V_s(BE)$ استفاده شده در شکل (۸) میانگین مقادیر $V_s(BE)$ در فرکانس‌های مختلف در یک سطح تنش خاص است. روند مشابهی در روش ابتدا-ابتدا با روش قله-قله مشاهده می‌شود. مقایسه نتایج به دست آمده در دو روش نشان می‌دهد که اگرچه اختلاف دو روش خیلی کم است ولی در روش ابتدا-ابتدا جواب‌های تقریباً نزدیک‌تری بین دو آزمایش المان خمشی و ستون تشدید نسبت به روش قله-قله دارد.

همان‌طور که در مقدمه اشاره شده است، در مطالعات پیشین نسبت فاصله طی شده توسط موج به طول موج (d/λ) و همچنین نسبت طول موج به اندازه متوسط ذرات خاک (λ/D_{50}) جهت ارزیابی عملکرد المان خمشی به کار برده شده است. در این تحقیق نیز این دو پارامتر مورد بررسی قرار گرفته است و دامنه مناسب این پارامترها در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است. در اینجا مقادیری به عنوان دامنه مناسب در نظر گرفته شده است که نسبت $V_s(BE)/V_s(RC)$ بین ۰/۹۵ تا ۱/۰۵ باشد. با مقایسه مقادیر ارائه شده در جدول (۱)، می‌توان دریافت که نسبت λ/D_{50} در خاک ماسه خالص دارای دامنه بزرگ‌تری نسبت به بقیه گروه‌های خاکی مورد مطالعه است. با افزایش مقدار شن، این نسبت محدودتر شده است. همین روند نیز در تغییرات نسبت d/λ در جدول (۲) نیز مشاهده می‌شود. در واقع می‌توان گفت



شکل (۸): اثر تنش همه‌جانبه در گروه‌های مختلف خاکی در $Dr=60\%$ بر روی نسبت سرعت موج برشی به دست آمده از دو آزمایش المان خمشی و ستون تشدید.

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق مجموعه‌ای از آزمایش‌های ستون تشدید و المان خمشی بر روی نمونه‌های بازسازی شده خاک‌های دانه‌ای ماسه یا مخلوط شن و ماسه انجام شده است. بر اساس نتایج اثر دانسیته نسبی، تنش همه‌جانبه و مقدار شن بر روی سرعت موج برشی بررسی شده است. از طرف دیگر، عملکرد آزمایش المان خمشی در فرکانس و سطوح تنش مختلف با آزمایش ستون تشدید مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج به‌دست آمده به‌صورت خلاصه در زیر ارائه شده است:

۱- نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که افزایش تنش همه‌جانبه باعث افزایش غیرخطی V_s در خاک می‌شود و مقدار این اثر مستقل از دانه‌بندی و نوع خاک دانه‌ای است. شدت افزایش V_s در خاک‌های دانه‌ای در اثر افزایش تنش همه‌جانبه در سطوح تنش‌های کوچک (از ۳۰ تا ۳۰۰ kPa) بیشتر از سطوح تنش‌های بزرگ‌تر (از ۳۰۰ تا ۶۰۰ kPa) است و این شدت افزایش تقریباً مستقل از دانسیته نسبی اولیه نمونه‌ها است.

۲- نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که افزایش دانسیته نسبی اولیه در نمونه‌ها باعث افزایش V_s در خاک می‌شود. مقدار افزایش V_s به دنبال افزایش دانسیته نسبی اولیه نمونه‌ها مستقل از سطح تنش است و در تمامی گروه‌های حاکی روند تقریباً مشابهی دارد.

۳- با در نظر گرفتن نتایج آزمایش ستون تشدید به‌عنوان مرجع، همگرایی نتایج آزمایش المان خمشی با ستون تشدید حاکی از عملکرد مناسب آزمایش المان خمشی دارد. در این تحقیق نتایج به‌دست آمده از آزمایش المان خمشی با آزمایش ستون تشدید جهت اعتبارسنجی آزمایش الان خمشی، مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد انتخاب مناسب فرکانس در آزمایش المان خمشی تابعی از جنس خاک، اندازه ذرات آن و سطح تنش همه‌جانبه است. با اضافه شدن بیشتر شن به ماسه میزبان، اختلاف نتایج به‌دست آمده بین دو روش آزمایش بیشتر شده و مقدار V_s به‌دست آمده در آزمایش المان خمشی کمتر از مقدار متناظر به‌دست آمده از آزمایش ستون تشدید است. در تمامی گروه‌های حاکی مورد استفاده، افزایش تنش همه‌جانبه باعث همگرایی

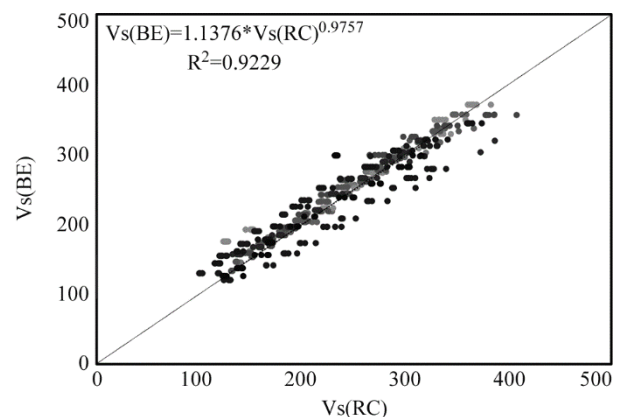
بیشتر خواهد بود. دلیل این افزایش اختلاف را می‌توان با توجه به رابطه $G_{max} = \rho V_s^2$ اثبات نمود. مثلاً اگر در یک نمونه خاص در مقدار تنش و دانسیته نسبی مشخصی $V_s(BE)/V_s(RC) = n$ باشد، در این حالت $G_{max}(BE)/G_{max}(RC) = n^2$ خواهد شد.

جدول (۱): دامنه مناسب برای نسبت ($\lambda/D50$).

Dr (%)			مقدار شن (%)
۶۰	۳۰	۱۰	
۲-۲۰	۲-۱۷	۲-۱۵	۰
۲-۱۸	۸-۱۶	۲-۱۸	۳۰
۲-۱۵	۱-۱۲	۲-۸	۵۰
۱-۱۵	۱-۱۰	۱-۵	۷۵

جدول (۲): دامنه مناسب برای نسبت (d/λ).

Dr (%)			مقدار شن (%)
۶۰	۳۰	۱۰	
۱۰-۹۰	۱۰-۸۰	۱۵-۵۰	۰
۸-۶۰	۵-۸۰	۶-۶۰	۳۰
۲-۱۵	۳-۲۵	۲-۱۵	۵۰
۲-۵	۲-۷	۶-۱۵	۷۵



شکل (۹): رابطه بین $V_s(BE)$ و $V_s(RC)$ بر اساس نتایج به‌دست آمده در آزمایش‌ها.

ASCE Annual Convention on Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions. pp 186-196.

7. Leong, E.C., Yeo, S.H. and Rahardjo, H. (2005) Measuring shear wave velocity using bender elements. *Geotechnical Testing Journal*, **28**(5), 488-498.
8. Lee, J-S. and Santamarina, J.C. (2005) Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**(9), 1063-1070.
9. Camacho-Tauta, J.F., Cascante, G., Viana, D.A., Fonseca. A. and Santos J.A. (2015) Time and frequency domain evaluation of bender element systems. *Géotechnique*, **65**(7), 548-562.
10. Chan, C.M. (2010) Bender element test in soil specimens: Identifying the shear wave arrival time. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, **15**, 1263-1276.
11. Rahman, M.E., Pakrashi, V., Banerjee, S. and Orr, T. (2016) Suitable waves for bender element tests: Interpretations, errors and modelling aspects. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, **60**(2), 145-158.
12. Gu, X., Yang, J., Huang, M., and Gao, G. (2015) Bender element tests in dry and saturated sand: Signal interpretation and result comparison. *Soils and Foundations*, **55**(5), 951-962.
13. Arulnathan, R., Boulanger, R.W. and Riemer, M.F. (1998) Analysis of Bender Element Tests. *Geotechnical Testing Journal*, **21**(2), 120-131.
14. Jovičić, V., Coop, M.R. and Simić, M. (1996) Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests. *Geotechnique*, **46**(2), 357-362.
15. Viggiani, G. and Atkinson, J.H. (1995) Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, **45**(2), 249-265.
16. Chan, C.M. (2012) On the interpretation of shear wave velocity from bender element tests. *Acta Technica Corviniensis - Bulletin of Engineering*, **5**(1), 29.
17. Kim, T., Zapata-Medina, D.G. and Vega-Posada, C.A. (2015) Analysis of Bender Element signals

بیشتر بین نتایج المان خمشی و ستون تشدید شده است.

۴- در این تحقیق جهت ارزیابی عملکرد المان‌های خمشی در شرایط متفاوت از دو نسبت: فاصله طی شده توسط موج به طول موج (d/λ) و همچنین نسبت طول موج به اندازه متوسط ذرات خاک (λ/D_{50}) استفاده شده است. مقادیر دو نسبت داده شده به عنوان دامنه مناسب در نظر گرفته شده است که در این دامنه نسبت $V_s(BE)/V_s(RC)$ بین ۰/۹۵ تا ۱/۰۵ باشد. نتایج نشان می‌دهد که نسبت λ/D_{50} و d/λ در خاک ماسه خالص دارای دامنه بزرگ تری نسبت به بقیه گروه‌های خاکی مورد مطالعه است و با افزایش مقدار شن، این نسبت محدودتر شده است. در واقع می‌توان گفت که یافتن مقدار واقعی سرعت موج برشی در خاک ماسه‌ای خالص با استفاده از المان‌های خمشی در محدوده فرکانس‌های بیشتری امکان‌پذیر است، این در حالی است که با اضافه شدن شن به خاک ماسه میزبان، انجام آزمایش المان خمشی در محدوده فرکانس‌های محدودتری قابلیت اعتماد دارد.

مراجع

1. Kramer, S.L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall. Inc., Upper Saddle River, New Jersey.
2. Shirley, D.J. (1978) An improved shear wave transducer. *Journal of the Acoustical Society of America*, **63**(5), 1643-1645.
3. Pennington, D.S. (1999) *The Anisotropic Small Strain Stiffness of Cambridge Gault Clay*. Ph.D. Thesis. University of Bristol.
4. Lawrence, Jr, F.V. (1965) *Ultrasonic Shear Wave Velocities in Sand and Clay (No. RR-R65-05)*. Massachusetts Inst. of Tech Cambridge Dept. of Civil Engineering.
5. Shirley, D.J. and Hampton, L.D. (1978) Shear-wave measurements in laboratory sediments. *The Journal of the Acoustical Society of America*, **63**(2), 607-613.
6. Dyvik, R. and Madshus, C. (1985) Lab measurements of G_{max} using bender elements. *Proceedings of the*

- column, and torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, **45**(10), 1426–1438.
27. Camacho-Tauta, J.F., Reyes-Ortiz, O.J. and Jimenez Alvarez, J.D. (2013) Comparison between resonant-column and bender element tests on three types of soils. *Dyna.*, **80**(182), 163–172.
 28. Souto, A., Hartikainen, J. and Özüdogru, K. (1994) Measurement of dynamic parameters of road pavement materials by the bender element and resonant column tests. *Géotechnique*, **44**(3), 519–526.
 29. Hoyos, L.R., Suescún-Florez, E.A. and Puppala, A.J. (2015) Stiffness of intermediate unsaturated soil from simultaneous suction-controlled resonant column and bender element testing. *Engineering Geology*, **188**, 10–28.
 30. ASTM D-18. (2008) *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*.
 31. Pennington, D.S., Nash, D.F. and Lings, M.L. (2001) Horizontally Mounted Bender Elements for Measuring Anisotropic Shear Moduli in Triaxial Clay Specimens. *Geotechnical Testing Journal*, **24**(2), 133–144.
 32. Kumar, J. and Madhusudhan, B.N. (2010) A note on the measurement of travel times using bender and extender elements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(7), 630–634.
 33. Arroyo, M. and Greening, P.D. (2002) Phase and amplitude responses associated with the measurement of shear-wave velocity in sand by bender elements: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, **39**(2), 483–484.
 34. Kumar, J. and Madhusudhan, B.N. (2010) On determining the elastic modulus of a cylindrical sample subjected to flexural excitation in a resonant column apparatus. *Canadian Geotechnical Journal*, **47**(11), 1288–1298.
 35. Chung, R.M., Yokel, F.Y. and Drnevich, V.P. (1984) Evaluation of Dynamic Properties of Sands by Resonant Column Testing. *Geotechnical Testing Journal*, **7**(2), 60-69.
 36. Drnevich, V.P., Hardin, B.O. and Shippy, D.J. (1978) 'Modulus and damping of soils by the during triaxial testing. *Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia*, **76**, 107-113.
 18. Mancuso, C. and Vinale. F. (1988) Propagazione delle onde sismiche: teoria e misura in sito. *Atti del Convegno del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica*, 115-138.
 19. Brignoli, E.G., Gotti, M. and Stokoe, K.H. (1996) Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers. *Geotechnical Testing Journal*, **19**(4), 384-397.
 20. Sanchez, S.I., Roesset, J.M. and Stokoe, K.H. (1986) *Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation*. Texas Univ. at Austin Geotechnical Engineering Center.
 21. Gajo, A., Fedel, A. and Mongiovi, L. (1997). Experimental analysis of the effects of fluid—solid coupling on the velocity of elastic waves in saturated porous media. *Géotechnique*, **47**(5), 993-1008.
 22. Kawaguchi, T., Mitachi, T. and Shibuya, S. (2001) Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test. *15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, **1**, 155–158.
 23. He, H. and Senetakis, K. (2016) The effect of grain size on G_{max} of a demolished structural concrete: A study through energy dispersive spectroscopy analysis and dynamic element testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **89**, 208–218.
 24. Ferreira, C., da Fonseca, A. and Santos, J.A. (2006) Comparison of Simultaneous Bender Elements and Resonant Column Tests on Porto Residual Soil. In: *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis*. pp 523–535.
 25. Camacho-Tauta, J., Cascante, G., Santos, J.A. and Viana Da Fonseca, A. (2011) Measurements of shear wave velocity by resonant-column test, bender element test and miniature accelerometers. *Proceedings of the 2011 Pan-Am Geotechnical Conference 1–9*.
 26. Youn, J.U., Choo, Y.W. and Kim, D.S. (2008) Measurement of small-strain shear modulus G_{max} of dry and saturated sands by bender element, resonant

- of clean and natural sands in saturated condition using bender element test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **76**, 100–110.
47. Gu, X. (2012) *Dynamic Properties of Granular Materials at the Macro and Micro Scales*. Ph.D. Thesis, The University of Hong Kong, Hong Kong.
48. Carlton, B.D. and Pestana, J.M. (2016) A unified model for estimating the in-situ small strain shear modulus of clays, silts, sands, and gravels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **88**, 345–355.
49. Hardin, B.O. and Black, W.L. (1967) Sand stiffness under various triaxial stresses. *J. Soil Mech. Found. Div.*, **92**(2), 27–42.
50. Toros, U., Hiltunen, D.R., Campos, L.A., Roque, R., McVay, M.C. and Birgisson, B. (2008) *Characterization of Time-Dependent Changes in Strength and Stiffness of Florida Base Materials*. Final Report for Contract BD545-44, Florida Department of Transportation, October, 224 pp.
51. Maleki, M. and Bayat, M. (2012) Experimental evaluation of mechanical behavior of unsaturated silty sand under constant water content condition. *Engineering Geology*, **141**, 45–56.
52. Borhani, A. and Fakharian, K. (2016) Effect of particle shape on dilative behavior and stress path characteristics of chamkhaleh sand in undrained triaxial tests. *International Journal of Civil Engineering*, **14**(4), 197–208.
53. Ladd, R.S. (1978) Preparing Test Specimens Using Undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, **1**(1), 16–23.
54. ASTM D-4767. (2011) *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*.
55. ASTM D4254. (2006) *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*.
56. ASTM D-4253 (2013) *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*.
57. Leong, E.C., Cheng, Z.Y. (2016) Effects of Confining Pressure and Degree of Saturation on resonant column method'. In *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM Spec. Tech. Publ., 654, 91 –121.
37. Moayerian, S. (2012) *Effect of Loading Frequency on Dynamic Properties of Soils Using Resonant Column*. Master's Thesis, University of Waterloo.
38. Li, X.S., Yang, W.L., Shen, C.K. and Wang, W.C. (1998) Energy-Injecting Virtual Mass Resonant Column System. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(5), 428–438.
39. Khan, Z., El Naggar, M.H. and Cascante, G. (2011) Frequency dependent dynamic properties from resonant column and cyclic triaxial tests. *Journal of the Franklin Institute*, **348**(7), 1363–1376.
40. Deschenes, M.R. (2015) Drive Plate Mass Polar Moment of Inertia in Stokeo Type Resonant Column Devices. PhD Diss. Undergraduate Honors Theses, University of Arkansas.
41. Cabalar, A.F. (2010) Applications of the oedometer, triaxial and resonant column tests to the study of micaceous sands. *Engineering Geology*, **112**(1-4), 21–28.
42. Chong, Song-Hun, and Jin-Yeon Kim. (2017) Nonlinear vibration analysis of the resonant column test of granular materials. *Journal of Sound and Vibration*, **393**, 216–228.
43. Senetakis, Kostas, and Huan He. (2017) Dynamic characterization of a biogenic sand with a resonant column of fixed-partly fixed boundary conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **95**, 180–187.
44. Madhusudhan, B.N. and Senetakis, K. (2016) Evaluating use of resonant column in flexural mode for dynamic characterization of Bangalore sand. *Soils and Foundations*, **56**(3), 574–580.
45. El Mohtar, C.S., Drnevich, V.P., Santagata, M. and Bobet, A. (2013) Combined resonant column and cyclic triaxial tests for measuring undrained shear modulus reduction of sand with plastic fines. *Geotechnical Testing Journal*, **36**(4), 1–9.
46. Cai, Y., Dong, Q., Wang, J., Gu, C. and Xu, C. (2015) Measurement of small strain shear modulus

First Arrival	۵- زمان اولین ورود	Wave Velocities of Soils. <i>International Journal of Geomechanics</i> , ASCE 16 (6):1-10.
Characteristic Points	۶- نقاط مشخصه	
Cross Correlation	۷- همبستگی متقابل	58. Lee, C.J. and Huang, H.Y. (2006) Wave velocities and their relation to fabric anisotropy during the shearing of sands. <i>Geotechnical Engineering</i> , 37 (1):13-27.
Peak to Peak	۸- قله- قله	
First to First	۹- ابتدا- ابتدا	59. Gu, X., Yang, J. and Huang, M. (2013) Laboratory measurements of small strain properties of dry sands by bender element. <i>Soils and Foundations</i> , 53 (5):735-745.
De-aired Water	۱۰- آب مقطر هواگیری شده	60. Liu, X., Yang, J., Wang, G. and Chen, L., (2016) Small-strain shear modulus of volcanic granular soil: An experimental investigation. <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i> , 86 , 15-24.
Skempton	۱۱- اسکمپتون	61. Panuška J, Frankovská J (2016) Effect of a Void Ratio on the Small Strain Shear Modulus Gmax for Coarse - Grained Soils. <i>Procedia Engineering</i> , 161 , 1235-1239.
		62. Zhou, W., Chen, Y., Ma, G., Yang, L. and Chang, X. (2017) A modified dynamic shear modulus model for rockfill materials under a wide range of shear strain amplitudes. <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i> , 92 , 229-238.
		63. Jia, J. (2018) 'Dynamic and Cyclic Properties of Soils'. In: <i>Soil Dynamics and Foundation Modeling</i> . Springer, Cham.
		64. Choo, H. and Burns, S.E. (2015) Shear wave velocity of granular mixtures of silica particles as a function of finer fraction, size ratios and void ratios. <i>Granular Matter</i> , 17 (5), 567-578.
		65. Bayat, M. and Ghalandarzadeh, A. (2018) Stiffness Degradation and Damping Ratio of Sand-Gravel Mixtures under Saturated State. <i>International Journal of Civil Engineering</i> , 16 (10), 1261-1277.

واژه‌نامه

Bender Element	۱- المان خمشی
Resonant Column	۲- ستون تشدید
Piezoelectric	۳- پیزوالکتریک
Near Field Effect	۴- اثر میدان نزدیک