



گروه پارس سیویل ارائه دهنده مطالبی در مورد مهندسی عمران میباشد.

همچنین شما قادر خواهید بود که با راه های ارتباطی که در وبلاگ گروه به نشانی

PARSCIVIL.BLOG.IR

معرفی شده است میتوانید با ارائه پیشنهادات و انتقادات خود، ما را در این راه راهنمایی و همراهی کنید.

گروه پارس سیویل در انجام انواع پروژه های درسی و غیر درسی ذکر شده در وبلاگ نیز همچنین همراه شما عزیزان می باشد.

منتظر حضور گرم شما عزیزان هستیم.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

سیمای دانش
عمران - معماری - شهرسازی
۶۶۴۶۱۵۱۴
۶۶۴۶۰۵۴۵

اصول و مبانی

دینامیک خاک

ترجمه و تألیف:

دکتر سید مجتهدالدین میرمحمد حسینی

دانشیار دانشگاه صنعتی امیرکبیر

میرمحمدحسینی، سیدمجدالدین	TA
۷۱۰	
۴/ اصول و مبانی دینامیک خاک / ترجمه و تألیف مجدالدین میرمحمدحسینی -	
۵۹	
تهران: وزارت علوم، تحقیقات و فناوری، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۹	۱۳۸۹
دوازده، ۵۴۴ ص: مصور.	
کتابنامه.	
این کتاب در سال ۱۳۷۲ با عنوان دینامیک خاک توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	
به چاپ رسیده است.	
۱. خاک - دینامیک	
۲. پی‌سازی	
الف. عنوان.	

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

وابسته به وزارت علوم، تحقیقات و فناوری، تهران - ایران

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology
Ministry of Science, Research and Technology, Tehran, Iran

عنوان: اصول و مبانی دینامیک خاک

مؤلف: سید مجدالدین میرمحمدحسینی

چاپ اول: زمستان ۱۳۷۲

چاپ دوم: زمستان ۱۳۸۸

شمارگان: ۲۰۰۰ جلد

ناشر: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

لیتوگرافی، چاپ و صحافی: چاپخانه فردین

ISBN: 978-964-6490-39-0

شابک: ۹۷۸-۹۶۴-۶۴۹۰-۳۹-۰

نشانی: تهران، خیابان دکتر لواسانی (فرمانیه)، خیابان دیباجی شمالی، خیابان ارغوان، شماره ۲۱

تلفن: ۲۲۸۳۱۱۱۶-۱۹

نمابر: ۲۲۲۸۹۴۵۵

نشانی اینترنتی: www.iiees.ac.ir

پست الکترونیکی: PR@iiees.ac.ir

کلیه حقوق این گزارش متعلق به پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله می‌باشد.

(استفاده از مطالب با اشاره به منبع آزاد است.)

مسئولیت صحت دیدگاه‌های علمی به عهده نگارنده محترم می‌باشد.

پیشگفتار

معرفی راهکارها و روشهای طراحی و ساخت ایمن ابنیه فنی و تأسیسات مختلف در هنگام وقوع رخدادهای لرزهای یکی از وظایف مهم مراکز علمی-پژوهشی فعال در این زمینه است. تحقق این امر نیازمند گسترش و اشاعه دانش و آگاهیهای لازم در همه زمینه‌ها و سطوح مختلف است. در این راستا، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تاکنون برنامه‌های مختلفی را تدوین و به مرحله اجرا درآورده است. انتشار کتب علمی-تخصصی، آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها، گزارشهای فنی طرحهای علمی-پژوهشی و نیز رخدادهای لرزهای کشور و منطقه از محورهای بوده است که این پژوهشگاه سعی داشته در انجام آنها همواره فعال و پیشگام باشد.

کتاب حاضر که چاپ اول آن در سال ۱۳۷۲ با فاصله نسبتاً کوتاهی از زلزله منجیل منتشر شد، یکی از این موارد است که به دلیل فقدان منابع مناسب و آگاهی‌بخش در زمینه ویژگیها و رفتار دینامیکی خاکها به زبان فارسی مورد اقبال زیادی قرار گرفت و اینک به دلیل پایه‌ای بودن مباحث آن و گسترش روزافزون شمار دانشجویان، کارشناسان و علاقه‌مندان به مباحث دینامیکی و لرزهای خاکها ضرورت انتشار مجدد آن کاملاً احساس می‌گردد.

این کتاب که در ۹ فصل به معرفی مبانی، خصوصیات و رفتار دینامیکی خاکها پرداخته، در بخشهایی توسط پروفیسور پرکاش تدوین و به رشته تحریر درآمده است. به دلیل اهمیت شناخت رفتار دینامیکی خاکها و ضرورت گسترش و توسعه آن از طریق تبادل نظر و اطلاعات در این زمینه بوسیله محققان و متخصصان مختلف در سراسر جهان، نامبرده پایه-گذار کنفرانس بین‌المللی "پیشرفتهای اخیر در زمینه دینامیک خاک و مهندسی ژئوتکنیک لرزهای" است، که آخرین دستاوردهای علمی-پژوهشی در این خصوص از طریق مجموعه مقالات این کنفرانس در اختیار علاقه‌مندان قرار گرفته است.

برگردان بخشهای مذکور به زبان فارسی، تکمیل و توسعه مباحث و بخشهای مهم در زمینه دینامیک خاک توسط مترجم و مؤلف فارسی آن صورت گرفته که نامبرده علاوه بر آشنایی کامل و تدریس در مباحث مرتبط، تألیفات متعددی در زمینه مکانیک خاک و دینامیک خاک، تحقیقات و مقالات بسیاری در مباحث ژئوتکنیک لرزهای و رفتار دینامیکی خاکها و ساختگاهها داشته است.

ضمن چاپ مجدد این کتاب و تقدیم آن به دانش‌پژوهان و علاقه‌مندان به این مباحث و استقبال از دریافت دیدگاهها و ارشادات مخاطبان برای توسعه کمی و کیفی مباحث پایه در قلمرو رفتار دینامیکی مصالح مهندسی و ساختگاههای لرزه‌خیز کشور، امید است گام مؤثری در خصوص ایفای وظیفه و رسالت خطیر علمی در راستای کاهش مخاطرات لرزهای کشور برداشته شود.

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

زمستان ۱۳۸۸

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

بازده

مقدمه

فصل اول - مقدمه و کلیات

- | | |
|---|-------------------------------------------------------------|
| ۱ | ۱-۱ تفاوت مکانیک خاک و دینامیک خاک |
| ۱ | ۱-۲ طبیعت بارهای دینامیکی |
| ۷ | ۱-۳ شرایط تنش در یک المان از خاک تحت بارهای زلزله |
| ۸ | ۱-۴ مسائل مربوط به بارگذاری دینامیکی خاک ها و سازه های خاکی |
| ۹ | ۱-۵ مراجع |

فصل دوم - تئوری ارتعاشات

- | | |
|----|--------------------------------------------------|
| ۱۰ | ۲-۱ مقدمه |
| ۱۰ | ۲-۲ تعاریف |
| ۱۲ | ۲-۳ خواص هماهنگ |
| ۱۵ | ۲-۴ ارتعاشات آزاد یک سیستم جرم - فنر |
| ۲۱ | ۲-۵ ارتعاشات آزاد با زائل کنندگی (میرایی) ویسکوز |
| ۲۴ | ۲-۶ ارتعاشات جبری با زائل کنندگی ویسکوز |
| ۲۸ | - حالات خاص |
| ۳۰ | ۲-۷ نیروی محرک وابسته به فرکانس |
| ۳۳ | ۲-۸ سیستم های تحت نیروی گذرا |

۳۶	۲-۹ روش رالی (Ray Leigh)
۴۰	۲-۱۰ کاهش لگاریتمی
۴۱	۲-۱۱ تعیین زائل کنندگی ویسکوز
۴۴	۲-۱۲ قابلیت انتقال
۴۵	۲-۱۳ اصول وسائل اندازه گیری ارتعاشات
۴۸	۲-۱۴ سیستم های با دو درجه آزادی (جاذب ارتعاش)
۵۱	۲-۱۵ عکس العمل طیفی
۵۴	۲-۱۶ مسائل

۹.۲۹ ← فصل سوم - انتشارات امواج در محیطه های ارتجاعی

۵۸	۳-۱ مقدمه
۵۸	۳-۲ انتشار امواج در یک میله ارتجاعی
۷۰	۳-۳ انتشار موج در یک محیط الاستیک نامحدود
۷۶	۳-۴ انتشار موج در یک محیط نیمه محدود (نیمه فضا)
۸۳	۳-۵ معادله حرکت امواج سطحی
۸۵	۳-۶ حرکت یک ذره در سطح محیط
۸۶	۳-۷ امواج ایجاد شده توسط یک پی سطحی
۸۸	۳-۸ نکات نهایی
۹۰	۳-۹ مراجع

۹.۲۹ ← فصل چهارم - خصوصیات تنش - تغییر شکل و مقاومت دینامیکی خاکها

۹۱	۴-۱ مقدمه
----	-----------

چهار
۹۰۲۹ عملیات تنش

۹۱	۴-۲ آزمایشات متداول خاکها تحت بارهای استاتیکی
۹۲	۴-۳ آزمایش برش مستقیم
۹۴	۴-۴ نتایج آزمایش برش مستقیم
۹۵	۴-۵ آزمایش فشار سه محوری
۹۹	۴-۶ مقتضیات خاص جهت دستگاه های آزمایش دینامیکی خاکها
۱۰۰	۴-۷ دستگاه بارگذاری پاندولی
۱۰۵	۴-۸ رفتار ماسه های اشباع تحت بارهای دینامیکی گذرا
۱۰۶	۴-۹ اثر میزان تنش استاتیکی و تعداد نوسانات باربر مقاومت خاکهای چسبنده
۱۱۳	۴-۱۰ عوامل مؤثر بر خصوصیات تنش-تغییر شکل و مقاومت خاکهای چسبنده تحت بارهای نوسانی
۱۱۳	۴-۱۱ آزمایش برش ساده نوسانی
۱۲۱	۴-۱۲ دستگاه آزمایش سه محوری واقعی سیکلی
۱۲۳	- اصول طراحی دستگاه (SCTA)
۱۲۴	- تشریح دستگاه (SCTA)
۱۳۱	- وسایل اندازه گیری تنش ها و تغییر شکل ها
۱۳۳	- سیستم ضبط داده ها
۱۳۳	- نحوه انجام آزمایش بوسیله (SCTA)
۱۳۵	- نتایج آزمایشات با (SCTA)
۱۳۹	۴-۱۳ دستگاه ستون تشدید
۱۵۰	۴-۱۴ آزمایشات محلی :
۱۵۰	- روش گمانه با انتشار امواج عبوری در خاک
۱۵۱	- روش گمانه با انتشار امواج صعودی یا نزولی
۱۵۳	- روش انتشار امواج سطحی

۱۵۵	- آزمایش بلوک تشدید
۱۶۱	- آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکلی
۱۶۲	۴-۱۵ مقادیر نمونه ثابتهای خاک
۱۶۵	- مقایسه بین مقادیر G بدست آمده از روش های مختلف
۱۷۲	۴-۱۶ نکات نهایی
۱۷۵	۴-۱۷ مسائل
۱۷۷	۴-۱۸ مراجع

فصل پنجم - دانش دینامیکی خاک و دیوارهای حائل

۱۸۳	۵-۱ مقدمه
۱۸۳	۵-۲ رانش خاک در حالت سکون
۱۸۵	۵-۳ تئوری رانکین در مورد رانش خاک
۱۸۹	۵-۴ تئوری کولمب در مورد رانش خاک
۱۹۱	۵-۵ روش ترسیمی کولمن
۱۹۲	۵-۶ رفتار دیوارهای حائل در برابر زلزله
۱۹۴	۵-۷ کاربرد تئوری کولمب در بارگذاری های زلزله
۱۹۶	۵-۸ اصلاح روش کولمن برای بارهای دینامیکی
۱۹۷	۵-۹ روش تئوریک برای خاک های ϕ و C دار
۲۰۱	۵-۱۰ نقطه اثر رانش خاک بر دیوار حائل
۲۰۴	۵-۱۱ مطالعات تجربی روی دیوارهای حائل کوچک آزمایشگاهی
۲۱۰	۵-۱۲ بررسی پایداری دیوار حائل سد کوینا
۲۱۱	۵-۱۳ روش جابجایی در تحلیل دیوارهای حائل

۲۱۱	- مدل ریاضی
۲۱۲	- ثابت فنر
۲۱۳	- جرم ظاهری خاک
۲۱۴	- نحوه محاسبه تغییر مکان دیوار حائل
۲۱۶	۱۴-۵ استانداردهای عملی توصیه شده توسط هندوستان
۲۱۸	۱۵-۵ مسائل حل شده
۲۳۱	۱۶-۵ نکات نهایی
۲۳۳	۱۷-۵ مسائل و سؤالات نمونه
۲۳۳	۱۸-۵ مراجع

فصل ششم - ظرفیت باربری دینامیکی خاکها ← ۹.۲۹

۲۳۶	۱-۶ مقدمه
۲۳۶	۲-۶ شبکه گسیختگی زیر پی های کم عمق و ظرفیت باربری نهایی
۲۳۸	۳-۶ معیارهای لازم جهت طرح یک پی
۲۴۰	۴-۶ بارهای زلزله وارده بر پی ها
۲۴۳	۵-۶ اثر بارهای افقی و لنگر بر پی ها
۲۴۴	- بار قائم خارج از مرکز
۲۴۵	- روش جدید جهت طرح پی های تحت بار خارج از مرکز
۲۵۵	- پی تحت بار متمایل
۲۵۷	۶-۶ توصیه های اجرایی جهت پی های مقاوم در برابر زلزله
۲۶۲	۷-۶ بررسی دینامیکی بارهای قائم
۲۶۳	- نیروی محرک

۲۶۳	- نیروی مقاوم
۲۶۵	- معادله حرکت
۲۶۷	۸-۶ بررسی دینامیکی بارهای افقی
۲۶۸	- ظرفیت باربری استاتیکی
۲۷۰	- بررسی تعادل دینامیکی
۲۷۴	- معادله عمومی حرکت
۲۷۵	- حل معادله حرکت
۲۷۷	- ارزیابی عددی معادلات حرکت
۲۷۸	- بحث پیرامون نتایج بدست آمده
۲۷۹	۹-۶ مطالعات تجربی
۲۸۴	- آزمایشات و مطالعات تجربی دینامیکی
۲۸۸	۱۰-۶ نکات نهایی
۲۸۹	۱۱-۶ مراجع

فصل هفتم - تحلیل دینامیکی شمع ها

۲۹۲	۱-۷ مقدمه
۲۹۲	۲-۷ چکشهای شمع کوبی
۲۹۷	۳-۷ بار مجاز شمع ها
۲۹۸	- فرمول های شمع کوبی
۲۹۸	- معادله موج
۳۰۳	۴-۷ اثر ارتعاشات بر شمع ها
۳۰۶	۵-۷ روش معمولی بررسی و تحلیل شمع های تحت بارهای جانبی

۳۰۶	- شمع های تحت اثر لنگر
۳۰۹	- شمع های تحت اثر بارهای جانبی
۳۱۰	۷-۶ رفتار یک شمع قائم تحت بارهای جانبی
۳۱۵	۷-۷ بررسی شمع های واقع در خاک های غیر چسبنده
۳۲۴	- مراحل طرح
۳۲۹	۷-۸ بررسی شمع ها در خاک های چسبنده
۳۳۲	۷-۹ تحلیل دینامیکی شمع ها
۳۳۴	- فرکانس های طبیعی
۳۳۸	- روش بررسی و طرح شمع ها در مقابل زلزله
۳۴۷	- مراحل کنترل طرح
۳۴۸	۷-۱۰ مقادیر مدول خاک
۳۴۹	۷-۱۱ اصلاحات مربوط به گروه شمع ها
۳۵۰	۷-۱۲ دستورالعمل های آئین نامه ای
۳۵۱	۷-۱۳ نکات نهایی
۳۵۲	۷-۱۴ مسائل
۳۵۴	۷-۱۵ مراجع

فصل هشتم - روانگرایی (سیلان) خاکها

۳۵۸	۸-۱ مقدمه
۳۵۸	۸-۲ تئوری پدیده روانگرایی
۳۶۲	۸-۳ عوامل مؤثر بر روان شدن خاکها
۳۶۵	۸-۴ عوامل مؤثر بر روان شدن خاکها

صفحه	عنوان
۳۷۱	۸-۵ مطالعات آزمایشگاهی روانگرایی خاکها
۳۷۱	۸-۶ مطالعات روانگرایی خاکها توسط دستگاه های سه محوری
۳۷۴	- رفتار ماسه متخلخل (LOOSE) تحت بارگذاری سیکلی
۳۷۷	- اثر بارگذاری استاتیکی بعد از روانگرایی ماسه
۳۷۷	- اثر فشار همه جانبه بر روانگرایی ماسه
۳۷۸	۸-۷ مطالعات روانگرایی خاکها توسط دستگاههای برش ساده نوسانی
۳۸۰	- رابطه بین تنش برشی ماکزیمم نوسانی و تعداد سیکلهای لازم جهت روانگرایی ماسه
۳۸۱	- اثر فشار محدود کننده روی تنش های سیکلی که موجب روانگرایی می گردند
۳۸۲	- مقایسه تنشهای سیکلی مولد روانگرایی خاکها در شرایط برش ساده و سه محوری
۳۸۴	۸-۸ ارزیابی قابلیت روانگرایی خاکها
۳۸۵	- محاسبه تنشهای برشی ماکزیمم در توده ماسه
۳۸۶	- تعیین تعداد سیکل مهم معادل (Nc)
۳۹۰	- نحوه ارزیابی روانگرایی پذیری ماسه ها
۳۹۴	۸-۹ مطالعات روانگرایی ماسه ها بوسیله میز ارتعاش
۴۰۴	- اثر اندازه ذرات
۴۰۶	- اثر دانسیته نسبی
۴۰۸	- اثر سربار اولیه
۴۱۲	۸-۱۰ خصوصیات روانگرایی ماسه های متراکم
۴۱۷	۸-۱۱ آزمایشات محلی
۴۲۸	۸-۱۲ بررسی پدیده روانگرایی با استفاده از عدد نفوذ استاندارد
۴۳۱	- روش بررسی و تحلیل

۴۳۳

۸-۱۳ نکات نهایی

۴۳۷

۸-۱۴ مسائل

۴۳۸

۸-۱۵ مراجع

فصل نهم - پی ماشین آلات ← ۹.۲۹

۴۴۳

۹-۱ مقدمه

۴۴۵

۹-۲ معیارهای لازم جهت طرح پی مناسب برای ماشین آلات

۴۴۶

۹-۳ روش های تحلیل پی ها

۴۴۷

۹-۴ درجات آزادی یک پی حجیم

۴۴۸

۹-۵ تعریف سختی سیستم خاک-فنر

۴۵۲

۹-۶ ارتعاشات قائم بلوک پی

۴۵۳

۹-۷ ارتعاشات افقی (لغزشی) بلوک پی

۴۵۴

۹-۸ ارتعاشات ناشی از دوران بلوک پی حول محور y ها

۴۵۸

۹-۹ ارتعاشات ناشی از دوران بلوک پی حول محور قائم z (ها)

۴۵۹

۹-۱۰ ارتعاشات بلوک پی ناشی از جابجایی در امتداد محور z ها همزمان با جابجایی در امتداد محور x ها و دوران حول محور y ها

۴۶۲

- فرکانسهای طبیعی

۴۶۵

- دامنه های حرکت

۴۶۹

۹-۱۱ استانداردهای هندوستان برای طرح و اجرای پی ماشین آلات پیستونی

۴۶۹

- معیارهای مربوط به ابعاد پی

۴۷۰

- معیارهای مربوط به ارتعاش

۴۷۰

- دامنه ارتعاش مجاز

۴۷۰

- چند ماشین روی یک پی گسترده

یازده

۴۷۱	- تنشهای مجاز
۴۷۱	- توصیه های اجرایی
۴۷۲	۹-۱۲ مراحل طراحی یک بلوک پی
۴۷۲	- اطلاعات طرح
۴۷۲	- انتخاب ثوابت خاک
۴۷۲	- طرح شکل و ابعاد پی
۴۷۳	- تعیین مرکز ثقل و فشار خاک
۴۷۳	- بارهای محرک طرح و فرم ارتعاشات پی
۴۷۴	- تعیین مماند اینرسی سطح و جرم بلوک
۴۷۴	- محاسبه دامنه حرکات و فرکانسهای طبیعی
۴۷۶	۹-۱۳ ارتعاشات قائم بر اساس تئوری نیمه فضای الاستیک
۴۷۶	- ارتعاشات قائم
۴۸۰	۹-۱۴ ارتعاشات افقی (لغزشی) پی با استفاده از تئوری الاستیک نیمه فضا
۴۸۲	۹-۱۵ بررسی ارتعاش پی ناشی از دوران حول محور Yها با استفاده از تئوری الاستیک نیمه فضا
۴۸۳	۹-۱۶ بررسی ارتعاشات پیچشی پی با استفاده از تئوری الاستیک نیمه فضا
۴۸۴	۹-۱۷ پی ماشین آلات ضربه ای
۴۹۲	۹-۱۸ استانداردهای هند برای طرح و اجرای پی ماشین آلات ضربه ای
۴۹۲	- اطلاعات ضروری
۴۹۲	- ملاحظات عمومی
۴۹۳	- دامنه مجاز حرکات
۴۹۴	- معیارهای انتخاب ابعاد
۴۹۵	- توصیه های اجرایی

۴۹۵

۹-۱۹ مراحل طرح پی ماشین آلات ضربه ای

۴۹۸

۹-۲۰ مسائل حل شده

۵۲۳

۹-۲۱ ایزوله سازی ارتعاشات و تقلیل اثر امواج

۵۲۸

۹-۲۲ مرور کلی

۵۳۲

۹-۲۳ مراجع

۵۳۵

واژه نامه

بنام خدا



شناخت همه جانبه رفتار خاکها بعنوان مصالحی که ناگزیر بخش غیرقابل تفکیکی از اغلب پروژه های مختلف عمرانی را تشکیل می دهند می تواند نقش مؤثری در اصلاح روشهای طراحی داشته باشد و دستیابی به تجزیه و تحلیل های واقع گرایانه تر را میسر سازد.

رفتار خاکها تحت تأثیر میدانهای استاتیکی نیروها و تنشها از دیرباز مورد مطالعه قرار گرفته و اغلب مسائل و موضوعات این مبحث، که تحت عنوان مکانیک خاک مطرح است درحد قابل قبول و چشم گیری پیشرفت نموده و بصورت روشن تبیین گردیده است. بگونه ای که امروزه در بیشتر کتب و مراجع این موضوعات بصورت روشهای کلاسیک طراحی و ارزیابی وارد شده است و خوشبختانه تعداد زیادی از این کتابها به فارسی برگردانده شده و تألیفات مختلفی در داخل نیز در این زمینه صورت پذیرفته است.

در رابطه با رفتار خاکها تحت بارهای دینامیکی، بدلیل پیچیدگی مسائل و گستردگی وسعت موضوعات علیرغم مطالعات، تحقیقات و کارهای مختلفی که تابحال صورت گرفته و به یقین دستاوردهای ارزشمند و راه گشایی نیز در برداشته است، هنوز زمینه های بسط مطالعات، تبیین روشها و گسترش تحقیقات بمنظور هرچه آشناتر شدن به رفتار واقعی خاکها کاملاً احساس می شود و قطعاً با مرور زمان شناخت و اطلاعات دقیقتری در این زمینه بدست خواهد آمد.

ویژگیهای فوق در خصوص مسائل دینامیکی خاکها از یکطرف و فقدان مجموعه ای بزبان فارسی که حتی المقدور بتواند نتایج مطالعات و تحقیقات انجام گرفته در زمینه خصوصیات دینامیکی خاکها را در يك مرور اجمالی در اختیار علاقمندان و متخصصین این رشته قرار دهد از سوی دیگر، نگارنده را برآن داشت تا دست به ترجمه و تدوین چنین کتابی بزند. گرچه قسمتهای عمده و اصلی این کتاب ترجمه و برگردان مطالب مندرج در کتاب دینامیک خاک آقای پرکاش^(*) می باشد، لیکن بدلیل چندین

(*) Soil Dynamics, Shamsheer Prakash

سال تدریس مترجم در این درس برای دانشجویان رشته خاک و پی و تجارب تحقیقاتی خود در این زمینه، سعی بر آن بوده که برحسب موارد، موضوعاتی که در سالهای اخیر در این خصوص مطرح بوده است حتی المقنن در این مجموعه منعکس گردد. این انعکاس در فصل چهارم کتاب در رابطه با رفتار تنش - تغییر شکل دینامیکی خاکها که در فاصله انتشار متن اصلی تا بحال دستخوش تحولات وسیعی گشته و روشها و وسایل جدیدی در این زمینه بکار گرفته شده کاملاً مشهود است. کتاب حاضر تلاش کوچکی است بمنظور معرفی عناوین و تبیین مقدماتی مسائل و موضوعات مختلفی که در زمینه رفتار و خصوصیات دینامیکی خاکها مطرح بوده و امید است با ارائه نظرات، انتقادات، ارشادات و راهنماییهای خوانندگان عزیز بتوان در آینده آن را بصورت مجموعه ای مفیدتر و کاملتر درآورد.

در پایان از کلیه مسئولان و عوامل اجرایی مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله که زمینه و امکانات چاپ این کتاب را فراهم ساخته اند، خصوصاً سرکار خانم شیوا مشیری فریکه کار تایپ آن را بعهده داشته و با دقت، حوصله و پشتکار در این زمینه زحمات درخور تقدیری را متحمل شده اند صمیمانه تشکر و قدردانی می نماید.

سید مجدالدین میرمحمد حسینی

تهران - پائیز ۱۳۷۲

مقدمه چاپ دوم

معرفی خصوصیات و رفتار خاکها در میدان بارهای دینامیکی به منظور امکان اندازه-گیری و انتخاب مناسب پارامترهای مورد نیاز طراحی در بخش عمده‌ای از طرحهای مهندسی و کلیه سازه‌های ژئوتکنیکی اهمیت ویژه‌ای دارد. استفاده بهینه از منابع و مصالح در ساخت ابنیه و تأسیسات زیربنایی، مستلزم شناخت و کنترل برهمکنش سازه و خاک نه تنها در شرایط استاتیکی و بارهای وارد بر آن در این شرایط، بلکه اطمینان از عملکرد ایمن و قابل قبول سازه در هنگام رخداد بارهای دینامیکی، بویژه زلزله، است.

گرچه این نوع ارزیابی و کنترل در گذشته بیشتر برای سازه‌های خاص و تأسیسات مهم رایج بوده است، لیکن ضرورت ایجاد توسعه پایدار و بهره‌برداری صحیح و اصولی از منابع، امروزه برای کلیه طرحهای عمرانی امری اجتناب‌ناپذیر و الزامی است. در این راستا، رویکرد جامعه مهندسان، کارشناسان و متخصصان امور آموزش، پژوهش، طراحی، ساخت و نظارت بر این قبیل فعالیتها، به آشنایی و شناخت کاملتر خصوصیات دینامیکی مصالح خاکها، بیش از پیش احساس می‌گردد. این رویکرد، شاید مهمترین عامل تجدید چاپ کتاب حاضر، که بیشتر به معرفی و تبیین مسائل دینامیکی و مبانی رفتار خاکها درحوزه تنش‌های دینامیکی می‌پردازد، باشد. گرچه درحوزه وسیع بارهای دینامیکی، خصوصیات رفتاری خاکها بسیار متنوع و گسترده است، لیکن آنچه که در مراحل مقدماتی شناخت، باید ارائه و مطرح شود و تا دست نیافتن به چنین دانش و آگاهی، امکان رسیدن به مراحل بعدی و پیشرفته‌تر شناخت حاصل نخواهد گشت، طرح مسائل و خصوصیات مبنایی است که در کتاب حاضر بررسی و تشریح شده است.

امید است با انتشار مجدد این مجموعه، آشنایی با ویژگیها و خصوصیات دینامیکی خاکها و امکان استمرار و گسترش اطلاعات ضروری در این زمینه برای کلیه علاقه‌مندان فراهم شود.

در خاتمه ضمن تشکر از مسؤولان محترم پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و کلیه افرادی که در این مرکز زمینه چاپ دوم کتاب حاضر را فراهم نمودند، توفیق خدمت همگان را در گسترش و پیشبرد اهداف علمی کشور از خداوند بزرگ مسألت می‌نمایم.

سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

زمستان ۱۳۸۸

فصل اول

مقدمه و کلیات

۱-۱ تفاوت مکانیک خاک و دینامیک خاک

مکانیک خاک که در واقع ترزاقی از بنیانگذاران اصلی آن می باشد علمی است که درباره خواص مهندسی و رفتار خاکها بحث می نماید. مطالعه سیستماتیک خاک ها به عنوان مصالح ساختمانی اوایل قرن حاضر توسط ترزاقی انجام شد و در فاصله کوتاهی حدود ۲۰ سال، بعد از انتشار اولین کتاب او به نام مکانیک خاک به زبان آلمانی، این علم در سراسر جهان توسعه یافت. دینامیک خاک آن شاخه از مکانیک خاک است که درباره خواص مهندسی و رفتار خاک ها هنگامی که در میدان بارهای دینامیکی قرار می گیرند صحبت می نماید. گرچه کلمه بار در تعریف اولیه خود در مکانیک خاک بطور عام شامل بارهای استاتیکی و دینامیکی می گردد، لیکن استفاده از آن بدون تاکید خاص بر نوع بار ممکنست بیشتر بارهای استاتیکی مورد نظر باشد. بهمین دلیل در غالب مراجعی که درباره مکانیک خاک بحث می نمایند ترجا که قصد بررسی رفتار دینامیکی خاک باشد تاکید بر دینامیکی بودن بار بعمل می آید.

۱-۲ طبیعت بارهای دینامیکی

بارهای دینامیکی که بر پی ها و سازه های خاکی اثر می نمایند ممکن است در اثر عوامل مختلفی از قبیل زلزله، انفجار بمب، عمل چکش ها و ماشین آلات پیستونی، شمع کوب ها، ترافیک وسایل سریع (مانند فرود یا برخاست هواپیما)، باد و یا بالاخره امواج دریا ایجاد گردند. طبیعت هریک از این بارها از دیگری کاملاً متفاوت می باشد. همانطور که ذکر شد زلزله * یکی از مهمترین منابع تولید بارهای دینامیکی می باشد. وقوع هر زلزله به همراه رهاشدن میزان معینی انرژی خواهد بود، که بسته به شدت آن ممکن است بزرگی زلزله کم یا زیاد باشد. بزرگی هر زلزله به وسیله عدد (M) به نام ریشتر مشخص می گردد. این عدد که

* ارتعاشات سطح زمین که بوسیله امواج تنش تولید شده از يك منبع تحريك در داخل زمین ایجاد می شود را زلزله می نامیم. يك زلزله ممکنست بوسیله انفجارت آتش فشان و یا افزایش تغییرشکلها در توده زمین ایجاد شود. در حالت اخیر هنگامی که امکان ذخیره انرژی در توده زمین به علت افزایش تغییرشکلها میسر نمی باشد این انرژی رها شده و لغزش و شکست در توده زمین اتفاق می افتد. نقطه ای که در داخل توده زمین لغزش و یا شکست از آنجا شروع می شود کانون زلزله و نقطه ای که در بالای کانون در سطح زمین قرار دارد بقم مرکز زلزله (Epicenter) نامیده می شود.

در سال ۱۹۵۸ توسط ریشتر پیشنهاد گردیده است در واقع عبارت است از لگاریتم در پایه ۱۰ بزرگ ترین دامنه حرکت زمین برحسب میکرومتر که در فاصله ۱۰۰ کیلومتری از کانون زلزله بوسیله یک دستگاه استاندارد اندازه گیری شود. در جدول ۱-۱ بزرگی زلزله های مختلف با مقدار انرژی آزاد شده مقایسه شده است.

M بزرگی زلزله (ریشتر)	۵	۶	۶٫۵	۷	۷٫۵	۸	۸٫۶
E انرژی مربوطه ($۱۰^{۲۰}$ ارگ)	۰٫۰۸	۲٫۵	۱۴٫۱	۸۰	۴۴۶	۲۵۰۰	۲۰۰۰۰

جدول (۱-۱) تغییرات انرژی رها شده از زلزله برحسب بزرگی در مقیاس ریشتر

در اثر حرکات زمین حین زلزله ممکن است پی ها نشست نموده، ساختمان ها کج شده، خاک ها روان گردیده مقاومت خود را از دست داده و بالاخره ساختمان های سبک شناور گردند. در شکل (۱-۱) کج شدن یک ساختمان در خلال زلزله نیکاتای ژاپن (۱۹۶۴) نشان داده شده است. همچنین فرو رفتن یک اتومبیل و شناور شدن یک مخزن فاضلاب در سطح زمین به ترتیب در اشکال (۱-۲) و (۱-۳) ملاحظه می شود.

نمایش ترسیمی خسارات ناشی از زلزله و عملکرد سازه ها در آمریکا به هنگام زلزله در سال ۱۹۷۰ توسط Steinburgge انجام شده است. در مطالعه ای که توسط Chandrasekaran, Krishna (۱۹۷۶) انجام شده اشاره گردیده است که سالیانه به طور میانگین در نقاط مختلف جهان حدود ۱۲ زلزله با بزرگی ۷ و یا بیشتر در مقیاس ریشتر به وقوع می پیوندد.

جالب توجه است که انرژی رها شده در یک زلزله را با یک انفجار هسته ای مقایسه نمود. مقدار انرژی رها شده در یک انفجار هسته ای از نوع آنچه در هیروشیما به وقوع پیوست ۸×۱۰^{۲۰} ارگ می باشد. این مقدار با یک زلزله به بزرگی ۶٫۳۲ ریشتر معادل می باشد. بنابراین میزان انرژی رها شده در زلزله آسام هند که در سال ۱۹۵۰ با بزرگی $M = ۸٫۶$ ریشتر به وقوع پیوست معادل انفجار هم زمان ۲۵۰۰ بمب از نوع به کار رفته در هیروشیما خواهد بود.

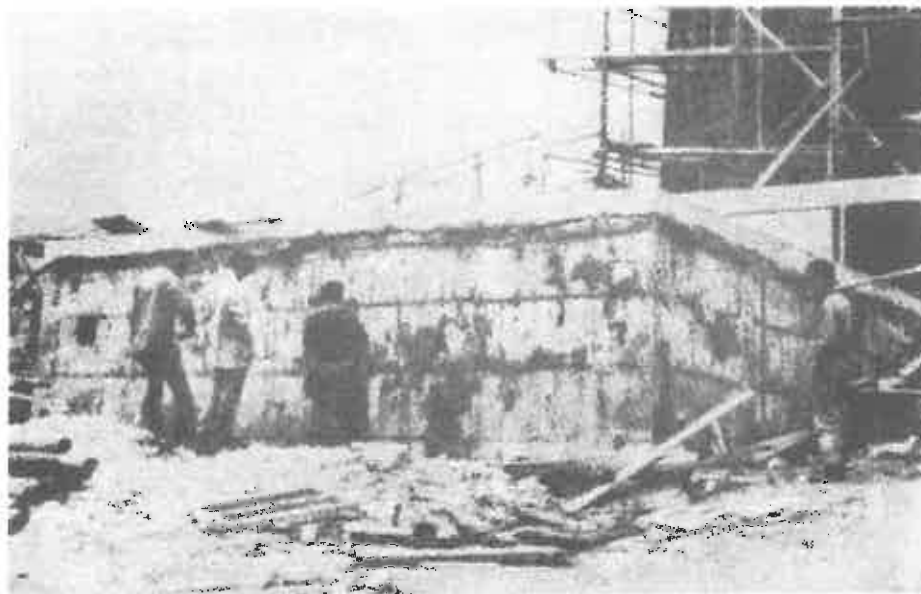
يك زلزله حرکاتی نا منظم در تمامی جهات ایجاد می کند. در شکل ۴-۱ (الف) مؤلفه شمال-جنوب شتاب زلزله El-Centro که در ماه مه ۱۹۴۰ با بزرگی ۷٫۱ ریشتر اتفاق افتاد نشان داده شده است. همچنین در شکل (۴-۱ ب) مؤلفه افقی شتاب زلزله ای با بزرگی ۵٫۶ ریشتر که در سال ۱۹۶۷ در هند به وقوع پیوسته و در امتداد محور سد کوپینای هند اندازه گیری شده ترسیم گردیده است.



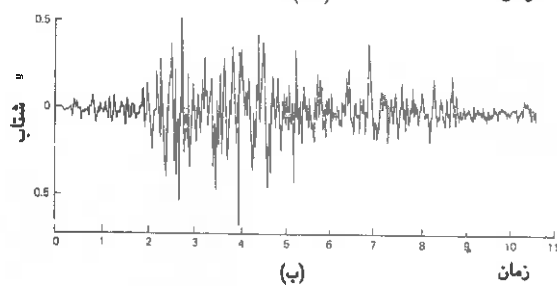
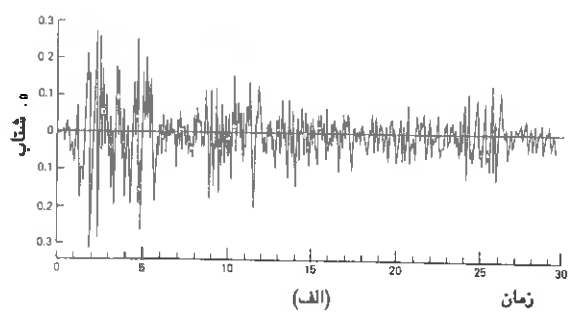
شکل (۱-۱) کج شدن يك ساختمان در خلال زلزله نیگاتا (۱۹۶۴)



شکل (۱-۲) فرورفتن يك اتومبیل در زلزله نیگاتا (۱۹۶۴)



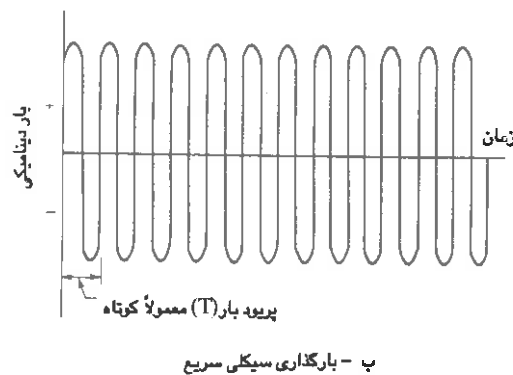
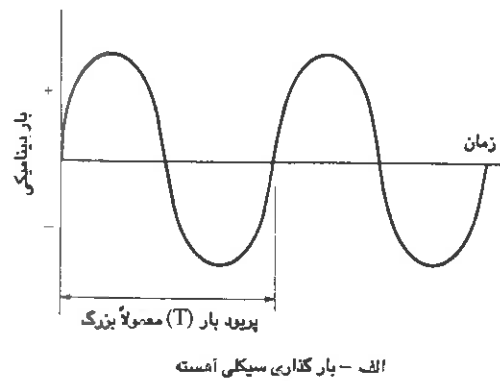
شکل (۱-۳) شناور شدن یک مخزن فاضلاب در خلال زلزله نیگاتا (۱۹۶۴)



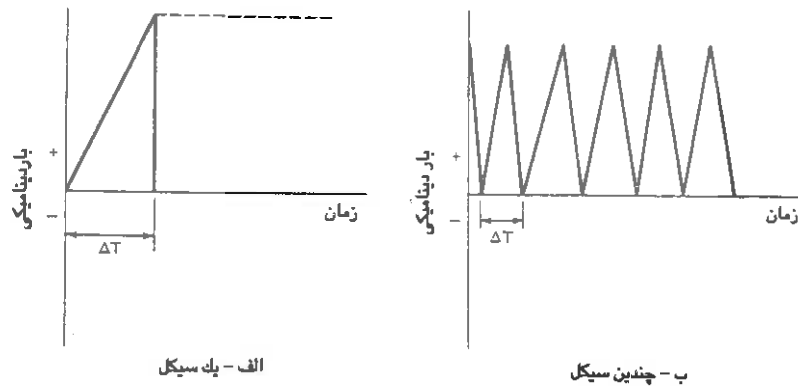
شکل (۱-۴): (الف): مؤلفه شمال-جنوب شتاب زلزله El-Centro (۱۹۴۰)

(ب): مؤلفه افقی شتاب زلزله کونیای هند در امتداد محور سد (۱۹۶۷)

از سوی دیگر طبیعت بارهای دینامیکی حاصله از ماشین آلات پیستونی و دورانی نوعاً سینوسی می باشد. بارهای ناشی از ضربات چکش ها و پرس ها معمولاً حالت میرا و گذرا دارند. در اشکال (۱-۵)، (۱-۶) و (۱-۷) نمونه هایی از بارهای دینامیکی در حالات ارتعاشات یکنواخت، گذرا و همچنین تولید شده در اثر عملیات شمع کوبی ترسیم گردیده است.

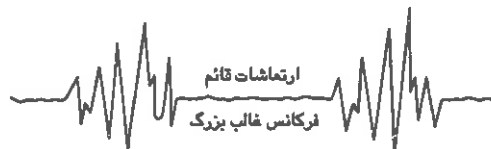


شکل (۱-۵) بارهای دینامیکی بر اثر ارتعاشات یکنواخت



شکل (۱-۶) بارهای دینامیکی گذرا

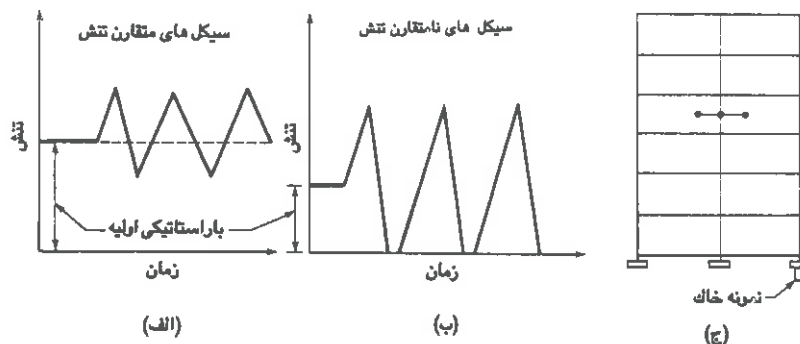
- اشکال فوق در حقیقت حالت ساده شده ای از بارهای واقعی می باشند. بارهای واقعی ممکن است بنا به دلایل زیر با آنچه که فوقاً نشان داده شد متفاوت باشند:
- ۱- بارگذاری ها در طبیعتشان واقعاً متناوب نیستند، یعنی سیکل بارها در فواصل زمانی یکسان تکرار نمی شوند.
 - ۲- مقدار ماکزیمم بار در ۲ سیکل از بارگذاری ممکن است یکسان نباشد.
 - ۳- بارهای دینامیکی بصورت خالص در طبیعت عمل نمی نمایند. بلکه معمولاً توأم با بارهای استاتیکی می باشند. بارهای استاتیکی توسط وزن مرده سازه های مختلف ایجاد می شوند در حالی که بارهای دینامیکی ممکن است توسط یک یا چند منبع اشاره شده در این بخش تولید شوند. در این کتاب کلیه بارهای موجود به جز بارهای مرده بعنوان بارهای دینامیکی تاقی خواهند شد مگر اینکه بصورت جداگانه قید شوند.



شکل (۱-۷) شتاب قائم ایجاد شده در زمین در اثر عملیات شمع کوبی

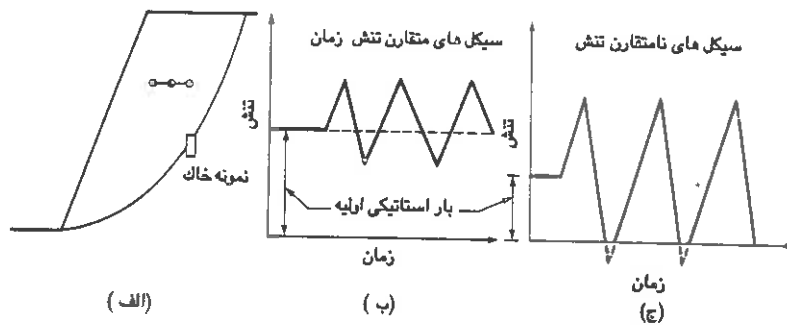
۳-۱ شرایط تنش در يك المان از خاک تحت بارهای زلزله

همانطور که قبلاً ذکر شد بارها در طبیعت غالباً بصورت ترکیبی از بارهای استاتیکی و دینامیکی بر زمین اعمال می گردند. اگر بار استاتیکی اولیه بزرگ بوده و بار ناشی از زلزله کوچک باشد برآیند اثر توأم این ۲ بار بصورت شکل (۸-۱-الف) خواهد بود. لیکن در حالی که بار استاتیکی اولیه نسبت به بار دینامیکی کوچک باشد نتیجه توأم ۲ بار مطابق شکل (۸-۱-ب) خواهد بود. وقتی که پی فقط روی خاک بنا شود تنش منفی (کشش) در پی نمی تواند ایجاد شود در نتیجه تنش ها در خاک زیر پی فقط در يك جهت عمل می نمایند.



شکل (۸-۱) شرایط بارگذاری يك طرفه در المان خاک در خلال زلزله

در حالت وجود يك خاکریز و یا شیروانی اثر توأم بارهای استاتیکی و دینامیکی شبیه حالات فوق می باشد منتهی نظر به اینکه در این حالت امکان وقوع برش در المان فراهم می باشد بار منتهجه در دو جهت (فشار و کشش) بر المان خاک وارد خواهد شد شکل (۹-۱).



شکل (۹-۱) شرایط بارگذاری دو طرفه در آلمان خاک در خلال زلزله

۴-۱ مسائل مربوط به بارگذاری دینامیکی خاک ها و سازه های خاکی

مسائل مربوط به بارگذاری دینامیکی خاک ها و سازه های خاکی که در فصول بعدی این کتاب به

تفصیل مورد بحث و بررسی قرار خواهند گرفت بقرار زیر می باشد:

- خصوصیات تنش - تغییر شکل و مقاومت دینامیکی خاک ها
- مسائل مربوط به رانش خاک و دیوارهای حائل
- ظرفیت باربری دینامیکی زمین و طراحی پی های سطحی
- تحلیل و بررسی شمع ها (پی های عمیق) تحت بارهای دینامیکی
- سیلان (روان شدن) خاکها
- پی های ماشین آلات

مطالعه تنش - تغییر شکل و مقاومت دینامیکی خاک ها توأم با مشکلات فراوانی می باشد.

مهم ترین مشکل در این زمینه طراحی و فراهم ساختن دستگاه آزمایشی مناسب جهت یک حالت

خاص از بارگذاری به نحوی که قادر به اعمال شرایط واقعی بارگذاری باشد خواهد بود. تا بحال

هیچ تلاشی به منظور استاندارد کردن چنین دستگاههای آزمایشی به عمل نیامده است.

گذشته از اینها، در مسائل متعددی از پایداری شیب ها راه حل های انجام شده مبتنی بر جایگزین نمودن نیروی دینامیک، با یک نیروی استاتیکی معادل بوده که این امر ممکن است در مواردی به نتایج خطرناکی منجر شود. بنابراین در چنین حالاتی راه حل های دینامیکی کاملاً ضروری می باشد. در سایر حالات معمولاً تخمین پریود طبیعی سازه مورد نظر به منظور جلوگیری از وقوع حالت تشدید امری ضروری خواهد بود.

۵-۱ مراجع

- Krishna, J., and A. R. Chandrasekaran: " Elements of Earthquake Engineering " Sarita Prakashan Meerut, UP, India, 1976.
- Richter, C. F. : Elementary Seismology, " W. H. Freeman, San Francisco, Calif., 1958.
- Steinbrugge, K. V. Earthquake Damage and Structural Performance in the United States, in R. L.
- Wiegel (ed) : " Earthquake Engineering , " Prentice - Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1970, chap. 9.
- Seed, H. B., and C. K. Chan : " Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions, " *J. Soil Mech . Found. Div., ASCE* , vol. 92, no. SM 2, pp. 53 - 78, 1966.
- Seed, H. B., and I. M. Idriss: " Analysis of Soil Liquefaction, Niigata Earthquake," *J. Soil Mech . Found. Div., ASCE* , vol. 93, no. SM 3, pp. 83 - 108, 1967.

۱-۲ مقدمه

به منظور درک و دریافت کامل مسائل مختلف مربوط به پی و سازه های خاکی تحت تاثیر بارهای دینامیکی، آشنایی با مفاهیم ساده تئوری ارتعاشات ضروری می باشد. غالب مسائلی که در فصول آتی این کتاب مورد حل و فصل قرار میگیرد مربوط به بارهای پویا است که بصورت هماتنگ بر سازه اثر می نماید. چنین فرضی تا حدود زیادی برای پی های ماشین آلات صحیح می باشد، لیکن برای حرکات پیچیده صادق نخواهد بود. میزان انحراف از واقعیت در چنین حالاتی در مکانهای مناسب بحث و تشریح خواهد شد.

۲-۲ تعاریف

زمان تناوب (پریود): اگر حرکتی در فواصل زمانی یکسان تکرار شود، آن را حرکت تناوبی (پریودیک) نامیده و مدت زمانی که طول می کشد این حرکت یک بار انجام شود را زمان تناوب (پریود) می نامند.

دوره (سیکل): حرکتی که در فاصله تناوب انجام می شود را دوره کامل (سیکل) می نامند.

تناوب (فرکانس): تعداد دوره های یک حرکت در واحد زمان را تناوب ارتعاشات می نامند.

تناوب طبیعی (فرکانس طبیعی): اگر یک سیستم ارتجاعی تحت تاثیر نیروهای داخلی و ذاتی خود و بدون اثر هرگونه نیروی خارجی ارتعاش نماید تناوب چنین ارتعاشی را تناوب طبیعی یا فرکانس طبیعی سیستم می نامند.

ارتعاشات جبری: ارتعاشی که تحت اثر نیروهای خارجی انجام شود را ارتعاشات جبری می نامند. ارتعاشات جبری تحت فرکانس نیروی محرک صورت می گیرد. این فرکانس مستقل از فرکانس طبیعی سیستم خواهد بود.

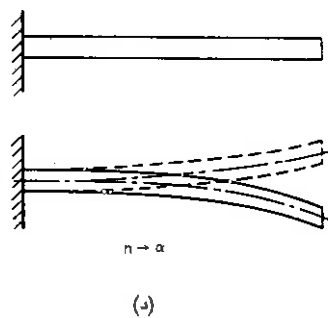
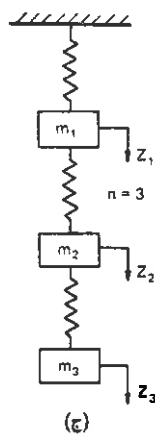
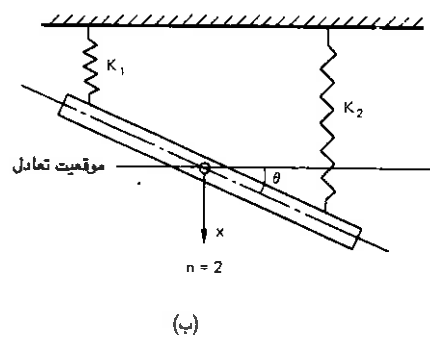
درجات آزادی: تعداد مختصات مستقل و مورد نیاز جهت بیان یک حرکت درجات آزادی سیستم را معین می سازد. به طور کلی ممکنست یک سیستم درجات آزادی متعددی داشته باشد، چنین سیستمی را یک سیستم با چندین درجه آزادی می نامند.

در شکل (۱-۲-الف) پاندول ساده ای نشان داده شده است. موقعیت تغییر مکان یافته سیستم

فصل دوم

تئوری ارتعاشات

تنها با زاویه θ قابل تعیین است، به همین علت آن را سیستم با یک درجه آزادی می نامند بعبارت دیگر در مورد این سیستم $n=1$ می باشد در اشکال (۲-۱ ب) و (ج) به ترتیب دو سه مختصات مستقل مورد نیاز است تا حرکت سیستم را تبیین نماید، به همین دلیل آنها را به ترتیب سیستمهای پانودرجه و سه درجه آزادی می نامند در شکل (۲-۱ د) تعداد مختصات مستقل مورد نیاز جهت تعیین حرکت یا تغییر مکانهای یک تیر یک سر گیردار بی نهایت می باشد، به همین علت آن را سیستمی با بی نهایت درجه آزادی می نامند.



شکل (۲-۱) سیستمهایی با درجات مختلف آزادی. (الف) یک درجه آزادی $n=1$.

(ب): دو درجه آزادی $n=2$ ، (ج): سه درجه آزادی $n=3$ ، (د): بینهایت درجه آزادی $n \rightarrow \infty$

تشدید: چنانچه فرکانس حرکت سیستم با یکی از فرکانس های طبیعی آن برابر شود گفته می شود که تشدید یا رزونانس اتفاق افتاده است. دامنه حرکت در وضعیت تشدید ممکنست بسیار بزرگ گردد، به همین دلیل تعیین فرکانسهای طبیعی يك سیستم از اهمیت زیادی برخوردار است.

حالات (مودهای) اصلی ارتعاش: يك سیستم با n درجه آزادی در وضعیت پیچیده ای ارتعاش می کند که به نظر نمی رسد دامنه و فرکانسهای حرکت از روند معینی تبعیت نمایند، مضافاً در میان این حرکات نامنظم، انواع به خصوصی از حرکتیهای ساده و منظم وجود دارند که حالات اصلی ارتعاش نامیده می شوند. در يك حالت اصلی ارتعاش، هر نقطه در سیستم با فرکانس یکسانی ارتعاش می کند. سیستمی با n درجه آزادی دارای n حالت اصلی و n فرکانس طبیعی می باشد. انواع کلی تری از حرکات را همواره می توان از اجتماع حالات اصلی ارتعاش بدست آورد.

حالات نورمال ارتعاشات: هنگامی که دامنه حرکت نقاطی از يك سیستم که در یکی از حالات اصلی ارتعاش حرکت می کند برابر واحد انتخاب شود، آن حرکت را حالت نورمال ارتعاش می نامند.

۳-۲ خواص حرکت هماهنگ

ساده ترین شکل يك حرکت تناوبی که با معادلات سینوسی یا کسینوسی بیان می گردد حرکت هماهنگ نامیده می شود. اگر يك حرکت هماهنگ را مطابق معادله ذیل در نظر گیریم:

$$x = X \sin \omega t \quad (2-1)$$

که در آن ω فرکانس دورانی برحسب رادیان بر واحد زمان می باشد. مقدار x را می توان بوسیله تصویر يك بردار دوران کننده به طول x در امتداد يك قطر عمودی، همچنان که دور دایره ای با سرعت دورانی ثابت ω می چرخد بدست آورد شکل (۲-۲). به دلیل اینکه معادله مذکور پس از 2π رادیان تکرار می شود، هنگامی يك سیکل حرکت کامل می گردد که:

$$\omega T = 2\pi \quad \text{الف (۲-۲)}$$

$$\text{یا } T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{ب (۲-۲)}$$

که T همان زمان تناوب یا پریود حرکت خواهد بود. فرکانس یا تناوب حرکت عکس پریود بوده و از

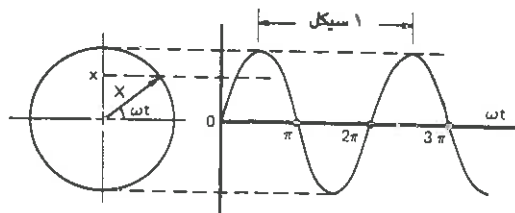
رابطه ذیل قابل محاسبه خواهد بود:

$$(۲-۳)$$

فرکانس دورانی

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}$$

که فرکانس
نمایش شده



شکل (۲-۲) نمایش برداری یک حرکت هماهنگ

جهت تعیین سرعت و شتاب حرکت از معادله (۲-۱) می توان نسبت به زمان مشتق های متوالی گرفت:

$$x = X \sin \omega t \Rightarrow \begin{cases} \text{سرعت} = \dot{x} = \omega X \cos \omega t = \omega X \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right) & (۲-۴) \\ \text{شتاب} = \ddot{x} = -\omega^2 X \sin \omega t = \omega^2 X \sin (\omega t + \pi) & \text{الف (۲-۵)} \\ = -\omega^2 X & \text{ب (۲-۵)} \end{cases}$$

معادلات (۲-۴) و (۲-۵-الف) نشان می دهد که سرعت و شتاب هماهنگ بوده و به ترتیب می توان

آنها را بوسیله بردارهای ωX و $\omega^2 X$ که با سرعت یکسانی برابر سرعت X (یعنی ω رادیان بر واحد زمان) دوران می کنند بیان کرد. به هرحال این بردارها از بردار تغییر مکان به ترتیب معادل π

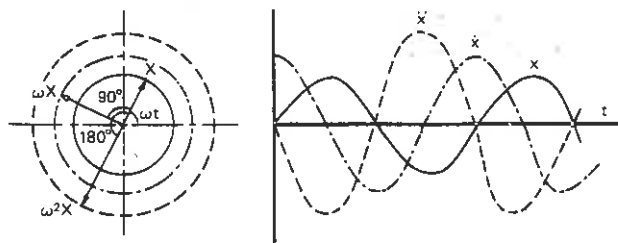
و $\frac{\pi}{2}$ جلوتر می باشند.

در شکل (۲-۳) تمایز قائم این بردارها در برابر محور زمان رسم شده اند. زوایای بین

بردارها به زاویه فاز معروف هستند. به این ترتیب ملاحظه می شود که بردار سرعت به اندازه ۹۰

درجه از بردار تغییر مکان جلوتر می باشد و به همین روال بردار شتاب به اندازه ۱۸۰ درجه از بردار

تغییر مکان و به میزان ۹۰ درجه از بردار سرعت جلوتر می باشد.



شکل (۲-۳) نمایش برداری تغییر مکان، سرعت و شتاب

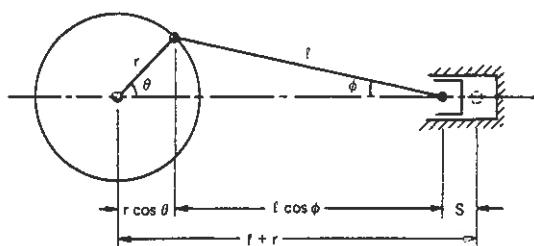
مثال (۲-۱)

حرکت پیستون يك ماشین را در نظر می گیریم شکل (۲-۴) تغییر مکان پیستون از بالاترین نقطه

آن چنین است:

$$S = l + r - r \cos \theta - l \cos \phi$$

همچنین $l \sin \phi = r \sin \theta$



شکل (۲-۴) حرکت پیستون يك ماشین

$$\cos \phi = \left(1 - \sin^2 \theta\right)^{\frac{1}{2}} = \left[1 - \left(\frac{r}{l}\right)^2 \sin^2 \theta\right]^{\frac{1}{2}}$$

اگر طرف راست رابطه فوق را بسط دهیم خواهیم داشت:

$$\cos \phi = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{r}{l}\right)^2 \sin^2 \theta - \frac{1}{8} \left(\frac{r}{l}\right)^4 \sin^4 \theta - \frac{1}{16} \left(\frac{r}{l}\right)^6 \sin^6 \theta \dots$$

$$\text{یا } (1 - \cos \varphi) = \frac{1}{2} \left(\frac{r}{l}\right)^2 \sin^2 \theta + \frac{1}{8} \left(\frac{r}{l}\right)^4 \sin^4 \theta + \frac{1}{16} \left(\frac{r}{l}\right)^6 \sin^6 \theta + \dots$$

در معادله S به جای $\cos \varphi$ مقدارش را قرار دهیم:

$$S = r \left[1 - \cos \varphi + \frac{1}{2} \frac{r}{l} \sin^2 \theta + \frac{1}{8} \left(\frac{r}{l}\right)^3 \sin^4 \theta + \frac{1}{16} \left(\frac{r}{l}\right)^5 \sin^6 \theta + \dots \right]$$

سری داخل کروشه دارای توانهایی از $\sin^2 \theta$ می باشد که می توان چنین نوشت:

$$\sin^2 \theta = \frac{1}{2} (1 - \cos 2\theta)$$

$$\sin^4 \theta = (\sin^2 \theta)^2 = \frac{1}{4} \left(\frac{3}{2} - 2 \cos 2\theta + \frac{1}{2} \cos 4\theta \right)$$

و چنانچه به جای θ معادل آن ωt را جایگزین نمائیم ملاحظه می شود S تابعی از $\cos \omega t, \cos 2\omega t$ خواهد بود که در آن $n=1, 2, \dots$ می باشد.

جملاتی که دارای توابع مثلثاتی با ضرایب کاملی از ωt می باشند به هماهنگی های بزرگتر معروف هستند. ملاحظه خواهد شد که در این حرکت منحصرأ هماهنگی های بزرگتر حضور دارند، بنابراین:

$$S = r \left[1 - \cos \theta + \frac{1}{4} \frac{r}{l} (1 - \cos 2\theta) + \frac{1}{32} \left(\frac{r}{l}\right)^3 \times \left(\frac{3}{2} - 2 \cos 2\theta + \frac{1}{2} \cos 4\theta \right) + \dots \right]$$

اگر $\frac{r}{l}$ خیلی کوچک باشد، $\left(\frac{r}{l}\right)^2$ و توان های بزرگتر آن قابل اغماض است بنابراین:

$$S = r \left[1 - \cos \omega t + \frac{1}{4} \frac{r}{l} (1 - \cos 2\omega t) \right]$$

$$\frac{ds}{dt} = r\omega \left(\sin \omega t + \frac{1}{2} \frac{r}{l} \sin 2\omega t \right)$$

$$\text{و } \frac{d^2s}{dt^2} = r\omega^2 \left(\cos \omega t + \frac{r}{l} \cos 2\omega t \right)$$

۴-۲ ارتعاشات آزاد یک سیستم جرم-فنر

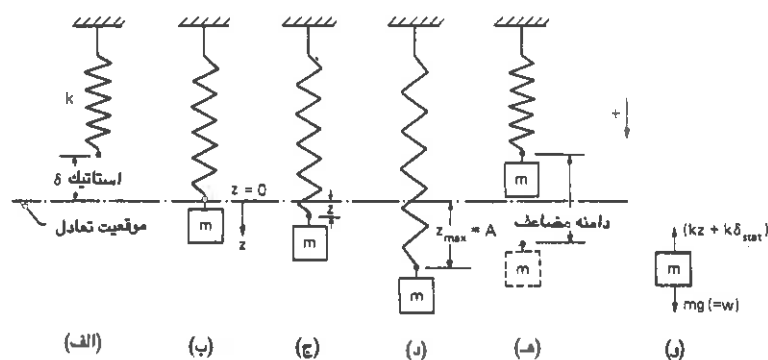
در شکل (۲-۵-الف) یک فنر با سختی K در حالت اولیه خود (بدون تغییر مکان) ملاحظه می شود.

اگر جرم m را که دارای وزن W می باشد به آن وصل نماییم، سیستم جرم - فنر موقعیت جدیدی مطابق شکل (۲-۵-ب) به خود خواهد گرفت. میزان تغییر مکانهای $\delta_{stat.}$ فنر در این وضعیت نسبت به حالت اولیه آن چنین خواهد بود:

$$\delta_{stat.} = \frac{W}{K} \quad (2-6)$$

که در آن K ثابت فنر بوده و برابر نیرویی است که تغییر مکان واحد در فنر ایجاد نماید. موقعیت سیستم در این حالت را وضعیت تعادل سیستم می نامند. اگر جرم مذکور نسبت به موقعیت فعلی خود به اندازه Z (در جهت بالا یا پائین) تغییر مکان دهد، شکل (۲-۵-ج) حداکثر تغییر مکان به سمت پائین مطابق شکل (۲-۵-د) بوده و فاصله جابجایی و تغییر مکان میان بالاترین و پائین ترین موقعیت جرم را دامنه مضاعف (Double) می نامند شکل (۲-۵-ه). دیاگرام آزاد جرم m را هم در شکل (۲-۵-و) می توان ملاحظه نمود.

اگر چنانچه جرم m در پائین ترین موقعیت خود رها شود شکل (۲-۵-د)، بین بالاترین و پائین ترین نقطه مذکور نوسان خواهد نمود، چنانچه مقاومت و اصطکاکی در برابر نوسان نباشد، از نظر تئوری تا بی نهایت این نوسان ادامه خواهد یافت.



شکل (۲-۵) سیستم فنر-جرم: الف) فنر در حالت اولیه ب) موقعیت تعادل ج) جرم در وضعیت نوسانی
د) جرم در پائین ترین نقطه تغییر مکان ه) جرم در بالاترین نقطه و) دیاگرام آزاد جرم در حالت ج

چنانچه از جرم فنر صرف نظر شود معادله حرکت را می توان بصورت ذیل نوشت:

$$\Sigma F = m\ddot{Z} \quad (2-7)$$

که دراین رابطه ΣF برآیند کل نیروهای مؤثر در جهت قائم می باشد. با استفاده از علائم قراردادی در شکل (2-5) و منظور نمودن نیروهای اینرسی که در خلاف جهت شتاب عمل می نمایند خواهیم داشت:

$$-(K\delta_{stat.} + Kz) + W \text{ یا } mg = m\ddot{z} \quad (2-8) \text{ الف}$$

با توجه به اینکه $K\delta_{stat.} = W$ می باشد:

$$m\ddot{z} + kz = 0 \quad (2-8) \text{ ب}$$

معادله فوق يك معادله دیفرانسیل درجه دوم بوده و جواب عمومی آن بایستی ۲ ثابت داشته باشد که از شرایط اولیه سیستم قابل تعیین خواهد بود. جواب عمومی این معادله چنین می باشد:

$$Z = A \sin \omega_n t + B \cos \omega_n t \quad (2-9)$$

که A و B ثوابت دلخواه بوده و ω_n فرکانس طبیعی دورانی سیستم می باشد. چنانچه جواب فوق را در معادله دیفرانسیل جایگزین نمائیم خواهیم داشت:

$$(-\omega_n^2 + \frac{k}{m})Z = 0 \quad (2-10)$$

که از آنجا چنین می توان نوشت:

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m} \quad (2-11)$$

هنگامی که $\omega_n T_n = 2\pi$ گردد يك سیکل کامل حرکت صورت گرفته که با توجه به آن زمان تناوب

یا پریود طبیعی سیستم را می توان بدست آورد:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2-12)$$

فرکانس طبیعی ارتعاش تعداد سیکلهایی است که در واحد زمان به وقوع پیوسته و برابر زمان تناوب خواهد بود، بنابراین:

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2-13)$$

معادله فوق هم چنین به صورت ذیل نیز قابل بیان است:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{kg}{mg}} \quad (2-14) \text{ الف}$$

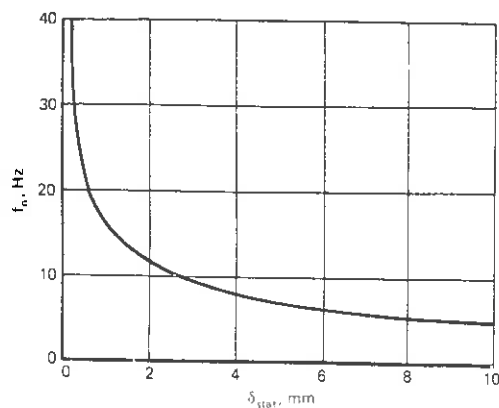
و با توجه به اینکه:

$$\frac{mg}{k} = \frac{W}{k} = \delta_{stat.} \quad (2-14) \text{ ب}$$

می توان چنین نوشت:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{stat.}}} \quad (2-15)$$

معادله (۲-۱۵) نشان می دهد که فرکانس طبیعی ارتعاش تابعی از تغییر مکان استاتیکی می باشد. چنانچه بجای $g = 981$ سانتی متر بر مجذور ثانیه و $\delta_{stat.}$ مقدارش را برحسب میلی متر قرار دهیم، تغییرات فرکانس طبیعی سیستم برحسب مرتز در برابر تغییر مکان استاتیک مطابق شکل (۲-۶) خواهد بود.



شکل (۲-۶) تغییرات فرکانس طبیعی و تغییر مکان استاتیکی سیستم.

ثوابت دلخواه در معادله (۲-۹) از شرایط مرزی قابل تعیین می باشند. اگر فرض نماییم که شرایط اولیه با مقادیر ذیل مشخص گردند:

$$Z=V_0 \quad \text{و} \quad Z=z_0 \quad : t=0 \quad \text{در} \quad (۲-۱۶)$$

اعمال این شرایط در معادله (۲-۹) چنین خواهد شد:

$$Z = \frac{V_0}{\omega_n} \sin \omega_n t + z_0 \cos \omega_n t \quad (۲-۱۷)$$

جوابهای دیگر معادله (۲-۸) بصورت زیر قابل بیان خواهد بود:

$$z = Z \sin (\omega_n t + \varphi) \quad (۲-۱۸)$$

$$Z = A \exp(i\omega_n t) + B \exp(-i\omega_n t) \quad (۲-۱۹)$$

مثال (۲-۲)

جرمی متصل به يك فنر دارای تغییر مکان استاتیکی ۰٫۵ میلی متر می باشد. فرکانس طبیعی ارتعاش را محاسبه کنید.

حل

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{stat.}}} \\ = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{9810}{0.5}} = 22.32 \text{ Hz.}$$

مثال (۲-۳)

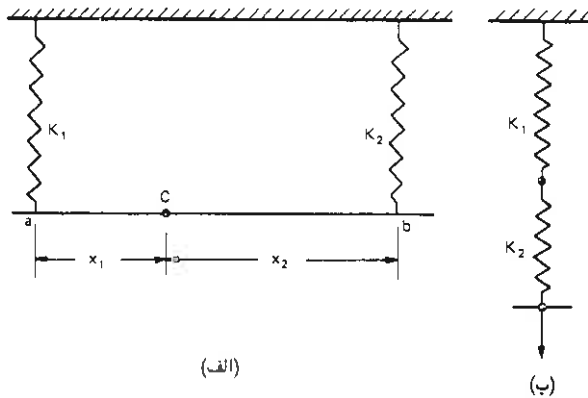
ثابت فنر را برای سیستم نشان داده شده در شکل (۲-۷) محاسبه نمایید.

حل

حالت الف: فرض می کنیم در نقطه C باری معادل واحد اثر می کند. این بار در نقاط a,b به ترتیب

به نسبت‌های $x_2/(x_1+x_2)$ و $x_1/(x_1+x_2)$ تقسیم می‌گردد. در نتیجه تغییرمکان در نقاط b,a نیز به ترتیب برابر $x_2/(x_1+x_2) \times 1/K_1$ و $x_1/(x_1+x_2) \times 1/K_2$ خواهد بود. بنابراین تغییرمکان در نقطه C چنین خواهد بود:

$$\frac{x_1}{x_1+x_2} \times \frac{1}{k_2} + \left(\frac{x_2}{x_1+x_2} \times \frac{1}{k_1} - \frac{x_1}{x_1+x_2} \times \frac{1}{k_2} \right) \frac{x_2}{x_1+x_2} = \frac{1}{(x_1+x_2)^2} \left(\frac{x_1^2}{k_2} + \frac{x_2^2}{k_1} \right)$$



شکل (۷-۲) ثوابت معادل فنر

در نتیجه ثابت فنر معادل چنین خواهد شد:

$$K_{eqv} = \frac{(x_1+x_2)^2}{x_1^2/k_2 + x_2^2/k_1}$$

اگر $x_1=x_2=x$ و $K_1=K_2=K$ باشد در آن صورت $K_{eqv}=2K$ خواهد شد.

حالت ب: اگر اکنون فرض نماییم که در شکل (ب) بار واحدی اثر کند، تغییرمکان چنین خواهد بود:

$$\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_1} = \frac{K_1+K_2}{K_1K_2}$$

بنابراین ثابت فنر معادل چنین می‌شود:

$$K_{eqv} = \frac{K_1K_2}{K_1+K_2}$$

چنانچه $K_1=K_2=K$ باشد در این صورت $K_{eqv}=\frac{1}{2}K$ خواهد شد.

۵-۲ ارتعاشات آزاد با زائل کنندگی (میرایی) ویسکوز

چنانچه نیروی زائل کنندگی متناسب با سرعت باشد آن را زائل کنندگی ویسکوزی نامند، در این

صورت:

$$F_d = -C\dot{z}$$

(۲-۲۰)

* میرایی و سلولز:

که در این رابطه C ضریب زائل کنندگی (نیرو بر واحد سرعت) بوده و دارای بعد $FL^{-1}T$ خواهد بود. در شکل (۲-۸) یک سیستم جرم - فنر و زائل کننده نشان داده شده است. چنانچه جرم m به مقدار z از موقعیت تعادلی پائین تر رود، دیاگرام آزاد آن مطابق شکل خواهد بود. بادر نظر گرفتن علائم قراردادی نشان داده شده در شکل، معادله حرکت سیستم چنین خواهد بود:

$$m\ddot{z} + c\dot{z} + kz = 0 \quad (2-21)$$

اگر جواب معادله فوق بصورت ذیل در نظر گرفته شود:

$$z = e^{st} \quad (2-22)$$

در این رابطه S ثابتی است که بعداً تعیین خواهد شد. جایگزین نمودن این جواب در معادله

(۲-۲۱) چنین خواهد شد:

$$(s^2 + \frac{c}{m}s + \frac{k}{m})e^{st} = 0$$

و از آنجا:

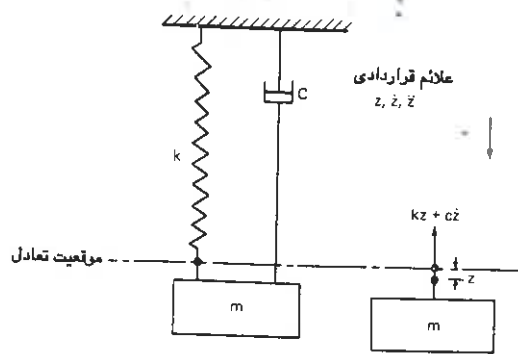
$$s^2 + \frac{c}{m}s + \frac{k}{m} = 0 \quad (2-23)$$

$$S_{1,2} = \frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (2-24)$$

در این صورت جواب عمومی معادله چنین خواهد بود:

$$z = Ae^{s_1 t} + Be^{s_2 t}$$

که A و B ثوابت دلخواهی هستند که از روی شرایط مرزی قابل تعیین خواهند بود.



شکل (۲-۸) سیستم جرم-فنر-زانل کننده

اگر در رابطه (۲-۲۴) عبارت زیر رادیکال صفر گردد زانل کنندگی را زانل کنندگی بحرانی (C_c) نامیده و خواهیم داشت:

$$\left(\frac{C_c}{2m}\right)^2 = \frac{k}{m} = \omega_n^2$$

و یا اینکه:

$$C_c = 2m\omega_n \quad (2-26)$$

نسبت زانل کنندگی واقعی (C) به زانل کنندگی بحرانی (C_c)، ضریب زانل کنندگی (ξ) نامیده

می شود:

$$\xi = \frac{C}{C_c} \quad (2-27)$$

ضریب میرایی:

$$\xi = \frac{C}{C_c} = \frac{C}{2m} \times \frac{C_c}{2m} = \xi \omega_n$$

(۲-۲۸) بنابراین:

با قراردادن رابطه فوق در معادله (۲-۲۴) چنین خواهیم داشت:

$$S_{1,2} = (-\xi \pm \sqrt{\xi^2 - 1}) \omega_n \quad (2-29)$$

جوابهای به ازاء مقادیر ξ معادل ۱، ۲ و ۲، ۰ در شکل (۹-۲-الف) نشان داده شده است. بهرحال جواب مهم از نظر موارد عملی آنست که در آن زائل کنندگی از مقدار بحرانی خود کمتر باشد ($\xi < 1$) بنابراین:

$$S_{1,2} = (-\xi \pm i\sqrt{1-\xi^2}) \omega_n \quad (2-30)$$

در این صورت جواب عمومی معادله حرکت چنین خواهد شد:

$$z = A \exp \left[(-\xi + i\sqrt{1-\xi^2}) \omega_n t \right] + B \exp \left[(-\xi - i\sqrt{1-\xi^2}) \omega_n t \right] \quad (2-31)$$

$$\begin{aligned} z &= A \exp(-\xi \omega_n t) \exp(+i\sqrt{1-\xi^2} \omega_n t) + B \exp(-\xi \omega_n t) \exp(-i\sqrt{1-\xi^2} \omega_n t) \\ z &= \exp(-\xi \omega_n t) \left[A \cos \sqrt{1-\xi^2} \omega_n t + i A \sin \sqrt{1-\xi^2} \omega_n t + B \cos \sqrt{1-\xi^2} \omega_n t - i B \sin \sqrt{1-\xi^2} \omega_n t \right] \\ z &= \exp(-\xi \omega_n t) (C \cos \sqrt{1-\xi^2} \omega_n t + D \sin \sqrt{1-\xi^2} \omega_n t) \end{aligned} \quad (2-32)$$

که در آن:

$$C = A + B \quad D = i(A - B) \quad (2-33)$$

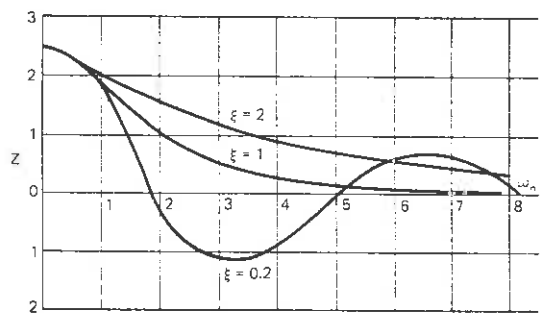
به این ترتیب فرکانس طبیعی دورانی يك سیستم که دارای ارتعاشات آزاد با زائل کنندگی ویسکوز باشد چنین است:

$$\omega_{nd} = \omega_n \sqrt{1-\xi^2} \quad (2-34)$$

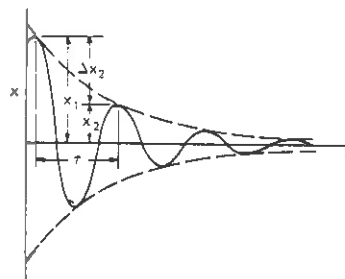
معادله (۲-۳۲) اینک بصورت ذیل نیز قابل بیان است:

$$z = Z_0 \exp\left(-\frac{\xi \omega_{nd} t}{\sqrt{1-\xi^2}}\right) \sin(\omega_{nd} t + \phi) \quad (2-35)$$

که در آن φ و Z_0 ثوابت دلخواهی هستند که از شرایط مرزی به دست خواهند آمد. شکل (۹-۲-ب) ارتعاشی با زائل کنندگی کمتر از زائل کنندگی بحرانی ($\xi < 1$) را نشان می دهد.



(الف)



(ب)

شکل (۹-۲) الف (ارتعاش آزاد با ۲ و ۱ ξ) ب-ارتعاش آزاد با زائل کنندگی بحرانی ($\xi < 1$).

اگر ($\xi < 1$) باشد حرکت تک تناوبی بوده و ارتعاشی صورت نمی گیرد. اگر $\xi = 1$ باشد هم مجدداً حرکت تک تناوبی خواهد بود، به دلیل آنکه این مقدار حداقل میزان زائل کنندگی برای یک حرکت تک تناوبی می باشد، هنگامی که سیستمی در زائل کنندگی بحرانی خود باشد در حداقل زمان ممکن به وضعیت اصلی خود باز خواهد گشت شکل (۹-۲-الف).

۶-۲ ارتعاشات جبری با زائل کنندگی ویسکوز

در شکل (۱۰-۲-الف) سیستمی مرکب از جرم - فنر و زائل کننده که تحت اثر نیروی خارجی (F)

به قرار ذیل می باشد نشان داده شده است:

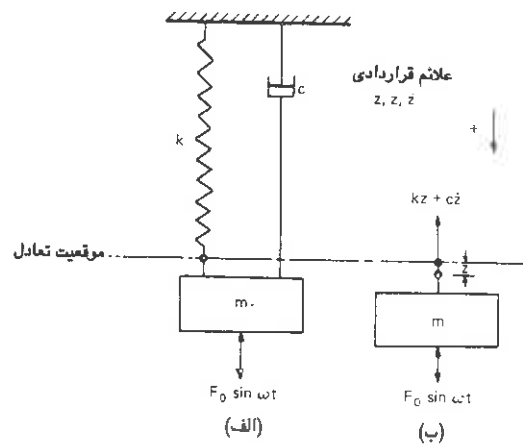
$$F = F_0 \sin \omega t \quad (2-36)$$

که در آن ω فرکانس دورانی نیرویی محرک می باشد. دیاگرام آزاد این سیستم در شکل (۲-۱۰ ب) رسم گردیده است. معادله حرکت در این مورد چنین می باشد.

$$m\ddot{z} + C\dot{z} + kz = F_0 \sin \omega t \quad (2-37) \text{ الف}$$

جواب معادله دیفرانسیل فوق چنین است:

$$z = Z_0 \sin (\omega t - \varphi) \quad (2-37) \text{ ب}$$



شکل (۲-۱۰) ارتعاشات جبری یا زائل کنندگی ویسکوز. الف (جرم-فنر-زائل کننده) ب (دیاگرام آزاد)

در این صورت:

$$\dot{z} = \omega Z_0 \cos (\omega t - \varphi)$$

$$= \omega z_0 \sin (\omega t - \varphi + \frac{\pi}{2})$$

و در نتیجه:

$$\ddot{Z} = \omega^2 z \sin(\omega t - \varphi + \pi)$$

شکل (۱۱-۲-الف) بردارهای Z و \dot{Z} و \ddot{Z} را در هر فاصله زمانی معین نشان می دهد. به دلیل آنکه نیروی ایجاد شده در فنر در خلاف جهت Z می باشد، آن را می توان با بردار Oa در شکل (۱۱-۲-ب) نشان داد. بدلیل مشابه نیروی زائل کنندگی $C\omega Z_0$ در جهت مخالف سرعت عمل نموده و بوسیله بردار Ob نشان داده شده است. به همین دلیل بردار Oc نماینده نیروی اینرسی $(m\omega^2 z_0)$ که در جهت مخالف شتاب عمل می نماید خواهد بود. برآیند کل این نیروها نیروی F_0 بوده که از لحاظ مقدار برابر و از نظر علامت مخالف نیروی F_0 می باشد. بنابراین بردار تغییرمکان به اندازه φ نسبت به بردار F_0 تأخیر دارد. از روی شکل (۱۱-۲-ب) می توان چنین نوشت:

$$F_0 = \sqrt{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2} \cdot Z_0$$

و یا اینکه:

$$Z_0 = \frac{F_0}{\sqrt{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2}} \quad (2-38)$$

و در نتیجه:

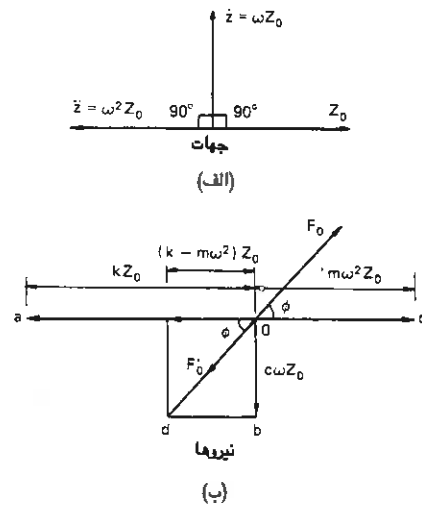
$$\varphi = \tan^{-1} \frac{c\omega}{k - m\omega^2} \quad (2-39)$$

معادلات (۲-۳۸) و (۲-۳۹) را می توان با جملات بدون بعد بصورت ذیل بیان نمود:

$$Z_0 = \frac{F_0/k}{\sqrt{(1 - m\omega^2/k)^2 + (c\omega/k)^2}} \quad \text{الف (۲-۴۰)}$$

مقدار $\frac{F_0}{K} =$ تغییرمکان استاتیکی سیستم تحت اثر نیروی $\delta_{stat.} = F_0$ بنابراین:

$$\frac{m\omega^2}{k} = \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 = r^2 \quad \text{که اگر } r \text{ را نسبت فرکانسها فرض نماییم:}$$



شکل (۲-۱۱) نمایش برداری ارتعاشات جبری با زائل کنندگی ویسکوز

و

$$\left(\frac{c\omega}{k}\right)^2 = \left(\frac{C}{Cc} \times \frac{Cc\omega^2}{m\omega_n^2}\right) = \left(\frac{C}{Cc} \frac{2m\omega_n\omega}{m\omega_n^2}\right)^2 = (2\xi r)^2$$

بنابراین:

$$\frac{Z_0}{\delta_{stat.}} = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

(۲-۴۰) ب

$$\frac{Z_0}{\delta_{stat.}} = N \text{ فاکتور بزرگنمایی}$$

در نتیجه:

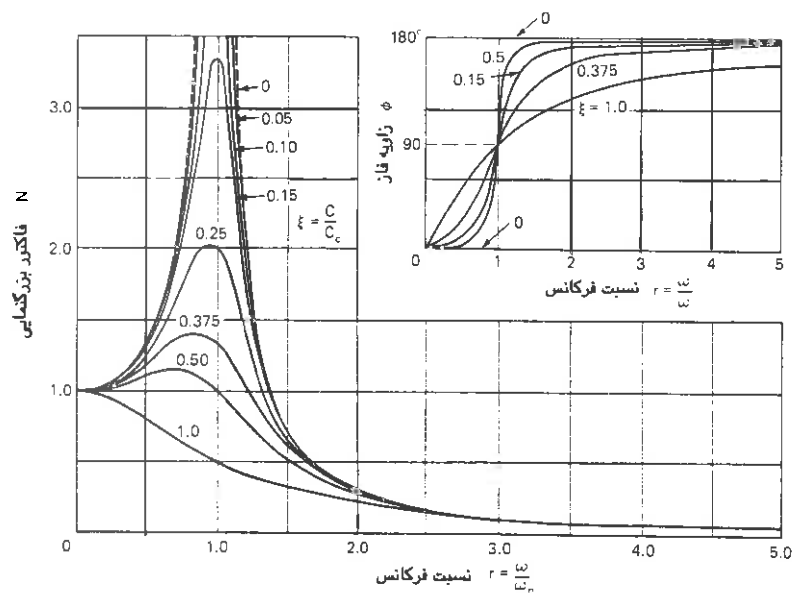
$$N = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

(۲-۴۱)

و به طریق مشابه:

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{2\xi r}{1-r^2} \quad (2-42)$$

در شکل (۲-۱۲) تغییرات N و φ بر حسب r (نسبت فرکانسها) هنگامی که r از صفر تا ۵ تغییر می کند رسم گردیده است.



شکل (۲-۱۲) فاکتور بزرگمائی و زاویه فاز در ارتعاشات جبری با زاویه کشندگی ریسکوز

حالات خاص

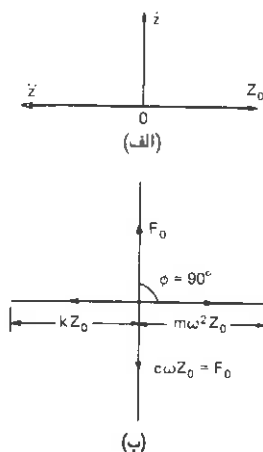
الف- اثر نسبت فرکانس (r) در حالت خاصی که $\xi=0$ می باشد

$N=1$	اگر $r=0$ باشد
$N=\infty$	$r=1$ باشد
$N=0$	و $r=\infty$ باشد خواهد بود.

در وضعیت $r=1$ تشدید اتفاق افتاده و دامنه ارتعاشات به سمت بی نهایت میل می کند. وجود زائل کنندگی در سیستم دامنه تغییر مکان را محدود ساخته و به مقادیر معینی کاهش می دهد. در وضعیت $r < 1$ زاویه فاز φ صفر خواهد بود. در این حالت تغییر مکان به وجود آمده (Z) در فاز یکسان با نیروی محرک F_0 بوده و برای وضعیت $r > 1$ زاویه فاز $\varphi=180$ درجه خواهد بود.

ب- اثر ضریب زائل کنندگی (ξ)

همچنانکه زائل کنندگی افزایش می یابد، نقطه ماکزیمم فاکتور بزرگنمایی کمی به سمت چپ متمایل می شود. این بدان علت است که در ارتعاشات با زائل کنندگی دامنه ماکزیمم هنگامی به وقوع می پیوندد که فرکانس نیروی محرک (ω) برابر فرکانس طبیعی سیستم (ω_{nd}) باشد که به مقدار کمی کوچکتر از فرکانس طبیعی سیستم بدون زائل کنندگی (ω_n) می باشد.



شکل (۱۳-۲) دیاگرام برداری (الف): دامنه سرعت و تغییر مکان (ب) نیروهای لازم جهت ارتعاشات جبری در حالت تشدید $(\frac{\omega}{\omega_n} = 1)$

در حالت $r=1$ زاویه فاز برای کلیه مقادیر زائل کنندگی بجز $\xi=0$ برابر $\varphi=90$ درجه می باشد. برای $r<1$ زاویه فاز کمتر از 90 درجه و برای $r>1$ زاویه فاز بزرگتر از 90 درجه می باشد. دامنه ماکزیمم حرکت در حالت $r=1$ و $\xi=0$ معادله (۲-۴۰ الف) به قرار ذیل می باشد:

$$Z_0 = \frac{F_0}{C\omega} \quad (2-43)$$

و دیاگرام برداری مربوطه نیز در شکل (۲-۱۳) رسم گردیده است. جواب معادله (۲-۴۰ الف)، يك حالت یکنواخت را معرفی می کند که در اغلب مسائل عملی مهم می باشد، معذالك ممکن است گاهی در ابتدا ارتعاشات گذرا نیز وجود داشته باشد که از حل معادله (۲-۲۵) بدست خواهد آمد. البته این قبیل ارتعاشات در چند سیکل اول از بین خواهند رفت.

۷-۲ نیروی محرك وابسته به فرکانس

در مسائل متعددی از پی های ماشین آلات نیروی محرك وابسته به فرکانس عمل ماشین می باشد. در شکل (۲-۱۴) چنین سیستمی با جرم m که نماینده جرم نامتعادل ماشین با خروج از محوری e نسبت به محور دوران می باشد بر روی يك تکیه گاه ارتجاعی نشان داده شده است. نیروی نامتعادل برابر است با $F=(m\omega^2)\sin \omega t$ ، بنابراین معادله حرکت بصورت ذیل قابل بیان خواهد بود:

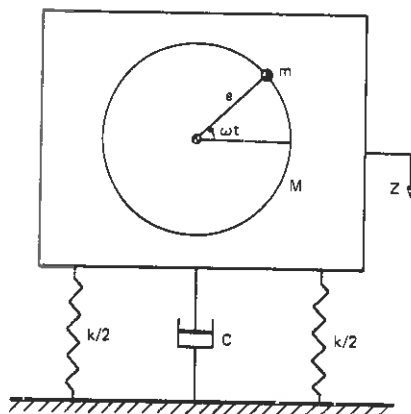
$$(M-m)\frac{d^2z}{dt^2} + m\frac{d^2}{dt^2}(z+e\sin \omega t) = -kz - c\frac{dz}{dt}$$

با منظم کردن جملات فوق چنین خواهیم داشت:

$$M\ddot{Z} + C\dot{Z} + KZ = m\omega^2 \sin \omega t \quad (2-44)$$

معادلات (۲-۴۴) و (۲-۳۷ الف) باهم مشابه هستند، تنها تفاوت حضور جمله $m\omega^2$ در معادله (۲-۴۴) بجای F_0 در معادله (۲-۳۷ الف) می باشد. جواب این معادله بنابراین چنین خواهد بود:

$$z = \frac{m\omega^2}{\sqrt{(k-M\omega^2)^2 + (C\omega)^2}} \sin \omega t \quad (2-45) \text{ الف}$$



شکل (۲-۱۴) نیروی محرک نامتعادل بر اثر چرخش خارج از مرکز دوران

بنابراین:

$$z_0 = \frac{me\omega^2}{\sqrt{(k-M\omega^2)^2 + (c\omega)^2}}$$

ب (۲-۴۵)

و

$$\tan \varphi = \frac{C\omega}{K-M\omega^2}$$

(۲-۴۶)

این معادلات ممکن است بوسیله جملات بدون بعد ذیل نیز تنظیم گردد:

$$Z_0 = \frac{\frac{me\omega^2}{M\omega_n^2}}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + (2\xi\frac{\omega}{\omega_n})^2}}$$

و یا اینکه:

$$\frac{Z_0}{me/M} = \frac{r^2}{\sqrt{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r^2}}$$

(۲-۴۷)

و بالاخره:

$$\tan \varphi = \frac{2\xi r}{1-r^2}$$

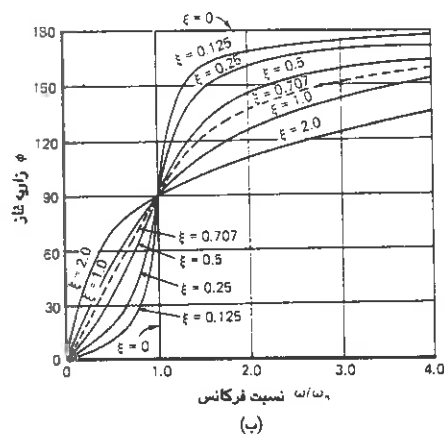
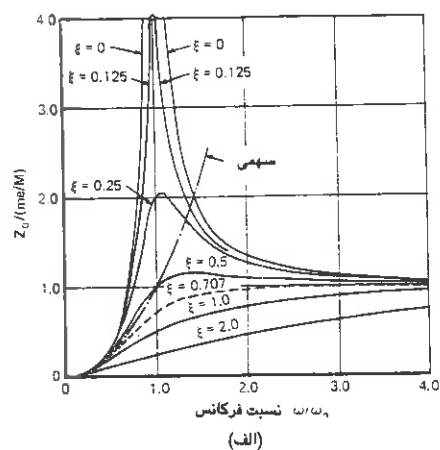
(۲-۴۸)

در اشکال (۲-۱۵ الف) و (ب) معادلات (۲-۴۷) و (۲-۴۸) بصورت منحنی هایی به ترتیب نمایش داده شده اند. این منحنی ها مشابه منحنی های شکل (۲-۱۲) می باشند با این اختلاف که دامنه ماکزیمم در فرکانس ذیل ایجاد شده:

$$\omega_{nd} = \frac{\omega_n}{\sqrt{1-2\xi^2}} \quad (2-49)$$

و محور قائم آن برای $r=1$ در شکل (۲-۱۵ الف) به قرار ذیل است:

$$\frac{Z_0}{me/M} = \frac{1}{2\xi} \quad (2-50)$$



شکل ۲-۱۵ رفتار سیستم با دوران غیر متعادل: الف- تغییرات $\frac{Z_0}{me/M}$ برحسب

نسبت فرکانس r ب- زاویه فاز ϕ برحسب نسبت فرکانس r

۸-۲ سیستم های تحت نیروی گذرا

نیروهای گذرا ممکن است بوسیله زلزله، انفجارات، ضربات و یا سقوط ناگهانی يك وزنه بوجود آیند. در موارد متعددی از این قبیل نیروها حرکت ماکزیمم ممکنست در خلال زمان نسبتاً کوتاهی بعد از اثر بار بوقوع پیوندد. به همین علت در بارهای گذار، زائل کنندگی ممکنست از اهمیت کمتری برخوردار باشد، معذالك عكس العمل ناشی از زمین لرزه ها به دلیل اینکه سیکلهای متعددی از بار اعمال می شود تحت تاثیر زائل کنندگی خواهد بود.

حالت الف- اعمال ناگهانی بار

يك سیستم جرم - فنر را شکل (۲-۱۶-الف) که تحت تاثیر نیرویی با معادله $F(t)$ شکل (۲-۱۶-ب) می باشد. در نظر بگیرید. معادله حرکت جرم m چنین خواهد بود:

$$m\ddot{x} + Kx = F_0 \quad (2-51)$$

جواب معادله فوق به فرم ذیل می باشد:

$$x = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + F_0/k \quad (2-52)$$

در ابتدا، هنگامی که $t=0$ می باشد $x=0$ و $\dot{x}=0$ خواهد بود. بنابراین $A = \frac{F_0}{k}$ و $B=0$ می گردد. در

این صورت معادله (۲-۵۲) چنین می شود:

$$x = \frac{F_0}{k} (1 - \cos \omega_n t) \quad (2-53)$$

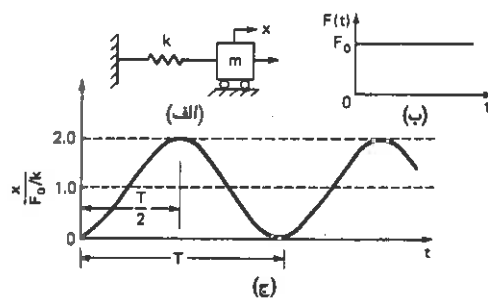
اگر نیروی F_0 به صورت تدریجی اعمال شود، تغییر مکان استاتیکی برابر F_0/k خواهد شد. در

نتیجه فاکتور بزرگنمایی به قرار ذیل خواهد شد:

$$N = \frac{x}{F_0/k} = 1 - \cos \omega_n t \quad (2-54)$$

در شکل (۲-۱۶-ج) تغییرات فاکتور بزرگنمایی بر حسب زمان رسم شده است. هنگامی که

$\cos \omega_n t = -1$ باشد غاکتور بزرگتمایی بزرگترین مقدار خود را که برابر γ می باشد بدست خواهد آورد. اولین مقدار ماکزیمم هنگامی که $\omega_n t = \pi$ یا $t = T/2$ باشد بوجود می آید. که دراین عبارت T پریود طبیعی ارتعاش سیستم خواهد بود.



شکل (۲-۱۶) بزرگتمایی دینامیکی در اثر اعمال ناگهانی بار الف (سیستم با یک درجه آزادی) ب (بار اعمال شده به صورت ناگهانی) ج (بزرگتمایی)

حالت ب- نوسان مربعی با مدت اثر محدود

فرض نمائید که نوسان نشان داده شده در شکل (۲-۱۷-ب) با شدت یکنواخت و مدت زمان τ بر سیستم مشخص شده در شکل (۲-۱۷-الف) اثر نماید. برای زمانهای $\tau < 1$ ، معادله حرکت رابطه (۲-۵۱) بوده و جواب آن رابطه (۲-۵۳) خواهد بود.

در زمان $t = \tau$

$$x_\tau = \frac{F_0}{K} (1 - \cos \omega_n \tau) \quad (2-55 \text{ الف})$$

و

$$\dot{x}_\tau = \frac{F_0 \omega_n}{K} (\sin \omega_n \tau) \quad (2-55 \text{ ب})$$

برای $\tau < 1$ معادله حرکت چنین خواهد بود:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (2-56)$$

جواب معادله حرکت فوق چنین است:

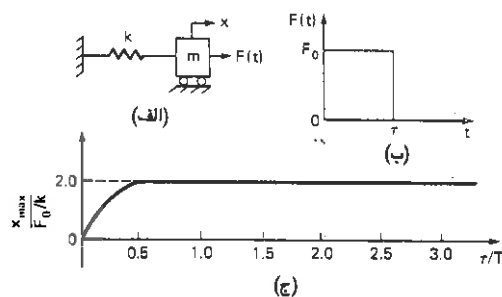
$$x = A \cos \omega_n t' + B \sin \omega_n t' \quad (2-57)$$

که در آن $t' = t - \tau$ می باشد. مقادیر A و B از شرایط اولیه در معادله (۲-۵۵) در لحظه $t = \tau$ شبیه معادله (۲-۱۶) بدست می آید. با جایگزین نمودن x_τ, \dot{x}_τ از معادلات (۲-۵۵) در معادله (۲-۵۷) چنین خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} x &= \frac{F_0}{k} (1 - \cos \omega_n \tau) \cos \omega_n t' + \frac{F_0}{K} \sin \omega_n \tau \sin \omega_n t' \\ &= \frac{F_0}{K} [(1 - \cos \omega_n \tau)^2 + \sin^2 \omega_n \tau]^{\frac{1}{2}} \sin (\omega_n t' - \varphi) \end{aligned} \quad (2-58) \text{ الف}$$

که در آن $\varphi = \tan^{-1} \frac{1 - \cos \omega_n \tau}{\sin \omega_n \tau}$ می باشد بنابراین:

$$\begin{aligned} x &= \frac{F_0}{K} \sqrt{2(1 - \cos \omega_n \tau)} \sin (\omega_n t' - \varphi) \\ x &= \frac{F_0}{K} (2 \sin \omega_n \tau / 2) \sin (\omega_n t' - \varphi) \end{aligned} \quad (2-58) \text{ ب}$$



شکل (۲-۱۷) بزرگنمایی دینامیکی در اثر نوسان مربعی: الف (سیستم با یک درجه آزادی)، ب (نوسان مربعی)، ج (بزرگنمایی).

و یا:

$$\frac{x}{F_0/k} = (2 \sin \omega_n \tau / 2) \sin (\omega_n - \varphi)$$

فاکتور بزرگنمایی دینامیکی N هم چنین خواهد شد:

$$N = \frac{x_{\max}}{F_0/k} = 2 \sin \frac{\omega_n \tau}{2} = 2 \sin \frac{\pi \tau}{T} \quad (2-59)$$

مقدار ماکزیمم برابر ۲ می باشد هنگامی که $\frac{\tau}{T} = \frac{1}{2}$ گردد (به شکل ۱۷-۲ چ مراجعه شود). اگر در معادله (۲-۵۹) حالت محدودی که مقدار $\frac{\tau}{T}$ خیلی کوچک باشد را در نظر بگیریم $\sin \frac{\pi \tau}{T} \approx \frac{\pi \tau}{T}$ بنابراین:

$$X_{\max} = \frac{2F_0}{K} \frac{\pi \tau}{T} \quad (2-60)$$

اکنون $K = m\omega_n^2$ و $T = 2\pi / \omega_n$ چنانچه این مقادیر در معادله (۲-۶۰) جایگزین شوند:

$$X_{\max} = \frac{F_0 \tau}{m\omega_n}$$

در این حالت $F_0 \tau = I$ بنابرین:

$$X_{\max} = \frac{I}{m\omega_n} \quad (2-61)$$

۹-۲ روش رالی (Rayleigh)

بر اساس روش رالی، فرکانس اساسی يك محیط ارتجاعی پیوسته با بی نهایت درجه آزادی، با فرض يك منحنی تغییر مکان منطقی برای سیستم ارتجاعی، با دقت قابل تعیین می باشد. اگر منحنی تغییر مکان واقعی سیستم ارتعاش کننده معلوم نباشد، استفاده از منحنی تغییر مکان استاتیکی جسم ارتجاعی نیز تا حدودی فرکانس اساسی را دقیق تعیین می کند.

جهت نشان دادن کاربرد این روش اصل انرژی مورد استفاده قرار می گیرد. روابطی جهت انرژی سینماتیک (KE) و انرژی پتانسیل (PE) نوشته می شود. به موجب اصل بقا انرژی می توان

چنین نوشت:

$$KE + PE = cte$$

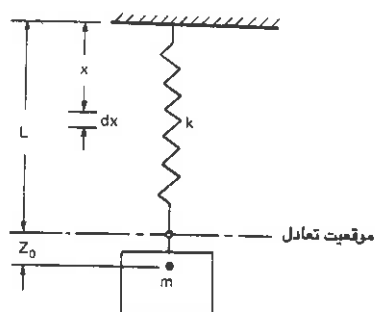
(ثابت)

$$\frac{d}{dt}(KE + PE) = 0$$

PE حداکثر KE= حداکثر

مثال (۲-۴)

در شکل (۲-۱۸) وزن واحد طول فنری به درازی L برابر W می باشد. فرکانس طبیعی سیستم جرم - فنر را محاسبه نمایید.



شکل (۲-۱۸) یک سیستم با فنر دارای وزن

حل

چنانچه تغییر مکان جرم از موقعیت تعادل را برابر z_0 و معادله آن را $z = z_0 \cos \omega_n t$ بگیریم، با فرض باز شدن فنر بصورت خطی، تغییر مکان یک المان فنر در فاصله x از تکیه گاه آن چنین خواهد بود:

$$z = \frac{x}{L} z_0 \cos \omega_n t$$

$$dx = \dot{z} = -\frac{x}{L} \omega_n z_0 \sin \omega_n t$$

سرعت المان

حداکثر انرژی سینماتیک المان مورد نظر (KE) با جرم W/g بقرار ذیل است:

$$d(KE)_{\max} = \frac{W}{2g} dx \left(\frac{X}{L} \omega_n z_0 \right)^2$$

چنانچه جهت تعیین حداکثر انرژی سینماتیک از معادله دیفرانسیل فوق انتگرال بگیریم:

$$(KE)_{\max} = \frac{W}{2g} \left(\frac{\omega_n z_0}{L} \right)^2 \int_0^L x^2 dx = \frac{1}{2} \frac{WL}{3g} \omega_n^2 z_0^2$$

حداکثر انرژی سینماتیک جرم صلب m چنین خواهد بود:

$$\frac{1}{2} m (z_0 \omega_n)^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} (\omega_n z_0)^2$$

وکل انرژی سینماتیک حداکثر چنین است:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{W + \frac{1}{3}WL}{g} \right) \omega_n^2 z_0^2$$

حداکثر انرژی پتانسیل فنر هم از طریق ذیل قابل محاسبه خواهد بود:

$$(KP)_{\max} = \int_0^{z_0} k z dz = \frac{1}{2} K z_0^2$$

از آنجایی که در یک سیستم محافظت شده (Conservative) انرژی سینماتیک ماکزیمم برابر انرژی

پتانسیل ماکزیمم می باشد، از تساوی دو عبارت بدست آمده چنین خواهیم داشت:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{W + \frac{1}{3}WL}{g} \right) \omega_n^2 z_0^2 = \frac{1}{2} K z_0^2$$

و یا:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k \cdot g}{W + \frac{1}{3}WL}}$$

همانگونه که ملاحظه می شود اثر وزن فنر با احتساب $\frac{1}{4}$ جرم آن به همراه جرم سیستم قابل اعمال خواهد بود.

مثال (۵-۲)

با استفاده از روش رالی فرکانس اساسی تیریک سرگیردار مطابق شکل (۱۹-۲) را محاسبه نمائید.

حل

فرض می گردد منحنی تغییر مکان یافته تیریک سرگیردار با تغییر شکل های حاصل در یک تیر بدون وزن که نیروی P در انتهای آن اثر می کند یکسان باشد. در این صورت:

$$y_0 = \frac{PL^3}{3EI}$$

که در آن EI سختی خمشی تیر می باشد.

سختی تیر در انتهای آزاد:

$$K = \frac{P}{y_0} = \frac{3EI}{L^3}$$

معادله شکل تغییر مکان یافته تیر یک سرگیردار چنین می باشد:

$$y = \frac{1}{2}y_0 \left[3\left(\frac{X}{L}\right)^2 - \left(\frac{X}{L}\right)^3 \right]$$

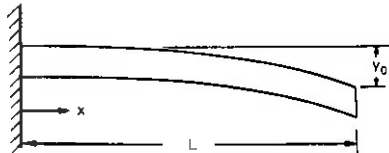
$$\text{انرژی پتانسیل حداکثر} = \frac{1}{2}Ky_0^2 = \frac{3EI}{2L^3}y_0^2$$

اگر وزن تیر در واحد طول W بوده و فرض نمائیم که حرکت هماهنگی (harmonic) داشته باشیم:

$$\text{انرژی سینماتیک حداکثر سیستم} = \frac{W}{2g} \int_0^L (\omega_n y)^2 dx$$

$$= \frac{W}{2g} \left(\frac{\omega_n y_0}{2} \right)^2 \int_0^L \left[3\left(\frac{X}{L}\right)^2 - \left(\frac{X}{L}\right)^3 \right]^2 dx$$

$$= \frac{1}{2} \left(\frac{33WL}{140g} \right) \omega_n^2 y_0^2$$



شکل (۲-۱۹) نحوه محاسبه فرکانس اساسی تیر یک سرگیردار

از تساوی ۲ انرژی بدست آمده فرکانس اساسی سیستم بدست خواهد آمد:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{3EI}{L^3} \times \frac{g}{\frac{33}{140}WL}} = 3.56 \sqrt{\frac{gEI}{WL^4}}$$

و از راه حل دقیق جواب چنین خواهد شد:

$$\omega_n = 3.515 \sqrt{\frac{gEI}{WL^4}}$$

۲-۱۰ کاهش لگاریتمی

کاهش لگاریتمی روشی جهت اندازه گیری از بین رفتن تدریجی حداکثر دامنه ارتعاشات با زائل کنندگی ویسکوز بوده و بصورت ذیل بیان می گردد. (شکل ۲-۹ ب):

$$\delta = \log_e \frac{x_1}{x_2} \quad (2-62)$$

که در آن x_2, x_1 دو دامنه ماکزیمم متوالی می باشد. اگر x_2, x_1 در زمانهای $\omega_{nd}t_1$ ، $(\omega_{nd}t_1 + 2\pi)$ از رابطه (۲-۲۵) تعیین شده و در معادله (۲-۶۲) جایگزین گردند، خواهیم داشت:

$$\delta = \log_e \frac{\exp \frac{-\xi \omega_{nd} t_1}{\sqrt{1-\xi^2}}}{\exp \frac{-\xi (\omega_{nd} t_1 + 2\pi)}{\sqrt{1-\xi^2}}} \quad (2-63)$$

$$\delta = \log_e \exp \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2-64)$$

و یا اینکه:

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2-65) \text{ الف}$$

و اگر ξ خیلی کوچک باشد:

$$\delta = 2\pi\xi \quad (2-65) \text{ ب}$$

اگر زائل کنندگی خیلی کوچک باشد، ممکنست مناسب تر باشد اختلافات دامنه های ماکزیمم را برای تعدادی سیکل (مثلاً n) اندازه گیری نمود. درچنین حالتی اگر دامنه ماکزیمم n امین سیکل x_n باشد دراین صورت:

$$\frac{x_0}{x_1} = \frac{x_1}{x_2} = \frac{x_2}{x_3} = \dots = \frac{x_{n-1}}{x_n} = e^\delta$$

همچنین:

$$\frac{x_0}{x_n} = \left(\frac{x_0}{x_1}\right)\left(\frac{x_1}{x_2}\right)\left(\frac{x_2}{x_3}\right)\dots\left(\frac{x_{n-1}}{x_n}\right) = (e^\delta)^n = e^{n\delta}$$

بنابراین:

$$\delta = \frac{1}{n} \log \frac{x_0}{x_n}$$

۱۱-۲ تعیین زائل کنندگی ویسکوز

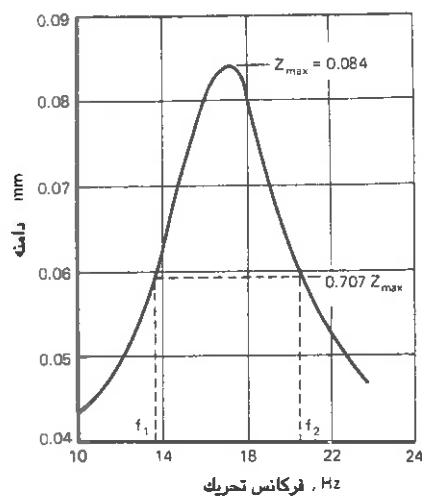
زائل کنندگی، هم به طریق آزمایش ارتعاش آزاد و هم از روش آزمایش ارتعاش جبری بروی يك سیستم قابل تعیین می باشد. در آزمایش ارتعاش آزاد، سیستم را از حالت تعادل خود خارج ساخته و تغییرات دامنه جابجایی یا تغییرمکان سیستم را اندازه گیری می نمایم، سپس توسط معادلات (۲-۶۵) و (۲-۶۶) زائل کنندگی را بدست می آوریم:

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \log \frac{x_1}{x_2} \quad (2-67)$$

همچنین از روابط (۲-۶۶) و (۲-۶۵) نیز می‌توانیم چنین بنویسیم:

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \log \frac{x_0}{x_n} \quad (2-68)$$

در آزمایش ارتعاش جبری، ممکنست سیستم را تحت تأثیر نیروی محرکی با مقدار ثابت و فرکانسهای متغیر قرار داد. در این عمل منحنی تشدید مطابق شکل (۲-۲۰) بدست خواهد آمد.



شکل (۲-۲۰) تعیین زاویه کشندگی ویسکوز در ارتعاشات جبری با روش پهنای نوار

در حالت $r=1$ از معادله (۲-۴۰) چنین خواهیم داشت:

$$\frac{Z_0}{\delta_{Stat.}} = \frac{1}{2\xi} \quad (2-69)$$

با توجه با اینکه r نسبت فرکانس می باشد، وقتی که دامنه حرکت $\frac{1}{2\xi}$ باشد با استفاده

از معادله (۲-۴۰) چنین خواهیم داشت:

$$\frac{0.707}{2\xi} = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)2 + 4\xi r^2}}$$

یا:

$$1+r^4-2r^2+4\xi^2 r^2=8\xi^2$$

یا:

$$\begin{aligned} r^4-2r^2(1-\xi^2)+(1-8\xi^2)&=0 \\ r_{1,2}^2 &= \frac{1}{2} \left[2(1-2\xi^2) \pm \sqrt{4(1-2\xi^2)-4(1-8\xi^2)} \right] \\ &= \frac{1}{2} \left[2(1-2\xi^2) \pm \sqrt{4+16\xi^4-16\xi^2-4+32\xi^2} \right] \\ &= 2(1-2\xi^2) \pm 2\xi \sqrt{1+\xi^2} \end{aligned}$$

یا:

$$r_2^2 - r_1^2 = 4\xi \sqrt{1+\xi^2}$$

اگر ξ کوچک باشد:

$$=4\xi$$

اکنون:

$$r_2^2 - r_1^2 = \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_n^2} = \left(\frac{f_2 - f_1}{f_n} \right) \left(\frac{f_1 + f_2}{f_n} \right)$$

از آنجایی که $\frac{f_1 + f_2}{f_n} \approx 2$ بنابراین:

$$r_2^2 - r_1^2 \approx 2 \left(\frac{f_2 - f_1}{f_n} \right)$$

و در نتیجه:

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{f_2 - f_1}{f_n} \right)$$

(۷۰-۲)

این روش جهت تعیین زائل کنندگی ویسکوز بنام روش زائل کنندگی پهنای نوار موسوم است.

۲-۱۲ قابلیت انتقال

سیستم نشان داده شده در شکل (۲-۱۴) معرف يك سیستم بسیار عملی است که سازگاری خوبی با پی ماشین آلات دورانی نامتعادل خواهد داشت. اکنون می توان نیروهای متصل شده به پی از طریق فنر و زائیل کننده را محاسبه نمود.

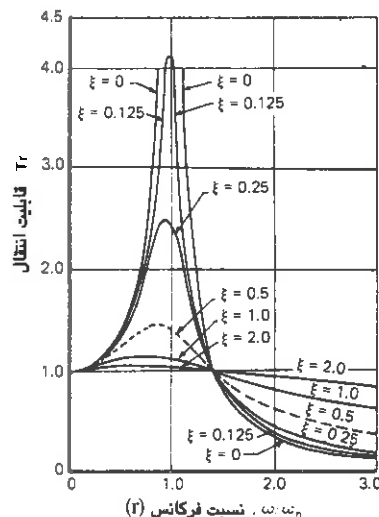
حداکثر نیروی تولید شده در فنر معادل KZ_0 و حداکثر نیروی ایجاد شده در زائیل کننده $C\omega Z_0$ می باشد. هر دو نیروی مورد بحث به اندازه ۹۰ درجه اختلاف فاز دارند شکل (۲-۱۱). بنابراین نیروی F_1 منتقل شده به قاعده چنین است:

$$F_1 = \sqrt{(KZ_0)^2 + (C\omega Z_0)^2} \quad \text{الف (۲-۷۱)}$$

$$F_1 = KZ_0 \sqrt{1 + \left(\frac{C\omega}{K}\right)^2} \quad \text{ب (۲-۷۱)}$$

اگر بجای $\frac{C\omega}{K} = 2\xi r$ و به جای Z_0 از معادله (۲-۴۵) قرار دهیم، قابلیت انتقال T_r بصورت نسبت نیروی انتقال یافته به نیروی محرک تعریف خواهد شد:

$$T_r = \frac{F_1}{m_0 e \omega^2} = \frac{\sqrt{1 + (2\xi r)^2}}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad \text{ج (۲-۷۱)}$$



شکل (۲-۷۱) قابلیت انتقال (T_r) بر حسب فرکانس (r)

در شکل (۲-۲۱) قابلیت انتقال T_r برحسب نسبت فرکانس ω/ω_n رسم شده است. ملاحظه می شود که برای $\xi=0$ منحنی بدست آمده همان منحنی شکل (۲-۱۲) می باشد، همچنین تمامی منحنی ها از نقطه $r=\sqrt{2}$ عبور می کنند. برای $r>\sqrt{2}$ محور r مجانب تمامی منحنی ها خواهد بود. نسبتهای بزرگتر فرکانس، ایزولاسیون بهتری را موجب می شود، لیکن بهنگام شروع و خاتمه عمل ماشین ممکنست هنگامی که از محدوده تشدید عبور می نماید دامنه های بسیار بزرگی اتفاق افتد. زائل کنندگی موجب می شود که این دامنه هایش از حد، به مقادیر کوچک تری محدود شوند.

۲-۱۳ اصول و سائل اندازه گیری ارتعاشات

در شکل (۲-۲۲) سازه ای به عنوان قاعده يك سیستم ارتعاش کننده قائم نشان داده شده است.

اگر فرض نمائیم:

$$x=X_0\sin \omega t$$

(۲-۷۲) الف

يك وسیله اندازه گیری ارتعاش همانطور که در شکل نشان داده شده از جرم - فنر و زائل کننده که در قاعده سیستم نصب می شود تشکیل می گردد. به كمك این وسیله حرکت نسبی جرم فنر کنترل می شود. اگر فرض شود که حرکت مطلق جرم برابر y بوده و از ارتعاش گذرای سیستم صرفنظر شود:

$$y=Y\sin \omega t$$

(۲-۷۲) ب

معادله حرکت چنین خواهد بود:

$$M\ddot{y}=-k(y-x)-c(\dot{y}-\dot{x})$$

(۲-۷۳)

اگر فرض نمائیم : $y-x=z$ و $\dot{y}-\dot{x}=\dot{z}$ در این صورت خواهیم داشت:

$$M\ddot{z}+C\dot{z}+kz=M\omega^2X_0\sin \omega t$$

(۲-۷۴)

معادله (۲-۷۴) شبیه معادله (۲-۴۴) است بنابراین جواب Z_0 مانند جواب مسعاده (۲-۴۵) (ب)

بصورت ذیل خواهد بود:

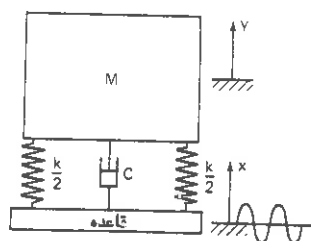
$$Z_0 = \frac{M\omega^2 X_0}{\sqrt{(k - M\omega^2)^2 + (C\omega)^2}} \quad (2-75)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{C\omega}{k - M\omega^2} \quad (2-76)$$

یا:

$$\frac{Z_0}{X_0} = \frac{(\omega/\omega_n)^2}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad \text{الف (2-77)}$$

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{2\xi r}{1-r^2} \quad \text{ب (2-77)}$$



شکل (2-22) یک وسیله اندازه گیری ارتعاشات که در قاعده سیستم نصب شده است

تغییرات نسبت $\frac{Z_0}{X_0}$ و همچنین زاویه فاز (φ) بر حسب نسبت فرکانس $(\frac{\omega}{\omega_n})$ در شکل (2-22) رسم گردیده است.

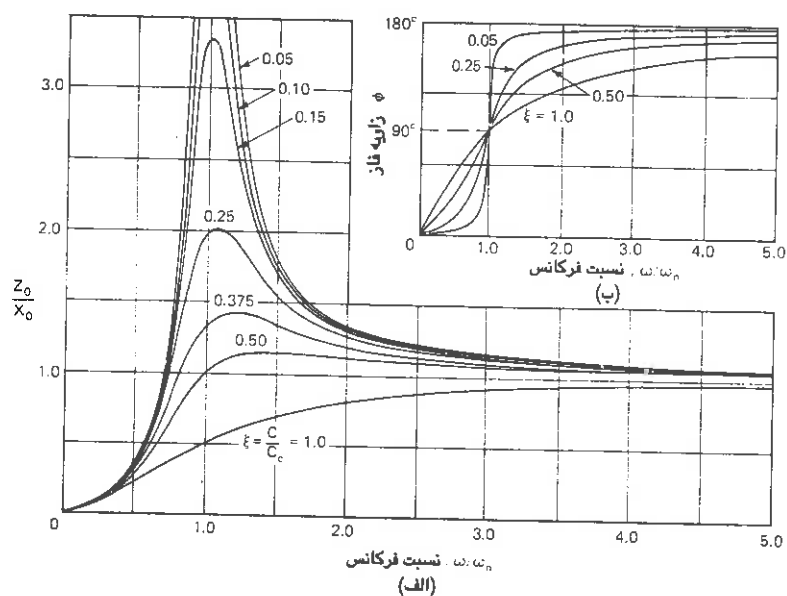
اندازه گیری تغییر مکان

برای مقادیر بزرگ $(\frac{\omega}{\omega_n} = r)$ و برای کلیه مقادیر زائل کنندگی (ξ)

$$\frac{Z_0}{X_0} = 1$$

بنابراین اگر فرکانس طبیعی وسیله اندازه گیری ارتعاشات به اندازه ای کوچک باشد که نسبت r بزرگ گردد در این صورت حرکت نسبی به وجود آمده Z_0 مساوی X_0 خواهد شد. در این حالت

وسیله اندازه گیری مستقیماً تغییر مکانها را نشان خواهد داد.



شکل (۲-۲۳) عکس العمل یک وسیله اندازه گیری ارتعاش نصب شده در قاعده سیستم.

الف (دامنه)، ب (زاویه فاز)

اندازه گیری شتاب

از تنظیم مجدد رابطه (۲-۲۷) الف) چنین خواهیم داشت:

$$\frac{Z_0}{\omega^2 X_0} = \frac{1}{\omega_n^2 \sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi(\omega/\omega_n)^2]^2}} = \frac{1}{\omega_n^2 \sqrt{D}} \quad (2-78)$$

برای $\xi = 0.69$ مقادیر \sqrt{D} درمخرج برای نسبتهای فرکانس مختلف (ω/ω_n) چنین خواهد شد:

ω/ω_n	۰	۰٫۱	۰٫۲	۰٫۳	۰٫۴
\sqrt{D}	۱	۰٫۹۹۹۵	۰٫۹۹۸۹	۱	۱٫۰۰۵۳

بنابراین Z_0 متناسب با شتاب مطلق $\omega^2 X_0$ مربوط به قاعده سیستم ارتعاش خواهد بود. در این وضعیت وسیله اندازه گیری شتاب مستقیم را نشان خواهد داد. نسبت فرکانس در شتاب سنج بایستی کوچک باشد، بنابراین فرکانس طبیعی وسیله اندازه گیری لازمست بزرگ باشد.

۴-۲ سیستم های با دو درجه آزادی (جاذب ارتعاش)

در شکل (۲-۲۴) یک سیستم با ۲ جرم و ۲ فنر نشان داده شده است، این یک سیستم با دو درجه آزادی است. دیاگرام آزاد اجرام نیز ترسیم شده است. معادلات حرکت ۲ جرم را می توان بصورت ذیل نوشت:

$$m_1 \ddot{z}_1 = F_0 \sin \omega t - k_1 z_1 - k_2 (z_1 - z_2) \quad \text{الف (۲-۷۹)}$$

و

$$m_2 \ddot{z}_2 = K_2 (z_1 - z_2) \quad \text{ب (۲-۷۹)}$$

اگر چنانچه جوابهای ذیل را برای حالات اصلی ارتعاش در نظر بگیریم:

$$z_1 = Z_1 \sin \omega t \quad \text{ج (۲-۷۹)}$$

$$z_2 = Z_2 \sin \omega t \quad \text{د (۲-۷۹)}$$

با قراردادن جوابهای فوق در معادلات حرکت خواهیم داشت:

$$(-m_1 \omega^2 + K_1 + K_2) Z_1 - K_2 Z_2 = F_0 \quad \text{هـ (۲-۷۹)}$$

$$(-m_2\omega^2 + K_2)Z_2 - K_2Z_1 = 0 \quad (2-79) \text{ و}$$

اگر فرکانس طبیعی دورانی اول سیستم را ω_{11} و فرکانس طبیعی دورانی دوم سیستم را ω_{22}

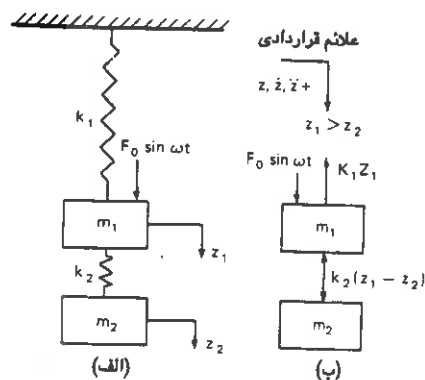
بنامیم:

$$\omega_{11} = \sqrt{\frac{k_1}{m_1}} \quad (2-79) \text{ ز}$$

$$\omega_{22} = \sqrt{\frac{k_2}{m_2}} \quad (2-79) \text{ ح}$$

و تغییر مکان استاتیکی جرم m_1 در اثر نیروی F_0 را هم بصورت ذیل نمایش دهیم:

$$Z_0 = \frac{F_0}{k_1} \quad (2-79) \text{ ط}$$



شکل (۲-۲۴) الف (جانب ارتعاش) ب- (دیاگرام آزاد)

از تقسیم معادله (۲-۷۹ هـ) بر K_1 و معادله (۲-۷۹ و) بر K_2 چنین خواهیم داشت:

$$\left[1 + \frac{K_2}{K_1} - \left(\frac{\omega}{\omega_{11}}\right)^2\right] Z_1 - \frac{K_2}{K_1} Z_2 = Z_0 \quad (2-80) \text{ الف}$$

$$-Z + \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_{11}}\right)^2\right] Z_2 = 0 \quad (2-80) \text{ ب}$$

جهت تعیین فرکانسهای طبیعی سیستم بایستی ارتعاش آزاد آن را در نظر گرفت. اگر فرض نماییم طرف راست معادله (۲-۸۰ الف) صفر گردد، آنوقت از معادلات (۲-۸۰ الف) و (ب) چنین خواهیم داشت:

$$\frac{Z_1}{Z_2} = \frac{k_2/k_1}{\left[1 + k_2/k_1 - (\omega/\omega_{11})^2\right]} = 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_{22}}\right)^2$$

یا:

$$\left[1 + \frac{k_2}{k_1} - \left(\frac{\omega}{\omega_{11}}\right)^2\right] \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_{22}}\right)^2\right] - \frac{k_2}{k_1} = 0 \quad (2-81)$$

جواب معادله فوق فرکانس های طبیعی سیستم خواهد بود. این معادله ممکن است بطور مناسب دیگر تنظیم گردد چنانچه فرض نمائیم:

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{k_2}{m_2} \frac{m_1}{k_1} \frac{m_2}{m_1} = \mu \left(\frac{\omega_{22}}{\omega_{11}}\right)^2$$

که در آن $\mu = \frac{m_2}{m_1}$

$$\left[1 + \mu \left(\frac{\omega_{22}}{\omega_{11}}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{\omega_{11}}\right)^2\right] \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_{22}}\right)^2\right] - \mu \left(\frac{\omega_{22}}{\omega_{11}}\right)^2 = 0$$

یا:

$$\left[\frac{\omega_{22}}{\omega_{11}}\right]^2 \left(\frac{\omega}{\omega_{22}}\right)^4 - \left[1 + (1 + \mu) \left(\frac{\omega_{22}}{\omega_{11}}\right)^2\right] \left(\frac{\omega}{\omega_{22}}\right)^2 + 1 = 0 \quad (2-82)$$

این يك روش عمومی جهت تعیین فرکانس های طبیعی يك سیستم با دو درجه آزادی می باشد. در شکل (۲-۲۴) چنانچه سیستم شماره (۱) سیستم اصلی باشد، سیستم شماره (۲) به دلیل اینکه به میزان قابل ملاحظه ای دامنه ارتعاشات را کاهش خواهد داد، جاذب ارتعاشات نامیده می شود (چنانچه ذیلاً نشان داده خواهد شد). از معادله (۲-۸۰) داریم:

$$Z_2 = \frac{Z_1}{1 - (\omega / \omega_{22})^2} \quad (2-83)$$

از جایگزین نمودن Z_2 در معادله (۲-۸۰) الف) چنین خواهیم داشت:

$$\left[1 + \frac{k_2}{k_1} - \left(\frac{\omega}{\omega_{11}}\right)^2\right] Z_1 - \frac{k_2}{k_1} \left[\frac{Z_1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_{22}}\right)^2}\right] = Z_o$$

پنابراین:

$$\frac{Z_1}{Z_0} = \frac{1 - (\omega/\omega_{22})^2}{[1 - (\omega/\omega_{22})^2][1 + K_2/K_1 - (\omega/\omega_{11})^2] - K_2/K_1} \quad \text{الف (۲-۸۴)}$$

به طریق مشابه جهت محاسبه Z_2 هم می توانیم چنین داشته باشیم:

$$\frac{Z_2}{Z_0} = \frac{1}{[1 - (\omega/\omega_{22})^2][1 + K_2/K_1 - (\omega/\omega_{11})^2] - K_2/K_1} \quad \text{ب (۲-۸۴)}$$

از معادله (۲-۸۴-الف) ملاحظه می شود که $Z_1=0$ اگر:

$$\omega_{22} = \omega \quad (۲-۸۵)$$

در این صورت:

$$Z_2 = X_0 \frac{K_1}{K_2} = -\frac{F_0}{K_2} \quad (۲-۸۶)$$

علامت منفی مبین آنست که F_0 و Z_2 در دو فاز مخالف هستند. در حقیقت بدلیل اینکه نیروی $K_2 Z_2$ ناشی از فنر ۲ بر جرم m_1 مساوی و مخالف (جهت) نیروی محرک F_0 می باشد، Z_1 در این فرکانس معادل صفر می گردد. اندازه جاذب ارتعاش m_2 و مقدار تغییر مکان مجاز آن (Z_2) تابع مقدار نیروی محرک F_0 ($= K_2 Z_2$) خواهد بود.

۱۵-۲ عکس العمل طیفی

در بخش ۶-۲ تغییر مکان مربوط به سیستم با یک درجه آزادی مرکب از جرم - فنر و زائیل کننده تحت اثر نیروی محرک $F_0 \sin \omega t$ بدست آمد. این رابطه را هم چنین می توان بر حسب سرعت (\dot{Z}) و شتاب (\ddot{Z}) که همگی راه حل های ساده هماهنگ هستند، بیان نمود. اگر سیستم با چند درجه آزادی را تحت تاثیر نیرویی شبیه آنچه در خلال یک زلزله بر زمین وارد می شود در نظر بگیریم شکل (۴-۱)، مناسب خواهد بود که جواب های زمانی برای شتابها، سرعتها و تغییر مکانها را بدست آوریم. تابع نیرو

را نه بصورت يك تابع ریاضی بلکه بصورت يك تابع تغییرمکان (از زمین) بیان خواهیم نمود. مقادیری که بعنوان نتایج تابع نیرو مورد بررسی قرار می گیرد که ممکنست گاهی بصورت يك تابع ریاضی بیان شود به مقادیر عکس العمل موسوم است. هنگامی که ارتعاش يك ستون درساختمانی را بررسی می کنیم، ممکنست تنشها، تغییرشکلهها، ممان خمشی و یا هر کمیت مورد نظری را مطالعه نمائیم. بنابراین عکس العمل يك سیستم را ممکنست براساس مطالعه تغییرمکانها، سرعتها، شتابها، تنش ها، تغییرشکلهها، ممانهای خمشی، نیروهای برشی و یا هر پارامتر دیگری مورد بررسی و ارزیابی قرارداد.

این امر قابل نمایش است که چنانچه سیستمی در یکی از حالات اصلی خود ارتعاش نکند، حرکت پیچیده سیستم را می توان برحسب جمع حرکتهای مربوط به حالات اصلی ارتعاش بصورت زیربیان نمود:

$$(۸۷-۲)$$

$$X \sin \omega t = A_{11}X_1 \sin \omega_{n1}t + A_{22}X_2 \sin \omega_{n2}t + A_{33}X_3 \sin \omega_{n3}t + \dots + A_{nn}X_n \sin \omega_{nn}t$$

که در آن:

$x \sin \omega t$ = حرکت منته و X حداکثر عکس العمل برحسب پارامتر مورد نظر (مثلاً تغییرمکان)

X_n, \dots, X_2, X_1 = پارامترهای حرکت درمدهای اول، دوم و ... و n ام

$A_{nn}, \dots, A_{22}, A_{11}$ = فاکتور شرکت مودها (نیاز به قدری توضیح دارد) خواهند بود.

فرض نمائید سیستمی با سه درجه آزادی دارای فرکانسهای طبیعی $\omega_{n3}, \omega_{n2}, \omega_{n1}$ در سه مود اصلی ارتعاش خود می باشد. عکس العمل تغییرمکان این سیستم دربرابر نیرویی شبیه آنچه که در زلزله EL-Centro (۱۸ ماه مه ۱۹۴۰) اتفاق افتاد، رامی توان دراولین، دومین و سومین مود از ارتعاشات سیستم بدست آورد. بنابراین حداکثر تغییرمکان درسه مود اصلی ارتعاش را می توان تعیین نمود. تغییرمکان واقعی سیستم تابعی از سه مقدار حداکثر در این سه مود خواهد بود. اولین مود ارتعاش بیشترین سهم را در ارتعاش داشته در حالیکه مودهای بعدی سهم کوچکتري در حرکت نهایی خواهند داشت. بنابراین، فاکتور شرکت مودها، ممکنست بعنوان فاکتور ارزشی حداکثر عکس العمل (در این حالت تغییرمکان) در این حالت بخصوص جهت ارزیابی کل عکس العملهای

ماکزیمم سیستم مورد مطالعه در نظر گرفته شود. به علاوه یک مود بخصوص ممکنست موجب تغییر مکان منفی شود. در نتیجه به منظور تعیین حداکثر عکس العمل سیستم، لازمست جذر مقدار میانگین مربعات عکس العملها در هر مود ارتعاش در نظر گرفته شود. بنابراین حداکثر عکس العمل سیستم واقعی چنین خواهد بود:

$$X = \sqrt{(A_{11}X_1)^2 + (A_{22}X_2)^2 + \dots + (A_{nn}X_n)^2} \quad (2-88)$$

منحنی تغییرات حداکثر عکس العمل سیستم های با یک درجه آزادی درمقابل پریود (یا فرکانس) در زائل کنندگی های مختلف طیف عکس العمل نامیده می شود. در سال ۱۹۵۹ Housner منحنی های طیف عکس العمل متوسط جهت چهار زلزله مهم و شدید شامل زلزله های Taft ، California ، Olympia و درواشنگتن را تهیه نمود، که البته این منحنی ها ممکنست بعد از اصلاحات ضروری شکل (۲-۲۵) جهت طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله بکار برده شود. پریودهای سازه جهت تعیین عکس العمل مربوطه را در هر مود می توان محاسبه نمود.

روابط زیر را جهت تبدیل یک مقدار عکس العمل به دیگر مقادیر می توان بکار برد:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega_n^2} \quad (2-89) \text{ الف}$$

$$S_v = \frac{S_a}{\omega_n} = \omega_n S_d \quad (2-89) \text{ ب}$$

که در آن روابط :

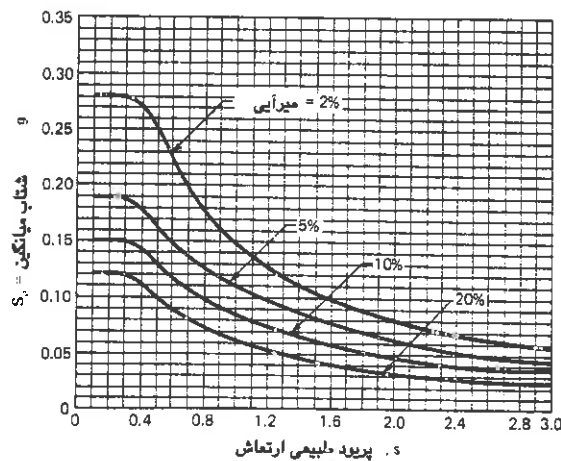
S = عکس العمل طیفی

a = شتاب

v = سرعت

d = تغییر مکان

ω_n = فرکانس طبیعی دورانی در یک مود خاص ارتعاش



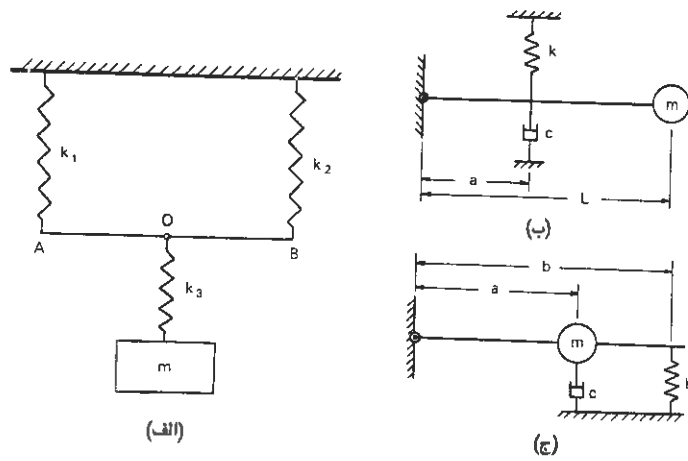
شکل (۲-۲۵) منحنی های عکس العمل طیفی (شتاب) میانگین

مطالب فوق الذکر تنها به جهت طرح و اشاره به مفاهیم اساسی و بنیادی ارتعاش بوده و به هیچ وجه کامل نخواهد بود. شرح تفصیلی و جزئیات ریاضی این موضوع توسط Housner (۱۹۵۹) ارائه شده است.

۲-۱۶ مسائل

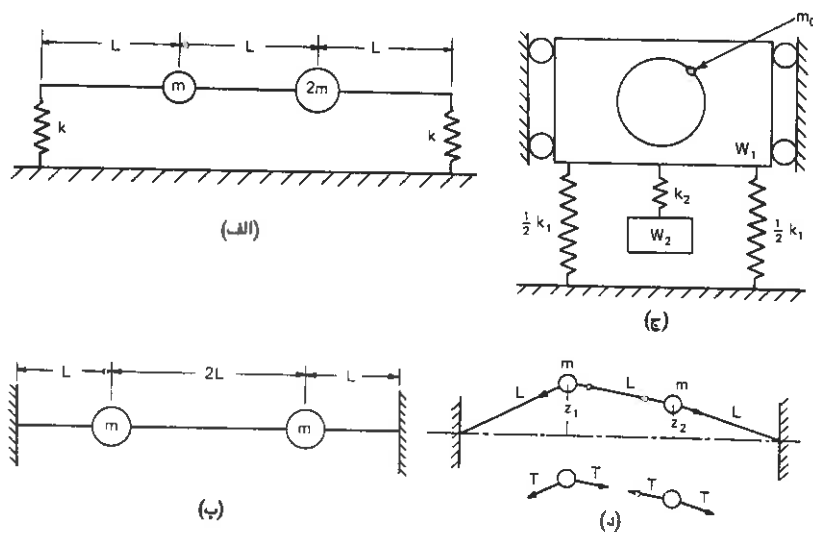
۲-۱ با فرض $\tau/1$ معادل مقدار کوچک در مثال (۲-۱) در این فصل معادلاتی برای سرعت و شتاب حرکت پیستون بنویسید. همچنین سرعت و شتاب ماکزیمم و زمان وقوع آنها را تعیین نمایید.

۲-۲ جهت سیستمهای نشان داده شده در اشکال (۲-۲۶-الف) و (ب، ج) معادلات حرکت را نوشته و فرکانسهای طبیعی آنها را تعیین نمایید. همچنین زائل کنندگی بحرانی را برای سیستم های (۲-۲۶-ب) و (ج) محاسبه نمایید.



شکل (۲-۲۶) سیستم با یک درجه آزادی در مسئله (۲-۲۶)

۲-۳ برای سیستمهای نشان داده شده در اشکال (۲-۲۷ الف) و (ب، ج، د) معادلات حرکت را نوشته و رابطه فرکانس را تعیین و فرکانسهای طبیعی را محاسبه نمایید.



شکل (۲-۲۷) سیستم با ۲ درجه آزادی در مسئله (۲-۳)

۲-۴ برای سیستم معرفی شده توسط رابطه (۲-۴۴)، ثابت کنید که دامنه ماکزیمم ارتعاشات در نسبت فرکانس زیر اتفاق می افتد:

$$r = \frac{1}{\sqrt{1-2\xi^2}} \quad \text{و} \quad A_{\max} = \frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}}$$

اگر $\xi > 0.707$ باشد r کمیتی فرضی خواهد بود. با کمک دیاگرام معنی این مقادیر را بیان و بحث نمایید.

۲-۵ از روی نتایج ارتعاش آزاد نشان داده شده در شکل (۲-۹-ب) زائل کنندگی ویسکوز را تعیین نمایید.

۲-۶ نشان دهید که در تحریکات وابسته به فرکانس، ضریب میرایی (ξ) از رابطه ذیل قابل تعیین می باشد:

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{f_2 - f_1}{f_n} \right)$$

که در آنجا f_1 و f_2 فرکانس هایی هستند که دامنه ارتعاش در آنها برابر $\frac{1}{\sqrt{2}}$ دامنه ارتعاش حداکثر می باشد.

۲-۷ توضیح دهید که از عبارات: «عکس العمل میانگین»، «ضریب یا فاکتور شرکت مود»، «درجات آزادی»، «حالت یا مود اصلی»، «فرکانس طبیعی»، «قابلیت انتقال»، «میرایی یا زائل کنندگی» و «زائل کنندگی بحرانی» چه می فهمید؟

۲-۸ فرکانس طبیعی سیستمی متشکل از وزنه W که به انتهای فنری با ثابت فنر K متصل است برابر ۹۵ سیکل در دقیقه (CPM) می باشد. اگر یک وزنه یک کیلوگرمی به W اضافه شود فرکانس طبیعی سیستم به مقدار ۷۵ (CPM) تقلیل می یابد، ثابت فنر K و مقدار W را تعیین نمایید.

۲-۹ جسمی به وزن ۶۵ کیلوگرم توسط فنری که در اثر وزن آن به مقدار ۱۵۷ سانتی متر تغییر مکان

می دهد معلق می باشد. این سیستم تحت تاثیر زائل کنندگی برابر ۲۵٪ زائل کنندگی بحرانی قرار دارد. فرکانس طبیعی ارتعاشات با میرایی و بدون میرایی را تعیین نموده و در حالت اخیر نسبت دامنه های متوالی را پیدا کنید. اگر این جسم تحت اثر يك نیروی محرك تناوبی با مقدار ماکزیمم ۲۵ کیلوگرم و فرکانس ۰٫۷۵ فرکانس طبیعی بدون میرایی قرار گیرد، دامنه ارتعاشات جبری و اختلاف فاز با توجه به نیروی محرك مذکور را تعیین نمایید.

۱۰-۲ تیرچه ای به قطر ۱۰ سانتی متر و طول ۱۰ متر طوری نگهداری می شود که بصورت قائم در آب شناور باشد، توده ویژه مصالح تیرچه ۸۱٪ می باشد، فرکانس طبیعی این تیرچه را بدست آورید.

فصل سوم

انتشار امواج در محیط های ارتجاعی

سرعت موج & خواص ارتجاعي موج

۱-۳ مقدمه

در يك محیط پیوسته امواج به دلیل اغتشاش محیط ایجاد می شوند. اگر يك دانه ریگ در آبی ساکن و آرام انداخته شود امواج ایجاد شده در تمامی جهات حرکت می کنند. اکنون اگر يك قطعه چوب پنبه را روی سطح آب ساکن قبل از انداختن ریگ قرار دهیم هنگامی که به دلیل انداختن ریگ در داخل آب امواج از نقطه سقوط ریگ به اطراف منتشر می شوند این چوب پنبه در محل اولیه خود شروع به بالا و پایین رفتن می نماید. به این ترتیب مشاهده خواهد شد که امواج در يك جهت با يك سرعت معینی پیش می روند در حالی که چوب پنبه و در نتیجه آب با سرعتی متفاوت از سرعت نشر امواج نوسان می نماید.

به طریق مشابه زلزله (توسط عبور امواج تنش) حرکتی در زمین ایجاد می کند که بعلت عبور امواج تنش سرچشمه گرفته از کانون زلزله به وقوع می پیوندد. امواج در سطح و داخل زمین همچنین ممکن است به دلیل سایر عوامل از قبیل انفجار، نشست هواپیماها به زمین، بمباران های خلال جنگ تولید شوند.

هنگامی که بار دینامیکی بطور ناگهانی به جسمی وارد می شود تمامی جسم در آن واحد متأثر نخواهد شد. قسمتی از جسم که به منبع تولید بار نزدیک تر است ابتدا متأثر شده و تغییر شکل های ایجاد شده بعلت بهم خوردگی و اغتشاش جسم به شکل امواج تنش در سایر نقاط جسم منتشر خواهد شد. موضوع انتشار موج در يك محیط ارتجاعی در مطالعات مهندسی زلزله و ژئوتکنیک از اهمیت ویژه ای برخوردار است زیرا سرعت موج بستگی به خواص ارتجاعی محیطی که در آن منتشر می شوند دارد. در این فصل ۳ مسئله عمده بطور اختصار مورد مطالعه قرار می گیرد:

- ۱- انتشار موج در يك میله ارتجاعی
- ۲- انتشار موج در يك محیط ارتجاعی
- ۳- انتشار موج در يك جسم نیمه محدود ارتجاعی

۲-۳ انتشار امواج در يك میله ارتجاعی

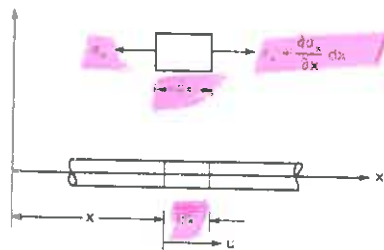
۳ نوع مستقل از حرکات موج در يك میله امکان پذیر می باشد: طولی، پیچشی و خمشی. نظر به اینکه فقط ۲ نوع اول آن منجر به معادلات نمونه موج می گردند، در این قسمت فقط این ۲ نوع

* حرکات موج در يك میله ارتجاعی
(طولی و پیچشی)

حرکت مورد بحث قرار می گیرند.

ارتعاش طولی میله ها

ارتعاش آزاد میله ای، با سطح مقطع A ، مدول یانگ E و وزن مخصوص γ شکل (۳-۱) را در نظر بگیرید. فرض می شود که هر صفحه در خلال حرکت صفحه باقی مانده و تنش در تمامی نقاط صفحه یکنواخت می باشد.



شکل (۳-۱) ارتعاش طولی یک میله

اگر تنش در صفحه ای به فاصله x از مبدأ مختصات σ_x باشد در صفحه ای به فاصله $x+dx$ عبارت از $\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx$ خواهد بود. در نتیجه مجموع نیروها در جهت محور X ها به قرار زیر می باشد:

$$\Sigma F_x = -\sigma_x A + \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) A \quad (3-1)$$

اگر مقدار جابجایی المان در نظر گرفته شده در جهت x ها برابر u در نظر گرفته شود معادله حرکت آن با استفاده از قانون دوم نیوتن به قرار زیر خواهد بود:

$$F = m\ddot{u} \quad \leftarrow \text{شتاب حرکت}$$

$$-\sigma_x A + \sigma_x A + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx A = dx A \frac{\gamma}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$* \text{سرعت انتشار موج طولی} : V_r^2 = \frac{E}{\rho}$$

که در آن g شتاب جاذبه زمین می باشد:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\gamma}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

با توجه به تعریف تغییر شکل نسبی و با استفاده از ضریب یانگ خواهیم داشت:

$$\sigma_x = E \epsilon_x$$

$$\sigma_x = E \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3-2)$$

$$\text{بنابراین} \quad E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\gamma}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3-3)$$

اگر $\rho = \frac{\gamma}{g}$ دانسیته جرم یا جرم مخصوص گرفته شود:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3-4)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_r^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{یا اینکه}$$

$$(3-5) \quad \text{سرعت انتشار موج در داخل میل}$$

که در آن $V_r^2 = \frac{E}{\rho}$ سرعت نشر موج طولی در يك میله نامیده می شود. معادله (۳-۵) به نام معادله

يك بعدی موج نام گذاری شده است. این معادله بیانگر این واقعیت است که در خلال ارتعاش طولی جابجایی امواج در امتداد محور مربوطه با سرعت V_r انجام می گیرد.

بایستی متوجه بود که سرعت انتشار موج در داخل میله (V_r) با سرعت ذرات میله در منطقه

تحت تنش (u) اشتباه نشود. اگر به قسمت انتهایی يك میله شکل (۳-۲) تنش یکنواخت و نوسانی σ_x

با مدت زمان t_n وارد شود فقط قسمت کوچکی نزدیک به این مقطع تحت تنش فشاری واقع می گردد.

این تنش فشاری هم چنان که زمان می گذرد به سایر نقاط میله منتقل خواهد شد که سرعت این

انتقال همان V_r سرعت نشر موج طولی خواهد بود. در خلال زمان Δt ، تنش فشاری به میزان

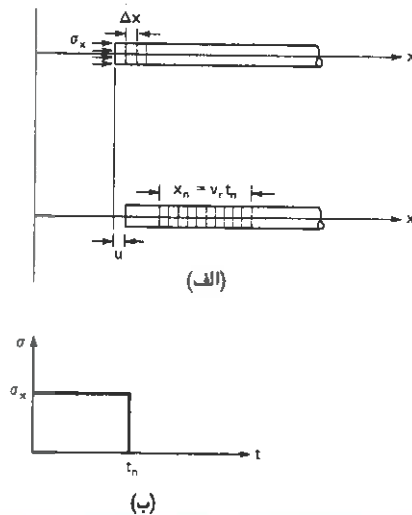
$\Delta t = V_r \Delta t$ در امتداد میله پیشروی خواهد کرد.

کتاب: سرعت جابجایی زرات در یک میله با سرعت نشر موج با یک فرض حرکت

۶۱

اصول و مبانی دینامیک خاک

وابستگی سرعت جابجایی زرات از سرعت نشر موج
وابستگی سرعت جابجایی زرات از سرعت نشر موج



شکل (۳-۲) سرعت نشر موج و سرعت جابجایی زرات در یک میله

در هر لحظه دیگر مثلاً زمان t_n تنش فشاری در طول قطعه ای از میله معادل $X_n = V_r t_n$ جلو خواهد رفت و میزان کوتاه شدگی طول میله در اثر اعمال این تنش عبارت خواهد بود از:

$$u = \epsilon \cdot X_n = \frac{\sigma_x}{E} X_n = \frac{\sigma_x}{E} V_r t_n$$

$$\text{و یا اینکه } \frac{u}{t_n} = \frac{\sigma_x}{E} X_n = \frac{\sigma_x V_r}{E} \Rightarrow \dot{u} = \frac{\sigma_x V_r}{E} = \epsilon V_r \quad (۳-۶)$$

۱ توجه به این نکته لازم است که سرعت نشر امواج و سرعت حرکت زرات هنگامی که تنش وارده

فشاری باشد هردو هم جهت و هنگامی که تنش وارده کششی باشد در جهت مخالف یکدیگر

می باشند نکته مهم دیگر این است که سرعت جابجایی زرات وابسته به شدت تنش یا تغییر شکل

نسبی بوده در حالی که سرعت نشر موج فقط تابعی از خواص مصالح می باشد.

ارتعاش پیچشی میله ها

معادله حرکت يك میله در ارتعاش پیچشی شبیه آن است که در ارتعاش طولی بحث کردید. اگر طول X در امتداد محور میله در نظر گرفته شود مقدار پیچش $d\theta$ در جزء طول dx از میله بر اثر اعمال لنگر پیچشی T به قرار زیر خواهد بود:

$$d\theta = \frac{Tdx}{I_p G} \quad (3-7)$$

که در آن:

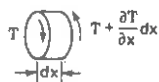
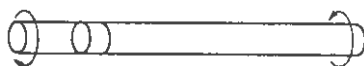
I_p : مماند اینرسی قطبی سطح مقطع میله

G : مدول برشی مصالح میله

و $I_p G$: سختی پیچشی میله است که از حاصلضرب دو پارامتر فوق بدست می آید.

اگر لنگر وارد بر يك انتهای المانی از میله به طول dx عبارت از T باشد، در انتهای دیگر آن مقداری معادل $T + \frac{\partial T}{\partial x} dx$ داشته شکل (۳-۳) و مقدار خالص لنگر وارده بر کل المان عبارت خواهد بود:

$$\Sigma T = -T + \left(T + \frac{\partial T}{\partial x} dx \right) = \frac{\partial T}{\partial x} dx \quad (3-8)$$



شکل (۳-۳) لنگر پیچشی مؤثر بر قلمه ای به طول dx از يك میله

* سرعت انتشار موج برشی: $V_s^2 = \frac{G}{\rho}$ و G : مدول برشی میل

۶۳

اصول و مبانی دینامیک خاک

~ ~ ~ مدول: $V_r^2 = \frac{E}{\rho}$ و E : مدول یانگ

اگر وزن مخصوص میل مورد نظر γ بوده و قانون دوم نیوتن را در رابطه با حرکت میل اعمال

کنیم خواهیم داشت:

$$\frac{\partial T}{\partial x} dx = \frac{\gamma}{g} I_p dx \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \frac{\gamma}{g} I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (3-9)$$

با توجه به رابطه $d\theta = \frac{T dx}{I_p G}$ خواهیم داشت $\frac{\partial T}{\partial x} = I_p G \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$ که از جایگزینی آن در رابطه

فوق چنین خواهیم داشت:

$$I_p G \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \frac{\gamma}{g} I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \Rightarrow \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \frac{\rho}{G} \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \Rightarrow \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (3-10)$$

$$G \frac{g}{\gamma} = \frac{G}{\rho} = V_s^2 \quad (3-11)$$

که در آن $V_s^2 = \frac{G}{\rho}$ سرعت انتشار موج برشی نامیده می شود و تابعی از مدول برشی و جرم

مخصوص میل می باشد.

حل معادله موج

جواب معادله دیفرانسیل (3-5) که فرم کلی معادله حرکت ناشی از انتشار موج می باشد

بصورت زیر قابل بیان می باشد:

$$u = f(x - V_r t) \quad (3-12)$$

این معادله تابعی از x است که با سرعت V_r حرکت می کند. مشتق u نسبت به x و t چنین خواهد

بود:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = f'(x - V_r t) \quad , \quad \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = f''(x - V_r t)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -V_r f'(x - V_r t) \quad , \quad \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_r^2 f''(x' - V_r t)$$

اگر مشتقات مرتبه دوم u نسبت به زمان و مکان را در رابطه (۳-۵) قرار دهیم تساوی در طرفین برقرار و جواب فوق سازگار خواهد بود. فرم کلی تر معادله حرکت می تواند بصورت زیر باشد:

$$U = f_1(x - V_r t) + f_2(x + V_r t)$$

در این معادله قسمت اول بیانگر حرکت موج در جهت مثبت x و قسمت دوم حرکت در جهت

منفی x را می باشد.

شرایط انتهای

بررسی شرایط انتهایی با استفاده از قانون اجتماع اثر قوا (Superposition) امکان پذیر خواهد بود. علت این امر وجود رابطه خطی در معادله دیفرانسیل (۳-۵) می باشد که مبین حرکت یک میله در حین ارتعاش است.

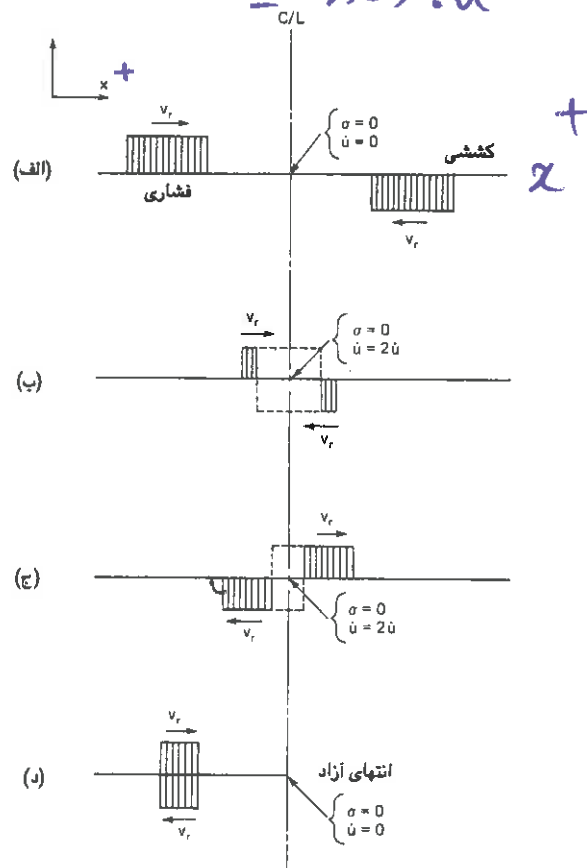
اگر یک موج فشاری با ماهیت یک تابع پله ای که در جهت مثبت x و یک موج کاملاً مشابه کششی که در جهت منفی x حرکت نمایند را در نظر بگیریم مقدار تنش ایجاد شده در مرکز میله همواره معادل صفر می باشد در حالی که سرعت جابجایی ذرات در این نقطه هنگام عبور دو موج دو برابر و در مابقی حالات صفر خواهد بود. بعد از عبور کامل دو موج مجدداً شرایط اول در مرکز میله حکمفرما خواهد شد با این تفاوت که موقعیت موج های فشار و کششی تعویض شده اند، اگر نصف میله را از آن جدا سازیم با توجه به شرایط دائمی $\sigma = 0$ در این نقطه (مرکز میله) می توان رفتار یک میله که انتهای آن آزاد می باشد را به هنگام نشر موج تنش تعیین نمود شکل (۳-۴).

بنابراین در میله های با انتهای آزاد یک موج فشاری بصورت کششی منعکس شده و سرعت

جابجایی ذرات انتهای میله به هنگام عبور موج از آن نقطه مضامف خواهد بود.

اکنون اگر یک میله ارتجاعی دیگری در نظر بگیریم که یک موج فشاری پله ای در جهت مثبت x ها از یک طرف آن و یک موج فشاری کاملاً مشابه در جهت منفی x ها از طرف دیگر آن حرکت نمایند ملاحظه خواهد شد که در مقطع وسط همواره $u=0$ بوده و سرعت جابجایی ذرات صفر می باشد.

۱۱: برعکس از میله



در صورتی که $\dot{u} = 0$ در انتهای آزاد

شکل (۳-۴) نمایش امواج ارتجاعی در یک میله با شرایط انتهای آزاد

برعکس این بار مقدار تنش موجود در مقطع میانی هنگام برخورد دو موج مضاعف خواهد شد. با توجه به اینکه حالت $\dot{u} = 0$ بیانگر وضعیت گیردار در یک میله می باشد. می توان چنین نتیجه گرفت که در یک میله گیردار امواج فشاری بصورت فشاری منعکس شده و تنش حاصله در مقطع گیردار به هنگام عبور موج از آن مضاعف خواهد شد شکل (۳-۵).

ارتعاش میله ها با طول محدود

تا به حال در مباحث فوق میله ها با طول نامحدود در نظر گرفته شده اند لیکن در عمل ارتعاش

میله ها با طول محدود مورد نظر خواهند بود. اگر میله ای به طول L در یکی از حالات نرمال خود ارتعاش نماید حل معادله دیفرانسیل (۳-۵) به فرم کلی زیر خواهد بود:

$$u = U (A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t) \quad (۳-۱۴)$$

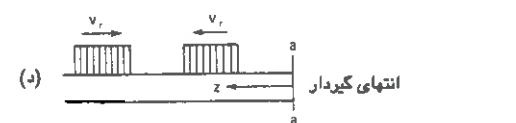
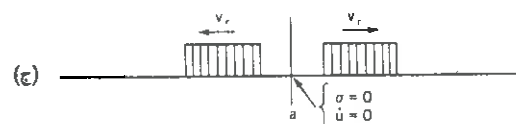
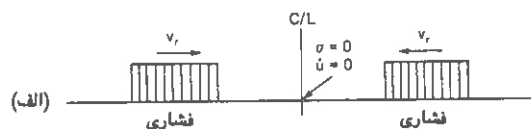
که در آن، A و B ثابت های معادله، ω_n فرکانس طبیعی میله و U تابعی از x بوده که بیانگر حالت ارتعاش می باشد. اگر مشتقات دوم u نسبت به x, t را در رابطه (۳-۵) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$\frac{d^2 U}{dx^2} + \frac{\omega_n^2}{V_r^2} U = 0$$

فرم کلی جواب معادله دیفرانسیل فوق بصورت زیر می باشد:

$$U = C \cos \frac{\omega_n x}{V_r} + D \sin \frac{\omega_n x}{V_r} \quad (۳-۱۵)$$

مقادیر ثابت C و D با توجه به شرایط مرزی و ضمیمیت انتهایی میله بدست خواهد آمد. برای یک میله به طول محدود مقادیر دامنه جابجایی (U) به صورت مجزا برای سه حالت مرزی مختلف قابل محاسبه خواهد بود:



شکل (۳-۵) نمایش امواج ارتجاعی در یک میله با شرایط انتهای گیردار

در تمام امواج ارتجاعی
 $u = 2u$
 $u = 0$ در اینجا

- ۱- هر دو انتهای میله آزاد باشد (شرایط آزاد - آزاد)
- ۲- يك انتها آزاد و انتهای دیگر گیردار باشد (گیردار - آزاد)
- ۳- دو انتها گیردار باشند (شرایط گیردار - گیردار)

۱- میله با دو انتهای آزاد

هنگامی که هر دو انتهای میله ای به طول L آزاد باشد تنش و تغییرشکل نسبی در این دو انتها

بایستی صفر باشد در نتیجه:

$$\frac{du}{dx} = 0 \quad \text{در } x=0 \text{ و در } x=L$$

اگر از معادله (۳-۱۵) نسبت به x مشتق بگیریم:

$$\frac{du}{dx} = \frac{\omega_n}{V_r} \left(-C \sin \frac{\omega_n}{r} x + D \cos \frac{\omega_n}{r} x \right) = 0 \quad (3-16)$$

$$x = 0 \Rightarrow D = 0$$

$$x = L \quad C \sin \frac{\omega_n}{V_r} L = 0 \Rightarrow \frac{\omega_n}{V_r} L = n\pi \quad (3-17)$$

$$\omega_n = \frac{n\pi V_r}{L} \quad (3-18)$$

و معادله حرکت چنین خواهد شد:

$$U = C \cos \frac{n\pi x}{L} \quad (3-19)$$

که در آن $n = 1, 2, 3, \dots$ می باشد.

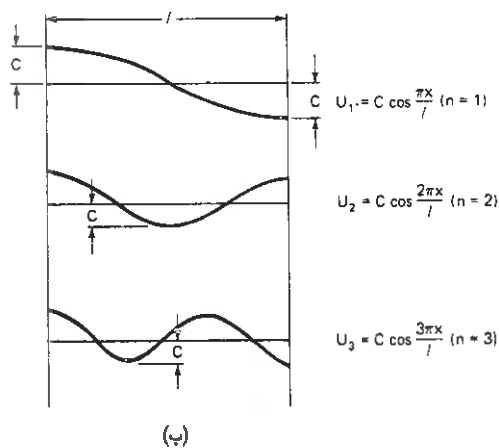
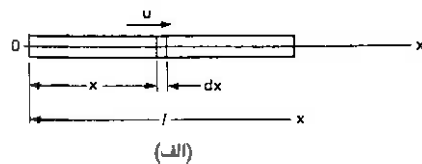
در شکل (۳-۶) دامنه تغییرات ذرات میله برای سه هارمونیک اول رسم شده اند.

۲- میله با يك انتها آزاد و انتهای دیگر گیردار

هنگامی که يك انتها آزاد و انتهای دیگر گیردار باشد در انتهای گیردار

جابجایی صفر و در انتهای آزاد تغییرشکل نسبی صفر خواهد بود یعنی:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \text{در } x=0 \quad U=0 \quad \text{و در } x=L$$



شکل (۳-۶) ارتعاش میله ای با طول محدود در شرایط دو انتهای آزاد

اگر این شرایط را در معادله (۳-۱۵) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$C=0 \quad \text{و} \quad D \cos \frac{\omega_n L}{V_r} = 0$$

$$\frac{\omega_n L}{V_r} = (2n+1)\pi/2 \quad \text{که } n=1, 2, 3, \dots$$

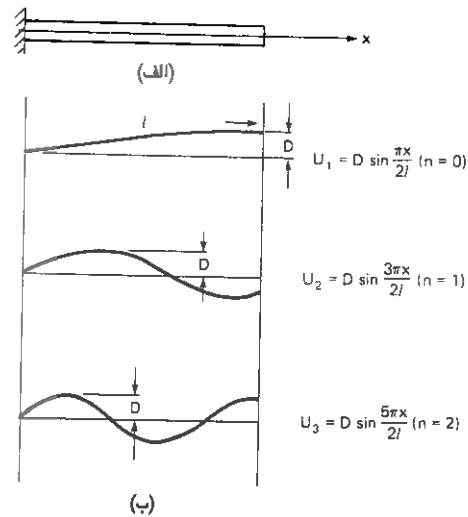
که از آنجا:

$$\omega_n = (2n+1) \frac{\pi}{2} \frac{V_r}{L} \quad (۳-۲۰)$$

و معادله دامنه جابجایی ذرات عبارت خواهد بود از:

$$U_n = D \sin \frac{\omega_n}{V_r} x = D \sin \frac{(2n+1)\pi}{2L} x \quad (۳-۲۱)$$

در شکل (۳-۷) دامنه تغییرات ذرات میله برای سه هارمونیک اول ($n = 0, 1, 2$) رسم شده است.



شکل (۳-۷) ارتعاش میله ای با طول محدود در شرایط یک انتهای آزاد و یک انتهای گیردار

۳- میله با دو انتهای گیردار

هنگامی که هر دو انتهای میله ای گیردار باشد شرایط انتهایی به قرار زیر است:

در $x=0$ و در $x=L$ می باشد در نتیجه با رجوع به معادله (۳-۱۸) خواهیم داشت:

$$D \sin \frac{\omega_n L}{V_r} = 0$$

که از آنجا:

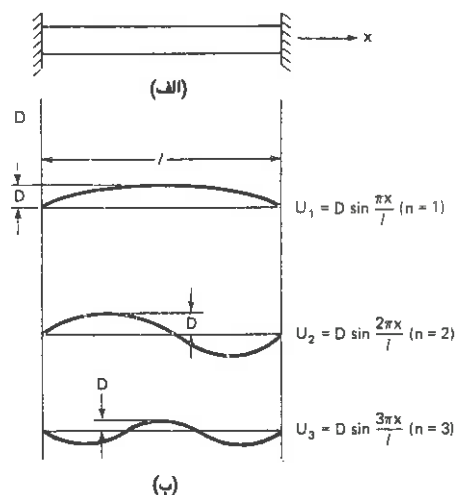
$$\omega_n = \frac{n\pi V_r}{L} \quad \text{و یا} \quad \frac{\omega_n L}{V_r} = n\pi$$

(۳-۲۲)

$$n = 1, 2, 3, \dots$$

$$U_n = D \sin \frac{n\pi}{L} x$$

(۳-۲۳)



شکل (۳-۸) ارتعاش میله ای با طول محدود در شرایط دو انتهای گیردار

سه هارمونیک اول دامنه تغییرات ذرات میله در شکل (۳-۸) رسم گردیده است.

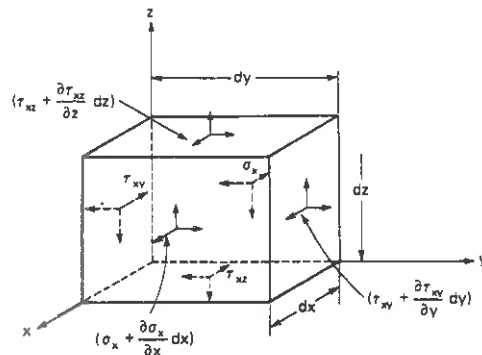
معادلات حرکت مربوط به یک میله به طول L در ارتعاشات پیچشی نیز به طریق مشابه قابل بررسی می باشد.

۳-۳ انتشار موج در یک محیط الاستیک نامحدود

اگر فرض نمائیم که شکل (۳-۹) یک المان از یک جسم الاستیک نامحدود است که ممکن بوده و دارای خواص یکسان در تمام جهات باشد. تنش های نرمال و برشی مؤثر بر وجوه مختلف این قطعه مطابق شکل خواهد بود. با فرض اینکه ابعاد این المان $dx dy dz$ می باشد به عنوان مثال تغییرات σ_x

در فاصله dx عبارت از $\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx$ بوده و اعمال رابطه تعادل در این جهت چنین خواهد بود:

$$-\sigma_x dydz + \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) dydz - \tau_{xy} dx dz + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy \right) dx dz - \tau_{xz} dy dx + \left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} dz \right) dy dx = 0 \quad (3-24)$$



شکل (۳-۹) وضعیت تنشها در قطعه کوچکی از یک جسم همگن، ایزوتروپ و ارتجاعی نامحدود.

اگر مؤلفه جابجایی ذرات در جهت x ها u باشد با اعمال قانون دوم نیوتن خواهیم داشت:

$$\left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) dx dy dz = \rho dx dy dz \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3-25)$$

که در آن ρ جرم مخصوص جسم خواهد بود:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \quad \text{الف (3-26)}$$

معادلات مشابهی برای جهت های y, z خواهیم داشت:

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \quad \text{ب (3-26)}$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \quad \text{ج (3-26)}$$

که در آنها w, v مؤلفه جابجایی ذرات در جهت y و z خواهند بود.

با کمک گیری از روابط بین تنش و تغییر شکل نسبی در یک المان از جسم الاستیک می توان طرف

راست معادلات فوق را برحسب تغییر شکل های نسبی نوشت:

این روابط به قرار زیر می باشند:

$$\begin{aligned} \sigma_x + \lambda \bar{\epsilon} + 2G\epsilon_x & \quad \tau_{xy} = \tau_{yx} = G\gamma_{xy} & \text{الف (۳-۲۷)} \\ \sigma_y = \lambda \bar{\epsilon} + 2G\epsilon_y & \quad \tau_{yz} = \tau_{zy} = G\gamma_{yz} & \text{ب (۳-۲۷)} \\ \sigma_z = \lambda \bar{\epsilon} + 2G\epsilon_z & \quad \tau_{xz} = \tau_{zx} = G\gamma_{xz} & \text{ج (۳-۲۷)} \\ G = E / 2(1 + \nu) & & \text{الف (۳-۲۸)} \\ \lambda = \nu E / (1 + \nu)(1 - 2\nu) & & \text{ب (۳-۲۸)} \\ \bar{\epsilon} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad \nu = \text{ضریب پواسون} & & \text{که در روابط فوق:} \end{aligned}$$

با توجه به روابط فوق مقادیر تغییر شکل های نسبی و چرخش المان حول محورهای مختصات برحسب جابجایی ذرات چنین خواهد بود:

$$\begin{aligned} \epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} & \text{الف (۳-۲۹)} \\ \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} & \text{ب (۳-۲۹)} \\ \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} & \text{ج (۳-۲۹)} \\ 2\bar{\omega}_x = \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \quad \text{چرخش} & \text{الف (۳-۳۰)} \\ 2\bar{\omega}_y = \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} & \text{ب (۳-۳۰)} \\ 2\bar{\omega}_z = \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} & \text{ج (۳-۳۰)} \end{aligned}$$

اگر مقادیر فوق را در معادلات دیفرانسیل (۳-۲۶) که مربوط به مؤلفه های جابجایی در جهت محورهای مختصات بوده قرار دهیم معادلات زیر بدست خواهند آمد:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u & (۳-۳۱) \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v & (۳-۳۲) \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w & (۳-۳۳) \end{aligned}$$

که اپراتور ∇^2 لاپلاسین نام داشته و عبارت خواهد بود از:

$$\nabla^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$$

معادلات (۳-۳۱) الی (۳-۳۳) معادلات مربوط به حرکت یک جسم نامحدود ارتجاعی، ممکن و ایزوتروپ می باشند. نو راه حل برای این سری معادلات وجود دارد. یک راه حل مربوط به تعیین معادله حرکت یک موج غیردورانی است در حالی که راه حل دوم مربوط به موج دورانی خالص می باشد.

جواب اول با مشتق گیری از معادلات (۳-۳۱)، (۳-۳۲) و (۳-۳۳) به ترتیب نسبت به x ، y و z و آنگاه جمع نموده هر سه آنها با هم بدست خواهد آمد:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial x^2} + G \nabla^2 \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial y^2} + G \nabla^2 \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2} + G \nabla^2 \frac{\partial w}{\partial z}$$

از جمع سه معادله فوق چنین خواهیم داشت:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = (\lambda + G) \left(\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2} \right) + G \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z) = (\lambda + G) (\nabla^2 \bar{\epsilon}) + G \nabla^2 (\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\bar{\epsilon}) = (\lambda + G) (\nabla^2 \bar{\epsilon}) + G \nabla^2 (\bar{\epsilon})$$

اگر طرف دوم را با هم جمع و ساده نماییم جواب نهایی چنین خواهد شد:

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) (\nabla^2 \bar{\epsilon})$$

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \nabla^2 \bar{\epsilon} = V_p^2 \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (3-34)$$

که در آنجا $V_p^2 = \frac{\lambda + 2G}{\rho}$ سرعت انتشار امواج فشاری در يك محیط ارتجاعی نامحدود نامید ه

می شود. اگر باز λ و G مقادیرشان را برحسب ν و E قرار دهیم:

$$V_p^2 = \frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} = \frac{E_b}{\rho} \quad (3-35)$$

E_b مدول حجمی نامیده می شود. اگر ضریب پواسون $\nu = 0$ باشد $E_b = E$ و $V_p^2 = V_r^2$ خواهد شد

یعنی سرعت انتشار موج در این محیط برابر سرعت انتشار موج در داخل يك میله می باشد. برای مقادیر $\nu > 0$ همواره $V_p > V_r$ می باشد.

جواب دوم معادلات (۳-۳۱) الی (۳-۳۳) با مشتق گیری از معادله (۳-۳۲) نسبت به Z و معادله

(۳-۳۳) نسبت به y و سپس حذف \bar{e} با تفریق دو معادله اخیر بدست خواهد آمد:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = G \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (3-36)$$

با توجه به اینکه دوران نسبی حول محور x ها قبلاً "چنین بدست آمده بود $2\bar{\omega}_x = \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}$

در نتیجه:

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\omega}_x}{\partial t^2} = G \nabla^2 \bar{\omega}_x \Rightarrow \frac{\partial^2 \bar{\omega}_x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \bar{\omega}_x$$

$$\Rightarrow \frac{\partial^2 \bar{\omega}_x}{\partial t^2} = V_s^2 \nabla^2 \bar{\omega}_x \quad (3-37)$$

معادلات مشابهی برای $\bar{\omega}_y$ و $\bar{\omega}_z$ بدست خواهد آمد که همگی دلالت برانتشار موج دورانی با

سرعت زیر را دارند:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3-38) \text{ الف}$$

اگر مقادیر V_p و V_s را برحسب E و ν نوشته و بر یکدیگر تقسیم نمائیم رابطه زیر بین این دو

* جسم ارتجاعی نامحدود ارتعاشی ← دوقوع موج کشنده P و S

* موج P : فری زلزله - ابتدای - آب - غیر دورانی

سرعت بدست خواهد آمد:

در همه حالات

$$\frac{V_p}{V_s} \sqrt{2 \left(\frac{1-\nu}{1-2\nu} \right)} \geq 1$$

ب (۳-۲۸)

تغییرات نسبت $\frac{V_p}{V_s}$ بر حسب ضریب پواسون در شکل (۳-۱۱) رسم شده است.

با توجه به مطالب فوق نتایج زیر قابل استنتاج خواهد بود:

در يك جسم نامحدود ارتجاعی هنگامی که تحت ارتعاش قرار گیرد دو نوع موج منتشر خواهد

شد:

۱- موج فشاری که گاهی موج اولیه یا ابتدایی، موج انتعاشی و یا موج غیر دورانی نامیده شده و با P نشان داده می شود.

۲- موج برشی که گاهی موج ثانوی، موج پیچشی و یا موج با حجم متساوی نامیده شده و یا S نشان داده می شود.

این دو موج که بیانگر انواع مختلف حرکات يك جسم ارتجاعی می باشند با سرعت های مختلف

منتشر می شوند. این امر قابل بررسی است که سرعت جابجایی ذرات بعثت امواج فشاری در يك میله

و در يك محیط نامحدود ارتجاعی یکسان است در حالی که سرعت انتشار امواج در میله $V_T = \sqrt{E/\rho}$

و در محیط نامحدود $V_p = \sqrt{(\lambda + 2G)/\rho}$ با هم متفاوت است. این بدان معنی است که امواج

فشاری در يك محیط نامحدود سریعتر حرکت می کنند تا در داخل يك میله، این امر بعثت امکان

جابجایی جانبی در میله و عدم امکان آن در يك محیط نامحدود می باشد.

(موج دوم) موج دوم همانطور که قبلاً نیز ملاحظه شد چه در داخل يك میله و چه در يك محیط نامحدود با

سرعت مساوی انتشار می یابد. که مقدار آن عبارت از $V_s = \sqrt{G/\rho}$ می باشد.

با توجه به عبارت V_p که قبلاً نشان داده شد چنانچه ضریب پواسون $\nu = 0$ باشد مقادیر E_p و

V_p هر دو به سمت بی نهایت میل خواهند کرد. از آنجا که آب در مقایسه با خاک غیر قابل تراکم در

نظر گرفته می شود اندازه گیری سرعت انتشار امواج فشاری در داخل خاک اشباع مبین سرعت

انتشار موج در خاک نبوده بلکه سرعت آن را در آب مشخص خواهد کرد. از طرف دیگر با توجه به

* سرعت: V_p - V_s - V_T - V_R - $V_{\text{حجم}}$ - $V_{\text{سطحی}}$

V_p : سرعت انتشار موج فشاری در یک سیل با یک محیط نامحدود و یک موج برشی در یک محیط نامحدود

انتشار امواج در محیط های ارتجاعی

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad V_r = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

اینکه آب نمی تواند هیچگونه برشی را تحمل نماید و در نتیجه منول برشی آن صفر می باشد
 اندازه گیری سرعت انتشار امواج برشی در داخل خاک اشباع فقط مشخصه خاک را بدست خواهد داد. این واقعیات در اندازه گیری های سرعت انتشار امواج بایستی مد نظر قرار گیرند.
 جدول (۳-۱) سرعت انتشار امواج فشاری و برشی را در مصالح مختلف نشان می دهد:

نوع خاک	جرم مخصوص ($\text{kg} \times \text{s}^2 / \text{Cm}^4$)	V_p (m/s)	V_s (m/s)
رس مرطوب	1.8×10^{-6}	1500	150
لای با رطوبت طبیعی	1.67×10^{-6}	800	260
ماسه و شن متراکم	1.7×10^{-6}	480	250
ماسه ریزدانه	1.65×10^{-6}	300	110
ماسه متوسط	1.65×10^{-6}	550	160
شن متوسط	1.8×10^{-6}	750	180

جدول (۳-۱) سرعت انتشار امواج فشاری و برشی در خاکهای مختلف

۳-۴ انتشار امواج در یک محیط نیمه محدود (نیمه فضا)

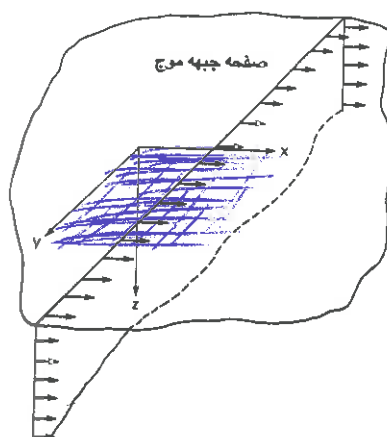
در مباحث فوق دو نوع موج برای یک محیط ارتجاعی نامحدود بدست آمد یکی موج فشاری یا اتساعی (امواج P) و دیگری موج پیچشی و یا برشی (امواج S) که با دو سرعت مختلف انتشار می یابند. برای یک محیط ارتجاعی نیمه محدود با توجه به شرایط مرزی مربوطه امکان یافتن موج سومی که در حوالی مرز منتشر می شود بعنوان سرزمین جواب معادلات دیفرانسیل فوق وجود دارد. این موج نخستین بار توسط لرد رالی (Rayleigh) در سال ۱۸۸۵ مورد مطالعه قرار گرفت و به نام او نامیده شد (موج رالی یا امواج R). در سال های بعد جزئیات انتشار این موج توسط لند (Lamb, 1904) مورد تشریح قرار گرفت. این موج همانطور که گفته شد در نزدیکی های سطح

V_s : سرعت انتشار موج در یک محیط نامحدود و یک موج برشی در یک محیط نامحدود

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

(ناحیه مرزی) منتشر شده و با عمق محیط به سرعت مستهالك می گردد.

جهت تعیین خصوصیات این موج شرایط مرزی مربوط به يك سطح آزاد را بایستی بر معادلات دیفرانسیل حرکت (۳-۳۱) الی (۳-۳۳) اعمال نمود. يك محیط نیمه محدود (نیمه فضا) را با حالت مرزی مطابق شکل (۳-۱۰) (صفحه x-y بعنوان سطح حدی با محور Z ها که جهت مثبت آن به سمت داخل محیط می باشد) تعریف می نمائیم.



شکل (۳-۱۰) انتشار موج در يك محیط ارتجاعی نیمه فضا

برای يك موج صفحه ای که در جهت محور x ها حرکت می کند جابجایی ایجاد شده در ذرات مستقل از جهت y می باشد. بنابراین مؤلفه های حرکت در جهات باقیمانده u (در جهت x ها) و w (در جهت z ها) خواهند بود. اگر دو تابع پتانسیل ϕ و ψ را در نظر بگیریم بطوری که:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (۳-۳۹)$$

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (۳-۴۰)$$

تغییر شکل نسبی حجمی $\bar{\epsilon}$ عبارت خواهد بود از:

$$\bar{\epsilon} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \nabla^2 \phi$$

و مقدار چرخش $2\bar{\omega}_y$ در صفحه $x-z$ چنین خواهد بود:

$$2\bar{\omega}_y = \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = \nabla^2 \psi$$

ملاحظه می شود که توابع پتانسیل ϕ و ψ طوری انتخاب شده اند که یکی مربوط به اتساع جسم (محیط) و دیگری مربوط به دوران آن می باشد. اکنون اگر w و u را در معادلات (۳-۳۱) و (۳-۳۲) قرار دهیم چنین خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \right) + \rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \right) &= (\lambda + G) \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 \phi + G \nabla^2 \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \\ &= (\lambda + G) \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 \phi + G \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 \phi + G \frac{\partial}{\partial z} \nabla^2 \psi \\ &= (\lambda + 2G) \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 \phi + G \frac{\partial}{\partial z} \nabla^2 \psi \end{aligned} \quad (3-41)$$

و به طریق مشابه:

$$\rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \right) - \rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \right) = (\lambda + 2G) \frac{\partial}{\partial z} \nabla^2 \phi - G \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 \psi \quad (3-42)$$

معادلات فوق هنگامی سازگارند که:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \nabla^2 \phi = V_p^2 \nabla^2 \phi \quad \text{الف (۳-۴۳)}$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \psi = V_s^2 \nabla^2 \psi \quad \text{ب (۳-۴۴)} \quad \text{و}$$

اکنون با در نظر گرفتن جوابی برای يك موج سینوسی که در جهت مثبت x ها حرکت می کند جواب های کلی زیر برای توابع پتانسیل ϕ و ψ قابل دسترسی می باشند:

$$\phi = F(Z) e^{i(\omega t - Nx)} \quad \text{الف (۳-۴۴)}$$

$$\psi = G(Z) e^{i(\omega t - Nx)} \quad \text{ب (۳-۴۴)} \quad \text{و}$$

توابع $F(Z)$ و $G(Z)$ معرف تغییرات دامنه موج با عمق بوده و عدد N مشخصه موج می باشد که بصورت زیر تعریف می شود:

که در آن L طول موج مربوطه می باشد.

$$N = \frac{2\pi}{L} \quad \text{عدد موج}$$

حال اگر جواب های فوق را در معادلات دیفرانسیل (۳-۴۳) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$-\frac{\omega^2}{V_p^2} F(Z) = -N^2 F(Z) + F''(Z) \quad \text{الف (۳-۴۵)}$$

$$-\frac{\omega^2}{V_s^2} G(Z) = -N^2 G(Z) + G''(Z) \quad \text{ب (۳-۴۵)}$$

اگر از $F(Z)$ فاکتور بگیریم:

$$F''(Z) - \left(N^2 - \frac{\omega^2}{V_p^2} \right) F(Z) = 0 \quad \text{الف (۳-۴۶)}$$

$$G''(Z) - \left(N^2 - \frac{\omega^2}{V_s^2} \right) G(Z) = 0 \quad \text{ب (۳-۴۴)}$$

که $F''(Z)$ و $G''(Z)$ مشتقات دوم توابع اخیر نسبت به Z می باشند. اگر تغییر متغیر زیر را انجام

دهیم:

$$q^2 = N^2 - \frac{\omega^2}{V_p^2} \quad \text{و} \quad S^2 = N^2 - \frac{\omega^2}{V_s^2}$$

معادلات فوق بصورت زیر در خواهند آمد:

$$F''(Z) - q^2 F(Z) = 0$$

$$G''(Z) - S^2 G(Z) = 0$$

جواب این معادلات چنین می باشد:

$$F(Z) = A_1 e^{-qz} + B_1 e^{qz} \quad \text{الف (۳-۴۷)}$$

$$G(Z) = A_2 e^{-sz} + B_2 e^{sz} \quad \text{ب (۳-۴۷)}$$

علی الاصول جوابی که مبین افزایش دامنه موج با افزایش عمق باشد (خصوصاً در $z \rightarrow \infty$) نمی تواند قابل قبول باشد در نتیجه: $B_1 = B_2 = 0$

بنابراین جواب های کلی ϕ و ψ چنین خواهد شد:

$$\phi = A_1 e^{-qz + i(\omega t - Nx)} \quad \text{الف (۳-۴۸)}$$

$$\psi = A_2 e^{-sz + i(\omega t - Nx)} \quad \text{ب (۳-۴۸)}$$

ثابت های معادله با اعمال شرایط مرزی برای وضعیت تنش ها در يك جسم نیمه محدود که در سطح مرزی صفر می باشند قابل تعیین می باشند.

$$\text{در } Z=0 \Rightarrow \sigma_z = 0 \text{ و } \tau_{zx} = 0$$

$$\sigma_z = \lambda \bar{\epsilon} + 2G \epsilon_z = \lambda \bar{\epsilon} + 2G \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \text{الف (۳-۴۹)}$$

$$\tau_{zx} = G \gamma_{zx} = G \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) = 0 \quad \text{ب (۳-۴۹)}$$

اگر بجای w مقادیرشان را برحسب ϕ و ψ قرار داده و جواب های کلی فوق که متعلق به ϕ و ψ می باشند را نیز منظور نماییم:

$$(\sigma_z)_{z=0} = A_1 [(\lambda + 2G) q^2 - \lambda N^2] - 2i A_2 G N S = 0 \quad \text{الف (۳-۵۰)}$$

$$(\tau_{xz})_{z=0} = 2i A_1 q N + A_2 (S^2 + N^2) = 0 \quad \text{ب (۳-۵۰)}$$

با تغییر مکان پارامترها خواهیم داشت:

$$\frac{A_1 (\lambda + 2G) q^2 - \lambda N^2}{A_2 2i G N S} - 1 = 0$$

$$\frac{A_1}{A_2} \frac{2qiN}{S^2 + N^2} + 1 = 0$$

با جمع دو معادله فوق با یکدیگر:

$$\frac{(\lambda + 2G)q^2 - \lambda N^2}{2iGNS} = -\frac{2qiN}{S^2 + N^2} \quad (۳-۵۱)$$

از ضرب طرفین معادله فوق نتیجه می شود:

$$4qGSN^2 = (S^2 + N^2)[(\lambda + 2G)q^2 - \lambda N^2]$$

اگر مقادیر q و s را جایگزین و طرفین معادله فوق را بتوان دو برسانیم خواهیم داشت:

(۳-۵۲)

$$16G^2N^4 \left(N^2 - \frac{\omega^2}{V_p^2} \right) \left(N^2 - \frac{\omega^2}{V_s^2} \right) = \left[(\lambda + 2G) \left(N^2 - \frac{\omega^2}{V_s^2} \right) - \lambda N^2 \right]^2 \left[N^2 + \left(N^2 - \frac{\omega^2}{V_s^2} \right) \right]^2$$

حال اگر طرفین معادله (۳-۵۲) را بر G^2N^8 تقسیم کنیم داریم:

$$16 \left(1 - \frac{\omega^2}{V_p^2 N^2} \right) \left(1 - \frac{\omega^2}{V_s^2 N^2} \right) = \left[2 - \left(\frac{\lambda + 2G}{G} \right) \frac{\omega^2}{V_p^2 N^2} \right]^2 \left(2 - \frac{\omega^2}{V_s^2 N^2} \right)^2 \quad (۳-۵۳)$$

با توجه به تعاریف امواج سینوسی و همچنین روابط بدست آمده یعنی امواج P و S که به قرار

زیر می باشند می توان معادله فوق را ساده نمود:

T پریود و ω سرعت زاویه ای $f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}$ فرکانس،

$$V_R \cdot T = \frac{V_R 2\pi}{\omega}$$

$$N = \frac{2\pi}{L_R} \Rightarrow L_R = \frac{2\pi}{N}$$

$$L_R = \frac{2\pi}{N} \Rightarrow \frac{V_R 2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{N} \Rightarrow N = \frac{\omega}{V_R} \text{ یا } V_R^2 = \frac{\omega^2}{N^2}$$

$$\left(\frac{V_R}{V_S} \right)^2 = K^2 \text{ اگر فرض نماییم} \quad (۳-۵۴)$$

قبلاً از رابطه (۳-۲۸) متوجه شدیم که:

$$\left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2 = \frac{G}{\lambda + 2G} = \frac{1-2\nu}{2-2\nu} = \alpha^2$$

امواج رالی (R) = امواج سطح

نسبت $\frac{V_R}{V_P}$ بدست خواهد آمد:

$$\left(\frac{V_R}{V_P}\right)^2 = \alpha^2 K^2 \quad (3-55)$$

حال مقادیر $\frac{\omega^2}{V_P^2 N^2}$ و $\frac{\omega^2}{V_S^2 N^2}$ به صورت زیر در خواهند آمد:

$$\frac{\omega^2}{V_S^2 N^2} = \frac{V_R^2}{V_S^2} = K^2 \quad (3-56)$$

$$\frac{\omega^2}{V_P^2 N^2} = \frac{V_R^2}{V_P^2} = \alpha^2 K^2 \quad (3-57)$$

از جایگزینی این مقادیر در معادله (3-53) چنین خواهیم داشت:

$$16(1 - \alpha^2 K^2)(1 - K^2) = \left(2 - \frac{1}{\alpha^2} \alpha^2 K^2\right)^2 (2 - K^2)^2$$

و یا:

$$K^6 - 8K^4 + (24 - 16\alpha^2)K^2 + 16(\alpha^2 - 1) = 0 \quad (3-58)$$

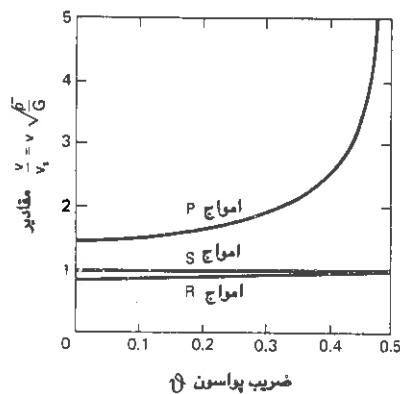
معادله فوق یک معادله درجه سوم نسبت به K^2 بوده و بازای یک مقدار مشخص ضریب پواسون (9) قابل حل خواهد بود. جواب بدست آمده K عبارت از نسبت سرعت انتشار امواج سطحی (امواج رالی R) به امواج برشی خواهد بود.

از معادله (3-58) چنین بر می آید که K مستقل از فرکانس موج می باشد در نتیجه سرعت نشر امواج سطحی مستقل از فرکانس موج بوده و جمع شونده خواهد بود.

در شکل (3-11) نسبت سرعت امواج منتشر شده در یک محیط ارتجاعی نیمه محدود به سرعت امواج برشی بازااء مقادیر مختلف ضریب پواسون ترسیم شده است. ملاحظه می شود که موج P دارای سرعت بیشتری از دو موج دیگر بوده در حالی که امواج S و R سرعت شان به یکدیگر نزدیک بوده و ترتیب رسیدن امواج از مرکز صادره به هر نقطه دیگر جسم عبارت از S.P و R خواهد بود.

موج های < موج بر> < موج سطحی >

۲ < S > P : سرعت امواج بر < موج سطحی >



شکل (۳-۱۱) تغییرات سرعت انتشار امواج بر حسب ضریب پواسون در یک محیط ارتجاعی نیمه فضا

۳-۵ معادله حرکت امواج سطحی (امواج رای)

تا اینجا رابطه ای جهت تعیین نسبت سرعت انتشار امواج سطحی به سرعت انتشار امواج برشی بدست آوردیم. اطلاعات بیشتری درباره امواج سطحی قابل تبیین است با جایگزینی توابع تعریف شده در معادلات u و w اگر جواب های بدست آمده برای ϕ و ψ را در روابط زیر قرار دهیم:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} = -A_1 N i e^{-qz} + i(\omega t - Nx) - A_2 S e^{-Sz} + i(\omega t - Nx) \quad \text{الف (۳-۵۹)}$$

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} = -A_1 N i e^{-qz} + i(\omega t - Nx) + A_2 S e^{-Sz} + i(\omega t - Nx) \quad \text{ب (۳-۵۹)}$$

از روابط گذشته مقدار A_2 بر حسب A_1 چنین خواهد شد:

$$A_2 = -\frac{2qiNA_1}{S^2 + N^2} \quad \text{(۳-۶۰)}$$

از جایگزینی در معادلات فوق:

$$u = A_1 \left(-iN e^{-qz} + \frac{2iqSN}{S^2 + N^2} e^{-Sz} \right) e^{i(\omega t - Nx)} \quad \text{الف (۳-۶۱)}$$

$$w = A_1 \left(\frac{2qN^2}{S^2 + N^2} e^{-sz} - qe^{-qz} \right) e^{i(\omega t - Nx)} \quad \text{ب (۳-۶۱)}$$

معادلات فوق بدین فرم نیز قابل تنظیم است:

$$u = A_1 N i \left(-e^{-\frac{q}{N}(ZN)} + \frac{2\frac{q}{N} \cdot \frac{S}{N}}{\frac{S^2}{N^2} + 1} e^{-\frac{S}{N}(ZN)} \right) e^{i(\omega t - Nx)} \quad \text{الف (۳-۶۲)}$$

$$w = A_1 N \left(\frac{2\frac{q}{N}}{\frac{S^2}{N^2} + 1} e^{-\frac{S}{N}(ZN)} - \frac{q}{N} e^{-\frac{q}{N}(ZN)} \right) e^{i(\omega t - Nx)} \quad \text{ب (۳-۶۲)}$$

از معادلات فوق تغییرات u و w با عمق که در واقع قسمت اول عبارات می باشد قابل تعیین است:

$$u(z) = -e^{-\frac{q}{N}(ZN)} + \frac{2\frac{q}{N} \cdot \frac{S}{N}}{\frac{S^2}{N^2} + 1} e^{-\frac{S}{N}(ZN)} \quad \text{الف (۳-۶۳)}$$

$$u(z) = -e^{-\sqrt{1-\alpha^2 K^2}(ZN)} + \frac{z\sqrt{(1-\alpha^2 K^2)(1-K^2)}}{2-K^2} e^{-\sqrt{1-K^2}(ZN)} \quad \text{الف (۳-۶۴)}$$

اگر بازای q و s مقادیرشان را گذاشته و سپس جایگزینی های لازمه را انجام دهیم:

$$q^2 = N^2 - \frac{\omega^2}{V_p^2} \Rightarrow \frac{q^2}{N^2} = 1 - \frac{\omega^2}{V_p^2 N^2} = 1 - \alpha^2 K^2 \Rightarrow \frac{q}{N} = \sqrt{1 - \alpha^2 K^2}$$

$$S^2 = N^2 - \frac{\omega^2}{V_s^2} \Rightarrow \frac{S^2}{N^2} = 1 - \frac{\omega^2}{V_s^2 N^2} = 1 - K^2 \Rightarrow \frac{S}{N} = \sqrt{1 - K^2}$$

مؤلفه های افقی و قائم حرکت ذرات ناشی از امواج سطحی بصورت زیر درخواهند آمد:

$$u(z) = -e^{-\sqrt{1-\alpha^2 K^2}(ZN)} + \frac{2\sqrt{(1-\alpha^2 K^2)(1-K^2)}}{2-K^2} e^{-\sqrt{1-K^2}(ZN)} \quad \text{الف (۳-۶۴)}$$

$$w(z) = \frac{2\sqrt{1-\alpha^2 k^2}}{2-k^2} e^{-\sqrt{1-k^2}(ZN)} - \sqrt{1-\alpha^2 k^2} e^{-\sqrt{1-\alpha^2 k^2}(ZN)} \quad \text{ب (۳-۶۴)}$$

۱۵ > ۸ > R : ترتیب فواصل رسیدن امواج به یک نقطه

با توجه به اینکه K تابعی از α و α خود تابعی از ضریب پواسون مصالح می باشد مقادیر مختلف w و u در اعماق مختلف با زاء يك مقدار معين از θ (ضریب پواسون) قابل محاسبه خواهد بود.

۱۶ > ۸ > P : ترتیب رسیدن امواج به یک نقطه

۳-۶ حرکت يك ذره در سطح محیط

علاوه بر ترتیب رسیدن امواج فوق به يك نقطه مورد نظر كه در فاصله ای از منبع قرار گرفته باشد حرکات يك نقطه در سطح به علت انتشار امواج نیز قابل بررسی و تعیین می باشد (لمب ۱۹۰۴). تحت شرایطی كه لمب در نظر گرفته است اغتشاش ایجاد شده در محیط از منبع مربوطه بصورت امواج متقارن حلقوی انتشار می یابد. شكل اولیه این امواج بستگی به نوسان وارده دارد. اگر بعنوان مثال نوسان وارده دارای زمان اثر کوتاه باشد خصوصیات سیستم موج منتشر یافته مطابق شكل (۱۲-۲) خواهد بود. این سیستم دارای سه مشخصه ساده می باشد كه مربوط به رسیدن امواج S.P و R خواهند بود. مؤلفه های قائم و افقی حرکات ذرات بصورت مجزا در شكل مربوطه ترسیم شده اند: (الف و ب)

همانطور كه از اشكال مشخص است يك ذره در سطح ابتدا نوسانی خواهد داشت كه ناشی از رسیدن امواج P یا فشاری می باشد. این مسئله همراه با يك دوره نسبتاً آرام و بدون حرکت خواهد بود.

در انتهای این مرحله يك نوسان دیگر ناشی از رسیدن امواج برشی یا S بوجود خواهد پیوست. بعد از فاصله نسبتاً کوتاهی يك نوسان با دامنه كاملاً بزرگتر ایجاد خواهد شد كه مربوط به رسیدن امواج سطحی یا R می باشد.

فاصله زمانی بین رسیدن امواج به يك نقطه همچنان كه بعد این نقطه از منبع تولید تحریكات زیاد می شود نقصان می یابد. بدین ترتیب این موضوع روشن است كه امواج R مهم ترین امواج در سطح يك محیط نیمه محدود و یا به عبارتی تنها موج قابل تشخیص در فواصل دور از منبع تحریكات می باشند.

با ترکیب مؤلفه های افقی و قائم حرکات يك ذره مكان هندسی حرکات ذره در اثر انتشار امواج در يك محیط ارتجاعی بدست خواهد آمد شكل (۱۲-۳-ج). همانطور كه از شكل مشخص است این

موج R: تنها موج قابل تشخیص در فواصل دور از منبع تحریک

در اینده کاهشی امواج حجمی در محیط نیمه فضا به نسبت $\frac{1}{r^2}$ خواهد بود.

۸۶

* انتشار امواج در محیط نیمه فضا به نسبت $\frac{1}{r^2}$ خواهد بود.
* موج رانی به نسبت $\frac{1}{\sqrt{r}}$ خواهد بود.

مکان بصورت يك بیضی جمع شوند (Retrograde) خواهد بود.

اغلب حرکات واقعی که در زمین رخ می دهد پیچیده تر از آن است که در اشکال فوق توضیح داده شد. این امر به علت وجود تفاوت های زیادی است که بین فرضیات تئوری درباره يك محیط ایده آل ارتجاعی نیمه فضا و زمین وجود دارد. بعضی از این اختلافات ممکن است به دلیل عوامل زیر باشند:

- وجود سیستم لایه ای در زمین

- غیر همگن بودن زمین

- وجود انحنا و قوس در سطح زمین

- و بالاخره منابع ایجاد میدان های دینامیکی مرکب و پیچیده به جای منابع ایجاد نوسان های منفرد

۷-۳ امواج ایجاد شده توسط يك پی سطحی

در عمل يك پی ماشین ممکنست امواجی در توده خاک ایجاد نماید. در این مطالعه بعنوان يك حالت ایده آل پی دایره شکلی که بر سطح خاک نوسانات قائمی را وارد می کند در نظر گرفته شده است. انرژی ناشی از چنین نوسانی توسط ترکیب امواج S.P و R به اطراف منتشر می شود.

خصوصیات اصلی این میدان موج در فاصله ای نسبتاً دور از منبع تحریک در شکل (۱۳-۳) نمایش داده شده است. فاصله هر موج از منبع متناسب با سرعت آن موج برای محیطی با ضریب پواسون $\nu=0.25$ رسم شده است. امواج حجمی (S و P) بصورت شعاعی و به سمت خارج از منبع در طول يك جبهه موج نیمکره ای منتشر می شوند. انتشار موج R بصورت شعاعی و به سمت خارج در طول يك جبهه موج استوانه ای انجام می گیرد. هر سه موج همچنانکه به سمت خارج حرکت می کنند حجم بیشتری از مصالح را متاثر می سازند. بنابراین شدت انرژی هر موج با فاصله گرفتن از منبع تحریک کاهش می یابد. این کاهش شدت انرژی یا کاهش دامنه ارتعاشات

و زائل کنندگی هندسی نامیده می شود. دامنه ارتعاش امواج حجمی به نسبت $\frac{1}{r^2}$ که r

فاصله از منبع می باشد، کاهش می یابد. این در حالی است که کاهش دامنه ارتعاشات در امتداد

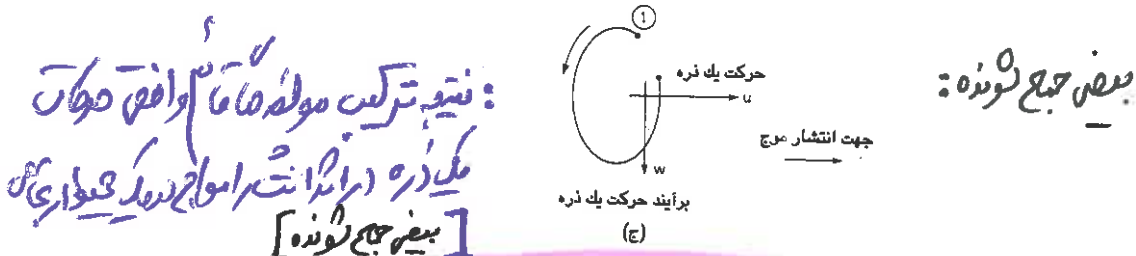
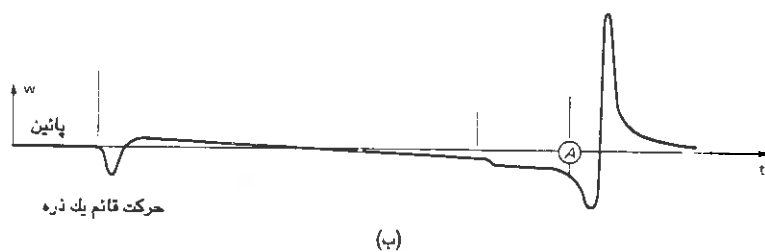
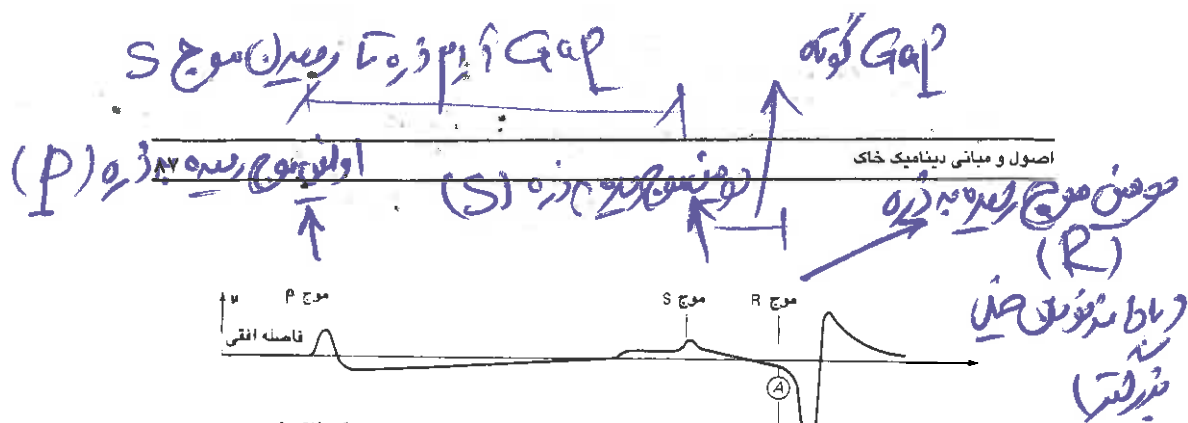
سطح محیط نیمه فضا به نسبت $\frac{1}{r}$ بوقوع می پیوندد. کاهش دامنه ارتعاش امواج رالی به نسبت

$\frac{1}{\sqrt{r}}$ اتفاق می افتد.

* کاهشی شدت انرژی یا کاهشی دامنه ارتعاشات را زائل کنندگی

هندسی گویند.

* امواج حجمی: موج P و موج S (بصورت شعاعی و نسبتاً خارج از منبع)



شکل (۱۲-۲) سیستم حرکت امواج منتشره ناشی از یک منبع تحریک نقطه ای در سطح زمین در یک محیط ایده آل

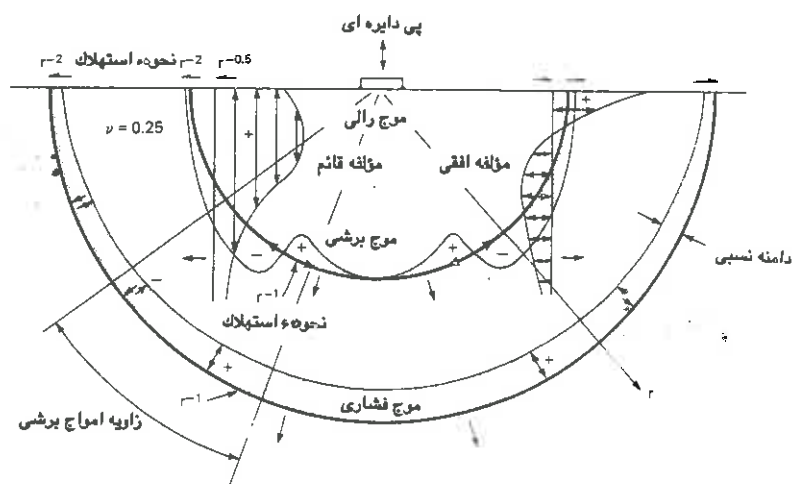
حرکت ذره مربوط به موج فشاری (P) یک حرکت از نوع فشاری - کششی در جهت جبهه موج است در صورتی که حرکت ذره مربوط به موج برشی (S) یک تغییر مکان عرضی عمود بر جبهه موج می باشد. این در شرایطی است که حرکت ذره مربوط به موج R در مرز نیمه فضا یک بیضی جمع شوند (Retrograde) مطابق شکل (۱۲-۲-ج) خواهد بود. قسمت هاشور خورده در طول جبهه های موج، برای امواج حجمی، نشان می دهد که دامنه نسبی تغییر مکان تابعی از زاویه شیب (dip angle) است (زاویه ای که از مرکز منبع تحریک در سطح بسمت پائین اندازه گیری می شود). موج R را می توان با دو مؤلفه قائم و افقی که هر کدام بر اساس توزیع جداگانه ای با عمق کاهش یافته و مستهلك می شوند بیان کرد.

میلر و پرزی (۱۹۵۵ و ۱۹۵۴) در مطالعاتشان راجع به نوسان قائم یک منبع دایره ای شکل که در

اصلاح ← جسی: انتشار موج لرزه در یک محیط خارج از منبع «در طول یک جبهه موج لرزه ای»

← رای: «در طول یک جبهه موج لرزه ای»

سطح يك محیط ممکن، ایزوترپ، ارتجاعی و نیمه محدود عمل می نمود متوجه گردیدند که از کل انرژی وارده توسط منبع نوسان ۶۷ درصد بصورت امواج سطحی (R)، ۲۶ درصد بصورت امواج برشی (S) و ۷ درصد باقیمانده بصورت امواج فشاری (P) منتشر خواهد شد. در نتیجه این واقعیت که $\frac{2}{3}$ انرژی وارده بصورت امواج R منتقل گردیده که بسیار کبتر از دو موج دیگر با ازدیاد فاصله نسبت به منبع مستهلك می شوند عیین این خواهد بود که امواج R از اهمیت بسیار زیادی برخوردار هستند هنگامی که بی های انبساط مورد نظر، در سطح و یا نزدیک به سطح زمین احداث گارند.



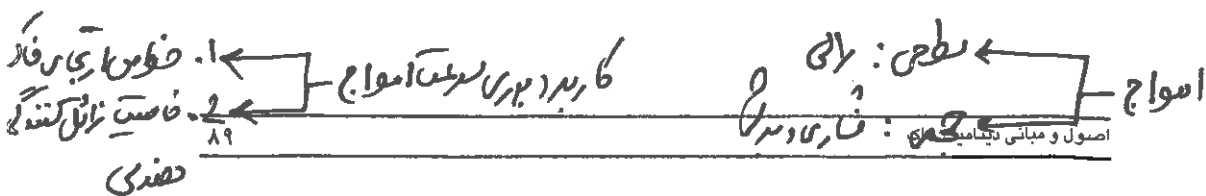
شکل (۱۳-۳) وضعیت انتشار امواج ناشی از یک بی دایره ای سطحی واقع بر محیط ارتجاعی، همگن، ایزوتروپ و نیمه فضا

۸-۳ نکات نہایہ

تا اینجا سرعت انتشار امواج حجمی (P و S) و امواج سطحی (موج R و یا موج رالی) بصورت تحلیلی مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت. در دینامیک خاک این موضوع دو کاربرد عملی اصلی دارد. ۱) در سطوح آنتی امواج و ۲) در دریاچه ها :

① اول آنکه خواص ارتجاعی خاکها را می توان تعیین نمود، این عمل بوسیله اندازه گیری سرعت

* $\frac{2}{3}$ انڈر ۱۵ ایجا، ۲۰ درہ ضرورت امواج الی (P) منقطع و چونند



انتشار موج در يك نمونه منشوری خاک یا در محل از طریق تعیین حالت تشدید نمونه ها در دستگاه ستون تشدید قابل انجام می باشد. کاربرد این روش در فصل چهارم برای حالات خاص تشریح خواهد شد. (2)

ثانیاً مفهوم «زائیل گفتندگی هندسی» کاربرد زیادی در طراحی دینامیکی پی ماشین آلات از قبیل کمپرسورها و ماشینهای پیستونی خواهد داشت. این موضوع به تفصیل در فصل نهم بحث خواهد شد. (3)

Note: در خاکهای اشباع فقط سرعت امواج برشی (s) قابل تعیین می باشد، در حالی که سرعت امواج

فشاری (p) در این خاکها بجای آنکه مبین ضریب خاک باشد معرف ضریب آب خواهد بود. در مطالعه انتشار امواج ناشی از ارتعاش يك پی، علی رغم اینکه پی هادر عمل عمدتاً مربع-مستطیل بوده و در عمق معینی قرار دارند، جهت سهولت کار يك پی دایره ای که در سطح محیطی نیمه فضا واقعست مورد بررسی قرار گرفته است. معذالك مطالعه فوق که برای يك حالت ساده و ایده آل صورت گرفته از ارزش عملی آن نخواهد کاست. درحقیقت اختلاف بین نتایج عملی درمقایسه با نتایج تحلیلی بر مبنای فرضیات ساده شده، کمک خواهد کرد تا بتوان روشهای تحلیلی را تصحیح نموده و یا ضرایب اصلاحی جهت جوابهای تحلیلی بدست آورد. در هرصورت روشهای طراحی و تحلیل مسائل اصلاح می گردند.

بهرحال لازمست توجه شود که خاکها نه همگن، نه ایزوتروپ، و نه ارتجاعی کامل می باشند. درنتیجه اختلاف بین نتایج تحلیلی و رفتار واقعی آنها می تواند ناشی ازاین واقعیت نیز باشد. علاوه بر آن، خاکها، در طبیعت معمولاً بافتی لایه ای دارند. بنابراین مطالعه انتشار امواج لایه ای می تواند نتایج سازگارتری را بدنبال داشته باشد. محققین زیادی دراین زمینه کارکرده اند که از میان آنها می توان Zoeppritz, (1919) Ewing, Jardetzky و Griffiths, (1957) Press و king, (1965) Griffiths, (1957) Press و king, (1965) Richart و Woods Hall, (1970) را نام برد. دراین موارد از انعکاس و انکسار امواج می توان جهت اندازه گیری ضخامت لایه ها برای پروژه های عمرانی استفاده نمود که این موضوع خارج از حیطه این کتاب می باشد.

فازک اشباع ← موج فشاری: معرف ضریب آب است نه خاک!!!
فازک اشباع ← نه برشی: قابل تعیین می باشد.

۳-۹ مراجع

- Barkan, D. D.: " Dynamics of Bases and Foundations, " McGraw - Hill Book Co., New York, 1962.
- Ewing, W. M., W. S. Jardetzky, and F. Press: " Elastic Waves in Layered Media, " McGraw - Hill Book Co., New York , 1957.
- Griffiths, D. H. and R. F. King: " Applied Geophysics for Engineers and Geologists, " Pergamon Press, New York, 1965.
- Kolsky, H.: " Stress Waves in Solids, " Dover Publications, Inc., New York, 1963.
- Lamb, H.: On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid, *Philos . Trans. R. S. London, Ser. A*, vol. 203, pp. 1-42, September, 1904.
- Miller, G. F., and H. Pursey: The Field and Radiation Impedence of Mechanical Radiators on the Free Surface of a Semi-Infinite Isotropic Solid, *Proc. R. Soc. London*, vol. 223, pp. 521-54, 1954.
- ____ and ____ : On the Partition of Energy between Elastic Waves in a Semi - Infinite Solid, *Proc. R. Soc. London, Ser. A*, vol. 233, pp. 55-69, 1955.
- Rayleigh, L.: On Waves Propagated along the Plane Surface of an Elastic Solid, *Proc. London Math. Soc.*, vol. 17, pp. 4-11, 1885.
- Richart, F. E.,: Foundation Vibrations, *Trans. ASCE*, vol. 127, part I, pp. 863-898, 1962.
- ____ , J. R. Hall, Jr., and R. D. Woods: " Vibrations of Soils and Foundations, " Prentice - Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.
- Timoshenko, S. and G. N. Goodier: " Theory of Elasticity, " McGraw - Hill Book Co., New York, 1951.
- ____ , D. H. Young, and W. weaver, Jr.: " Vibration Problems in Engineering, " 4th ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1974.
- Woods, R. D.: Screening of Surface Waves in Soils, *J. Soil. Mech. Found. Div.*, *ASCE*, vol. 94, no. SM4, pp. 951-979, July, 1968.
- Zoeppritz, K.: *Nachr. Ges. Wiss. Gottingen Math - Phys.*, pp. 66-94, 1919.

فصل چهارم

خصوصیات تنش - تغییر شکل
و مقاومت دینامیکی خاکها

۶-۴ مقدمه

خواص دینامیکی خاکها در موارد متعددی از مسائل و پروژه های مهندسی مورد نیاز می باشد. مسائل مربوط به پی های تحت بارهای دینامیکی را می توان به دو دسته مشخص تقسیم نمود. اینگونه پی ها یا بایستی نسبت به تغییرشکلهای بسیار کوچک حساس بوده از قبیل پی واقع در زیر يك ایستگاه رادار و یا اینکه قابلیت تحمل تغییرشکلهای نسبتاً بزرگ را داشته باشند نظیر پی سازه هایی که در مناطق زلزله خیز و یا انفجارآمیز قرار می گیرند. جهت تعیین خواص دینامیکی خاکها روشهای صحرائی و آزمایشگاهی متعددی وجود دارد. خواص عمده ای که بایستی در رابطه با خاک تحت بارهای دینامیکی در دست باشد بقرار زیر می باشند :

- مقاومت برشی برحسب سرعت تغییر شکل نسبی و خصوصیات تنش - تغییر شکل خاک
- ضرایب دینامیکی، مدول یانگ، مدول برشی، مدول حجمی و مدول مهار شده (Constrained)
- ضریب پواسون
- میرایی (زائل کنندگی) و یا استپلاک نوسانات در خاک
- پارامترهای مربوط به سیلان خاک شامل نسبت تنش برشی سیکی، تغییر شکل سیکی و واکنش فشار حفره ای

در این فصل ابتدا آزمایشات استاندارد خاکها تحت بارگذاریهای استاتیکی به اختصار مطرح و سپس دستگاهها و وسائل دینامیکی مطالعات آزمایشگاهی خاکها خصوصاً وسائل جدید مورد استفاده در این زمینه به همراه پاره ای از نتایج حاصله تشریح گردیده و بدنبال آن روشهای مطالعات صحرائی نیز جهت تعیین پارامترهای دینامیکی خاکها مورد بحث قرار می گیرد. در انتها مقادیر مدولهای دینامیکی برای نمونه هایی از خاک ارائه می گردد.

۶-۴ آزمایشات متداول خاکها تحت بارهای استاتیکی

از آنجایی که خاکها به اشکال گوناگون در اثر هوازگی و فرسایش سنگها در طبیعت بوجود می آیند انسان کنترلی بر خواص آنها نمی تواند داشته باشد. این موضوع تفاوت عمده مابین خاکها و دیگر مصالح ساختمانی دست ساز از قبیل بتن فولاد و غیره می باشد. گذشته از اینها خاکها چه در

لرزشی بدین مقیم ← دستگاه برش مستقیم ← مقاومت برشی خاک : Note:

نواحی و چه در اعماق مختلف زمین همگن و یکنواخت نمی باشند در نتیجه ارزیابی خواص مهندسی خاکها در شرایط مختلف محلی و در محل اجرای پروژه های ساختمانی از ضرورت بالایی برخوردار می باشد.

در هریک از آزمایشات مقاومت خاک که در آزمایشگاه انجام می گیرد بایستی دقت شود که شرایط بارگذاری عملی تا سر حد امکان در آزمایشگاه فراهم شود. این امر مستلزم رعایت شرایط دقیق زهکشی، سرعت تغییر شکل و وضعیت غیر همسانی خاک در آزمایشگاه می باشد. همچنین سرعت تغییر شکل خاک افزایش می یابد. (که در بارهای دینامیکی نوعاً پیش می آید) مسائل مربوط به آزمایشات خاک بسیار پیچیده و دشوارتر می گردد.

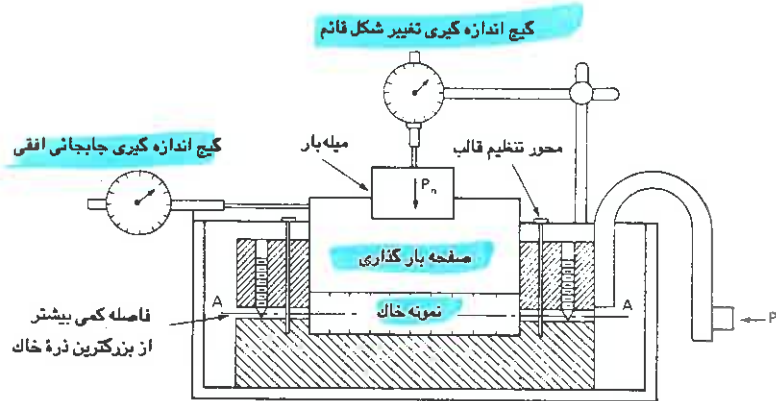
دستگاههای آزمایش خاک تحت بارهای استاتیکی مدتهاست که تا حدودی استاندارد شده است در اینجا ذکر مختصری از این قبیل دستگاهها و نوع آزمایشات رایج مفید بنظر می رسد. گرچه روشهای متعددی جهت انجام آزمایشات تعیین خواص برشی خاکها وجود دارد، معذالک متداولترین آنها آزمایش برش مستقیم و فشار سه محوری می باشد.

۳-۴ آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم که معمولاً جهت اندازه گیری مقاومت برشی خاکها انجام می گیرد بوسیله دستگاه برش مستقیم که در شکل (۱-۴) بصورت خلاصه ترسیم گردیده است قابل انجام است. از نتایج بدست آمده توسط این آزمایش می توان منحنی تغییرات تنش - تغییر شکل برشی و همچنین خصوصیات C و ϕ خاک را نیز بدست آورد. نمونه های مکعب مستطیلی خاک بصورت یکپارچه در داخل قالب دو تکه این دستگاه قرار می گیرند. درحالیکه تنش قائم وارده در طول آزمایش ثابت نگه داشته می شود تنش برشی که بوسیله رانش قطعه فوقانی قالب به سمت جلو بر نمونه اعمال می شود مرتباً ازدیاد می یابد. تغییرشکلهای برشی ایجاد شده اندازه گیری شده و ماکزیمم تنش برشی وارده که موجب گسیختگی خاک می شود بعنوان مقاومت برشی نمونه تعیین می شود. بمنظور بررسی تغییرات حجم نمونه در خلال آزمایش تغییرشکلهای قائم نمونه نیز قابل اندازه گیری خواهد بود.

این آزمایش می تواند روی نمونه های خشک و یا نمونه های اشباع خاک انجام گیرد. از آنجایی که شرایط زهکشی قبل و در خلال آزمایش اثر قابل ملاحظه ای بر خصوصیات برشی خاک خواهد

برای سنجش متغیرهای تنش - تغییر شکل و مقاومت دینامیکی خاکها



شکل (۲-۱) دستگاه آزمایش برش مستقیم

داشت آزمایش برش مستقیم روی نمونه های اشباع خاک ممکنست در یکی از حالات زیر انجام شود:

۱- آزمایش تحکیم نیافته و زهکشی نشده یا آزمایش سریع: در این قبیل آزمایشات اجازه هیچگونه زهکشی، چه در خلال اعمال تنش قائم و چه در خلال اعمال تنش برشی بر نمونه داده نخواهد شد در نتیجه بار قائم وارده بعنوان نیروی بین ذرات قابل انتقال به آنها نبوده و بعنوان فشار اضافی هیدروستاتیکی عمل خواهد کرد بنابراین مقاومت برشی ذرات را نمی تواند بسیج نماید. تغییر حجم نمونه در این قبیل آزمایشات ممکن نخواهد بود.

۲- آزمایش تحکیم یافته - زهکشی نشده و یا تحکیم یافته سریع: در این قبیل آزمایشات به نمونه در خلال اعمال بار قائم اجازه زهکشی داده خواهد شد لیکن در خلال اعمال تنش برشی از زهکشی نمونه جلوگیری بعمل خواهد آمد. گرچه تغییر حجم نمونه در خلال بارگذاری قائم امکان پذیر است لیکن نمونه در خلال برش مجدداً نمی تواند تغییر حجمی داشته باشد. این امر ممکنست موجب افزایش فشار آب حفره ای در خلال اعمال تنش برشی بر نمونه گردد.

۳- آزمایش تحکیم یافته - زهکشی شده و یا آزمایش کند: در این آزمایش نمونه خاک در هر دو حالت اعمال بار قائم و اعمال تنش برشی زهکشی خواهد داشت. در نتیجه فشار هیدروستاتیکی اضافی در خاک ایجاد نخواهد شد و تمامی تنشهای موجود در نمونه تنشهای مؤثر بین ذرات خواهند بود.

۴-۴ نتایج نمونه آزمایشات برش مستقیم

در اشکال (۲-۴) منحنی تغییرات تنش برشی و ضخامت نمونه برحسب تغییر شکل برشی و همچنین تنش برشی برحسب تنش قائم برای نمونه های مختلف رسم شده اند. همانطور که مشخص است برای نمونه های ماسه متراکم يك نقطه ماكزیم مشخص وجود دارد در صورتی که برای ماسه غیر متراکم (متخلخل) چنین نقطه ای به چشم نمی خورد گرچه هر دو نمونه در انتها تقریباً يك مقدار تنش برشی ماندگار (Residual) می رسند.

تغییرات حجم نمونه های متراکم با نمونه های متخلخل کاملاً متفاوتست. نمونه های متراکم هنگامی که بریده می شوند ازدیاد حجم یا اتساع (Dilation) پیدا می کنند در حالیکه نمونه های متخلخل ابتدا نقصان حجم یا انقباض (Contraction) داشته و سپس ازدیاد حجم می یابند. این امر اهمیت نقش پرمکی یا تخلخل اولیه نمونه را در خصوصیات برشی خاکها نشان می دهد. اگر تخلخل اولیه نمونه خاک طوری باشد هنگامی که نمونه بریده می شود نه اتساع پیدا کند و نه انقباض بیابد. به عبارت دیگر تغییرات حجم نمونه همفریاضد باین تخلخل، تخلخل بحرانی خاک (Critical void ratio) گویند. آزمایشات نشان داده است که تخلخل بحرانی خاکها مقدار ثابتی نبوده بلکه بستگی به فشار محدود کننده و شرایط مهارشدگی جانبی خاک دارد. همچنانکه فشار محدود کننده خاک افزایش می یابد تخلخل بحرانی آن نقصان پیدا می کند. مفهوم تخلخل بحرانی خاک در بررسی خواص سیلان (Liquefaction) خاکها مفید بوده و مورد استفاده قرار می گیرد.

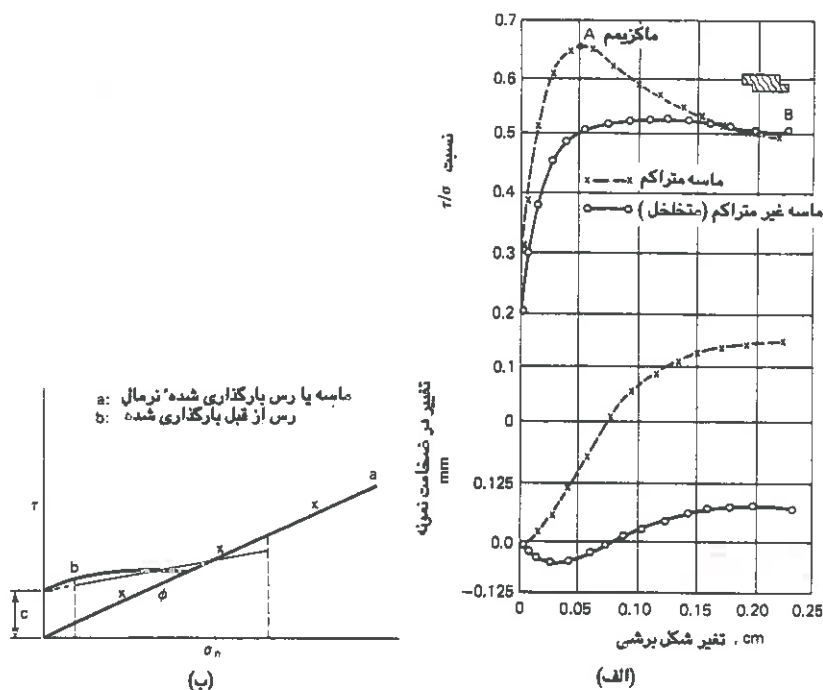
اگر آزمایش برش مستقیم روی خاک تحت فشارهای قائم متفاوت انجام شود از رسم منحنی تغییرات تنش برشی ماكزیم بر حسب فشارهای وارد می توان منحنی گسیختگی خاکها و یا پوش دوائر سنوتر را بدست آورد. در مورد ماسه و یا خاکهای رس بدون فشار پیش تحکیمی این منحنی به صورت يك خط مستقیم بوده که از محور مختصات عبور می کند در حالیکه برای مصالح چسبنده و خاکهای رس از پیش تحکیم یافته این پوش به صورت يك منحنی در خواهد آمد که نوعاً با يك خط تقریبی جایگزین می شود. فاصله قائم این خط از مبدأ مختصات معرف چسبندگی و شیب خط با اشق ممین زاویه اصطکاک داخلی مصالح خواهد بود.

علاوه بر قابلیت های فوق و سهولت نسبی کار با دستگاههای برش مستقیم نتایج حاصله از آزمایشات با دستگاههای مذکور بدایل محدودیتهای خاص و نقاط ضعف این دستگاهها، بایستی با تأمل خاصی مورد استفاده قرار گیرد. مهمترین ضعف این دستگاه تحمیل يك همغه لغزش خاص

تفاوت به این: هنگام بریدن سطح نمونه، از دایره حجم دارد نه از نصف آن دارد.

۹۵

خصوصیات تنش - تغییر شکل و مقایسه دینامیکی خاکها



شکل (۲-۴) (الف): نمونه نتایج آزمایش برشی بر روی ماسه (ب): پوش مقاومت مؤثر در آزمایش برش مستقیم

افقی) از پیش تعیین شده بر نمونه خاک در حین بارگذاری خواهد بود که انطباق این رفتار با عملکرد واقعی خاک بهنگام گسیختگی مورد تردید جدی می باشد. گذشته از آن شرایط مرزی نمونه از نظر گیرداری بگونه ایست که امکان برقراری وضعیت انعطاف پذیر در اطراف نمونه فراهم نمی باشد. این مسئله علی رغم اینکه در ایجاد شرایط K_0 در آزمایشات کاملاً موفق می باشد لیکن سایر شرایط تقید جانبی (Constraint conditions) نظیر تغییر شکل سه محوری و یا تغییر شکل صفحه ای که در موارد عملی نیز ممکنست زیاد پیش آید با این دستگاه قابل اعمال و شبیه سازی نبوده و طبیعتاً نتایج مطالعات با این دستگاه در موارد مذکور قابل تردید خواهد بود.

۵-۲ آزمایش فشار سه محوری

این آزمایش که یکی از متداولترین آزمایشهای تعیین خواص برشی خاکها در آزمایشگاه می باشد بوسیله دستگاه سه محوری استاندارد که با چهار در شکل (۲-۴) ترسیم گردیده است قابل انجام

می باشد.

در این دستگاه نمونه های استوانه ای شکل خاک ابتدا تحت فشار هم جانب σ_3 قرار گرفته شکل (۳-۴) و سپس با ازدیاد فشار قائم تغییرشکل های حاصله یادداشت تا گسیختگی ایجاد شود. علاوه بر تغییرات تنش و تغییر شکل نمونه تغییر حجم و همچنین فشار آب حفره ای نمونه در خلال آزمایش قابل اندازه گیری می باشد.

آزمایش فشار سه محوری ممکن است روی نمونه های خشک و یا نمونه های اشباع از خاکها انجام گیرد. هنگامی که این آزمایش روی نمونه های اشباع انجام می گیرد نظر باینکه بسته به شرایط زهکشی نمونه فشار آب حفره ای قابل اندازه گیری می باشد می توان فشارهای مؤثر بین ذرات را نیز محاسبه و پارامترهای مقاومت برشی مؤثر خاک را نیز بدست آورد.

شرایط زهکشی نمونه در این آزمایش مشابه آزمایش برش مستقیم می تواند در یکی از سه

وضعیت زیر باشد:

۱- آزمایش تحکیم نیافته - زهکشی نشده $f(u)$ هنگامی که فشار محفظه (σ_3) ابتدا به نمونه وارد می شود بلافاصله امکان زهکشی نمونه تمام این فشار توسط آبهای حفره ای تحمل می شود یعنی $\Delta u_a = \sigma_3$. بعد از اعمال تنش انحرافی $(\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3)$ تا مرحله گسیختگی مجدداً بدلیل عدم امکان زهکشی فشار آب حفره ای افزوده شده و معادل Δu_d می شود.

اگر آزمایش سه محوری روی یک نمونه خاک با یک فشار محفظه دیگر σ'_3 تکرار شود پوش

گسیختگی بصورت یک خط موازی σ با بدست خواهد آمد شکل (۴-۴). از آنجایی که هر تغییری در σ_3 موجب افزایش فشار آب حفره ای شده و فشار مؤثر ذرات داخل نمونه ثابت باقی می ماند دایره مؤثر در تمامی حالات یکی بیشتر نخواهد بود (دایره خط چین).

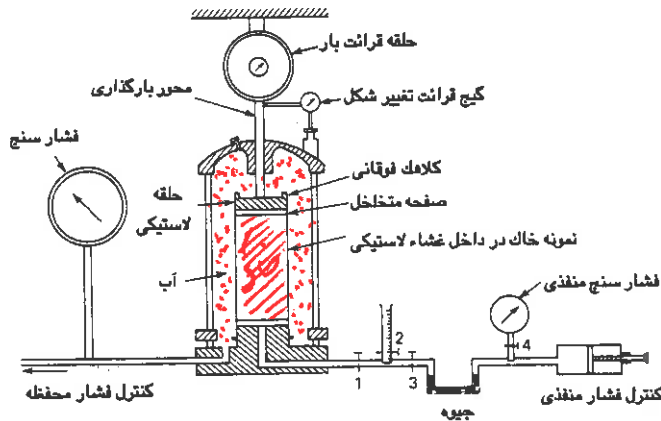
۲- آزمایش تحکیم یافته - زهکشی نشده (CU) در این آزمایش ابتدا نمونه تحت فشار محفظه σ_3 اجازه

داده می شود که زهکشی شده و تحکیم یابد در نتیجه در انتهای کار فشار آب حفره ای صفر شده و فشار مؤثر ذرات معادل σ_3 خواهد شد. بعد از این مرحله نمونه بارگذاری قائم (محوری) شده درحالی که امکان زهکشی وجود نخواهد داشت و خاک تحت شرایط زهکشی نشده بریده و گسیخته می گردد.

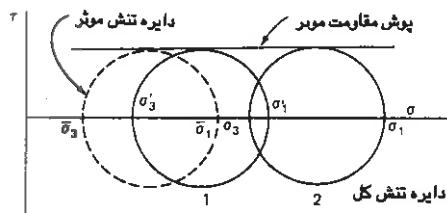
تغییرات تخلخل نمونه با فشار محفظه و همچنین نوایر مؤثر کلی و مؤثر نمونه در این قبیل آزمایشات در شکل (۴-۵) ترسیم شده است.

$$\sigma'_3 = \sigma_3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_d \rightarrow \Delta u_d \\ \sigma_3 \rightarrow \Delta u_a \end{array} \right.$$



شکل (۳-۶) دستگاه آزمایش فشار سه محوری

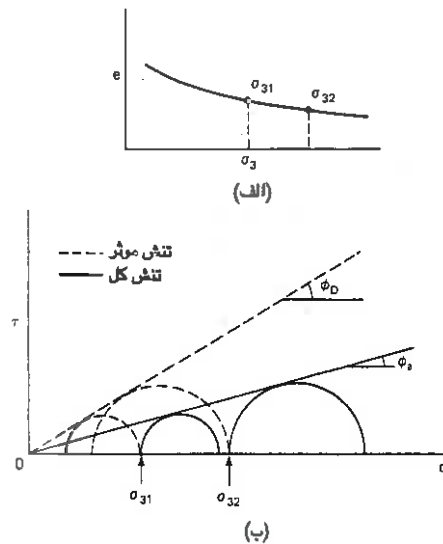


شکل (۳-۴) دیاگرام مؤثر برای آزمایش زهکشی نشده

همانطور که از اشکال فوق بر می آید در اثر از دیاد فشار محفظه با توجه به اینکه نمونه امکان تحکیم یافتن دارد تخلخل آن تقلیل یافته و متراکمتر می شود اگر بواير مؤثر تنشهای کلی را در نظر گرفته و پوش گسیختگی آنها را رسم نماییم پارامترهای ظاهری مقاومت برشی خاک یعنی ϕ_a و C_a بدست خواهند آمد. رسم بوانر مؤثر مربوط به تنشهای مؤثر منجر به تعیین پارامترهای برشی مؤثر خاک خواهد شد.

۳- آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده (CD) در این آزمایش به نمونه خاک اجازه داده خواهد شد که فشار آب

حفره ای اش قبل از هر مرحله افزایش تنشها به صفر گراییده و زهکشی شود در نتیجه تمامی



شکل (۵-۲) دیاگرام مؤثر برای آزمایشات تحکیم یافته سریع

فشارهای اندازه‌گیری شده فشارهای مؤثر خواهد بود. شواهد تجربی زیادی در دست است که پارامترهای مقاومت برشی بدست آمده يك خاک تحت آزمایش از نوع ۲ یا نوع ۳ کاملاً بایکدیگر قابل مقایسه می‌باشند گرچه شرایط گسیختگی در این دو نوع آزمایش بکلی متفاوت می‌باشد. علی‌رغم توانایی‌ها و قابلیت‌های بسیار بالای دستگاههای آزمایش سه محوری استاندارد که شوقاً به نوعی از آنها اشاره شد و ملاحظه گردید که در این سیستم بزرگترین نقص موجود در دستگاههای برش مستقیم که تحمل يك صفحه برش از پیش تعیین شده بر خاک بود، برطرف گردیده است، لیکن بدلیل هندسه خاص و شرایط ویژه ای که شکل و وضعیت نمونه در این دستگاه دارد، شرایط تنید جانبی نمونه در این آزمایشات منحصراً **تقارن مرکزی** (Axisymmetric conditions) بوده و هیچ‌یک از شرایط نامتقارن گیرداری در محصوره مرزی نمونه‌های خاک که موارد عملی آنها کم هم نمی‌باشد یا این دستگاه قابل اعمال و بازسازی نخواهد بود.

به‌همین دلیل در سالهای اخیر مطالعات زیادی جهت اصلاح سیستم گیرداری جانبی نمونه در این قبیل آزمایشات صورت گرفته و نوع دیگری از دستگاههای سه محوری طراحی و در مطالعات تحقیقی و پژوهشی خاکها مورد استفاده قرار گرفته که قابلیت اعمال سایر شرایط گیرداری را نیز

دارا بوده و در واقع در سه جهت اصلی می توان تنشهای مستقل ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) و قابل کنترل بر نمونه وارد ساخت.

این دستگاهها که بجای نمونه های استوانه ای، نمونه های مکعبی را مورد مطالعه قرار می دهند به دستگاههای سه محوری واقعی (True Triaxial Apparatus) معروف بوده و نواقص و نارسایی های دستگاههای سه محوری قدیمی و یا سنتی را نخواهند داشت. بدلیل توسعه سریع و استقبال روزافزون محققین و پژوهشگران در استفاده از این دستگاهها جهت ارزیابی رفتار تنش - تغییر شکل خاکها تحت شرایط مختلف گیرداری و شرایط مختلف بارگذاری، در بخشهای آتی این فصل به شرح کامل و جزئیات اصول طراحی، نحوه ساخت، قابلیتها و نتایج حاصل از بکارگیری یکی از انواع این دستگاهها در مطالعات تنش - تغییر شکل استاتیکی و دینامیکی خاکها که در سالهای اخیر در یکی از دانشگاههای خارج صورت گرفته خواهیم پرداخت.

۶-۴ مقتضیات خاص جهت دستگاههای تست دینامیکی خاکها

در آزمایشات سه محوری که که فوقاً اشاره گردید اندازه گیری تنشها و تغییر شکلها نوعاً توسط وسایل دستی و گیج های مکانیکی انجام خواهد گرفت. این امر به دلیل ماهیت بارهای وارده به دستگاه می باشد که از نوع استاتیکی بوده و تغییرات آنها با زمان بسیار کم و یا ناچیز می باشد. لیکن در آزمایشات دینامیکی خاکها بدلیل تغییرات شدید میدانهای بار با زمان کلیه قرائتهای متعلق به پارامترهای مختلف خاک بایستی بطور اتوماتیک انجام شود بعنوان مثال سرعت بارگذاری محوری در دستگاه استاندارد سه محوری که در حدود ۱۲۵ میلی متر بر دقیقه می باشد و این نوع بارگذاری ممکنست موجب گسیختن نمونه در فاصله زمانی ۱۰ الی ۱۵ دقیقه شود در بارهای دینامیکی بسیار زیاد خواهد بود. بطوریکه بار مربوطه ممکنست در جزئی از يك ثانیه بر نمونه وارد شود.

وسایل اندازه گیری اتوماتیک که در آزمایشات دینامیکی بکار می روند عبارتند از لود سل ها برای اندازه گیری بار، Pressure Transducer ها برای اندازه گیری تنشها و فشارها و LVDT ها (Linear Variable Differential Transducer) برای اندازه گیری تغییر شکل ها و تغییر طولهای نمونه. این وسایل نوعاً بر مبنای استفاده از گیج های الکتریکی مدارهای کامل و یا نیمه پل و تستون ساخته شده و قابل کالیبره کردن می باشند.

وسایل متعددی جهت انجام آزمایشات دینامیکی خاکها ساخته شده است. اولین دستگاه سه

محوری دینامیکی توسط کانزاگرانده و شانسون در سال ۱۹۲۹ در دانشگاه هاروارد ساخته شد که بنام

دستگاه بارگذاری پاندولی نامیده شد. در سالهای بعد دستگاه برش ساده نوسانی نیز مورد ساخت و

استفاده قرار گرفت.

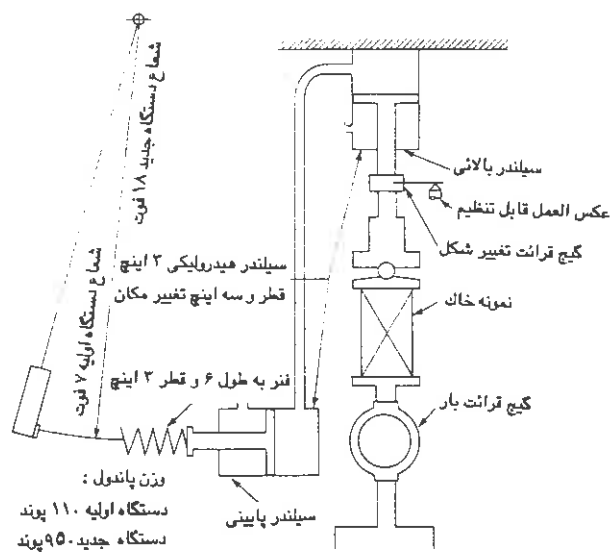
در همین رابطه دستگاههای آزمایش سه محوری استاندارد (سنتی) که جهت تعیین پارامترهای مقاومت برشی و نیز مطالعات تنش-تغییر شکل استاتیکی خاکها بکار می رفت نیز با اصلاحاتی در سیستم بارگذاری در مطالعات دینامیکی بصورت سیکی مورد استفاده قرار گرفت و بدنبال ساخت و توسعه دستگاههای سه محوری واقعی در سالهای اخیر، استفاده از دستگاههای سه محوری مکعبی سیکی در تعیین رفتار تنش - تغییر شکل دینامیکی خاکها جهت دستیابی به رفتار واقع گرایانه تر خاکها در بعضی از دانشگاهها و مراکز تحقیقاتی پیشرفته جهان متداول گردید. ذیلاً به تشریح مختصری از چند نمونه از دستگاههای مذکور و نیز شرح تفصیلی یک نوع از دستگاه سه محوری واقعی دینامیکی و همچنین نتایج حاصل از مطالعات انجام گرفته با این دستگاهها پرداخته می شود.

۷-۴ دستگاه بارگذاری پاندولی (زسایب، ۲۰۰۱-۰۵-۵۵ sec)

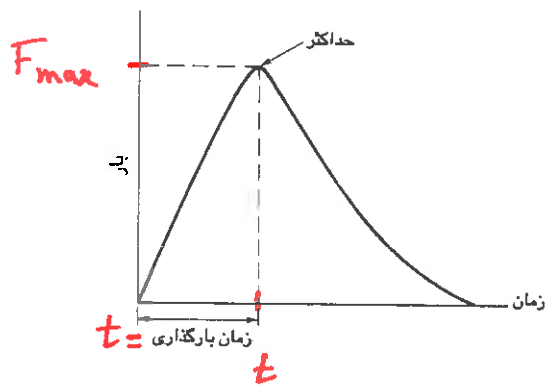
این دستگاه همانطور که در شکل (۴-۶) نشان داده شده است بوسیله انرژی پاندولی که از ارتفاع معینی رها می شود عمل می نماید. در اثر ضربات پاندول به یک فنریک سیلندر هیدرولیکی افقی (پایینی) و متعاقب آن سیلندر هیدرولیکی دیگری (بالایی) که مستقیماً به نمونه خاک متصل است متاثر شده و نمونه مربوطه تحت بارهای ضربه ای و گذرای بسیار سریع واقع می شود. زمان بارگذاری روی خاک بوسیله این دستگاه ۰.۵ الی ۱.۰ ثانیه که تقریباً مناسب ترین زمان برای اعمال بارهای گذرا بوده می باشد. زمان بارگذاری و ماکزیم نیروی وارده به خاک توسط این دستگاه تابعی از مشخصات پاندول بوده و بقرار زیر می باشد:

$$t \propto \sqrt{W/K}$$

$$F_{\max} \propto d\sqrt{KW}$$



شکل (۴-۶) دستگاه بارگذاری پاندولی



شکل (۴-۷) زمان بارگذاری در آزمایشات تحت بارگذاری

که در رابطه مذکور:

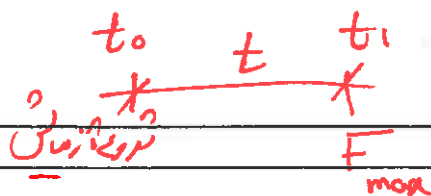
W عبارتست از وزن پاندول

k » از ثابت فنر

d » فاصله ای که پاندول از آن رها می شود

l » زمان بارگذاری

Fmax » ماکزیمم بار وارده به نمونه خاک



مطابق تعریف زمان بارگذاری (t) عبارتست از فاصله زمانی بین لحظه شروع آزمایش و لحظه ای که بار وارده یا تنش فشاری روی نمونه خاک بمقدار ماکزیمم خود برسد شکل (۴-۷).

نتایج آزمایشات بوسیله دستگاه فوق

بر نوع خاک یکی رس و دیگری ماسه با مشخصات زیر که با این دستگاه مورد آزمایش قرار

گرفته اند نتایجی مطابق اشکال (۴-۸) الی (۴-۱۱) نشان داده اند :

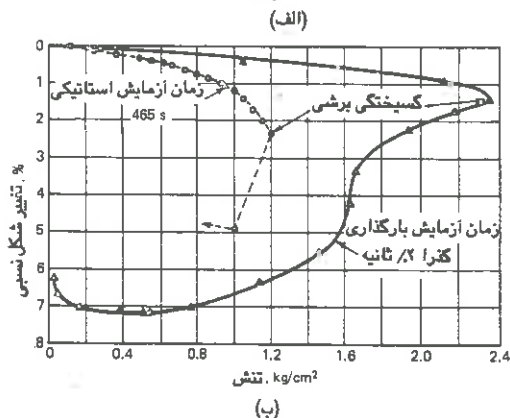
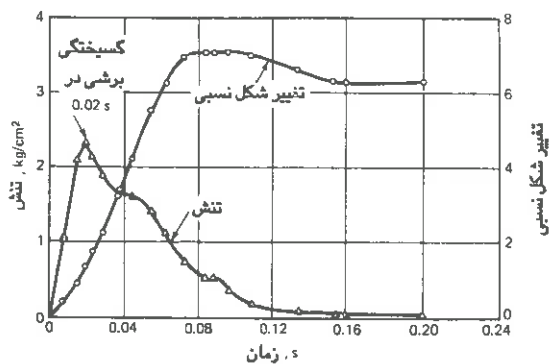
مشخصات خاک رس: درصد رطوبت طبیعی ۵۰-۲۰٪ مشخصات ماسه: اندازه ذرات، بین ۰.۲۱ و ۰.۴۲ میلی متر

$$e_{\max} = ۰.۸۸$$

حد مایع ۲۷-۵۹٪

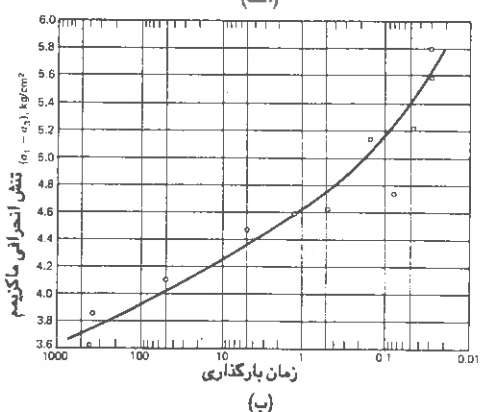
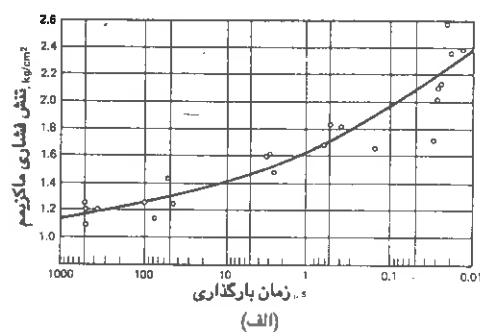
$$e_{\min} = ۰.۶۱$$

حد خمیری ۲۰-۲۷٪



شکل (۴-۸) الف) تغییرات زمان بر حسب تنش و تغییر شکل در آزمایش تک محوری میرا بر روی رس کمبریج

ب) - منحنی تنش - تغییر شکل برای بارگذاری میرا با زمان ۰.۲ ثانیه و نیز آزمایش استاتیکی بر روی رس کمبریج



شکل (۹-۴ الف) تغییرات تنش فشاری ماکزیمم بر حسب زمان در آزمایش تک محوری روی رس کمبریج

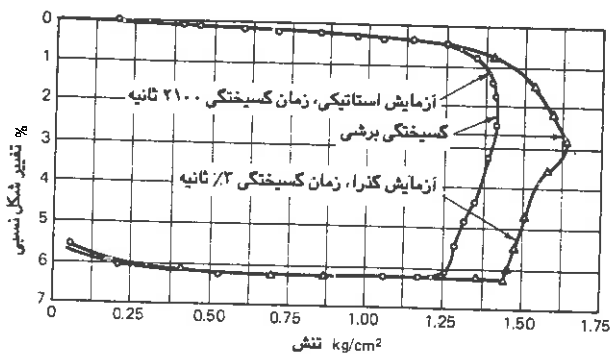
(ب) : تغییرات تنش انحرافی ماکزیمم بر حسب زمان در آزمایش تک محوری روی رس کمبریج

از روی نتایج بدست آمده می توان گفت: $t = 8 \text{ min}$ \rightarrow $q_{sta.} = (45 - 2) q_{dyn.}$ \rightarrow $t = 0.02 \text{ sec}$

– مقاومت خاک رس که تا حد گسیختگی بارگذاری شده است تحت بار دینامیکی بمدت ۰.۰۲ ثانیه، تقریباً ۱.۵ الی ۲ برابر مقاومت همان خاکست اگر تحت بار استاتیکی بمدت تقریباً ۸ دقیقه واقع شود.

– مدول برشی که بصورت شیب خط و اصل مبدا مختصات و نقطه $\frac{1}{4}$ مقاومت نمونه تعریف می شود در بارگذاریهای دینامیکی گذرا تقریباً ۲ برابر بارگذاریهای استاتیکی می باشد (در مورد خاک رس).

– از منحنی های مربوط به آزمایشات ماسه ملاحظه می شود که مقاومت ماسه فقط در حدود ۱۰ درصد افزایش می یابد در حالیکه مدول تغییر شکل آن چه در آزمایش استاتیکی و چه در آزمایش دینامیکی با میدان بار گذرا یکسان و مستقل از زمان بارگذاریست.

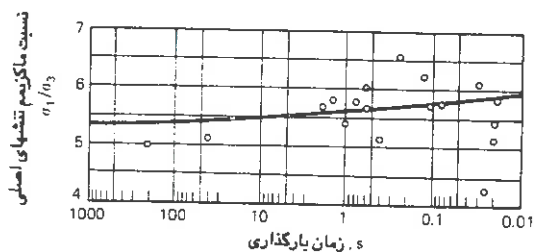


شکل (۴-۱۰) منحنی تنش-تغییر شکل ماسه منچستر در آزمایشات استاتیکی و دینامیکی (بارگذاری میرا)

✗ آزمایشات دینامیکی فوق که روی رس و ماسه بعمل آمده اند در حقیقت دارای نقاط ضعف زیر

می باشند:

- بارهای دینامیکی اعمال شده در آزمایشگاه بصورت خالص دینامیکی بوده و با بارهای استاتیکی توأم نگردیده اند در حالیکه در عمل غالباً این بارها بصورت توأم با یکدیگر وجود دارند.
- در این آزمایشات فقط ۱ سیکل از بار دینامیکی گذرا بر نمونه ها اعمال گردیده است در حالیکه در عمل ممکنست گاهی حدود ۱۰۰ سیکل بار ناشی از یک زلزله برخاک وارد شود.
- و بالاخره نمونه های ماسه آزمایش شده همگی خشک و متراکم بوده اند. اثر بارهای دینامیکی روی ماسه های غیر متراکم و اشباع کاملاً متفاوت بوده و گاهی به سیلان و روان شدن آن منجر خواهد شد که در نتیجه مقاومت زمین به صفر خواهد رسید. این موضوع در شرایط بارهای زلزله از اهمیت ویژه ای برخوردار است.



شکل (۴-۱۱) تغییرات نسبت ماکزیمم تنشهای اصلی بر حسب زمان بارگذاری بر روی ماسه منچستر در آزمایشات دینامیکی گذرا

لازمه اسباع مقاومت است که زنگنه \ll زیر افزایش حجم زنگنه \ll ماسه

ایجاد تنش برای صفوی
مقاومت

۸-۴ رفتار ماسه های اشباع تحت بارهای دینامیکی گذرا

اثر سرعت بارگذاری در مقاومت ماسه های اشباع توسط محققین (Seed و Lundgren) سال ۱۹۵۴ مورد بررسی قرار گرفت. سه نوع آزمایش روی نمونه های یکنواخت ماسه بشرح زیر بعمل آمد:

- ۱- يك سری آزمایش استاتیکی با سرعت بارگذاری ثابت بنحوی انجام گردید که زمان رسیدن به ماکزیم مقدار بار بین ۱۰ الی ۱۵ دقیقه می بود.
- ۲- يك سری آزمایش دینامیکی با بارهای گذرای آهسته با سرعت تغییر شکل ثابت ۱۵ سانتی متر بر دقیقه نیز انجام گردید. زمان بارگذاری برای چنین آزمایشات حدود ۴ ثانیه در نظر گرفته شد.
- ۳- و بالاخره يك سری آزمایش دینامیکی با بارهای گذرای سریع با سرعت تغییر شکل ثابت ۱۰۰ سانتی متر بر ثانیه انجام گردید. زمان بارگذاری برای این آزمایشات حدود ۰.۲ ثانیه می بود.

نتایج این آزمایشات در اشکال (۱۲-۴) رسم گردیده است. همانطور که از این اشکال پیداست

مقاومت استاتیکی زهکشی نشده از مقاومت استاتیکی زهکشی شده بیشتر است. دلیل این امر اتساع

نمونه های متراکم ماسه و پیداشدن فشار آب حفره ای منقبی بوده که باعث ازدیاد مقاومت نمونه می شود. همچنانکه تخلخل نمونه ازدیاد پیدا می کند میزان اختلاف بین این ۲ مقاومت کمتر شده و

در $e = 0.8$ این دو مقدار باهم مساوی می شوند. این تخلخل بنابر آنچه قبلاً ذکر شد تخلخل بحرانی خاک نامیده می شود. در بارگذاری سریع: مقاومت بزرگتر زنگنه \ll مقاومت بزرگتر زنگنه \ll ماسه

این موضوع نیز مشخص است که مقاومت برشی نمونه تحت بارگذاری سریع در شرایط زهکشی

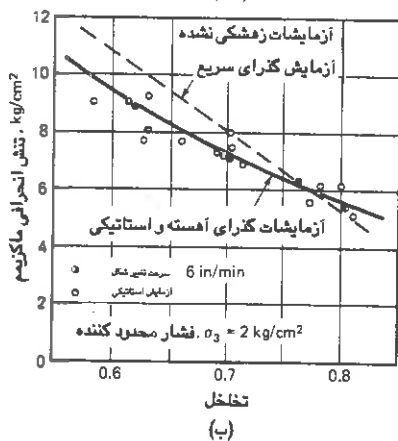
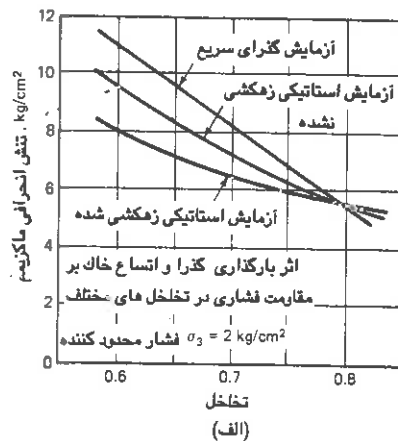
شده و زهکشی نشده تفاوت چندانی ندارد. دلیل این موضوع می تواند این باشد که در بارگذاریهای

سریع حتی در شرایط زهکش فرصت کافی جهت خروج آب وجود نخواهد داشت.

همچنین از روی نتایج مربوط به آزمایشات زهکشی نشده می توان براحتی دید که مقاومت نمونه های با تخلخل مساوی تحت بارهای استاتیکی و بارهای دینامیکی آهسته یکسان می باشد. درحالی که نمونه های متراکم تحت بارهای دینامیکی سریع مقاومتی در حدود ۱۵ الی ۲۰ درصد بیشتر از بارهای استاتیکی و دینامیکی آهسته از خود نشان می دهند.

براساس نتایج آزمایشات، مقاومت نمونه های متراکم ماسه در بارهای دینامیکی سریع مقدار قابل ملاحظه ای بزرگتر از مقاومت نمونه های مشابه در آزمایشات استاتیکی زهکشی شده می باشد.

مقاومت ماسه با بارگذاری سریع \ll مقاومت ماسه با بارگذاری آهسته \ll زنگنه



شکل (۱۲-۴) تغییرات تنش انحرافی ماکزیمم برحسب تخلخل ماسه Sacramento

الف: زهکشی شده استاتیک، زهکشی نشده استاتیک و گزرای سریع (زهکشی شده و نشده).

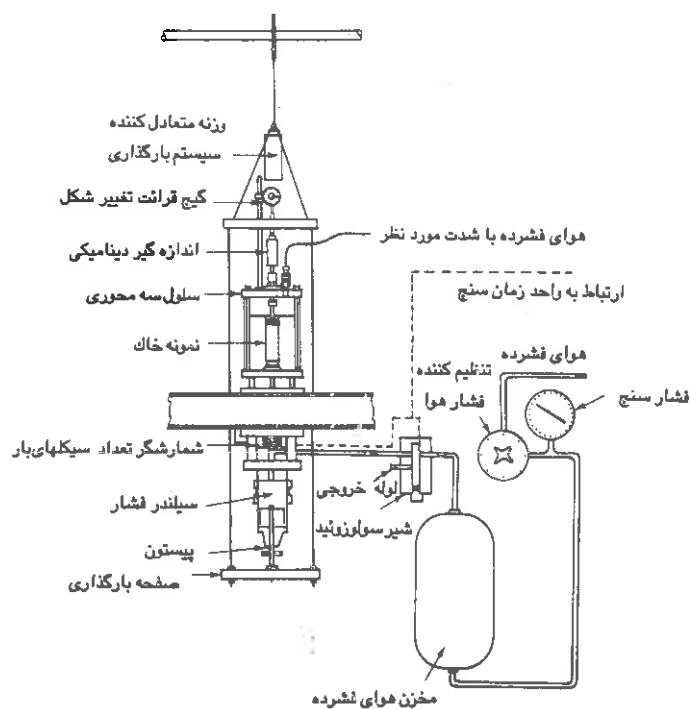
ب: گزرای سریع و آهسته (زهکشی نشده) و استاتیکی زهکشی نشده

این امر ممکنست به دو دلیل عمده صورت گیرد، یکی پیدایش فشار آب حفره ای منفی و دیگری سرعت بالای بارگذاری در چنین آزمایشاتی.

۹-۴ اثر میزان تنش استاتیکی و تعداد نوسانات بار بر مقاومت خاکهای چسبنده
همانطوریکه قبلاً ذکر شد اعمال یک بارگذاری ساده مشابه اولین سیکل از بار ناشی از یک زلزله خواهد بود. تحت اثر چنین باری خاک ممکنست مقاومت اضافی اولیه ای از خود نشان دهد که از شکست و یا حتی بروز تغییرشکلهای دائمی جلوگیری نماید. لیکن اگر اعمال بار ادامه یافته و

سیکلهای متعددی از باربر نمونه خاک و ارد شود نمونه ممکنست آن مقدار تغییر شکل یافته که منجر به از دست دادن مقاومت خود شده و یا اینکه تغییر شکل های برشی زیادی رخ دهد که حتی بدون بروز شکست جابجایی های زیاد در خاک کاملاً مشهود گردد.

جهت مطالعه اثر تعداد سیکلها و همچنین سایر عوامل بر تغییر شکلهای نمونه تحت بارهای دینامیکی (۱۹۶۰) Seed دستگاه شکل (۱۳-۴) را مورد استفاده قرار داده است.



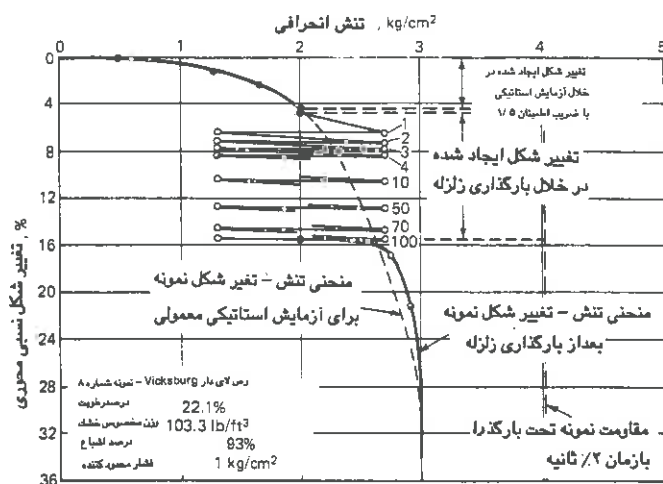
شکل (۱۳-۴) دستگاهی برای آزمایشات سه محوری نوسانی

در این دستگاه نمونه های خاک تحت بارهای دینامیکی قرار گرفته و بوسیله يك سیستم هوای فشرده فشار عمده جانبی مورد نظر به نمونه که در يك محفظه سه محوری جا داده شده وارد می شود. تعداد قابل ملاحظه ای آزمایشهای دینامیکی بصورت توأم با بارهای استاتیکی روی نمونه های مختلف خاک جهت مطالعات فوق انجام گرفته است. یکی از نمونه ها تا حدود ۶۴٪ مقاومت خود (ضریب اطمینان ۱٫۵) بارگذاری شده و در این مرحله حدود ۳۰ دقیقه اجازه داده شده تا به تعادل برسد. سپس ۱۰۰ سیکل تنش نوسانی با دامنه $\pm ۲۵\%$ مقاومت نمونه بر آن اعمال گردیده و

تغییر شکل دانه‌های بارگذاری شده در سیکل بارگذاری / مقاومت خاک در اثر اعمال بار استاتیکی و یا سیکلهای بار دینامیکی از مقاومت آن

تغییرشکلهای حاصله اندازه گیری شده است. نتایج چنین آزمایشی در شکل (۴-۱۴) رسم گردیده است، گرچه تنش ماکزیمم اعمال شده بر نمونه (اعم از استاتیک و دینامیک) کمتر از مقاومت آن می باشد، در حدود ۱۱٪ تغییر شکل نسبی در خلال بارگذاری دینامیکی اتفاق افتاده است. همچنین دیده می شود که مقاومت خاک در اثر اعمال بار استاتیکی و یا سیکلهای بار دینامیکی از مقاومت آن در اثر اعمال یک سیکل از بار کمتر از حدود ۲۵٪ کمتر است.

اثر دامنه تنش دینامیکی روی مقاومت خاکها نیز مورد بررسی قرار گرفته است به این ترتیب که تنشهای دینامیکی با مقادیری معادل ۱۰۰٪، ۸۰٪ و ۶۰٪ مقاومت نرمال خاک بر روی سه نمونه اعمال و تعداد سیکلها تا مرحله گسیختگی نمونه ها ادامه یافته است. نکته جالب در این نتایج که در شکل (۴-۱۵) رسم گردیده، اینست که حتی اعمال تنش دینامیکی با مقدار نسبتاً کمی حتی معادل ۶۰٪ مقاومت خاک پس از ۹۰۰ سیکل منجر به گسیخته شدن نمونه خواهد شد.

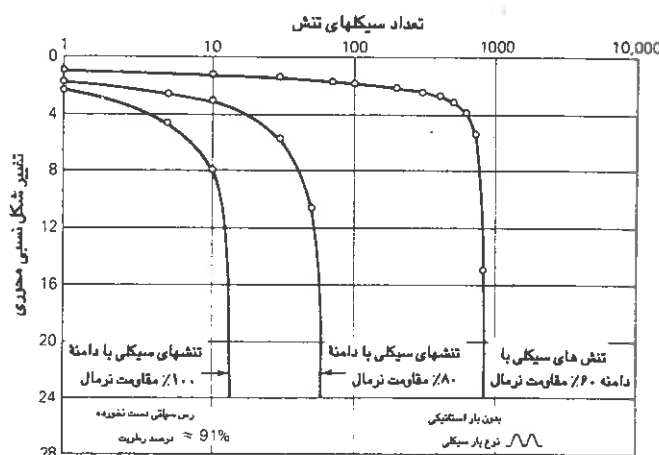


شکل (۴-۱۴) منحنی تنش- تغییر شکل برای لای رس دار Vicksburg تحت بارگذاری استاتیکی و نوسانی در آزمایش سه محوری

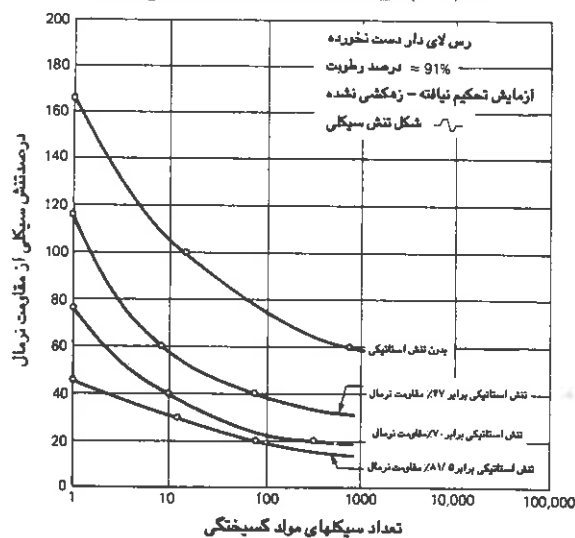
همچنین منحنی های مربوط به تغییر دامنه تنشهای دینامیکی با تعداد سیکل بار لازم جهت گسیختگی نمونه در شکل (۴-۱۶) رسم گردیده است. بالاترین منحنی مربوط بموقعی است که نمونه

هرچه می‌اندازیم به تنش رسیدن اضافه می‌شود «تغییر شکل خاک» مدعی می‌گردد.

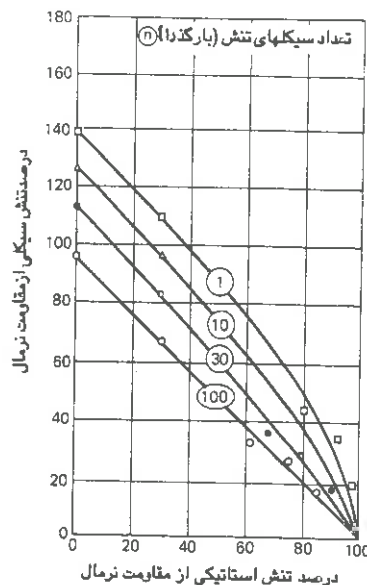
تحت تنش دینامیکی خالص بوده و هیچگونه تنش استاتیکی وجود نداشته است. همچنانکه تنش استاتیکی موجود افزایش می یابد منحنی ها بسمت پایین حرکت نموده و بوسیله تعداد کمتری از سیکل بار به گسیختگی می رسند بطوریکه وقتی تنش استاتیکی موجود به ۸۱٫۵ درصد می رسد فقط يك سیکل تنش دینامیکی با دامنه معادل تقریباً ۴۵٪ مقاومت نرمال خاک کافیهست که موجب گسیختن نمونه خاک گردد.



شکل (۱۵-۴) تغییر شکلهای خاک تحت تنشهای نرمانی يك طرفه



شکل (۱۶-۴) رابطه بین میزان تنش و تعداد سیکلهای مولد گسیختگی در بارگذاری يك طرفه

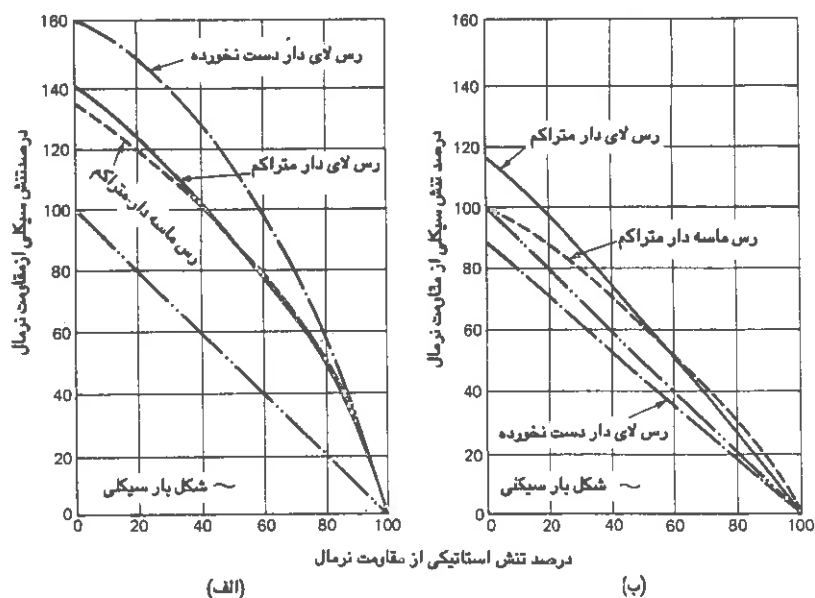


شکل (۴-۱۷) ترکیب تنشهای استاتیکی و دینامیکی جهت ایجاد گسیختگی در لای رس دار Vicksburg

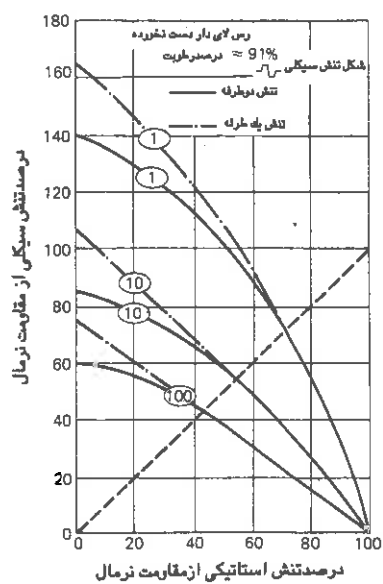
در شکل (۴-۱۷) ترکیبی از مقادیر مختلف تنش دینامیکی و تنش استاتیکی که منجر به گسیخته شدن نمونه خاک می گردند رسم شده است. با مراجعه باین منحنی ها می توان تقریباً درسیکلهای مختلفی از اعمال بار دینامیکی مقادیری از تنش های استاتیکی و دینامیکی را مشخص نمود که با ترکیب و اثر توأم آنها نمونه خاک به گسیختگی می رسد.

در اشکال (۴-۱۸) اثر نوع و وضعیت خاک در مقاومت آن تحت یک سیکل از بارگذاری دینامیکی توأم با بار استاتیکی و همچنین ۳۰ سیکل از بار دینامیکی توأم با بار استاتیکی نشان داده شده است. همانطور که مشخص است مقاومت خاک تحت یک سیکل از بار دینامیکی توأم با استاتیکی یا بمبارت دیگر تنش کلی (دینامیکی + استاتیکی) لازم جهت گسیخته شدن خاک از مقاومت نرمال (استاتیکی) خاک همواره بیشتر است.

افزایش تعداد سیکل بار موجب تقلیل مقاومت دینامیکی می گردد. همچنین اعمال بارهای دینامیکی در طرفه موجب کاهش مقاومت خاکها می شود. شکل (۴-۱۹)، معیار شکل بار دینامیکی هنگامی که مقدار تنش دینامیکی مساوی و یا کمتر از تنش استاتیکی وارد شده بر نمونه باشد تاثیر خاصی بر خواص دینامیکی آن نداشته و نتایج برای اشکال مختلف بار یکسان می باشد.



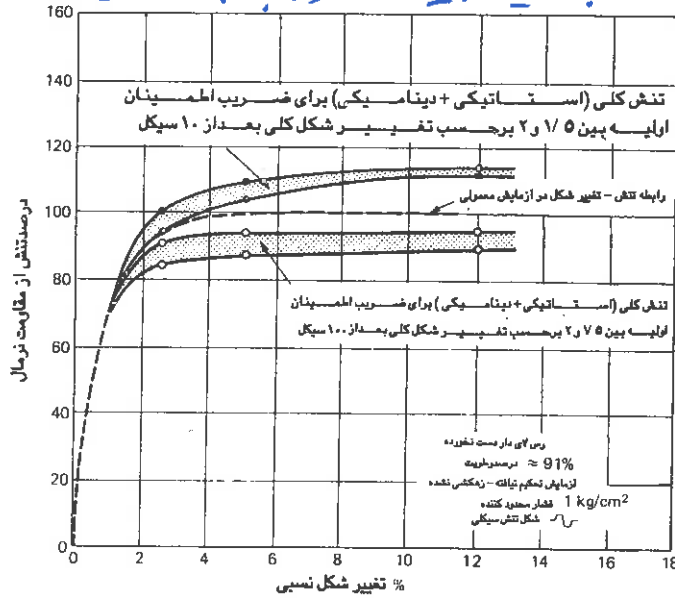
شکل (۴-۱۸) مقایسه تنشهای مواد گسیختگی برای خاکهای مختلف: الف) یک سیکل ب) ۳۰ سیکل



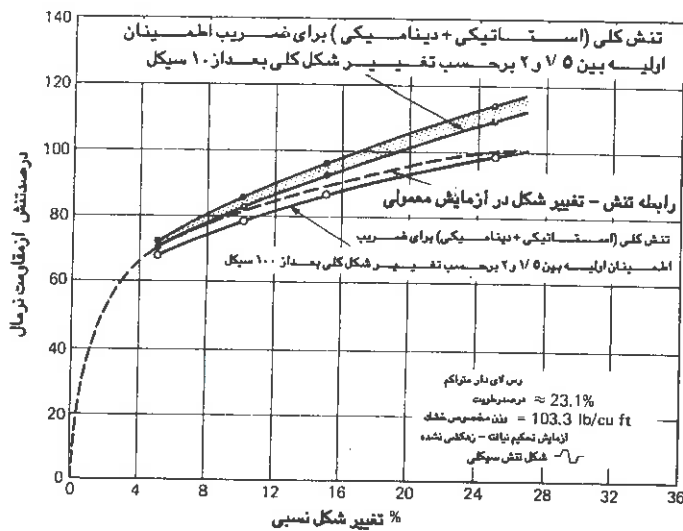
شکل (۴-۱۹) ترکیب تنشهای استاتیکی و دینامیکی جهت ایجاد گسیختگی (بارگذاریهای یکطرفه و دوطرفه)

- سن کلاسیک + فضاکی (بسیار از سن استیل با بری اعلان رو) دمای کار گنجه شود.

* برای مد خاک، منسوبی برقی به نسبت استیل - ناف و در نظر گرفته شود.



شکل (۲۰-۴) رابطه بین تشن و تغییر شکلهای نسبی کلی تحت بارهای نوسانی برای لای San Francisco



شکل (۲۱-۴) رابطه بین تشن و تغییر شکلهای نسبی کلی تحت بارهای نوسانی برای لای رس دار Vicksburg

در اشکال (۴-۲۰) و (۴-۲۱) تغییرات تنش کلی (دینامیک + استاتیک) بر حسب تغییر شکل کلی برای ضرایب اطمینان اولیه بین ۱۵ تا ۲ بعد از ۱۰ و ۱۰۰ سیکل تنش دینامیکی رسم شده است. همچنین این تغییرات برای نتایج آزمایش فشاری معمولی بر خاک جهت امکان مقایسه ترسیم گردیده است. تغییرات فوق برای ۱۰ سیکل از بار دینامیکی قدری بالا و برای ۱۰۰ سیکل از بار دینامیکی قدری پایین منحنی نرمال مقاومت خاک بدست آمده است. بنابراین می توان نتیجه گرفت که برای جمیع حالات اعمال بار دینامیکی بین ۱۰ و ۱۰۰ سیکل و با ضرایب اطمینان اولیه ۱۵ تا ۲ می توان با تقریب نسبتاً خوبی منحنی تغییرات تنش کلی بر حسب تغییر شکل نسبی کلی را با منحنی تغییرات نرمال خاک در آزمایش استاتیک جایگزین نمود.

۱-۴ عوامل مؤثر بر خصوصیات تنش - تغییر شکل و مقاومت خاکهای حسنده

نکته بارهای نوسانی

با توجه به آزمایشات و نتایج بدست آمده که تا اینجا مورد اشاره قرار گرفت عوامل مؤثر

بر خصوصیات تنش - تغییر شکل و مقاومت دینامیکی خاکها را می توان به ترتیب زیر خلاصه نمود:

۱- نوع خاک و خواص آن (بعنوان مثال درصد رطوبت، γ ، وضعیت بهم خوردگی، تراکم و غیره)

حالت استاتیکی خاک

۲- مقدار تنش استاتیکی اولیه

۳- مقدار تنش دینامیکی وارده

۴- مقدار سیکل های بار دینامیکی

حالت دینامیکی خاک

۵- فرکانس بار دینامیکی

۶- شکل و نوع بار دینامیکی

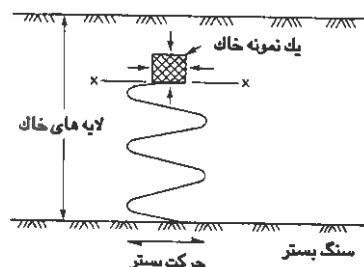
۷- یک طرفه یا در هر طرفه بودن بار دینامیکی

۱-۴ آزمایش برش ساده نوسانی

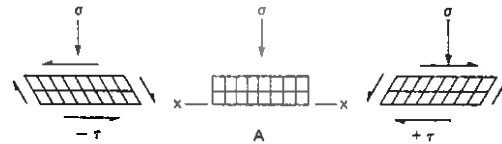
در موارد متعددی شرایط تنش در آزمایش سه محوری نمی تواند معادل وضعیت واقعی تنشها در عمل باشد. سهم عمده تغییرشکلهای حاصله در خاک ممکنست در اثر انتشار روبه بالای امواج برشی ناشی از لایه های زیرین باشد. يك المان خاک همانطور که در شکل (۴-۲۲) در نظر گرفته شده است ممکنست تحت اثر تعداد قابل ملاحظه ای از تنشها یا تغییرشکلهای نوسانی برشی قرار گیرد.

بعنوان مثال، قبل از وقوع زلزله هیچگونه تنش برشی در يك العان انتخاب شده از خاک وجود نخواهد داشت (شکل ۲۳-۴). لیکن هنگامیکه زلزله اتفاق میافتد تحت اثر يك تنش نرمال مشخص و ثابت تنشهای برشی ممکنست روی نمونه مرتباً تغییر جهت بدهند. در نتیجه در عمل، جهات تنشهای اصلی مؤثر بر نمونه خاک بطور سیکی تغییر یافته و باندازه زاویه θ به راست یا چپ دوران میکنند درحالیکه امکان دوران جهات تنشهای اصلی در دستگاه سه محوری محدود به ۹۰ درجه می باشد. گذشته از اینها در عمل نمونه تحت شرایط K_0 تحکیم یافته و تغییرشکلها در حالت تغییرشکل صفحه ای (Plane Strain) رخ می دهند. این حالات بوسیله دستگاه استاندارد سه محوری قابل تهیه نمی باشد.

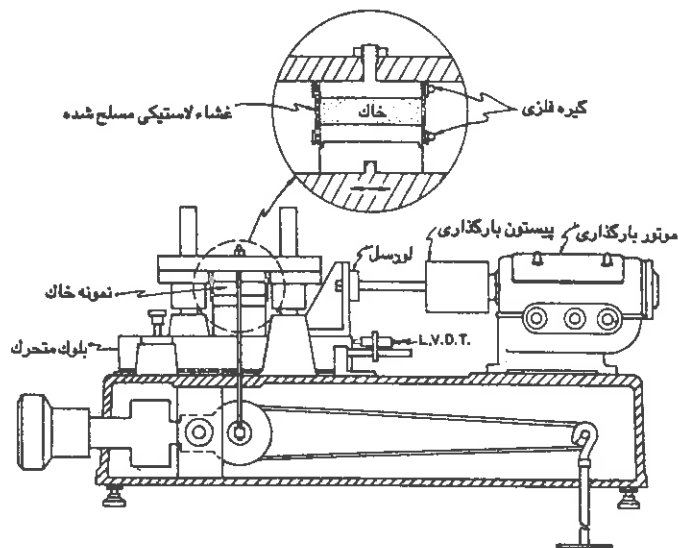
در مسیر مطالعات رفتار تنش - تغییرشکل خاکها دستگاه برش مستقیم دستخوش تغییرات و اصلاحات قابل ملاحظه ای توسط موسسه ژئوتکنیک نروژ (Norwegian Geotechnical Institute ; N.G.I) گردیده است. در این اصلاحات قالب مکعب مستطیل دستگاه برش که بوسیله دیواره های فازی و صلب محصور گردیده بود با نمونه استوانه ای شکلی که بوسیله غشای لاستیکی مسلح احاطه شده جایگزین گردیده بگونه ای که بسادگی رفتار زهکشی نشده نمونه های اشباع قابل مطالعه خواهد بود. البته بدلیل نامعلوم بودن وضعیت توزیع تنشها در نمونه، نتایج حاصله ممکنست قابل تردید باشد، معهذا رفتار خاک در این سیستم از آنچه که در قالب صلب دستگاه اولیه برش مستقیم اتفاق می افتد بمراتب نزدیکتر به واقع می باشد. اعمال تنشهای برشی سیکی بر نمونه های استوانه ای شکل فوق با شرایط مرزی انعطاف پذیر بسادگی قابل انجام و مطالعات دینامیکی رفتار تنش - تغییرشکل خاکها در این سیستم عملی خواهد بود (شکل ۲۴-۴).



شکل (۲۴-۴) نحوه انتقال امواج برشی زلزله از سنگ بستر به لایه های خاک فوقانی

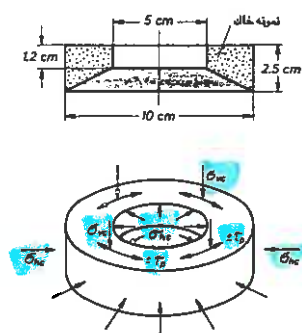


شکل (۲۳-۴) نحوه تغییرات وضعیت تنش و تغییر شکلها در یک نمونه خاک زیر سطح زمینی به هنگام زلزله



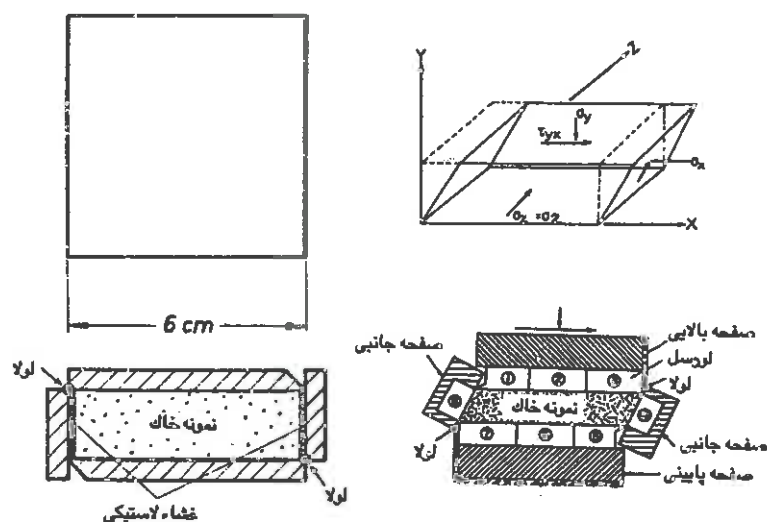
شکل (۲۴-۴) دستگاه برش مستقیم اصلاح شده توسط موسسه ژئوتکنیک نروژ (NGI)

بعداً در نوع دستگاه برش طراحی و ساخته شده که در آنها زاویه محورهای اصلی تنش به میزان دلخواه قابل چرخش و دوران می باشد. در نوع اول که نمونه های خاک به شکل استوانه ششانی می باشند نمونه ابتدا از داخل و خارج تحت فشار شعاعی قرار گرفته و آنگاه از بالا و پایین تحت بیفش واقع می شود که البته شرایط تنش در نمونه بسیار پیچیده می باشد شکل (۲۵-۴).



شکل (۲-۲۵) مشخصات و وضعیت تنش ماندر نمونه خاک در دستگاه برش ساده برشی

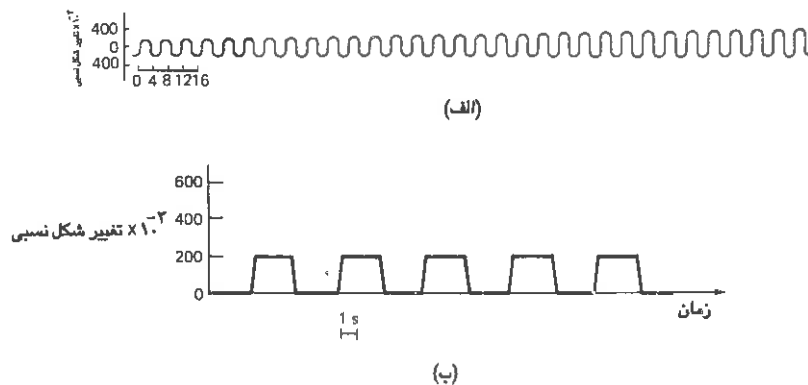
نوع دوم دستگاهی است که توسط روسکو و همکارانش در دانشگاه کمبریج طراحی گردید. در این دستگاه از تغییر شکل جانبی نمونه های مکعب مستطیلی خاک بیسیله جداره های فلزی و صلب جلوگیری می شود. جداره های موازی با امتداد تنش های برشی نسبت به قاعده و صفحه فوقانی قالب محتوی نمونه خاک ثابت بوده، در حالیکه دو جداره عمود بر امتداد تنش برشی به قاعده و صفحه فوقانی لولاً شده و متناسب با مقادیری جهات تنش های برشی سیکنی، می توانند حول لولاهای مذکور دوران نموده و نمونه خاک تغییر شکل برشی لازم را بدهد شکل (۲-۲۶) با استفاده از این دستگاه تغییر شکلهای حجمی و برشی خاک در شرایط تغییر شکل صفحه ای (Plane Strain) با حداقل ناهمگنی قابل اندازه گیری می باشد.



شکل (۲-۲۶) دستگاه برش مستقیم اصلاح شده در دانشگاه کمبریج (روسکو و همکارانش)

نتایج آزمایشات انجام شده توسط دستگاه های فوق مورد استفاده قرار می گیرد تا پارامترهایی از قبیل مدول برشی، مدول میرایی، همچنین پتانسیل سیلان خاکها بررسی و تعیین شود. تعدادی از نتایج آزمایشات انجام شده روی يك نمونه مصنوعی تهیه شده از ماسه و بنتونیت بوسیله دستگاه فوق در زیر گزارش شده است.

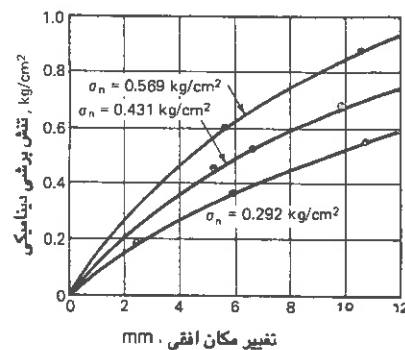
در شکل (۲۷-۴) قرائات مربوط به گيج های اندازه گیر تغییرشکلهای ایجاد شده در نمونه (الف) و تنش برشی اعمال شده (ب) بر نمونه بصورت تابعی از زمان ترسیم شده است همانطور که مشخص است تحت اثر تنش برشی نرسانی با دامنه ثابت تغییرشکلهای برشی حاصله مرتباً رز به ازدیاد می گذارند.



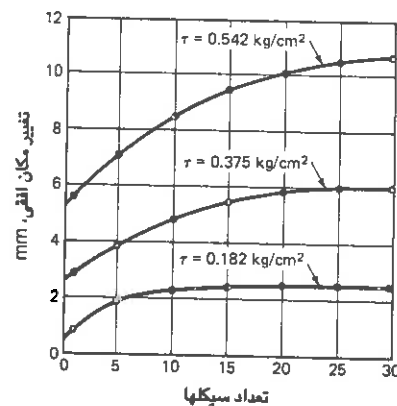
شکل (۲۷-۴) نحوه تغییرات گيج ها با زمان : الف - گيج بارگذاری ب : گيج تغییرشکلهای

تغییرات تنش برشی دینامیکی برحسب تغییر شکل نسبی برشی برای تنشهای قائم متفاوت بعد از اعمال ۳۰ سیکل (شکل ۲۸-۴) و همچنین تغییر شکل افقی نمونه برحسب تعداد سیکلهای بار تحت تنش قائم ۲۹۲ ر. (Kg/Cm²) برای تنشهای برشی متفاوت در شکل (۲۹-۴) رسم شده است.

فرکانس بار سیکلی اعمال شده معادل ۱۷۵ ر. (Hz) می باشد. برای سایر فرکانسها من جمله ۲۵ ر. و ۷۰ Hz نتایج مشابهی بدست آمده است.



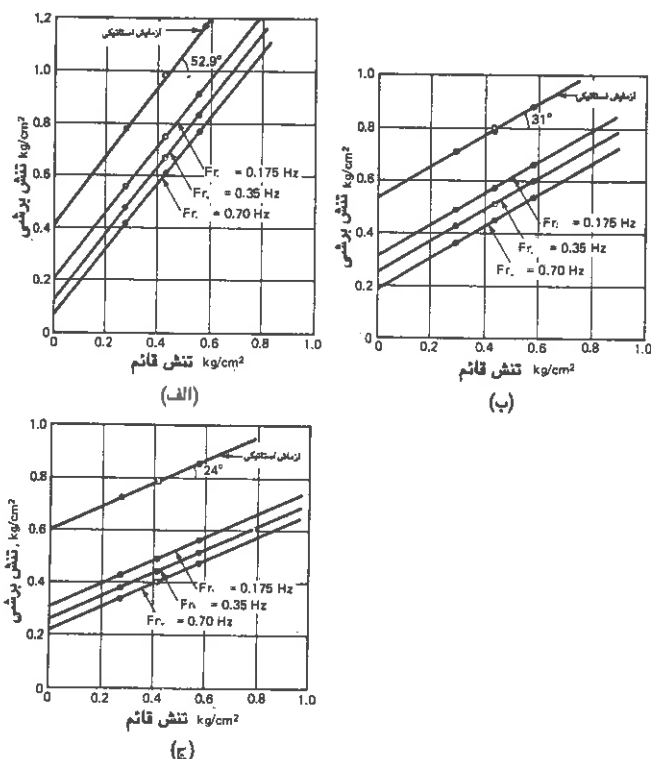
شکل (۴-۲۸) تغییرات تنش برشی دینامیکی برحسب تغییر مکان افقی پس از ۲۰ سیکل بار بر روی نمونه شماره (۱)



شکل (۲-۲۹) تغییرات جابجایی افقی برحسب تعداد سیکلهای بار در آزمایش برش نوسانی بر روی نمونه شماره (۱)

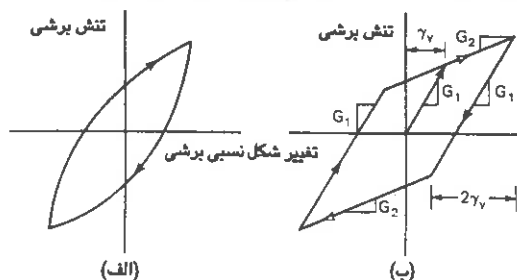
اگر ماکزیمم تغییر شکل مجاز را معادل ۱۲ میلی متر در نظر بگیریم و مشابه آزمایشات استاتیکی پوش گسیختگی نوایر مؤثر را رسم نمایم ملاحظه خواهد شد که تحت اثر بارهای دینامیکی چسبندگی نمونه تقلیل می یابد در حالیکه زاویه اصطکاک داخلی آن تقریباً ثابت باقی می ماند. علاوه بر آن همچنان که از شکل (۴-۲۰) پیداست مقدار چسبندگی خاک در اثر افزایش فرکانس بار وارده نیز تقلیل می یابد.

شایان ذکر است که نمونه مورد بحث تحت رطوبت بهینه خود در آزمایشگاه کوبیده شده و تراکم حداکثر خود را بدست آورده است.

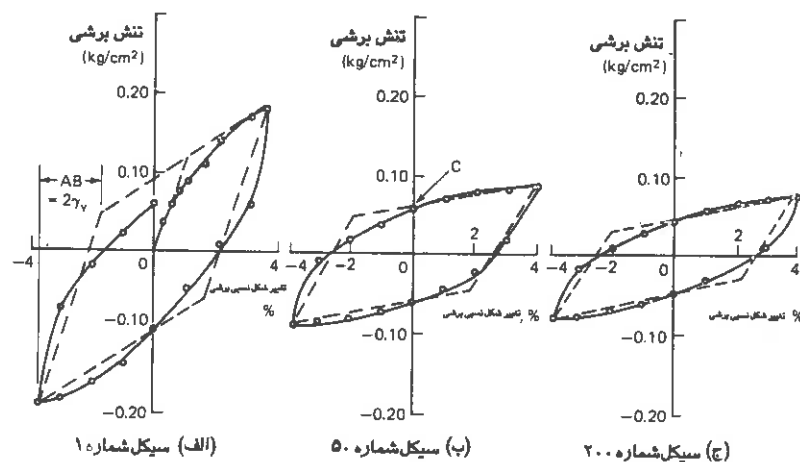


شکل (۴-۳۰) پوش دایر مؤثر برای تنشهای استاتیکی و دینامیکی

رابطه بین تنش برشی - تغییر شکل برشی ممکنست بصورت شکل (۴-۳۱) نیز ترسیم گردد. گرچه از همان ابتدای اعمال تنش برشی این رابطه غیرخطی می باشد جهت سیرات در محاسبات این رابطه را می توان با تقریب مناسبی با یک مدل ۲ شیبه (خطی با شیب مضاعف) مطابق شکل (۴-۳۲) جایگزین نمود. این مدل با سه پارامتر زیر قابل تعریف می باشد:



شکل (۴-۳۱) الف: منحنی تنش تغییر شکل یک نمونه خاک ب: مدل ۲ شیبه



شکل (۳-۴) منحنی تنش - تغییر شکل و مدل ۲ شبیه برای خاک San Francisco

(الف): سیکل شماره ۱ ب: سیکل شماره ۵۰ ج: سیکل شماره ۲۰۰

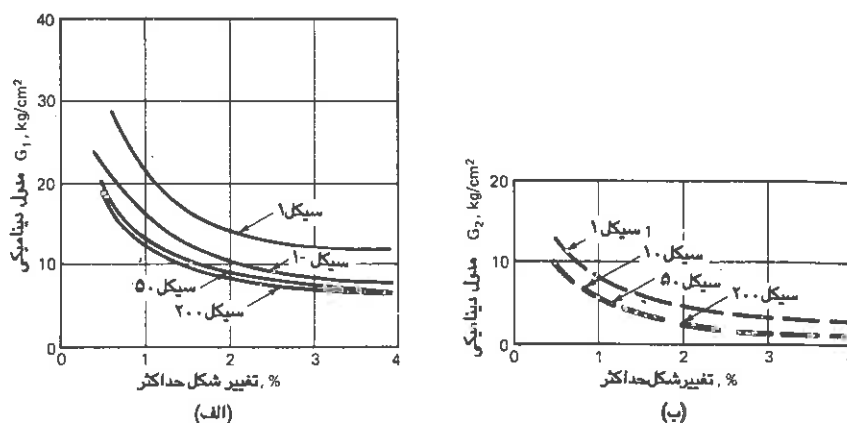
۱- مدول G_1 تا مقدار معین تغییر شکل برشی γ_y

۲- مدول G_2 برای تغییر شکل برشی بیش از γ_y

۳- مقدار تغییر شکل نسبی برشی γ_y

همچنانکه جهت تغییر شکل اعمال شده بر نمونه عرض می شود رفتار خاک مجدداً با مدول G_1 تعیین می شود تا اینکه تغییرات γ_y معادل $2\gamma_y$ و مدول G_2 مجدداً رفتار نمونه را کنترل نماید. این نحوه رفتار خاک در طول سیکل بارها ادامه می یابد. در اشکال فوق تغییرات تنش برشی بر اثر تغییر شکل برشی ثابت تا حدود $\pm 4\%$ در سیکل های ۱، ۵۰ و ۲۰۰ رسم شده است. همچنانکه از این اشکال پیداست با افزایش تعداد سیکل های بارمیزان تنش برشی تقلیل یافته یا بعبارت دیگر منحنی های تنش - تغییر شکل برشی خوابیده تر می گردند.

آزمایشات مشابهی بعمل آمده که در آنها مقادیر ماکزیم تغییر شکل برشی اعمال شده بر نمونه خاک متفاوت انتخاب شده است. منحنی تغییرات مدول های G_1 و G_2 نسبت به تغییر شکل برشی ماکزیم در اشکال (۳-۴) رسم شده است. همانطور که مشخص است در ۲ مدول G_1 و G_2 با افزایش دامنه تغییر شکل نسبی برشی اعمال شده بر نمونه تقلیل پیدا می کنند. علاوه همچنانکه تعداد سیکل های بار اعمال شده بر نمونه افزایش می یابند مدول های دینامیکی G_1 و G_2 نیز تقلیل می یابند.



شکل (۲۲-۴) اثر بارگذاری سیکلی بر مدولهای دینامیکی: (الف) مدول G_1 (ب) مدول G_2

۱۲-۴ دستگاه آزمایش سه محوری واقعی سیکلی

همانگونه که قبلاً ذکر گردید علیرغم کارایی و قابلیت‌های نسبتاً بالای دستگاههای سه محوری سنتی، بدلیل محدودیتهای و نقاط ضعف این دستگاهها در خصوص عدم امکان فراهم ساختن کلیه مسیرهای تنش و تغییر شکل، در سالهای اخیر استفاده از دستگاههای سه محوری مکعبی حتی المقدور در پروژه های تحقیقی و مطالعات پژوهشی بسیار رایج گردیده است. ذیل به تشریح جزئیات مربوط به اهداف، اصول طراحی، نحوه ساخت، قابلیت ها و بالاخره ارائه نتایج ناشی از انجام آزمایشات با یکی از انواع این دستگاهها تحت عنوان دستگاه آزمایش سه محوری مکعبی ساده Simple Cubic True Triaxial Apparatus (S.C.T.A.) در بخش های مختلف می پردازیم.

سوابق و اهداف

دستگاههای آزمایش فشار سه محوری استاندارد (متداول یا سنتی) سالهای متعددیست که بمنظور اندازه گیری پارامترهای مقاومت برشی و همچنین بررسی و تعیین خصوصیات تنش - تغییر شکل خاکها مورد استفاده قرار می گیرند. قابلیت و تواناییهای چنین دستگاهی در رابطه با آزمایشات خاک روی نمونه های خشك، اشباع و نیمه اشباع تحت مسیرهای مختلف تنش

بوسیله محققین مختلفی به نمایش گذاشته شده است که نمونه بسیار گویا و جامعی از آن را در کتاب "اندازه گیری خواص خاک بوسیله آزمایش سه محوری" نوشته Bishop و Henkel (۱۹۷۵) می توان ملاحظه نمود. معذاک چنین دستگاههایی هنوز دارای محدودیت و نارسائیهای متعددی می باشند.

محورهای اصلی چنین نارسائیها توسط D.w.Reads در سال ۱۹۷۲ در رساله دکتری نامبرده تحت عنوان "خصیصیات تنش - تغییرشکل ماده تحت بارگذاریهای سه بعدی" مورد بحث و بررسی قرار گرفته که اهم آنها بقرار ذیل می باشد:

الف- اصطکاک بین محور بارگذاری و سلول سه محوری صفر نبوده و جهت انجام مطالعات دقیق این نیرو بایستی در نظر گرفته شود.

ب - صفحات صلب بالایی و پایینی که نمونه خاک را در بر می گیرند دارای اصطکاکی غیر از صفر بوده و معمولاً موجب تولید گیرداری نمونه خاک و تولید تنش های برشی گردیده و نهایتاً منجر به غیریکنواختی تنشها در این نقاط خواهند شد.

ج - چرخش محورهای اصلی (مربوط به تنشهای اصلی) بمقادیر مورد نظر غیرممکن بوده و در نتیجه خواص ایزوتروپ خاک را نمی توان مورد بررسی قرار داد.

د- از تنشهای اصلی σ_1, σ_2 و σ_3 ، همواره و بناچار دوتای آنها با یکدیگر مساوی بوده و مطالعه شرایط نامتقارن مرکزی و نیز تاثیر تنش اصلی متوسط (σ_2) بر رفتار نمونه های خاک امکان پذیر نمی باشد.

از آنجایی که دستگاه آزمایش سه محوری استاندارد منحصرأ جهت آزمایش نمونه های تحت شرایط تنش های متقارن مرکزی، مناسب می باشد، استفاده از آن در سایر شرایط که بگونه ای عدم تقارن در وضعیت تنشها در صفحه افق وجود داشته باشد غیر ممکن و نامصحیح خواهد بود. در نتیجه کاربرد منطقی این دستگاه تنها به تعداد محدودی از موارد عملی منحصر خواهد شد. این محدودیت بزرگ دستگاه آزمایش سه محوری استاندارد موجب گردیده تا محققین متعدد به دنبال طراحی و ساخت دستگاههای سه محوری جدیدی بروند که قادر به اعمال تنشها و تغییرشکلهای اصلی مستقل و متفاوت از یکدیگر بر نمونه های خاک باشند. برخی از این دستگاهها طوری طراحی شده اند که توانائی چرخش محورهای اصلی را نیز دارا می باشند. این دستگاههای آزمایش، که معمولاً بنام دستگاههای سه محوری واقعی نامیده می شوند، در خیلی از موارد از نظر ساخت بسیار

پیچیده و از نظر کاربرد بسیار دشوار می باشند. مثالهایی از این قبیل دستگاهها در مراجع مختلف آورده شده است.

یک نمونه جدید از دستگاه سه محوری واقعی در یکی از دانشگاههای خارج طراحی گردیده است که هم از نظر ساخت ساده و هم از نظر عمل راحت و آسان تر از سایر انواع می باشد. این دستگاه که بنام دستگاه آزمایش سه محوری مکعبی ساده (SCTA) نامیده می شود قادر به اعمال بارهای استاتیکی و دینامیکی بر نمونه های مکعبی خاک در شرایط مختلف از تنید جانبی بوده و با آن رفتار تنش - تغییر شکل خاکها را در حالات متفاوتی از تنش و تغییر شکل می توان مورد مطالعه قرارداد.

اصول طراحی (SCTA)

هدف اصلی از ساخت دستگاه فوق مطالعه رفتار تنش - تغییر شکل خاکهای دانه ای تحت تغییرشکلهای نسبی کوچک جانبی (کمتر از ۷۵٪ درصد) که معمولاً در اغلب موارد عملی با آن مواجه هستیم می باشد. مقتضیات اصلی که در طراحی چنین دستگاهی بایستی مد نظر قرار می گرفت بشرح زیر می باشند:

الف- این دستگاه بایستی بتواند بر نمونه های خاک شرایط تنشهای اصلی را اعمال نماید، عبارت دیگر تنشهای برشی تولید شده بر وجوه جانبی نمونه صفر باشد.

ب - تنشها و تغییرشکلهای نسبی اعمال شده بر نمونه بایستی یکنواخت و معین باشند.

ج - دستگاه آزمایش بایستی قادر به اعمال و اندازه گیری تغییرشکلهای نسبی بسیار کوچک بر نمونه باشد. بعنوان مثال تغییرات تغییرشکلهای نسبی جانبی تا میزان ۰.۰۱ درصد و تغییر شکل نسبی قائم تا میزان ۰.۱ درصد باید قابل کنترل و اندازه گیری باشد.

د - این دستگاه از نظر ساخت و بهره برداری بایستی ساده بوده و نمونه های مختلف (از نظر اندازه ذرات و تراکم اولیه) خاک با آن قابل آزمایش باشند.

ه - شرایط مرزی نمونه های خاک بایستی بنحو مطلوبی قابل تغییر و کنترل باشد بطوریکه بتوان آزمایشات را در شرایط مهارشدگی کامل (Confined)، تغییر شکل صفحه ای (Plane Strain) و بالاخره تغییر شکل سه محوری (Triaxial Strain) انجام داده و نتایج را با یکدیگر مقایسه نمود.

و - سیستم بارگذاری لازمست قادر به اعمال بارهای استاتیکی و دینامیکی تا میزان ۴۵ کیلوگرم برسانتی متر مربع که حد نسبتاً بالایی جهت پوشش کلیه شرایط عملی است، باشد.

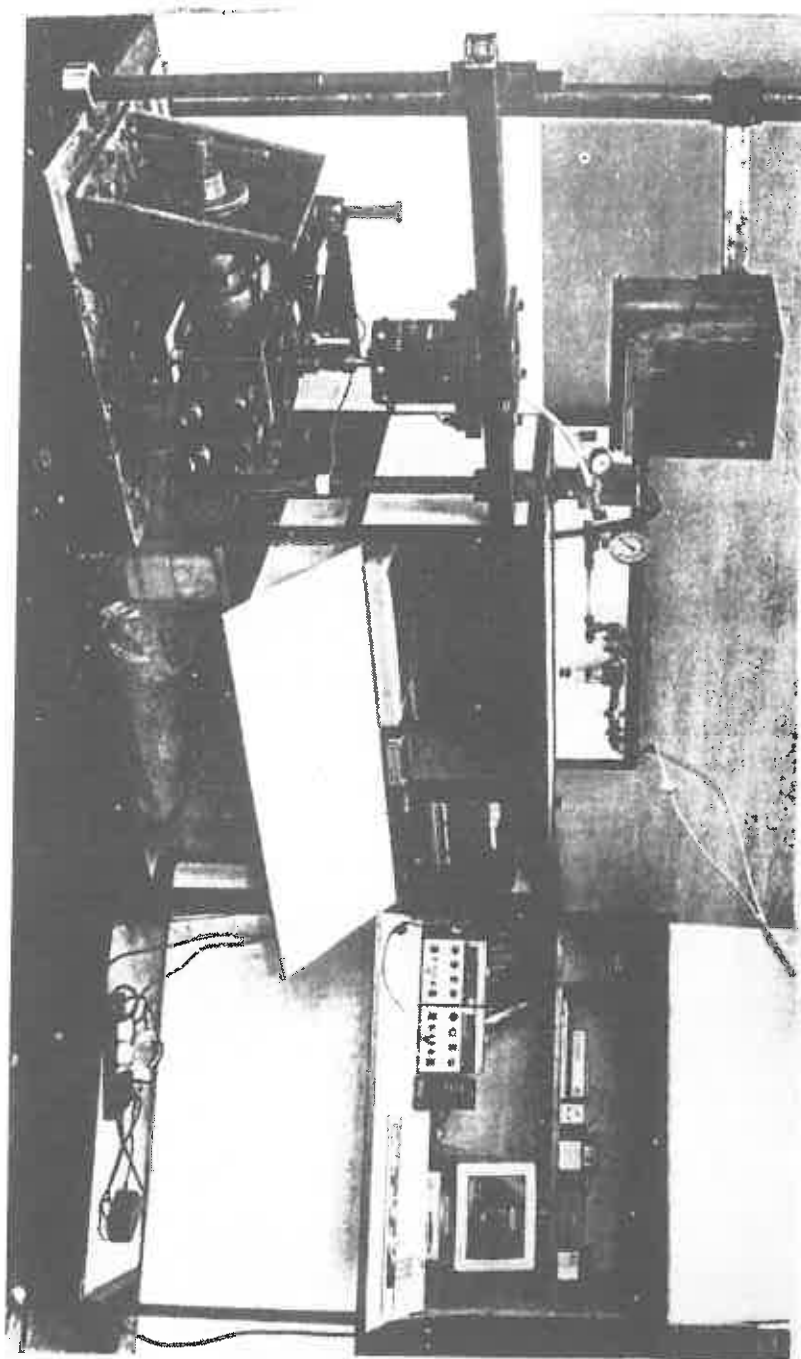
تشریح دستگاه (SCTA)

دستگاه SCTA از يك محفظه فلزی مكعب شكل كه نمونه های ماسه داخل آن جای گرفته و در شرایط مختلفی از تقید جانبی می توانند قرار گیرند تشکیل شده است. تنشها و تغییرشکلهای نسبی اصلی در روی وجوه نمونه خاک قابل کنترل و اندازه گیری می باشند. محفظه فوق الذکر به همراه ملحقات مربوطه در روی يك میز فلزی صلب كه او بنوی به خود به صفحه زیرین در روی زمین بوات و جوش شده نصب گردیده است. با استفاده از يك سیستم بارگذاری كه به كمك هوای فشرده و يك مایکروكامپیوتر کنترل می شود، از طریق صفحه فوقانی محفظه (صفحه بارگذاری) بارهای مختلفی بر نمونه خاک می توان وارد نمود. بوسیله يك واحد قرائت و ضبط داده ها كه به يك مایکروكامپیوتر دیگر متصل است تنشها و تغییرشکلهای قرائت و در روی دیسکت ثبت می گردند. شمای کلی از دستگاه SCTA به همراه سیستم بارگذاری و نیز سیستم قرائت و ضبط داده ها در شکل (۳۴-۴) نمایش داده شده است. جزئیات قسمت های مختلف این دستگاه و همچنین نحوه استفاده از آن در قسمت های زیرین تشریح خواهد شد.

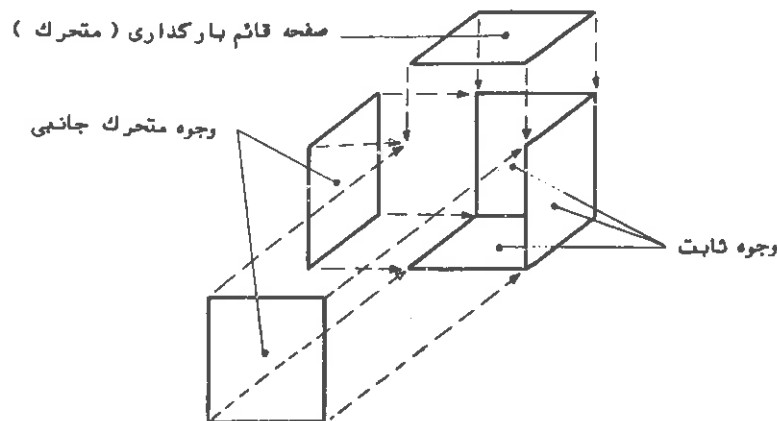
محفظه فلزی دستگاه: این محفظه از شش وجه فلزی صلب كه به كمك یکدیگر مكعبی به ابعاد داخلی ۱۵ x ۱۵ x ۱۵ سانتی متر می سازند تشکیل گردیده است. سطوح داخلی این وجوه از ماده ای با اصطكاك بسیار ناچیز بنام P.T.F.E پوشیده شده است. به هنگام آزمایش ابتدا روی این ماده يك لایه گریس و سپس روی آن يك لایه نازك دیگر از غشای لاستیکی (به ضخامت ۰.۲۶ میلی متر) پوشانده خواهد شد تا اصطكاك بین جدار محفظه و ذرات خاک به حداقل ممكنه تقلیل یابد. در آزمایشی كه جهت تعیین زاویه اصطكاك موجود بین خاک و جدار محفظه بعمل آمد حداكثر این پارامتر در حدود ۳۵ درجه اندازه گیری شد كه تا میزان قابل قبولی شرایط تنشهای اصلی را می تواند نشان دهد.

اعمال مسیرهای تغییرشکل نسبی مختلف بر نمونه های مكعبی خاک معمولاً با حرکت دادن چهار صفحه جانبی محفظه قابل انجام خواهد بود. جهت پرمیز از يك دستگاه پیچیده كه هم ساخت و هم عمل با آن دشوار خواهد بود. در دستگاه SCTA این امر بوسیله ثابت نگه داشتن دو صفحه جانبی مجاور هم و حرکت دادن دو صفحه جانبی دیگر (از ۴ وجه جانبی محفظه) انجام می گیرد. شكل (۳۵-۴).

دو وجه ثابت و قائم محفظه از صفحات قازی به ضخامت ۱۵ میلی متر كه بصورت محكم به یکدیگر متصل شده و بوسیله بولت و پیچ به صفحه صلب در قاعده محفظه در موقعیت خودشان ثابت



شکل (۲-۲۴) فشاری تستر CTCTA به همراه سیستم بارگذاری و سیستم قرائت و ضبط داده ها



شکل (۲-۲۵) مکانیزم کنترل و اعمال تغییرشکلهای جانبی توسط SCTA

گردیده، تشکیل شده اند. بمنظور حصول اطمینان از صلبیت و عدم تغییر مکان آنها مهارهای خاصی در پشت آنها تعبیه شده است. دووجه متحرك می توانند آزادانه در روی صفحه صلب قاعده به اطراف حرکت کنند. يك محور هادی به قطر ۱۵ میلی متر در پشت هریک از وجوه متحرك و به مرکز این وجوه متصل می باشد. این محور از درون يك تکیه گاه ساچمه ای عبور کرده و به يك سلول اندازه گیری بار (Load Cell) که بوسیله آن نیروهای مؤثر بر این وجوه اندازه گیری می شوند ختم می گردد. سلول فوق ارتباطی بین محور هادی و محور حرکت که با استفاده از يك سیستم پیچ و مهره ریز گام جهت کنترل جابجایی جانبی وجوه متحرك پیش بینی شده است، برقرار می نماید. محور حرکت به يك دستگیره که بوسیله دوران آن می توان وجوه متحرك را بمیزان دلخواه به عقب یا جلو برد ختم می گردد. يك دور کامل چرخش دستگیره تغییر مکانی معادل ۰٫۷ میلی متر که برابر ۰٫۴۸ درصد تغییر مکان نسبی است، به وجه متحرك مربوطه می دهد.

بار قائم وارد بر نمونه بوسیله يك صفحه فلزی بابعاد ۱۵×۱۵ سانتی متر که به صفحه بارگذاری موسومست در بالای نمونه بصورت یکنواخت توزیع می شود. صفحه بارگذاری بوسیله قیدهایی در پشت تقویت شده و در مرکز آن فضایی تعبیه گردیده که يك گلوله فلزی (رابط بین صفحه و محور بارگذاری) را براحتی جا دهد. سطح داخلی صفحه بارگذاری مشابه سطوح داخلی دیگر وجوه محفظه از ماده P.T.F.E، گریس و يك غشاء نازک لاستیکی پوشیده شده است.

جزئیات محفظه نمونه دستگاه SCTA به همراه ملحقات مربوطه در شکل (۳۶-۴) نشان داده شده است. فاصله کوچک موجود بین وجوه متحرک و وجوه ثابت، بوسیله یک نوار باریک از ماده بسیار تراکم پذیر (اسفنج)، بهنگام انجام آزمایش، پر و آب بندی خواهد شد.

میز تکیه گاه: میز تکیه گاه دستگاه که کل مجموعه را روی خود جا داده است از دو صفحه بالایی و پایینی صلب و سنگین که محکم به یکدیگر متصل شده اند تشکیل می گردد. صفحه بالایی مربعی به بعد ۷۴۰ میلی متر و ضخامت ۲۶ میلی متر و صفحه پایینی دایره ای به قطر ۱۶۵۰ میلی متر و ضخامت ۳۰ میلی متر که به زمین پیچ و مهره شده می باشد. پایه های سیستم بارگذاری که بعداً شرح آن خواهد رفت نیز در روی صفحه پایینی قرار می گیرد. ارتفاع میز تکیه گاه طوری پیش بینی شده است که محفظه نمونه دستگاه در ارتفاع ۴۰۰ میلی متری زمین واقع گردد.

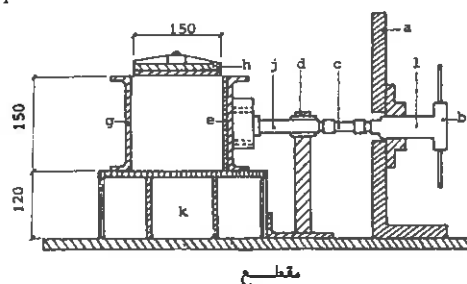
سیستم بارگذاری: سیستم بارگذاری SCTA از یک سیلندر بادی (Pneumatic) که به یک مبدل الکترونیکی قابل کنترل بوسیله مایکرو کامپیوتر متصل گردیده، تشکیل شده است. به توسط این سیستم هر نوع بارگذاری اعم از استاتیکی و یا دینامیکی بادامنه، شکل، فرکانس (کمتر از یک هرتز) و تعداد سیکل های مختلف قابل تولید و اعمال می باشد شکل (۳۷-۴).

سیلندر بادی مذکور، سیلندریست که دارای اصطکاک عمل بسیار ناچیز بوده و بوسیله هوای فشرده کار می کند. در نوعی که جهت سیستم بارگذاری SCTA انتخاب گردیده، یک دیافراگم در داخل سیلندر تحت تاثیر هوای فشرده قرار می گیرد. فشاری که روی دیافراگم وارد می شود بوسیله یک محور به نمونه خاک منتقل می شود.

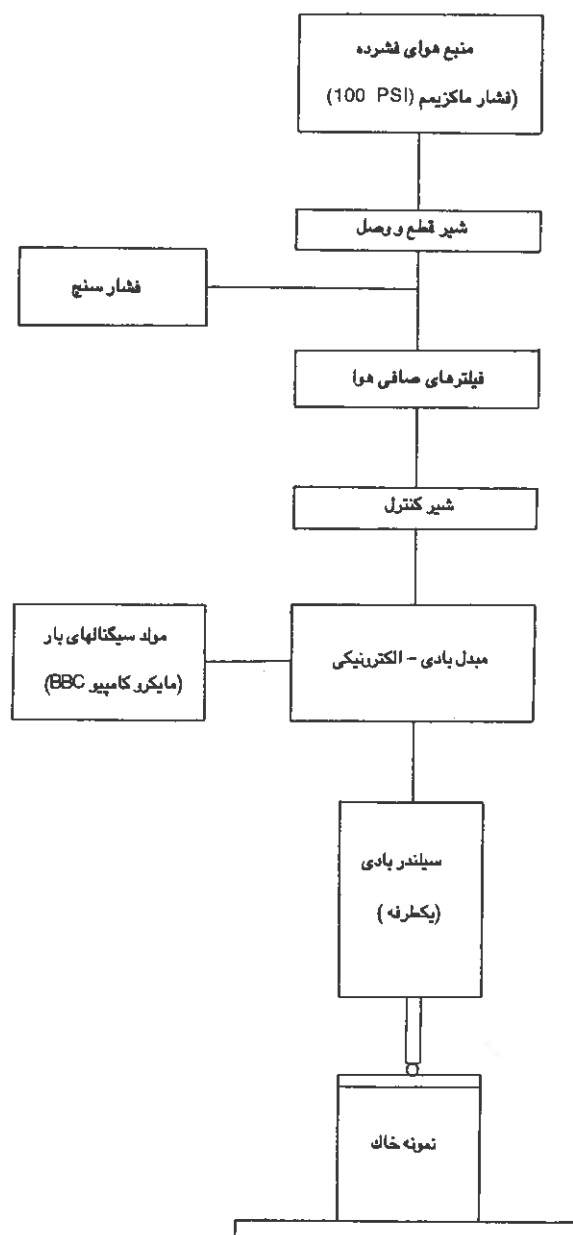
هنگامی که فشار هوا برداشته شود بوسیله عکس العمل فنری که در داخل سیلندر و در زیر دیافراگم تعبیه شده، محور سیلندر بوضع اولیه خود برخواهد گشت. بنابراین تغییر شدت هوای فشرده بصورت سیکلی منجر به رفت و آمد محور سیلندر و در نتیجه اعمال بار سیکلی بر روی صفحه بارگذاری و نمونه خاک خواهد شد.

با توجه به اینکه در محل نصب و بهره برداری SCTA منبع تولید هوای فشرده با شدت ماکزیمم ۱۰۰ (PSI) یا ۷۱۴ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بصورت دائم وجود داشته است، جهت تولید حداکثر تنش قائم ۴۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع سیلندری با سطح مقطع مؤثر ۱۵۵ سانتی متر مربع (۲۴ اینچ مربع) انتخاب گردید. سیلندر فوق الذکر بوسیله یک قاب صلب به گونه ای بالای دستگاه نصب گردیده است که محور آن در امتداد محور تقارن محفظه نمونه قرار گیرد. قاب حامل سیلندر از

a - صفحات نگه دارنده محور حرکت	پلان	g - رجوه ثابت
b - دستگیره کنترل تغییرشکلهای جانبی		h - صفحه افقی بارگذاری
c - سطولهای اندازه گیری نیروی (افقی)		i - مهارها
d - تکیه گاه ساچمه ای		j - محورهای هادی
e - رجوه متحرک		k - قسمت تاعده محفظه
f - نوار باریک اسفنجی		l - محور حرکت



شکل (۳۶-۴) پلان عمومی و مقطع تائم دستگاه SCTA (ابعاد به میلی متر است)



شکل (۲۷-۴) نمایش شماتیک سیستم تواید و کنترل بار در دستگاه SCTA

شدت فشار هوایی که داخل سیلندر فرستاده می شود بوسیله يك مبدل بادی-الکترونیکی (Electro - Pneumatic Converter) و يك مایکرو کامپیوتر کنترل می گردد. مبدل الکترونیکی فوق از دو قسمت اصلی تشکیل گردیده است. قسمت اول عبارتست از يك مدار الکترونیکی که سیگنالهای مربوطه را بصورت عددی از مایکرو کامپیوتر دریافت کرده و آنها را تبدیل به يك جریان پیوسته می نماید. قسمت دوم يك شیر مکانیکی است که در واقع شدت هوای فشرده را تنظیم می نماید. این امر بوسیله عبور جریان هوا از لوله ای که (Nozzle) در مقابل آن يك دیافراگم کنترل کننده جریان عبوری، دريك میدان مغناطیسی قرار دارد انجام می شود. فاصله بین دیافراگم و لوله هوا که در واقع تعیین کننده شدت جریان هوای فشرده عبوری می باشد با تغییرات میدان مغناطیسی فوق که او نیز به نوبه خود بوسیله جریان پیوسته قسمت اول کنترل می گردد تنظیم خواهد شد.

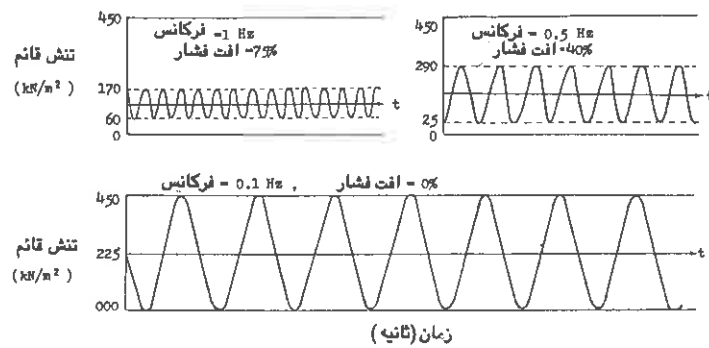
بیشترین فرکانسی که جهت تولید يك بار سیکی با دامنه ماکزیمم ۴۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع با سیستم فوق می توان داشت ۰۱ هرتز می باشد. البته می توان با این سیستم بار سیکی با فرکانسهای بزرگتر از ۰۱ هرتز نیز تولید نمود، لیکن دامنه بار کاهش خواهد یافت. این موضوع بعلاوه زمان لازم جهت واکنش سیلندر بادی و نیز قسمت مکانیکی مبدل می باشد که چنین عکس العملی در بارهای سریع و زمانهای کوتاه کامل نبوده و بطور ناقص انجام خواهد گرفت. برنامه جامعی به زبان BASIC نوشته شده است که بوسیله آن هر نوع بار سیکی (سینوسی، مستطیلی، مثلثی و غیره) با فرکانس و تعداد سیکل مورد نظر قابل اعمال و تولید خواهد بود. بارهای استاتیکی، هم با استفاده از برنامه فوق و هم بصورت دستی با سیستم مذکور قابل تولید می باشند. در شکل (۳۸-۴) نمونه ای از بارهای سیکی سینوسی با دامنه ماکزیمم که بوسیله سیستم فوق تولید شده نشان داده شده است.

کیفیت تولید بار بوسیله سیستم فوق در نمونه های مختلف مورد بررسی قرار گرفته و تداوم شدت بار استاتیکی مورد نظر دريك طول زمان نسبتاً مناسب کنترل گردیده است. در بارگذاریهای استاتیکی مقادیر تنش قائم بمیزان ۰۱ کیلوگرم بر سانتی متر مربع افزایش داده شده است و تائید آن ۴۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بر روی نمونه ها بارگذاری بعمل آمده است. بارهای سیکی با شکل، فرکانس، دامنه و تعداد سیکل مختلف نیز در این مرحله مورد آزمایش و بررسی قرار گرفته است. سیستم بارگذاری در محدوده فرکانسهای کوچکتر از ۱ و ۰۱ هرتز کاملاً رضایت بخش می باشد. در رابطه با بارگذاریهای استاتیکی شدت بار در يك فاصله طولانی از زمان ثابت و بدون

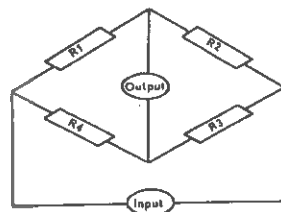
نوسان ملاحظه گردیده است. يك افت فشار ثابت و دائمی معادل ۰٫۱ کیلوگرم بر سانتی متر در مبدل اتفاق می افتد که البته چنین امری نتایج آزمایش را متاثر نخواهد ساخت زیرا مقدار دقیق بار قائم اعمال شده بر نمونه خاک بصورت ثباتی و مستقیم بوسیله يك سلول اندازه گیری بار که بین صفحه بارگذاری و محور سیلندر تعبیه شده اندازه گیری می شود.

وسایل اندازه گیری تنش ها و تغییرشکلها

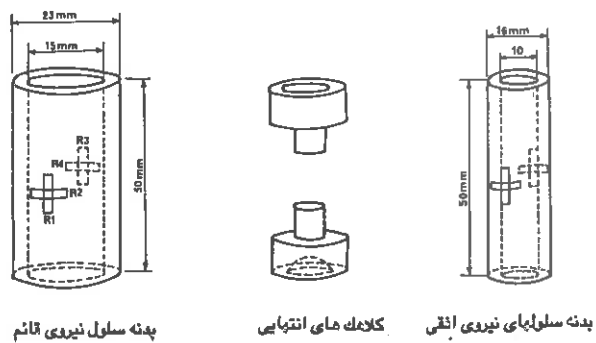
همانطور که اشاره شد، بعلاوه این که هدف اصلی از طراحی SCTA مطالعه رفتار تنش - تغییر شکل خاکها تحت مقادیر کوچک و کنترل شده از تغییر شکل نسبی جانبی بوده است، بوسیله ۲ گیج مکانیکی که در بالای تکیه گاه ساچمه ای نصب گردیده اند مقادیر تغییر شکل جانبی و جوجه متحرک کنترل می گردند. جهت اعمال تغییر شکل جانبی دستگیره متصل به محور حرکت را پیچانده تا وجه متحرک مربوطه بطرف بیرون حرکت نماید. مقدار کل و دقیق جابجایی این وجه متحرک بوسیله گیج های مکانیکی اندازه گیری خواهد شد. حساسیت گیج های مزبور برابر ۰٫۰۲ میلی متر بوده که چنین جابجایی معادل با ۰٫۰۱ درصد تغییر مکان نسبی جانبی خواهد بود. تغییر مکان قائم نمونه بوسیله يك عدد L.V.D.T. (Linear Variable Differential Transducer) که بر بالای محفظه نمونه نصب گردیده قرائت خواهد شد. با استفاده از این وسیله تغییر مکان قائم نمونه بصورت پیوسته اندازه گیری می شود. LVDT مورد استفاده در این سیستم قادر به اندازه گیری حداکثر تغییر مکانی برابر ۱۲ \pm میلی متر بوده و دارای حساسیت ۰٫۰۲ میلی متر می باشد که در نتیجه تا میزان ۰٫۱ \pm درصد تغییر مکان نسبی قائم را می تواند قرائت نماید. نیروهای که بر وجه متحرک محفظه نمونه وارد می گردند بوسیله سه سلول اندازه گیری نیرو (Load cell) اندازه گیری می شوند. با تعیین این نیروها می توان تنشهای مؤثر بر این وجه که همان σ_1, σ_2 و σ_3 می باشند را به راحتی محاسبه نمود. هر سلول نیرو از يك استوانه توخالی آلومینیوم با دو کلاهک فوقانی و تحتانی تشکیل گردیده است. این سلولها بمنظور محاسبه بارهای محوری طراحی گردیده اند. بر سطح خارجی هریک از سلولها دو عدد گیج الکترونیکی صلیبی در دو نقطه مقابل هم نصب گردیده بطوریکه این چهار گیج الکترونیکی يك پل کامل و تستون را تشکیل داده تا در مقابل تغییرات درجه حرارت نیز مصونیت کافی داشته باشند. منحنی کالیبره این سلولها کاملاً خطی و قابل تکرار بدست آمده است. حساسیت سلولهای جانبی ۰٫۰۴۵ \pm و حساسیت سلول قائم ۰٫۰۹ \pm کیلوگرم بر



شکل (۳-۳۸) نمونه هایی از بارهای سیکنی قابل تولید بر وسیله SCTA



نمونه مدارهای بکاررفته در سلولهای اندازه گیری نیرو



شکل (۳-۳۹) جزئیات سلولهای اندازه گیری نیرو

سانتی متر مربع می باشد. چنین حساسیتهایی با توجه به تغییرات تنشهای جانبی که بین صفر تا ۲ و تنش قائم که بین صفر تا ۴۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع نوسان می نمایند در محدوده قابل قبولی قرار دارند. مشخصات شکل و ابعاد سلولهای اندازه گیری نیز به همراه مدل مربوطه در شکل (۳۹-۴) نشان داده شده است.

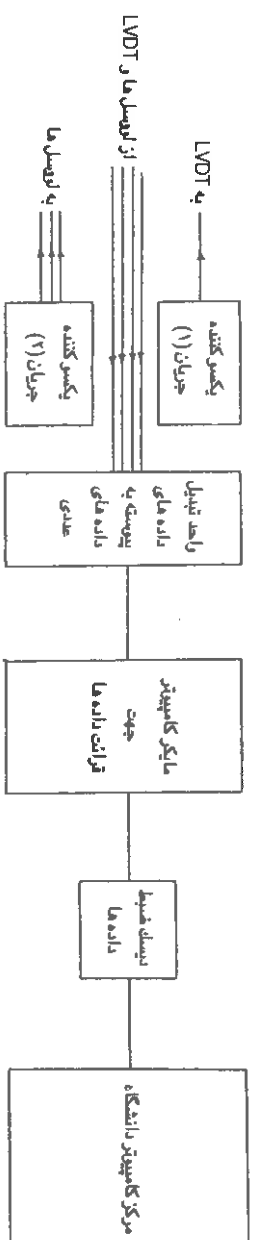
سیستم ضبط داده ها (Data Acquisition System)

سیستم قرائت و ضبط داده ها مبتنی بر کارگیری از یک واحد قرائت داده ها (Data Logger) که بوسیله یک مایکرو کامپیوتر کنترل می شود، می باشد جریانهای خروجی از LVDT و سلولهای اندازه گیری نیرو به واحد قرائت داده ها فرستاده می شود. در این واحد جریانهای ورودی که بصورت پیوسته (Analogue) بوده تبدیل به جریانهای غیر پیوسته و عددی (Digital) می گردند. جریانهای عددی سپس بوسیله یک مایکرو کامپیوتر قرائت و در روی دیسکهای مربوطه ضبط خواهند شد. اطلاعات را میتوان بوسیله همین مایکرو کامپیوتر تجزیه و تحلیل کرده یا اینکه جهت تحلیلهای بعدی به گاه پیوترهای دیگر منتقل نمود شکل (۴۰-۴).

واحد قرائت داده ها که در این سیستم مورد استفاده قرار گرفته است دارای ۱۲ کانال بوده که در صورت نیاز می توان آنها را نیز توسعه داد. این واحد قابلیت برنامه ریزی داشته و می تواند به یک مایکرو کامپیوتر مرتبط گردد. برنامه خاصی جهت استفاده از این واحد نوشته شده است که بوسیله آن می توان کلیه مراحل قرائت و ضبط داده ها را بصورت اتوماتیک انجام داد. حساسیت واحد قرائت داده ها ± 0.03 میلی وات و سرعت قرائت نتایج یک ثانیه برای هر کانال می باشد. مایکرو کامپیوتر مورد استفاده درین سیستم دارای ۱۲۸ k حافظه بوده که اطلاعات قرائت شده را بوسیله آن می توان در روی دیسکهای ۳۵ اینچی ضبط و ذخیره نمود.

نحوه انجام آزمایش بوسیله (SCTA)

خصوصیات تنش - تغییر شکل خاکها تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی مختلف و در شرایط مختلف از تکیه، جانبی به آسانی با دستگاه SCTA قابل انجام می باشد. گرچه این دستگاه در حال حاضر در جهت آزمایش نمونه های خشک خاکهای دانه ای طراحی و آماده شده است لیکن با اصلاحاتی ساده می توان قابلیت آن را جهت مطالعه خاکهای اشباع و نیمه اشباع چسبنده در شرایط



شکل (۴-۶) نمایش شماتیک سیستم قوانت و ضبط داده ها

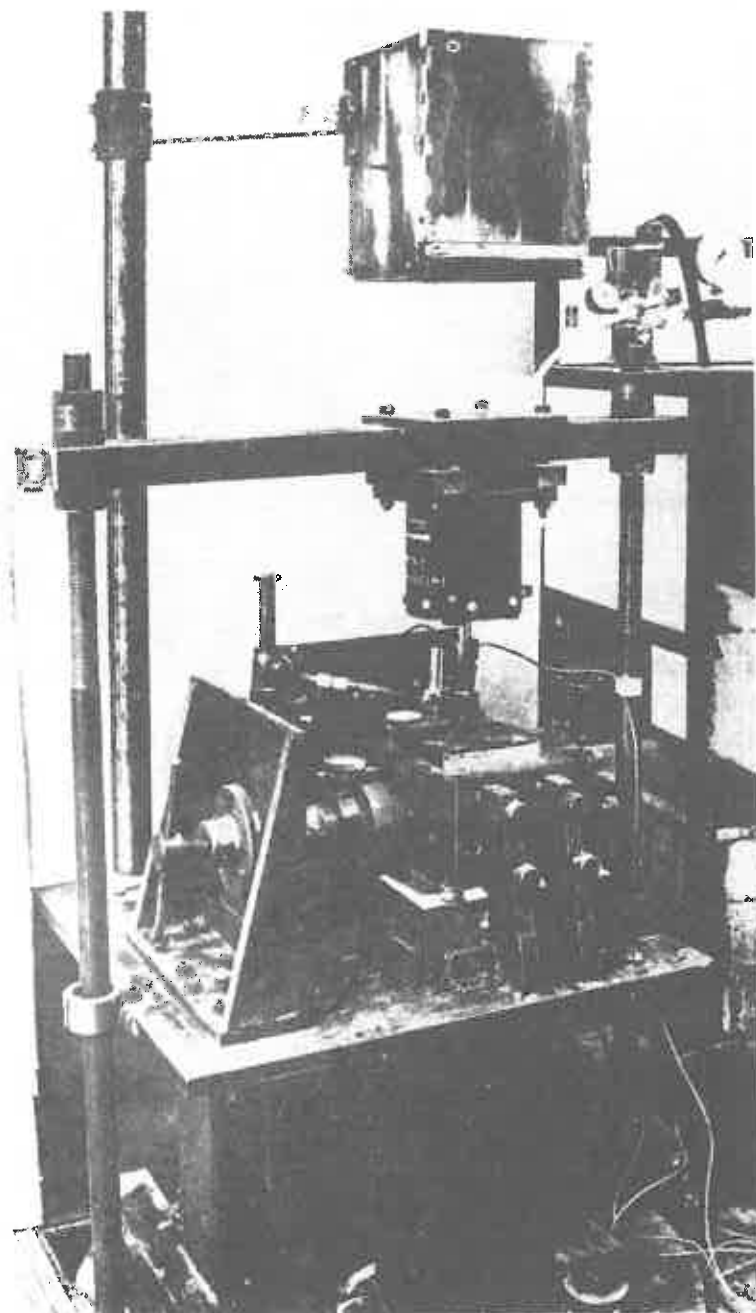
بیش تحکیم یا فشردگی مختلف توسعه داد. چنین اصلاحاتی در دست انجام بوده و در آینده می توان نوع کامل و پیشرفته تر آن را مورد بهره برداری قرار داد.

تعداد بسیار زیادی آزمایش روی نمونه های خشک از مصالح دانه ای در ابعاد مختلف (ریزدانه - متوسط و درشت دانه) با استفاده از SCTA انجام گرفته است. بمنظور آماده سازی نمونه ها در این قبیل آزمایشات دستگاه مخصوصی جهت سقوط آزاد ماسه (سیستم آماده سازی نمونه با روش بارش Raining Technique) مبتنی بر اصول ارائه شده توسط Kolbuszewski طراحی و ساخته شده است که در تمامی نمونه ها مورد استفاده قرار گرفته است. این دستگاه به پایه ای که در گوشه میز تکیه گاه قرار گرفته نصب شده (شکل ۴۱-۴) است. با استفاده از این دستگاه نمونه های ماسه را می توان با هر تخلخل دلخواه تهیه و آماده نمود.

نحوه انجام آزمایش با SCTA کاملاً ساده و آسان می باشد. بعد از تمیز کردن وجوه داخلی محفظه نمونه و پوشش آنها بوسیله یک لایه نازک از گریس و یک غشای لاستیکی، بوجه متحرک را بنحوی در موقعیت اولیه خودشان قرار داده تا فضایی مکعب شکل به ابعاد $15 \times 15 \times 15$ سانتی متر (یعنوان محفظه نمونه) بوجود آید. سپس با استفاده از دستگاه مخصوص بارش، نمونه در داخل محفظه آماده و جای داده می شود. بعد از این مرحله صفحه بارگذاری (سومین وجه متحرک محفظه نمونه) در روی نمونه قرار داده شده و تنش قائم (σ_1) بر نمونه اعمال می گردد.

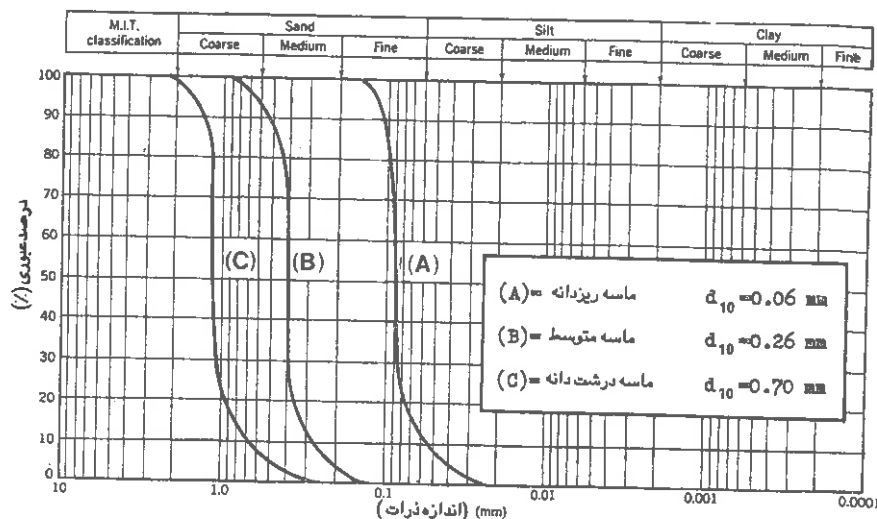
نتایج آزمایشات با (SCTA)

آزمایشات متعددی روی سه نوع ماسه یکنواخت با اندازه مؤثر مختلف ($d_{60} = 0.6, 0.26, 0.075 \text{ mm}$) که بترتیب ماسه های گروه A (ریزدانه)، B (با اندازه متوسط) و C (درشت دانه) نامیده شده اند و همگی از ماسه Leighton Buzzard می باشند که با ساختمان شیمیایی یکسان می باشند، انجام گرفته است. منحنی دانه بندی این مصالح در شکل (۴۲-۴) نشان داده شده است. در این آزمایشات نمونه های مختلف باتراکمهای متفاوت و تحت شرایط و تقیدهای مختلف (Triaxial strain, plane strain, confined) مورد آزمایش قرار گرفته و بارگذاریهای استاتیکی و دینامیکی با دامنه، فرکانس و تعداد سیکل متفاوت بر روی نمونه ها اعمال گردیده تا رفتار تنش - تغییر شکل این قبیل مصالح تحت شرایط مختلف مورد مطالعه قرار گیرد. نتایج حاصله در این



شکل (۴-۴۱) دستگاه SCA همراه سیستم بارش ماسه جهت تهیه نمونه در تراکمهای مختلف

مطالعات بسیار مفصل و وسیع می باشد که شرح آنها طولانی خواهد بود، منتهی در اینجا به بیان پاره ای از نتایج حاصله در بارگذاریهای مختلف استاتیکی و دینامیکی خواصیم پرداخت.



شکل (۴-۳۲) منحنی دانه بندی ماسه های مورد مطالعه بوسیله SCTA

آزمایشات استاتیکی

در دستگاه SCTA هنگامی که یک نمونه خاک نخست بصورت کامل مهار شده (Confined)، $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ ، تحت بارگذاری قائم قرار می گیرد، تنشهای اصلی جانبی σ_2 و σ_3 (تنش اصلی متوسط و تنش اصلی می نیمم) با یکدیگر مساوی می باشند. چنانچه در این وضعیت اجازه تغییر شکل در یک جهت به نمونه داده شود ($\epsilon_2 \neq 0$ و $\epsilon_3 = 0$) تنش اصلی جانبی در این جهت σ_3 سریعاً کاهش یافته درحالیکه تنش اصلی جانبی درجهت دیگر که بدون تغییر شکل باقیمانده (σ_2) کاهش نخواهد داشت. بدلیل عدم توانایی دستگاههای سه محوری سنتی در ایجاد شرایط تنشهای اصلی جانبی نبریکسان ($\sigma_2 \neq \sigma_3$) و استفاده غالب محققین از این دستگاهها، اطلاعات بسیار محدودی در خصوص نحوه تاثیر تنش اصلی متوسط (σ_2) بر رفتار تنش - تغییر شکل خاکها در دست

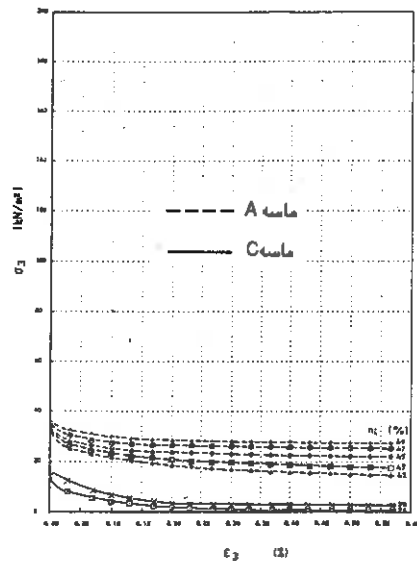
می باشد. معیذا استفاده از SCTA این امکان را فراهم ساخته است تا تاثیر چنین عاملی را بر رفتار خاکها مورد ارزیابی قرار دهیم.

در اشکال (۴-۴۳) الی (۴-۵۰) تغییرات σ_2 و σ_3 برحسب ϵ_3 برای درصد پوکی های مختلف در ۲ نوع ماسه A و C نشان داده شده است. از روی اشکال می توان دید که تحت مقدار معینی از تنش قائم σ_1 ، مقدار σ_2 نخست با σ_3 یکسان بوده و دارای مقدار یست که در شرایط آزمایش مهار شده کامل (Confined) بدست آمده است. لیکن همچنان که به نمونه درجهت ϵ_3 اجازه تغییر شکل داده شود مقدار σ_2 شروع به افزایش نموده در حالیکه σ_3 شروع به کاهش می نماید. این افزایش در مورد ماسه ریزدانه (A) بجز در بارگذاری های بزرگ قابل اغماض خواهد بود، در صورتی که در مورد ماسه درشت دانه (C) در تمامی حالات محسوس و کاملاً مشهود می باشد. نکته قابل توجه این است که بدون داشتن هیچگونه تغییر شکلی در جهت σ_2 ($\epsilon_2 = 0$) شاهد افزایش این تنش اصلی خواهیم بود و در واقع تغییرات σ_2 فقط بدلیل تغییر شکل نمونه درجهت عمود بر آن یعنی ϵ_3 بوقوع خواهد پیوست.

ملاحظه می شود که تغییرات تنش اصلی متوسط تابع میزان تنش قائم اعمال شده بر نمونه (σ_1) و همچنین تابع اندازه ذرات خاک می باشد. بعلاوه مشاهده می شود که سرعت تغییرات σ_2 با افزایش ϵ_3 کاهش یافته بنحوی که پس از رسیدن ϵ_3 به مقدار معینی سرعت تغییرات تقریباً صفر و شیب منحنی $\sigma_2 - \epsilon_3$ بسمت صفر میل میکند. این لحظه زمانبست که تغییر شکل اعمال شده در جهت σ_3 موجب فعال شدن کامل خاک در این جهت و بسیج کامل اصطکاک ذرات در این راستا گردیده است بعبارت دیگر خاک در جهت تنش اصلی می نیمم کاملاً حالت فعال (Active) بخود گرفته است.

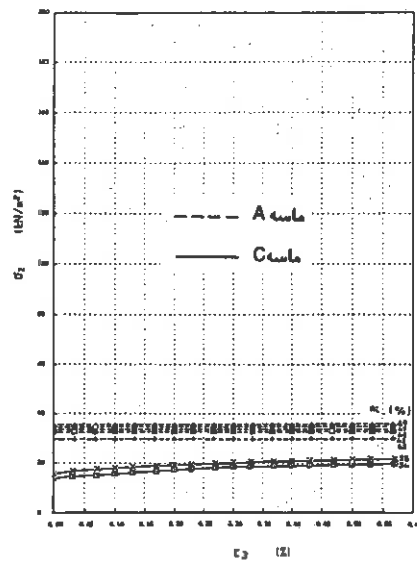
آزمایشات سیکلی

آزمایشات متعددی روی نمونه های ماسه نوع B (سایز متوسط) در متراکم ترین و متخلخل ترین وضعیت تحت شرایط مختلف تقید جانبی و تحت تنشهای سیکلی قائم با دامنه، فرکانس و تعداد سیکل مختلف بار انجام گرفته و مقادیر تغییر شکل قائم و تنشهای جانبی ایجاد شده اندازه گیری و مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج زیادی در این مطالعات بدست آمده که برخی از آنها ذیلأ



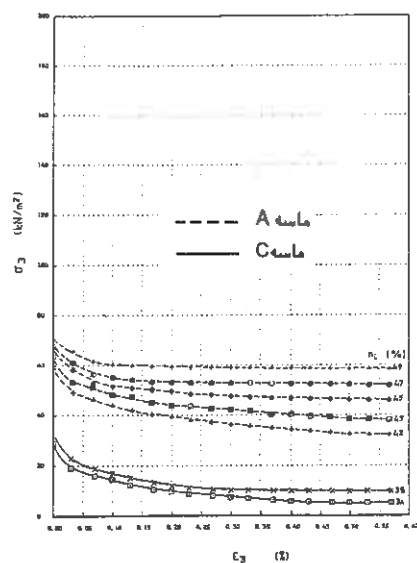
شکل (۴-۴۲) تغییرات σ_3 بر حسب ϵ_3 برای نمونه های مکعبی ماسه های A, C با درصد پریکی های مختلف تحت

شرایط تغییرشکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = 70 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.



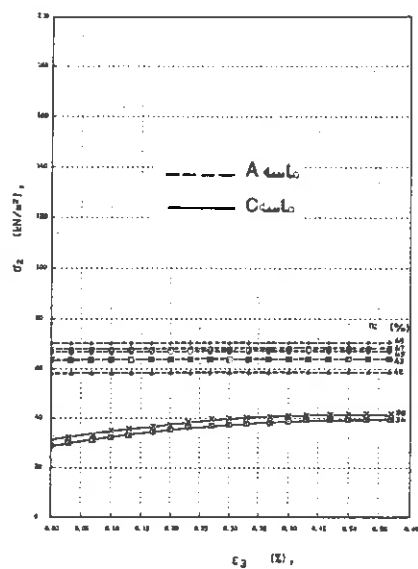
شکل (۴-۴۳) تغییرات σ_2 بر حسب ϵ_3 برای نمونه های مکعبی ماسه های A, C با درصد پریکی های مختلف تحت

شرایط تغییرشکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = 70 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.



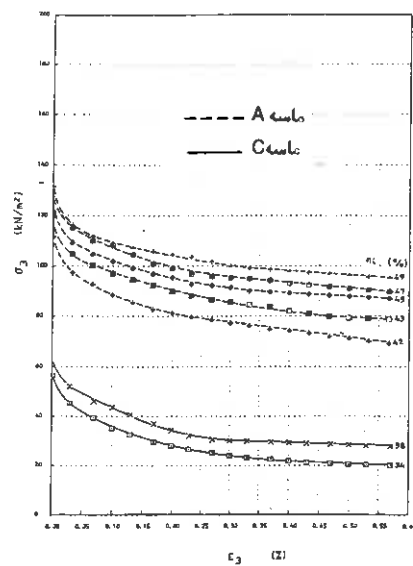
شکل (۴-۲۵) تغییرات σ_3 برحسب ε_3 برای نمونه های ماسه های A, C با درصد پوکی های مختلف تحت

شرایط تغییر شکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = 150 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.



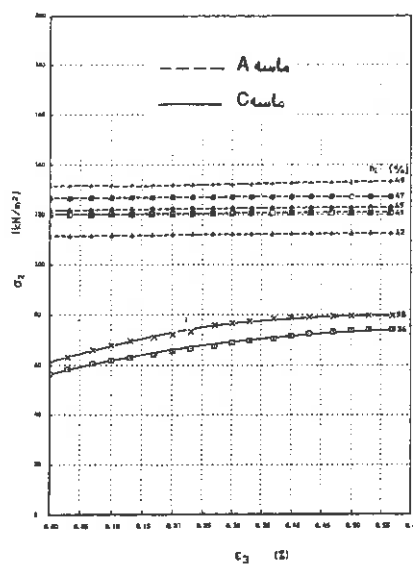
شکل (۴-۲۶) تغییرات σ_2 برحسب ε_3 برای نمونه های ماسه های A, C با درصد پوکی های مختلف

تحت شرایط تغییر شکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = 150 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.



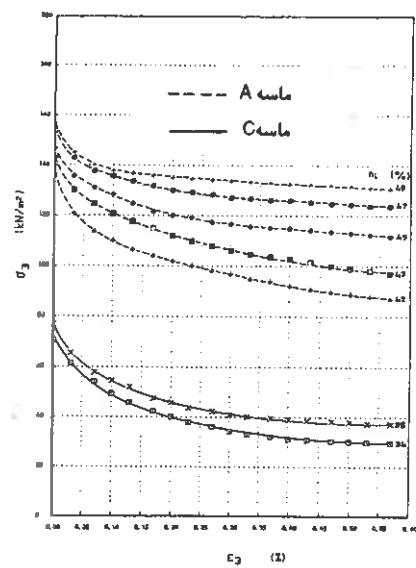
شکل (۴۷) تغییرات σ_3 بر حسب ϵ_3 برای نمونه های ماسه های C, A با درصد پوکی های مختلف تحت

شرایط تغییر شکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = 4.0 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.



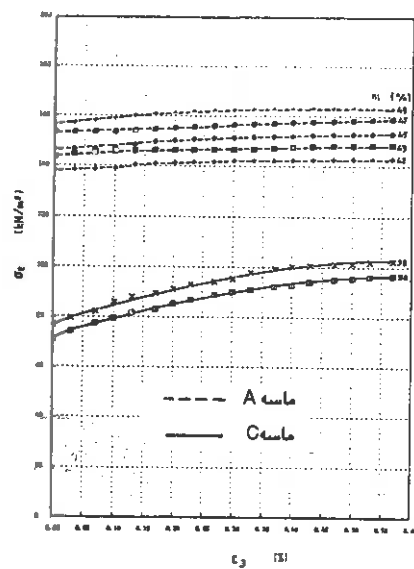
شکل (۴۸) تغییرات σ_2 بر حسب ϵ_3 برای نمونه های ماسه های C, A با درصد پوکی های مختلف تحت

شرایط تغییر شکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = 4.0 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.



شکل (۴-۲۹) تغییرات σ_3 بر حسب ϵ_3 برای نمونه های مکعبی ماسه های A, C با درصد پریگی های مختلف تحت

شرایط تغییر شکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = ۳۷۵ \text{ (KN/m}^2\text{)}$.



شکل (۴-۳۰) تغییرات σ_2 بر حسب ϵ_3 برای نمونه های مکعبی ماسه های A, C با درصد پریگی های مختلف تحت

شرایط تغییر شکل صفحه ای و تنش قائم $\sigma_1 = ۳۷۵ \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

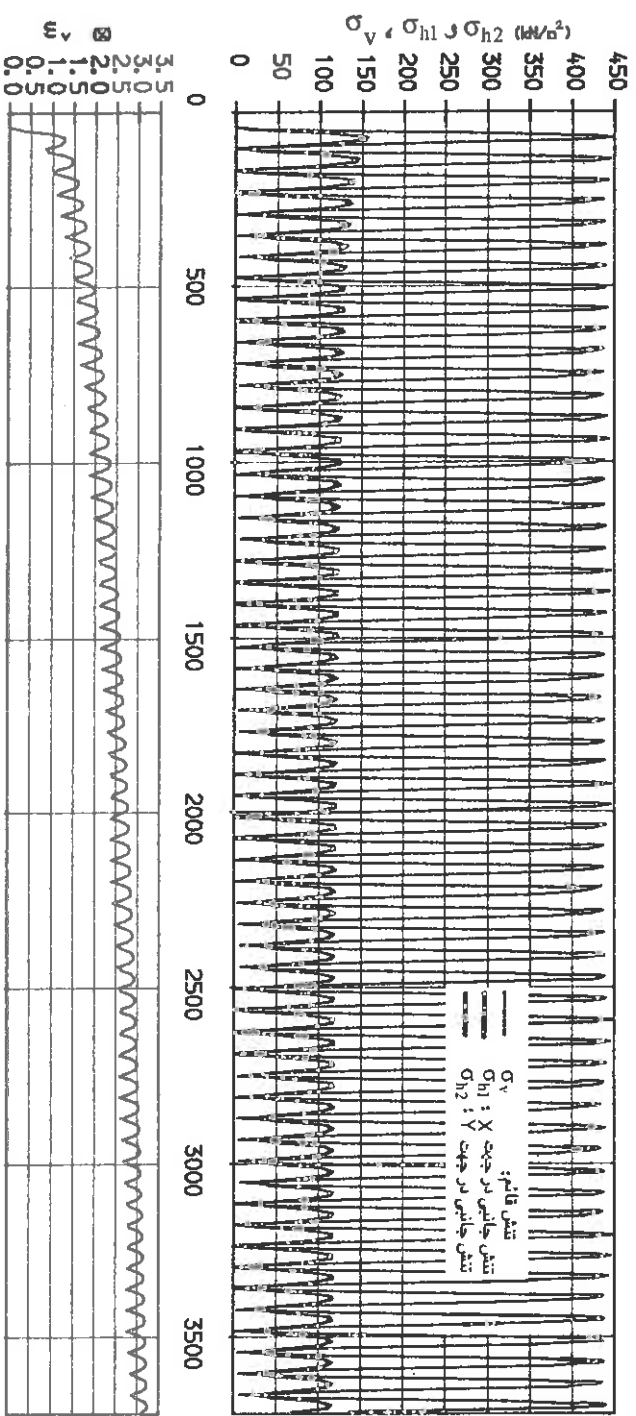
تشریح می گردد.

در اشکال (۴-۵۱) و (۴-۵۲) تغییرات تنشهای جانبی و تغییر شکل قائم نمونه در شرایط مهار شده کامل (Confined) تحت بارهای قائم سیکی با دامنه حدود ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع، پیروید ۶۰ ثانیه برحسب تعداد سیکلهای بار تا ۶۰ سیکل رسم گردیده است. همانگونه که در این اشکال مشاهده می شود موارد ذیل قابل استنتاج می باشد.

همچنانکه بار قائم (σ_v) از صفر تا ماکزیمم مقدار خود در سیکلهای مختلف تغییر می نماید، تنشهای جانبی σ_{h1} و σ_{h2} نیز بین می نی مم و ماکزیمم در هر سیکل تغییر می کنند. علی رغم اینکه مقادیر می نیمم و ماکزیمم بار قائم (σ_v) در سیکلهای مختلف یکسان و ثابت می باشند، لیکن مقادیر ماکزیمم و می نیمم تنشهای جانبی ثابت نبوده و در سیکلهای مختلف تغییر می نمایند. همانگونه که ملاحظه می شود با افزایش تعداد سیکلهای بار مقادیر ماکزیمم تنشهای جانبی کاهش می یابد در حالیکه مقادیر می نیمم آن رو به افزایش می گذارد، درعین حال مشاهده می شود که سرعت کاهش مقادیر ماکزیمم و افزایش مقادیر می نیمم تنشهای جانبی بتدریج با افزایش سیکلها کاهش یافته و همانطور که سیکلهای بار ادامه می یابد تغییرات فوقی کند و تنشهای جانبی تولید شده بطرف سیکلهای ثابت و یکسانی میل می نمایند.

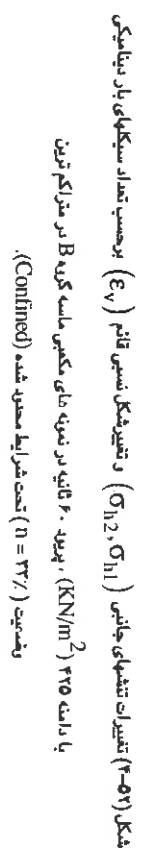
همچنانکه اولین سیکل از σ_v بر نمونه اعمال می شود تغییر شکل قائم (ϵ_v) از مقدار صفر شروع شده و مرتباً افزایش می یابد تا بمقدار ماکزیمم خود در نقطه ماکزیمم سیکل بار برسد، لیکن بهنگام باربرداری در نیمه دوم سیکل، ϵ_v کاملاً برگشت ننموده و مقداری تغییر شکل پلاستیک در نمونه باقی میماند. در سیکل دوم بار ϵ_v این بار بجای شروع از صفر، از مقدار قبلی (باقیمانده در سیکل اول) شروع شده و رو به افزایش می گذارد. مجدداً در نیمه باربرداری این سیکل نیز ϵ_v مقداری کاهش یافته ولی تغییر شکل باقیمانده و برگشت ناپذیر درکل بیشتر از قبل گردیده و این روال در سیکلهای بعدی بهمین صورت ادامه یافته و تغییر شکلهای پلاستیک مرتباً افزایش می یابد، البته همانگونه که ملاحظه می شود سرعت افزایش تغییر شکلهای پلاستیک با افزایش سیکلها کاهش یافته و مقادیر اولیه خود را نخواهد داشت

روند رفتار نمونه های خاک تحت بارهای سیکی برای وضعیت کاملاً متراکم و غیر متراکم مشابه می باشد لیکن دامنه تغییرات تنشهای جانبی نمونه بین مقادیر ماکزیمم و می نیمم خود، و همچنین تغییر شکلهای قائم برای نمونه های غیر متراکم بمراتب بیشتر از نمونه های متراکم می باشد. همچنین



شکل (۴-۵) تغییرات تنش‌های جانبی (σ_{h1} , σ_{h2}) و تغییر شکل نسبی قائم (ϵ_v) بر حسب تعداد سیکل‌های بار دینامیکی

با دامنه $420 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ پیوسته، 60 ثانیه در نمونه فازی مگنی، ماسه گروه B در مختلط ترین وضعیت ($m = 4/1$) تحت شرایط محدود شده (Confined).

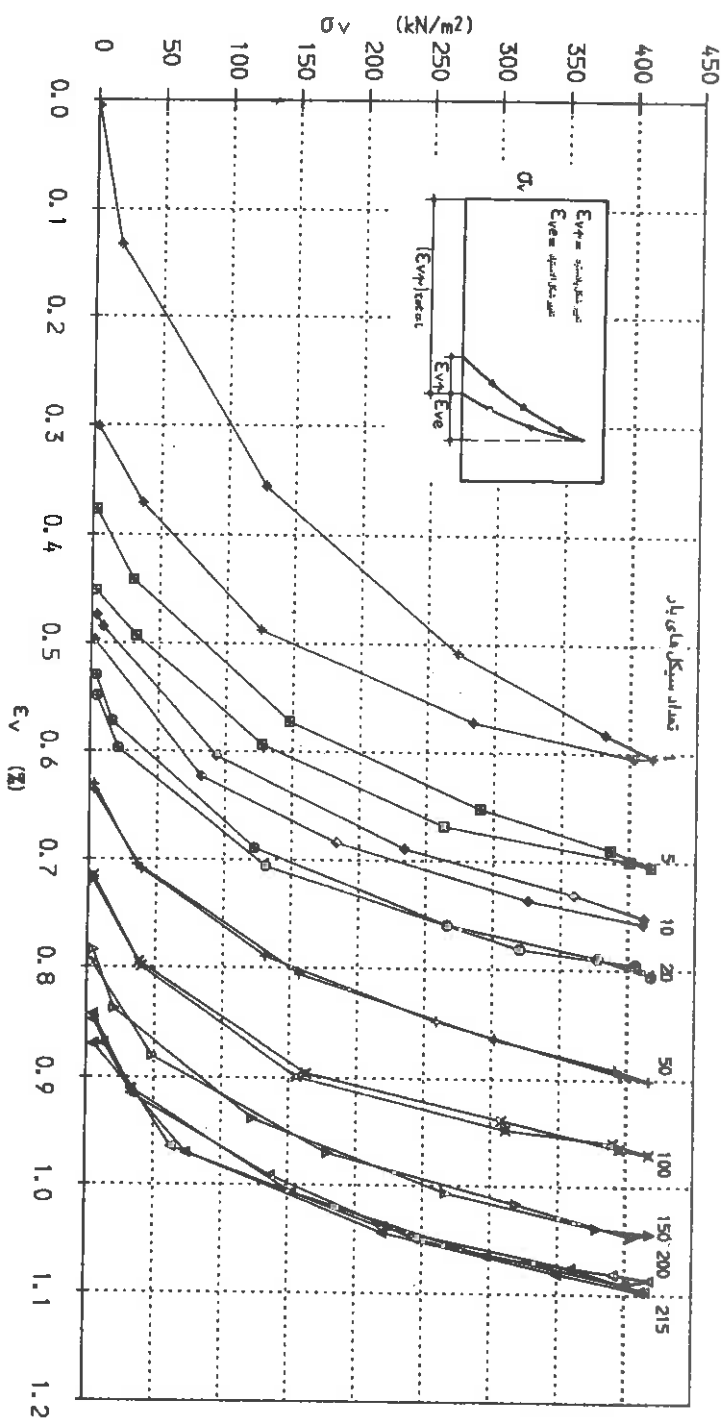


برای نمونه های غیرمتراکم و متخلخل مقادیر تنشهای جانبی و تغییرشکلهای پلاستیک بیشتر از نمونه های متراکم می باشند.

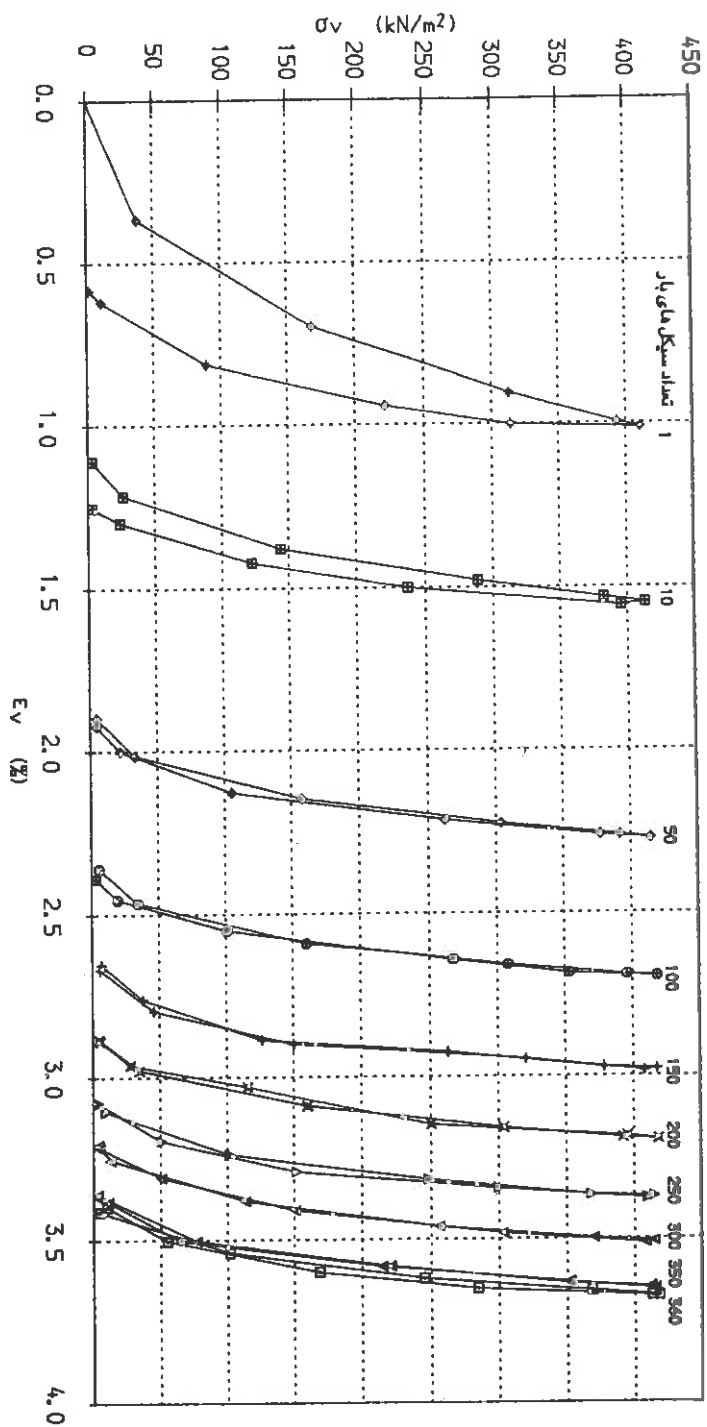
در اشکال (۴-۵۳) و (۴-۵۴) تغییرات تنشهای سیکی قائم (σ_v) برحسب تغییرشکلهای نسبی قائم (ϵ_v) برای دو نمونه متراکم و متخلخل در شرایط کاملاً محدود شده (Confined) در سیکلهای مختلف بار رسم گردیده اند.

همانگونه که ملاحظه می شود برای هر دو نمونه متراکم و متخلخل تغییرشکلهای الاستیک و پلاستیک از همان اولین سیکل بار اتفاق می افتند. در اولین سیکل بار تغییرشکل الاستیک و پلاستیک، خصوصاً برای نمونه متراکم، تقریباً مساوی هستند، لیکن همچنانکه تعداد سیکلها افزایش می یابد تغییرشکلهای پلاستیک روبه افزایش گذاشته و تغییرات قابل توجهی خواهند داشت. تغییرشکلهای الاستیک نیز در سیکلهای مختلف بار ثابت نبوده، لیکن تغییرات بسیار کمی داشته و همچنانکه تعداد سیکلها افزایش می یابد بسمت مقادیر ثابتی میل می کنند این تعداد سیکل برای نمونه متراکم ۱۰ و برای نمونه متخلخل در این بارگذاری ۱۰۰ سیکل می باشد. بهر حال مشاهده می شود که تغییرشکل پلاستیک کلی نمونه مرتباً افزایش یافته، لیکن مقدار آن در هر سیکل بشدت روبه کاهش می گذارد. گرچه بنظر می رسد بعد از حدود ۵۰ سیکل برای نمونه متراکم و ۱۵۰ سیکل برای نمونه متخلخل مقدار تغییرشکل پلاستیک تولید شده در هر سیکل قابل توجه نمی باشند لیکن در مطالعه ای که صورت گرفته مشاهده شده است تا حدود ۲۱۵ سیکل بار برای نمونه متراکم و ۳۶۰ سیکل برای نمونه متخلخل هنوز این تغییرشکل کاملاً صفر نگردیده و قطعاً به تعداد بیشتری سیکل بار جهت رسیدن به این وضعیت مورد نیاز می باشد.

آنچه در خصوص رفتار دینامیکی خاکها تحت بارگذاریهایی مشابه فوق قابل بیان است آنکه خصوصیات تغییرشکل پذیری ذرات خاک بعنوان اجزای تشکیل دهنده و خصوصیات توده خاک بعنوان جسم تحت اثر بار تا حدود زیادی جدای از هم قابل ارزیابی می باشد. همانگونه که در اشکال (۴-۵۳) و (۴-۵۴) می توان دید، شیب منحنی های تنش-تغییرشکل در هر حالت، که مبین خاصیت الاستیک خاک می باشد در سیکلهای مختلف تقریباً مشابه و یکسان می باشند. این امر بصورتی دیگر در منحنی های تغییرشکل نسبی قائم نمونه ها با زمان (با تعداد سیکلها)، اشکال (۴-۵۱) و (۴-۵۲)، نیز به روشنی مشهود است. میزان تغییرشکل برگشت پذیر که همان تغییرشکل الاستیک خاک نامیده می شود، در هر سیکل از بار تقریباً ثابت و یکسان است، در صورتی که



شکل (۲-۵۲) منحنی های تنش - تغییر شکل نمونه های ماسه گروه B در سیکل های مختلف بار دینامیکی قائم با
 مانت ۲۲۵ (KN/M^2) و پریود ۵ ثانیه در متراکم ترین وضعیت ($N=3\%$) تحت شرایط کاملاً محصور شده (Confined).



شکل (۲-۵۲) منحنی های تنش - تغییر شکل نمونه های سنگی ماسه گریه B در سیکل های مختلف بار دینامیکی قائم با دامنه ۳۳۵ (KN/m²) و پهنای ۱۵ سانتی متر مختلف درین وضعیت ($n = ۳۷\%$) تحت شرایط کاملاً محصور شده (Confined).

تغییر شکل کلی نمونه مرتباً در حال افزایش خواهد بود. نتیجه منطقی چنین امری این است که تغییر شکل‌های برگشت ناپذیر که همان تغییر شکل پلاستیک خاک نامیده می‌شود، در سیکل‌های مختلف بار ثابت نبوده و ماهیت فزاینده‌ای خواهند داشت.

دلیل این امر می‌تواند این باشد که خصوصیات رفتار الاستیک خاک مربوط به خاصیت ارتجاعی ذرات آن بوده در حالیکه خصوصیات رفتار پلاستیک آن وابسته به رفتار مجموعه ذرات و توده خاک بعنوان جسمی با ویژگی رفتاری جدید می‌باشد. آنچه در هر سیکل از بار در این مجموعه اتفاق می‌افتد نو پدیده همزمان و نسبتاً جدا از هم خواهد بود. اعمال هر سیکل بار در عین حال که می‌چپ فشرده شدن تک ذرات و در نتیجه تغییر شکل آنها و بدنبال آن کاهش ضخامت کل توده خاک ناشی از مجموع این تغییر شکل‌ها خواهد شد، که البته میزان آن بستگی به جنس و خواص ارتجاعی ذرات خاک دارد، در همان حال باعث جابجایی، درهم رفتن بیشتر ذرات، تغییر موقعیت آنها (new Packing) و بالمال کاهش تداخل کل توده خاک نیز گردیده که این امر پدیده‌ای یکطرفه بوده و به‌نگام باربرداری برگشت پذیر نخواهد بود و در واقع همان تغییر شکل‌های پلاستیک خاک را بدنبال خواهد داشت.

به هر میزان که تعداد بیشتری از سیکل‌های باربر نمونه خاک اعمال شود جابجایی ذرات و کاهش تداخل بیشتر گردیده و همانگونه که از منحنی‌ها ملاحظه می‌شود تغییر شکل‌های پلاستیک روبه افزایش خواهند گذاشت، در صورتی که تغییر شکل‌های الاستیک تقریباً ثابت می‌مانند. البته سرعت افزایش تغییر شکل‌های پلاستیک ثابت نبوده و با افزایش سیکل‌های بار کاهش می‌یابد. این امر ممکنست بدان علت باشد که قابلیت جابجایی و تغییر موقعیت ذرات به سمت یک توده متراکم‌تر، مرتباً کاهش یافته و وقوع آن بدلیل کاهش مرتب فضاهای خالی، در سیکل‌های بعدی براحتی سیکل‌های اول نخواهد بود. توقف کامل این پدیده در شرایط آزمایش و برای نمونه‌های مورد مطالعه در سیکل‌های بسیار زیاد از بار نیز ملاحظه نگردیده است که می‌تواند مبین وابستگی آن به سایر عوامل علاوه بر تعداد سیکل‌ها باشد.

۱۳-۴ دستگاه ستون تشدید

آزمایش ستون تشدید که جهت تعیین مدول دینامیکی و میرایی ارتعاشات خاک‌ها بکار می‌رود مبتنی بر اصول انتشار امواج در داخل یک میله منشوری شکل می‌باشد. هر دو موج فشاری و

برشی قابل ارسال در داخل ستونی از نمونه خاک می باشد. در گذشته نمونه های توپر مورد استفاده قرار می گرفت لیکن امروزه کاربرد نمونه های توخالی دارای امتیازات بیشتری می باشند. در این صورت مدل دینامیکی خاک با استفاده از فرکانس تشدید، خواص هندسی نمونه خاک و مشخصات دستگاه تشدید قابل محاسبه خواهد بود. میرایی ارتعاشات در داخل خاک باین ترتیب قابل محاسبه است که در لحظه تشدید، دستگاه ستون تشدید را خاموش نموده و دامنه ارتعاشات زائل شونده را ثبت می نمائیم سپس از روی آنها لگاریتم تقلیل ارتعاشات را که معرف میرایی خواهد بود بدست خواهیم آورد.

در حال حاضر متجاوز از ۸۰ دستگاه ستون تشدید در ۶۰ کشور جهان در حال استفاده می باشد که مرتباً در حال توسعه و ازدیاد می باشد.

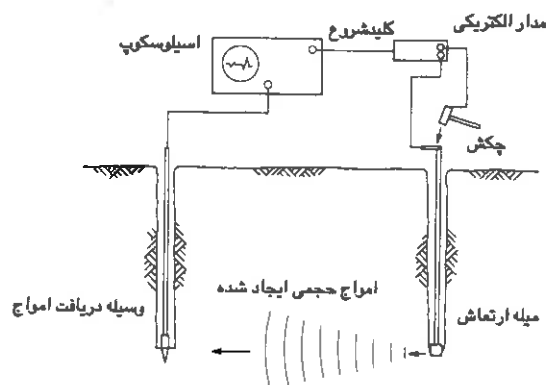
۱۴-۴ آزمایشات محلی

انواع متعددی از آزمایشهای صحرائی جهت اندازه گیری مدل برشی، میرایی و ضریب پواسون خاکها مورد استفاده قرار می گیرد. ذیلاً شرحی در مورد متداولترین آنها داده خواهد شد.

روش گمانه با انتشار امواج عبوری در خاک

در این روش سرعت عبور موج فرستاده شده از انتهای يك گمانه تا گمانه دیگر اندازه گیری می شود. حداقل دو گمانه مورد نیاز است یکی برای ارسال امواج و يك یا چند تای دیگر جهت دریافت موج و اندازه گیری سرعت انتشار موج، همانطور که از شکل (۵۵-۴) پیداست بر اثر وارد نمودن ضربه به میله ارتعاش، موج ایجاد شده به انتهای آن منتقل می شود. در اثر برش ایجاد شده بین میله و زمین (در انتهای گمانه) موج برشی در خاک ایجاد شده که بصورت افقی منتشر شده و حرکت می نماید زمان لازم جهت رسیدن این موج به دومین گمانه دقیقاً تعیین و با داشتن فاصله بین این دو گمانه سرعت انتشار امواج محاسبه می گردد.

در این روش چهار پارامتر عمده که عبارتند از گمانه ها، منبع تأمین نیروی دینامیکی، گیرنده ارتعاشات ایجاد شده و بالاخره دستگاه زمان سنج و اندازه گیر و ثبات، نقش حساسی در میزان دقت و کیفیت نتایج آزمایش دارند. گرچه داشتن حداقل دو گمانه در این روش ضروریست، برای حصول نتایج بقیقتر ممکنست غالباً ۳ و یا بیشتر گمانه احداث گردد. در صورتی که گمانه های حفر شده در امتداد يك خط مستقیم باشند در این صورت سرعت انتشار موج می تواند بر مبنای زمان لازم



شکل (۵۵-۲) نمایش نحوه اندازه گیری سرعت انتشار امواج با استفاده از روش گمانه

جهت عبور موج بین هر دو گمانه محاسبه گردد. در این حالت ضرورت اندازه گیری دقیق زمان شروع ضربه منتفی می باشد. به علاوه جهت دقت در محاسبه فاصله موجود بین دو گمانه از عمود بودن گمانه های حفر شده بایستی اطمینان حاصل نمود. در صورتی که عمق گمانه ها بیشتر از ۱۰ متر باشد کنترل شیب ۹۰ درجه گمانه ها بوسیله شیب سنج ضروری می باشد.

گرچه هر دو روش ضربه ای و لرزش یکنواخت مورد استفاده قرار گرفته اند لیکن روش ضربه ای متداولتر می باشد. اصول کلی که در روش لرزش یکنواخت بایستی رعایت گردد چنین می باشد:

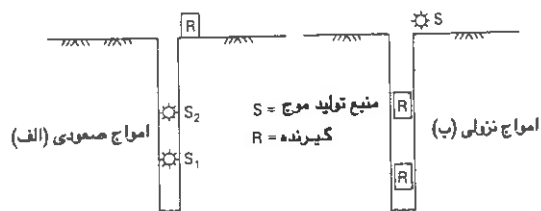
- ۱- این منبع بایستی قادر باشد که عمدتاً یکنوع موج تولید نماید.
- ۲- این منبع بایستی قادر باشد با یک میزان مشخص انرژی امواجی با خصوصیات مطلوب تولید و تکرار نماید.

اندازه گیرهای سرعت (ژئوفون ها) با فرکانس طبیعی بین ۴ تا ۱۵ هرتز جهت دریافت امواج برشی مناسب می باشند. این گیرنده ها بایستی در وضعیت دریافت امواج برشی تنظیم شده و بصورت مطمئن به دیواره گمانه نصب شده باشند. دستگاههای ثبت نوسانات بایستی قادر به تفکیک فواصل زمانی با دقت ۰.۲ میلی ثانیه و یا ۵ درصد زمان عبور موج باشند. اسیلوسکوپهای حافظه دار غالباً جهت این منظور بکار می روند.

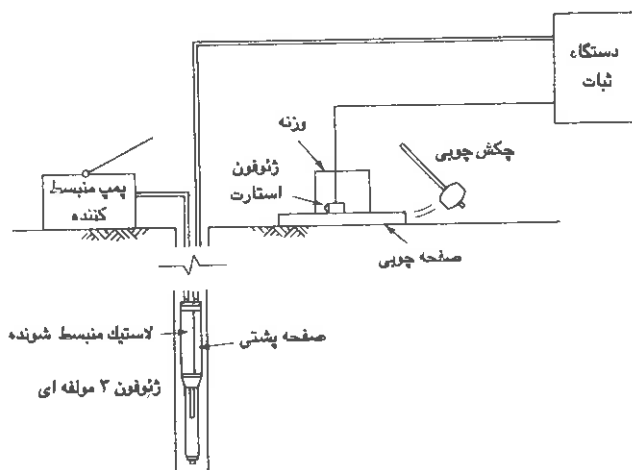
روش گمانه با انتشار امواج صعودی یا نزولی

در این روش خواه از صعود و یا نزول امواج استفاده شود یک گمانه بیشتر مورد نیاز نمی باشد.

در روش استفاده از امواج صعودی فرستنده امواج در دو نقطه متفاوت در عمق گمانه قرار گرفته و گیرنده در سطح واقع می شود. در حالیکه در روش دوم منبع تولید موج در سطح قرار گرفته و یک یا دو گیرنده در اعماق مختلف گمانه نصب می گردند. همانطور که از اشکال (۴-۵۶) و (۴-۵۷) پیداست هر دو روش فوق الذکر سرعت متوسط امواج را بین منبع تولید و گیرنده در صورت وجود یک گیرنده و یا اینکه بین دو گیرنده در صورت وجود بیشتر از یک گیرنده اندازه گیری و محاسبه می نمایند.



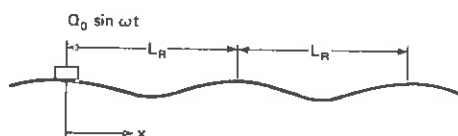
شکل (۴-۵۶) نحوه اندازه گیری سرعت انتشار امواج: الف) روش امواج صعودی (ب) روش امواج نزولی



شکل (۴-۵۶) تجهیزات و مسائل مورد نیاز جهت اندازه گیری سرعت امواج بر روش امواج نزولی

روش انتشار امواج سطحی

جهت تعیین مدول برشی خاکها در نواحی نزدیک به سطح زمین می توان از امواج رالی (Rayleigh) یا R استفاده نمود. یک ویبراتور قائم الکترو مغناطیسی یا هر نوع هارمونیک دیگری می تواند مورد استفاده قرار گیرد تا امواج یکنواخت R تولید نموده و باعث تغییر شکلهای در سطح زمین مطابق شکل (۴-۵۸) شود.



شکل (۴-۵۸) نحوه تغییر شکل سطح یک محیط نیمه فضا تحت اثر امواج سطحی

بر اساس استانداردهای توصیه شده توسط هند یک نویسنده مکانیکی که با فرکانس ۱۰ هرتز عمل نماید می تواند بعنوان منبع تولید چنین امواجی مورد استفاده قرار گیرد. طول موج امواج فرستاده شده بوسیله اندازه گیری فاصله بین نقاطی که با اختلاف فاز نسبت به منبع نویسنده می کنند قابل تعیین می باشد. سرعت امواج R در این صورت عبارتست از حاصلضرب فرکانس ارتعاش در طول موج اندازه گیری شده. از آنجایی که امواج R اثراتی سطحی و یا نزدیک به سطح در خاکها دارند بر مبنای مشاهدات تجربی استفاده از این روش آزمایش می تواند اطلاعات قابل قبولی در عمق حداکثر $\frac{1}{4}$ طول موج فرستاده شده فراهم نماید.

محاسبه V_R در این آزمایش می تواند با استفاده از روابط زیر منجر به تعیین مدول الاستیک E و

یا مدول برشی G گردد:

$$\frac{V_R}{V_s} = \sqrt{k} \Rightarrow V_R = \sqrt{k} V_s \quad (۴-۱)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}} \quad (۴-۲)$$

$$V_R = \sqrt{k \frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{KE}{2(1+\nu)\rho}} \quad (۴-۳)$$

که در روابط فوق V_R سرعت امواج رالی (سطحی)، V_s سرعت امواج برشی، E و G به ترتیب مدول ارتجاعی و برشی ρ جرم مخصوص، ν ضریب پواسون و K تابعی از ضریب پواسون خاک می باشد که در فصل سوم بیان گردید. جدول (۴-۱) مقادیری از ضریب پواسون خاکهای مختلف را جهت استفاده در روش فوق ارائه می کند.

نوع خاک	ضریب پواسون ν
خاک رس	۰.۵
ماسه	۰.۲۵ - ۰.۳
سنگ	۰.۲۵ - ۰.۱۵

جدول (۴-۱) مقادیر نمونه ضریب پواسون برای خاکهای مختلف

گرچه مطابق استاندارد هندوستان یک ارتعاش کننده مکانیکی می تواند بر روی یک بلوک استاندارد نصب شود، لیکن بدون بلوک هم می توان سرعت انتشار امواج را مادام که نیروی ارتعاش کننده به آن اندازه بزرگ نباشد که باعث جدایی سیستم از زمین شود، مورد بررسی و مطالعه قرارداد. شایان ذکر است که جهت مطالعه خاکها در اعماق بیشتر نیروهای بزرگتری مورد نیاز است، بهمین علت در غیاب بلوک استاندارد می توان تعدادی وزنه بر روی ارتعاش کننده قرار داد.

استاندارد هندوستان هم چنین استفاده از آزمایش چکش بمنظور تعیین سرعت انتشار امواج را توصیه می نماید. در آزمایش چکش خطوط شعاعی از نقطه اصابت چکش تا فواصل ۲۰ الی ۴۰ متری در محدوده مورد مطالعه در نظر گرفته می شوند. نقاطی به فواصل ۲ متر در روی این خطوط شعاعی علامت گذاری می گردند. یک سرعت سنج و یا ژئوفون در عمق ۱۵۰ میلی متری زمین در نقطه مبدأ خطوط شعاعی قرار داده می شود. بوسیله سقوط یک چکش ۵ کیلوپی از ارتفاع ۲ متری بر روی یک صفحه فلزی به شعاع ۱۵۰ میلی متر که در نقطه مرکز واقع شده امواج تنش تولید می شوند. سرعت سنج و یا ژئوفون دیگری بطریق مشابه در نقطه دیگری از این خطوط شعاعی بفاصله معلوم و معین از مرکز نصب می گردد. زمان لازم جهت حرکت امواج از نقطه مرکز تا نقطه دوم بوسیله یک زمان سنج دقیقاً اندازه گیری می شود. سپس آزمایش برای سایر نقاط با فواصل معلوم و در امتدادهای مختلف تکرار می گردد. آزمایشات هم چنین ممکنست بمنظور مطالعه محدوده های مختلف، در نقاط و نواحی متعدد انجام و تکرار گردد.

مقادیر زمانهای مورد نیاز جهت عبور امواج فشاری و همچنین طول فواصل طی شده در نواحی مورد نظر بر روی محورهای مختصات رسم و خطوط مستقیم از بین این نقاط عبور داده می شوند. مقدار میانگین سرعت انتشار امواج بصورت زیر محاسبه می شود.

$$V_p = \frac{S}{t} \quad (4-4)$$

که در آن:

V_p = سرعت امواج فشاری

S = مسیر طی شده

t = زمان مورد نیاز جهت طی فاصله مربوطه

مدول ارتجاعی خاک از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$E = V_p^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \rho \quad (4-5)$$

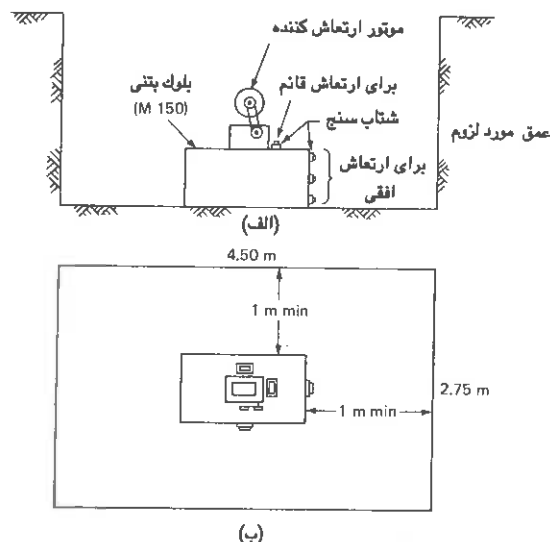
بسته به خصوصیات خاکها زمان رسیدن امواج فشاری و برشی در صورت طولانی بودن فاصله طی شده ممکنست متفاوت باشد. درچنین حالتی ضریب ارتجاعی E و مدول برشی G را می توان مستقل از یکدیگر بدست آورد.

آزمایش بلوك تشدید

جهت تعیین مقادیر مدولها و میرایی ارتعاشات خاکها موسسه استاندارد هندوستان آزمایش بلوك تشدید را توصیه می نماید. دراین روش يك بلوك استاندارد بتنی باابعاد $۷۰ \times ۷۵ \times ۱۵۰$ سانتی متر، در سطح زمین و یا در گودی باابعاد ۲۷۵×۴۵ سانتی متر و در عمق مناسب ریخته شده که در حین آزمایش به حالات افقی و قائم مرتعش خواهد شد شکل (۴-۵۹).

آزمایش ارتعاش قائم

برای حالت ارتعاش قائم همانطور که در شکل (۴-۵۹) پیداست دو شتاب سنج بر بالای بلوك نصب شده است تا اینکه حرکات قائم بلوك را ثبت کنند. يك ارتعاش کننده مکانیکی که بوسیله اجرام



شکل (۴-۵۹) نحوه انجام آزمایش بلوک تشدید: الف) مقطع ب) : پلان

خارج از مرکز نصب شده و روی دو محور دوران کننده در خلاف جهت یکدیگر عمل می کند طوری روی بلوک نصب شده که ارتعاش قائم خالص سینوسی ایجاد می نماید. محور بارگذاری انجام شده از مرکز ثقل بلوک عبور می نماید. بعد از چند بارگذاری مقدماتی مقدار نیروی دینامیکی مربوطه انتخاب گردیده و ارتعاش کننده با فرکانس ثابت شروع به ارتعاش می نماید. سپس فرکانس ارتعاش از مقادیر کمی مثلاً ۱ هرتز تا ماکزیمم مقدار ممکن افزوده شده و عکس العملهای حاصله ضبط می گردد. این روش برای مقادیر مختلفی از نیروی دینامیکی تکرار خواهد شد. تحت هر مقدار از نیروی دینامیکی و فرکانس ارتعاش، بار دینامیکی نایستی از ۲۰ درصد وزن مجموعه بلوک و دستگاه ارتعاش تجاوز نماید. جهت ثبت نتایج این آزمایش می توان از فرمی شبیه جدول (۴-۲) استفاده نمود.

آزمایش ارتعاش افقی

برای انجام آزمایش ارتعاش طولی - افقی، دستگاه ارتعاش کننده به نحوی روی بلوک نصب می شود که ارتعاشات افقی سینوسی در جهت محور طولی بلوک تولید شود. سه عدد شتاب سنج یکی در بالای یکی در میان و سومی در پایین بلوک بمنظور ثبت ارتعاشات افقی همچنانکه در شکل (۴-۵۹-الف)

محل مورد آزمایش :									
ابعاد بلوک تشدید:									
کالیبره نمودن ژنوفون ها: میلی متر (k) برای $2g \left(2 \times 9810 \frac{mm}{s^2} \right)$ در ضریب چارت ۱۰۰۰									
سرعت کاغذ (s) : (میلی متر بر ثانیه)									
شماره	ضریب	طول رکورد	شماره	فرکانس (f)	شتاب بر مبنای	شتاب مطلق	دامنه ارتعاش	سریال	چارت
		mm	سیکله	Hz.	ثابت ماکزیمم تا ماکزیمم				
	(λ)	(L)	(n)	$\frac{n \times s}{L}$	$\left(\frac{a}{1000} \times \frac{\lambda}{k} \right) mm$				
					(a) $4\pi^2 f^2$				
۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰

جدول (۲-۴) آزمایش بلوک تشدید با ارتعاش افقی و قائم

پیداست نصب شده اند. دستگاه ارتعاش کننده در چندین مرحله بکار انداخته شده و علائم رسیده به هر شتاب سنج تقویت شده و ضبط می گردد. الباقی مراحل آزمایش مشابه ارتعاش قائم می باشد.

تعیین ضریب فشار یکنواخت الاستیک خاک

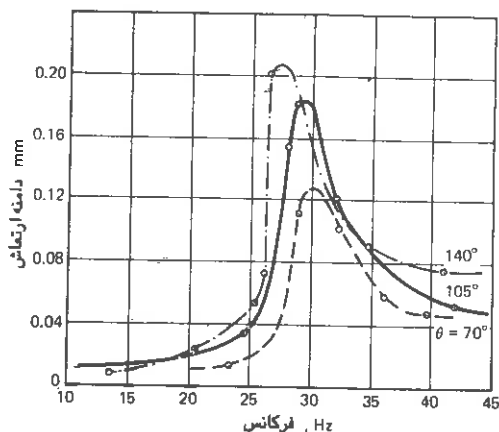
در آزمایش ارتعاش قائم دامنه ارتعاش (A_z) در اثر بار ارتعاشی با فرکانس f بقرار زیر می باشد :

$$A_z = \frac{a_z}{4\pi^2 f^2} \quad (۴-۶)$$

که در آن a_z شتاب قائم ارتعاش بر حسب میلی متر بر مجذور ثانیه و f فرکانس ارتعاش بر حسب هرتز می باشد.

منحنی تغییرات دامنه نسبت به فرکانس ارتعاش برای سطوح مختلف بار دینامیکی ترسیم می گردد. تا فرکانس طبیعی خاک و بلوک بدست آید شکل (۴-۶۰). فرکانس طبیعی بدست آمده برای سطوح مختلف نیروی دینامیکی متفاوتست زیرا نیروهای مختلف موجب تغییر شکلهای نسبی مختلف زیر بلوک شده و این امر هنگامی که عوامل مؤثر طرح انتخاب می شوند بایستی مد نظر قرار گیرد. ضریب فشار یکنواخت الاستیک خاک از رابطه زیر بدست می آید:

$$C_u = \frac{4\pi^2 \cdot f_n^2 n z \cdot M}{A} \quad (4-7)$$



شکل (۴-۶۰) تغییرات دامنه بر حسب فرکانس در آزمایش ارتعاش قائم

که در آن $f_n z$ فرکانس طبیعی سیستم در ارتعاش قائم، M جرم مجموعه بلوک، نوسان کننده و موتور و بالاخره A سطح ثابت تماس بلوک با خاک می باشد.

در رابطه (۴-۷) ضریب C_u خاک برای بلوک با سطح مقطع A (سطح تماس) بدست آمده است، می توان مقدار آن را برای هر سطح تماس دیگری (مثلاً A_1) از رابطه تجربی زیر بدست آورد:

$$C_{u1} = C_u \sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad (4-8)$$

قبلاً دیده ایم که رابطه بین مدول برشی (G)، مدول یانگ (E) و ضریب پواسون (ν) چنین بود:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4-9)$$

با استفاده از رابطه تجربی زیر که بین C_u ، E و ν برقرار است می توان رابطه ای مشابه بین

ضریب فشار یکنواخت الاستیک و مدول برشی نیز تعیین نمود:

$$C_u = \frac{1/13E}{(1 - \nu^2)\sqrt{A}} \quad (4-10)$$

که در آن A سطح تماس بلوک می باشد

تعیین ضریب برش یکنواخت الاستیک

در آزمایش ارتعاش افقی دامنه ارتعاش افقی (a_x) چنین خواهد بود:

$$a_x = \frac{a_x}{4\pi^2 f^2} \quad (4-11)$$

که در آن a_x شتاب افقی ارتعاش در جهت مورد مطالعه برحسب میلی متر بر مجذور ثانیه و f فرکانس ارتعاش برحسب هرتز می باشد، مجدداً در این آزمایش نیز منحنی تغییرات دامنه ارتعاش نسبت به فرکانس رسم گردیده تا فرکانس طبیعی سیستم بدست آید. ضریب برش یکنواخت الاستیک خاک از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$C_\tau = \frac{8\pi^2 \gamma f_{nx}^2}{(A_0 + I_0) \pm \sqrt{(A_0 + I_0)^2 - 4\gamma A_0 I_0}} \quad (4-12)$$

که در آن:

$$\gamma = \frac{M_m}{M_{mo}}$$

f_{nx} = فرکانس طبیعی (تشدید) مجموعه سیستم بلوک و خاک در ارتعاش افقی

A = سطح تماس بلوک و خاک

M = جرم مجموعه بلوک، موتور و ارتعاش کننده

$$A_0 = \frac{A}{M}$$

$$I_0 = 3/46 \left(\frac{I}{M_{mo}} \right)$$

M_m = مماند اینرسی جرم مجموعه بلوک، موتور و ارتعاش کننده حول محور افقی که از مرکز ثقل بلوک گذشته و بر جهت ارتعاش عمود می باشد.

M_{mo} = مماند اینرسی جرم مجموعه بلوک، موتور و ارتعاش کننده حول محور افقی که از مرکز سطح تماس بلوک و خاک گذشته و بر جهت ارتعاش عمود می باشد.

I = مماند اینرسی سطح تماس بلوک حول محور افقی که از مرکز ثقل سطح تماس گذشته و بر

جهت ارتعاش عمود می باشد.

مقدار ضریب برش یکنواخت الاستیک برای سطح تماس دیگری به وسعت A_1 از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$C_{\tau 1} = C_{\tau} \sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad (4-13)$$

در استانداردهای هند تهیه شده است که جهت ارتعاش افقی بلوک می توان آن را کشید و سپس رها ساخت و همچنین ارتعاش قائم را بوسیله زدن ضربه چکش بر بلوک ایجاد نمود.

تعیین زائل کنندگی (میرایی) ارتعاشات در خاک

در آزمایشات ارتعاشات قائم مقدار ضریب زائل کنندگی خاک چنین می باشد:

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{2fnz} \quad (4-14)$$

که در آن f_1 و f_2 مقادیر متناظر فرکانسها در روی مذهنی دامنه - فرکانس برای نقاطی هستند که دامنه آنها معادل $x_m / \sqrt{2}$ باشد.

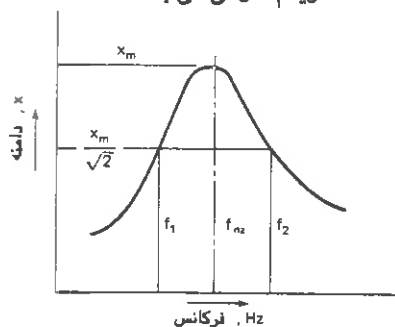
x_m = دامنه ماکزیمم یا دامنه متناظر با فرکانس تشدید (ماکزیمم)

fnz = فرکانس تشدید یا فرکانسی که دامنه نوسان در آن بیشترین است (شکل (۴-۶۱))

اگر ایتیم نسبت دامنه های ماکزیمم متوالی یا مطابق تعریف نقصان لگاریتمی و در نتیجه زائل کنندگی ارتعاشات در خاک از روی نتایج آزمایشات فوق بسادگی قابل تعیین می باشد:

$$\delta = \log_e \frac{x_1}{x_2} \simeq 2\pi\zeta \quad (4-15)$$

که در آنجا x_1 و x_2 مقدار دامنه ماکزیمم متوالی می باشند.



شکل (۴-۶۱) تعیین زائل کنندگی از روی ارتعاش جبری قائم

آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکلی

تجهیزات لازم جهت آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکلی مشابه آنست که در آزمایش بارگذاری صفحه ای استاتیکی مورد استفاده قرار گرفته و در اغلب کتب مرجع خاک و پی به آن اشاره شده است.

بعد از تنظیم دستگاه و قراردادن صفحه بارگذاری قرائت اولیه توسط گیج تغییرشکلیها انجام می گردد و سپس اولین مقدار بار استاتیکی به صفحه وارد می شود. این بار روی صفحه ثابت نگه داشته می شود تا نشست دیگری بوقوع نپیوسته یا سرعت نشستها ناچیز گردد. سپس قرائت نهایی انجام می گیرد. آنگاه تمامی بار از روی صفحه برداشته شده و اجازه داده می شود تا خاک تغییرشکلیهای ارتجاعی خود را انجام داده و نشست های برگشت پذیر انجام گیرد. هنگامی که نشست معکوسی (تغییر شکل ارتجاعی) اتفاق نیفتد قرائت توسط گیج مربوطه مجدداً انجام می گیرد. سپس مجدداً بارگذاری بعمل می آید منتهی این دفعه مقدار بار قدری بیشتر از دفعه قبلی خواهد بود. این بار نیز ثابت نگه داشته شده و پس از حصول تعادل در نشست، قرائت گیج انجام می شود. مجدداً تمامی این بار نیز برداشته شده و هنگامی که تغییراتی در نشست وجود نداشته باشد قرائت گیج انجام می گیرد.

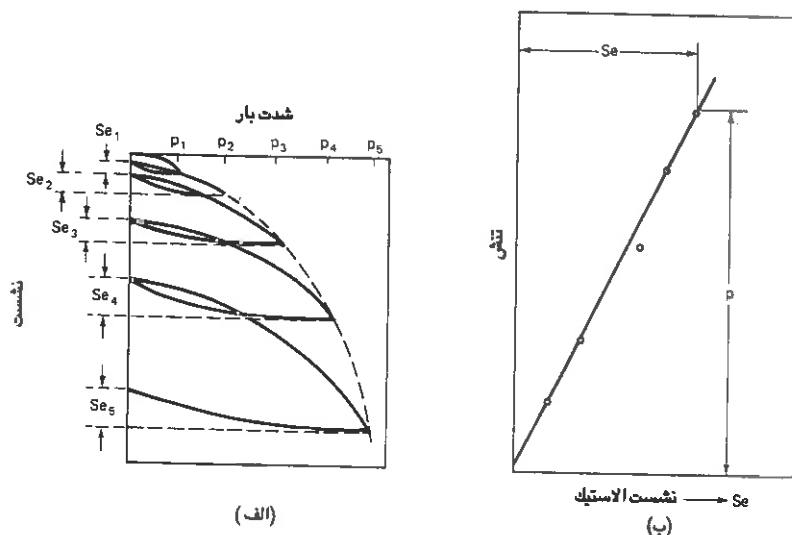
سیکلهای بارگذاری - باربرداری و بارگذاری مجدد آنقدر ادامه می یابد تا به مقدار ماکزیمم مقاومت تخمینی خاک برسیم مقدار نهائی نشستها در انتهای هر بار قرائت خواهد شد. مقدار افزایش بعمل آمده در هر مرحله جدید از بار طوری انتخاب خواهد شد که مقاومت نهایی خاک در ۵ تا ۶ مرحله حاصل شود.

تغییر شکل الاستیک خاک متناظر با شدت بارگذاری در هر مرحله از روی نتایج بدست آمده در خلال آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکلی قابل تعیین خواهد بود شکل (۴-۶۲). همچنین تغییرات شدت بار برحسب تغییرشکلهای الاستیک خاک در شکل (۴-۶۲) رسم شده است.

ضریب فشار یکنواخت الاستیک خاک از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$C_u = \frac{P}{S_e} \text{ (kg / cm}^3\text{)} \quad (۴-۱۶)$$

که در آنجا P شدت بارگذاری انجام گرفته برحسب (Kg/Cm²) و S_e تغییر شکل ارتجاعی متناظر با بار P برحسب سانتی متر خواهد بود.



شکل (۴-۶۲) الف) منحنی بار-تنش در آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکی

ب) منحنی بار-تنش ارتجاعی در آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکی

۱۵-۴ مقادیر نمونه ثابتهای خاک

مقادیر ثابتهای خاک برخلاف برخی از مصالح و علی رغم نامشان واقعاً ثابت نبوده و با شرایط مختلف از تنش تغییر شکل و وضعیت خاک تغییر می نمایند. مطالعات زیادی در جهت تعیین و بررسی عوامل مؤثر در این تغییرات بعمل آمده است. در یکی از این مطالعات که رفتار الاستیک و پلاستیک خاک تحت یک فرمول ریاضی و براساس تنشهای مؤثر بیان گردیده است، عوامل مؤثر در مقادیر ماکزیم منول برشی خاک چنین بدست آمده است:

$$G_{\max} = 1230 \text{OCR}^k \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \bar{\sigma}_0^{0.5} \quad (4-17)$$

که در آن:

OCR = ضریب بیش تحکیم یافتگی خاک

$\bar{\sigma}_0$ = فشار جانبی نمونه (psi)

e = تخلخل نمونه

و $k =$ ضریبی است که وابسته به دامنه خمیری خاک می باشد و مقادیرش از جدول (۴-۳) قابل تعیین است:

PI	.	۲۰	۴۰	۶۰	۸۰	> ۱۰۰
K	.	۰.۱۸	۰.۳۰	۰.۴۱	۰.۴۸	۰.۵۰

جدول (۴-۳) مقادیر k برحسب دامنه خمیری

در مواردی که تنش‌های جانبی وارده بر نمونه یکسان نمی باشند می توان بجای $\bar{\sigma}_0$ مقدار میانگین تنشهای اصلی را بکار برد یعنی:

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{1}{3}(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3)$$

رابطه قبلی را می توان در فرم مناسب تری بصورت زیر نیز ارائه نمود:

$$G_{\max} = A \frac{OCR^k}{F(e)} Pa \left(\frac{\bar{\sigma}_0}{Pa} \right)^n \quad (4-18)$$

که در آن Pa فشار اتمسفر بوده و جهت بی بعد کردن ضریب A آمده است درحالیکه در فرم قبلی معادله (۴-۱۷) ضریب ۱۰۲۰ بعدی معادل $(lb/in^2)^{0.5}$ دارد. $F(e)$ هم که تابعی است از تخلخل خاک:

$$F(e) = 0.3 + 0.7 e^2 \quad (4-19)$$

در رابطه (۴-۱۸) تابع $F(e)$ دارای پیچیدگی کمتری نسبت به معادله (۴-۱۷) می باشد، لیکن برای محدوده $0.4 < e < 0.9$ اثر یکسانی خواهد داشت. برای مقادیر خیلی بزرگ e از روابط (۴-۱۸) و (۴-۱۹) مقدار G رو به کاهش می گذارد، در حالیکه در رابطه (۴-۱۷) برای $e = 0.973$ مقدار $G=0$ و برای مقادیر $0.973 < e$ مقدار G افزایش می یابد. روابط (۴-۱۸) و (۴-۱۹) تقریباً جوابی مشابه رابطه (۴-۱۷) در محدوده $0.4 < e < 0.9$ و برای مقادیر $n = 0$ و $A = 620$ می دهند. شکل (۴-۶۳) نسایش تغییرات $\frac{G_{\max}}{(OCR)^k (P_a \bar{\sigma})^{0.5}}$ را برحسب تخلخل برای مقادیر اندازه گیری شده در محل و آزمایشگاه نشان می دهد.

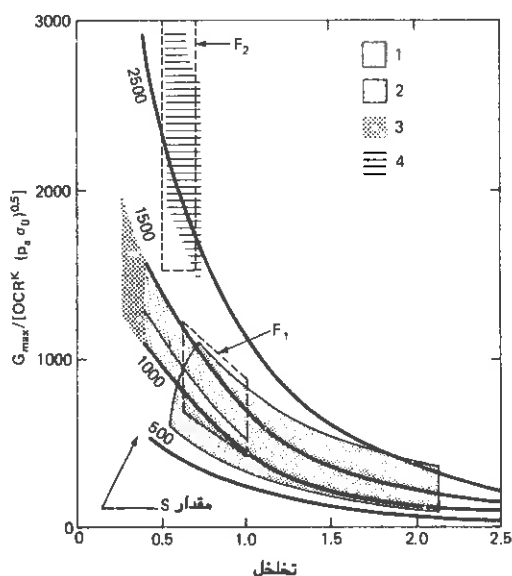
پارامترهای ارتجاعی مورد نیاز جهت محاسبه ثوابت خاک عبارت از k ، n و ν می باشند. اغلب

اوقات انتخاب $\nu = 0.12$ ، $n = 0.5$ و تعیین k از جدول (۴-۳) مناسب خواهد بود. جهت تجزیه و تحلیل های مقدماتی از شکل (۴-۶۳) می توان بعنوان راهنما استفاده نمود. برای ماسه های تمیز منول برشی تنها تابعی از $\bar{\sigma}_0$ و e بدست آمده و روابطی نظیر آنچه در زیر می آید توسط محققین مختلف ارائه شده است:

$$G_{\max} = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.5} \quad (4-20)$$

برای ماسه های گرد گوشه ($e < 0.80$)

$$G_{\max} = 326 \frac{(2.97 - e)^2}{1 - e} (\bar{\sigma}_0)^{0.5} \quad (4-21)$$



شکل (۴-۶۳) سختی ارتجاعی که از اندازه گیریهای محلی و آزمایشگاهی بدست آمده است: ۱- لای ماسه دار، لای و رس

(آزمایشگاه) ۲- ماسه تمیز (آزمایشگاه) ۳- شن متراکم بادانه بندی خوب به همراه ماسه و کمی ریزدانه (آزمایشگاه)

۴- شن نسبتاً تمیز و یکساخت (آزمایشگاه) ۱- F_1 - رس، لای، لای ماسه دار (اندازه گیری محلی)

F_2 - ماسه، لای و رس (اندازه گیری محلی).

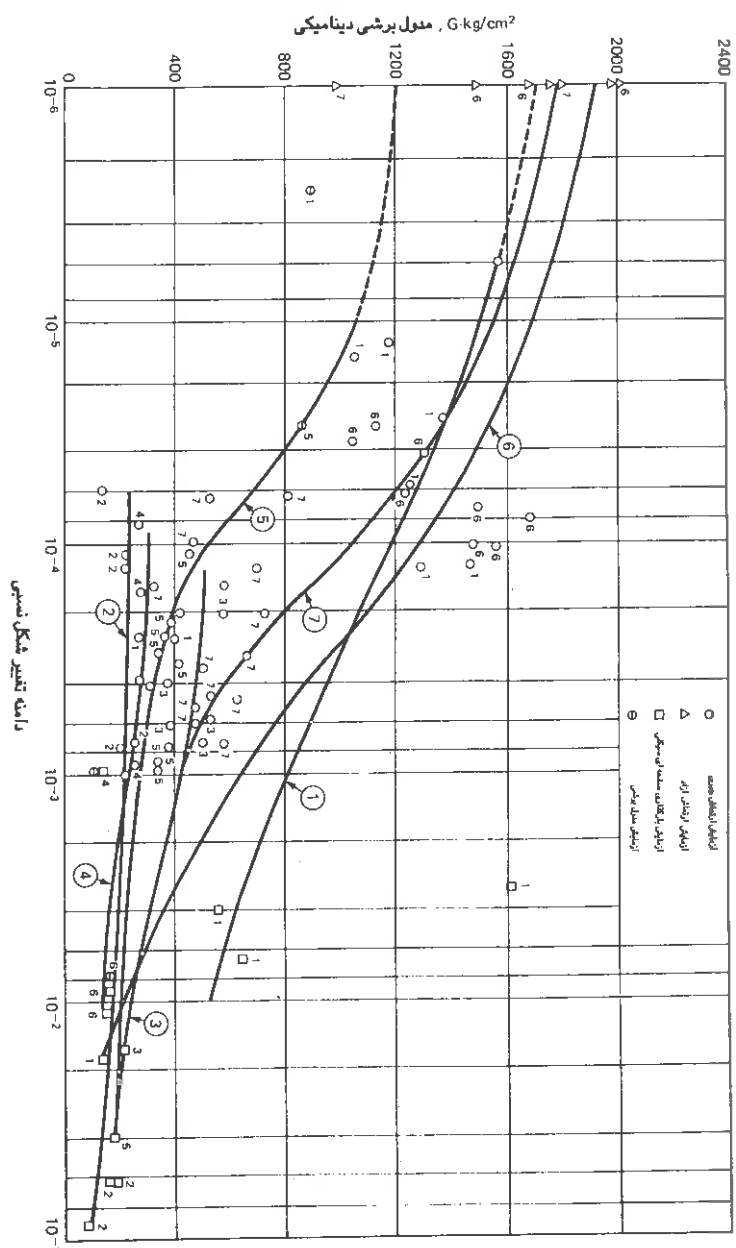
$\bar{\sigma}_0$ و G در هر دو معادله فوق واحدی معادل (Kg/Cm^2) داشته و این دو معادله در مورد تغییر شکل های نسبی 10^{-4} یا کمتر قابل استفاده می باشند. رابطه مشابه دیگری برای دامنه تغییرات $0 < \bar{\sigma}_0 < 5 \text{ Kg}/\text{Cm}^2$ و $0.2 < e < 0.86$ ارائه شده است که دامنه تغییرات تغییر شکل نسبی برشی 10^{-6} بوده است:

$$G_{\max} = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.38} \quad (4-22)$$

این معادله برای تغییر شکل نسبی برشی معادل 10^{-4} نیز جواب نزدیکی به معادله اول می دهد.

مقایسه بین مقادیر G بدست آمده از روشهای مختلف

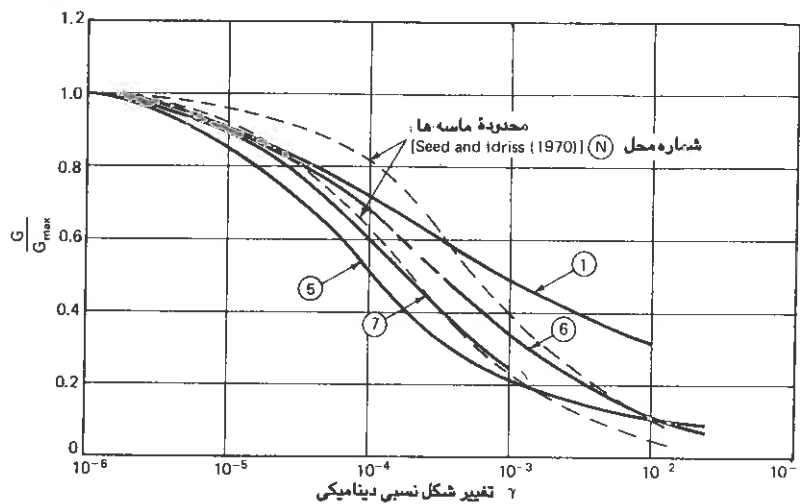
تعداد قابل ملاحظه ای آزمایش در محل و در آزمایشگاه در رابطه با تعیین G_{\max} چهارده ناحیه مختلف که خاکهای متفاوتی داشتند انجام گرفته است. روش ارتعاش سطحی یکنواخت (ارسال امواج R) برای اندازه گیری G_{\max} در محل و روش ستون تشدید برای اندازه گیری در آزمایشگاه مورد استفاده قرار گرفت. از نتایج بدست آمده در این آزمایشات مدولهای برشی و فشاری خاک بدست آمده در آزمایشگاه در حدود ± 50 درصد مقادیر محلی آن بودند. همچنین ملاحظه گردید که روش محلی گمانه با انتشار امواج عبوری در خاک مقادیر بهتری از سرعت برشی خاک (V_s) در عمقی که نمونه های دست نخورده از آنجا گرفته شده می دهد. این امر که نتایج بدست آمده در روش گمانه با انتشار امواج عبوری سازگاری مناسبی با نتایج آزمایش ستون تشدید در آزمایشگاه دارند توسط تعدادی دیگر از محققین نیز بیان گردیده است. مدول برشی خاک تغییرات نسبتاً شدیدی با دامنه تغییر شکل نسبی برشی دینامیکی اعمال شده بر خاک دارد. هنگامی که دامنه این تغییر شکل از 10^{-6} تا 10^{-1} تغییر داده می شود مدول برشی بدست آمده از ۲۰۰۰ تا حدود ۱۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع تقلیل می یابد. البته نوع خاک نقش مهمی در این تغییرات دارد. تقلیل فوق در مدول برشی بیشترین مقداریست که بین نتایج بدست آمده متعلق به ۷ ناحیه مختلف که تحت آزمایش قرار گرفته اند گزارش شده است جزئیات مقادیر مدول برشی اندازه گیری شده متعلق به ۷ ناحیه مذکور در جدول (۴-۴) آمده است. در شکل (۴-۶۴) تغییرات G بر حسب تغییر شکل نسبی برای ۷ محل مختلف رسم شده است همچنین در شکل (۴-۶۵) نسبت تغییرات مدول برشی تحت یک مقدار مشخص از تغییر شکل نسبی به مدول برشی ماکزیمم (تحت تغییر شکل نسبی برشی 10^{-6})، $\frac{G}{G_{\max}}$ بر حسب



شکل (۶-۳) مدول برشی دینامیکی بر حسب تغییر شکل نسبی

تغییر شکل نسبی برشی بصورت منحنی های بدون بعد جهت خاکهای مختلف رسم شده اند. نقش دامنه تغییر شکل نسبی برشی دینامیکی در مقدار مدول برشی خاک از روی این سری منحنی ها بخوبی روشن است. اگر فشار جانبی نمونه $(\bar{\sigma}_{o1})$ متفاوت از مقدار فشار جانبی در محیط $(\bar{\sigma}_{o2})$ باشد بایستی مدول برشی بدست آمده G_1 بر اساس رابطه زیر اصلاح شود:

$$\frac{G_1}{G_2} = \left(\frac{\bar{\sigma}_{o1}}{\bar{\sigma}_{o2}} \right)^{0.5} \quad (4-22)$$



شکل (۴-۶۵) مدول برشی نسبی (G/G_{max}) بر حسب تغییر شکل نسبی

با داشتن مدول برشی خاک می توان ضریب فشار یکنواخت ارتجاعی خاک و یا بالعکس را

از رابطه زیر بدست آورد:

$$G = \frac{Cu(1 - \nu)\sqrt{A}}{2.26} \quad (4-24)$$

همانطور که قبلاً گفته شد A تماس سیستم آزمایش با خاک، ν ضریب پواسون و C_u ضریب

فشار یکنواخت ارتجاعی خاک می باشد.

منحنی مشابهی برای خاکهای رس و ماسه بوسیله Richart (۱۹۷۷) ارائه گردیده است که توسط

از جمع بندی خوبی از ارتباط میان ثوابت دینامیکی و تغییرشکلهای نسبی برشی خاکها ضرورت پذیرفته است.

جدول (۳-۴) مقادیر مدول برشی دینامیکی بدست آمده از آزمایشهای صحرائی در نواحی مختلف

شماره ناحیه	توضیح	نوع خاک	نوع آزمایش	ابعاد بلوک یا صفحه بارگذاری	مدول برشی دینامیکی $G(Kg/Cm^2)$ از آزمایش	مدول برشی دینامیکی $G(Kg/Cm^2)$ برای فشار محدود کننده $I (Kg/Cm^2)$	میزان تغییر شکل نسبی مربوطه	ملاحظات (موقعیتها)
۱	پس بک چکش برج در منطقه Hal Koraput	ماسه لای دار $G_s=2/67$ $\gamma=1/93$	آزمایش ارتعاش بلوک : فانم جبری (متر)	$1/5X. / 75X. / 7$	۳۸۷/۴	۱۰۵۵	$1/5X1. -4$	۱
					۴۹۸	۱۳۷۳	$2/8X1. -5$	۲
					۴۵۱/۷	۱۲۴۶	$5/6X1. -5$	۳
					۵۰۲/۶	۱۴۷۸	$1/2X1. -4$	۴
					۴۶۶/۵	۱۲۸۸	$1/2X1. -4$	۵
		$C=0/59$ $\phi=32^\circ$ $\omega=15/2/$	آزمایش مدول برشی (متر)	$1/5X. / 75X. / 7$	۳۴۷	۸۹۲	$2/8X1. -6$	۲
					۶۱۶	۱۵۸۶	$5/6X1. -6$	۳
					۴۶۰	۱۱۸۳	$1/26X1. -5$	۴
	Basavanna,prakas . Arya (۱۹۶۸)		آزمایش صفحه بارگذاری سیکلی	$3. / 5X3. / 5$	۱۶۷۲	۱۶۱۳	$3/1 X1. -3$	۱
					۳۳۸/۱	۵۳۳	$2/8X1. -3$	۲
					۲۹۲۸/۵	۳۱۴۶	$1/3X1. -3$	۳
					۵۴۴/۱	۶۳۹	$6/5X1. -3$	۴
۲	تهیه رات کرد با ارتعاش شدید در منطقه Kanpur هند	رس لای دار سخت برنگ قهوه ای تیره به ضخامت ۱ متر	آزمایش ارتعاش افقی جبری	$1/5X. / 75X. / 7$	۶۹/۳	۱۹۱/۲	$8/6X1. -4$	۱
					۷۶/۵	۲۱۰/۹	$1/26X1. -4$	۲
					۵۵/۵	۱۵۴	$6X1. -5$	۳
					۸۰/۱	۲۲۱/۵	$1/1X1. -4$	۴
	Prakash,Arya,Gupta (۱۹۶۷)	ماسه ویزلایدار حدوداً متراکم	آزمایش صفحه بارگذاری سیکلی	$3. / 5X3. / 5$	۱۳۰/۳	۷۷/۵	$1/-41X1. -1$	۱
					۲۲۳/۴	۱۳۲/۷	$6/2. .X1. -2$	۲
					۲۰۹/۷۲	۱۲۴/۵	$6/2. .1X1. -2$	۳
					۱۳۰/۸	۷۷/۵۳	$4/26. X1. -1$	۴
	سایت آزمایش موتورهای جت در منطقه	ماسه لای دار: $G_s=2/61$ $\gamma=1/80$	آزمایش ارتعاش فانم جبری (متر)	$1/5X. / 75X. / 7$	۱۳۶/۹	۳۶۸/۰	$4X1. -4$	A
					۱۵۲/۴	۴۲۰/۵	$2X1. -4$	B
					۲۱۲/۸	۵۸۷/۰	$1/5 X1. -4$	C

A	$5/8 \times 10^{-4}$	534	190/.	بلوك :	آزمایش ارتعاش	$\theta = 72^\circ$	چاندیگره Chandigrah Basavanna,prakash (۱۹۶۸)
B	$6/1 \times 10^{-4}$	379	137/3	1/5X. / 7/5X. / 7	افقی جبری	$\phi = 30^\circ$	
-	$7/2 \times 10^{-4}$	489	171/4	(متر)		$\omega = 18/6\%$	
-	$1/63 \times 10^{-2}$	186/9	200/2	30/5X30/5	بارگذاری سیکلی	آزمایش صفحه صفحه :	
$\theta = 30^\circ$	$8/6 \times 10^{-5}$	257/2	93/3	بلوك :	آزمایش ارتعاش	ماسه ریزدانه تا	محل نیروگاه دیزلی در منطقه Sirhind هند
$\theta = 70^\circ$	$1/6 \times 10^{-4}$	260/.	94/3	1/5X. / 7/5X. / 7	قائم جبری	متوسط بهرآه	
$\theta = 70^\circ$	$2/6 \times 10^{-4}$	267/.	96/9	(متر)		کمی سیلت	
$\theta = 140^\circ$	$3/6 \times 10^{-4}$	276/.	104/1				
$\theta = 30^\circ$	$4/2 \times 10^{-4}$	306/.	111/.	بلوك :	آزمایش ارتعاش	$G_s = 2/47$	Prakash , Gupta (1971)
$\theta = 70^\circ$	$7/5 \times 10^{-4}$	268/.	97/2	1/5X. / 7/5X. / 7	افقی جبری	$\gamma = 1/75$	
$\theta = 100^\circ$	$9/0 \times 10^{-4}$	240/8	87/4	(متر)		$c = 777$	
$\theta = 140^\circ$	$1/0 \times 10^{-4}$	210/2	104/1			$\phi = 30^\circ$	
	$1/8 \times 10^{-2}$	131/8	80/77	30/5X30/5	بارگذاری سیکلی	$\omega = 22/2\%$	
$\theta = 30^\circ$	$1/1 \times 10^{-4}$	448/4	162	بلوك :	آزمایش ارتعاش	ماسه متوسط	محل نیروگاه دیزلی در منطقه Nakodar هند
$\theta = 70^\circ$	$2/2 \times 10^{-4}$	390/.	141/2	1/5X. / 7/5X. / 7	قائم جبری	$G_s = 2/58$	
$\theta = 100^\circ$	$2/8 \times 10^{-4}$	365/.	132/4	(متر)		$\gamma = 1/79$	
$\theta = 140^\circ$	$3/0 \times 10^{-4}$	122/9	122/9			$e = 718$	
$\theta = 30^\circ$	$3/6 \times 10^{-4}$	404/.	146/5	بلوك :	آزمایش ارتعاش	$\phi = 30^\circ$	
$\theta = 70^\circ$	$7/7 \times 10^{-4}$	371/5	135/.	1/5X. / 7/5X. / 7	افقی جبری	$\omega = 19/7\%$	
$\theta = 100^\circ$	$9/0 \times 10^{-4}$	347/9	136/1	(متر)			
$\theta = 140^\circ$	$9/8 \times 10^{-4}$	344/3	125/.				

	$3/0.01$	$867/3$	$317/0$	بلوك : $1/0X. / 70X. / 7$ (متر)	آزمایش مدول برشی		Gupta ,prakash (۱۹۷۰)
	$3/0.01$	$166/0$	$198/3$	$3. / 0X3. / 0$ (سانتیمتر)	آزمایش صفحه بارگذاری میکالی		
RB1	$4/2.01$	$131. / 8$	$079 / 9$	بلوك :	آزمایش ارتعاش	رسوبات سنگی	کارخانه سیمان
RB1	$4/2.01$	$1200 / 0$	$074 / 9$	$3X1 / 0X1$ متر	قائم جبری	بامیان بافت	در منطقه Rajban هند
RB2	$3/0.01$	$1143 / 0$	$021 / 6$			ماسه لای دار	
RB2	$3/0.01$	$1.82 / 8$	$494 / 0$			متوسط تادروشت	
RB1	$7/2.01$	$1498 / 0$	$683 / 3$	بلوك :	آزمایش ارتعاش	باخواص زیر:	
RB1	$7/2.01$	$1688 / 0$	$77. / 0$	$2X1 / 0X1$	افقی جبری	$Gs=2/70$	
RB2	$1/0.01$	$1062 / 0$	$697 / 7$	(متر)		$\gamma=2/10$	
RB2	$1/0.01$	$148. / 0$	$691 / 2$			$\theta=6.0$	
RB1	$1/0.01$	$1674 / 0$	$762 / 1$	بلوك :	آزمایش ارتعاش	$\phi=32/0$	
RB2	$1/0.01$	$1498 / 0$	$683 / 3$	$3X1 / 0X1$ (متر)	قائم آزاد	$\omega=28/0$	
RB1	$1/0.01$	$2443 / 0$	$1114 / 3$	بلوك :	آزمایش ارتعاش		
RB2	$1/0.01$	$212. / 0$	$967 / 1$	$3X1 / 0X1$ متر	افقی آزاد		
VP1	$9/1.01$	$100 / 0$	$222 / 3$	صفحه :	آزمایش صفحه		prakash و همکاران (۱۹۷۳)
VP2	$1/0.01$	$136 / 3$	$2.4 / 4$	$6.0X6.0$	بارگذاری میکالی		
VP3	$7/1.01$	$198 / 4$	$297 / 3$	(بهائیتیمتر)			
VP4	$1/1.01$	$148 / 8$	$223 / 0$				
$\theta=30^\circ$	$6/4.01$	$8.0 / 0$	$292 / 0$	بلوك :	آزمایش ارتعاش	ماسه ریزدانه لای	Roorkee دانشگاه
$\theta=7^\circ$	$1/24X1$	$692 / 1$	$201 / 0$	$1/0X. / 70X. / 7$	قائم جبری	دارباده بندی	
$\theta=10^\circ$	$1/60X1$	$029 / 2$	$191 / 8$			تاعیق ۵ متری	
$\theta=14^\circ$	$1/60X1$	$48. / 4$	$174 / 1$			$Gs=2/62$	

$\theta = 30^\circ$	$6/4 \times 10^{-5}$	538/1	2.6/2	1X1X1 متر		$\gamma = 1/83$	
$\theta = 7^\circ$	$1/0 \times 10^{-5}$	472/0	180/8			$\theta = 1/69$	
$\theta = 10^\circ$	$1/3 \times 10^{-4}$	372	140			$\phi = 3^\circ$	
$\theta = 14^\circ$	$1/5 \times 10^{-4}$	322/3	129/0				
$\theta = 30^\circ$	$2/1 \times 10^{-4}$	757/0	274/3	بلوك :		$\omega = 17/6\%$	
$\theta = 7^\circ$	3×10^{-4}	668/8	242/3				
$\theta = 10^\circ$	$4/6 \times 10^{-4}$	621/0	220/0	1/5X0- / 75X0- / 7	سفره آب زیرزمینی آزمایش		
$\theta = 14^\circ$	$7/3 \times 10^{-4}$	578/2	210/0	(متر)	در عمق 2/2 متر ارتفاع افقی		
$\theta = 30^\circ$	$2/1 \times 10^{-4}$	573/6	221/7	بلوك :	جبری		
$\theta = 7^\circ$	$3/4 \times 10^{-4}$	504/0	193/2	1X1X1 متر			
$\theta = 10^\circ$	$5/0 \times 10^{-4}$	471/7	180/8				
$\theta = 14^\circ$	$6/0 \times 10^{-4}$	438/5	168/1				
				بلوك : (m)	آزمایش ارتفاع		
	$1/0 \times 10^{-6}$	1786/0	647/5	1/5X0- / 75X0- / 7	قائم آزاد		
				بلوك : (m)			
	$1/0 \times 10^{-6}$	1798/0	687/6	1 X 1 X 1			
				بلوك : (m)	آزمایش ارتفاع		
	1×10^{-6}	200/0	720/3	1/5X0- / 5X0- / 7	افقی آزاد		
	1×10^{-6}	990/0	379/4	بلوك : (m)			
				1X1X1			

توضیحات:

Gs چگالی یا توده ویژه خاک

γ وزن مخصوص کل خاک

e تخلخل خاک

ϕ زاویه اصطکاک داخلی

ω درصد رطوبت

θ زاویه قرارگیری اجرام خارج از محور

* در خاکهای غلظت- کرنشی با باربریکه در بار استاتیکی، متغیرهای تنش و کرنش در بار استاتیکی

* فدریس با σ و τ تحت بارگذاری سیکلی، σ و τ در بارگذاری استاتیکی

۱۶-۴ نکات نهایی

خصوصیات تنش - تغییر شکل و مقاومت خاکها تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی تابعی از خواص مختلف آن منجمله تخلخل، دانسیته نسبی، سابقه تنش، فشار پیش تحکیمی، میزان تنش استاتیکی اولیه، شدت تنشهای دینامیکی، تعداد سیکلها و به میزان کمتری فرکانس و شکل بار دینامیکی خواهد بود.

در رابطه با خاکهای رسی و لای با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۱٫۵ یا ۲ و تحت ۱۰ الی ۱۰۰ سیکل از بار دینامیکی تغییرات تنش کل (استاتیکی + دینامیکی) بر حسب تغییر شکل نسبی بسیار نزدیک به منحنی تنش - تغییر شکل استاتیکی خواهد بود.

مطالعه پارامترهای مقاومت برشی خاکها تحت بارگذاریهای برشی سیکلی مبین این امر خواهد بود که چسبندگی در خاکهای رس با خمیری زیاد کاهش قابل ملاحظه ای داشته در حالیکه زاویه اصطکاک داخلی خاکها ثابت می ماند.

روشهای متعدد آزمایشگاهی و صحرایی جهت تعیین مدول خاکها وجود دارد، روشهای آزمایشگاهی عبارت از برش ساده یا سه محوری سیکلی و ستون تشدید خواهد بود. در همین رابطه یک دستگاه آزمایشگاهی که توسط آن سرعت ارتعاش سونیک امواج برشی و طولی اندازه گیری می شود بوسیله Stephenson (۱۹۷۷) گزارش شده است. روشهای صحرایی مشتمل بر آزمایشات امواج نزولی، امواج صعودی، امواج سطحی، بلوک تشدید و صفحه بارگذاری سیکلی می باشد.

روابط ساده ای معرفی گردیده که توسط آنها با استفاده از اطلاعات موجود مدول خاکهای ماسه ای را در دامنه تغییرشکلهای کوچک می توان بصورت مقدماتی تخمین زد. همچنین خاکهای غیرچسبنده معینی جهت تعیین تغییرات مدول خاک بر حسب تغییر شکل نسبی، در محل مورد مطالعه قرار گرفته اند. بهر حال بر اساس یک مقدار معین از تغییر شکل نسبی در یک مسئله خاص پیش بینی معقولی از مدول خاک می توان بعمل آورد. Ishihara مقادیر مختلفی از تغییر شکل نسبی و وضعیت خاک مربوطه با استفاده از آزمایشات محلی و آزمایشگاهی پیشنهاد نموده است شکل (۴-۶۶). معذالك معمولاً توصیه می شود که مدول خاک برای یک دامنه وسیعتر از تغییر شکل نسبی تعیین گردد تا از میان آنها مقدار مناسب انتخاب شود. اصلاح مقدار بدست آمده بر مبنای اختلاف فشار محدود کننده خاک در محل و آزمایشگاه در این صورت ضروری خواهد بود رابطه (۴-۲۳).

میزان تغییر شکل نسبی		۱۰ ^{-۶}	۱۰ ^{-۵}	۱۰ ^{-۴}	۱۰ ^{-۳}	۱۰ ^{-۲}	۱۰ ^{-۱}
پدیده های محتمل		ارتعاش ، انتشار امواج		بروزتره، نشستهای نامتقارن		لغزش، تراکم ، سیلان	
خصوصیات فیزیکی		الاستیک		الاستیک - پلاستیک		شکست	
پارامترهای خاک		مدول برشی ، ضریب پواسون و ضریب زائل کنندگی					Φ, c
/ آزمایشات	روش امواج زلزله	-----					
	محلی	آزمایش ارتعاش درمحل	-----				
		آزمایش بارگذاری تکراری	-----				
آزمایشگاهی	تستهای	آزمایش انتشار امواج	-----				
	آزمایشگاهی	آزمایش ستون تشدید	-----				
		آزمایش بارگذاری تکراری	-----				

شکل (۴-۶۶) سطوح مناسب تغییر شکل نسبی جهت استفاده از روشهای مختلف صحرایی و آزمایشگاهی در تعیین مدول خاکها

جدول (۴-۵) حاوی نقاط ضعف و قوت روشهای مختلف صحرایی در تعیین خواص دینامیکی

خاکها می باشد که توسط Woods (۱۹۷۸) ارائه شده است.

جدول (۴-۵) روشهای صحرایی جهت تعیین خواص دینامیکی خاکها

روش صحرایی	سرعت موج P	سرعت موج S	سایر اندازه گیریها	نقاط قوت	نقاط ضعف
انکسار	X	X	عمق و شیب لایه ها	برگشت پذیری قبلی امکان کاربرد سطح مطالعه محدوده های انجام مطالعه مقدماتی	حذف نواحی با سرعت کم دامنه تغییر شکل نسبی پایین قابلیت تعیین خراس بزرگ لایه های نازک نزدیک مرزها
گمانه با امواج عبوری	X	X	—	مسیر موج تنش معین برگشت پذیری قبلی امکان کاربرد فضای	نیاز به ۲ گمانه و یا بیشتر نیاز به کنترل عمود بودن محدود دقیق گمانه ها
امواج صمودی یا امواج نزدی	X	X	—	کافی بودن يك گمانه برگشت پذیری قطبی تعیین سرعتهای کم امکان کاربرد فضای محدود	اندازه گیری سرعتهای میانگین نیاز به ویرا تور بزرگ ضرورت استاندارد کردن
امواج سطحی	X		استهلاك امواج R	امکان کار در سطح	سر و صدا نزدیک سطح دامنه تغییر شکل نسبی پایین ابهام در عمق مرز نیاز به ویرا تور بزرگ ضرورت استاندارد کردن
SPT			ارتباط تجربی با روان گرایی	سرعت دسترسی استفاده وسیع در گذشته	

بلوك تشديد	-	مدول خاکها نزدیک سطح	امكان کار در سطح	محدريت عمق تاثیر
------------	---	----------------------	------------------	------------------

اثر فشارهای محدود کننده بزرگ بر روی مدول دینامیکی خاکها بررسی نشده است. این مسئله در تجزیه و تحلیل دینامیکی سدهای بزرگ خاکی و سنگریزه ای از قبیل سدهای Kishau , Tehri در هیمالیا با ارتفاعی حدود ۳۰۰ متر، از اهمیت بسیاری برخوردار است. مطالعات چنین مسائلی در دانشگاه Roorkee آغاز گردیده است.

در تحلیل واقعی سازه های مدفون ارائه منحنی های تنش- تغییر شکل بصورت ریاضی مناسب خواهد بود. مدل غیر بولایك Kondner's برای حالت متعددی قابل استفاده می باشد. معذالك برای رفتار تنش- تغییر شکل سیکی Christian, Desai, Richart (۱۹۷۷) استفاده از مدل Ramsberg-Osgood را توصیه کرده اند. جزئیات و تشریح کامل این موضوع خارج از قلمرو این بحث می باشد.

۱۷- ۴ مسائل

۴-۱ عوامل مؤثر بر مقاومت برشی خاکهای چسبنده تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی را نام برده و بحث نمایید.

۴-۲ تفاوت میان بافت خاکهای دست نخورده و بازسازی شده را بیان نمایید. منحنی تنش- تغییر شکل هر دو خاک را رسم نمایید. اگر يك نمونه دست نخورده خاک رس به ارتعاش درآید، در پایان ارتعاشات بافت خاک به چه صورت درخواهد آمد ؟

۴-۳ آثار عوامل زیر را بر مقاومت خاکهای رسی شرح دهید:

الف- تعداد سیکلهای بار

ب - شکل بارهای دینامیکی

ج - یکطرفه یا دو طرفه بودن بارهای دینامیکی

د - شرایط زهکشی

ه - زمان بارگذاری

۴-۵ يك نمونه خاک رس به قطر ۲٫۸ سانتی متر و ارتفاع ۸ سانتی متر تحت اثر تنش نوسانی يك بعدی قرار دارد. تنش اولیه استاتیکی صفر و فرکانس نوسانات ۲ هرتز می باشد. تغییرات تنش دینامیکی را برحسب تغییر شکل نسبی كل نمونه رسم نمائید. تغییرات تنش استاتیکی برحسب تغییر شکل نسبی دريك آزمایش تك محوری را بر روی دیاگرام فوق ترکیب نمائید.

۴-۶ روشهای تعیین مدولهای دینامیکی خاک را نام برده و بحث نمائید.

۴-۷ عواملی که بر مدول دینامیکی خاکها مؤثرند را نام برده و بحث نمائید. دريك حالت معین نحوه اصلاح این فاکتورها که برای مسئله خاصی تعیین شده اند چگونه می باشد؟

۴-۸ مقررات و دستورالعملهای استاندارد هندوستان درخصوص تعیین مدول دینامیکی خاکها را نام برده و بحث نمائید. اگر قرار باشد آئین نامه ای در این مورد بنویسید چگونه مقررات مذکور را اصلاح می نمائید.

۴-۹ جهت تعیین مقادیر E و Cu (ضریب فشار الاستیک یکنواخت) بمنظور طراحی پی یکی کمپرسور آزمایشات ذیل انجام گرفته است.

ردیف	زاویه قرارگیری جرم خارج از مرکز (درجه)	فرکانس f_{Hz} (هرتز)	دامنه ارتعاش درحالت تشدید (میلیمتر)
۱	۱۵	۲۵٫۵	۰٫۰۶۰
۲	۳۰	۳۲	۰٫۱۵۰
۳	۴۵	۳۱	۰٫۲۱۰
۴	۶۰	۲۹٫۵	۰٫۳۰
۵	۱۲۰	۲۸	۰٫۵۲۵
۶	۱۴۰	۲۷	۰٫۶۲۰

جدول (۴-۶) نتایج آزمایش ارتعاش قائم

الف- آزمایش ارتعاش قائم روی بلوک بتنی بابعاد $۰.۷ \times ۰.۷۵ \times ۱.۵$ متر با استفاده از خروج از مرکزیهای مختلف جرم نوسان کننده صورت گرفته است. نتایج بدست آمده در جدول (۴-۶) ارائه شده است.

ب - آزمایش بارگذاری صفحه سیکلی بر روی صفحه ای بابعادی ۷۰×۷۰ (Cm) انجام شده است. نشست ارتجاعی متناظر با باری با شدت ۲۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع ۶ میلی متر می باشد.

ج - در آزمایش انتشار امواج میانگین زمان لازم جهت پیمودن يك فاصله ۶ متری بین ژئوفون ها ۰.۲ ثانیه بدست آمده است. سفره آب زیرزمینی بفاصله ۲ متری از کف پی که خود در عمق ۲ متری قرار دارد واقعست. سطح تماس پی هم برابر ۸۰ متر مربع (۸×۱۰) می باشد. مقادیر ضریب ارتجاعی (E) و ضریب فشار الاستیک یکنواخت (C_{ij}) را در محل مورد مطالعه محاسبه نمایند.

۱۸-۴ مراجع

- میرمحمد حسینی، س.م. « گزارش علمی از کنفرانس بین المللی بررسی مفاهیم جدید در آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی مکانیک خاک و ژئوتکنیک »، ریدوژانیرو، ۲۷-۲۵ ماه مه ۱۹۸۸، نشریه علمی و فنی امیرکبیر، سال سوم، شماره ۹، بهار و تابستان ۱۳۶۷ ص ۳۷-۴۰.

- میرمحمد حسینی، س.م. « ویژگیهای آزمایش سه محوری مکعبی نمونه های خاک »، مجموعه مقالات اولین مجمع فنی ژئوتکنیک در سدسازی و منابع آب ۲۶-۲۵ آذرماه ۱۳۶۸ ص ۴۷-۶۶.

- میرمحمد حسینی، س.م.، عبادی، م. ت و صبور، م.ر. « دستگاه مطالعه رفتار تک شمع ها در آزمایشگاه »، نشریه علمی و فنی امیرکبیر، سال ششم، شماره ۲۱، پاییز و زمستان ۱۳۷۱ ص ۲۲-۲۵.

- Anderson, D.G., C. Espana, and V.R. McLamore: Estimating In- situ Shear Moduli at Competent Sites, *Proc. ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena*, vol. 1, pp. 181-197, June 1978.
- Arya, A.S., S. Prakash, and D.C. Gupta: "Report on Soil Characteristics for Heavy Duty Vibrator Equipment of Fertilizer Project, Kanpur," Earthquake Engineering Studies, School of Research and Training in Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, 1967.
- Ballard, R.F., Jr.: "Determination of Soil Shear Moduli at Depth by In-Situ Vibratory Techniques," W.E.S., Misc. Paper No.4-691, December 1964.
- Barkan, D.D.: "Dynamics of Bases and Foundations," McGraw- Hill Book Co., New York, 1962.
- Bjerrum, L., and A. Landra: Direct Simple Shear Tests on a Norwegian Quick Clay, *Geotechnique*, Vo. 26, no. 1, pp. 1-20, March 1966.
- _____ and N.E. Simmons: "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays," Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, CO pp. 711-726, June 1960.
- Casagrande, A.: Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills, *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, vol. 23, p.13, 1936.
- _____ and W.L. Shannon: Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils Under Dynamic Loads, *Proc. Second Int. conf. Soil Mech. Foundation Engin.*, vol. 5, pp.29-34, 1984a.
- _____ and _____: "Research on Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils and Soft Rocks Under Transient Loading," Harvard Soil Mechanics Series No. 31, 1948b.
- _____ and _____: Strength of Soils Under Dynamic Loads, *trans. ASCE*, pp. 755-771; Discussion, p.825, 1949.
- Cunney, R. W., and Z. B. Fry: Vibratory In- Situ and Laboratory Soil Moduli Compared, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol 99, no. SM 12, pp. 1055-1076, 1973.
- Desai, C.S., and J.T. Christian: "Numerical Methods in Geomechanics," McGraw-Hill Book Co., New York, 1977.
- Doebelin, E.O.: "Measurement Systems: Application and Design," McGraw-Hill Book Co., New York, 1966.
- Drnevich, V.P., J.R. Hall, Jr., and F.E. Richart, Jr.: Effect of Amplitudes of Vibration on Shear Modulus of Sand, *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Albuquerque, NM, 1967.
- Fry, Z.B.: "Development and Evaluation of Soil Bearing Capacity, Foundations of Structures," W.E.S., Technical Report No. 3-622, rept. no. 1, July 1963.
- Hardin, B.O.: "The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils, State of the Art Report, *Proc. ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena*, pp. 3-90, June 1978.
- _____ and W.L. Black: Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays, *J. Soil Mech. Found Div., ASCE*, vol. 95, no. SM 6, pp. 1531-1537, November 1978.
- _____ and V.P. Drnevich: Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 98, no. SM 6, pp. 603-624, 1972a.

- _____, S. Saran, et al.: "Report on Geotechnical Investigations for Penden Cement Authority, Cement Factory at Gomtu, Bhutan, "Geotechnical Engineering Studies, University of Roorkee, India. 1976.
- _____ and P. Srivastava: "Design and Performance of a Resonant column Device," *J. Indian Geotech.*, vol. 9, no. 4, pp. 313-327, October 1979.
- Puri, V. K.: "Natural Frequency of Block Foundations under Free and Forced Vibrations," A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Engineering in Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, 1969.
- Ramsberg, W., and W. T. Osgood: "description of StressStrain Curves by Three Parameters," Tech. Note 902, National Advisory Committee on Aeronautics, Washington, D.C., 1943.
- Richart, F. E., Jr.: Dynamic Stress - Strain Relations for Soils, State of the Art Report, *Proc. Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, vol. 2. pp.605- 612, 1977.
- _____, J. R. Hall, and R. D. Woods: "Vibrations of Soils and Foundations," Prentice- Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970.
- Roscose, K. H.: An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples, *Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. Found Engin.*, vol. 1, pp. 189-191, 1953.
- Seed, H.B.: Soil Strength During Earthquakes, *Proc. second World Conf. Earthquake Engg.*, vol. 1, pp. 183-194, 1960.
- _____ and C. K. Chan: Clay Strength Under Earthquake Loading conditions, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 92, no. SM 2, pp. 53-78, March 1966.
- _____ and J. W. N. Fead: "Apparatus for Repeated Load Tests on Soils," *Special Technical Publication No. 204, ASTM, Philadelphia*, 1959.
- _____ and R. Lundgren: "Investigation of the Effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand," *Proc. ASTM*. vol. 54, pp. 1288-1306, 1954.
- Silver, M. L., C.K. Chan, et al.: "Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand", *J. Geot. Engg. Div. ASCE*, vol. 102, no. GT 5, pp. 511-523, May 1976.
- Singh, B., and S. Prakash: "A Text Book of Soil Mechanics," 4th ed., Nemchand and Bros., Roorkee, India, 1976.
- Shockley, W. G., and R. G., Ahlvin: "Non-uniform Conditions in Triaxial Test Specimens," *Proc. Res. Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder, CO, pp. 341-357, 1960.
- Stephenson, R. W.: "Ultrasonic Testing for Determining Dynamic Soil Moduli," *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, Special Technical Publication No. 654*, pp.179-195, 1977.
- Stokoe, K. H., and F. E. Richart: In - situ and Laboratory Shear Wave Velocities, *Proc. Seventh Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, vol. 1, pp. 403-409, 1973.
- _____ and R. D. Woods: In-situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 98, no. SM 5, pp. 443-460, 1972.
- _____ and R. J. Hoar: Variables Affecting In-Situ Seismic Measurements, *Proc. ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena*, Vol. 2, pp. 919-938, June, 1978.
- SW-AA: "Soil Behavior Under Earthquake Loading Condition," Interim Report

- No. 1, Subcontract No. 3354, Union Carbide Corp. for U.S. Atomic Energy Commission Contract No. 7405-Eng-26-Dec, 1971.
- Taylor, D. W.: "Fundamentals of Soil Mechanics," John Wiley Sons, Inc. New York, 1948.
- Thiers, G. R., and H. B. Seed: Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clay, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 94, no. SM 6, pp. 555-569, March 1968.
- Tschebotarioff, G.P.: Discussion on Strength of Soils Under Dynamic Loads by A. Casagrande and W.L. Shannon, *Trans. ASCE*, p. 825, 1949.
- Whitman, R.V.: "Testing of Soils with Transient Loads," *ASTM, Spec. Tech. Pub. No. 232*, p. 242, 1957a.
- _____: The Behavior of Soils Under Transient Loadings, *Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, vol. 1, p. 207-210, 1957b.
- _____, and _____: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 98, no. SM 7, pp. 667-692, 1972b.
- Hvorslev, M. J., and R. I. Kaufman: "Torsion Shear Apparatus and Testing Procedure," USAE Waterways Experiment Station, Bulletin No. 38, May 1952, 76 pp.
- Imai, T., and M. Yoshimura: "The Relation of Mechanical Properties of Soils to P- and S-Wave Velocities for Soil Ground in Japan," Report RD-477, Tn-07 Urawa Research Institute, Oya Corp., 1975.
- Indian Standard Method of Load Test on Soils, IS 1888-1971, 1st rev., Indian Standards Institution New Delhi.
- Indian Standard Method of Test for Determination of Dynamic Properties of Soil, IS 5249-1978, 1st rev., Indian Standards Institution, New Delhi.
- Indian Standard on Identification and Classification of Soils General Engineering Purposes, IS 1498-1971, 1st rev., Indian Standards Institution, New Delhi.
- Ishihara, K.: Factors Affecting Dynamic Properties of Soils, *Proc. Fourth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bangkok, vol. 2, August 1971.
- Iwasaki, T., and F. Tatsuoka: Dynamic Soil Properties with Emphasis on Comparison of Laboratory Tests with Field Measurements, *Proc. Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, vol. 1, pp. 153-158, January 1977.
- Kjellman, W.: Testing of Shear Strength in Sweden, *Geotechnique*, vol. 2, pp. 225-232, 1951.
- Kondner, R. L.: Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 89, no. SM 1, pp. 115-143, 1963.
- Leet, L.D.: Earth Motion From the Atomic Bomb Test, *Am. Sci.*, vol. 34, pp. 198-207, 1946.
- Park, T.D., and M.L. Silver: Dynamic Triaxial and Simple Shear Behavior of Sand, *J. Geot. Engg. Div. ASCE*, vol. 101, no. GT 6, pp. 513-529, June 1975.
- Peacock, W. H., and H. B. Seed: Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 94, no. SM 3, pp. 689-708, May 1968.
- Prakash, S.: "Introductory Soil Testing," Asia Publishing House, Bombay, 1968.

- _____ and B. M. Basavanna: "Report on Soil Characteristics for Heavy Aero Engine Beds, AEF, Chandigarh," Earthquake Engineering Studies, School of Research and Training in Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, 1968.
- _____, _____, and A. S. Arya: "Report on Soil Characteristics for Heavy Duty Forging Hammer Foundation of Hindustan Aeronautics Ltd., Koraput, " Earthquake Engineering Studies, School of Research and Training in Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, 1968.
- _____ and M.K. Gupta: "Report on Dynamic Properties of Soil for Diesel Power House Nakodar," Earthquake Engineering Studies, School of Research and Training in Earthquake Engineering, University of Roorkee, India, 1970.
- _____ and _____: "Report on Dynamic Properties of Soils for Diesel Power House Sirhind," Earthquake Engineering Studies, School of Research and Training in Earthquake Engineering University of Roorkee, Roorkee, India, 1971.
- _____ and P. Nandkumar: "Behavior of Sand Clay Mixture in Oscillatory Shear, " *Symposium on Repeated Loading of Soils with Particular Reference to Road Pavements, University of New South Wales, Sydney*, 1975.
- _____, _____, and V.K. Bansal: Behavior of Soils Under Oscillatory Shear Stresses, *proc. Fifth Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee*, vol. 1, pp. 127-134, November 1974.
- _____, _____, and V. H. Joshi: Design and Performance of an Oscillatory Shear Box, *J. Indian Geotech. Soc.*, vol. 3, no. 2, pp. 101-112, April 1973.
- _____ and V.K. Puri: Natural Frequency of Block Foundations Under Free and Forced Vibrations, *J. Indian Geotech.*, vol. 2, no. 4, October 1972.
- _____ and _____: Dynamic Properties of Soils from In-situ Tests, unpublished Report, University of Missouri- Rolla, MO, July 1980.
- _____, G. Ranjan, P. Nondkumar et al.: "Report on Soil Investigations for Cement Factory at Rajban (H.P.)," Studies carried out at the Civil Engineering Department, and the School of Research and Training in Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, 1973.
- _____ : Shear Strength of Sands During Rapid Loadings, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 94, no. SM 4, pp.99-132, April 1968.
- _____ and F. V. Lawrence: Discussion, *J. Soil Mech, Found Div., ASCE*, vol. 89, no. SM 5, pp. 112-115, 1963.
- Woods, R.D.: "Measurement of Dynamic Soil Properties - State of the Art," *Proc. ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena*, June 1978.
- Yoshimi, Y., F. E. Richart, S. Prakash, et al.: Soil Dynamics and Its Application to Foundation Engineering, State of the Art Report, *Proc. Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp. 605-50, July 1977.
- Henkel, D.J. & Bishop, A.W.: "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test", 1st edition, William Clowes & Sons, Ltd. London, 1957.
- Brown, S.F., Lashine, A.K.F. & Hyde, A.F.L.: "Repeated Load triaxial Testing of Sity Clay", *Geotechnique*, 25, No.1, pp.95-114.
- Ramamurthy, T.: "A Universal triaxial Apparatus," *J. of Indian Nat. Soc. SMEF*, vol. 9, No 3, PP251-269, 1970.

- Reads, D.W.: "Stress- Strain Characteristics of Sand Under Three Dimension Loading", Ph.D. Thesis, Imperial college, Univ. of London, (1972).
- Pearce, J.A.: "A New True Triaxial Apparatus," Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, pp. 330 - 339, 1971.
- EL- Gammel, M.A.G.: "Elastic Stress and Strain in Cohesionless Soils," Ph.D. Thesis, Civil Eng. Dept. Leed Univ., 1984.
- Mir Mohammad Hosseini, S.M.: Stress- Strain Behaviour of Granular Soils Under Monotonic & Cycilc Loading Conditions," Ph.D Thesis, Civil Eng. Dept, Leeds Univ., 1987.
- Mir Mohammad Hosseini: S.M. & Cousens, T.W.: "A Simple Cublic Triaxial test Apparatus", Proc. Simposio Sobre Novos Conceitos Em Ensaio De Campo E De Laboratorio Em Geotecnia, Brasil - Rio de Janeiro, 1988, vol.1, pp. 85- 96.
- Lade, P.v. & Duncan, J. M.: "Cubical triaxial tests on a Cohesionless Soils,: J. SMFD, ASCE, vol. 99. pp. 193-812, 1973.
- Kolbuszewski,J.J.: "The Preparation of sand Samples for Laboratory Testing." Proc. of the Midland Soil Mech. & Found. Eng. Soc. vol. 4, 1961.

فصل پنجم

رانش دینامیکی خاک و دیوارهای حائل

۱-۵ مقدمه

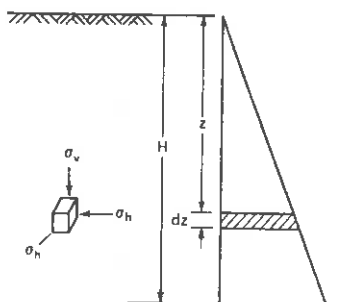
موارد متعددی از مسائل مهندسی از قبیل پایداری دیوارهای حائل، سپرهای محافظ، تونلها، آبراهه ها و سدهای خاکی، ترانشه ها و غیره در ارتباط مستقیم با رانش خاک قرار دارند. در خیای از موارد فشار خاک بصورت استاتیکی معین نبوده و مقداری ثابت و مشخص نخواهد داشت. این امر بدلیل وابستگی رانش خاک به جنس مصالح و نیز عکس العمل مابین خاک و سازه گاهی از پیچیدگی خاصی برخوردار خواهد بود. در واقع فشار خاک تابعی از تغییرشکلهای بوجود پیوسته در سازه های مرتبط با خاک می باشد. تئوریهای کلاسیک رانش خاک توسط کولمب (۱۷۷۳) و رانکین (۱۸۵۷) و بعدها توسط ترزاتی (۱۹۴۱) پیشنهاد و توسعه یافته است.

بهرحال اگر سازه حائل هیچگونه تغییرشکلی نداشته باشد (از قبیل دیوار حائل زیرزمین ها)، هیچ يك از تئوریهای فوق قابل استفاده نخواهند بود. در این فصل این موضوع ابتدا مورد بحث قرار خواهد گرفت، سپس تئوریهای کولمب و رانکین در حالات استاتیکی باختصار مطرح خواهد شد، آنگاه مسائل مربوط به بارگذاریهای زلزله روی دیوارهای حائل مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲-۵ رانش خاک در حالت سکون

اگر فرض نماییم که خاک جسمی است نیمه بی نهایت، ایزوتروپ، همگن و ارتجاعی، تحت اثر بارهای قائم می تواند بطور قائم تغییرشکل داده و نشست نماید لیکن بدلیل بی نهایت بودن در جهات افقی تغییرشکل در این جهات نخواهد داشت. برای يك چنین جسمی رانش ناشی از فشار قائم در يك قطعه در عمق Z شکل (۱-۵) چنین خواهد بود:

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (۱-۵)$$



شکل (۱-۵) رانش در حالت سکون يك توده ارتجاعی، همگن، ایزوتروپ و نیمه فضا

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

که در این رابطه $K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1-\sin \varphi}{1+\sin \varphi}$ ، رانش خاک و φ ضریب پواسون خاک می باشد. اگر فشار

قائم را بر اساس عمق و وزن مخصوص خاک بنویسیم:

$$\sigma_v = \gamma Z \quad (5-2)$$

$$\sigma_h = P_0 = K_0 \gamma Z$$

به P_0 در رابطه رانش خاک در حالت سکون و به K_0 ضریب رانش خاک در حالت سکون (Coefficient of earth Pressure at Rest) می گویند.

در رابطه آخر که جهت تعیین رانش خاک در حالت سکون در اعماق مختلف نوشته شده است γ برای خاکهای غیراشباع بسته به وضعیت خاک γ_d و یا γ_t خواهد بود. چنانچه خاک اشباع باشد γ بایستی به صورت γ_b استفاده شده و چنانچه علاوه بر رانش خاک، رانش آب هم مد نظر باشد به نتیجه حاصل فشارهای هیدروستاتیکی آب هم باید اضافه شود.

با توجه به اینکه خاک ها در عمل ارتجاعی و ایزوتروپ نبوده و فرضیاتی که در فوق گفته شد کاملاً بر آنها مصداق پیدا نمی کند مقادیر K_0 را نمی توان به سادگی از ضریب پواسون خاک بدست آورد زیرا خود φ نیز مقدار ثابتی نخواهد داشت. مطالعات تجربی زیادی جهت تعیین مقادیر K_0 و همچنین بررسی عوامل مؤثر بر آن بعمل آمده است و روابط تجربی متعددی نیز پیشنهاد شده که هر یک در محدوده ای قابل استفاده می باشند. برخی از مشهورترین آنها چنین می باشند:

(5-3)

رابطه مشهور جکی (Jaky) در سال ۱۹۴۴

رابطه پیشنهادی توسط De Wet

رابطه پیشنهادی توسط Seidek

$$\left\{ \begin{array}{l} K_0 = 1 - \sin \varphi \\ K_0 = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + 2 \sin^2 \varphi} \\ K_0 = 0.75 K_a + 0.25 \end{array} \right. \quad \text{رابطه جکی}$$

در رابطه فوق φ زاویه اصطکاک داخلی خاک و K_a ضریب فشار فعال خاک می باشد.

آنچه که در مجموع می توان نتیجه گرفت این است که چس خاک، شکل و اندازه ذرات، تراکم، تخلخل خاک، میزان تنش وارده از عوامل مهم مؤثر بر K_0 خاک ها می باشند. مطالعه نسبتاً کاملی درخصوص بررسی نحوه و میزان تاثیر عوامل مختلف بر ضریب رانش خاکهای دانه ای در حالت سکون (K_0) توسط دستگاه سه محوری مکعبی واقعی روی نمونه های مختلف خاک در شرایط متفاوت

از تقید جانبی (حالت کاملاً محدود شده یا Confined، حالت تغییر شکل صفحه ای یا Plane Strain و بالاخره حالت تغییر شکل سه محوری یا Triaxial) صورت گرفته که شرح جزئیات آن خارج از موضوع این بخش می باشد لیکن جهت آشنایی نمونه ای از نتایج حاصله در جدول (۵-۱) آورده شده است.

نوع خاک	مقدار متوسط K_0	ملاحظات
ماسه ریزدانه متراکم	۰.۴۰	مقادیر K_0 مربوط به انواع
ماسه ریزدانه غیرمتراکم	۰.۴۷	ماسه با تراکم های مختلف
ماسه متوسط متراکم	۰.۳۰	میانگین ماکزیمم و می نیمم مقادیر
ماسه متوسط غیرمتراکم	۰.۳۹	K_0 بوده که در آزمایشات Confined
ماسه درشت دانه متراکم	۰.۲۱	توسط دستگاه آزمایش سه محوری مکعبی
ماسه درشت دانه غیرمتراکم	۰.۳۱	(True Triaxial) بدست آمده است
رس تحکیم یافته (سخت)	۰.۵	
رس نرم	۰.۶	

جدول (۵-۱) نمونه ای از مقادیر K_0 برای خاکها

۳-۵ تئوری رانکین در مورد رانش خاک

اگر در شکل (۵-۲-الف) و (ج) خط ab معرف سطح يك توده غیرچسبنده نیمه بی نهایت به وزن مخصوص γ باشد در عمق Z ، فشار قائم وارده بر این سطح چنین خواهد بود:

$$P_v = \gamma Z$$

فشار افقی یا رانش خاک در حالت سکون چنین می باشد:

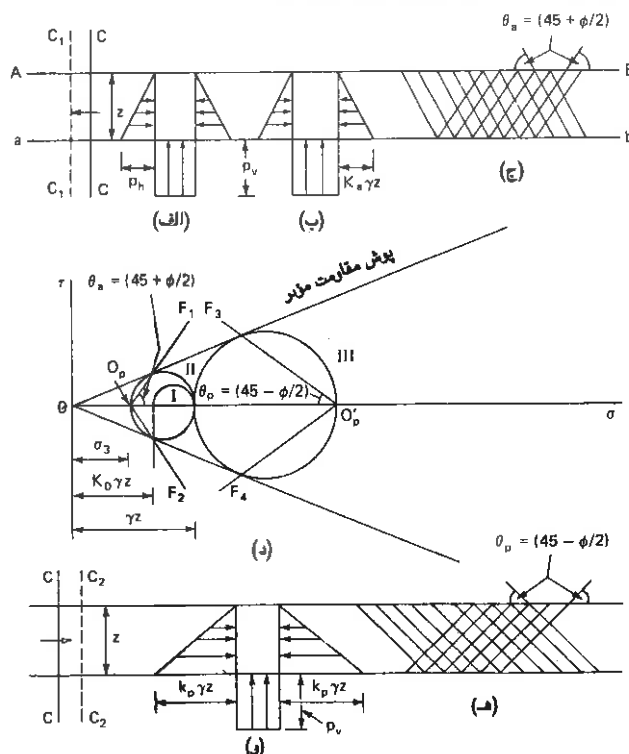
$$P_h = P_0 = K_0 P_v$$

با توجه به اینکه هر قطعه خاک در صفحه افق وضعیتی کاملاً متقارن خواهد داشت در نتیجه فشارهای قائم وارد بر آن فشارهای اصلی می باشند یعنی:

$$\sigma_1 = \gamma Z$$

$$\sigma_3 = K_0 \gamma Z$$

در شکل (۵-۲) نیم دایره (۱) معرف وضعیت خاک در حالت سکون می باشد. اگر به خاک اجازه داده شود که تغییرشکل‌های جانبی داشته باشد یعنی صفحه قائم CC به طرف C_1C_1 شکل (الف) حرکت نماید فشار افقی یا رانش خاک تقلیل پیدا می کند و قطر دایره مؤثر افزایش می یابد. بیشترین قطر دایره مؤثر هنگامی است که بر پوش گسیختگی مماس شود (دایره ۲). در این هنگام نمونه در امتداد صفحات OpF_1 و OpF_2 گسیخته خواهد شد. همان طور که در شکل مشخص است این صفحات با امتداد افق (تنش اصلی ماکزیمم) زاویه ای معادل $45 + \phi/2$ می سازند. رابطه بین تنشهای اصلی در لحظه گسیختگی به قرار زیر می باشد:



شکل (۵-۲) (الف): حالت سکون، ب و ج): حالت فعال رانکین، د): دایره مؤثر و دیاگرام مقاربت ه، و): حالت مقاوم

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2) = N_\phi \quad (9-3)$$

$$\sigma_1 = P_v = \sigma_3 N_\phi = P_h N_\phi$$

$$P_h = \frac{1}{N_\phi} P_v = K_a \cdot \gamma Z \quad \text{و یا اینکه:}$$

ضریب $K_a = \frac{1}{N_\phi} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$ را ضریب رانش فعال (Coefficient of active earth Pressure) خاک می نامند.

شایان ذکر است است که تقلیل رانش خاک در اثر تغییر شکل جانبی آن تا هنگامی ادامه می یابد که تمامی مقاومت برشی خاک وارد میدان شود و به اصطلاح خاک در حالت فعال قرار گیرد. افزایش تغییر شکل جانبی از این مرحله به بعد تأثیری در رانش خاک نداشته و ممکن است باعث گسیخته شدن آن شود. لغزش در صفحات موازی با OpF_1 و OpF_2 اتفاق خواهد افتاد. شبکه لغزش در چنین وضعیتی مطابق آن است که در شکل (الف) رسم شده است. همچنین منحنی های رانش خاک و فشار قائم در این وضعیت نیز در شکل فوق نمایان است. تحلیل فوق از وضعیت رانش فعال خاک جهت طرح و محاسبه دیوارهای حائل بشرطی صادقست که؛ اولاً سطح داخلی دیوار بدون اصطکاک و قائم باشد، ثانیاً شرایط تغییر شکل جانبی جهت قرار گرفتن خاک در حال فعال وجود داشته باشد.

اگر توده خاک بسمت داخل فشرده شود و صفحه قائم CC به طرف C_2C_2 شکل (ج) حرکت نماید دایره مؤثر گسیختگی در این حالت دایره (۳) خواهد شد و رانش خاک تدریجاً افزایش خواهد یافت تا اینکه تغییر بیشتر صفحه CC بسمت داخل تأثیری در فشار افقی خاک نخواهد داشت. این حالت که در واقع تمامی مقاومت برشی خاک بسیج شده است و بیشترین مقاومت در برابر گسیختگی ظاهر می گردد حالت مقاوم یا غیرفعال نامیده می شود. تغییر شکل بیشتر صفحه CC به طرف C_2C_2 ممکن است موجب گسیختگی خاک گردد. لغزش در این حالت در امتداد صفحات OpF_3 و OpF_4 به وقوع خواهد پیوست که با افق زاویه $45 - \phi/2$ خواهند داشت. شبکه لغزش در این حالت نیز در شکل (ج) رسم گردیده است.

فشار قائم یا رانش غیرفعال خاک در این حالت نیز از رابطه قبل قابل محاسبه است:

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N_\phi$$

$$\sigma_3 = \gamma Z$$

با توجه به اینکه تنش اصلی می نیمم چنین است:

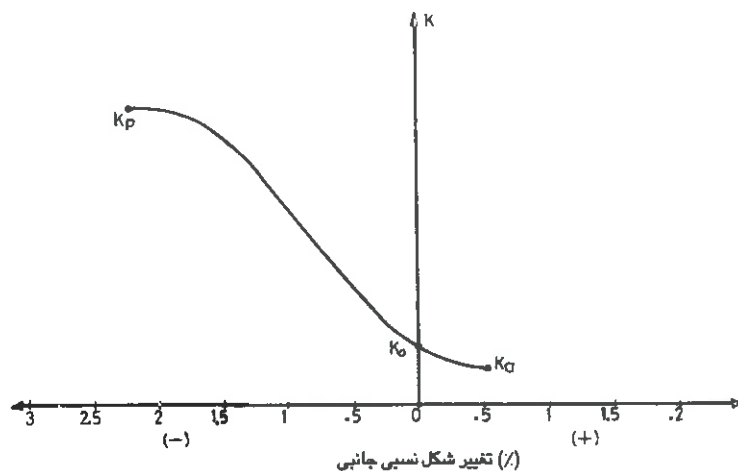
رانش غیرفعال چنین خواهد بود:

$$\sigma_1 = \gamma Z N_\phi = \gamma Z \tan^2(45 + \phi/2) \quad (5-5)$$

$$\sigma_1 = K_p \gamma Z$$

ضریب $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ را ضریب فشار مقاوم خاک (Coefficient of Passive earth Pressure)

می نامند. ملاحظه می شود که: $K_a \cdot K_p = 1$ مقدار دقیق تغییر شکل نسبی جانبی لازم جهت حصول حالت فعال، یا حالت غیرفعال به عوامل زیادی بستگی داشته و بسختی قابل استاندارد کردن است. لیکن بموجب اطلاعات تجربی زیادی میزان ۰.۵ درصد تغییر شکل نسبی جانبی می تواند خاک را به حالت فعال درآورد، در حالی که جهت بسیج مقاومت غیرفعال گاهی تا ۲ درصد تغییر شکل نسبی مورد نیاز است. در شکل (۵-۲) منحنی تغییرات ضریب فشار خاک را در مورد یک نمونه از ماسه متراکم نشان می دهد.



شکل (۵-۲) نحوه تغییر ضریب رانش خاک برحسب تغییر مکان دیوار حائل

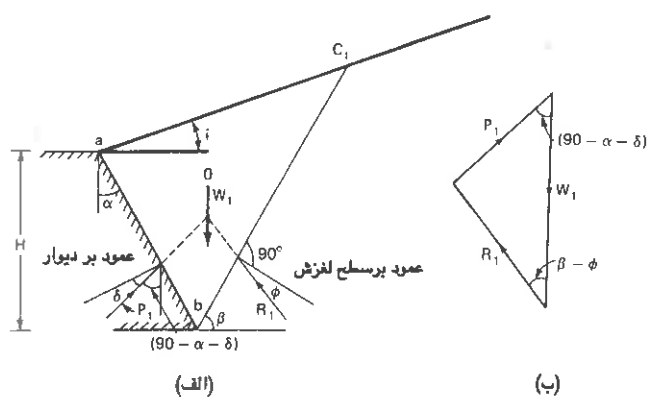
۴-۵ تئوری کولمب در مورد رانش خاک

برخلاف تئوری رانکین، در این تئوری سطح دیوار بدون اصطکاک در نظر گرفته نمی شود. همچنین در این تئوری شرایط مرزی می تواند مختلف باشد یعنی دیوار دارای هر نوع شیبی بوده، خاکریز پشت دیوار مسطح یا شیب دار بوده و بار روی خاکریز بصورت متمرکز یا یکنواخت باشد. فرضیات اتخاذ شده در این تئوری چنین می باشد :

۱- شرایط لازم جهت ایجاد تغییر شکل های ضروری وجود داشته باشد.

۲- سطح لغزش يك سطح خطی و مستقیم است .

در شرایط مرزی کاملاً مساوی تئوری های رانکین و کولمب جواب های یکسان می دهند. براساس این تئوری از متعادل ساختن نیروی محرك و مقاوم در يك قطعه انتخابی لغزیده، شکل (۴-۵)، رانش خاک محاسبه می شود. نیروهایی که بر قطعه abc_1 به عنوان اولین انتخاب اثر می نمایند چنین می باشند:



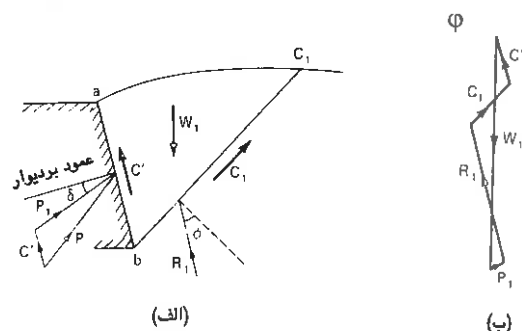
شکل (۴-۵) نیروهای مؤثر بر يك قطعه فرضی لغزش و چند ضلعی نیروها

۱- W_1 ، وزن قطعه abc_1 که از مرکز ثقل در امتداد قائم می گذرد.

۲- رانش خاک P_1 که با نرمال بر سطح دیوار زاویه δ می سازد که δ زاویه اصطکاک دیوار می باشد.

۲- عکس العمل R_1 که با نرمال بر سطح لغزش bc_1 زاویه ϕ می سازد.

مثلث نیروهای مؤثر بر قطعه abc_1 در حالت تعادل مطابق شکل مقابل است که از آنجا نیروی رانش P_1 قابل تعیین است. به همین منوال برای سطوح لغزش bc_2 ، bc_3 و ... می توان مقادیر متناظر P_2, P_3 و ... را بدست آورد که بیشترین آنها مبین P_a نیروی رانش فعال خاک خواهد بود. مقدار P_a را همچنین می توان از رابطه زیر بدست آورد که با استفاده از تئوری کولمب محاسبه شده است.



شکل (۵-۵) نیروهای مؤثر بر یک قطعه فرضی لغزش و چند ضلعی نیروها در خاکهای چسبنده

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha)} \times \frac{1}{\left\{ 1 + \left[\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha - i) \cos(\delta + \alpha)} \right]^{1/2} \right\}^2} \quad (5-6)$$

برای تعیین رانش خاک های چسبنده از روش کولمب اصول همان است که فوقاً گفته شد، شکل (۵-۵)، منتهی در این حالت نیروی چسبندگی $C_1 = c \cdot bc_1$ و $C' = c' \cdot ab$ مربوط به خاک و دیوار به ترتیب بر سطوح لغزش و تماس دیوار اثر می نمایند که در کثیرالاضلاع تعادل نیروها بایستی منظورگردند. مابقی مراحل کار کاملاً مانند همان است که در مورد مصالح غیرچسبنده گفته شده و در انتها با انتخاب سطوح لغزش مختلف و تعیین بیشترین P_1 مجدداً نیروی رانش فعال خاک (P_a) در این حالت نیز بدست خواهد آمد.

۵-۵ روش ترسیمی کولمن

این روش در واقع مبتنی بر تئوری کولمب در مورد رانش خاک ها بوده و جهت تعیین سریع مقدار رانش خاک های غیرچسبنده به کار می رود.

اگر دیوار حائل شکل (۵-۶) به ارتفاع H و شیب قائم α و زاویه اصطکاک ϕ را در نظر بگیریم که پشت آن از مصالحی بوزن مخصوص γ و زاویه اصطکاک داخلی ϕ پر شده باشد، مراحل لازم جهت محاسبه رانش فعال خاک بر روش کولمن به قرار زیر می باشد:

۱- رسم دیوار با یک اشل مناسب

۲- ترسیم خط bs با زاویه نسبت به افق، با توجه به اینکه زاویه ϕ مقداری است که مصالح در حالت طبیعی به خود می گیرند، این خط، خط شیب طبیعی خاک نیز نامیده می شود.

۳- ترسیم خط bl با زاویه $(90 - \alpha - \delta)$ زیر خط bs . این خط به نام خط رانش خاک خوانده می شود.

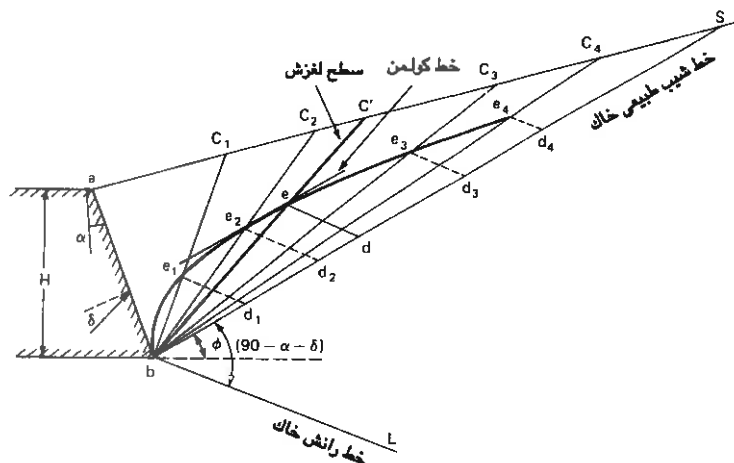
۴- تعیین نقطه d_1 روی خط bs بطوری که با اشل ترسیم، bd_1 معادل وزن قطعه abc_1 گردد.

۵- ترسیم خط d_1e_1 به موازات خط رانش خاک از نقطه d_1 تا خط bc_1 را در e_1 قطع کند. مقدار d_1e_1 معرف رانش فعال خاک جهت قطعه انتخابی abc_1 می باشد.

جهت سطوح لغزش انتخابی دیگر مراحل فوق انجام و تکرار می گردد بطوری که d_2e_2 ، d_3e_3 و ... معرف مقادیر رانش خاک متعلق به آن سطوح خواهند بود. از اتصال نقاط e_1 ، e_2 ، e_3 و ... به یکدیگر منحنی بدست می آید که به خط کولمن معروف است. به موازات bs خطی بر این منحنی ترسیم می گردد از نقطه تماس خطی بموازات خط رانش رسم خواهد شد (ed) طول این خط معرف مقدار رانش فعال خاک است (Pa).

در تئوری کولمب توزیع رانش خاک بر دیوار حائل مشخص نمی باشد و فقط کل نیروی رانش بدست می آید. نقطه اثر این نیرو در $\frac{1}{3}$ ارتفاع دیوار از قاعده آن و امتداد آن با قائم بر سطح دیوار زاویه ϕ می سازد.

جهت تعیین مقدار نیروی فشار مقاوم یا رانش غیرفعال خاک بر روش ترسیمی کولمن آنچه که فوقاً ذکر گردید صادق خواهد بود. تنها تفاوتی که در این حالت وجود دارد این است که خط شیب طبیعی خاک بایستی با زاویه ϕ زیر خط افق ترسیم گردد. مابقی مراحل بدون تغییر قابل انجام خواهد بود.



شکل (۵-۶) نحوه تعیین رانش فعال به روش ترسیمی کولمن

۵-۶ رفتار دیوارهای حائل در برابر زلزله

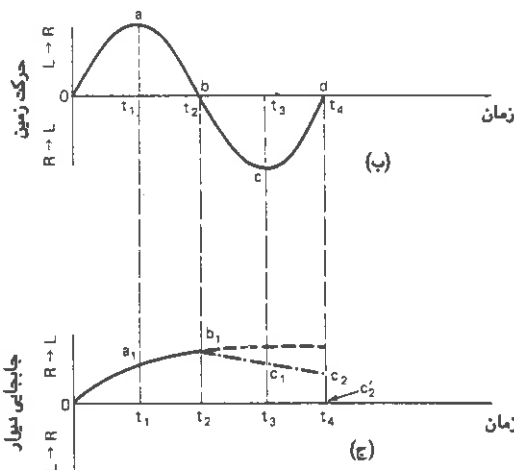
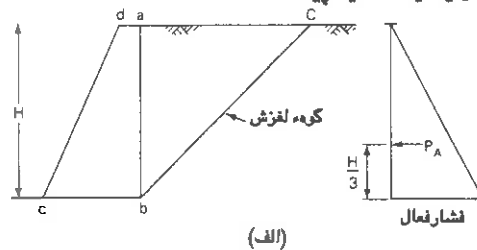
اگر دیوار حائل $abcd$ را در نظر بگیریم و فرض نمائیم که تغییر شکل لازم جهت بسیج رانش فعال خاک را دارا می باشد. توزیع فشارهای خاک پشت دیوار مطابق شکل (۵-۷-الف) بوده و نیروی رانش کل P_A بر $\frac{1}{3}$ ارتفاع دیوار از قاعده تأثیر می نماید. فرض می نمائیم که bc سطح لغزش خاک پشت دیوار باشد.

اگر در فاصله زمانی t_1 ، زمین حرکتی برابر oa از سمت چپ به راست داشته باشد (شکل (ب))، به علت وجود اینرسی در سیستم دیوار تمایل به حرکت از راست به چپ خواهد داشت. اگر فرض نمائیم مقدار این حرکت برابر oa_1 (شکل (ج)) باشد. این بدان معنی است که دیوار در فاصله زمانی t_1 بدین میزان از وضعیت تعادلش به سمت چپ منحرف شده است. در نتیجه قطعه لغزیده نیز در همین جهت در این فاصله زمانی جابجا خواهد شد.

سه حالت متمایز در این وضعیت لازم به بررسی است:

- ۱- سرعت حرکت دیوار و قطعه لغزیده یکسان است. در این حالت هیچ گونه تغییری در فعل و انفعالات بین دیوار و قطعه ایجاد نخواهد شد و بار وارده بر دیوار بدون تغییر باقی می ماند.
- ۲- سرعت حرکت دیوار بزرگتر از قطعه لغزیده است. در این حالت فشار وارده بر دیوار حائل تقلیل یافته و مقدار آن کمتر از حالت رانش فعال استاتیکی می باشد.

۳- سرعت حرکت دیوار کوچکتر از قطعه لغزیده است. در این حالت فشار وارده بر دیوار افزایش خواهد یافت. مقدار ماکزیمم فشار برای وضعیتی است که دیوار صددرصد ساکن باشد گرچه برای دیوارهای حائل آزاد این وضع عملی نخواهد بود. از مباحث فوق نتیجه می شود که در تمامی حالات دیوار حرکت خواهد کرد گرچه فشار خاک پشت دیوار ممکن است افزوده شده، بدون تغییر مانده و یا اینکه تقلیل پیدا کند.



شکل (۵-۷) رفتار دیوار حائل در برابر لرزش زمین: (الف): دیوار حائل، (ب): حرکات زمین،

(ج): جابجایی دیوار حائل

در خلال فاصله زمانی $t_1 t_2$ دیوار از وضعیت a_1 به b_1 تغییر مکان داده و از خاک دورتر می شود ولی احتمالاً سرعت دور شدن آن کمتر از قبل است. در فاصله زمانی $t_2 t_3$ حرکت زمین از راست به چپ خواهد شد. در این فاصله دیوار تمایل به حرکت در جهت خلاف (چپ به راست) دارد لیکن بدلیل وجود خاک پشت، این حرکت به آزادی امکان پذیر نبوده و ممکن است فقط درصدی برگشت وجود

داشته باشد (تا نقطه C_1). به همین منوال در فاصله زمانی ۱۳۱۴ تغییر مکان دیوار معادل C_1C_2 بوه و مقدار جابجایی C_1C_2' هرگز قابل برگشت نمی باشد. اعمال سیکل های بیشتری از حرکات زمین ممکن است موجب افزایش تغییر شکل پلاستیک یا پس ماند گردد و دیوار مرتباً از خاک پشت فاصله بگیرد. در رابطه با پایداری دیوار تحت اثر چنین بارهایی سوالات زیر بایستی پاسخ داده شود:

- ۱- چه مقدار جابجایی در دیوار اتفاق خواهد افتاد؟
 - ۲- میزان تغییرات حاصله در رانش خاک و نقطه اثر آن چه خواهد بود.
- بعلت سهولت امر ابتدا سؤال دوم به تفصیل مورد بحث قرار خواهد گرفت.

۵-۷ کاربرد تئوری کولمب در بارگذاری های زلزله (روش Mononobe-Okabe)

با منظور کردن نیروهای اینرسی ایجاد شده در قطعات لغزیده انتخابی می توان تئوری کولمب را در مورد بارهای دینامیکی نیز مورد استفاده قرار داد.

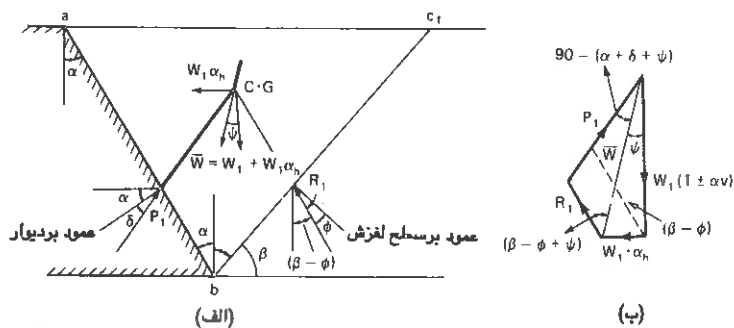
در شکل (۵-۸) دیوار حائلی به ارتفاع H و زاویه شیب α و اصطکاک سطح تماس $\tan \phi$ خاکی به وزن مخصوص γ و زاویه اصطکاک داخلی ϕ را محافظت می کند. نیروی اینرسی حاصله از بارهای دینامیکی در يك قطعه انتخابی لغزیده (abc_1) ممکن است در هردو جهات قائم و افقی اثر نماید. اگر a_h شتاب افقی و a_v شتاب قائم حرکت باشد نیروهای اینرسی افقی و قائم قطعه abc_1 به وزن W_1 به ترتیب عبارت از $W_1 a_h / g$ و $W_1 a_v / g$ خواهند بود. بحرانی ترین حالت آن است که نیروی اینرسی افقی در جهت دیوار و نیروی قائم به طرف بالا و یا پائین اثر نماید. در نتیجه بیشترین افزایش در رانش خاک بوجود خواهد آمد.

اگر فرض نماییم:

$$\frac{a_h}{g} = \alpha_h \quad \frac{a_v}{g} = \alpha_v$$

نیروهای اینرسی عبارت از $\alpha_h W_1$ و $\alpha_v W_1$ خواهند شد. نیروهایی که در این حالت بر قطعه لغزیده اثر می نمایند چنین خواهند بود:

- ۱- وزن قطعه abc_1 ، W_1 که از مرکز ثقل عبور می کند.
- ۲- رانش خاک P_1 که با عمود بر سطح دیوار زاویه δ می سازد.



شکل (۵-۸) نیروهای مؤثر بر یک قطعه فرضی لغزش به هنگام زلزله و چند ضلعی نیروها

۳- عکس العمل خاک R_1 که با عمود بر سطح لغزش زاویه ϕ می سازد.

۴- نیروی اینرسی افقی $\alpha_h W_1$ که از مرکز ثقل می گذرد.

۵- نیروی اینرسی قائم $\pm \alpha_v W_1$

نیروهای وزن W_1 ، اینرسی قائم $\pm W_1 \alpha_v$ و اینرسی افقی $W_1 \alpha_h$ قطعه لغزیده را می توان با هم ترکیب و برآیند آنها را \bar{W}_1 بدست آورد:

$$\bar{W}_1 = W_1 \sqrt{(1 \pm \alpha_v)^2 + \alpha_h^2} \quad (5-7)$$

برآیند \bar{W}_1 با امتداد قائم زاویه ای معادل ψ می سازد که مقدار آن چنین است:

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\alpha_h}{1 \pm \alpha_v} \quad (5-8)$$

چند ضلعی نیروها مطابق شکل (۵-۸) است و مقدار رانش کل چنین می باشد:

$$P = P_a + \Delta P_{dyn} \quad (5-9)$$

مقدار ماکزیمم P با انتخاب سطوح لغزش مختلف و تعیین حداکثر مقدار آن تعیین خواهد شد.

رانش کل خاک از دو مؤلفه زیر تشکیل شده است:

۱- رانش فعال استاتیکی خاک P_a ،

۲- رانش افزوده شده بعلت اعمال بار دینامیکی

فقط اثر مؤلفه اول در $\frac{1}{4}$ ارتفاع از قاعده دیوار می باشد در حالی که نقطه اثر مؤلفه دوم در فاصله $\frac{1}{4}$ الی $\frac{3}{4}$ ارتفاع دیوار از قاعده توصیه شده است. این موضوع بعداً به تفصیل بحث خواهد شد.

رابطه ریاضی حاصله ناشی از کاربرد تئوری کولمب جهت تعیین رانش کل در این شرایط چنین می باشد:

(۵-۱۰)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \alpha)(1 \pm \alpha_v)}{\cos \psi \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \psi)} \times \frac{1}{\left\{ 1 + \left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i - \psi)}{\cos(\alpha - i) \cos(\delta + \alpha + \psi)} \right]^{1/2} \right\}^2}$$

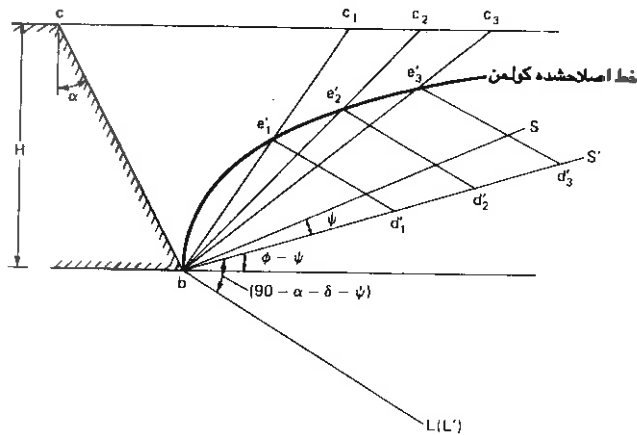
۵-۸ اصلاح روش کولمن برای بارهای دینامیکی

اگر دیوار حائلی به ارتفاع H و زاویه شیب قائم α و همچنین زاویه اصطکاک δ ، شکل (۵-۹)، را در نظر بگیریم که از خاکی به وزن مخصوص γ و زاویه اصطکاک داخلی φ محافظت می نماید و فرض نمائیم که این دیوار در معرض بارهای دینامیکی با ضرایب شتاب قائم و افقی α_v و α_h قرار گیرد. مراحل استفاده از روش ترسیمی کولمن جهت محاسبه نیروی کل رانش دیوار در این حالت به قرار زیر خواهد بود:

۱- ترسیم دیوار با اشل مناسب

۲- ترسیم خط bs' با زاویه $\varphi - \psi$ نسبت به افق. در حالت استاتیک این خط bs بود که با زاویه φ نسبت با افق ترسیم می گردید.

۳- ترسیم خط bL' با زاویه $(\varphi - \delta - \alpha)$ زیر خط bs' . شایان ذکر است که موقعیت این خط در حالت استاتیک نیز همین می باشد.



شکل (۵-۹) نحوه کاربرد روش کولمن در بارگذاریهای زلزله

۴- تفکیک bd'_1 معادل \bar{W}_1 که در آن \bar{W}_1 برآیند نیروهای $W_1\alpha_h$ و $W_1(1 \pm \alpha_v)$ می باشد.

۵- ترسیم خطی از d'_1 به موازات bL' تا bc_1 را در نقطه e'_1 قطع نماید.

۶- اندازه گیری $d'_1e'_1$ با اشل ترسیمی، $d'_1e'_1$ مقدار رانش کل جهت سطح لغزش انتخابی bc_1 می باشد.

مراحل فوق جهت سطوح لغزش انتخابی دیگر bc_2, bc_3 و ... تکرار و نقاط e'_2, e'_3 و ... بدست خواهند آمد از اتصال آنها خط اصلاح شده کولمن برای بارهای دینامیکی بدست خواهد آمد. همانطور که در حالت استاتیک توضیح داده شد بزرگترین مقدار ed معرف رانش کل فعال (استاتیک + دینامیک) خاک خواهد بود.

برای تعیین فشار مقاوم خاک تحت اثر بارهای دینامیکی خط bs' بایستی با شیب $\psi - \varphi$ زیر خط افق رسم گردد. مابقی مراحل همان است که فوقاً اشاره گردید.

۹-۵ روش تنوریک برای خاک های φ و C دار

در شکل (۵-۱۰) دیوار حائلی به ارتفاع H_1 ، شیب قائم α و زاویه اصطکاک سطح δ در مقابل خاکریزی افقی با مشخصات برشی φ ، C که سرباری یکنواخت با شدت q بر آن اعمال شده، تعبیه گردیده است. اگر زاویه سطح لغزش انتخابی با قائم معادل θ فرض شود، عمق ترك کششی بر

$$H_c = nH$$
[illegible]

(D-11)

$$-CH \operatorname{tg} \theta + C'H \operatorname{tg} \alpha + (W+Q) \alpha_h = P \cos (\alpha+\delta) - F \cos (\theta+\varphi) \quad (9-12)$$

از ضرب رابطه (۱۱-θ) در $\cos(\theta+\varphi)$ و رابطه (۱۲-θ) در $\sin(\theta+\varphi)$ و جایگزین نمودن مقادیر W و Q از جدول (۲-θ) و بالاخره با فرض $C' = C$ خواهیم داشت:

$$P \sin (\beta + \delta) = \gamma H^2 \left[\left(n + \frac{1}{2} \right) (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta) + n^2 \operatorname{tg} \alpha \right] \times [\cos (\theta + \varphi) + \alpha_h \sin (\theta + \varphi)] +$$

$$qH [(n+1) \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta] [\cos (\theta + \varphi) + \alpha_h \sin (\theta + \varphi)] - CH [\cos \beta \operatorname{Sec} \alpha + \cos \varphi \operatorname{Sec} \theta]$$

که در آن $\beta = \alpha + \theta + \varphi$ می باشد.

شماره ردیف	نیروی مربوطه	مولفه قائم	مولفه افقی
۱	وزن قطعه W: abcd	$\downarrow \frac{1}{2} \gamma H^2 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta) + \gamma n H^2 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta) + \frac{1}{2} \gamma n^2 H^2 \operatorname{tg} \alpha$	-
۲	چسبندگی خاک CH Sec θ	$\uparrow CH$	$\rightarrow CH \operatorname{tg} \alpha$
۳	چسبندگی دیوار CH Sec θ	$\uparrow C'H$	$\leftarrow C'H \operatorname{tg} \alpha$
۴	سربار Q	$\downarrow q [H (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta) + nH \operatorname{tg} \alpha]$	-
۵	عکس العمل خاک F	$\uparrow F \sin (\theta + \varphi)$	$\leftarrow F \cos (\theta + \varphi)$
۶	نیروی اینرسی IF	-	$\leftarrow (W+Q) \alpha_h$
۷	رانش خاک	$\uparrow P \sin (\alpha + \delta)$	$\rightarrow P \cos (\alpha + \delta)$

جدول (۵-۲) نحوه محاسبه نیروهای مؤثر بر قطعه لغزش abcd در شکل (۵-۱۰)

اکنون اگر پارامترهای بدون بعد زیر را در نظر بگیریم:

$$(Nac)_{dyn} = \frac{\cos \beta \operatorname{Sec} \alpha + \cos \varphi \operatorname{Sec} \theta}{\sin (\beta + \delta)} \quad (۵-۱۲)$$

$$(Naq)_{dyn} = \frac{[(n+1) \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta] [\cos (\theta + \varphi) + \alpha_h \sin (\theta + \varphi)]}{\sin (\beta + \delta)} \quad (۵-۱۴)$$

$$(N\alpha\gamma)_{dyn} = \frac{\left[\left(n + \frac{1}{2} \right) (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta) + n^2 \operatorname{tg} \alpha \right] [\cos (\theta + \varphi) + \alpha_h \sin (\theta + \varphi)]}{\sin (\beta + \delta)} \quad (۵-۱۵)$$

رانش فعال دینامیکی خاک چنین خواهد شد:

$$P_{dyn} = \gamma H^2 (N_{ay})_{dyn} + qH(N_{aq})_{dyn} - CH(N_{ac})_{dyn} \quad (5-16)$$

که در آن N_{ay} , N_{aq} و N_{ac} ضرایب رانش خاک بوده و تابعی از α , n , φ , θ و δ می باشند. برای حالت استاتیکی $\alpha_h = 0$ بوده و ضرایب فوق چنین می شوند:

$$(N_{ac})_{Stat} = \frac{\cos \beta \operatorname{Sec} \alpha + \cos \varphi \operatorname{Sec} \theta}{\sin (\beta + \delta)} \quad (5-17)$$

$$(N_{aq})_{Stat} = \frac{[(n+1) \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta] \cos (\theta + \varphi)}{\sin (\beta + \delta)} \quad (5-18)$$

$$(N_{ay})_{Stat} = \frac{\left[\left(n + \frac{1}{2} \right) (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \theta) + n^2 \operatorname{tg} \alpha \right] \cos (\theta + \varphi)}{\sin (\beta + \delta)} \quad (5-19)$$

رانش فعال استاتیکی هم چنین خواهد شد:

$$P_a = \gamma H^2 (N_{ay})_{Stat} + qH(N_{aq})_{Stat} - CH(N_{ac})_{Stat} \quad (5-20)$$

مقدار ماکزیمم رانش خاک با انتخاب بیشترین مقدار ضرایب فوق قابل محاسبه و تعیین خواهد بود. از روابط فوق مشخص است که ضریب N_{ac} برای هر دو حالت دینامیکی و استاتیکی مساوی و یکسان می باشد.

نسبت ضرایب دینامیکی به استاتیکی رانش خاک بدین فرم قابل تعریف می باشد:

$$\lambda_1 = \frac{(N_{aqm})_{dyn}}{(N_{aqm})_{Stat}} \quad \lambda_2 = \frac{(N_{aym})_{dyn}}{(N_{aym})_{Stat}} \quad (5-21)$$

اندیس m در هر يك از ضرایب معرف ماکزیمم مقدار آنها می باشد.

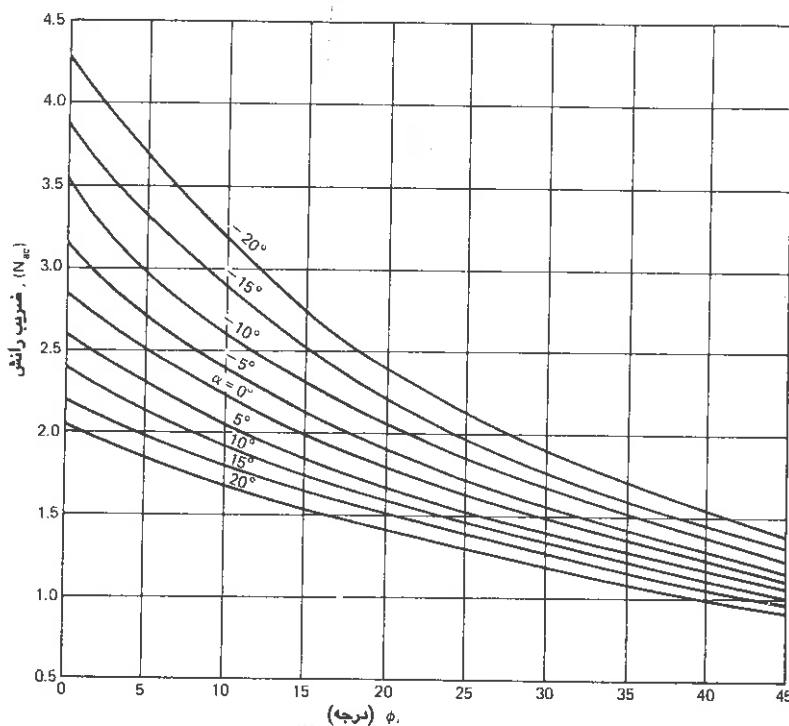
در شکل (5-11) مقادیر N_{ac} در مقابل φ رسم شده است. این منحنی ها مستقل از n بوده و برای دیوارهای حائل با شیب پستی 0 الی $\pm 20^\circ$ محاسبه و ترسیم گردیده اند. اشکال (5-12) و

(5-13) تغییرات $(N_{aq})_{Stat}$ را در مقابل φ برای مقادیر $n = 0$ و $n = 0.2$ نشان می دهند. تغییرات

$(N_{ay})_{Stat}$ بر حسب φ برای مقادیر مشابه n در اشکال (5-14) و (5-15) آمده است.

تغییرات مقادیر λ_1 و λ_2 با افزایش n بسیار جزئی بدست آمده است در نتیجه توصیه شده

است که از این تغییرات صرفنظر شود. همچنین مقادیر λ_1 و λ_2 تقریباً مساوی می باشند یعنی $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda$. بنابراین در شکل (۵-۱۶) تغییرات λ در مقابل ϕ برای ضرایب شتاب دینامیکی افقی مختلف ترسیم شده است. λ در واقع مبین نسبت ضرایب رانش دینامیکی به ضرایب رانش استاتیکی خاک ها می باشد.

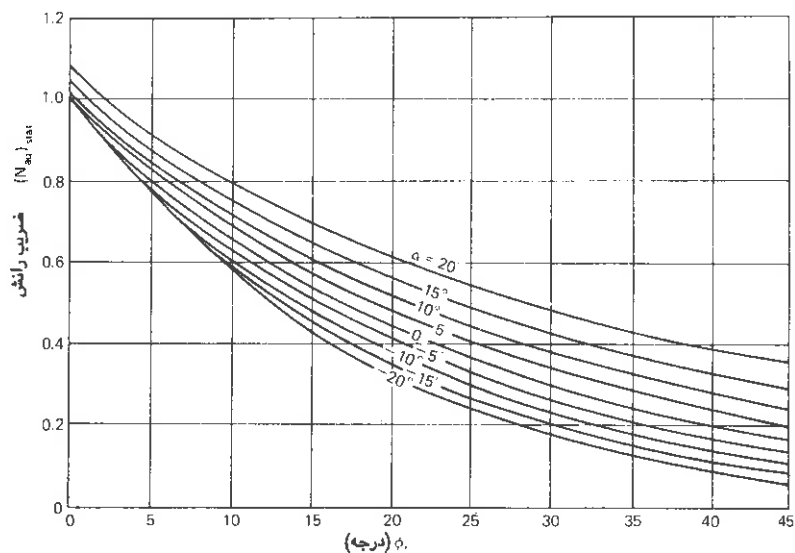


شکل (۵-۱۱) تغییرات $(N_{ac})_{stat}$ بر حسب ϕ برای کلیه مقادیر n

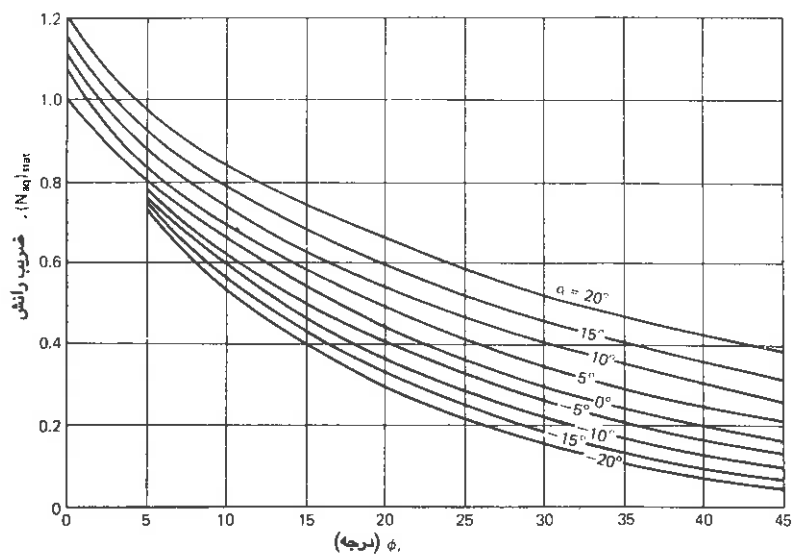
۵-۱ نقطه اثر رانش خاک بر دیوار حائل

جهت تعیین نقطه اثر رانش کل خاک $(Pa)_{dyn}$ لازم است که توزیع این فشار را در پشت دیوار حائل محاسبه نمود. این امر بوسیله محاسبه عددی رانش کل خاک در دو عمق Z و $Z + \Delta Z$ در امتداد دیوار حائل و فرض توزیع خطی فشار در فاصله ΔZ قابل انجام است. برای حالات استاتیکی و شرایط ساده مرزی توزیع فشار هیدرواستاتیکی خواهد بود.

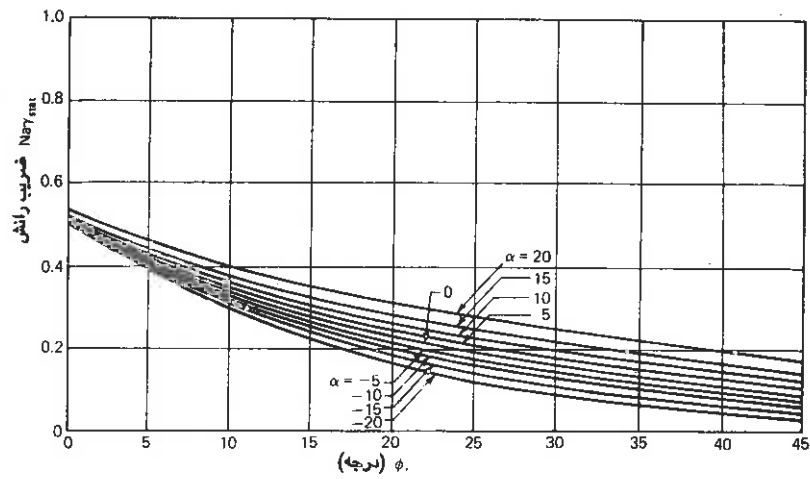
عده ای از محققین در بررسی های تئوریک شان نشان داده اند که توزیع رانش فعال استاتیکی خاک همانند رانش فعال دینامیکی در پشت یک دیوار حائل با سطح ناصاف غیرخطی می باشند. این راه حل ها به هرحال نیاز به ساده شدن جهت کاربردهای عملی دارند. چنین راه حل هایی برای محاسبه رانش غیرفعال خاک ها وجود ندارد.



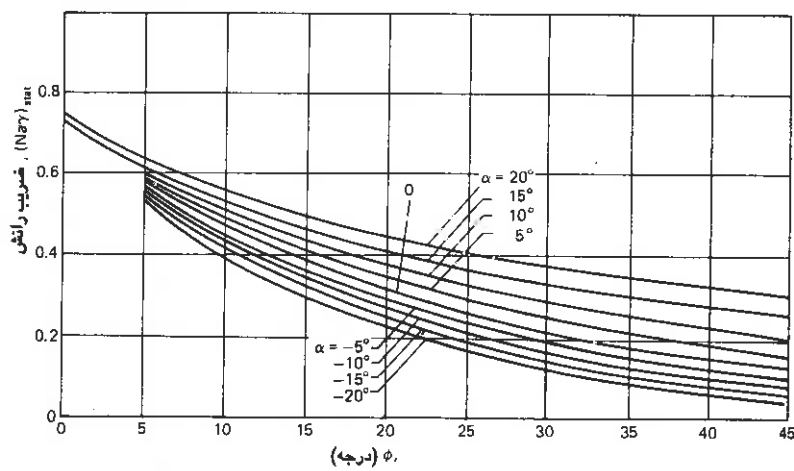
شکل (۵-۱۲) تغییرات $(N_{aq})_{Stat}$ بر حسب ϕ برای مقدار $n=0$



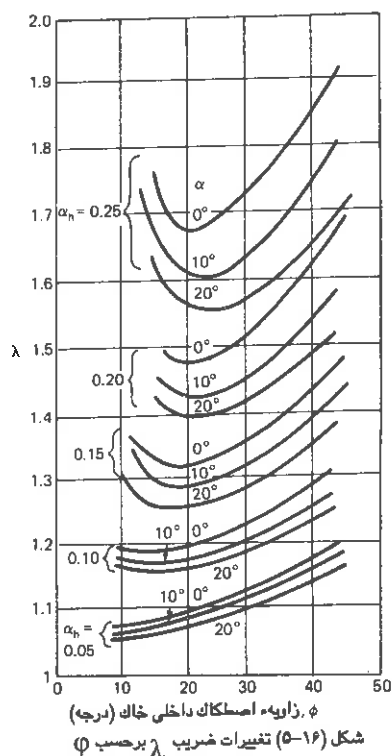
شکل (۵-۱۳) تغییرات $(N_{aq})_{Stat}$ بر حسب ϕ برای مقدار $n=0.2$



شکل (۵-۱۴) تغییرات $(N_{ay})_{stat}$ بر حسب ϕ برای مقدار $\eta=0$



شکل (۵-۱۵) تغییرات $(N_{ay})_{stat}$ بر حسب ϕ برای مقدار $\eta=0.4$



مطالعات تجربی نشان داده است که افزایش رانش خاک باعث ارتعاش در سطح زمین به مراتب بیشتر از لایه های پائین تر می باشد. اطلاعات بدست آمده از سه مدل کوچک دیوارهای حائل چشم اندازهای دقیق تری از توزیع رانش فعال استاتیکی و دینامیکی خاک ها را ارائه می دهد. جزئیات این مدل های آزمایشی ذیلاً توضیح داده می شود.

۵-۱۱ مطالعات تجربی روی دیوارهای حائل کوچک آزمایشگاهی

مطالعات آزمایشی بسیاری روی مدل های کوچک شده دیوارهای حائل تحت ارتعاش و بارهای دینامیکی انجام شده است تا رفتار فیزیکی آنها، توزیع رانش فعال خاک و همچنین نقطه اثر نیروی رانش پشت دیوار را بدست آورند. در تمامی این مدل ها سعی بر این بوده است تا شرایط تغییر شکل در خاک پشت دیوار برقرار گردد بطوری که حالت فعال خاک ایجاد گردد.

در آزمایشاتی که بوسیله Matsuo و Mononobe (۱۹۵۰) انجام گردید جعبه ای که از ماسه خشک پر شده بود روی یک میز افقی ارتعاش قرار داده شد و تحت ارتعاشات با شتاب های مختلف قرار

گرفت. فشار ماکزیمم وارده بر دیوارهای جعبه توسط گیج هیدرواستاتیکی اندازه گیری شد. بموجب این آزمایش فشار ماکزیمم اندازه گیری شده با افزایش شتاب ارتعاش افزایش می یافت. در آزمایشاتی که قبلاً توسط Matsuo (۱۹۴۱) روی میز ارتعاش انجام گرفته بود نتایج مشابهی بدست آمده بود. گرچه او نقطه اثر مؤلفه دینامیکی رانش خاک را در $\frac{1}{4}$ ارتفاع آن از قاعده بدست آورده بود.

در آزمایشات دیگری که توسط Jacobsen (۱۹۵۱) بعمل آمده يك جعبه محتوی ماسه خشك به ارتفاع ۳ فوت (۹۱.۵ Cm) در روی يك میز ارتعاش تحت اثر بارهای دینامیکی قرار داده شد. نتایج بدست آمده مشابه نتایج قبلی بود منتهی نقطه اثر مؤلفه دینامیکی رانش خاک در $\frac{1}{4}$ بالای ارتفاع دیوار اندازه گیری شد. در این مدل وسائل اندازه گیری نیروهای دینامیکی ممکن است نتایج را تحت تأثیر قرار داده باشد.

Matsuo و Ohara (۱۹۶۰) دیوار حائلی به ارتفاع ۴۰ سانتی متر را تحت ارتعاشی با پریود ۰.۳ ثانیه قرار دادند برای وضعیت گیردار دیواره دامنه تغییرات فشار خاک در وسط دیوار بیشترین مقدار بدست آمد. در آزمایش دیگری که روی يك دیوار حائل بتنی به ارتفاع ۵ متر بعمل آمد این دیوار توسط يك نوسان کننده نصب شده در فاصله ۴.۵ متری از پشت آن و به قدرت 1 hp تحت بارهای دینامیکی با شتاب های مختلف زمین قرار گرفت. فشارها نیز توسط Pressure Transducer اندازه گیری شد. به موجب نتایج این آزمایش شتاب نوسان زمین موجب افزایش رانش خاک گردیده و نقطه اثر ماکزیمم مقدار این رانش در $\frac{1}{4}$ ارتفاع دیوار از بالای آن بدست آمده است.

Tsuchida , Arai , Ishii (۱۹۶۰) آزمایشاتی روی میز ارتعاش انجام دادند که در آنها ۳ جعبه با طولهای مختلف تحت ارتعاشاتی با پریود ۰.۳ ثانیه قرار گرفتند. براساس این آزمایشات فشار ماکزیمم مساوی و یا کمتر از مقادیر بدست آمده توسط Mononobe بدست آمد و توزیع فشار دینامیکی خاک هم پارابوليك مشاهده گردید.

Murphy (۱۹۶۰) آزمایشاتی روی دیوار حائلی وزنی از جنس لاستيك سخت بعمل آورد تا رفتار کیفی خاک پست را در خلال ارتعاش مشاهده نماید. او متوجه شد که سطح لغزش در بارهای دینامیکی خوابیده تر از بارهای استاتیکی می باشد.

آزمایشاتی روی سه مدل كوچك دیوارهای حائل (۱ متر انعطاف پذیر، ۱ متر صلب و بسالخره

۲ متر صلب) انجام گرفت که نتایج آنها در سال ۱۹۷۹ بوسیله Prakash و Nandkumaran مورد بررسی قرار گرفت. دیوارهای ۱ متری در تانکی به مقطع ۵۲x۲۸ و ارتفاع ۱٫۲ متر روی سیز ارتعاش قرار داده شده و بوسیله سقوط آزاد پاندولی از ارتفاع معین تحت ارتعاش درآمده است. رانش خاک در حالت استاتیکی ابتدا اندازه گیری شده و سپس تانک محتوی خاک و دیوار حائل تحت ارتعاش با دامنه ماکزیمم متفاوت قرار گرفته و مقدار رانش دینامیکی اضافه شده کنترل و اندازه گیری شده است. فشار خاک در هر ۲ حالت استاتیکی و دینامیکی توسط Pressure Cell ۸ دیافراگمی اندازه گیری شده است، همچنین خیز و لنگر خمشی دیوارهای حائل در حالت استاتیکی نیز کنترل شده است. مشخصات مصالح بکار رفته شده جهت خاکریز پشت دیوار حائل به قرار زیر بوده است:

– نوع خاک : SP ماسه با دانه بندی بد با مقدار کمی یا بدون ریزدانه

– ضریب یکنواختی $C_u = ۲٫۱۰$

– اندازه مؤثر ذرات $D_{10} = ۰٫۱۳ \text{ mm}$

– توده ویژه خاک (چگالی) $G = ۲٫۶۶$

– دانسیته نسبی در شرایط آزمایش ۵۶٪

– زاویه اصطکاک داخلی در شرایط فوق $\Phi = ۴۰^{\circ}$

شماره تست	رانش کلی استاتیکی	نقطه اثر	شتاب ماکزیمم در آزمایش	افزایش کلی رانش دینامیکی دیوار	نقطه اثر رانش دینامیکی بالایی	تسبب افزایش رانش دینامیکی با استاتیکی
	دیوار (g/cm)	بالای قاعده (Cm)	(g)	(g/Cm)	قاعده (Cm)	
۱	۲۶۵۸	۳۷٫۶۰	۴٫۲۹	۱۹۶۱	۵۴٫۶۵	۰٫۷۵۰
۲	۲۷۹۸٫۷	۳۶٫۰	۳٫۳۲	۱۶۵۹٫۵	۵۰٫۳۰	۰٫۶۰۴
۳	۲۶۴۳٫۱	۳۴٫۲۵	۳٫۳۴	۱۶۸۰	۵۰٫۰۵	۰٫۶۴۶
۴	۲۶۹۷	۳۶٫۰۰	۴٫۵۵	۲۱۷۷	۴۸٫۳۰	۰٫۸۰۷

جدول (۵-۳) نتایج آزمایش روی دیوار حائل ۱ متری انعطاف پذیر

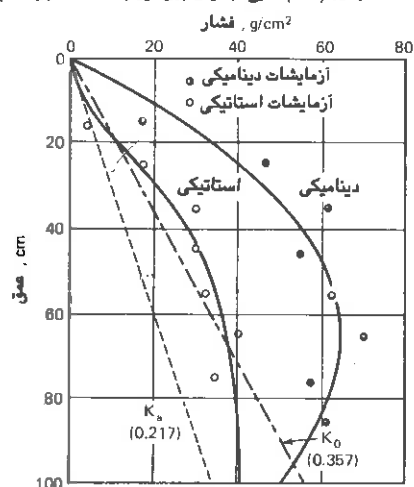
نتایج بدست آمده از آزمایشات روی دیوار حائل ۱ متری انعطاف پذیر و صلب درجداول (۵-۳) و

(۵-۴) آمده است. همچنین منحنی های توزیع رانش استاتیکی و دینامیکی خاک همراه با ضرایب k_a

و k_0 (پیشنهاد شده توسط جکی) در شکل (۵-۱۷) رسم شده است.

شماره	شتاب میز	فشار دینامیکی	نقطه اثر (Cm)	ملاحظات
تست	(g)	(g/Cm)	بالای قاعده	
۱	۴٫۲۱	۲۶۴۷	۴۱٫۵	دیواربدین حرکت
۲	۳٫۷۱	۲۴۶۹٫۵	۳۶٫۴	"
۳	۳٫۳۱	۱۷۳۲٫۵	۴۰٫۶	"
۴	۴٫۲۱	۲۳۹۴	۴۴٫۳	حرکت دیوارحین ارتعاش
۵	۳٫۷۱	۲۳۷۷٫۶	۳۷٫۴	"
۶	۳٫۳۱	۱۴۸۶٫۵	۴۱٫۲	"

جدول (۵-۴) نتایج آزمایش روی دیوار حائل ۱ متری صلب

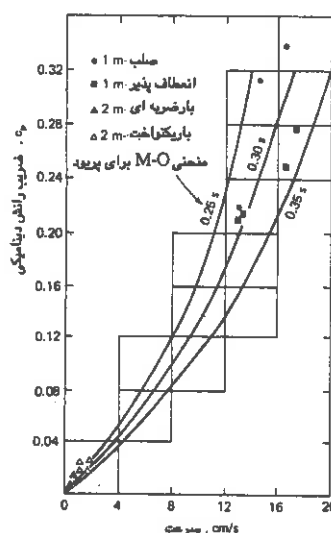


شکل (۵-۱۷) رانش استاتیکی و دینامیکی خاک پشت دیوار حائل ۱ متری انعطاف پذیر

در خلال خاکریزی پشت دیوار صلب حرکت دیوار غیرممکن بوده است. سپس با امکان دوران جزیی دیوار حول قاعده اش، حالت فعال خاک پشت تأمین گردیده است. آنگاه تانک محتوی خاک و دیوار مرتعش شده و مقدار افزایش رانش دینامیکی خاک برحسب ارتفاع اندازه گیری شده است. آزمایش های انجام شده دو نوع متفاوت می باشند. در نوع اول شماره (۱ و ۲ و ۳) بالای دیوار امکان جابجایی نداشته است در حالیکه در نوع دوم آزمایش های (۴ و ۵ و ۶) دیوار قادر بوده است در خلال بارگذاری دینامیکی آزادانه حرکت نماید.

در حالی که ماکزیمم شتاب مورد استفاده در دیوارهای ۱ متری قابل ملاحظه می باشند این شتاب در دیوار حائل ۲ متری مقدارش کوچک و معادل $0.3g$ در نظر گرفته شده است.

رانش فعال دینامیکی خاک که براساس شتاب ماکزیمم زمین محاسبه شده باشد هیچگونه سازگاری با مقادیر اندازه گیری شده نشان نمی دهد. لیکن منحنی تغییرات سرعت ماکزیمم زمین در مقابل ضریب رانش دینامیک خاک $(\frac{1}{\gamma H^2} P_{total} / C_p)$ با مقادیر تئوریک بدست آمده ضرورتاً مشابهت و نزدیکی دارند مشروط براینکه فرض شود حرکت زمین با پیرویی معادل 0.3 ثانیه انجام می گیرد. شکل (۵-۱۸). در جدول (۵-۵) اطلاعات مربوط به نتایج آزمایش روی دیوار حائل صلب ۲ متری آمده است. تمامی نتایج آزمایشات روی دیوارهای حائل ۱ متری انعطاف پذیر و صلب و همچنین دیوار حائل ۲ متری سازگاری خوبی با منحنی های تئوریک نشان می دهند.



شکل (۵-۱۸) سرعت ماکزیمم زمین برحسب ضریب افزایش رانش دینامیکی

سرعت ماکزیمم زمین (Cm/s)	ضریب افزایش دینامیکی	نقطه اثر افزایش دینامیکی بالای قاعده %H	ملاحظات
۰.۵۶	۰.۰۰۳۲۲	۵۹.۴	بار ضربه ای
۰.۸۴	۰.۰۰۶۲۳	۶۱.۰	"
۱.۱۲	۰.۰۱۰۵۲	۷۵.۳	"
۱.۴	۰.۰۱۷۱۰	۵۳.۶	"
۱.۶۸	۰.۰۲۶۲۲	۵۱.۴	"
۰.۲	۰.۰۰۲	—	بار یکنواخت
۰.۵۵	۰.۰۰۶۵	—	"
۰.۸۵	۰.۰۱۱	—	"
۱.۰۵	۰.۰۱۵	—	"

جدول (۵-۵) سرعت ماکزیمم زمین و ضریب افزایش رانش دینامیکی برای دیوار حائل ۲ متری

نقطه اثر رانش فعال اضافی دینامیکی در دیوارهای حائل انعطاف پذیر بین $0.364H$ و $0.443H$ از قاعده بدست آمده است که در آنها H ارتفاع دیوار حائل می باشد. براساس مطالعات فوق توصیه های زیر ارائه شده است:

اولاً مقدار رانش دینامیکی اضافه شده با استفاده از روش Mononobe-Okabe قابل محاسبه خواهد بود. ضریب زلزله α_h را می توان از عبارت زیر بدست آورد:

$$\alpha_h = \frac{2\pi f \cdot V_{\max}}{g} \quad (5-22)$$

که در آن:

$$V_{\max} = \text{سرعت ماکزیمم زمین}$$

f = فرکانس متناظر با يك حرکت انتخابی زمین که با نتایج آزمایشات انطباق پیدا می کند

$$f = \frac{1}{0.3}$$

$g =$ شتاب ثقل زمین

ثانیاً نقطه اثر این نیروی دینامیکی اضافه شده در مورد دیوارهای انعطاف پذیر را می توان در $0.5H$ و در مورد دیوارهای صلب $0.4H$ بالای قاعده دیوار در نظر گرفت.

۱۲-۵ بررسی پایداری دیوارحائل سد کوینا (Koyna)

در ۱۱ دسامبر ۱۹۶۷ در منطقه کوینا ی هند زلزله ای با بزرگی 6.5 ریشتر و شتاب ماکزیمم $0.63g$ بوقوع پیوست که سرعت ماکزیممی معادل 22 سانتی متر برثانیه را در سطح زمین موجب گردید. دیوار حائل وزنی کنار سر ریز سد بارتفاع حدود 70 فوت و پهنای حدود 40 فوت در قاعده، در خلال این زلزله سالم باقی ماند. هیچ نشانی از واژگونی و یا تمرکز بیش از حد تنشها در دیوار و یا خاک زیر پی ملاحظه نگردید. براساس یک روش تحلیلی متعارف و با استفاده از پارامترهای اولیه طراحی خاک در محل (بطور مشخص با قبول فرضیات روش Mononobe-Okabe مبنی بر محاسبه نیروی اینرسی دیوار از طریق ضرب وزن آن در ضریب زلزله، اثر نیروی اضافه دینامیکی در $\frac{2}{3}$ ارتفاع دیوار از قاعده و بالاخره اعمال نیروی اینرسی قائم در بدترین وضعیت از نظر تعادل دیوار) ملاحظه گردید که دیوار در ضریب زلزله 0.32 واژگون گردیده و در ضریب 0.26 تمرکز بیش از حد تنش در پی خواهد داشت. چنانچه رانش دینامیکی اضافی در وسط دیوار اثر نماید واژگونی در ضریب زلزله 0.52 و تمرکز تنش در ضریب زلزله 0.42 بوقوع خواهد پیوست. برای اثر رانش دینامیکی اضافی در نقطه $0.4H$ و یا پائین تر، تمرکز تنش بوجود نخواهد آمد. بر مبنای مطالب و بررسیهای فوق ضریب زلزله معادل جهت محاسبه رانش کل چنین خواهد بود:

$$22 \times \frac{2\pi}{0.3} \times \frac{1}{9.81} = 0.47$$

که ملاحظه می شود دیوار پایدار و بدون مشکل باقی می ماند.

اغلب مطالعات انجام شده توسط محققین ژاپنی در خصوص موضوع فوق برای حرکتی با پریود 0.3 ثانیه صورت گرفته و در این وضعیت سازگاری بسیار خوبی بین نتایج محاسبات و مقادیر رانش واقعی ملاحظه شده است. همچنین تطابق خوبی بین نتایج محاسبات و مقادیر اندازه گیری شده رانش، برای سرعت ماکزیمم زمین که متناظر با شتاب حرکتی با پریود 0.3 ثانیه باشد مشاهده

گردیده است. در این مطالعه حداکثر سرعت اعمال شده به میز ارتعاش برابر ۱۷ سانتی متر بر ثانیه بوده است.

۱۳-۵ روش جابجایی در تحلیل دیوارهای حائل

قبلاً یادآور شدیم که میزان جابجایی ایجاد شده در دیوارهای حائل تحت بارگذاری های زلزله ای از اهمیت خاصی برخوردار است. تا بحال روش ساده رضایتبخشی در مورد نحوه تعیین جابجایی دیوارهای حائل در خلال یک حرکت مشخصی از زمین ارائه نشده است. تنها مدّ موجود که آن هم بسیار ساده و غیردقیق می باشد آن است که در سال ۱۹۷۳ توسط Nandkumaran پیشنهاد شده است. خلاصه ای از این روش ذیل بیان خواهد شد:

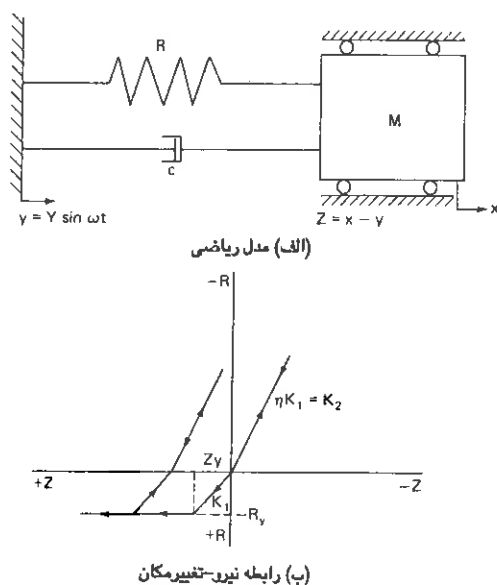
مدل ریاضی

به منظور ارائه یک مدل ریاضی درباره رفتار دیوار حائل، پی و همچنین خاکریز پشت آن، تغییرات و تغییر شکل های دیوار در اثر بارهای مختلف بایستی مورد بررسی و مطالعه قرار گیرد. یک دیوار حائل صلب ممکن است یا به صورت موازی با وضع اولیه خود جابجا شود (انتقال) و یا اینکه حول پی خود دوران نماید (بسته به وضعیت پی آن). به هر حال وقوع هر دو حرکت همزمان و توأم با یکدیگر نیز محتمل خواهد بود. در دیوارهای حائل مرتفع خمش جانبی دیوار و یا پی آن نیز ممکن است اتفاق بیفتد. بنابراین یک مدل ریاضی دقیق بایستی بتواند هر سه حالت را پاسخگو باشد.

در مدلی که Nandkumaran پیشنهاد داد فقط یک درجه آزادی در انتقال دیوار در نظر گرفته شده است. در این مدل تغییر مکان دیوار بعنوان تغییر مکان کلی آن نسبت به موقعیت در حال تعادلش در نظر گرفته شده و از تغییر شکل های خاک و همچنین تغییر مکان بین دیوار و خاک بصورت جداگانه صرف نظر شده است.

یک سیستم با یک درجه آزادی را می توان بصورت یک فنر - جرم و زائل کننده نشان داد و با آن جایگزین نمود شکل (۱۹-۵) جرم مذکور شامل جرم دیوار حائل و آن قسمت از خاکریز که همراه دیوار ارتعاش خواهد کرد می باشد. ثابت فنر عبارت است از مقاومت خاک بعلا وجود جابجایی و

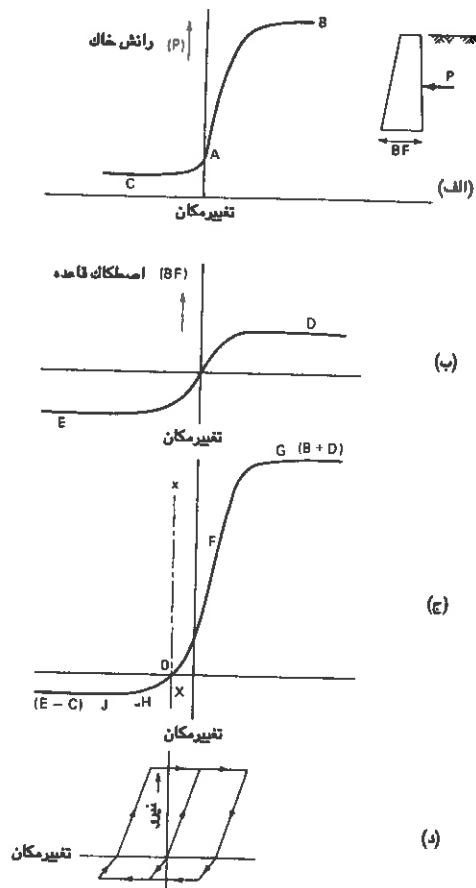
تغییر شکل خاکریز پشت و قاعده دیوار. و بالاخره زائل کننده معرف خصوصیات جذب انرژی سیستم خواهد بود.



شکل (۵-۱۹) جزئیات مدل ریاضی تحلیل دینامیکی دیوار حائل الف): مدل ریاضی، ب) رابطه نیرو-تغییر مکان

ثابت فنر

نیروهای مقاوم توسط خاک موجود در کف قاعده دیوار و پشت دیوار ایجاد خواهد شد. در نتیجه در تحلیل دینامیکی سیستم مورد نظر منحنی مبنا مطابق شکل (۵-۲۰) (رابطه نیرو - تغییر مکان) خواهد بود و منحنی نهایی ساده شده در این تحلیل مطابق شکل (۵-۲۰-د) در خواهد آمد. در این شکل رابطه نیرو - تغییر مکان الاستوپلاستیک بوده که در آن سختی سیستم مقادیر بالایی بخود خواهد گرفت و گسیختگی در ناحیه فشاری رخ خواهد داد.



شکل (۵-۲۰) تغییرات نیرو بر حسب جابجایی در یک دیوار حائل

جرم ظاهری خاک

در این مدل جرم قسمتی از خاک پشت که در حرکات شرکت می نماید بعنوان جرم سیستم در نظر گرفته شده است.

مقادیر میرایی (زائل کنندگی)

مقادیر میرایی بصورت اختیاری و بین ۵ تا ۱۵٪ میرایی بحرانی در نظر گرفته شده است مطابق جدول (۵-۶) پیش بینی شده است.

جایابی گسیختگی Z_y	۱ Cm و ۰.۵ و ۰.۳ و ۰.۲ و ۰.۱
پریود طبیعی T_n	ثانیه ۰.۲ و ۰.۳ و ۰.۵ و ۱
دامنه شتاب زمین a_h	۱۰۰ و ۲۰۰ و ۳۰۰ gal
پریود حرکت زمین T_n	ثانیه ۰.۱ و ۰.۲ و ۰.۳ و ۰.۵
ضریب سختی η	۲ و ۳
ضریب میرایی ζ	۵٪ و ۱۰ و ۱۵

جدول (۵-۶) متغیرهای انتخابی در تحلیل جایابی دیوارهای حائل

نحوه محاسبه تغییرمکان دیوار حائل

تغییرات جایابی یک دیوار حائل برحسب زمان در شکل (۵-۲۱) رسم شده است. برای حالت تحت مطالعه دیوار تدریجاً از خاکریز پشت دور می شود و بعد از حدود ۶ سیکل مقدار تغییرمکان ایجاد شده در دیوار در هر سیکل ثابت می گردد. میزان لغزش دیوار در هر سیکل در مقابل پریود طبیعی دیوار برای $Z_y = ۰.۵$ Cm در شکل (۵-۲۲ الف) و برای $Z_y = ۱$ Cm در شکل (۵-۲۲ ب) رسم گردیده است. این موضوع به خوبی مشهود است که برای یک دامنه شتاب انتخاب شده و یک پریود طبیعی مشخص لغزش هایی بسیار زیاد اتفاق می افتد هنگامی که پریود طبیعی سیستم دیوار-خاک با پریود ارتعاش تطبیق پیدا می کند. بر مبنای این نتایج مراحل آزمایشی تحلیل جایابی دیوارهای حائل می تواند تنظیم و فرموله شود.

جهت محاسبه تغییرمکان دیوار حائل اطلاعات زیر بایستی در دست باشد:

۱- مقطع دیوار حائل

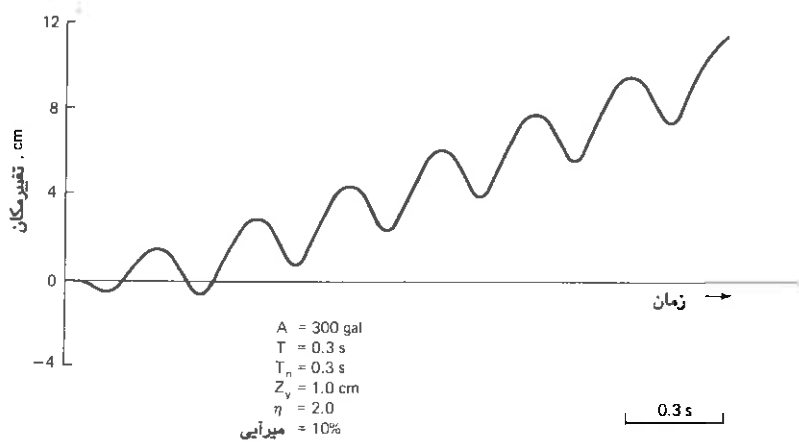
۲- پروفیل و خواص خاک

۳- حرکت پیش بینی شده زمین

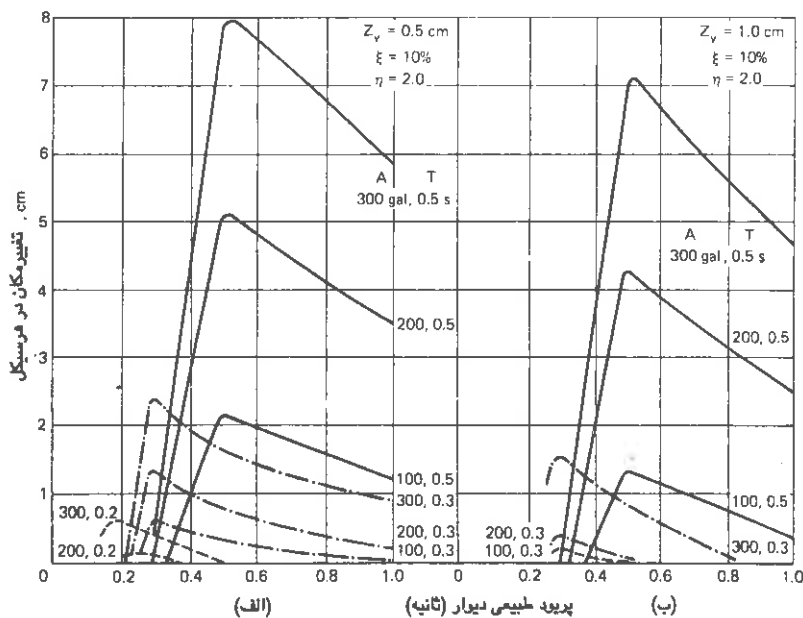
همچنین اطلاعات زیر لازم است فرض شود:

۱- رابطه تغییرمکان - نیروی دیوار حائل در حالت فعال و مقاوم بانضمام مقاومت کف

۲- تغییرمکان گسیختگی Z_y



شکل (۵-۲۱) تغییر مکان یک دیوار حائل در مقابل زمان تحت بارهای دینامیکی



شکل (۵-۲۲) تغییرات پریود طبیعی دیوار در مقابل تغییر مکان آن در مرسیکل

تغییر مکان مربوطه سپس باین ترتیب قابل محاسبه خواهد بود:

۱- تعیین فرکانس طبیعی سیستم دیوار - خاک از رابطه زیر:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m/k}$$

(۵-۲۳)

که در آن k سختی خاک در ناحیه کششی است که در فرضیات ۱ و ۲ فوق تعیین شده است و m عبارتست از جرم دیوار به اضافه $8r$ جرم قطعه ای که بموجب تئوری رانکین در پشت دیوار حائل گسیخته می شود.

۲- تعیین مقدار سیکل های شتاب یکنواخت زمین معادل حرکت پیش بینی شده زمین (در فصول بعد خواهد آمد).

۳- لغزش در هر سیکل (تغییرمکان خمیری) دیوار برای پریود طبیعی دیوار، تغییرمکان گسیختگی و خصوصیات حرکت زمین از منحنی های شکل (۲۲-۵) بدست خواهد آمد. اگر پارامترها در يك مسئله بخصوص متفاوت از آنچه که در شکل است باشند می توان به انترپوله خطی مبادرت نمود. تغییرمکان خمیری کل از ضرب لغزش بدست آمده در هر سیکل در تعداد سیکل های حرکت بدست خواهد آمد.

۴- تغییرمکان کل بدست آمده را می توان با تغییرمکان مجاز مقایسه نمود.

۱۴- ۵ استانداردهای عملی توصیه شده توسط هندوستان

هیچکدام از موسسات ASTM (American Society of Testing Materials) و NBS (National Bureau of Standards) تا بحال توصیه ای در زمینه های:

الف- محاسبه رانش خاک تحت بارگذاری های زلزله

ب - نقطه اثر بار دینامیکی اضافی وارده بر دیوار

ج - تغییرمکان دیوار حائل تحت بارهای زلزله نداده اند، بهرحال مؤسسه استاندارد هند (۱۹۷۵=

IS, ۱۸۹۳) اطلاعات مفیدی در خصوص دو مورد اول داده است که نیلأ بیان می گردد.

رانش فعال در اثر خاکریزی

برای حالت عمومی در طرح دیوارهای حائل همچنان که در روش کولمب آمد فشار فعال خاک که

بر دیوار حائل اثر می نماید را می توان از رابطه (۱۰-۵) بدست آورد.

نقطه اثر فشارها

از فشار کل بدست آمده توسط رابطه فوق فشار استاتیکی را که بوسیله $\alpha_h = \alpha_v = \psi = 0$

بدست آمده کسر نموده مابقی، فشار دینامیکی اضافی خواهد بود. مؤلفه استاتیکی فشار در ارتفاع $\frac{H}{3}$ از قاعده اثر داده خواهد شد. نقطه اثر فشار دینامیکی اضافی در وسط دیوار در نظر گرفته خواهد شد.

اثر اشباع شدگی خاک در رانش زمین $\gamma \rightarrow \gamma_{sat}$: ضرایب

برای خاکریزهای اشباع بایستی وزن مخصوص اشباع در رابطه مذکور بکار رود. برای خاکریزهای زیر سطح آب، فشار دینامیکی اضافی در خلال زلزله مطابق فوق قابل محاسبه بوده منتهی اصلاحات زیر بایستی مد نظر قرار گیرد:

۱- مقدار δ در این حالت $\frac{1}{4}$ مقدار آن در حالت خشک در نظر گرفته شود. $\delta = \frac{1}{2} \delta_{خشک}$

۲- مقدار زاویه ψ بایستی به موجب رابطه زیر تصحیح شود:

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \pm \alpha_v \quad (5-24)$$

که در آن:

γ_{sat} = وزن مخصوص اشباع خاک

α_h = ضریب افقی زلزله

α_v = ضریب قائم زلزله که $\frac{1}{2} \alpha_h$ می باشد

۳- وزن مخصوص شناور بایستی بکار رود γ'

۴- از مقدار رانش خاک که فوقاً بدست می آید مقدار رانش خاک بدست آمده با قراردادن

$\alpha_h = \alpha_v = \psi = 0$ و وزن مخصوص شناور خاک بایستی کسر شود تا مقدار رانش اضافی

دینامیکی بدست آید. فشار هیدرو دینامیکی آب بعلت وجود در داخل خاک نبایستی جداگانه در

نظر گرفته شود بعلت اینکه اثر شتاب حرکت روی آب غیر مستقیم منظور شده است.

نیروهای اینرسی مؤثر بر دیوار

نیروهای اینرسی وارده بر دیوارهای حائل بتنی و سنگی در اثر شتاب های قائم و افقی زلزله به

وسیله ضرب وزن دیوار در ضرایب افقی و قائم زلزله قابل محاسبه خواهند بود.

۵-۱۵ مسائل حل شده

مسئله (۵-۱)

دیوار حائلی دارای شیب ۱۰ درجه نسبت به قائم موجود است. این دیوار خاکی با چسبندگی ۰.۵ کیلوگرم بر سانتی مترمربع و زاویه اصطکاک داخلی ۳۰ درجه را محافظت می نماید. رانش فعال کلی خاک بر این دیوار را محاسبه نمایید. اگر این دیوار در منطقه زلزله خیزی با ضریب $\alpha_h = 0.1$ قرار داشته باشد، افزایش رانش خاک را به هنگام زلزله محاسبه نمایید. خاک پشت دیوار را اشباع با وزن مخصوص ۱.۷۳۲ گرم بر سانتی مترمکعب و $\alpha_v = 0$ در نظر بگیرید.

حل

الف- اطلاعات موجود:

- ارتفاع دیوار حائل $(H_1) = 6$ متر
- زاویه اصطکاک داخلی $(\phi) = 30$ درجه
- چسبندگی خاک $(C) = 0.5$ کیلوگرم بر سانتی مترمربع
- وزن مخصوص خاک پشت دیوار $(\gamma) = 1.732$ تن بر مترمکعب
- زاویه تمایل دیوار با امتداد قائم $(\alpha) = 10$ درجه
- ضریب افقی زلزله $(\alpha_h) = 0.1$
- ضریب قائم زلزله $(\alpha_v) = 0$

ب- محاسبات مربوطه:

محاسبه عمق ترك:

$$H_c = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{k_p}$$

$$N_\phi = k_p = \tan^2(45 + \phi/2) \\ = \tan^2(45 + 15) = \tan^2 60 = 3$$

$$H_c = \frac{2 \times 0.5 \times \sqrt{3}}{1.732} = 1$$

$$n = \frac{H_c}{H - H_c} = \frac{1}{6 - 1} = \frac{1}{5} = 0.2$$

$$H_c = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{K}$$

۱- بررسی حالت استاتیکی

با در دست داشتن $\varphi = 30$ درجه، $\alpha = 10$ درجه و $n = 0.2$ و مراجعه به گراف های (۵-۱۱)، (۵-۱۲) و (۵-۱۵) ضرایب ذیل بدست خواهند آمد:

$$\begin{cases} (N_{ac})_{stat} = 1.308 \\ (N_{aq})_{stat} = 0.4 \\ (N_{ay})_{stat} = 0.27 \end{cases}$$

مقدار رانش استاتیکی (p_a) نیز چنین خواهد بود:

$$(P_a)_{stat} = \left[\gamma H^2 (N_{ay})_{stat} + qH (N_{aq})_{stat} - CH (N_{ac})_{stat} \right]$$

$$(P_a)_{stat} = 1.732 \times 6^2 \times 0.27 - 0.5 \times 6 \times 1.308$$

$$(P_a)_{stat} = 16.835 - 3.924 = 12.91 \text{ t / m}$$

۲- بررسی حالت دینامیکی (زلزله)

ضرایب رانش خاک در این حالت بصورت ذیل قابل تعیین می باشند:

$$(N_{ac})_{dyn} = (N_{ac})_{stat} = 1.308$$

$$(N_{ay})_{dyn} = \lambda \cdot (N_{ay})_{stat}$$

با در دست داشتن $\varphi = 30$ درجه، $\alpha = 10$ و $\alpha_h = 0.1$ از شکل (۵-۱۶) ضریب λ چنین بدست

می آید:

$$\lambda = 1.209$$

$$(N_{ay})_{dyn} = 1.209 \times 0.27 = 0.326$$

بنابراین:

$$(P_a)_{dyn} = 1.732 \times 6^2 \times 0.326 - 0.5 \times 6 \times 1.308$$

$$(P_a)_{dyn} = 20.326 - 3.926 = 16.4 \text{ t/m}$$

مقدار افزایش رانش خاک بعثت زلزله بقرار ذیل خواهد بود:

$$\Delta P_a = (P_a)_{\text{dyn}} - (P_a)_{\text{stat}}$$

$$\Delta P_a = 16.4 - 12.91 = 3.49 \text{ t/m}$$

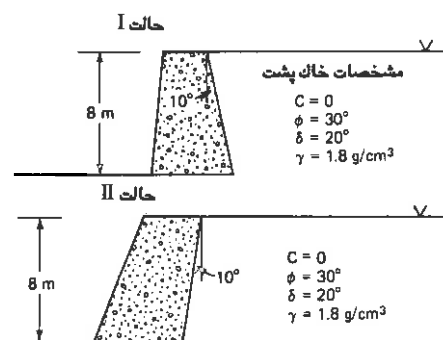
$$\Delta P_a = (P_a)_{\text{dyn}} - (P_a)_{\text{st.}}$$

افزایش بعلت زلزله

مسئله (۵-۲)

رانش استاتیکی و دینامیکی را برای دیوارهای حائل داده شده در اشکال (۵-۲۳) با استفاده از روشهای کولمب و کولمن تعیین نمایید در صورتی که ضرایب افقی و قائم زلزله در محل بقرار ذیل باشد:

$\alpha_v = \pm 0.05$ ضریب قائم و $\alpha_h = 0.1$ ضریب افقی



شکل (۵-۲۳) دیوارهای حائل مورد نظر در مسئله (۵-۲)

حل

الف- از روش کولمن

شش صفحه لغزش گسیختگی بعنوان سطوح لغزش فرضی جهت تعیین خط کولمن با فواصل یکسان انتخاب گردیده اند صفحات لغزش در فاصله زاویه شیب معادل ϕ تا $45 + \phi$ نسبت به افق انتخاب گردیده اند. مقیاسهای انتخابی جهت رسم کمیت های طول و نیرو چنین می باشند:

طول: ۱ سانتی متر = ۷ متر و نیرو: ۱ سانتی متر = ۱۱۸۵۰ کیلوگرم

در شکل (۵-۲۴) ابعاد دیوار و قطعات لغزش انتخابی با اشل فوق ترسیم گردیده است.

محاسبات سطح و وزن قطعات بقرار ذیل می باشد:

$$abc_1 \text{ مساحت مثلث} = \frac{1}{2}(15.24)(8) = 60.96 \text{ m}^2$$

$$\text{حجم قطعه } abc_1 \text{ (عمق ۱ متر)} = 60.96 \times 1 \text{ (m}^2\text{)} = 60,960,000 \text{ Cm}^3$$

$$abc_1 \text{ وزن قطعه} = 1.8 \times 60,960,000 = 109,728 \text{ Kg} = \gamma_{abc_1}$$

با اشل ترسیم انتخابی وزن فوق برابر طولی معادل ۹٫۲۶ سانتی متر در شکل خواهد بود.

– بررسی حالت دینامیکی:

$$\alpha_v = +0.05 \text{ و } \alpha_h = 0.1 \quad -1$$

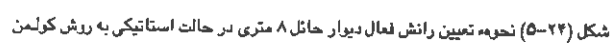
$$\bar{W}_1 = \sqrt{(9.26 \times 0.1)^2 + (9.26 \times 1.05)^2} = 9.77 \text{ Cm}$$

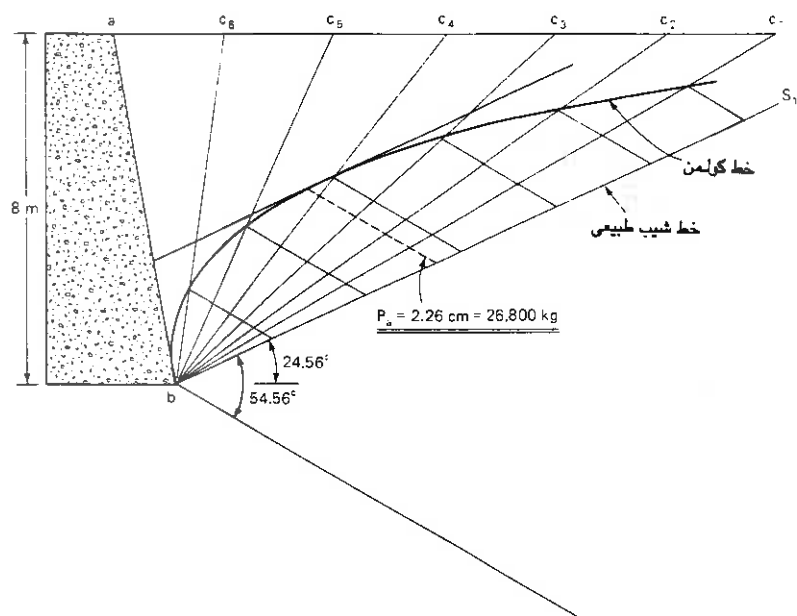
$$\alpha_v = -0.05 \text{ و } \alpha_h = 0.1 \quad -2$$

$$\bar{W}_1 = \sqrt{(9.26 \times 0.1)^2 + (9.26 \times 0.95)^2} = 8.85 \text{ Cm}$$

مقادیر متناظر برای سایر قطعات انتخابی در جدول ذیل آمده است:

وزن قطعات لغزش برحسب اشل ترسیم \bar{W} (Cm) حالت دینامیکی		حالت استاتیکی	قطعه
$\alpha_h = 0.1 \text{ و } \alpha_v = -0.05$	$\alpha_h = 0.1 \text{ و } \alpha_v = +0.05$		
۷٫۳۷	۸٫۱۴	۷٫۷۲	abc ₂
۵٫۹۰	۶٫۵۱	۶٫۱۸	abc ₃
۴٫۴۲	۴٫۸۹	۴٫۶۳	abc ₄
۲٫۹۲	۳٫۲۵	۳٫۰۸	abc ₅
۱٫۴۸	۱٫۶۲	۱٫۵۵	abc ₆


$$(P_a)_{\text{stat}} = 21.52 \text{ t/m}$$
$$(P_a)_{\text{dyn}} = 26.8 \text{ t/m}$$



شکل (۲۵-۵) نحوه تعیین رانش فعال دیوار حائل ۸ متری در حالت دینامیکی به روش کولمن

مسئله همانطور که فوقاً برای حالت I بررسی و حل شد، برای حالت II هم قابل حل بوده و چنانچه اقدام به این امر نمائیم نتایج نهایی در جدول ذیل قابل مقایسه خواهد بود:

نیروی رانش فعال خاک، P_a (t/m) دیوار					
حالت II			حالت I		
دینامیکی		استاتیکی	دینامیکی		استاتیکی
$\alpha_h = 0.1g$	$\alpha_h = 0.1g$		$\alpha_h = 0.1g$	$\alpha_h = +0.1g$	
$\alpha_v = -0.05g$	$\alpha_v = +0.05g$		$\alpha_v = -0.05g$	$\alpha_v = +0.05g$	
۱۷٫۲۰۰	۱۸٫۶۴	۱۳٫۴۴	۲۵٫۰۴	۲۶٫۸	۲۱٫۵۲
۳٫۷۶	۵٫۲۰	ΔP_{dyn}	۲٫۵۲	۵٫۲۸	ΔP_{dyn}

ملاحظه می شود که ماکزیمم نیروی رانش در هر دو حالت برای ضریب زلزله قائم 0.5 ر. + اتفاق می افتد. همچنین مشاهده می شود رانش فعال خاک در حالت دوم که دیوار متمایل به خاک پشت خود می باشد به مقدار قابل ملاحظه ای کمتر می باشد.



پ. - از روش کولمب

حل مسئله از روش کولمب با رسم چندضلعی های نیرو در هریک از قطعات لغزش انتخابی میسر بوده و بدلیل آنکه هر ۲ روش يك مبنای مشترك دارند نتایج حاصله یکسان خواهد بود.

مسئله (۳-۵)

مطلوبست طرح دیوار حائلی برای شرایط زیر:

- ارتفاع خاکریز ۸ متر باشد

- وزن مخصوص مصالح پشت دیوار $\gamma = 1.8 \text{ g / Cm}^3$

- زاویه اصطکاک داخلی مصالح پشت دیوار $\varphi = 30^\circ$

- زاویه اصطکاک دیوار و مصالح $\delta = 20^\circ$

- شیب پشت دیوار $\alpha = 10^\circ$

- زاویه اصطکاک مصالح زیر پی دیوار حائل $\varphi = 33^\circ$

- وزن مخصوص مصالح زیر دیوار حائل $\gamma = 1.95 \text{ g / Cm}^3$

- این دیوار در منطقه زلزله خیزی با ضرایب زلزله زیر قرار دارد:

$$\alpha_h = 0.1 \quad \alpha_v = 0$$

- مصالح پشت دیوار در طول زمان بهره برداری از دیوار امکان اشباع شدن را نخواهد داشت

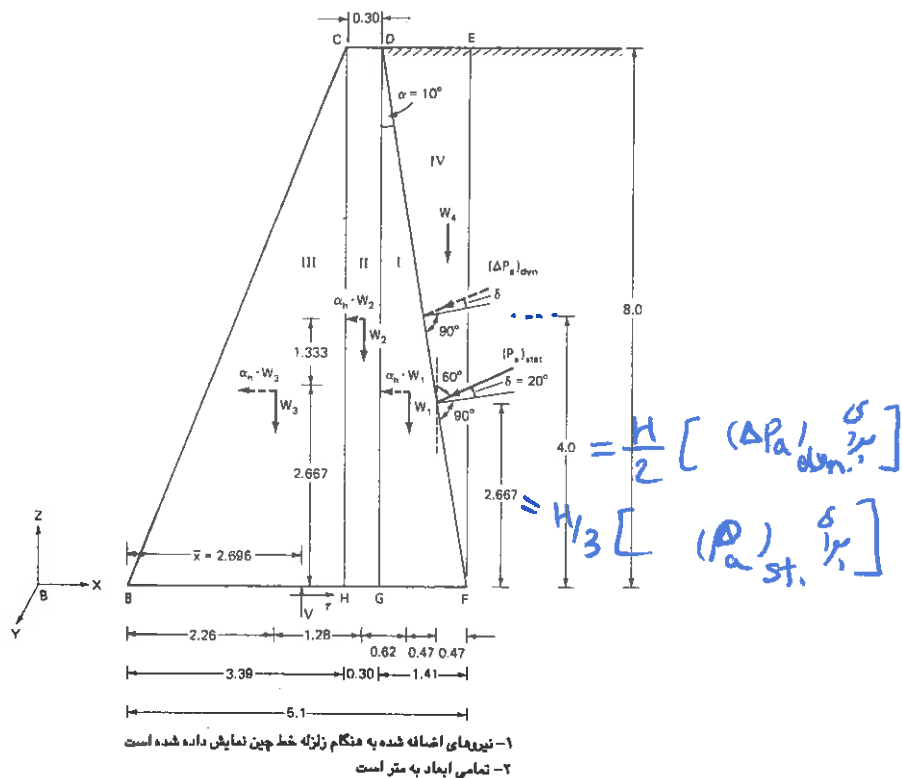
- ضریب اصطکاک بین قاعده دیوار و خاک کف $\mu = 0.48$ می باشد

- ضریب اطمینان زیر در طرح در نظر گرفته خواهد شد:

الف- برای واژگونی: در حالت استاتیک $\gamma =$ در حالت دینامیک $\gamma = 1$

ب - برای لغزش: $\gamma = 1.5$ $\gamma = 1.2$

ج - برای ظرفیت باربری: $\gamma = 3$ $\gamma = 2.4$



شکل (۵-۲۶) ابعاد اولیه انتخابی جهت دیوار حائل مورد نظر در مسئله (۵-۲)

حل

فرض می‌کنیم ابعاد و مشخصات انتخابی دیوار حائل مورد نظر مطابق شکل (۵-۲۶) باشد. با استفاده از روش ترسیمی کولمن و فرض سطوح لغزش مختلف برای سطح لغزش واقعی مقادیر رانش استاتیک و دینامیک چنین بدست خواهد آمد:

$$(P_a)_{stat} = 21.74t / m \quad \Delta P_{dyn} = 4.66t / m$$

همانطور که در استاندارد هند توصیه شده است نقطه اثر رانش استاتیک را در $\frac{1}{3}$ و رانش

دینامیک را در $\frac{1}{4}$ ارتفاع دیوار حائل از قاعده در نظر می‌گیریم.

حال جدول (۵-۷) را که معرف مؤلفه های افقی و قائم وزن دیوار و نیروهای مؤثر بر دیوار حائل

می باشد تشکیل می‌دهیم:

ابعاد عناصر(متر)			وزن	وزن یا	مؤلفه های	مختصات	لنگرهای نقطه			
			مخصوص	نیبرد	نیبرد	نقاط اثر	(t.m) B			
			t/m ³	t	v	H	X _i	Z _i	V _{xi}	H _{Zi}
نوع مصالح			a _z	a _y	a _x					
پارامترها										
W ₁	۱/۴۱	۸	بتن	۲/۲	۱۲/۴ ↓	۱۲/۴	-	۴/۱۶	۲/۶۶	+۵۱/۵۸
W ₂	۰/۳	۸	بتن	۲/۲	۵/۲۸ ↓	۵/۲۸	-	۲/۵۴	۴	+۱۸/۶۹
W ₃	۳/۳۹	۸	بتن	۲/۲	۲۹/۸۳ ↓	۲۹/۸۳	-	۲/۲۶	۱۲/۶۶	+۶۷/۴۱
W ₄	۱/۴۱	۸	خاک	۱/۸	۱۰/۱۵ ↓	۱۰/۱۵	-	۴/۶۲	۵/۲۳	+۳۶/۹۹
رانش استاتیکی خاک (pa) stat.			۲۱/۷۴ ↓ ۱۰/۸۷ ۱۸/۸۳ ۴/۶۲ ۲/۶۶ ۰/۳۳ +۰/۲۱۵ -۵۰/۲۱۵							
جمع کل			۶۸/۵۳ ۱۸/۸۳ ۰/۲۱ +۲۳۵/۰۱ -۵۰/۲۱							
رانش اضافی دینامیک (Pa) dyn. Δ :			۴/۶۶ ↓ ۲/۳۳ ← ۴/۰۳ ۴/۳۹ ۴/۰۱ +۱۰/۲۴ ۱۶/۱۶							
نیبردهای اینرسی:			۱/۲۴ ← ۱/۲۴ ۴/۱۶ ۲/۶۶ -۳/۳۱							
α _h W ₂			۰/۵۲۸ ← ۰/۵۲ ۲/۵۴ ۴/۰۱ -۲/۱۱							
α _h W ₃			۲/۹۸ ← ۲/۹۸ ۲/۲۶ ۲/۶۶ -۷/۹۵							
جمع نیبردهای دینامیکی			۴/۲۲ ۸/۷۸۱ ۱۰/۲۴ +۲۹/۴۸ -۲۹/۴۸							
جمع کل			۷۰/۸۶ ۳۷/۶۱ ۲۳۵/۲۵ +۷۹/۶۹ -۷۹/۶۹							

جدول (۵-۷) نیروها و لنگرهای مربوط به دیوارهای حائل انتخابی

(a) بررسی حالت استاتیکی: جهت يك متر طول دیوار وزن دیوار و خاک مؤثر بر آن مطابق جدول

(۵-۷) می باشد در نتیجه نقطه اثر برآیند عکس العمل خاک چنین می باشد:

$$\bar{X} = \Sigma \frac{V_i X_i}{V_i} = \frac{235.01 - 50.21}{68.53} = 2.696m$$

مقدار خروج از مرکز چنین خواهد بود:

$$e = 2.696 - \frac{5.1}{2} = 0.146m$$

در نتیجه کششی در زیر قاعده دیوار ایجاد نخواهد شد:

$$\frac{B}{6} = \frac{5.1}{6} = 0.85 \quad e < B/6$$

طرح دیوار حائل فوق هنگامی رضایتبخش خواهد بود که دیوار در مقابل واژگونی و لغزش مقاوم بوده و فشار تولید شده در کف آن از مقاومت مجاز خاک بیشتر نباشد. ضریب اطمینان دیوار در مقابل واژگونی چنین خواهد بود:

$$FS = \frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرك}}$$

با مراجعه به جدول خواهیم داشت:

$$FS = \frac{235.01}{50.21} = 4.68$$

ضریب اطمینان دیوار در مقابل لغزش قاعده چنین خواهد بود:

$$FS = \frac{\text{نیروهای مقاوم کف}}{\text{نیروهای محرك کف}}$$

$$FS = \frac{\mu \Sigma V}{\text{مؤلفه های افقی رانش فعال خاک پشت}} = \frac{0.48 \times 68.53}{18.83} = 1.75$$

در نتیجه دیوار مورد نظر در مقابل لغزش هم پایدار است.

- ضریب اطمینان دیوار در مقابل ظرفیت مجاز زمین

$$V = 68.53(t) \text{ بار قائم کلی}$$

$$\text{نسبت خروج از مرکزیت بار قائم به عرض پی} = \frac{e}{B} = \frac{0.146}{5.1} = 0.0286$$

برای $\varphi = 33^\circ$ و $\frac{e}{B} = 0.0286$ مقادیر ضرایب ظرفیت مجاز N_c , N_q و N_γ از چارتهای فصل بعد چنین بدست خواهد آمد:

$$N_\gamma = 27 \text{ و } N_q = 24, N_c = 40$$

اگر رابطه تعیین ظرفیت مجاز را مورد استفاده قرار داده و در آن $D_f = 0$ و $C = 0$ گذارده شود:

$$Q_d = B \cdot q_d = 5.1 \left(\frac{1}{2} \times 1.95 \times 5.1 \times 27 \right) = 684.7(t)$$

اکنون ضریب اطمینان در مقابل شکست پی بعلمت ظرفیت باربری زمین:

$$FS = \frac{Q_d}{P} = \frac{Q_d}{\Sigma V} = \frac{684.7}{68.53} = 9.99$$

در نتیجه دیده می شود که ضریب اطمینان فوق بیشتر از ۳ بوده و از این نظر دیوار همواره پایدار است.

(b) بررسی حالت زلزله: مقادیر مربوط به رانش اضافی در هنگام وقوع زلزله و مؤلفه های افقی و قائم آن در جدول (۵-۷) آمده است. اکنون بررسی های لازمه را انجام خواهیم داد:

- تعیین نقطه اثر برآیند کل نیروها در قاعده دیوار

$$\bar{X} = \frac{245.25 - 76.69}{70.86} = 2.336(m)$$

$$e_{dyn} = \frac{5.1}{2} - 2.336 = 0.214 < \frac{B}{6}$$

ملاحظه می شود در این حالت نیز هیچگونه کششی در پی دیوار در خاک ایجاد نشده و بار وارده داخل هسته مرکزی پی خواهد بود.

- ضریب اطمینان در مقابل واژگونی:

$$FS = \frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرك}} = \frac{245.25}{79.69} = 3.07$$

که از مقدار موردنظر این ضریب اطمینان بالاتر است.

- ضریب اطمینان در مقابل لغزش

$$F_s = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرك}} = \frac{0.48 \times 70.86}{27.611} = 1.23$$

که ملاحظه می شود از مقدار مجاز در برابر زلزله بزرگتر بوده و در نتیجه از این بابت مسئله ای نخواهد بود.

- ضریب اطمینان در مقابل ضعف ظرفیت باربری زمین

بار قائم کلی بدین قرار بود:

$V = 70.86$ (t) اگر نسبت خروج از مرکز به عرض پی را بدست آوریم:

$$\frac{e_{dyn}}{B} = \frac{0.214}{5.1} = 0.0419$$

با مراجعه به چارت های فصل آینده برای $\phi = 33^\circ$ و $\frac{e_{dyn}}{B} = 0.0419$ خواهیم داشت:

$$N_\gamma = 25$$

در نتیجه:

$$Q_d = B.q_d = 5.1 \left(\frac{1}{2} \times 1.95 \times 5.1 \times 1 \times 25 \right) = 633.99(t)$$

بنابراین ضریب اطمینان در این وضعیت چنین خواهد بود:

$$FS = \frac{633.99}{70.86} = 8.94$$

ملاحظه می شود که این ضریب اطمینان هم مقدارش از حد موردنظر بالاتر است در نتیجه با کلیه بررسی های فوق که بعمل آمد دیوار حائل طرح شده از هرجهت پایدار و مقاوم خواهد بود.

مسئله (۵-۴)

مطلوب است محاسبه مقدار تغییر مکان دیوار حائل قبلی برای شرایط زیر:

الف) سختی خاک پشت دیوار ۲۶۷۷ تن بر میلی متر باشد

ب) تغییر مکان گسیختگی $Z_y = 0.5$ Cm باشد

ج) $\xi = 10\%$ ضریب میرایی (زائل کنندگی)

د) پریود حرکت زمین ۰.۲ ثانیه باشد

هـ) شتاب متوسط زمین $0.2g$ باشد

و) تعداد سیکل معادل برای زلزله با شدت ۷ از ۱۰ عدد تجاوز نخواهد کرد.

حل

ابتدا پریود طبیعی دیوار را محاسبه می نمایم. رابطه پیشنهادی در این مورد چنین می باشد:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m/k}$$

جهت تعیین m چنین عمل می کنیم:

$$m = (\text{وزن قطعه لغزش رانکین } ۸۰ + \text{وزن دیوار}) / g$$

اگر α سطح لغزش خاک پشت دیوار بموجب تئوری رانکین باشد:

$$\theta = 45 + \varphi / 2 = 45 + 15 = 60^\circ$$

$$\beta = 90 - \theta = 30^\circ$$

$$bc = H(\text{tg}10^\circ + \text{tg}30^\circ) = 8(0.18 + 0.58) = 6.03(\text{m})$$

$$\text{وزن قطعه لغزیده} = \frac{1}{2} \times 8 \times 6.03 \times 1.8 = 43.42(\text{t})$$

$$\text{وزن دیوار بر مبنای جدول تنظیم یافته} = W_1 + W_2 + W_3 = 47/51 (\text{t})$$

$$m = (47.51 + 0.8 \times 43.42) / 9.81 = 8.38 (\text{t.s}^2/\text{m})$$

$$k = 3.677 \times 1000 = 3677 (\text{l/m})$$

پریود طبیعی دیوار

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{8.38}{3677}} = 2\pi \times 0.477 = 0.3 (\text{ثانیه})$$

اکنون با مراجعه به چارت (۲۲-۵) چنانچه روی منحنی که جهت پریود زمین معادل ۰/۲ ثانیه با شتاب متوسط ۰.۳g نقطه متعلق به پریود طبیعی ۰.۳ ثانیه را تعیین نمائیم مقدار جابجایی متناظر ایجاد شده در هر سیکل چنین خواهد بود:

$$0.5 \text{ Cm} = \text{جابجایی دیوار در هر سیکل}$$

حال با توجه به تعداد سیکل های معادل که حداکثر ۱۰ می باشد تغییرمکان کل دیوار چنین خواهد بود:

$$10 \times 0.5 = 5 \text{ Cm} = \text{تغییرمکان کلی}$$

۱۶-۵ نکات نهایی

مسائل مربوط به تغییرات رانش خاک به هنگام زلزله، نقطه اثر اضافه رانش دینامیکی و تغییرمکان دیوار حائل در اثر زلزله در این فصل مورد بررسی قرار گرفت. سؤال مهم قابل طرح در این زمینه این است که يك دیوار حائل در این شرایط چه مقدار ممکنست از وضعیت تعادل خود جابجا شود. سؤال بعدی این خواهد بود که مقدار مجاز این تغییرمکان چه می باشد؟ مطالعات قابل ملاحظه ای در خصوص اضافه رانش دینامیکی و نقطه اثر آن تابحال انجام شده است. خلاصه بسیار جالبی از این موضوعات توسط Seed و Whitman (1970) و Nandkumaran (1974) تهیه شده است. در این مطالعات سازگاری خوبی با تئوری Mononobe پیرامون نحوه محاسبه اضافه رانش دینامیکی مشاهده شده است. معذالك مقدار واقعی ضریب زلزله هنوز جای بحث دارد. Seed و Whitman (1970) رابطه زیر را جهت تعیین ضریب زلزله پیشنهاد کرده اند:

$$K_{AE} = K_a + \frac{2}{3} \alpha_h$$

که در آن:

$$K_{AE} = \text{ضریب رانش فعال خاک به هنگام زلزله}$$

$$K_a = \text{ضریب رانش فعال خاک در حالت استاتیکی}$$

$$\alpha_h = \text{ضریب افقی زلزله}$$

$$K_{AE} = K_a + \frac{2}{3} \alpha_h$$

این معادله پاسخ مناسبی جهت سؤال فوق نمی باشد. Prakash و Nandkumaran (1973, 1979) توصیه علمی خاصی جهت تخمین ضریب زلزله بر مبنای رکورد زلزله نگار در محل و حداکثر سرعت متناظر زمین نموده اند. این توصیه بر مبنای حرکتی از زمین با پریود اختیاری ۰.۳ ثانیه صورت گرفته است. گرچه هیچ توضیح رضایتبخشی برای این انتخاب وجود ندارد، معذالک ملاحظه می شود که این روش برای سه دیوار کوچک کارایی صحیحی داشته و بدون آنکه از قضاوت مهندسی صرفنظر گردد می تواند بعنوان روشی جهت آزمون در سایر موارد و پروژه های عملی مورد استفاده قرار گیرد. موضوع تغییر مکان دیوارهای حائل بارها مورد تأکید قرار گرفته است (Richards و Elms 1979) و همچنین (Nazarian و Hadjian 1979). روش محاسبه ای که بر مبنای مطالعات (1973, 1974) Prakash و Nandkumaran و همکارانش (1980) استوار است، شکل ساده ای از رفتار دیوار را در برمی گیرد زیرا دیوارهای حائل بی شماری هستند که تنها با انتقال گسیخته نمی شوند. روشهای پیچیده ای از قبیل اجزای محدود جهت تعیین جابجایی دیوارهای محدود وجود دارند، لیکن روشهای مهندسی دیگری جهت مطالعه انتقال و دوران دیوارهای حائل قابل توصیه است که بدون نیاز به برنامه های طولانی کامپیوتری جهت حصول به نتایج قابل قبولی برای مهندسين در موارد عملی راه گشا خواهد بود. ارائه و تعیین این روشها از ضرورت و فوریت خاصی برخوردار می باشد. در خصوص تغییر مکان مجاز دیوارهای حائل اطلاعاتی در دست نمی باشد. از آن گذشته سؤال دیگری در رابطه با رانش دینامیکی خاکها وجود دارد و آن این است که با توجه به تحلیل رانش استاتیکی خاکهای واقع در پشت دیوارهای حائل زیرزمین ها و پایه های پلها در وضعیت سکون (At Rest) افزایش و یا تغییرات این قبیل رانش ها به هنگام زلزله چه خواهد بود؟ عملاً اطلاعاتی در این زمینه موجود نمی باشد، لیکن می دانیم که در وضعیت استاتیکی رانش در حالت سکون بیشتر از رانش فعال خاک می باشد. بهمین دلیل ممکنست که اضافه رانش دینامیکی در وضعیت اولیه سکون بیشتر از اضافه رانش دینامیکی در وضعیت اولیه فعال خاک باشد. عجالتاً توصیه شده است به میزانی که رانش در حالت سکون بیشتر از رانش فعال در حالت استاتیکی می باشد، رانش دینامیکی مربوط به حالت سکون نسبت به رانش دینامیکی مربوط به حالت فعال اضافه تر در نظر گرفته شود. البته توضیح و دلیل منطقی خاصی برای این توصیه تابحال وجود ندارد (1981).

با توجه به مطالب فوق ملاحظه می شود سؤالات متعددی در خصوص رفتار دینامیکی دیوارهای حائل وجود دارد که بصورت کافی بررسی و پاسخگویی نشده و این خود زمینه هایی جهت تحقیقات

بیشتر در این مورد را آشکار می سازد. با یافتن پاسخ های جدید و روشن در این زمینه ها طبعاً مطالب این بخش باید مورد اصلاح قرار گیرند.

۱۷-۵ مسائل و سؤالات نمونه

۵-۱ دیوار حائل قائمی به ارتفاع ۸ متری مصالح دانه ای با زاویه اصطکاک داخلی 22° درجه و وزن مخصوص 17 تن بر متر مکعب و زاویه اصطکاک دیوار $\delta = 22^\circ$ درجه را محافظت می نماید. این دیوار در منطقه زلزله خیزی با ضرایب زلزله $\alpha_h = 0.12$ و $\alpha_v = 0.06$ قرار دارد. رانش های استاتیکی و دینامیکی مصالح فوق روی دیوار را محاسبه نمایند.

۵-۲ اگر قرار باشد دیوار حائل فوق نسبت به امتداد قائم زاویه تمایلی برابر 10° درجه داشته باشد با ذکر دلیل توضیح دهید که آیا این شیب بهتر است بطرف خاکریز باشد یا بطرف بیرون.

۵-۳ تغییر مکان دیوار حائل بهنگام زمین لرزه را توضیح دهید.

۵-۴ اگر قرار باشد آئین نامه ای جهت رانش خاکها به هنگام زمینلرزه نوشته شود موارد و نکات اصلی و مهم آن چه خواهند بود.

۵-۵ تغییر مکان یک دیوار حائل به هنگام بارهای دینامیکی را مورد تحلیل قرار دهید.

۱۸-۵ مراجع

- Biggs, J. M.: " Introduction to Structural Dynamics, " McGraw - Hill Book Co., New York, 1963.
- Coulomb, C. A.: Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelque problems de statique relatifs a l'architecture, *Mem. Acad. Roy. Pres. Divers - savants*, vol. 7, 1773.
- Culmann, K.: " Die Graphische Statik, " Mayer and Zeller, Zurich, 1866.
- Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, " IS 1893 - 1975, 3d ed.
- Ishii, Y., H. Arai, and H. Tsuchida: Lateral Earth Pressure in an Earthquake, *Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo*, vol. 1, p. 211, 1960.

- Jacobsen, L. S.: "kentucky Project Report No. 13, " Tennessee Valley Authority, ser. 1951, app. D, 1951.
- Jaky, J: Pressure in Silos, *Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.* vol. 1, pp. 103 - 107, 1948.
- Kapila, I. P.: Earthquake Resistant Design of Retaining Walls, *Proc. Second Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee*, pp. 97 - 108, 1962.
- Krishna, J., A. S. Arya, and K. Kumar: " Distribution of the Maximum Intensity of Force in the Koyna Earthquake of December 11, 1967, " Earthquake Engineering Studies, University of Roorkee, Roorkee, India, August 1969.
- S. Prakash, and P. Nandkumaran: Dynamic Earth Pressure Distribution Behind Flexible Retaining Walls, *Indian Geotech. J.*, vol. 4, no. 3, pp. 207-224, July 1974.
- Matsuo, H.: Experimental Study on the Distribution of Earth Pressure Acting on a Vertical Wall during Earthquakes, *J. Japanese Society of Civil Engineers*, vol. 27, no. 2, 1941.
- _____, and S. Ohara: Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes, *Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo*, vol. 1, p. 165, 1960.
- Mononobe, N.: Earthquake Proof Construction of Masonary Dams, *Proc. World Engineering Congress, Tokyo*, vol. 9, p. 275, 1929.
- _____, and H. Matsuo: On Determination of Earth Pressure During Earthquakes, *Proc. World Engineering Congress, Tokyo*, 1929.
- Murphy, V. A.: The Effect of Ground Characteristics on the Aseismic Design of Structures, *Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo*, vol. 1, pp. 231-248, 1960.
- Nandkumaran, P.: " Behavior of Retaining Walls Under Dynamic Loads, " Ph.D. thesis, Roorkee University. Roorkee, India, 1973.
- _____: Behavior of Retaining Walls During Earthquakes, in " Earthquake Engineering " Sarita Prakashan, Meerut, U. P., India, chap. 17, 1974.
- _____, and H. C. Dhiman: A Miniature Earth Pressure Cell for Dynamic Studies, *J. Indian Nat. Soc. Soil Mech. Found. Engin.*, vol. 9, no. 1, pp. 3-12, January 1970.
- Nazarian, H. N., and A. H. Hadjian: Earthquake-Induced Lateral Soil Pressures on Structures, *J. Geotech. Engin. Div. ASCE*, vol. 105, no. GT 9, pp. 1049-1066, September 1979.
- Niwa, S.: An Experimental Study of Oscillating Earth Pressures Acting on a Quay Wall, *Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo*, vol. 1, pp. 281-297, 1960.
- Okabe, S.: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Walls and Dams, *J. Jpn. Soc. Civ. Eng.*, vol. 6, 1924.
- Prakash, S., and B. M. Basvanna: Earth Pressure Distribution Behind Retaining Walls During Earthquake, *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chile*, vol. 3, pp. 133-148, 1969.
- _____, G. Ranjan, and S. Saran: " Analysis and Design of Foundations and Retaining Structures", Sarita Prakashan, Meerut, U. P., India, 1979.
- _____, and P. Nandkumaran: Dynamic Earth Pressure Distribution on Rigid Walls,

- Proc. Symposium on Earth and Earth Structures Subjected to Earthquake and Other Dynamic Loads, Roorkee*, vol. 1, pp. 11-16, March 1973.
- ____ and ____: Earth Pressures During Earthquakes, *Proc. Second U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford*, pp. 613-622, August 1979.
- ____, _____, and J. Krishna: "Displacement Analysis of Rigid Retaining Walls in Translation During Earthquake , " Unpublished Report, University Missouri-Rolla, September 1980.
- ____ and S. Saran: Static and Dynamic Earth Pressures Behind Retaining Walls, *Proc. Third Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee*, vol. 1, pp. 277-288, November 1966.
- Rankine, W. J. M.: On the Stability of Loose Earth, *Philos. Trans. R. Soc. London*, V 147 pp. 9-27, 1857.
- Richards, R., Jr., and D. G. Elms: Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, *J. Geotech. Engin. Div., ASCE*, vol. 105, no. GT 4, pp. 449-464, 1979.
- Saran, S., and A. Prakash: Seismic Pressure Distribution in Earth Retaining Walls, *J. Proc. Found European Symposium on Earthquake Engineering, Sofia, Bulgaria*, 1970.
- ____ and S. Prakash: Dimensionless Parameters for Static and Dynamic Earth Pressure for Retaining Walls, *Indian Geotech. J.*, vol. 7, no. 3, pp. 295-310, July 1968.
- Seed, H. B., and R. V. Whitman: " Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, " *Proc ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, N. Y.*, pp. 103-147, 1970.
- Terzaghi, K.: A General Weddge Theory of Earth Pressures, *Trans. ASCE*, vol. 106, pp. 68-97, 1941.
- ____: " Theoretical Soil Mechanics, " John Wiley and Sons Inc., New York, 1943.
- ____ and R. B. Peck: " Soil Mechanics in Engineering Practice, " 2d ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.

فصل ششم

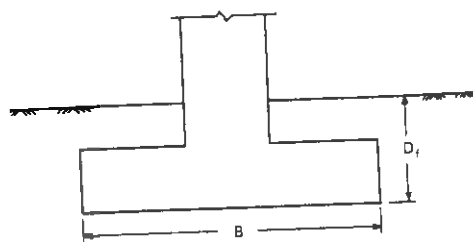
ظرفیت باربری دینامیکی خاکها

۱-۶ مقدمه

بارهای دینامیکی وارده بر پی ها ممکنست توسط زلزله، انفجار بمب ها، عمل ماشین آلات و اثر امواج دریا ایجاد گردند. زلزله و امواج دریا عمدتاً نیروهای افقی در سازه ها ایجاد می کنند در حالیکه بارهای ایجاد شده توسط انفجارات معمولاً عمودی می باشند. يك نوع تجزیه و تحلیل در مورد پی های تحت تأثیر این قبیل بارها می تواند بر مبنای بار استاتیك معادل انجام گیرد. لیکن برای بررسی دقیق تر موضوع تحلیل دینامیکی ضروری خواهد بود. در این فصل ابتدا روش های متداول بیان گردیده و سپس تحلیل دینامیکی پی ها مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲-۶ شبکه گسیختگی زیرپی های کم عمق و ظرفیت باربری نهایی

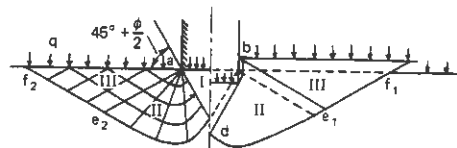
در این قسمت پی های کم عمق نواری مورد بررسی قرار می گیرند. در این قبیل پی ها عمق پی می تواند مساوی و یا کوچکتر از عرض پی باشد یعنی $D_f \leq B$. انتخاب پی نواری موجب بررسی دویعدی و نسبتاً ساده تر مسئله خواهد شد شکل (۶-۱).



شکل (۶-۱) يك پی کم عمق به عرض B و عمق $D_f \leq B$

در شکل (۶-۲) يك پی سطحی ($D_f=0$) در نظر گرفته شده است. در اغلب کتاب های مکانیک خاک سطوح لغزش و گسیختگی مطابق آنست که در این شکل ترسیم شده و توسط ترزاقی پیشنهاد گردیده است. منطقه ادرواقع گوه ارتجاعی بوده که بصورت یکپارچه با پی داخل خاک می رود همچنان که فشار وارده بر زمین افزایش می یابد. دو منطقه III در طرفین مبین منطقه مقاوم براساس تئوری رانکین بوده و شیب این سطوح با افق معادل $(45 - \phi/2)$ خواهد بود. دو منطقه II در طرفین که در واقع حد فاصل مناطق I و III می باشند مناطق برش شعاعی بوده و نقش استقلال

رانش فعال به رانش مقاوم را خواهند داشت.



شکل (۶-۲) شبکه گسیختگی در زیر یک پی نواری سطحی بر روی خاک مختلط ($C, \phi \neq 0$)

ترزاقی در آغاز یک روش تقریبی جهت محاسبه ظرفیت نهایی باربری خاک پیشنهاد نمود که در آن فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

- ۱- سطح تماس پی با زمین ناصاف و دارای اصطکاک می باشد
 - ۲- اثر خاک بالاتر از کف پی می تواند با سرباری معادل منظور گردد
- با در نظر گرفتن شرایط تعادل در قطعات گسیختگی طرفین پی، ترزاقی رابطه (۶-۱) را جهت تعیین میزان فشار نهایی قابل تحمل توسط خاک بدست آورد:

$$q_d = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (6-1)$$

که در آن C چسبندگی خاک، γ وزن مخصوص خاک B عرض پی، D_f عمق پی و N_c ، N_q و N_γ ضرایب ظرفیت باربری می باشند که تابعی از زاویه اصطکاک داخلی خاک بوده و منحنی تغییرات آنها برحسب ϕ در شکل (۶-۳) ترسیم گردیده است. نظر به اینکه ظرفیت باربری طبقاً به جنس خاک و میزان تراکم آن نیز وابسته خواهد بود. ترزاقی و پک (Terzaghi & Peck, 1967) بعدها جهت تعیین ظرفیت باربری خاک های نرم و ضعیف اصلاحات زیر را توصیه نموده اند:

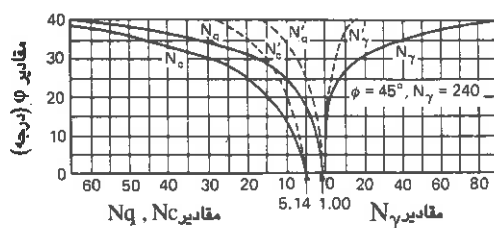
$$C' = \frac{2}{3} C \quad \text{الف (۶-۲)}$$

$$\phi = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right) \quad \text{ب (۶-۲)}$$

بالطبع ضرایب جدید ظرفیت باربری N'_c ، N'_q و N'_γ نیز بایستی در این مورد بکار رود یعنی:

$$q'_d = C' N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (6-3)$$

واضحست ظرفیت باربری کلی از ضرب q_d یا q'_d در عرض پی بدست خواهد آمد. مقادیر N'_q, N'_c و N'_γ که همگی تابعی از زاویه اصطکاک داخلی خاک می باشند از شکل (۶-۳) قابل تعیین خواهند بود:



شکل (۶-۳) منحنی تغییرات ضرایب باربری برحسب زاویه اصطکاک داخلی

۶-۳ معیارهای لازم جهت طرح يك پی

در طرح يك پی دو عامل بایستی به طور همزمان مد نظر قرار گیرند:

۱- خاک زیر پی بایستی براحتی بتواند بار وارده را تحمل نماید بدون اینکه هیچگونه گسیختگی برشی و یا شکست در آن اتفاق بیفتد. دراین رابطه همواره با اعمال يك ضریب اطمینان مناسب فاصله لازم تا گسیختگی پی حفظ می شود.

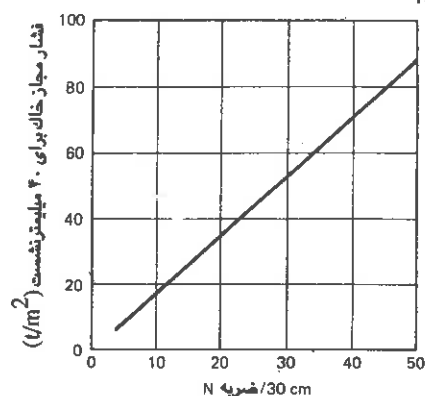
۲- میزان نشست ایجاد شده در پی از حد معینی تجاوز ننماید.

اغلب پی ها علی رغم طرح جهت جلوگیری از نشست های غیریکسان، مقداری نشست نامتقارن خواهند داشت که ممکنست از $\frac{2}{3}$ تا $\frac{3}{4}$ نشست کل در نوسان باشد. براساس کدهای اجرایی توصیه شده توسط مهندسین مقادیر نشست کلی و نامتقارن در پی های مختلف و در زمین های مختلف از حد اعلام شده در جدول (۶-۱) نبایستی تجاوز نماید:

پی های منفرد				پی های گسترده			
ماسه و رس سخت		رس خمیری		ماسه و رس سخت		رس خمیری	
نشست	نسبت تغییر شکل	نشست	تغییر شکل	نشست	نسبت تغییر شکل	نشست	تغییر شکل
ماکزیم	غیرمتقارن زاویه ای	ماکزیم	نامتقارن زاویه ای	ماکزیم	نامتقارن زاویه ای	ماکزیم	نامتقارن زاویه ای
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
برای ساختمانهای فلزی							
۵۰	۱/۲۰۰	۵۰	۱/۲۰۰	۷۵	۱/۲۰۰	۱۰۰	۱/۲۰۰
۵۰	۱/۲۰۰	۵۰	۱/۲۰۰	۷۵	۱/۲۰۰	۱۰۰	۱/۲۰۰
برای ساختمانهای بتن مسلح							
۵۰	۱/۶۶۶	۷۵	۱/۶۶۶	۷۵	۱/۶۶۶	۱۰۰	۱/۶۶۶
۵۰	۱/۶۶۶	۷۵	۱/۶۶۶	۷۵	۱/۶۶۶	۱۰۰	۱/۶۶۶

جدول (۶-۱) مقادیر مجاز نشست های کلی و نامتقارن پی ها

در جدول فوق L فاصله محور به محور مابین ستونها برحسب میلی متر خواهد بود. مقادیر نشست پی های واقع روی خاک رس براساس اصول تحکیم این نوع خاک ها قابل محاسبه و تخمین می باشد. برای پی های واقع در زمین های ماسه ای این مقادیر به کمک منحنی زیر قابل تعیین خواهد بود.



شکل (۶-۴) بیاگرام تعیین بار مجاز پی های واقع بر ماسه برای نشست ۴۰ میلی متر

۴-۶ بارهای زلزله وارده بر پی ها

اگر اثر نیروهای ناشی از زلزله را بر ساختمانی مطابق شکل (۵-۶) مورد مطالعه قرار دهیم نیروهای اضافی وارد به يك پی منفرد ممکنست بصورت زیر باشند:

۱- نیروهای متناوب قائم

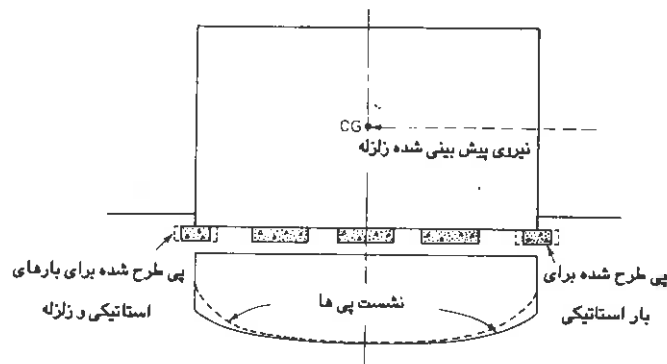
۲- نیروهای متناوب افقی

۳- ممانهای متناوب حول يك یا چند محور

اگر حالت اول اتفاق بیفتد شکست احتمالی مطابق آنچه که قبلاً بحث شد (پیشنهاد ترزاقی) بوقوع خواهد پیوست. اگر نیروهای متناوب افقی ایجاد شوند لغزش و جابجایی پی ها ممکنست بوقوع پیوندد. ممان های واژگون کننده سیستم ممکنست باعث بروز سطوح لغزش، متناوباً در طرفین ساختمان و پی ها گردند.

این موضوع همواره مفروض است که ممان ناشی از زلزله بر قاع يك ساختمان در يك سمت فشار و در سمت دیگر کشش ایجاد می نماید. بنابراین نیروهای نوسانی زلزله موجب افزایش فشار متناوب در پی های بیرونی ساختمان خواهد شد. اگر نیروهای دینامیکی برابر يك نیروی استاتیکی معادل در نظر گرفته شده و نتایج تجزیه و تحلیل بارهای جانبی ناشی از زلزله برای يك سازه مبین فرضاً ۵۰ درصد افزایش بار قائم در ستون های بیرونی باشد در این صورت پی های بیرونی می توانند ۵۰ درصد بزرگ تر ساخته شوند تا بارهای استاتیکی و دینامیکی را توأماً تحمل نموده بدون اینکه گسیختگی رخ دهد. از آنجایی که نیروهای زلزله فقط برای يك فاصله زمانی بسیار کوتاه بر ساختمانها اثر می نمایند، در نتیجه نشست حاصله در پی های بیرونی تحت بارهای استاتیکی تقلیل یافته که ممکنست خرد موجب بروز نشست های نامتقارن بیشتر شود.

در فصل چهارم دیدیم که مقادیر نشست (تغییر شکل های حاصله) در نمونه های خاک تحت بارهای دینامیکی وابسته به مقدار تنش استاتیکی اولیه^۱، مقدار تنش تولید شده اضافی در اثر زلزله و همچنین تعداد سیکل های اعمال شده می باشند. گرچه اطلاعات کافی جهت ارائه توصیه های عمومی و کارایی در دست نیست، لیکن در هر مورد خاص مقادیر تنش استاتیکی اولیه و تنش دینامیکی تولید شده قابل تخمین می باشند.



شکل (۶-۵) نحوه نشست پی ها تحت بارگذاری زلزله

بر اساس اطلاعات بدست آمده از زلزله های مختلف جدول (۶-۲) تهیه شده است که در آن تعداد نوسان های بزرگتر از در صد معینی از شتاب ماکزیمم زلزله مربوطه مشخص شده است. در این جدول می توان دید که تنها تعداد بسیار محدودی سیکل وجود دارد که دارای شتابی بزرگتر از ۷۵ درصد شتاب ماکزیمم باشد. اگر نوسان هایی با شتاب بزرگتر از ۵۰ درصد شتاب ماکزیمم مورد نظر باشند بیشترین تعداد نوسانات ۴۹ می باشد. اگر نتایج و اطلاعات تجربی مشابهی که در همین زمینه بدست آمده است را نیز مد نظر قرار دهیم تعداد نوسانات با دامنه نسبتاً بزرگ و قابل ملاحظه منجمله نوسانات ثانوی يك زلزله ممکنست به ۵۰ تا ۶۰ برسد. بنابراین تعداد نوسانات بارهای دینامیکی که در تحلیل های دینامیکی توصیه شده است ۵۰ می باشد. به همین دلیل جهت ارزیابی نشستهای استاتیکی و دینامیکی، انجام آزمایش بارگذاری صفحه ای تحت تنشهای یکسان با آنچه که بر پی واقعی وارد خواهد شد توصیه شده است. این نشست را می توان از روابط زیر

محاسبه نمود:

برای ماسه:

(۶-۴)

برای رس:

(۶-۵)

* ماسه :

* رس :

$$S_f = S_p \left[\frac{B_f (B_p + 30.48)}{B_p (B_f + 30.48)} \right]^2$$

$$S_f = S_p \frac{B_f}{B_p}$$

نسبت صفحه بارگذاری

نسبت نشست

نسبت نشست

نسبت صفحه بارگذاری

نسبت نشست

تعداد دیسانت بزرگتر از درصد معینی از شتاب ماکزیمم زلزله			مدت زلزله (S)		مشخصات زلزله شتاب ماکزیمم (g)
٪۱۵	٪۵۰	٪۷۵			
					زلزله El-centro - ۲۰ دسامبر ۱۹۷۴ NS-
۲۷	۳	۱	۲۵	۰/۲۷	
					زلزله El-centro - " EW-
۷۹	۱۸	۳	۲۵	۰/۱۸	
					زلزله NS - ۱۹۴۰ - ۱۸
۶۹	۲۴	۶	۳۰	۰/۳۲	
					زلزله " " EW-
۶۹	۲۴	۵	۳۰	۰/۲۳	
					Santa Barbara - ۲۰ ژوئن ۱۹۴۱ N۴۵E-
۱۷	۷	۳	۱۸	۰/۲۲	
					" " S ۳۵ E -
۸	۳	۲	۱۸	۰/۲۴	
					زلزله Olympia - ۱۲ آوریل ۱۹۴۹ S ۸۰ W -
۹۰	۱۰	۱	۲۶	۰/۳۲	
					زلزله " " S ۱۰ E -
۱۴۰	۴۹	۸	۲۶	۰/۱۸	
					Koyna هند - ۱۱ دسامبر ۱۹۶۷
۲۶	۷	۲/۵	۱۰/۷	۰/۶۵	

جدول (۲-۶) نتایج پوست آمده از شتاب نگاشت زلزله های مختلف

که در آن:

S_f = نشست پی که گاهی S_o نیز نامگذاری می شود.

S_p = نشست صفحه بارگذاری

B_f = عرض پی (Cm)

B_p = عرض صفحه بارگذاری (Cm)

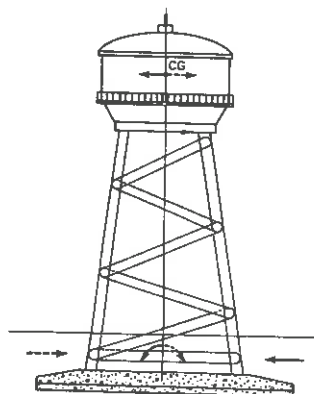
جهت تعیین S_p بایستی آزمایش صفحه بارگذاری بعمل آید. اصول این آزمایش در فصل چهارم بیان گردید. مطلب قابل ذکر در اینجا اینست که بعد از اعمال بار استاتیکی در چند مرحله بر صفحه فلزی سلب تا مقدار طرح و قرائات نشست استاتیکی در لحظه تعادل (بعد از حدود یک ساعت برای ماسه و حدود ۲۴ ساعت برای رس) ۵۰ سیکل از بار دینامیکی نیز اعمال شده و مقدار نشست نهایی که همان S_p خواهد بود قرائت و اندازه گیری خواهد شد.

۵-۶ اثر بارهای افقی و لنگر بر پی ها

اگر پی واقع در زیر یک منبع هوایی آب را در نظر بگیریم نیروی زلزله را می توان مؤثر بر مرکز ثقل منبع محتوی آب متصور دانست.

بارهای وارده بر پی این منبع در هنگام زلزله عبارت خواهند بود از یک لنگر و یک رانش افقی علاوه بر بارهای قائم استاتیکی که همواره وجود خواهند داشت. در نتیجه توزیع فشار بر خاک زیر پی بصورت یکنواخت نخواهد بود. بسته به اینکه اثر کدام یک از دو عامل لنگر و رانش افقی بر پی غالب تر باشد ممکن است حالات زیر اتفاق بیفتد:

- ۱- اگر فقط اثر لنگر بر پی غالب باشد پی تحت بار خروج از مرکز قرار خواهد گرفت.
- ۲- اگر فقط اثر رانش افقی مهم باشد پی تحت بار مرکزی متمایل واقع خواهد شد. البته این حالت کمتر اتفاق می افتد
- ۳- اگر اثر هر دو عامل لنگر و رانش قابل ملاحظه باشند پی تحت بار خروج از مرکز متمایل واقع خواهد شد. نیلا" تحلیل مختصری از هریک از حالات سه گانه فوق ارائه می گردد.



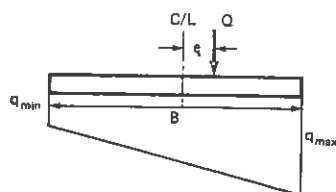
شکل (۶-۶) یک منبع هوایی آب تحت اثر لنگر و بار افقی

بار قائم خارج از مرکز

در این حالت لنگر M مؤثر بر پی با يك بار قائم که با خروج از مرکزی e معادل $e = \frac{M}{Q}$ بر پی وارد می شود جایگزین می گردد شکل (۶-۷). عبارتست از کل وزن مرده سیستم که در حالت استاتیک بر پی وارد می شود. در مقاومت مصالح دیده ایم مادامی که $e < \frac{B}{6}$ باشد تمامی پی تحت فشار بوده و هیچ گونه کششی در آن ایجاد نخواهد شد. همچنان که $e > \frac{B}{6}$ شود تماس پی با خاک در منطقه $(3e - B/2)$ از عرض پی قطع می شود:

$$\text{برای } e < \frac{B}{6} \quad q_{\max} = \frac{Q}{A} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad (6-6)$$

$$\text{برای } e > \frac{B}{6} \quad q_{\max} = \frac{Q}{A} \left(\frac{4B}{3B - 6e} \right) \quad (6-7)$$



شکل (۶-۷) يك پی تحت اثر بار خارج از مرکز Q ($e/B < 1/6$)

و $q_{\min} = 0$ در فاصله $(3e - B/2)$ از گوشه پی. در مورد پی های با بار خارج از مرکز توسط Meyerhof (۱۹۵۳) عرض مؤثر، B' ، معرفی گردیده که در واقع مقداری کمتر از عرض اولیه پی می باشد:

$$B' = (B - 2e) \quad (6-8)$$

مسئله (۶-۱)

مطلوبست محاسبه حداکثر ظرفیت باربری يك پی مربعی به بعد دو متر که در روی زمینی با این مشخصات قرار دارد:

$$\gamma = 1800 \text{ Kg / m}^3 \quad \phi = 36^\circ$$

همچنین فرض نمائید $\gamma D_f = 1000 \text{ Kg / m}^2$ و $\frac{e}{B} = 0.2$ باشد

حل

عمق مؤثر این پی بر مبنای توصیه مایرهورف چنین خواهد بود:

$$e = 0.2 \times 2 = 0.4 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e = 2 - 0.8 = 1.2 \text{ m}$$

با استفاده از منحنی (۳-۶)، ضرایب باربری برای $\phi = 36^\circ$ چنین خواهد بود:

$$N_q = 35 \quad N_\gamma = 45$$

اکنون کل بار قابل تحمل توسط این پی چنین خواهد شد:

$$Q_d = (1.2 \times 2) \left[(1000 \times 35) + \left(\frac{1}{2} \times 1800 \times 1.2 \times 45 \right) \right] = 2.4(35000 + 48600)$$

$$Q_d = 200000 \text{ Kg} = 200 \text{ t}$$

در این روش که در واقع روش Meyehof می باشد فقط ظرفیت باربری نهایی قابل تعیین می باشد. در حالی که تحت اثر بارهای خارج از مرکز همیشه قدری کج شدگی در پی نیز ایجاد خواهد شد. روش فوق قادر به ارزیابی این موضوع نمی باشد. زیرا روش جدیدی مطرح می گردد که نقطه ضعف روش فوق را ندارد.

روش جدید جهت، طرح پی های تحت بار خارج از مرکز

با فرض وقوع گسیختگی در يك طرف پی (بعلت کج شدگی) راه حلی ارائه شده است که ظرفیت باربری نهایی يك پی نواری تحت اثر بارهای قائم خارج از مرکز را تعیین می نماید. در عمل گسیختگی این قبیل پی ها بعلت دوران (کج شدگی) آنها بوقوع می پیوندد. در این روش همچنان از ضرایب ظرفیت باربری N_c و N_γ استفاده خواهد شد با این تفاوت که این ضرایب در اینجا

تابعی از زاویه اصطکاک داخلی مصالح ϕ و خروج از مرکزی بار که بصورت پارامتر بدون بعد e/B بکار رفته است خواهند بود. ضمناً مسئله فقدان تماس پی با زمین در قسمتی از عرض آن نیز مد نظر قرار گرفته است. در نتیجه ظرفیت باربری نهایی بدین غرم قابل بیان است:

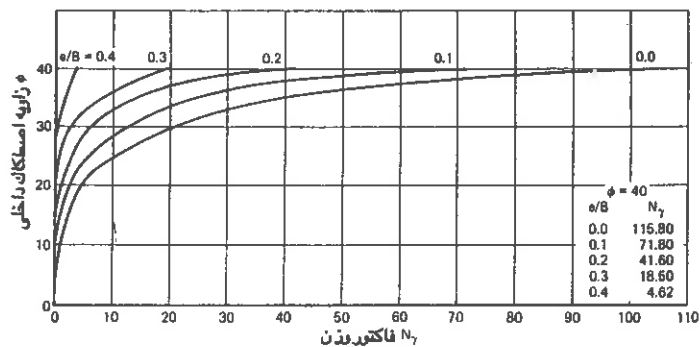
$$q_d = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (6-9)$$

مقادیر ضرایب ظرفیت باربری N_c, N_γ, N_q که در واقع توابعی از ϕ و نسبت e/B می باشند برای e/B و ϕ های مختلف بصورت منحنی هایی ترسیم گردیده اند اشکال (۸-۶) الی (۱۰-۶). جهت طرح پی با بار قائم خارج از مرکز موارد زیر بایستی مورد بررسی قرار گیرد.

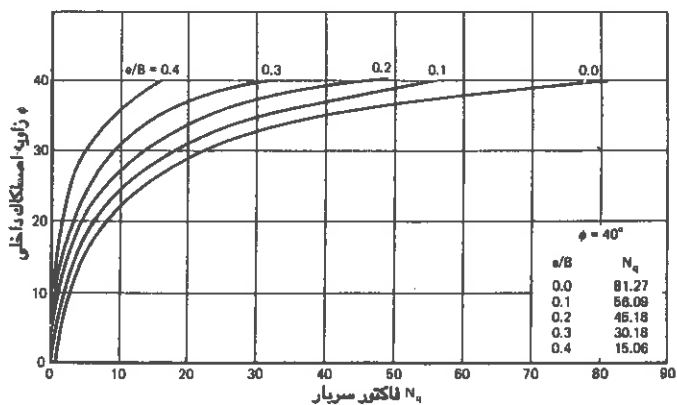
- ظرفیت باربری
- ظرفیت پی در نقطه اثر بار
- و بالاخره مقدار دوران یا کج شدگی پی

بمنظور تخمین مقدار نشست و دوران این قبیل پی ها مدلهایی دو بعدی و سه بعدی روی ماسه خشک متراکم و غیرمتراکم مورد آزمایش قرار گرفته است. آزمایشات دو بعدی روی مدل های پی نواری شکل به عرض ۵ و ۱۰ سانتی متر و آزمایشات سه بعدی روی پی های مربعی شکل به ابعاد ۷٫۵، ۱۰ و ۱۵ سانتی متر و پی های مستطیلی به عرض ۱۰ سانتی متر و نسبت L/B های ۲، ۳ و ۴ انجام گرفته است. این پی ها در سطح و همچنین در عمقی معادل عرضشان آزمایش شده است. این پی ها تحت اثر بارهای قائم خارج از محور با تعویض متناوب جهت بار قرار داده شده است. در مورد پی های سطحی موقعیت بارهای قائم طوری تغییر داده شده که در آنها e/B مقادیری معادل ۰٫۱، ۰٫۲، ۰٫۳ و ۰٫۴ داشته باشد. در مورد پی های واقع در عمق (معادل عرض $D_f/B=1$) موقعیت بارهای قائم در e/B های ۰٫۱، ۰٫۲ و ۰٫۴ قرار داده شده است. جهت حصول اطمینان از کنترل شرایط آزمایش و قابلیت تکرار آنها هر تست سه بار تکرار گردیده است.

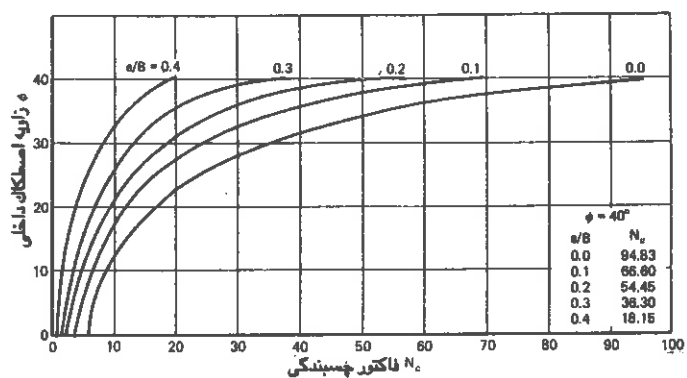
نتایج آزمایش مدلهای دو بعدی انجام شده روی ماسه متراکم جهت تعیین روش تحلیلی بکار گرفته شد و سازگاری خوبی بین جوابها (برای پی های ۵ و ۱۰ سانتی متری) ملاحظه گردید. در مورد آزمایش همین مدلها روی ماسه غیرمتراکم گسیختگی موضعی ملاحظه شد. مقادیر ظرفیت باربری نهایی تقارب خوبی با جوابهای رابطه ترزاقی که در آن ضرایب N_c و N_γ, N_q با استفاده از e/B



شکل (۶-۸) ضریب ظرفیت باربری N_γ بر حسب ϕ برای مقادیر $\frac{e}{B}$: ۰، ۰.۱، ۰.۲، ۰.۳، ۰.۴ و ۰.۵



شکل (۶-۹) ضریب ظرفیت باربری N_q بر حسب ϕ برای مقادیر $\frac{e}{B}$: ۰، ۰.۱، ۰.۲، ۰.۳، ۰.۴ و ۰.۵



شکل (۶-۱۰) ضریب ظرفیت باربری N_c بر حسب ϕ برای مقادیر $\frac{e}{B}$: ۰، ۰.۱، ۰.۲، ۰.۳، ۰.۴ و ۰.۵

φ (مقدار تقلیل یافته φ) از منحنی های مربوطه بدست آمده نشان می دهد.

مقدار چسبندگی نیز لازمست با چسبندگی تقلیل یافته $C' = \frac{2}{3}C$ جایگزین شود. ضرایب شکل نیز با استفاده از مقایسه ظرفیت بار بری نهایی پی های با اشکال مختلف تعیین و ارزیابی گردیده است. ضرایب شکل Δq و $\Delta \gamma$ از روابط زیر قابل تعیین می باشد:

$$\Delta \gamma = 1 + \left(\frac{2e}{B} - 0.68 \right) \frac{B}{L} - \left(\frac{3e}{2B} - 0.43 \right) \left(\frac{B}{L} \right)^2 \quad (6-10)$$

برای کلیه اشکال پی ها:

$$\Delta q = 1 \quad (6-11)$$

که در آن L عبارت از طول پی می باشد. ضریب شکل Δc نیز برای پی های تحت بارخارج از مرکزچنین می باشد:

$$\Delta c = 1.2 \quad \text{الف} \quad (6-12) \quad \text{برای پی های مربعی شکل } (B/L = 1)$$

$$\Delta c = 1 \quad \text{ب} \quad (6-12) \quad \text{برای پی های نواری } (B/L \geq 8)$$

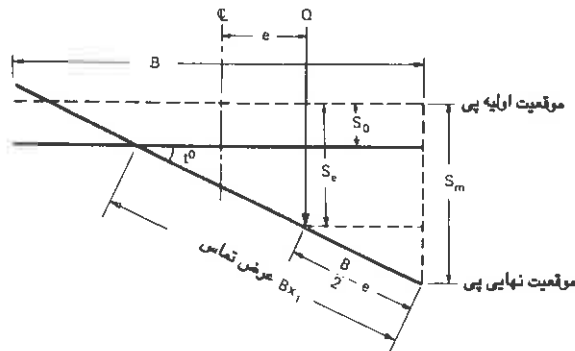
و برای تعیین Δc جهت پی های مستطیلی شکل می توان انتروپله خطی انجام داد.

یک پی تحت اثر بار خروج از مرکز Q مطابق شکل (۶-۱۱) نشست می کند. S_e و S_m به ترتیب مقادیر نشست پی در زیر بار و لبه پی می باشند. ماکزیمم نشست در لبه پی اتفاق خواهد افتاد. اگر مقدار دوران پی معادل زاویه t باشد نشست ماکزیمم چنین خواهد بود:

$$S_m = S_e + \left(\frac{B}{2} - e \right) \sin t \quad (6-13)$$

در مدلهای آزمایشی فوق الذکر مقادیر S_e و t اندازه گیری شده است. همچنین مقادیر S_0 برای هر پی تحت بار قائم بدون خروج از مرکزی نیز تعیین گردیده است. منحنی های تغییرات S_e/S_0 و S_m/S_0 برحسب e/B برای ضرایب اطمینان مساوی حاکی از این می باشد که رابطه میانگین بین این نسبت ها را می توان با عبارات ساده زیر بیان نمود:

$$\frac{S_e}{S_0} = 1 - 1.63 \frac{e}{B} - 2.63 \left(\frac{e}{B} \right)^2 + 5.83 \left(\frac{e}{B} \right)^3 \quad (6-14)$$



شکل (۶-۱۱) نشست و دوران يك پی تحت اثر بار خارج از مرکز

$$\frac{S_m}{S_0} = 1 - 2.31 \left(\frac{e}{B} \right) + 22.61 \left(\frac{e}{B} \right)^2 - 31.54 \left(\frac{e}{B} \right)^3 \quad (۶-۱۵)$$

روابط فوق در واقع پی بعد بوده و مستقل از وزن مخصوص خاک، ابعاد و شکل پی می باشند. این روابط برای e/B تا حداکثر ۰.۴ صادق می باشند زیرا نتایج آزمایشات تا این مرز در دست می باشد. بهرحال در عمل پی ها همواره برای خروج از محوری کمتر از این مقدار طرح و مورد بهره برداری قرار می گیرند.

ممانطور که از روابط فوق پیداست مقادیر S_e و S_m با در دست داشتن S_0 (یا S_f) قابل محاسبه خواهند بود. در مورد ماسه مقدار S_0 با انجام آزمایش بارگذاری صفحه ای استاندارد و استفاده از رابطه مربوطه قابل تعیین است. در مورد رس مقدار نشست ممکن است با نسبت مستقیم عرض پی تغییر نماید. بهرحال با داشتن مقادیر S_e و S_m با استفاده از روابط اخیر می توان مقدار دوران یا کج شدگی پی را نیز محاسبه نمود. بنابراین مقادیر نشست و دوران پی تحت بارهای خارج از مرکز قائم با استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه ای تحت بار قائم متمرکز (بدون خروج از مرکز) قابل محاسبه خواهند بود.

مراحل پیشنهادی طرح پی

جهت طرح يك پی با بار خارج از مرکز ابتدا اطلاعات زیر بایستی در دست باشد:

۱- بار قائم و لنگر مربوطه و یا اینکه بار قائم و میزان خروج از مرکزی

- ۲- خصوصیات خاک: C, ϕ و یا عدد نفوذ استاندارد (N)
- ۳- نتایج آزمایش بارگذاری صفحه ای شامل منحنی تغییرات بارگذاری برحسب نشست
- ۴- مقادیر مجاز نشست و دوران پی S_m و t
- ۵- ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی

با در دست داشتن اطلاعات فوق مراحل زیر پیشنهاد می گردد:

۱- انتخاب ابعاد آزمایشی پی: در این مرحله ابعاد و عمق پی انتخاب و مورد آزمایش قرار خواهد گرفت.

۲- تعیین مقدار e/B با در دست داشتن ابعاد پی و بار مربوطه

۳- محاسبه مقادیر نشست:

الف- محاسبه مقادیر S_e / S_0 و S_m / S_0 از روابط مربوطه با در دست داشتن مقدار $\frac{e}{B}$

ب - محاسبه مقدار نشست S_0 با در دست داشتن نشست مجاز S_m

ج - محاسبه مقدار نشست S_p (صفحه بارگذاری) با استفاده از رابطه مربوطه

۴- استفاده از نتایج بارگذاری صفحه ای:

الف- با استفاده از منحنی تغییرات بار برحسب نشست در آزمایش فوق مقدار فشار باربری q_b

متناظر با مقدار نشست S_p صفحه بارگذاری محاسبه می گردد

ب - ظرفیت باربری نهایی را می توان از روش خط مماس بر منحنی فوق و یا هر متد دیگر تعیین نمود.

۵- معیارهای گسیختگی صفحه بارگذاری:

الف- ظرفیت نهایی باربری صفحه بارگذاری با استفاده از گسیختگی برشی عمومی و

گسیختگی موضعی قابل محاسبه می باشد. با منظور نمودن $\frac{e}{B}=0$ از روابط مربوطه ضریب

شکل مناسب جهت صفحه بارگذاری تعیین می گردد.

ب - ظرفیت باربری نهایی صفحه بارگذاری که با استفاده از دو روش فوق محاسبه شده با

مقدار مشاهده شد در قدم ۴ مقایسه می گردد. اگر مقدار مشاهده شده با یکی از مقادیر

فوق مساوی و یا نزدیک باشد گسیختگی پی واقعی معادل همان نوع در نظر گرفته خواهد

شد. در غیر این صورت فاکتوری تعیین خواهد شد که از ضرب آن در مقدار برش عمومی،

مقدار برش مشاهده شده بدست خواهد آمد *

۶- ضریب اطمینان پی:

الف- ظرفیت باربری نهایی پی واقعی برای $\frac{e}{B}=0$ و برای معیار گسیختگی که در قدم (۵-ب)

تعیین شد بدست می آید: (q_{d0}) .

ب - ضریب اطمینان سپس چنین خواهد بود:

$$F_s = \frac{q_{d0}}{q_b} \quad (۶-۱۶)$$

ج - اگر مقدار F_s از مقدار مجاز بیشتر باشد طرح مناسب خواهد بود در غیر این صورت

بایستی ابعاد پی تعویض شده و مراحل فوق تکرار گردد.

۷- بار مجاز:

الف- ماکزیم ظرفیت باربری برای پی واقعی (q_d) را با در نظر گرفتن مقدار $\frac{e}{B}$ مربوطه و نوع

گسیختگی تبیین شده در قدم ۵-ب محاسبه نمایند.

ب - ظرفیت باربری مجاز (q_d) از تقسیم ظرفیت باربری نهایی (q_d) بر ضریب اطمینان

بدست خواهد آمد.

ج - مقدار بار مجاز از ضرب q_d در سطح مقطع پی تعیین خواهد شد.

د- مقدار بار مجاز را با بار وارده بر پی باید مقایسه نمود. در صورت زیادتیر بودن بار مجاز از

بار وارده، طرح مناسب است در غیر این صورت ابعاد پی را بایستی بزرگتر گرفت و مراحل

فوق را تکرار نمود.

۸- مقدار دوران (کج شدگی) پی:

مقدار دوران را با در دست داشتن S_m و S_e از رابطه مربوطه محاسبه و مقدار آن یا مقدار مجاز

مقایسه می گردد. اگر مقدار دوران پی کمتر از دوران مجاز باشد طرح مناسب است در غیر این

صورت بایستی ابعاد پی را بزرگتر گرفت و مراحل فوق را تکرار نمود.

مسئله (۶-۲)

مطلوبست طرح يك پی مناسب جهت تحمل بار قائم کلی ۷۰ تن و لنگر ۲۳٫۸ تن متر. مشخصاتی

که خاک محل دارد بقرار زیر می باشد:

$$C = 0.025 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \varphi = 35^\circ \quad \gamma = 1.75 \text{ gr/cm}^3$$

منحنی فشار- نشست ناشی از آزمایش بارگذاری صفحه ای استاندارد مطابق شکل (۶-۱۲) می باشد. نشست مجاز و دوران مجاز پی عبارت از ۲۰ میلی متر و یک درجه می باشند.

حل

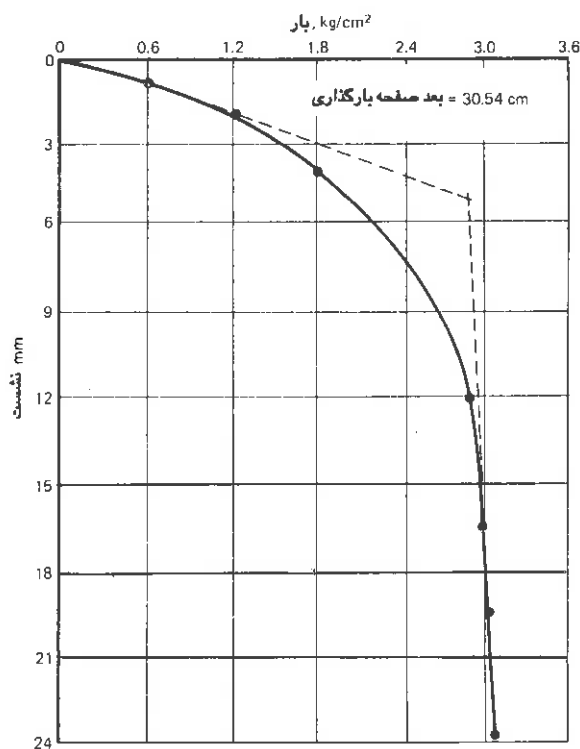
۱- انتخاب ابعاد آزمایشی پی: در این مرحله فرض می نمایم پی مربعی به اندازه ۲ x ۲ متر و در

عمق ۱ متری زمین باشد

۲- محاسبه $\frac{e}{B}$

$$e = \frac{23.8}{70} = 0.34 \text{ m}$$

$$\frac{e}{B} = \frac{0.34}{2} = 0.17$$



شکل (۶-۱۲) منحنی نشست فشار برای صفحه بارگذاری (مربع به بعد ۳۰.۵۴ سانتی متر) مسئله (۶-۲)

۳- محاسبه نشستها:

الف - با جایگزین نمودن $\frac{e}{B}$ در روابط مربوطه چنین خواهیم داشت:

$$\frac{S_e}{S_0} = 0.673 \quad \text{و} \quad \frac{S_m}{S_0} = 1.10$$

ب - با توجه به اینکه مقدار نشست مجاز ۲۰ میلی متر می باشد در نتیجه:

$$s_m = 20 \text{ mm}$$

بنابراین:

$$s_0 = \frac{20}{1.10} = 18.2 \text{ mm}$$

ج - با استفاده از رابطه زیر برای $B_f = 200 \text{ cm}$, $B_p = 30.54 \text{ cm}$ چنین خواهیم داشت:

$$S_f(S_0) = S_p \left[\frac{B_f(B_p + 30.48)}{B_p(B_f + 30.48)} \right]^2 \rightarrow \frac{S_0}{S_p} = 3.02$$

بنابراین:

$$S_p = \frac{S_0}{3.02} = \frac{18.2}{3.02} = 6.1 \text{ mm}$$

۴- استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه ای:

الف- با مراجعه به منحنی فشار- نشست مربوط به آزمایش بارگذاری صفحه‌ای که در شکل (۱۲-۶) آمده مقدار q_b از فشار متناظر با نشست $S_p = 6.1 \text{ mm}$ معادل $q_b = 2.3 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

خواهد بود.

ب - مقدار ظرفیت باربری نهایی صفحه بارگذاری با استفاده از روش تقاطع مماسهای ابتدایی و انتهایی عبارت از ۲۹۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع خواهد بود.

۵- تبیین گسیختگی صفحه بارگذاری:

منحنی فشار - نشست متعلق به آزمایش بارگذاری صفحه ای مبین گسیختگی برش عمومی صفحه می باشد بنابراین گسیختگی پی واقعی به ابعاد 2×2 متر نیز از نوع برشی عمومی خواهد بود.

۶- ضریب اطمینان:

الف- ظرفیت باربری نهایی پی (q_{d0}) برای $e/B=0$ ضرایب N_c , N_q و N_γ برای $\phi = 35^\circ$ و $e/B=0$ از روی منحنی های مربوطه چنین خواهد بود:

$$N_c = 58 \quad N_q = 39 \quad N_\gamma = 40$$

مقادیر ضرایب شکل با توجه به روابط مربوطه برای $e/B=0$ و $B/L=1$ چنین خواهد شد:

$$\Delta\gamma = 0.75 \quad \Delta q = 1 \quad \text{و} \quad \Delta c = 1.2$$

استفاده از رابطه ترازقی و منظورکردن ضرایب شکل مقدار ظرفیت باربری نهایی را بدست خواهد داد:

$$q_{d0} = (0.75 \times \frac{1}{2} \times 1.75 \times 200 \times 40 + 1.75 \times 100 \times 1 \times 39 + 1.2 \times 25 \times 58) \times \frac{1}{1000}$$

$$q_{d0} = 13.80 \text{ kg/cm}^2$$

ضریب اطمینان:

$$F_s = \frac{q_{d0}}{q_b} = \frac{13.8}{2.3} = 6$$

ج- ملاحظه می‌شود که ضریب اطمینان موجود 6 بزرگتر از ۳ (ضریب اطمینان لازم) می‌باشد. بنابراین طرح ما برای این ضریب اطمینان انجام شده است. این نکته لازم به یاد آوریست که با توجه به زاویه اصطکاک داخلی بالای این زمین طبعاً ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی نسبتاً بالا می‌باشد.

۷- محاسبه ظرفیت باربری نهایی پی (q_d): با تعیین ضرایب N_q ، N_c و N_γ از روی منحنی‌های مربوطه برای $\phi=35^\circ$ و $e/B=0.17$ ضرایب شکل از روابط مربوطه چنین خواهند بود:

$$\Delta c = 1.2 \quad \Delta q = 1 \quad \Delta \gamma = 0.835$$

در نتیجه ظرفیت باربری نهایی چنین خواهد شد:

$$q_d = (0.835 \times \frac{1}{2} \times 1.75 \times 200 \times 20 + 1.75 \times 100 \times 1 \times 31 + 1.2 \times 25 \times 39) \times \frac{1}{1000}$$

$$q_d = 9.5 \text{ kg/cm}^2$$

ب - ظرفیت باربری مجاز:

$$q_a = \frac{q_d}{F_s} = \frac{9.5}{6} \approx 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

ج - بار مجاز:

$$Q_a = q_a \cdot A = 1.6 \times 200 \times 200 = 64t$$

د - مقدار بار مجاز ۶۶ تن با بار قائم وارده بر پی یعنی ۷۰ تن نزدیک بوده و با توجه به ضریب اطمینان بالا این فاصله قابل قبول می‌باشد.

۸- محاسبه مقدار دوران پی:

$$\sin t = \frac{(1.10 - 0.675) \times 18.2}{\frac{2000}{2} - 34} \quad t = 0.46$$

مقدار کج شدگی یا دوران پی معادل 0.46° درجه است که از مقدار مجاز یک درجه کمتر می باشد. بنابراین ابعاد انتخاب شده یعنی یک پی مربع شکل به ابعاد 2×2 متر در عمق ۱ متری زمین مناسب می باشد زیرا هم مقاومت زمین جهت تحمل بارهای وارده کافی بوده و هم مقدار نشست و دوران پی در حد قابل قبول می باشد.

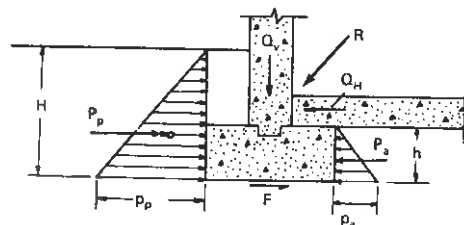
پی تحت بار متماایل

بر اساس روشهای متداول در تحلیل پی ها چنانچه نیروی مایل R بر یک پی اثر نماید شکل (۶-۱۳) آن را به دو مؤلفه افقی Q_H و قائم Q_V تجزیه می نمایند. در این حالت ابتدا پی را برای بار قائم مرکزی Q_V بدون اینکه Q_H وجود داشته باشد طرح نموده سپس پایداری این پی را در مقابل لغزش با توجه به نیروهای رانش و مقاوم افقی ارزیابی می نمایند. نیروهای مقاوم افقی عبارتند از نیروی مقاوم P_p ناشی از خاک جلوی پی و همچنین نیروی اصطکاک کف پی با زمین F ، بنابراین:

$$P_p = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2 = \text{نیروی مقاوم خاک}$$

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \text{نیروی رانش خاک}$$

$$\mu Q_v + C \times \text{سطح پی} = \text{نیروی مقاوم کل در کف پی}$$



شکل (۶-۱۳) نیروهای مؤثر بر یک پی تحت بارهای متماایل

که در رابطه اخیر μ ضریب اصطکاک بین کف پی و زمین می باشد. ضریب اطمینان پی در مقابل لغزش چنین خواهد بود:

$$F_s = \frac{P_p + F - P_a}{Q_H} \quad (۶-۱۷)$$

جهت بسیج نیروی مقاوم خاک جلوی پی مقدار قابل ملاحظه ای لغزش بایستی رخ دهد بهمین علت معمولاً فقط ثلث و یا حد اکثر نصف P_p منظور می گردد.

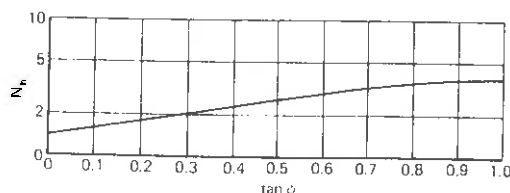
جانبی و مایر هوف ظرفیت باربری خاک را هنگامی که تحت تاثیر بارهای مایل قرار گیرد مورد بررسی قرار داده اند. جانبی رابطه زیر را پیشنهاد نموده است:

$$Q + N_h Q_H = A \left(CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right) \quad (۶-۱۸)$$

که در آن N_h تابعی از زاویه اصطکاک داخلی خاک بوده و از شکل (۶-۱۴) بدست می آید. مایر هوف ضرایب تقلیلی جهت N_γ و N_c در رابطه ترزاقی معرفی نموده است. مقدار بار قائم سپس با ضرب مقادیر مربوطه این ضرایب در فاکتورهای تقلیل محاسبه خواهد شد. مقادیر این ضرایب تقلیل که در واقع وابسته به زاویه تمایل بار وارده بر پی می باشد از جدول (۶-۳) قابل تعیین است:

ضرایب تقلیل مربوطه					زاویه تمایل بار با امتداد قائم	
D_f/B						
					0°	45°
					10°	30°
					20°	0
N_γ					0.5	0.2
					1.0	0
N_c					0.6	0.4
					1.0	0.25
					1	0.4
					0-1	0.25

جدول (۶-۳) ضرایب تقلیل برای ظرفیت باربری پی های کم عمق تحت تاثیر بارهای مایل



شکل (۶-۱۲) تغییرات ضریب N_h بر حسب زاویه اصطکاک خاک (ϕ)

پی های تحت اثر بار ممتایل خارج از مرکز

هنگامی که بار وارده بر پی هم خارج از مرکز بوده و هم بصورت مایل اثر نماید در این حالت ضرایب تقلیل که فوقاً اشاره شد همراه با عرض تقلیل یافته پی مورد استفاده قرار خواهند گرفت.

۶-۶ توصیه های اجرایی جهت پی های مقاوم در برابر زلزله

جهت ارائه طرح مناسبی از یک پی که در مقابل زلزله نیز مقاوم باشد بایستی همواره پی های منفرد زیر ستونها را بوسیله تیرهای افقی با زاویه قائم در دو جهت کلاف کشی نمود و به یکدیگر متصل کرد. لنگر خمشی و نیروهای برشی عامل بر این تیرها را می توان به طریق زیر محاسبه نمود:

- ۱- با فرض گیرداری ستون مربوطه میزان لنگر ناشی از زلزله در پای ستون را تعیین کرد.
- ۲- با فرض اینکه که پی ها هیچگونه مقاومتی در برابر دوران نداشته، مقدار لنگر محاسبه شده فوق را به نسبت سختی تیرها و ستونها توزیع نمود.

مقدار آهن لازم در این تیرهای افقی اتصال بایستی از ۰.۸ درصد سطح مقطع تیرهای مذکور کمتر نبوده و یا مقداری باشد که براحتی کشش ایجاد شده ناشی از بیشترین نیروی زلزله در یکی از دو ستون مجاور را تحمل نماید. خاموتها می توانند به قطر ۶ میلی متر و فواصل ۲۳ سانتی متر بکار روند.

اگر خاک همگن بوده و پی ها دارای نشستهای قائم یکسان باشند مقادیر برش و لنگر در قسمتهای مختلف قاب ساختمان تغییراتی نخواهند داشت مانند اینکه پی ها روی یک محیط صلب قرار گرفته اند. لیکن چنانچه پی ها روی خاک متغییری واقع شده باشند که طبعاً نشستهای

نامتقارن و دوران در آنها بوجود خواهد آمد مقادیر برش و لنگر حتماً تغییر خواهند کرد. در حقیقت بعلت طبیعت مبهم و پیچیده خاکها و وابستگی میزان نشست پی ها به ابعاد آنها، شدت بار وارده، نوع و جنس خاک و عوامل بسیار دیگری که دقیقاً تعریف نشده اند، مقادیر نشستهای نامتقارن و دوران پی ها محتملاً اثرات نامطلوبی بر سازه خواهند گذاشت. متأسفانه هیچ نوع روش ساده ای جهت محاسبه اثر اینگونه تغییرشکلهای نامتقارن بر ساختمانها در دست نمی باشد. تیرهای افقی مهارکننده فوق که جهت تحمل زلزله توصیه شده اند موجب تقویت سختی و صلبیت ساختمان شده و طبعاً تغییرشکلهای نامتقارن بین پی های مذکور را تقلیل خواهند داد.

موضوع مقاوم سازی پی ها در مقابل زلزله در کشورهای مختلف توسط آئین نامه ها و دستورالعملهای خاصی پیش بینی و توصیه شده است که هرکدام در محدوده مربوطه قابل استفاده می باشند. بعنوان مثال، استاندارد هندوستان (IS , 1893 - 1975) کشور هند را به پنج منطقه که هر منطقه دارای ضریب طرح زلزله ای بین ۰.۱ تا ۰.۸ می باشند تقسیم می کند. شتاب افقی زلزله از ضرب این ضرایب در شتاب ثقل زمین (g) بدست می آید. در جدول (۵-۶) ضریب زلزله افقی برای چند شهر مهم هند آمده است. در این استاندارد همچنین افزایش ظرفیت باربری مجاز خاک، برحسب نوع پی و به میزان قیدشده در جدول (۴-۶)، در صورت منظور نمودن نیروهای زلزله، توصیه شده است.

شورای تکنولوژی کاربردی (۱۹۷۸) بمنظور توسعه مقررات مقاوم سازی ساختمانها در برابر زلزله مقررات ذیل را تدوین نموده است. این مقررات تنها بخاطر راهنمایی در اینجا ذکر می گردد و اجرای دقیق آنها مورد نظر نمی باشد. مقررات مربوطه در خصوص پی های کم عمق بشرح ذیل می باشد:

۱- رفتار در مقابل زلزله: رفتار در مقابل زلزله معیاری است که بوسیله آن میزان ایمنی ساختمان برای عموم و ساکنین در مقابل خطرات بالقوه ناشی از اثر زلزله بر ساختمان ارزیابی می گردد. چهار نوع رفتار در مقابل زلزله که با گروه های A, B, C و D طبقه بندی شده در نظر گرفته می شود. گروه D معرف ساختمانهایی است که بالاترین ایمنی را در مقابل خطرات زلزله دارا می باشد.

۲- حرکات زمین مبنای طرح: این حرکات برحسب شتاب ماکزیمم مؤثر A_v و یا سرعت متناظر ماکزیمم مؤثر A_v تعریف می گردد. براین مبنا ایالات متحده آمریکا به هفت منطقه تقسیم و

نقشه هایی تهیه شده است. ضرایب A_d و یا A_v برای این مناطق در جدول (۶-۶) آمده است.

مناطق مختلف	ضریب A_d	ضریب A_v
۷	۰.۴	۰.۴
۶	۰.۳	۰.۳
۵	۰.۲	۰.۲
۴	۰.۱۵	۰.۱۵
۳	۰.۱۰	۰.۱۰
۲	۰.۰۵	۰.۰۵
۱	۰.۰۵	۰.۰۵

جدول (۶-۶) ضرایب A_d و یا A_v برای مناطق مختلف

۳- پی های منفرد و مجزا متعلق به ساختمانهای با عملکرد C در برابر زلزله، بایستی بوسیله تیرهای افقی به یکدیگر کلاف شوند. این کلافها بایستی قادر باشند نیروهای کششی و یا فشاری معادل $\frac{A_v}{4}$ بار بزرگترین پی و یا ستون را تحمل نمایند، مگر اینکه به روشهای استاندارد دیگری گیرداری مناسب در پی ها ایجاد گردیده باشد.

در شرایط دانش فعلی بطور قطع نمی توان گفت که مقررات فوق روی هم رفته محافظه کارانه است یا خیر؟ نیاز مبرمی به بررسی این مقررات و ارزیابی اثر آنها در هزینه و رفتار سازه ها در خلال زلزله احساس می شود.

جهت تحلیل مسائل ظرفیت باربری دینامیکی خاکها تحت بارهای گذرا ۶ روش وجود دارد (Basavanna و همکارانش ۱۹۷۴):

۱- روش شبه استاتیکی

۲- روش مبتنی بر سیستم های يك درجه آزادی

جدول (۴-۶) میزان افزایش توصیه شده در ظرفیت باربری مجاز خاکها به هنگام منظور نمودن اثر زلزله

درصد افزایش در ظرفیت باربری مجاز خاک (%)

نوع خاک (بخش عمده زیرین)	شمع ها	شمع ها	پی های گسترده	پی های مرکب	پی های مجزا	پی های
در داخل هر خاک بجز حالات	لیکن قرار گرفته	سستون	با کلافهای افقی (شناژ)	بدون شناژ	یا	صندوقه ای
روی خاک	قبلی	نوع (I)	پی های نواری (بتن غیر مسلح)			
(I) سنگ یا خاکهای سخت:						
شنهای خوب دانه بندی شده،						
شن و ماسه با رس یا بدون رس،						
رس با ماسه بدانه بندی شده یا	۵۰	۵۰	۵۰	۵۰	۵۰	۵۰
اختلاف ماسه و رس (گروههای SC, SW, SB, GW, GB)						
با عدد نفوذ استاندارد بیشتر از ۳۰						
(II) خاکهای با مقاومت متوسط:						
کلیه خاکها با عدد نفوذ استاندارد بین						
۱۰ و ۳۰ و ماسه با دانه بندی بد یا	۵۰	۵۰	۵۰	۵۰	۵۰	۵۰
شن و ماسه بدون یا با مقدار کمی ریز دانه (گروه SP با $N > 15$)						
(III) خاکهای ضعیف:						
کلیه خاکها بجز SP با عدد نفوذ استاندارد	۵۰	۲۵	۵۰	۲۵	۲۵	۲۵
$N < 10$						

۱- اگر چنانچه قبلاً بدلائل دیگر (غیر از زلزله) افزایش در ظرفیت باربری مجاز زمین اعمال شده باشد، باید توجه داشت که به هنگام منظور نمودن

نیروهای زلزله، جمع افزایش کلی در ظرفیت باربری نباید بیش از حد اعلام شده در جدول فوق باشد.

۲- در رابطه با ماسه های غیرمترک (Loose) و اشباع که طبقه بندی آنها پایین تر از SP بوده و دارای عدد نفوذ استاندارد کمتر از مقادیر اعلام

شده در بند ۴ (ذیل) می باشند، امکان بروز نشستهای کلی و نامتقارن بیش از حد و یا حتی روانگرایی، به هنگام زلزله وجود خواهد داشت.

در پروژه های مهم این موضوع بایستی بررسی شده و جهت رسیدن به عدد نفوذ استاندارد کافی، با روشهای مناسب خاک را مقاوم و یا مترک نمود.

بعضاً در این موارد استفاده از شمع جهت انتقال بارها به لایه های مقاوم تری که احتمال روانگرایی وجود ندارد توصیه می شود.

۳- در حالت اخیر بایستی شمع ها برای بارهای جانبی طراحی شده بدون اینکه مقاومت جانبی لایه هایی از خاک که احتمال روانگرایی دارند، در نظر

گرفته شود.

۴- مقادیر مطلوب عدد نفوذ استاندارد (N) که در محل اندازه گیری شده باشد) بقرار ذیل می باشد:

مناطق I, II, ۱۰, مناطق III, IV, V

جدول (۵-۶) ضرایب مبنای زلزله برای چند شهر مهم هندوستان

نام شهر	منطقه	ضریب زلزله افقی (a_0)	نام شهر	منطقه	ضریب زلزله افقی (a_0)
اکرا	III	۰/۰۴	جرهت	V	۰/۰۸
احمد آباد	III	۰/۰۴	کان پور	III	۰/۰۴
آجمر	I	۰/۰۱	کاتماندو	V	۰/۰۸
اله آباد	II	۰/۰۲	کپیما	V	۰/۰۸
المر	IV	۰/۰۵	کورنول	I	۰/۰۱
امبالا	IV	۰/۰۵	لاکنو	III	۰/۰۴
امریتسار	IV	۰/۰۵	لاهیانا	IV	۰/۰۵
آسانسول	III	۰/۰۴	مدرس	II	۰/۰۲
آران گاباد	I	۰/۰۱	ماندوی	II	۰/۰۲
باهرایچ	IV	۰/۰۵	ماندی	V	۰/۰۸
بنگلور	I	۰/۰۱	منگلور	III	۰/۰۴
بارانی	IV	۰/۰۵	منتیر	IV	۰/۰۵
بارسلی	III	۰/۰۴	مرادآباد	IV	۰/۰۵
بماتیندا	III	۰/۰۴	میسور	I	۰/۰۱
بهیلای	I	۰/۰۱	ناکپور	II	۰/۰۲
بهوپال	II	۰/۰۲	نی نیتال	IV	۰/۰۵
بهابانسوار	III	۰/۰۴	ناسیک	III	۰/۰۴
بهراج	V	۰/۰۸	نی لر	II	۰/۰۲
بیکانر	III	۰/۰۴	پان جیم	III	۰/۰۴
بوکارو	III	۰/۰۴	پانی لا	III	۰/۰۴
بمبئی	III	۰/۰۴	پانتا	IV	۰/۰۵
باردوان	III	۰/۰۴	پیلیب میت	IV	۰/۰۵
کلکته	III	۰/۰۴	پوندی چری	II	۰/۰۲
کلپکت	III	۰/۰۴	پون	III	۰/۰۴
چندیگار	V	۰/۰۵	ری پور	I	۰/۰۱
چیترا دارگا	I	۰/۰۱	راج کت	III	۰/۰۴
کوپیتر	III	۰/۰۴	ران چی	II	۰/۰۲
کانک	IV	۰/۰۵	روکی	III	۰/۰۴
دارب مانکا	V	۰/۰۸	روکلا	I	۰/۰۸

شرایط باربری دینامیکی خاکها					
۲۶۲					
دارچیلینگ	IV	۰/۰۵	سديا	V	۰/۰۸
دمراوان	IV	۰/۰۵	سجيم لا	IV	۰/۰۵
دملی	IV	۰/۰۵	سیرنج	I	۰/۰۱
دارگاپور	III	۰/۰۴	سری نگار	V	۰/۰۸
گانگتوك	IV	۰/۰۵	سورت	III	۰/۰۴
گاماتی	V	۰/۰۸	تزیور	V	۰/۰۸
گایا	III	۰/۰۴	تان چارود	II	۰/۰۲
کراخ پور	IV	۰/۰۵	تیرچیراپالی	II	۰/۰۲
حیرآباد	I	۰/۰۱	تری واندروم	III	۰/۰۴
ایمناال	V	۰/۰۸	اودای پور	II	۰/۰۲
جبال پور	III	۰/۰۴	وانودار	III	۰/۰۴
جی پور	II	۰/۰۲	واران سایی	III	۰/۰۴
جمشید پور	II	۰/۰۲	وی جایاوادا	III	۰/۰۴
چانسی	I	۰/۰۱	ویزاکاپاتنام	II	۰/۰۲
جیدپار	I	۰/۰۱			

۳- روش مبتنی بر انتشار امواج

۴- روش مبتنی بر تعادل قطعه لغزش

۵- تحلیل های بدون بعد

۶- روش عددی

روش اول به تفصیل بحث شده است. در روش در بخش روشهای مبتنی بر تعادل قطعه لغزش تشریح خواهد شد. در خصوص سایر روشها Basavanna و همکارانش مرور بسیار جالبی را انجام داده اند.

۶-۷ بررسی دینامیکی بارهای قائم

جهت بررسی پی های واقع بر خاکهای چسبنده تحت تاثیر بارهای قائم نوسانی با يك شكل معين فرضیات زیر در نظر گرفته می شود:

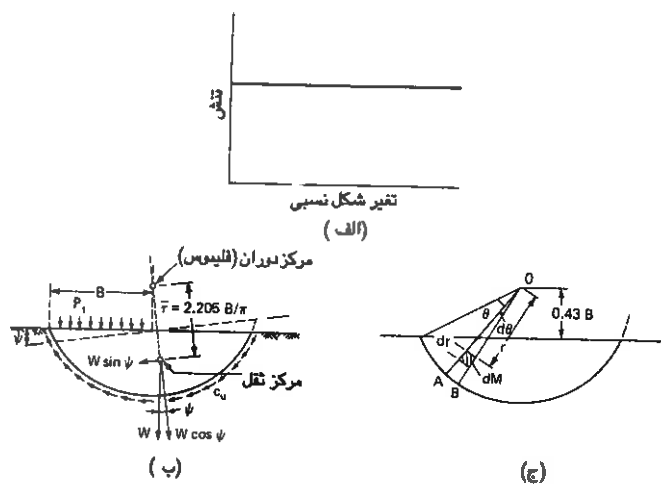
- ۱- پی بصورت پیوسته بوده و روی سطح قرار دارد.
- ۲- قسمتی از خاک زمین که زیر پی قرار دارد صلب در نظر گرفته شده و دارای تغییرشکلهای پلاستیک خالص بوده که در شکل (۶-۱۵) رسم گردیده است.
- ۳- بار دینامیکی مؤثر بر پی بصورت نمایی میرا خواهد بود.
- ۴- از اثر سرعت تغییرشکل بر مقاومت برشی خاک و همچنین از وزن مرده پی صرفنظر شده است.

نیروی محرک

تنها نیروی محرک عمل کننده بر پی نیروی دینامیکی است که بصورت خارجی بر آن وارد می شود. لنگر این نوسان حول نقطه دوران O چنین است:

$$M_{dp} = \frac{1}{2} P_1 \times B^2 \quad (۶-۱۹)$$

که در آن P_1 عبارت از نوسان وابسته به زمان و B عرض پی می باشد.



شکل (۶-۱۵) نحوه تجزیه و تحلیل یک پی تحت بار دینامیکی قائم: (الف) رابطه تنش - تغییر شکل پیش بینی شده

(ب): نیروهای مؤثر بر قلمه لغزش که به اندازه W از وضعیت تعادل جابجا شده (ج): محاسبه مماند اینرسی قطبی جرم توده لغزیده خاک

نیروهای مقاوم

نیروهای مقاوم در این حرکت عبارت از نیروی مقاومت برشی خاک در امتداد سطح لغزش، نیروی

اینرسی ناشی از جرم قطعه دوران کننده خاک و بالاخره نیروی مقاومت ایجاد شده در اثر جابجایی مرکز ثقل توده دوران کننده خاک می باشند. زیرا لنگر مرکدام از این نیروها حول مرکز دوران محاسبه خواهد شد.

الف- مقاومت خاک

ظرفیت باربری يك پی پیوسته براساس سطح لغزش پیشنهادی توسط فلتنیوس (Fellenius) ۱۹۲۷

بقرار زیر می باشد:

$$P_s = 5.54 \text{ cu} \quad (6-20)$$

که در آن Cu مقاومت برشی زمکشی نشده خاک می باشد. لنگر ناشی از این نیرو حول نقطه دوران

چنین می باشد:

$$M_{rs} = \frac{1}{2} P_s B^2 \quad (6-21)$$

ب - اینرسی خاک

يك نوسان از بار دینامیکی هنگامی که بر پی وارد می شود شتابی به خاک زیر اعمال می نماید.

ممان مقاوم ناشی از مقاومت یا ماندگاری این توده خاک حول محور دوران (Mri) چنین خواهد بود:

$$M_{ri} = I_o \ddot{\psi} \quad (6-22)$$

که در آن:

I_o = ممان اینرسی قطبی توده دوران کننده خاک حول مرکز دوران و

$\ddot{\psi}$ = شتاب زاویه ای توده نوسان کننده خواهد بود.

مقدار I_o به فرم زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$I_o = \int r^2 dm$$

مماند اینرسی قطبی مثلث AOB' حول محور دوران

مقدار d_m مطابق شکل (۶-۱۵) چنین خواهد بود:

$$d_m = (dA) \rho = (r d\theta dr) \frac{\gamma}{g}$$

اگر از رابطه معرفی شده جهت I_0 انتگرال گیری کرده و محدودیتهای مرزی مربوطه را قرار دهیم:

$$I_0 = \frac{1}{1.36} \frac{WB^2}{g} \quad (۶-۲۳)$$

که در آن $W = 0.31\pi\gamma B^2$ وزن قطعه لغزش یافته در زیر پی می باشد.

ج- مقاومت ناشی از جابجایی مرکز ثقل توده لغزیده خاک

جابجایی قطعه خاک لغزیده در زیر پی، لنکر مقاومی را در هر لحظه تولید می نماید که مقدار آن

چنین خواهد بود:

$$M_{rw} = W\bar{r} \sin \psi \quad (۶-۲۴) \text{ الف}$$

که در آن \bar{r} فاصله مرکز ثقل توده خاک تا مرکز دوران می باشد. برای دورانههای کوچک

$\sin \psi = \psi$ می باشد بنابراین:

$$M_{rw} = W\bar{r}\psi \quad (۶-۲۴) \text{ ب}$$

مقدار \bar{r} بر مبنای مختصات هندسی شکل لغزش چنین خواهد بود:

$$\bar{r} = 2.205 \frac{B}{\pi}$$

معادله حرکت

با در نظر گرفتن کلیه لنگرهای محرك و مقاوم معادله حرکت چنین خواهد بود:

$$M_{dp} + M_{rs} + M_{ri} + M_{rw} = 0 \quad (۶-۲۵)$$

اگر رعایت جهات لنگرها را نموده و معادل آنها را در رابطه قبل قرار داده و خلاصه نمائیم چنین

خواهیم داشت:

$$\ddot{\psi} + \frac{3g}{\pi B} \psi = \frac{0.68}{W} (P_t - P_s) \quad (۶-۲۶)$$

اگر $\frac{3g}{\pi B} = K^2$ بگیریم:

$$\ddot{\psi} + K^2 \psi = \frac{0.68}{W} (P_t - P_s) \quad (۶-۲۷)$$

اگر فرم کلی بار دینامیکی گذرای P_t به شکل مقابل باشد:

$$P_t = P_0 e^{-\beta t} = \lambda P_s e^{-\beta t} \quad (6-28)$$

که در آن:

$$P_0 = \lambda P_s \text{ شدت دامنه ماکزیمم}$$

$$\beta = \text{ضریب سرعت میرایی نوسان}$$

$$\lambda = \text{ضریب اضافه بار}$$

در این صورت معادله (۶-۲۷) بصورت زیر درخواهد آمد:

$$\ddot{\psi} + K^2 \psi = \frac{0.68gP_s(\lambda e^{-\beta t} - 1)}{W} \quad (6-29)$$

$$\ddot{\psi} + K^2 \psi = A e^{-\beta t} - B \quad (6-30)$$

که در آن:

$$A = \frac{0.68gP_s\lambda}{W} \quad B = \frac{0.68gP_s}{W}$$

با توجه به فرم کلی این معادله دیفرانسیل (۶-۳۰) فرکانس طبیعی سیستم چنین خواهد بود:

$$\omega_n = k = \sqrt{\frac{3g}{\pi B}} \quad (6-31)$$

و در نتیجه پریود طبیعی چنین خواهد شد:

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi \sqrt{\frac{\pi B}{3g}} \quad (6-32)$$

برای یک بار دینامیکی مشخص و برای شرایط اولیه معلوم جواب معادله دیفرانسیل (۶-۳۰) چنین خواهد بود:

$$\psi = C_1 \cos kt + C_2 \sin kt + \frac{A}{K^2 + \beta^2} e^{-\beta t} + \frac{B}{K^2} \quad (6-33)$$

که ثوابت C_1 و C_2 معادله فوق از شرایط مرزی بدست خواهند آمد. گرچه فرکانس و پریود طبیعی سیستم قبلاً محاسبه و تعیین گردید معذالك حل معادله دیفرانسیل و تعیین جواب آن منجر به تعقیب جزئیات و سوابق حرکت پی خواهد شد.

در عمل همواره مقدار ماکزیمم دوران زاویه ای مورد نظر است. این مقدار با مشتق گیری از رابطه ψ و تعیین زمان t_c که در آن $\dot{\psi} = 0$ بدست خواهد آمد. این مقدار از طریق محاسبات عددی با قرار دادن زمان t_c در معادله ψ بدست می آید. فرم کلی آن چنین می باشد:

$$\psi_{\max} = NB \quad (6-34)$$

که در آن N فاکتور بار دینامیکی بوده و واحد آن ثانیه به توان دو می باشد و برای پی هایی به عرض ۶۰ و ۱۰ متر تعیین گردیده است سایر فاکتورها بقرار زیر می باشند:

$$B = 0, 0.5, 1, 2, 5, 10, 50 \quad S^{-1}$$

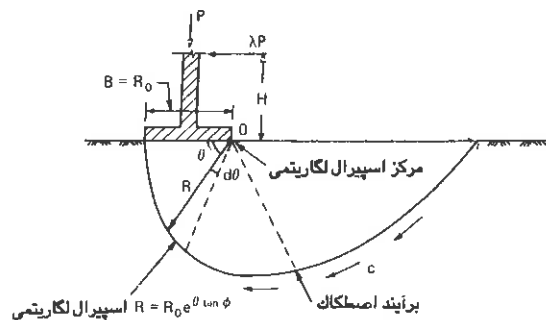
$$\gamma = 1.10, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0, 3.0, 4.0, 5$$

قبلاً Triandafilidis (۱۹۶۱) بررسی مشابهی را انجام داده بود که در آن برای توابع غیرپیوسته اثر سربار نیز منظور گردیده بود.

۸-۶ بررسی دینامیکی بارهای افقی

با استفاده از روش تقریباً مشابهی با آنچه که قبلاً بیان شد بررسی مسائل مربوط به پی های واقع در روی خاکهای C و ϕ دار تحت اثر نیروهای زلزله که ضرورتاً ماهیت نوسانی در جهت افق دارند انجام گردیده است. فرضیات بعمل آمده در این تجزیه و تحلیل به قرار زیر می باشد:

- ۱- پی نواری تحت بررسی، متأثر از يك بار قائم بوده و شکست این پی در اثر اعمال نیروی زلزله در ارتفاع معینی از کف پی بوقوع می پیوندد.
- ۲- حرکت منتهی پی ماهیت دورانی دارد.
- ۳- سطح لغزش خاک زیر پی يك منحنی اسپیرال لگاریتمی بوده که مرکز آن گوشه پی می باشد. این نقطه همچنین مرکز دوران قطعه لغزیده نیز می باشد شکل (۱۶-۶).
- ۴- توده خاک دوران کننده صلب بوده و حول يك محور ثابت دوران می نماید.
- ۵- خاک دارای خصوصیات تنش - تغییرشکل پلاستیک می باشد.



شکل (۶-۱۶) سطح لغزش در زیر یک پی نواری واقع بر خاک (دارای C و ϕ)

ظرفیت باربری استاتیکی

در غیاب بارهای دینامیکی، ماکزیمم ظرفیت باربری زمین هنگامیست که تحت اثر بار قائم به تنهایی خاک زیر پی در امتداد سطح لغزش مشخص شده (اسپیرال لگاریتمی) لغزیده و گسیخته شود. در این حالت ظرفیت باربری نهایی استاتیکی بقرار زیر خواهد بود:

$$q_d = CN_c + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma \quad (6-25)$$

اکنون اگر لنگر نیروهای مؤثر بر قطعه در حال لغزش را محاسبه کنیم چنین خواهند بود:

الف- لنگر ناشی از چسبندگی خاک حول مرکز دوران

اگر مقدار این لنگر را برای جزء کوچکی از طول اسپیرال محاسبه نماییم آنگاه می توانیم در تمام مسیر با انتگرال گیری مقدار آن را بدست آوریم:

$$\begin{aligned} dM_{RC} &= (R d\theta \times c) R = R^2 c d\theta = CR_0^2 e^{2\theta \tan \phi} d\theta \\ M_{RC} &= \int_0^\pi CR_0^2 e^{2\theta \tan \phi} d\theta = CR_0^2 \int_0^\pi e^{2\theta \tan \phi} d\theta = CR_0^2 \left[\frac{1}{2\theta \tan \phi} e^{2\theta \tan \phi} \right]_0^\pi \\ M_{RC} &= \frac{CR_0^2}{2 \tan \phi} (e^{2\pi \tan \phi} - 1) \end{aligned} \quad (6-26)$$

ب - لنگر خروج از مرکزیت مرکز ثقل توده لغزیده خاک حول مرکز دوران

این لنگر نیز در واقع از لنگرهای مقاوم در برابر گسیختگی است که با روش مشابه فوق و انتگرال گیری در مرز مربوطه قابل محاسبه می باشد:

$$\begin{aligned}
 dM_{RW} &= \left(R d\theta \times \frac{1}{2} R \gamma \right) \times \frac{2}{3} R \cos \theta = \frac{1}{3} \gamma R^3 \cos \theta d\theta = \frac{1}{3} \gamma R_o^3 e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta \\
 M_{RW} &= \int_0^\pi \frac{1}{3} \gamma R_o^3 e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta = \frac{1}{3} \gamma C R_o^3 \int_0^\pi e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta \\
 &= \frac{1}{3} \gamma R_o^3 \left[\frac{e^{(3 \tan \varphi) \theta}}{9 \tan^2 \varphi + 1} (\sin \theta + 3 \tan \varphi \cos \theta) \right]_0^\pi \\
 &= \frac{1}{3} \gamma R_o^3 \left[\frac{e^0}{9 \tan^2 \varphi + 1} (0 + 3 \tan \varphi) - \frac{e^{3\pi \tan \varphi}}{\tan^2 \varphi + 1} (0 - 3 \tan \varphi) \right]_0^\pi \\
 &= \frac{1}{3} \gamma R_o^3 \times \frac{3 \tan \varphi}{9 \tan^2 \varphi + 1} (e^{3\pi \tan \varphi} + 1) \\
 M_{RW} &= \frac{R_o^3 \gamma \tan \varphi}{9 \tan^2 \varphi + 1} (e^{3\pi \tan \varphi} + 1) \quad (۶-۳۷)
 \end{aligned}$$

ج - انگرناشی از اصطکاک داخلی ذرات

این لنگر بدلیل عبور نیروی اصطکاک از مرکز دوران در تمامی نقاط سطح لغزش معادل صفر می باشد.

د - انگر ناشی از بارنهایی اعمال شده بر پی

اگر مقدار این بار را معادل q_d در نظر بگیریم لنگر محرک ناشی از این بار چنین خواهد بود:

$$M_{Rq} = \frac{1}{2} q_d R_o^2$$

حال اگر معادله تعادل لنگرها را بنویسیم چنین خواهیم داشت:

$$\begin{aligned}
 M_{Rq} &= M_{Rc} + M_{RW} \\
 q_d &= \frac{c}{\tan \varphi} (e^{2\pi \tan \varphi} - 1) + \frac{2 R_o \gamma \tan \varphi}{9 \tan^2 \varphi + 1} (e^{3\pi \tan \varphi} + 1) \quad (۶-۳۸)
 \end{aligned}$$

از مقایسه رابطه فوق با رابطه ترقاقی ضرایب ظرفیت باربری چنین خواهد شد:

$$N_c = \frac{e^{2\pi \tan \varphi} - 1}{\tan \varphi} \quad (۶-۳۹)$$

$$N_{\gamma} = \frac{4 \tan \varphi (e^{3\pi \tan \varphi} + 1)}{9 \tan^2 \varphi + 1} \quad (۴۰-۶)$$

این موضوع براحتی قابل رؤیت است که اگر خاک فقط چسبندگی داشته باشد $N_c = 2\pi$ خواهد شد.

بررسی تعادل دینامیکی

بررسی تعادل پی در این حالت از طریق نوشتن معادله حرکت پی هنگامی که تحت تأثیر بار دینامیکی باشد قابل انجام خواهد بود. همانطور که ذکر شد نیروی قائم متمرکز P بر پی وارد می شود. گسیختگی این پی در اثر اعمال نیروی دینامیکی افقی که در ارتفاع H بالای قاعده پی وارد می شود بوقوع خواهد پیوست. جهت انجام این بررسی نیروهای محرک و مقاوم را بایستی محاسبه نمود.

الف- نیروهای محرک:

F_1 = بار استاتیکی وارده بر پی

F_2 = بار دینامیکی وابسته بزمان که بر سازه اثر می نماید

ب- نیروهای مقاوم:

R_1 = مقاومت خاک بواسطه اصطکاک داخلی ذرات

R_2 = مقاومت خاک بواسطه چسبندگی داخلی ذرات

R_3 = نیروهای مقاوم که بواسطه خروج از مرکزی مرکز ثقل توده خاک نسبت به مرکز دوران

ایجاد می شوند.

R_4 = مقاومت مربوطه در مقابل جابجایی مرکز ثقل توده خاک

R_5 = نیروی اینرسی قطعه لغزیده

اکنون به محاسبه این نیروها و گشتاور آنها حول مرکز دوران می پردازیم:

نیروی F_1 که در اثر بار مرکزی استاتیک ایجاد می شود چنین می باشد.

$$F_1 = F. S. \times q_d \times B$$

با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۲:

$$F_1 = \frac{1}{2} (CN_c + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma) B$$

$$M_{F1} = \frac{1}{2} B F_1 \quad (6-41)$$

لنگر نیروی دینامیکی متغیر با زمان p_t که در ارتفاع H از بالای پی اثر می کند عبارت خواهد بود:

$$M_{F2} = p_t \cdot H \quad (6-42)$$

لنگر نیروی مقاوم ناشی از اصطکاک خاک بدلیل عبور از مرکز دوران صفر خواهد بود:

$$M_{R1} = 0 \quad (6-43)$$

لنگر نیروی مقاوم ناشی از چسبندگی خاک که قبلاً نیز محاسبه شده چنین می باشد:

$$M_{R2} = \frac{e^{2\pi \tan \phi} - 1}{2 \tan \phi} CR_o^2 = m CR_o^2 \quad (6-44)$$

که در آن $m = \frac{e^{2\pi \tan \phi} - 1}{2 \tan \phi} = \frac{1}{2} N_c$ پارامتر بدون بعد بوده و اگر $\phi = 0$ باشد $m = \pi$ خواهد بود.

لنگر نیروی ناشی از خروج از مرکزی ثقل توده خاک حول مرکز دوران چنین خواهد بود:

$$M_{R3} = W \bar{x} \quad \text{که } \bar{x} \text{ عبارتست از فاصله مرکز ثقل توده خاک تا مرکز دوران}$$

$$M_{R3} = \int_0^\pi \left(\frac{1}{2} R d\theta R \gamma \right) \frac{2}{3} R \cos \theta = - \frac{\gamma R_o^3 \tan \phi (e^{3\pi \tan \phi} + 1)}{9 \tan^2 \phi + 1} \quad (6-45)$$

علامت - جلوی عبارت فوق مبین آنست که \bar{x} خلاف جهتی است که ابتدائاً فرض شده است یعنی

لنگر M_{R3} در جهت عقربه های ساعت اثر می نماید. اگر پارامتر بی بعد n را بصورت زیر معرفی نمائیم:

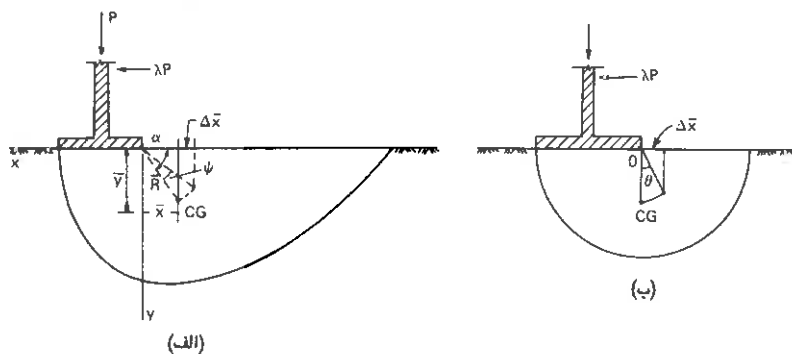
$$n = \frac{\tan \phi (e^{3\pi \tan \phi} + 1)}{9 \tan^2 \phi + 1}$$

لنگر فوق چنین خواهد شد:

$$M_{R3} = n\gamma R_0^3 \quad (6-46)$$

اگر $\varphi=0$ باشد یعنی مصالح فقط چسبندگی داشته باشد $M_{R3}=0$ یعنی در قطعه لغزش تقارن برقرار خواهد بود.

نیروی R_4 بعلت جابجایی مرکز ثقل توده لغزیده نسبت به موقعیت اولیه اش به وجود می آید. اگر مقدار دوران پی را در هر لحظه ψ در نظر بگیریم مقدار جابجایی افقی مرکز ثقل $(\Delta \bar{x})$ از روی شکل (۶-۱۷) چنین خواهد بود:



شکل (۶-۱۷) تعیین مرکز ثقل و جابجایی آن برای: الف: خاکهای دانه ای ب: خاکهای چسبنده

$$\Delta \bar{x} = \bar{R} \cos(\alpha - \psi) - \bar{x}$$

$$\Delta \bar{x} = \bar{R} \cos \alpha \cos \psi + \bar{R} \sin \alpha \sin \psi - \bar{x}$$

برای مقادیر کوچک از دوران پی می توان چنین نوشت: $\cos \psi = 1$ و $\sin \psi = \psi$ بنابراین:

$$\Delta \bar{x} = \bar{R} \cos \alpha + \bar{R} \psi \sin \alpha - \bar{x}$$

حال با توجه به اینکه $\bar{x} = \bar{R} \cos \alpha$ می باشد، رابطه فوق بصورت زیر در می آید:

$$\Delta \bar{x} = \bar{R} \psi \sin \alpha$$

اکنون لنگر نیروی R_4 حول مرکز دوران چنین خواهد شد:

$$M^{R_4} = W\Delta\bar{X} = W\bar{R}\psi \sin \alpha = W\psi\sqrt{\bar{X}^2 + \bar{y}^2} \quad (6-47)$$

مقدار \bar{X} را می توان بصورت زیر محاسبه نمود:

$$\bar{X} = \frac{\int_0^\pi \frac{2}{3} R \cos \theta \frac{1}{2} R d\theta R \gamma}{\int_0^\pi \frac{1}{2} R d\theta R \gamma}$$

$$\bar{X} = \frac{-4R_o^2 \tan^2 \varphi (e^{3\pi \tan \varphi} + 1)}{(9 \tan^2 \varphi + 1)(e^{2\pi \tan \varphi} - 1)} \quad (6-48)$$

علامت منفی جلوی عبارت فوق معرف این است که طول نقطه ثقل توده لغزیده در جهت منفی

محور X های مختصات انتخابی است. مقدار \bar{y} نیز با مراجعه به اشکال مربوط چنین خواهد بود:

$$\bar{y} = \frac{\int_0^\pi \frac{2}{3} R \sin \theta \frac{1}{2} R d\theta \gamma}{\int_0^\pi \frac{1}{2} R d\theta R \gamma}$$

$$\bar{y} = \frac{3}{4} \frac{R_o \tan \varphi (e^{3\pi \tan \varphi} + 1)}{(9 \tan^2 \varphi + 1)(e^{2\pi \tan \varphi} - 1)} \quad (6-49)$$

$$\bar{R} = \sqrt{\bar{X}^2 + \bar{y}^2} = \frac{4R_o \tan \varphi (e^{3\pi \tan \varphi} + 1)}{3\sqrt{(9 \tan^2 \varphi + 1)(e^{2\pi \tan \varphi} - 1)}} \quad (6-50)$$

وزن قطعه لغزیده هم چنین است:

$$W = \int_0^\pi \frac{1}{2} R^2 d\theta \gamma = \frac{\gamma R_o^2 (e^{2\pi \tan \varphi} - 1)}{4 \tan \varphi} \quad (6-51)$$

حال لنگر نیروی R_4 حول مرکز دوران چنین خواهد بود:

$$M_{R4} = W\bar{R}\psi \sin \alpha = \frac{e^{3\pi \tan \varphi} + 1}{3\sqrt{9 \tan^2 \varphi + 1}} R_o^3 \psi \sin \alpha = \beta R_o^3 \psi \sin \alpha \quad (6-52)$$

که در رابطه اخیر $\beta = \frac{e^{3\pi \tan \varphi} + 1}{3\sqrt{9 \tan^2 \varphi + 1}}$ می باشد. برای خاک فقط با چسبندگی و بدون اصطکاک داخلی $\beta = \frac{2}{3}$ خواهد شد.

لنگر نیروی اینرسی قطعه لغزیده حول مرکز دوران چنین است: $M_{R5} = I\ddot{\psi}$ که I عبارت است از مماند اینرسی جرم قطعه لغزیده خاک حول محور دوران و $\ddot{\psi} = \frac{d^2\psi}{dt^2}$ شتاب زاویه ای می باشد.

$$I = \frac{\gamma}{g} \int_0^\pi \int_0^{R_o} R^3 d\psi dR = \frac{\gamma R_o^4}{g \times 16 \tan \varphi} (e^{4\pi \tan \varphi} - 1)$$

$$M_{R5} = \frac{(e^{4\pi \tan \varphi} - 1)}{16 \tan \varphi} \times \frac{\gamma R_o^4}{g} \times \frac{d^2\psi}{dt^2} = \mu \frac{\gamma R_o^4}{g} \frac{d^2\psi}{dt^2} \quad (6-53)$$

که در آن ضریب بی بعد $\mu = (e^{4\pi \tan \varphi} - 1) / 16 \tan \varphi$ بوده و برای لغزشهای دایره ای $\mu = \frac{\pi}{4}$ خواهد بود.

معادله عمومی حرکت

از تساوی لنگرهای محرك با لنگرهای مقاوم معادله حرکت بدست خواهد آمد:

$$M_{F1} + M_{F2} = M_{R1} + M_{R2} + M_{R3} + M_{R4} + M_{R5} \quad (6-54)$$

اگر مقادیر مربوطه را در معادله فوق گذاشته و آن را تا حد امکان ساده نمایم نتیجه چنین خواهد شد:

$$\frac{d^2\psi}{dt^2} + K^2\psi = A(M_{F2} + \frac{1}{2}BP - E) \quad (6-55)$$

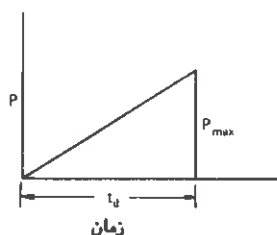
که در این رابطه:

$$K = \sqrt{\frac{g\beta \sin \alpha}{\gamma R_o \mu}} \quad \text{فرکانس طبیعی دورانی سیستم و} \quad A = \frac{g}{\gamma R_o \mu}$$

می باشد.

حل معادله حرکت

معادله حرکت بدست آمده در فوق برای يك حالت از بار دینامیکی حل شده است. در این نوع بار دینامیکی، همچنانکه در شکل (۶-۱۸) رسم شده، P_{max} مقدار ماکزیمم بار دینامیکی است که در زمان t_d بر پی در ارتفاع H به طور افقی اثر می نماید. با توجه به اینکه لنگر این بار حول نقطه دوران معادل $M_{F2}=P_t \times H$ می باشد تغییرات آنهم با زمان مشابه شکل (۶-۱۸) خواهد بود. بنابراین:



شکل (۶-۱۸) بار دینامیکی

برای زمان $t < t_d$:

$$M_{F2} = \frac{M_{max} \cdot t}{t_d}$$

(۶-۵۶) الف

و برای زمان $t > t_d$:

$$M_{F2} = 0$$

(۶-۵۶) ب

مقدار $M_{max} = P_{max} \cdot H$ يك کمیت مشخص می باشد. بنابراین دو معادله حرکت مختلف وجود خواهد داشت: یکی برای $t \leq t_d$ و دیگری برای $t > t_d$.

الف- حل معادله برای $t \leq t_d$

معادله حرکت بدست آمده برای این حالت چنین خواهد بود:

$$\frac{d^2\psi}{dt^2} + k^2\psi = A(M_{max} \times \frac{t}{t_d} + \frac{PB}{2} - E)$$

جواب کلی این معادله دیفرانسیل چنین است:

$$\psi = C_1 \cos kt + C_2 \sin kt + \frac{A}{k^2} \left(M_{\max} \frac{t}{t_d} + \frac{PB}{2} - E \right) \quad (6-57)$$

ثابت‌های C_1 و C_2 از شرایط اولیه پی بدست خواهند آمد. یعنی با اعمال دو شرط زیر که:

$$\psi = 0 \text{ و } \frac{\partial \psi}{\partial t} = 0 \text{ در } t = 0 \text{ برای زمان}$$

مقادیر آنها چنین خواهد شد:

$$C_1 = \frac{A}{K^2} \left(E - \frac{PB}{2} \right) \text{ و } C_2 = \frac{AM_{\max}}{K^3 t_d}$$

بنابراین جواب معادله حرکت برای حالت $t \leq t_d$ بصورت زیر خواهد بود:

$$\psi = \frac{A}{K^2} \left(E - \frac{PB}{2} \right) \cos kt - \frac{A}{K^3} \frac{M_{\max}}{t_d} \sin kt + \frac{A}{K^2} \left(\frac{M_{\max} t}{t_d} + \frac{PB}{2} - E \right) \quad (6-58)$$

ب - حل معادله برای $t \geq t_d$:

معادله حرکت در این حالت چنین است:

$$\psi = C_3 \cos kt + C_4 \sin kt + \frac{A}{K^2} \left(\frac{1}{2} PB - E \right) \quad (6-59)$$

مقادیر ثابت‌های C_3 و C_4 بصورت زیر قابل محاسبه می باشند:

اگر مقدار ψ را برای لحظه $t = t_d$ از معادله (۶-۵۸) بدست آوریم:

(۶-۶۰) الف

$$\psi(t=t_d) = \frac{A}{K^2} \left(E - \frac{PB}{2} \right) \cos kt_d - \frac{A}{K^3} \frac{M_{\max}}{t_d} \sin kt_d + \frac{A}{K^2} \left(M_{\max} \frac{t_d}{t_d} + \frac{PB}{2} - E \right)$$

مقدار ψ از معادله (۶-۵۹) در این حالت نیز چنین خواهد بود:

$$\psi(t=t_d) = C_3 \cos kt_d + C_4 \sin kt_d + \frac{A}{K^2} \left(\frac{1}{2} PB - E \right) \quad (6-60) \text{ ب}$$

از مساوی قرار دادن مقادیر ψ بدست آمده از دو معادله (۶-۶۰ الف) و (ب) چنین خواهیم

داشت:

فرضاً

(۶-۶۱)

$$C_3 \cos kt_d + C_4 \sin kt_d = \frac{A}{K^2} \left(E - \frac{PB}{2} \right) \cos kt_d + \frac{A}{K^3} \frac{M_{\max}}{t_d} kt_d + \frac{A}{K^2} M_{\max} = G$$

همچنین اگر مقدار $d\psi/dt$ را برای زمان $t=t_d$ از دو معادله فوق بدست آورده و مجدداً مساوی

یکدیگر قرار دهیم:

فرضاً

$$\dot{\psi} (t=t_d) = -\frac{A}{K} \left(E - \frac{PB}{2} \right) \sin kt_d + \frac{A M_{\max}}{K^2 t_d} \cos kt_d + \frac{A M_{\max}}{K^2 t_d} = H \quad \text{الف (۶-۶۲)}$$

مقدار معلوم

$$\dot{\psi} (t=t_d) = -C_3 k \sin kt_d + C_4 k \cos kt_d = H$$

ب (۶-۶۲)

از حل دو معادله دو مجهول (۶-۶۲ الف) و (ب) که جهت تعیین ثابتهای C_3 و C_4 تشکیل داده ایم

مقادیر آنها چنین بدست خواهد آمد:

$$C_3 = \frac{GK \cos kt_d - H \sin kt_d}{K}$$

$$C_4 = \frac{GK \sin kt_d + H \cos kt_d}{K}$$

بنابراین معادله حرکت برای حالت $t \geq t_d$ هم بصورت زیر در خواهد آمد:

$$\psi = \frac{GK \cos Kt_d - H \sin Kt_d}{K} \cos Kt + \frac{GK \sin Kt_d + H \cos Kt_d}{K} \sin Kt + \frac{A}{K^2} \left(\frac{PB}{2} - E \right) \quad \text{(۶-۶۳)}$$

ارزیابی عددی معادلات حرکت

اثر متغیرهای مختلف از قبیل خواص خاک، ابعاد پی، زمان بارهای دینامیکی بر تغییرات ψ با

انتخاب مقادیر مختلفی از این پارامترها به صورت عددی مورد ارزیابی قرار گرفته است. مقادیر

این متغیرها که مورد آزمایش قرار گرفته است در جدول (۶-۷) آمده است.

ضریب اطمینان	H (m)	B (m)	I_d (ثانیه)	φ (درجه)	C (gr/cm ²)
۲ برای تمامی حالات	۴.۸.۱۲	۱.۲.۲	۰.۵.۰.۱.۰.۱۵.۰.۲.۰.۲۵	۱۵	*
۲ برای تمامی حالات	۴.۸.۱۲	۱.۲.۲	۰.۵.۰.۱.۰.۱۵.۰.۲.۰.۲۵	۱۵ و ۱۰ و ۵	۲۵۰
۲ برای تمامی حالات	۴.۸.۱۲	۱.۲.۲	۰.۵.۰.۱.۰.۱۵.۰.۲.۰.۲۵	۱۵ و ۱۰ و ۵	۵۰۰
۲ برای تمامی حالات	۴.۸.۱۲	۱.۲.۲	۰.۵.۰.۱.۰.۱۵.۰.۲.۰.۲۵	۱۵ و ۱۰ و ۵	۱۰۰۰
۲ برای تمامی حالات	۴.۸.۱۲	۱.۲.۲	۰.۵.۰.۱.۰.۱۵.۰.۲.۰.۲۵	۱۵ و ۱۰ و ۵	۲۰۰۰
۲ برای تمامی حالات	۴.۸.۱۲	۱.۲.۲	۰.۵.۰.۱.۰.۱۵.۰.۲.۰.۲۵	۱۵ و ۱۰ و ۵	۴۰۰۰

جدول (۶-۷) دامنه تغییرات پارامترها

در این ارزیابی ها بار قائم استاتیکی $\frac{1}{4}$ بار نهایی قابل تحمل بوده و پی تنها بعلمت اثر بار دینامیکی افقی به گسیختگی می رسد.

از آنجایی که تغییرشکلهای ارتجاعی در نظر گرفته نشده است معادلات حرکت بدست آمده فوق هنگامی قابل اعتبار می باشند که سطوح شکست در زیر پی ظاهر گردند. هنگامی که معادلات حرکت بصورت عددی ارزیابی می گردند این نکته لازم به یاد آورiest که برای ممانهای محرك کوچکتر از ممانهای مقاوم مقادیر ψ منفی خواهند بود این بدان معنی است که سطوح شکست هنوز ظاهر نگردیده است. مقدار ماکزیمم بار دینامیکی بصورت $P_{max} = \lambda P$ می باشد که P عبارت از بار استاتیکی وارد بر پی و λ ضریب اضافه بار می باشد. در این ارزیابی مقادیر λ بتدریج افزوده می گردد و ψ کنترل می شود که برای $t_d > \tau$ آیا مقادیرش مثبت است یا منفی. آن مقدار از λ که موجب تغییر علامت ψ از منفی به مثبت شود ضریب اضافه بار بحرانی (λ_{cr}) نامیده می شود. بمنظور سهولت در امر ارزیابی معادلات حرکت، منحنی تغییرات ψ برحسب زمان و همچنین سایر پارامترها در اشکال (۶-۱۹) الی (۶-۲۴) رسم گردیده است.

بحث پیرامون نتایج بدست آمده

از روی منحنی های مربوط به تغییرات ψ برحسب زمان می توان این نتیجه را گرفت که مقدار

ماکزیم ψ برای خاکهای مختلف تقریباً در يك زمان (t_{cr}) اتفاق می افتد. مقادیر t_{cr} البته وابسته به t_d زمان باردینامیکی می باشد. از آنجایی که بعد از زمان t_{cr} مقدار ψ نقصان می یابد سازه مورد نظر تنها هنگامی گسیخته می شود که ψ_{max} بزرگتر از حد مجاز باشد.

مقدار ماکزیم دوان پی (ψ_{max}) با افزایش زاویه اصطکاک داخلی تقلیل و با افزایش چسبندگی خاک افزایش می یابد. این موضوع شاید به این صورت قابل توجیه باشد که ازدیاد ϕ در واقع معرف بالاتر بودن تراکم و جرم توده لغزیده و مقاومت آن در مقابل نوسانهای دینامیکی خواهد بود در حالی که ازدیاد C تأثیری در جرم توده لغزیده نخواهد داشت. مقدار قابل ملاحظه ای از مقاومت دینامیکی خاک وابسته به نیروی اینرسی توده لغزیده می باشد.

این امر مبین آنست که پی های واقع روی مصالح دانه ای بمراتب مقاومت بیشتری در برابر نوسانهای دینامیکی دارند تا پی های واقع بر خاکهای چسبنده. البته موضوع تراکم ماسه بعط ارتعاش و سیلان ماسه های اشباع ریزدانه در این بحث مورد نظر نمی باشند.

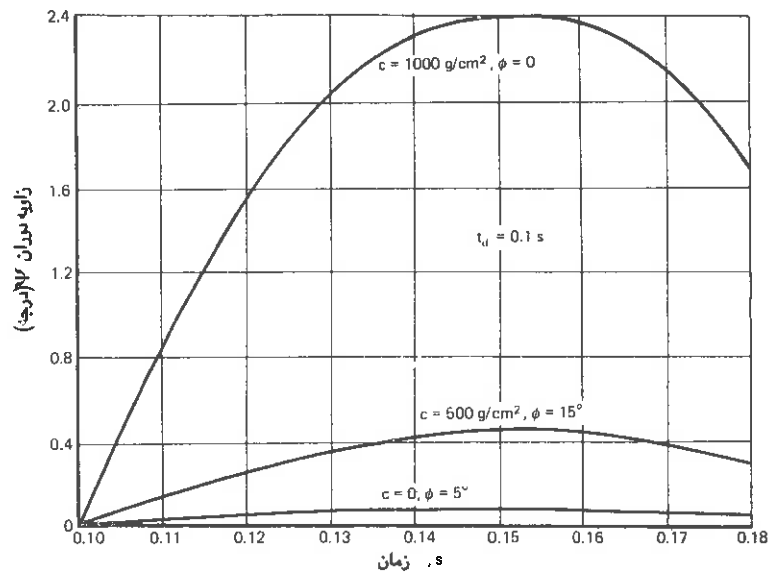
از منحنی تغییرات ψ_{max} بر حسب عرض پی B ، این موضوع برمی آید که پی های عریض تر تغییرشکلهای ماکزیم کمتری خواهند داشت. همچنین از تغییرات ψ_{max} با t_d مشخص است که مدت زمان يك نوسان دینامیکی اثر قابل ملاحظه ای بر ψ_{max} خواهد داشت. افزایش زمان t_d به دو برابر، بیش از دو برابر افزایش در ψ_{max} را موجب می شود گرچه شدت ماکزیم نوسانهای دینامیکی در دو حالت ثابت نگه داشته شود.

همچنان که قبلاً ذکر شد مقدار ماکزیم بار دینامیکی افقی که بر يك پی ممکنست اعمال نمود برابر است با $\lambda_{cr}P$ که P عبارتست از بار استایکی وارد بر پی و λ_{cr} نیز ضریب اضافه بار می باشد. این امر قابل استنتاج است که λ_{cr} از متغیرها و پارامترهای مورد بحث مستقل بوده و مقداری معادل ۰.۳۸ خواهد داشت.

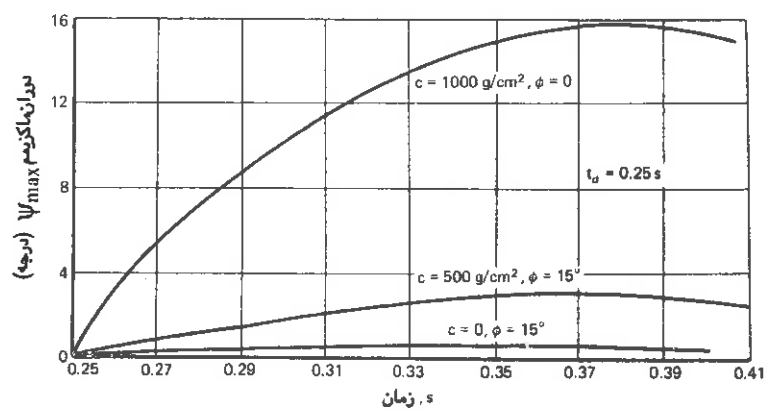
۹-۶ مطالعات تجربی

در اغلب مطالعات آزمایشی به منظور تعیین ظرفیت باربری دینامیکی پی تحت بارهای غیرارتعاشی بار اعمال شده بصورت قائم می باشد زیرا معمولاً این مطالعات در رابطه با طرح پی ها در مقابل انفجارت هسته ای بوده است.

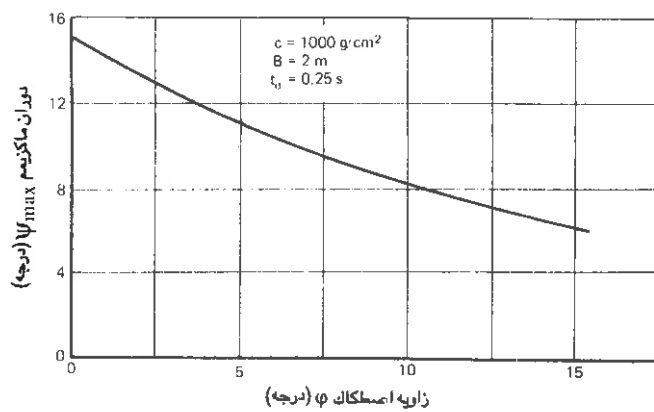
مسائل مربوط به رفتار پی ها تحت اثر بارهای زلزله ای بصورت مناسب بررسی نشده است.



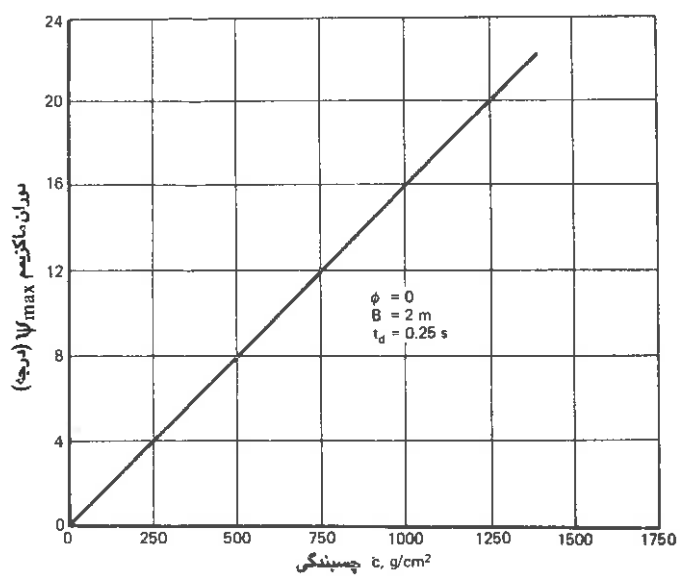
شکل (۱۹-۶) تغییرات ψ برحسب t برای $t_d = 0.1$ ثانیه



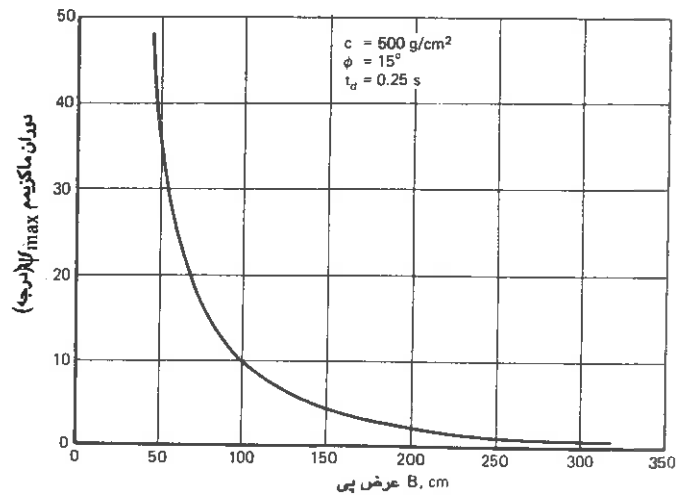
شکل (۲۰-۶) تغییرات ψ برحسب t برای $t_d = 0.25$ ثانیه



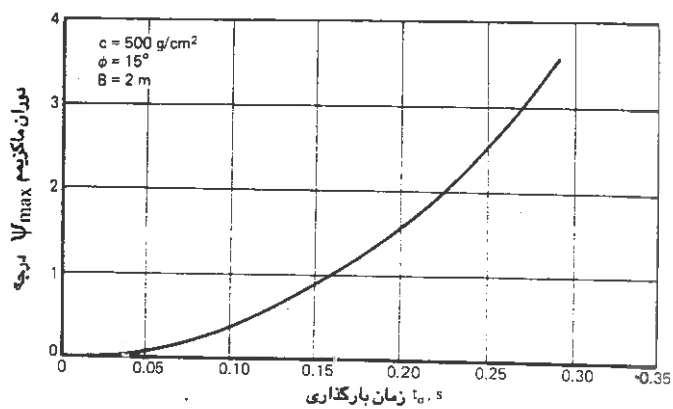
شکل (۶-۲۱) تغییرات Ψ_{\max} بر حسب زاویه اصطکاک داخلی خاک



شکل (۶-۲۲) تغییرات Ψ_{\max} بر حسب چسبندگی خاک



شکل (۶-۲۳) تغییرات Ψ_{max} برحسب عرض پی (B)



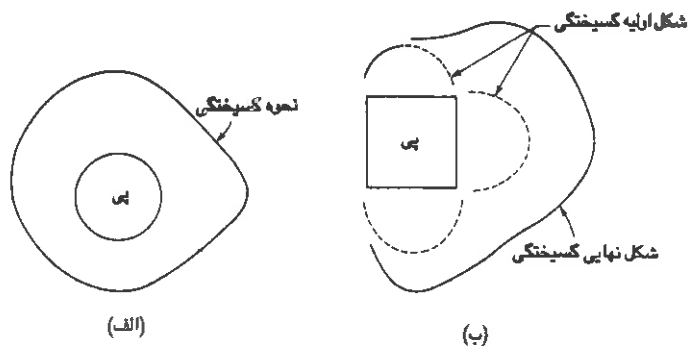
شکل (۶-۲۴) تغییرات Ψ_{max} برحسب زمان بارگذاری (t_d)

McKee, Selig (۱۹۶۱) مدل‌های کوچکی از پی‌ها را تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی مورد آزمایش قرار دادند. بارهای دینامیکی اعمال شده از نوع ضربه‌ای بوده و بوسیله سقوط یک وزنه از ارتفاع معینی ایجاد گردیده‌اند. آزمایشات روی یک نوع ماسه با وزن مخصوص‌های ماکزیمم و می‌نیمم ۱٫۸ و ۱٫۵۴ (g/cm³) بعمل آمده است.

آزمایشهای سه بعدی در تانکی به سطح مقطع مربع به ابعاد ۱۲۰ سانتی‌متر و عمق ۱۰۰ سانتی‌متر انجام گرفته است. پی‌های تحت آزمایش از آلومینیم به اشکال دایره و مستطیل با سطح بارگیری ۲۵ الی ۲۹۲٫۷۵ سانتی‌متر مربع بوده است. بمنظور ایجاد شرایط مناسب و مشابه در سطح تماس پی با زمین با پی‌های واقعی، سطح تماس پی‌های تحت آزمایش مضرس گردیده است. آزمایشهای دوبعدی در تانکی به طول ۵۷٫۵ سانتی‌متر و عرض ۱۰ سانتی‌متر و عمق ۴۴ سانتی‌متر که طرفین آن دارای جدار شیشه‌ای می‌باشد انجام گرفته است. ماسه‌ای که در این آزمایشات به کار گرفته شده است دارای وزن مخصوص حداقل ۱٫۵۸ و حداکثر ۱٫۷۴ (g/cm³) بوده است. یک شبکه در کنار یکی از شیشه‌های جدار تانک هم سطح ماسه نصب گردیده است بطوریکه هرگونه تغییر شکل و حرکت ذرات ماسه را به راحتی بتوان مشاهده نمود. پی‌های بکار رفته دارای عرضهای ۵ و ۷٫۵ سانتی‌متر و طول ۱۰ سانتی‌متر بوده بطوریکه بتوانند بین بوجدار شیشه‌ای قرار گیرند.

در اشکال (۲۵-۶) فصل مشترک صفحات گسیختگی با سطح ماسه ترسیم شده است. هنگامی که به نقاط ماکزیمم منحنی‌های بار-تغییر شکل می‌رسیم، تغییرشکلهای نامتقارن ایجاد شده در سطح ماسه، منطقه شکست را معین خواهد کرد در حالی که موقعیت سطح گسیختگی تغییر نمی‌نماید. علاوه بر این در حدود ۱۰ درصد از آزمایشات دارای سطح شکست ثانوی بوده که بلافاصله پس از وقوع اولین سطح شکست ظاهر می‌گردند. شکل (۲۵-۶ ب).

هنگامی که دومین سطح شکست ظاهر می‌گردد منحنی بار-تغییر شکل تغییرات شدیدی نخواهد داشت. آزمایشات مشابهی در رابطه با مطالعه شبکه‌های شکست در زیر پی‌ها توسط عده‌ای دیگر از محققین بعمل آمده است. اغلب گسیختگی‌های ایجاد شده در وضعیت متوسطی بین شکست متقارن و شکست یک‌جهته قرار داشته‌اند. در آزمایشات انجام شده دوبعدی نیز شکست متقارن و شکست یک‌جهته هر دو مشاهده گردیده‌اند و شبکه‌های گسیختگی بوضوح قابل تشخیص و تعریف بوده‌اند در حالی که در مورد ماسه‌های غیرمتراکم شبکه گسیختگی قابل وضوح و تعیین نشده و



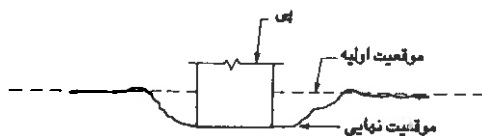
شکل (۶-۲۵) نحوه شکل گیری سطوح لغزش در مطالعات استاتیکی پی ها: الف): شبکه گسیختگی متقارن برای پی دایره ای به قطر ۹ اینچ ب): شبکه لغزش متعاضف برای پی مربعی به ضلع ۴ اینچ

در عوض بهم خوردگی ماسه از کف پی به طرف بیرون مرتباً افزایش می یابد.

آزمایشات و مطالعات تجربی دینامیکی

وخصیت گسیختگی خاک زیر پی تحت بارهای دینامیکی ماسه با متفاوت با چیزی است که در بارهای استاتیکی اتفاق می افتد.

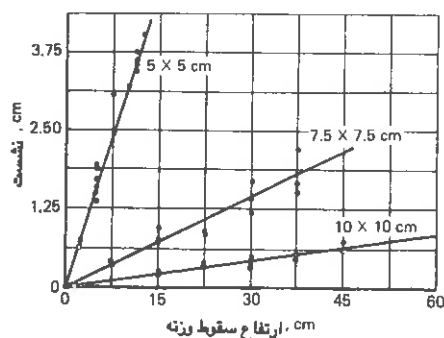
در نزدیکی و مجاورت پی فرورفتگی مشاهده می شود. در مقایسه با شبکه گسیختگی استاتیکی در مورد بارهای دینامیکی نمی توان به آن گونه يك شبکه شکست منحصر و روشن را مشخص نمود. قسمتی از ماسه انباشته شده روی هم که بعد از اعمال بار ضربه ای اطراف پی را محاصره می نمایند در واقع بعلت پرتاب ماسه از کناره ها و اطراف پی بطرف خارج، ایجاد شده اند. شکل (۶-۲۶).



شکل (۶-۲۶) نحوه نشست يك پی تحت اثر بار ضربه ای

۵۷ آزمایش دینامیکی با سقوط وزنه روی پی های مربعی شکل، بر روی ماسه متراکم انجام گردیده است. در شکل (۶-۲۷) مقادیر نشست پی ها ناشی از اعمال این قبیل بار های دینامیکی در مقابل ارتفاع سقوط وزنه برای پی های مربعی به ابعاد مختلف ترسیم گردیده است. همانطور که از این شکل مشخص است نتایج آزمایش مبین تغییرات نسبتاً خطی بین نشست و ارتفاع سقوط وزنه می باشد.

از آنجایی که هیچگونه شبکه گسیختگی معینی برای بارهای دینامیکی در زیر پی ها تعریف نشده است، گسیختگی تحت بارهای دینامیکی هنگامی در نظر گرفته می شود که مقدار نشست ایجاد شده در پی از مقدار آن در حالت استاتیکی تجاوز نماید. بجز دو آزمایش، در مابقی آزمایشات انجام شده نشست ایجاد شده در حالت های دینامیکی از نشست های استاتیکی بیشتر بوده و بنابراین ضابطه فوق جهت گسیختگی دینامیکی برقرار بوده است.



شکل (۶-۲۷) تغییرات نشست پی با ارتفاع سقوط وزنه روی آن

در آزمایشات دینامیکی روی ماسه متراکم هنگامی که وزنه ۱۳٫۲ کیلوگرمی از ارتفاع ۵۰ سانتی متری رها گردیده در پی به عرض ۷٫۵ سانتی متر ۱٫۱۷ سانتی متر نشست ایجاد می نماید، وضعیت شبکه گسیختگی زیر پی چیزی مشابه گسیختگی موضعی در بارگذاری های استاتیکی بوده است. معیاد هنگامی که وزنه فوق دو بار رها گردد مقدار نشست حاصله به ۵٫۳۹ سانتی متر افزایش یافته و شبکه گسیختگی روشنی ظاهر می شود. این موضوع ممکنست بعلا تغییرات حاصله در شرایط مرزی به دلیل انجام اولین سقوط وزنه باشد.

این مطالعه وضعیت و حالت تغییرشکلهای حاصله در پی های تحت اثر بارهای ضربه ای را نشان می دهد.

در ادامه مطالعات فوق McKee, Shenkman (۱۹۶۱) دستگاه آزمایشی را ابداع نمودند که توسط سیستم مرکبی از هوای فشرده و هیدرولیکی بارهای دینامیکی تولید می نمود. بوسیله این دستگاه تصاویری از حرکت های سریع ناشی از اعمال بارهای دینامیکی بر پی های دو بعدی بدست آوردند و نتایجی نیز برای تغییرات نیرو با زمان و تغییر شکل با زمان، مربوط به آزمایشات سه بعدی نیز ارائه شده است.

Sloan, Cunny آزمایشاتی روی پی های مربعی ۱٫۲۵ و ۲٫۵ سانتی متری واقع شده روی ماسه خشک متراکم و رس بعمل آوردند. دستگاه بارگذاری قادر با اعمال تا ۲۲۷۲۲ کیلوگرم بار دینامیکی یا استاتیکی بصورت فشاری یا کششی بوده و زمان اعمال بار میتواندست از حدود ۲ الی ۱۵۰ میلی ثانیه تغییر کرده و کنترل شود. بار دینامیکی ماکزیمم را می توان از صفر تا ۱ ثانیه بر نمونه اعمال کرد و زمان میرایی بار می توانست از ۲۰ میلی ثانیه تا ۱۰ ثانیه تغییر نماید. مدلهای پی روی ماسه و یا رس که در داخل تانکی به ابعاد ۳۴۰ x ۱۰۰ سانتی متر و به عمق ۹۰ سانتی متر می باشد قرار داده شده است.

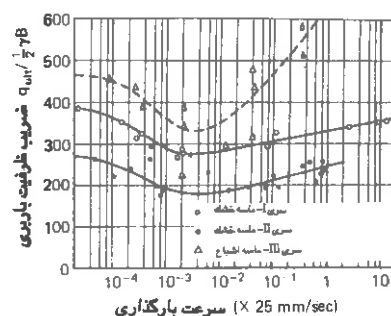
وزن مخصوص ماسه ۱٫۶۵ (g/cm^3)، معادل ۹۶ درصد تراکم نسبی، بوده است. زاویه اصطکاک داخلی ماسه ۳۲ درجه بوده و جهت مشاهده شبکه گسیختگی و سطوح لغزش در زیر پی تا ارتفاع ۳۰ سانتی متر در عمق بوسیله يك ماده رنگی خطوطی افقی بفاصله ۷٫۵ سانتی متر تعبیه شده است.

درصد رطوبت خاک رس مورد استفاده معادل ۱٫۷ درصد رطوبت بهینه و دانسیته میانگین آن اندکی بیشتر از مقدار دانسیته بدست آمده در آزمایش پراکتر استاندارد، یعنی ۱٫۵۳۳۶ (g/cm^3) بوده است. همچنین چسبندگی این خاک ۱٫۲ (kg/cm^2) و $\phi = 4^\circ$ درجه بوده است.

در این مطالعات هم آزمایشهای استاتیکی و هم دینامیکی انجام شده است. ظرفیت باربری استاتیکی پی ها ابتدا تعیین گردیده است. در آزمایشات دینامیکی میزان بار برنامه ریزی شده جهت آزمایش بین ۱۵۵ تا ۱۶۵ درصد ظرفیت باربری نهایی استاتیکی تنظیم گردیده است. زمان افزایش بار تا مقدار ماکزیمم آن سعی شده حد اقل ممکن بوده، زمان اعمال بار با شدت ماکزیمم بین صفر تا ۵۰۰ میلی ثانیه و بالاخره زمان میرایی بار بین ۱۰۰ تا ۳۵۰ میلی ثانیه باشد. بار دینامیکی اعمال

شده بر پی های واقع برخاك رس مقداری معادل ۹۷ تا ۱۲۰ درصد ظرفیت باربری نهایی استاتیکی محاسبه شده است.

در آزمایشات فوق این نتیجه بدست آمده که پی های مورد مطالعه تمایلی به دوان و کج شدگی ندارند. افزایش ظرفیت باربری دینامیکی ماسه ها با مفهوم مقاومت آنها تحت بارگذاریهای سریع سازگاری دارد. رفتار خاک رس چندان واقعی بنظر نمی رسد و این امر احتمالاً بدلیل خطاهای آزمایش بوده است. اطلاعات بیشتر و دقیقتری جهت روشن شدن این نوع رفتارها مورد نیاز است. آزمایشات مشابهی در سال ۱۹۶۵ بوسیله مدلهای پی به قطر ۱۰٫۲ سانتی متری روی ماسه متراکم که در تانکی به ابعاد ۱۲۷ x ۱۲۷ و عمق ۱۷۸ سانتی متر قرار داده شده بود بعمل آمده است. آزمایشات در دو حالت خشك و زیر سطح آب روی ماسه انجام گردیده است. سرعت بارگذاری روی پی ها از $10^{-4} \times 2.5$ (mm/s) تا متجاوز از ۲۵۰ (mm/s) در نوسان بوده و قرائات پیوسته ای از بار و نشست انجام گرفته است. معهذاً هنگامی که سرعت بارگذاری مقدار قابل ملاحظه ای افزایش می یابد افزایش یکنواختی در ظرفیت باربری مشاهده گردیده است. شکل (۶-۲۸). در ماسه های خشك مقدار این افزایش قابل ملاحظه نبوده است در حالی که در ماسه های غوطه ور افزایش بسیار چشم گیر و حتی به چندین برابر آن در آزمایشات استاتیکی رسیده است.



$$\left(N_{\gamma} = q_{ult} / \frac{1}{2} \gamma B \right) \quad \text{شکل (۶-۲۸) تفسیرات ضریب ظرفیت باربری}$$

برحسب سرعت بارگذاری در آزمایشات دینامیکی روی ماسه

در فصل چهارم این موضوع نشان داده شد که مقاومت برشی ماسه با افزایش سرعت بارگذاری افزایش می یابد. در نتیجه تقلیل ظرفیت باربری ماسه تا حد معینی از افزایش سرعت بارگذاری با این امر در تناقض خواهد بود. گرچه حتی میزان افزایش ظرفیت باربری برای بارهای سریعتر از حد فوق در مورد ماسه های خشك قابل ملاحظه نمی باشد. همچنین مقدار افزایش در زاویه اصطکاک داخلی ماسه بعلا بارگذاریهای سریعتر نیز قابل ملاحظه نمی باشد. مقاومت زهکشی نشده ماسه متراکم اشباع در حدود ۱۵ تا ۲۰ درصد بالای مقاومت استاتیکی زهکشی شده آن افزایش می یابد. بنابراین افزایش در ظرفیت باربری ماسه غوطه ور بعلا فشار منفی آب حفره ای با مفهوم پذیرفته شده مقاومت سازگاری خواهد داشت.

۶-۱ نکات نهایی

تابحال راه حلهایی بصورت عمومی جهت بارگذاریهای زلزله و انفجارات ملاحظه گردید. راه حلهای تحلیلی دقیق تری برای شرایط بارگذاری بسیار ساده و خاکهای ایده آل نیز تشریح گردید. بدلیل پیچیدگی موضوع، بررسی تجربی این راه حلها بصورت جدی و دقیق مورد بررسی قرار نگرفته است.

بر اساس استاندارد هئوستان افزایشی در ظرفیت باربری مجاز زمین به هنگام منظور نمودن اثر نیروهای زلزله در نظر گرفته شده است. همچنین کمیته تکنولوژی کاربردی (ATC) توصیه می نماید که کلافهای افقی (شناژها) پی ها برای نیروهای کششی یا فشاری معادل $\frac{A_v}{4}$ جهت سازه های تیپ C باید طراحی شوند. با وجود این اثرات مالی و ایمنی چنین مقرراتی بصورت قطعی هنوز روشن نمی باشد. در واقع تعریف بنیادین و دقیقی برای ظرفیت باربری دینامیکی خاکها تبیین نشده است. سؤال مهم دیگر اندرکنش بین خاک و پی می باشد. پی ها همیشه به ستونها و قسمت های فوقانی سازه متصل هستند، بهمین دلیل مقادیر واقعی نشست و دوران پی ها با آنچه که برای يك پی مجزا و تنها معاسیه می شود تفاوت خواهند داشت.

Velotsos (۱۹۷۷، ۱۹۷۸) مسائل اندرکنش خاک و پی را با در نظر گرفتن يك سیستم واحد، مرکب از پی و سازه، تحت تاثیر بارگذاری زلزله مورد تجزیه و تحلیل قرار داده است. بدلیل آنکه مسائل اندرکنش بایستی از طرق ساده مورد بررسی قرار گیرد، روش فوق ممکنست در عمل قابل استفاده

باشد. در شرایط فعلی توصیه های زیر در خصوص ظرفیت باربری و پی ها برای بارگذاری زلزله باید مورد توجه قرار گیرد:

۱- ظرفیت باربری زمین برای بارهای قائم خارج از مرکز باید فقط از روش Meyerhof (۱۹۵۳) تعیین گردد.

۲- ظرفیت باربری، نشست و دوران پی ها براساس روشهای پیشنهادی توسط Prakash و Saran

(۱۹۷۷ و ۱۹۷۱) تعیین گردد.

۳- کلافهای افقی (شناژها) جهت مهار و بستن پی ها همانگونه که قبلاً در مقررات کمیته تکنولوژی کاربردی (ATC) اشاره شد، باید پیش بینی و اجرا گردد.

۱۱-۶ مراجع

- Applied Technology Council: " Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, " Publication No. ATC -3-08, June, 1978.
- ASTM (D1194-72) Standard Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load on Spread Footing (Reapproved 1977).
- Basavanna, B. M., V. H. Joshi, and S. Prakash: " Dynamic Bearing Capacity of Soils under Transient Loading " *Bull. Ind. Soc. Earthq. Tech.*, vol. 2, no. 3, pp. 67-84, September, 1974.
- Chummar, A. V: " Dynamic Bearing Capacity of Footing, " Master of Engineering Dissertation, University of Roorkee, Roorkee, India, 1965.
- Converse, F.J.: " Compaction of Sand at Resonant Frequency, " Symp. on Dynamic Testing of Soils, ASTM, Spec. Tech. pub. No. 150, pp. 124-137, 1953.
- Cunny, R. W., and R. C. Sloan: " Dynamic Loading Machine and results of Preliminary Small-Scale Footing Tests, " Symp. on Soil Dynamic, ASTM Spec. Tech. pub. No. 305, pp. 65-77, 1961.
- Eastwood, E.: Vibrations in Foundations, *Struc. Eng.*, vol. 3, pp. 82-93, March, 1953.
- Fellenius, W.: " Erdstatische Berechnungen, " 4th ed., W. Ernst Und Sohn, Berlin, 1948.
- Ghumman, M. S.: " Effect of Shape of Footings on Bearing Capacity, " Master of Engineering Dissertation, University of Roorkee, Roorkee, India, 1965.
- Indian Standard Method of Load Test on Soils, IS 1888-1971, 1st rev., Indian Standards Institution, New Delhi.
- Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, IS 1893-1975, 3d rev., Indian Standards Institution, New Delhi.
- Indian Standard Method of Standard Penetration Soils, IS 2131-1963, Indian Standards Institution, New Delhi.

- Indian Standard Method for Determination of Allowable Bearing Pressure for Soils for Shallow Foundations, IS 6403-1971, Indian Standards Institution, New Delhi.
- Janbu, N.: Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices, *Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, London, vol. 2, pp. 207-213, 1957.
- Krishna, J., and A. R. Chandrasekaran: "Elements of Earthquake Engineering" Sarita Prakashan, Meerut, U. P., India, 1976.
- Meyerhof, G. G.: The Bearing Capacity of Footings Under Eccentric and Inclined Loads, *Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Zurich, vol. I, pp. 440-45, 1953.
- Moore, W. W., and R. D. Darragh: Some Considerations in the Design of Footings for Earthquakes, *Proc. First World Conf. Earthquake Engin.*, Berkeley, CA, paper no. 28, 1956.
- Nagraj, C. N.: "Effect of Vibration on Settlement," Symp. on Foundation Engineering, Bangalore, May, 1961.
- Peck, R. B., W. E. Hansen, and T. H. Thornburn: "Foundation Engineering," 2d ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1974.
- Prakash, S.: Aseismic Design of Foundations, in "Earthquake Engineering," Sarita Prakashan Meerut, pp. 333-345, 1974.
- _____ and A. V. Chummar: Response of Footings to Lateral Loads, *Proc. Int. Symp. on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Albuquerque, New Mexico, pp. 679-691, 1967.
- _____ and M. S. Ghuman: Effect of Shape on Bearing Capacity of Model Footings in Sand, *J. Inst. Engin.*, C13, vol. 59, pt. 1, p. 185, November, 1978.
- _____, G. Ranjan, and S. Saran: "Analysis and Design of Foundations and Retaining Structures," Sarita Prakashan Meerut, U. P., India, 1979.
- _____ and S. Saran: Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 97, no. SM 1, pp. 95-111, 1971.
- _____ and _____: A New Method of Designing Eccentrically Loaded Rigid Footings, *J. Indian Geotech. Soc.*, vol. 3, no. 1, pp. 1-11, 1973.
- _____ and _____: Settlement and Title of Eccentrically Loaded Footings, *J. Struct. Engin.*, Roorkee, vol. 4, no. 4, pp. 166-176, January, 1977.
- _____ and H. D. Sharma: "Analysis of Pile Foundations against Earthquake," *Indian Concrete Journal*, pp. 205-220, June, 1969.
- Saran, S.: "Bearing Capacity of Footings Subjected to Moments," ph.D Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India, 1969.
- Seed, H. B.: Soil Strength During Earthquakes, *Proc. Second World Conf. Earthquake Engin.*, Tokyo, vol. 1, pp. 183-199, 1960.
- Selig, E. T., and K. E. McKee: Static and Dynamic Behavior of Small Footings, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 87, no. SM 6, pp. 29-47, December, 1961.
- Shenkman, S., and K. E. McKee: "Bearing Capacities of Dynamically Loaded Footings," Symp. on Soil Dynamics, ASTM Spec. Tech. Pub. No. 305, pp. 78-90, 1961.
- Singh, B., and S. Prakash: "Soil Mechanics and Foundation Engineering," 4th ed., Nemchand and Bros., Roorkee, India, 1970.

- Sridharan, A.: " Settlement Studies of a Modal Footing Under Dynamic Load, " *Proc. Second Symp. on Earthquake Engin.*, Roorkee, p. 377, November, 1962.
- Taylor, P. W.: " Design of Spread Footings for Earthquake Loadings, " *Proc. Fifth Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 221-229, 1968.
- Teng, W. C.: " Foundation Design, " Prentice-Hall of India, New Delhi, 1965.
- Terzaghi, K.: " Theoretical Soil Mechanics, " John Wiley and Sons, Inc., New York, 1943.
- _____ and R. B. Peck: " Soil Mechanics in Engineering Practice, " John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.
- Triandafilidis, G. E.: " Analytical Study of Dynamic Bearing Capacity of Foundations, " Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1961.
- _____: The Dynamic Response of Continuous Footings Supported on Cohesive Soils, *Proc. Sixth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Montreal, vol. 2, pp. 205-208, 1965.
- Veletsos, A. S.: Dynamics Structure-Foundation Systems, in W. J. Hall (ed.): " Structural and Geotechnical Mechanics: A Volume Honoring N. M. Newmark, " Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, pp. 333- 361, 1977.
- _____: Soil Structure Interaction for Buildings During Earthquake, *Proc. Second Int. Conf. Microzonation, San Francisco*, vol. 1, pp. 111-134, 1978.
- Vesic, A. S., D. Ç. Banks, and J. M. Woodward: " An Experimental Study of Dynamic Bearing Capacity of Footings on Sand, " *Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin., Paris*, vol. 2, pp. 209-213, 1965.

فصل هفتم

تحلیل دینامیکی شمع ها

۱-۷ مقدمه

هنگامی که زمین زیر پی در لایه های سطحی مقاومت کافی جهت تحمل بار سازه را نداشته باشد عمق پی را می بایستی افزایش داد تا به خاکهای مقاوم دسترسی پیدا شود. در چنین حالاتی بار سازه ممکن است توسط شمع به خاکهای زیرین منتقل گردد.

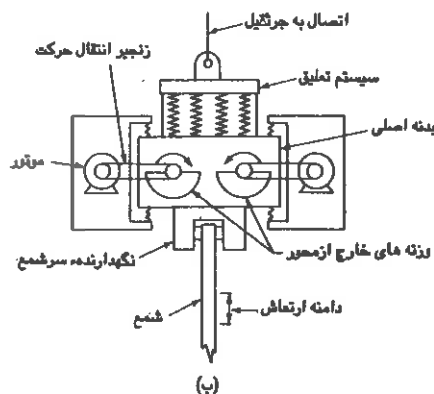
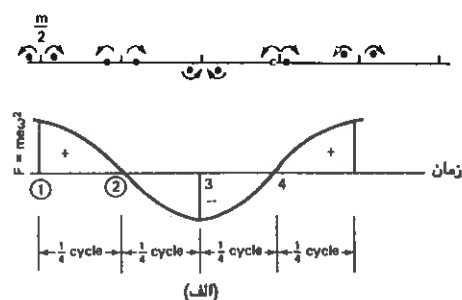
شمع ها در رابطه با موارد استفاده شان به گروههای مختلفی تقسیم می گردند از قبیل شمع های متکی به مقاومت کف، شمع های متکی به اصطکاک جانبی، شمع های تحت بارهای جانبی، شمع های تحت کشش و شمع های تحت فشار. شمع ها از نظر جنس ممکنست چوبی، فلزی و یا بتن مسلح باشند. تا آنجا که شمع ها میبایستی قادر به تحمل تنشهای فشاری، کششی و یا خمشی باشند بررسی و تحلیل آنها با جنس مصالح مربوطه تغییری نمی نماید.

در این فصل چکشهای شمع کوبی منجمه شمع کوبهای ارتعاشی بصورت خلاصه بحث خواهند شد. سپس تخمین ظرفیت باربری يك شمع منفرد مطرح گردیده آنگاه تحلیلهای دینامیکی و شبه استاتیکی شمعها تحت اثر بارهای جانبی درخاکهای ماسه ای و رسی به تفصیل بررسی خواهد شد. سپس مراحل مختلف طراحی شمعها جهت مقاومت در برابر نیروهای زلزله بیان شده و در انتها کدها و توصیه های اجرایی مختلف جهت طرح شمعهای مقاوم در برابر زلزله تشریح خواهد گردید.

۲-۷ چکشهای شمع کوبی

شمع ها معمولاً بوسیله ضربات چکشهایی که بنام چکش شمع کوبی موسومند در زمین کوبیده می شوند. بسته به وضعیت و موقعیت شمع، جهت سقوط چکش ممکنست به طور قائم یا مایل هدایت شود. اگر چکش شمع کوبی توسط کابل بالا کشیده شده و سپس بصورت آزاد روی سرشمع سقوط کند چکش سقوط کننده نامیده می شود. اگر چکش به وسیله نیروی بخار به طرف بالا فرستاده شده و سپس توسط وزن خود سقوط نماید چکش بخاری یکطرفه نامیده می شود. اگر در چکش نوع اخیر سقوط وزنه توسط فشار یا نیروی بخار آب تشدید شود چکش بخاری ۲ طرفه نامیده خواهد شد. چکشهای شمع کوبی دیزلی مجموعه ای خودکفا شامل مخزن سوخت، انژکتور، پیستون بوده و سبک تر و همچنین سهل العمل تر از چکشهای بخاری می باشند. این چکشها بر مراتب آهسته تر از چکشهای بخاری دو طرفه عمل می نمایند. میزان انرژی يك ضربه چکش توسط سازنده های این قبیل چکشها مشخص می شود. این مقدار برای چکش شمع کوب Vulcan معادل ۴۸۷۵۰ (ft.lb)

می باشد. برای کوبیدن شمع های قطور و طویل از قبیل شمع های متعلق به سکوها های دریایی چکشی با مقدار انرژی ۱۸۰,۰۰۰ (ft.lb) در هر ضربه ساخته شده است (Pack و همکاران، ۱۹۷۴). استفاده از چکشهای شمع کوبی و پیره به مقدار زیادی متداول گردیده است. يك چکش و پیره از يك نوسان کننده که به وسیله موتور الکتریکی به کار می افتد و در بالای سر شمع قرار می گیرد تشکیل شده است. نحوه عمل این نوسان کننده که کوبیدن ارتعاشی نامیده می شود در شکل ترسیم گردیده است. يك و پیراتور مکانیکی از زوج محورهای دنده شده به یکدیگر که بوسیله يك موتور الکتریکی بکار می افتد تشکیل گردیده است. دو جرم هر کدام به مقدار $\frac{m}{2}$ و به فاصله خروج از محور مساوی e در طرفین محور سیستم نصب شده اند. در زمان ۱ نیروهای گریز از مرکز دو جرم فوق الذکر با یکدیگر جمع گردیده و مؤلفه نیروی افقی صفر است. در زمان ۲، یعنی بعد از $\frac{1}{4}$ سیکل حرکت، نیروهای افقی تولید شده توسط ۲ جرم اثر یکدیگر را خنثی نموده و همچنین مؤلفه ای از نیروی قائم وجود نخواهد داشت. در عبور از زمان ۱ به زمان ۲ نیروهای افقی در هر لحظه ای با یکدیگر در تعادل بوده و نیروهای قائم با یکدیگر جمع می گردند شکل (۷-۱ الف).



شکل (۷-۱) الف: اصول يك نوسان کننده مکانیکی ب: شمع کوب و پیره

نیروی قائم ماکزیمم تولید شده چنین خواهد بود:

$$P_{\max} = me\omega^2 \quad (7-1)$$

این نیرو با زمان بصورت سینوسی تغییر می نماید:

$$P_t = me\omega^2 \sin \omega t \quad (7-2)$$

که در آن:

$\frac{m}{2}$ جرم هرکدام ازوزنه های خارج از محور

e مقدار خروج از محوری وزنه ها

ω فرکانس دورانی چرخش

شکل (۷-۱-ب) جزئیات يك نوسان كننده را نشان می دهد (Dalmatov, ۱۹۶۲). Levkin (۱۹۶۰) ویژگی های چکشهای نوسان كننده ای که در خلال سالهای ۱۹۵۰ در شوروی استفاده می شده را تشریح نموده است. اطلاعات مربوط به این موضوع در جدول (۷-۱) خلاصه شده است. چکش شمع کوپ VP-1 فقط در يك فرکانس عمل نموده و دارای اجزاء زیر می باشد شکل (۷-۲):

- ۱- بدنه دستگاه نوسان كننده (از يك قاب فلزی با قرقره های خارجی و حلقه هایی در گوشه های فوقانی بمنظور بالاکشیدن دستگاه تشكيل شده است).
- ۲- چهار محور اصلی (که اجرام خارج از محور به آنها نصب است و بوسیله مناسبی به بدنه دستگاه متصل می باشند).
- ۳- يك قاعده مخروطی جهت اتصال شمع به نوسان كننده
- ۴- يك موتور الکتریکی (که به محور چکش دنده و درگیر شده است).

قاعده مخروطی شکل بوسیله برائتهایی به انتهای نوسان كننده متصل می گردد. این مخروط بالای شمع قرار می گیرد که در اثر ارتعاش، موجب فرورفتن شمع می شود.

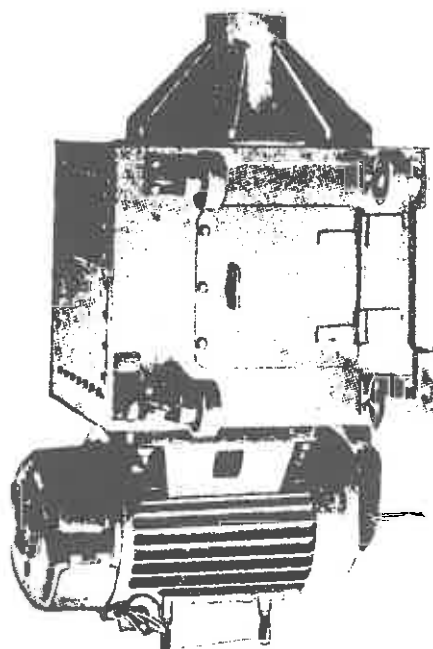
ابعاد چکش	ارتفاع چکش	وزن	لنگر استاتیکی	فرکانس	حداکثر دامنه جابجایی	قدرت ظرفیت شمع
نوع چکش	دریلان	چکش	نیروهای خارج	بستگاه	نیروی محرکه در حالت خلاص	در دست اجرا
	(mm)	(t)	(Kg.Cm)	(r/min)	(t)	(Kw)
					(Cm)	(t)
VP-1	۱۳۰۰ x ۱۲۶۰	۱۶۵۰	۴۰۰	۲۲۰	۱۹	۶۰
VP-2	۹۵۰ x ۹۵۰	۱۲۷۰	-	۴۲۵	۸٫۴	۲۲
VP-3*	۱۵۶۰ x ۱۵۰۰	۲۰۰۰	۷۰۰	۲۶۳۰۰	۴۰٫۸	۱۰۰
VP-160	۱۵۰۰ x ۱۱۸۰	۳۱۰۰	۱۰٫۴	۳۹۰۰۰	۸۰۰-۴۰۰	۱۵۵
				۱۲۰	۹۰۰-۴۵۰	-
				۱۶۰	۱۰۱۰-۵۰۵	-
VP-3**	-	-	-	-	۲۵۰	-

جدول (۷-۱) خصوصیات چکشهای شمع کوب ویرنه مورد استفاده در شوروی سابق

(ه) - همچنین قابل استفاده جهت کوبیدن سپرهای تا وزن ۱۵ تن. در يك مورد پوسته بتنی به طول ۱۵ متر با قطر خارجی ۹۰ سانتی متر و ضخامت ۶ سانتی متر در زمینی از نوع ماسه لای دار بکار رفته است.

(هه) - جهت پوسته های بتن مسلح تا قطر حداکثر ۶ متر و ضخامت ۳۰ - ۱۵ سانتی متر در زمینهای ماسه ای به همراه شن ریزدانه تا عمق ۴۰ متر قابل استفاده می باشد.

چکش VP-160 چکشی با فرکانس عمل پایین و ۸ محور اصلی بوده که قابل استفاده بصورت زوج هایی می باشد. ساختمان این چکش ارتعاشی بگونه ای است که امکان کنترل جداگانه فرکانس ارتعاشات، شدت نیروهای ارتعاشی و گشتاورهای تولیدی را فراهم می سازد. این شمع کوب ارتعاشی برای عملیات همزمان مناسب بوده و بمنظور اجرای سپری به طول ۱۸ متر، قطر ۱٫۸ متر و ضخامت ۱۰ سانتی متر در زمین بکار رفته است.



شکل (۷-۲) شمع کوب VP-۱

جزئیات شمع کوب هیدرولیکی - ارتعاشی MKT در جدول (۷-۲) خلاصه شده است.

مدل	در فرکانس موتور	یگتواخت	میدرولیکی	در فشار	کننده	خارج از محور	جایجایی	در حالت یگتواخت جریان	موتور	عمل	فرکانس وزن
	(t)	(hp)	جریان	(lb)	(in.lb)	(in)	(gal/min)	(Psi)	هیدرولیکی	موتور	محرک
									(%)	(r/min)	(lb)
MKTV-20	۱۰۰٫۶	۲۹۵	۱۶۵۰	۹۰۰۰	۲۶۰۰	۰٫۵۸	۱۱۰	۵۰۰۰	۹۲	۲۰۰۰	۱۰۶۵۰
MKTV-16	۷۸٫۳	۱۶۱	۱۷۵۰	۷۶۰۰	۱۸۰۰	۰٫۴۷	۷۵	۴۰۰۰	۹۲	۱۹۰۰	۹۲۵۰
MKTV-5	۳۰	۵۹	۱۲۵۰	۲۰۰۰	۱۰۰۰	۰٫۵۰	۵۰	۲۷۰۰	۷۵	۲۰۰۰	۵۱۰۰

جدول (۷-۲) خلاصه مشخصات شمع کوبهای هیدرولیکی - ارتعاشی

A.G. Bodine در کالیفرنیا چکش صوتی Bodine را طراحی نمود که قادر است شمع ها را در فرکانس اصلی خودشان بکوبد. ادعا می شود که این سیستم، چکشی با ارتعاش آزاد می باشد. این چکش عملیات شمع کوپی را با راندها بسیار بالا انجام می دهد. در يك مورد، ۲۶ شمع بتنی در مدت ۱۱ ساعت کوبیده شدند. عملیات شمع کوپی با این چکش با عملیات شمع کوپی بوسیله چکشهای بخاری مقایسه شده است. بوسیله يك چکش بخاری شمعی بطول ۲۰٫۱ متر (۶۷ فوت) در مدت ۹۰ دقیقه کوبیده شده است در حالیکه در فاصله حدود ۹ متری از این محل شمع مشابهی به طول ۲۱٫۳ متر (۷۱ فوت) در فاصله زمانی ۴۲ ثانیه کوبیده شده است. شایان ذکر است که در طول این مدت شمع قبلی فقط حدود ۷٫۵ سانتی متر (۳ اینچ) در زمین کوبیده شده است. بافت زمین در این محل از ماسه خیلی ریز تا درشت دانه با مقداری شن به همراه قطعات متراکم لای تشکیل شده است. در يك مورد دیگر، شمع کوپی ارتعاشی يك شمع ۲۲٫۵ متری (۷۵ فوتی) را ۷ بار سریع تر از يك چکش بخاری، که فقط توانسته بود در این فاصله شمع خود را ۳٫۶ متر (۱۲ فوت) در زمین فرو برد، کوبیده است. امتیاز شمع کوب صوتی بر سایر شمع کوبها قابلیت انجام عملیات شمع کوپی با فرکانس های بالا می باشد. این شمع کوب قادر است تا فرکانسهای ۱۰۰ هرتز عمل نماید در حالیکه سایر شمع کوبها در محدوده ۸ تا ۲۲ هرتز بیشتر نمی توانند عمل کنند (از قبیل شمع کوبهای روسی و فرانسوی).

بطور کلی میزان افت انرژی در شمع کوبهای ویریه بمراتب کمتر از شمع کوبهای دیگر متداول می باشد زیرا در نوع اخیر مقدار قابل ملاحظه ای از انرژی ضربه وارده صرف متراکم ساختن قسمتهای واسطه فوقانی، بالشتکهای ارتجاعی انتقال دهنده ضربه به شمع و یا هر دو قسمت اخیر با هم، همچنین غلبه کردن بر نیرو و مقاومت ناشی از اینرسی شمع و بالاخره خنثی ساختن نیروی اصطکاک بدنه شمع و خاک خواهد شد.

بزرگترین و اساسی ترین نقیصه چکشهای ویریه این است که در زمان کوبیدن شمع در زمین نمی توان ظرفیت باربری شمع را تخمین زد. به هرحال این نوع شمع کوبها محبوبیت و کاربرد زیادی در سراسر جهان دارا می باشند.

۳-۷ بار مجاز شمع ها

میزان بار مجاز شمع ها ممکن است به طریق زیر تخمین زده شود.

الف) فرمولهای شمع کوبی

تمامی فرمولهای شمع کوبی جهت تخمین و تعیین میزان بار مجاز شمع‌ها مبتنی بر محاسبه انرژی مصرف شده و انرژی تلف شده در عملیات می باشد. فرض اصلی در این روشها این است که مقاومت شمع در برابر فرورفتن بیشتر در زمین تحت بارهای بهره برداری رابطه ای مستقیم با مقاومت آن در مقابل ضربات ناشی از چکش شمع کوبی دارد.

بنابراین در فرمولهای دینامیکی تعیین بار مجاز شمع‌ها، وزن و سقوط چکش، وزن شمع و میزان فرورفتن شمع تحت هر ضربه چکش مد نظر قرار خواهد گرفت. اتلاف انرژی ممکنست بعلاهای فشرده‌گی و تراکم الاستیک شمع، کلاهد و قسمت‌های فوقانی، خاکهای اطراف شمع و همچنین بعلاهای انرژی شمع به وقوع پیوندد. معه‌ذا در اغلب فرمولهای دینامیکی تعیین بار مجاز شمع‌ها خصوصیات و خواص فیزیکی خاک ح‌ضوری پیدا نمی کند. همچنین تعیین میزان اتلاف انرژی که در واقع مبین مقایمت دینامیکی شمع فرض گردیده بوسیله روابطی تجربی انجام می گیرد. جزئیات مربوط به فرمولهای شمع کوبی در رابطه با تعیین بار مجاز شمع‌ها در اغلب کتابهای پی سازی و طراحی شمع‌ها وجود دارد.

ب) معادله موج

این موضوع بخوبی روشن است که شمع کوبی با يك مسئله ساده ضربه که بوسیله قانون نیوتن قابل تجزیه و تحلیل می باشد متفاوت خواهد بود. در عوض این مسئله انطباق خوبی بر انتشار امواج طولی در داخل يك میله دارد. در فصل سوم ملاحظه شد اگر يك میله که در انتها گیردار و در ابتدا آزاد است تحت اثر يك ضربه چکش واقع شود در امتداد آن يك موج فشاری با سرعت V_r منتشر می گردد بطوریکه:

$$V_r = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

در این رابطه E مدول یانگ مصالح تشکیل دهنده شمع و ρ جرم مخصوص آن می باشد.

این تحلیل مبتنی بر استفاده از معادله موج يك بعدی بوده و با فرض اینکه چکش شمع کوب بر يك بالشتک ارتجاعي واقع بر سر شمع اصابت می نماید انجام می گیرد. در شکل (۲-۷) جزئیات و قطعات واسطه بین چکش و شمع ترسیم گردیده است. البته در این حالت يك بالشتک اختیاری اضافی بین شمع و سری شمع (Pile Cap) در نظر گرفته شده است. مقابل شمع مورد بحث يك سیستم ایده آل

معادل، مرکب از اجرام، فنرها و زائیل کننده ها نیز ترسیم گردیده است.

در این سیستم سری شمع و وزنه چکش به صورت اجرام و بالشتکهای واسطه بصورت فنر در نظر گرفته شده است. خود شمع هم بصورت یک سری اجرام پشت سرهم که به توسط فنرهایی به یکدیگر متصل اند فرض شده است. مقاومت خاک در تماس با شمع هم بصورت یک سری فنر و زائیل کننده متصل به اجرام فوق الذکر که در واقع معرف رفتاری الاستیک و پلاستیک می باشد مشابه سازی شده است. تغییر شکل و یا جابجایی سیستم نسبت به زمان از لحظه ای آغاز و مورد تحلیل قرار می گیرد که وزنه چکش با یک سرعت مشخص سقوط کرده و به بالشتک اصابت می نماید.

در این تحلیل با استفاده از روش تفاوتهای محدود (Finite Difference) معادله انتشار امواج یک

بعدی هنگامی که مقاومت ضای جانبی نیز وجود داشته باشد مورد تحلیل قرار می گیرد:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{E \partial^2 u}{\rho \partial x^2} \pm R = 0 \quad (7-3)$$

با اعمال روش تفاوتهای محدود مقادیر عوامل مختلف در رابطه فوق برحسب تغییر مکانهای المانها

چنین خواهد شد:

$$(7-4)$$

$$\frac{W_m}{g \Delta t^2} [u_{(m,t)} - 2u_{(m,t-\Delta t)} + u_{(m,t-2\Delta t)}] + K_{m-1} [u_{(m,t-\Delta t)} - u_{(m-1,t-\Delta t)}] + K_m [u_{(m,t-\Delta t)} - u_{(m+1,t-\Delta t)}] - R_{(m,t)} = 0$$

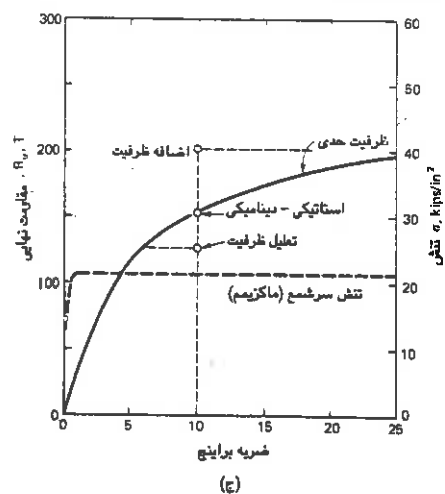
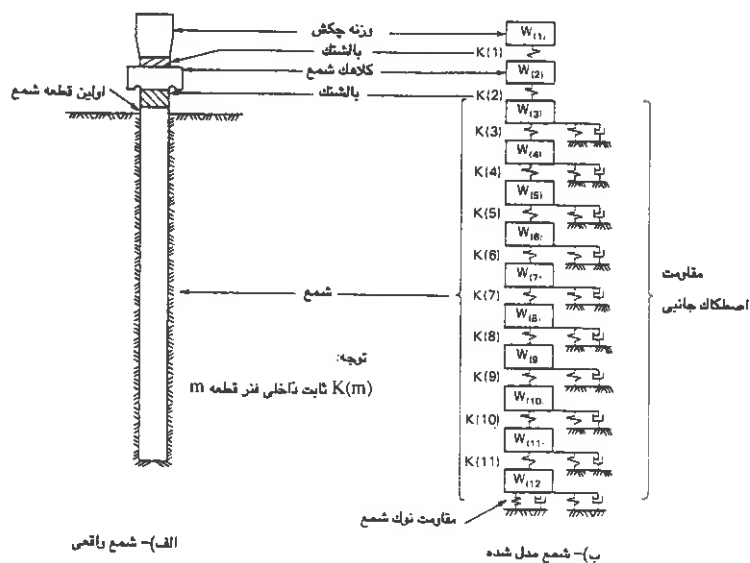
که در این رابطه U عبارتست از تغییر مکان المانهای مربوطه در لحظات زمانی اندیس شده، W_m وزن المان، K سختی فنرهای برگزیده و $R(m,t)$ مقاومت کل خاک (الاستیک و پلاستیک) در زمان t و Δt فاصله زمانی انتخاب شده جهت انجام محاسبات می باشد. مقدار سختی فنرها با در دست داشتن مدول الاستیسیته مصالح شمع، سطح مقطع و طول آن قابل تعیین می باشد. همچنین با در نظر گرفتن یک مدل الاستو-پلاستیک برای رفتار مقاومت - جابجایی خاک مقادیر $R(m,t)$ قابل محاسبه خواهد بود. اگر سطح مقطع شمع در طول آن ثابت و طول المانهای انتخاب شده مساوی باشد مقادیر وزن قطعات و سختی فنرهای میانی با یکدیگر مساوی خواهند بود. ($K_m = AE/L$) جهت دست یابی به نتایج دقیق بهتر است که فواصل زمانی و طول قطعات تقسیم شده شمع حتی المقدور کوچک انتخاب شود تا اینکه سرعت انتشار موج، مقدار نیروها و جابجایی ذرات در طول هر فاصله

انتخاب شده را بتوان ثابت فرض کرد. جهت شمع با مصالح مختلف جدول زیر برای انتخاب فواصل زمانی مناسب پیشنهاد شده است:

نوع مصالح شمع	طول شمع (ft)	فاصله زمانی پیشنهادی (ثانیه)
آهن	۸-۱۰	$\frac{1}{4000}$
چوب	۸-۱۰	$\frac{1}{4000}$
بتن	۸-۱۰	$\frac{1}{3000}$

با در دست داشتن اطلاعات لازم در مورد شمع، مشخصات و خواص زمین مربوطه و در نظر گرفتن فرضیات لازم رابطه فوق برای تمامی قطعات تقسیم شده شمع بسط داده شده و با استفاده از کامپیوتر قابل حل خواهد بود (جزئیات این روش در کتاب طرح و محاسبه پی-Bowles به تفصیل آمده است).

نتیجه بررسی دینامیکی فوق معمولاً بوسیله رسم یک منحنی که در آن مقاومت شمع R_{II} در برابر تعداد ضربات لازم جهت نفوذ یک اینچ طول آن در زمین نشان داده می شود ارائه خواهد شد. مثالی از اطلاعات بدست آمده ناشی از معادله انتشار موج در شکل (۲-۷) آورده شده است. در این حالت یک شمع فلزی از آهن معمولی به قطر ۴۵ (Cm) و ضخامت ۷/۹۴ (Cm) و به طول ۲۲/۵ متر که در طولی معادل ۱۰/۵ متر در زمین درگیر شده است در نظر گرفته شده، برای این شمع فرض بر این بوده است که ۵۰ درصد ظرفیت باربری آن توسط مقاومت کف و ۵۰ درصد دیگر آن توسط اصطکاک جانبی شمع با زمین فراهم گردیده است. منحنی خط پر معرف مقاومت نهایی شمع بر حسب تعداد ضربات در زمان شمع کوبی بوده و منحنی خط چین معرف مقادیر تنشهای ایجاد شده در بالای شمع بر حسب تعداد ضربات می باشد. بعنوان مثال در ۱۰ ضربه بر اینچ ظرفیت باربری نهایی شمع ۱۵۰ تن و تنش حداکثر ایجاد شده در سر شمع تقریباً ۲۱۰۰۰ (Psi) خواهد بود.



شکل (۷-۳) نحوه نمایش شمع جهت محاسبه از روش معادله موج: الف) شمع واقعی ب) شمع ایده آل (مدل شده)

ج) منحنی تغییرات مقاومت نهایی برحسب تعداد ضربات لازم جهت نفوذ یک اینچ بوسیله معادله موج

اگر جهت نفوذ ۱ اینچ ۱۰ ضربه بر شمع وارد کرد دو آزمایش استاتیکی تعیین باربری شمع تا کسبختگی آن انجام گیرد، سه حالت ممکنست بوجود آید. در حالت نخست ظرفیت باربری نهایی بدست آمده نیز ممکنست همان ۱۵۰ (T) باشد در این حالت نقطه مربوطه بر روی منحنی بدست آمده از تحلیل دینامیکی، واقع شده و ظرفیت دینامیکی محاسبه شده با ظرفیت استاتیکی آن یکسان است.

۲ حالت دیگر مربوط به تغییرات خواص خاکهای اطراف شمع در اثر عملیات شمع‌کوبی است. در مورد اغلب خاکها ظرفیت استاتیکی بدست آمده بالاتر از مقدار محاسبه شده دینامیکی آن بوده و به اصطلاح اضافه ظرفیت (Freeze) رخ می‌دهد. در مثال فوق الذکر نقطه ای نشان داده شده که ظرفیتی حدود ۲۰۰ تن خواهد داشت یعنی معادل ۵۰ تن اضافه ظرفیت دارا می‌باشد. حالت سوم وقتی است که جواب آزمایش استاتیکی پایین‌تر از مقدار محاسبه شده دینامیکی بوده و به اصطلاح تقلیل ظرفیت (Relaxation) رخ می‌دهد. در شکل فوق نقطه دیگری نشان داده شده است که ظرفیتی معادل ۱۲۵ تن تقلیل ظرفیت دارا خواهد بود. ذکر این نکته ضروریست که معمولاً نتایج بدست آمده از تحلیل و محاسبات دینامیکی شمع‌ها با روش انتشار امواج بعنوان مبنایی جهت تعیین و تعریف مقدار تقلیل و یا اضافه ظرفیت باربری احتمالی شمع‌ها استفاده می‌شود.

فرمولهای استاتیکی شمع‌ها

براساس فرمولهای استاتیکی، ظرفیت باربری شمع‌ها از مقاومت و باربری کف شمع و مقاومت ناشی از اصطکاک جدار شمع با زمین تشکیل می‌گردد. مقادیر مربوط به اصطکاک جانبی شمع‌ها و خاک برای خاکهای مختلف براساس مشاهدات و مطالعات تجربی تعیین گردیده و بصورت جداولی در اغلب کتابهای پی‌سازی آورده شده است. ظرفیت باربری کف شمع‌ها هم براساس رابطه پیشنهادی ترزاقی در مورد محاسبه ظرفیت باربری پی‌های کم عمق تعیین می‌گردد. نظر به اینکه شمع‌ها همگی پی‌های عمیق بوده که کف آنها در عمق قابل ملاحظه‌ای واقع شده است استفاده از رابطه ترزاقی که جهت پی‌های سطحی و کم عمق معتبر است نمی‌تواند جواب واقع بینانه‌ای بدهد و تنها بصورت تقریبی قابل استناد خواهد بود.

آزمایشات نفوذ مخروط

در آزمایشات نفوذ در خاک یک مخروط فلزی بوسیله بارهای استاتیکی و یا دینامیکی در داخل زمین نفوذ می‌کند. این مخروط معمولاً به انتهای یک میله هم قطر متصل بوده و با کوبیدن متناوب مخروط و میله به داخل زمین مقاومت کف و مقاومت اصطکاکی جدار میله با خاک بر واحد سطح تخمین زده خواهد شد.

آزمایش بارگذاری شمع ها

آزمایش بارگذاری روی شمع های کوبیده شده بدلائل مختلف ضرورت داشته و بهترین روش جهت تعیین بار مجاز شمع ها می باشد. آزمایش بارگذاری روی شمع های کوبیده براساس استانداردهای هندوستان به نام تست معمول شمع ها نامیده می شود زیرا با آزمایش اولیه ای که روی شمع ها انجام می شود تفاوت دارد. در آزمایش معمول شمع ها يك شمع تا ۱ بار برابر ظرفیت باربری تخمینی آن بارگذاری خواهد شد (ظرفیت مجاز منظور است). بار بوسیله جکهای هیدرولیکی وارد شده و نشستها مرتباً قرائت می گردد. اگر بار وارده سیکی یا دینامیکی باشد مقدار تغییر مکان الاستیک یا برگشت پذیر شمع در انتهای هر سیکل نیز ثبت می گردد. آنگاه نشست خالص که مابه التفاوت تغییر مکان کلی و تغییر مکان الاستیک می باشد محاسبه خواهد شد. بار مورد نظر به مقادیر مساوی در حدود $\frac{1}{6}$ بار مجاز مطمئن تقسیم گردیده و به تدریج بر شمع وارد می گردد. مقدار بار وارده در هر مرحله تا مادامی که مقدار نشست شمع از ۰.۰۲ میلی متر در ساعت بیشتر نباشد ثابت نگه داشته می شود.

مقدار بار مجاز مطمئن که فوقاً اشاره شد براساس استانداردهای هندوستان کمترین مقدار از بین دو مقدار زیر می باشد:

۱- $\frac{1}{6}$ باریکه موجب نشست کلی ۱۲ میلی متر شمع می گردد مگر اینکه برای پروژه خاصی نشست مجاز بیشتر از این مقدار در نظر گرفته شده باشد.

۲- $\frac{1}{6}$ باریکه موجب نشست خالص ۶ میلی متر گردد مگر اینکه نشست بیشتری مجاز باشد.

۴-۷ اثر ارتعاشات بر شمع ها

هنگامی که يك توده ماسه تحت ارتعاش قرار گیرد از حجم حفره های هوا کاسته شده و وزن مخصوص این توده افزایش خواهد یافت. در مورد ماسه اشباع در زیر سطح آب این افزایش وزن مخصوص منجر به خروج آب از لابلای ذرات شده و چنانچه سرعت خروج آب با سرعت افزایش وزن مخصوص یکسان نباشد این امر باعث تقلیل تنشهای مؤثر خاک خواهد شد. کوبیدن شمع در زمین موجب اعمال تنش های اضافی بر خاک خواهد شد. اگر این شمع تحت اثر ارتعاشات نیز باشد احتمال وقوع نشستهای مفرط نیز می رود. به منظور مطالعه اثر ارتعاشات بر

شمع‌ها آزمایشاتی روی شمع‌های کوبیده شده در داخل ماسه بعمل آمده است. ابتدا روی این شمع‌ها بار استاتیکی معینی وارد شده و سپس در حالیکه بار استاتیکی بر شمع وارد می‌شود آن را تحت ارتعاش قرار داده‌اند. ویراتور مورد استفاده يك صفحه فلزی به قطر ۳۰ سانتی متر و ضخامت ۲٫۵ سانتی متر بوده که با يك خروج از مرکزی معادل ۲٫۵ سانتی متر بر بالای شمع نصب شده است. سرعت ویراتور بین ۴۰۰ تا ۳۰۰۰ دور دقیقه قابل تغییر بوده است. این شمع تحت فرکانس طبیعی خود که به تجربه ۵۰۰ دور در دقیقه به دست آمده بود مرتعش گردیده و بار استاتیکی اعمال شده بر شمع به ترتیب ۶۱ و ۱۲۱ کیلو پاند بوده است. در این آزمایشات ملاحظه گردید که سرعت نشست شمع تحت اثر بار استاتیکی بزرگتر چندین برابر سرعت نشست آن تحت بار استاتیکی کوچکتر می‌باشد.

آزمایشات دیگری روی مدلهایی از شمع‌های قائم که در ماسه با تراکم نسبی ۲۳ درصد کوبیده شده بعمل آمده است.

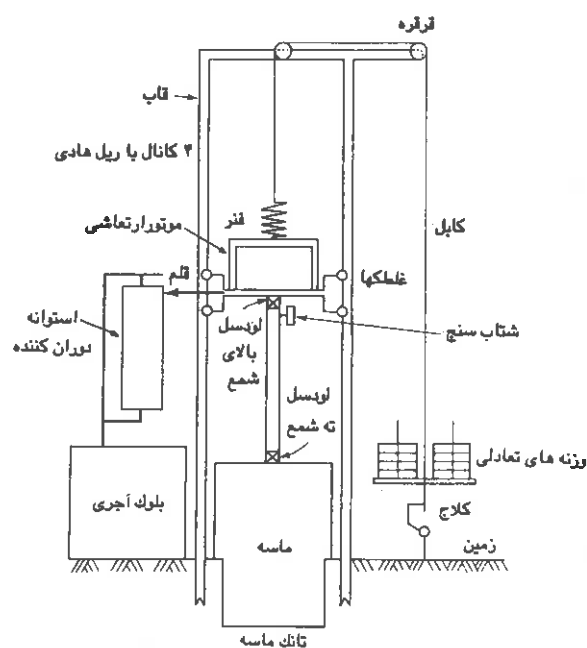
شمعها ابتدا تحت يك بار استاتیکی کششی قرار گرفته و سپس تانکی که ماسه و شمع‌ها در آن قرار دارد با فرکانسهای ۲٫۳ و ۵٫۲ هرتز به ارتعاش درآمده است. در این مطالعات ملاحظه شد که مقدار سیکلهای لازم جهت بیرون کشیدن شمع‌ها به مقدار معین (۲ سانتی متر) با افزایش مقدار بار استاتیکی کششی اولیه و همچنین با افزایش شتاب حرکت ارتعاشی تقلیل می‌یابد.

مطالعات سیستماتیک دیگری روی شمع‌ها جهت مطالعه میزان نفوذ آنها تحت ارتعاشات قائم انجام گرفته است. مدلی از شمع به قطر ۶ (Cm) و طول ۱۶۰ (Cm) ابتدا تحت بار استاتیکی معینی قرار داده شد سپس بر این شمع ارتعاشات قائم توسط يك نوسان کننده، که با وزنه‌هایی در تعادل می‌باشد و قادر به ایجاد ارتعاش با فرکانسهای مختلف می‌باشد اعمال گردیده است (شکل ۴-۷).

متغیرهای مهم و مؤثر در رفتار شمع تفکیک گردیده و مقدار نفوذ شمع و همچنین ظرفیت باربری آن قابل تعیین بوده است. این آزمایشات نقش ارتعاش را در ایجاد نشست شمع بخوبی روشن نموده است. زلزله معمولاً موجب اعمال بار جانبی بر شمع خواهد شد. انرژی وارد شده به ساختمان در اثر زلزله ممکن است توسط تغییرشکلهای الاستیک و پلاستیک ساختمان، پی‌ها و احیاناً شمع‌ها جذب شود.

بارهای خروج از مرکز ممکنست بر شمع‌ها وارد گردند. بارهای جانبی سازه‌ها از طریق سرشمع‌ها به شمع‌ها و سپس به زمین منتقل خواهند شد. شمع‌ها بایستی در این مواقع از نظر

پایداری در برابر اینگونه بارها کنترل شوند. بارهای قائم همواره روی شمع ها وجود داشته و اگر طول آزاد شمع قابل ملاحظه باشد خمش ایجاد شده در شمع ها ممکنست افزایش یافته و حتی گاهی موجب کمانه کردن شمع گردند. در نتیجه در چنین مواردی کمانش و رفتار مشابه با تیر و ستون شمع ها از اهمیت خاصی برخوردار خواهند بود. بنابراین مشابه آنچه که جهت مقاوم نمودن پی های کم عمق منفرد در مقابل زلزله بیان شد در اینجا نیز لازم است که شمع های منفرد در زیر ساختمان بوسیله یک سری تیرهای افقی کلاف کشی شده و به یکدیگر متصل گردند.



شکل (۷-۴) نحوه مطالعه تجربی نفوذ یک شمع در خاک تحت اثر ارتعاشات قائم

شمع ها ممکنست جهت پی ماشین آلات در زمین هایی که مقاومت کمی دارند مورد استفاده قرار گیرند. حضور چنین شمع هایی موجب تغییر خواص الاستیک سیستم خاک و پی گردیده و در نتیجه فرکانس طبیعی و دامنه حرکات تحت تأثیر قرار خواهند گرفت. در تمامی مسائل مربوط به ارتعاش بایستی سعی گردد که از تشدید جلوگیری شود در نتیجه فرکانس طبیعی سیستم خاک و شمع بایستی ارزیابی و تعیین گردد. در قسمتهای زیر عکس العمل شمع ها در برابر بارهای جانبی ابتدا

بررسی شده، سپس فرکانس طبیعی سیستم خاک و شمع، تجزیه و تحلیل دینامیکی سیستم و طرح شمع‌ها در مقابل زلزله مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت.

۷-۵ روش معمول بررسی و تحلیل شمع‌های تحت بارهای جانبی

بطور کلی در اینگونه روش‌ها مقاومت خمشی شمع‌ها صرف‌نظر می‌گردد. دو حالت متمایز ممکنست پیش آید:

الف) شمع‌های تحت اثر لنگر

این روش مبتنی بر فرضیات زیرمی باشد:

- ۱- سر شمع بصورت صلب می باشد.
- ۲- بار وارد بر هر شمع در اثر لنگر مربوطه متناسب با فاصله آن شمع از مرکز ثقل گروه شمع‌ها می باشد.
- ۳- میزان نشست هر شمع متناسب با مقدار بار وارده بر آن شمع می باشد.

در شکل (۷-۵) یک گروه شمع نشان داده شده است که تحت تأثیر بار قائم ΣV در مرکز ثقل و همچنین گشتاور ΣM می باشد. عکس العمل ایجاد شده در هر شمع در اثر بار قائم و لنگر مربوطه در اشکال پائینی بصورت مجزا و همچنین بصورت مجموع آورده شده است. توزیع مشابهی قابل انجام است اگر بار متمرکز ΣV دارای خروج از مرکزی e باشد بطوریکه:

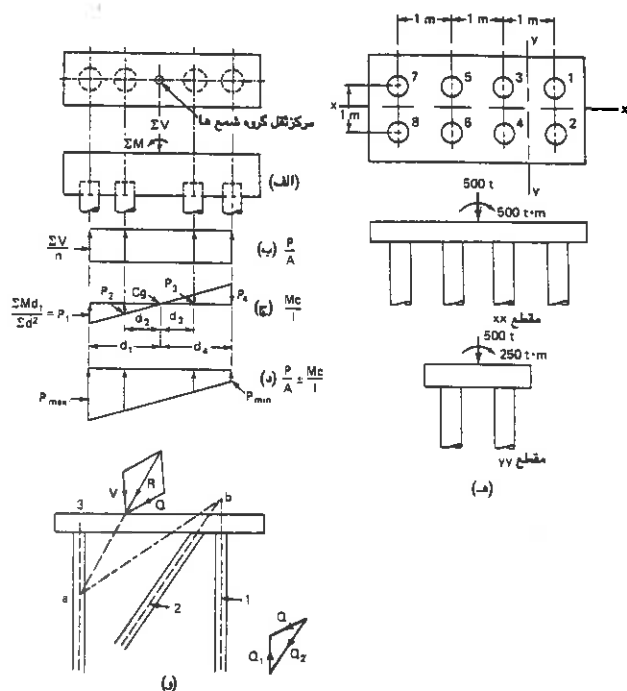
$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \quad (7-5)$$

جهت برقراری تعادل استاتیکی Σ لنگرها $= 0$ بنابراین:

$$\Sigma M = P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 + P_4 d_4 \quad (7-6)$$

از آنجایی که توزیع خطی برای بارها در نظر گرفته شده است:

$$\frac{P_1}{d_1} = \frac{P_2}{d_2} = \frac{P_3}{d_3} = \frac{P_4}{d_4} \quad (7-7)$$



شکل (۷-۵) نحوه محاسبه عکس العمل هر شمع در گروه شمع ها در شرایطی که بار قائم و لنگر توأماً وجود دارد.

الف: مقطع قائم گروه شمع ها (ب): توزیع بارها ناشی از بار قائم (ج): توزیع بارها ناشی از لنگر

د: برآیند بارهای مهم هر شمع (ه): حل مسئله (۷-۱)

و: نحوه تعیین سهم بار هر شمع در گروه به هنگام وجود شمع مایل.

و یا اینکه:

$$P_2 = P_1 \frac{d_2}{d_1}, P_3 = P_1 \frac{d_3}{d_1}, P_4 = P_1 \frac{d_4}{d_1}$$

الف (۷-۸)

اگر بجای P_2, P_3, P_4 مقادیرشان را برحسب P_1 در معادله $\Sigma M=0$ قرار دهیم:

$$\Sigma M = P_1 \left(\frac{d_1^2}{d_1} + \frac{d_2^2}{d_1} + \frac{d_3^2}{d_1} + \frac{d_4^2}{d_1} \right)$$

ب (۷-۸)

$$P_1 = \frac{\Sigma M}{\Sigma d_i^2} \text{ و یا } P_n = \frac{\Sigma M}{\Sigma d_i^2} d_n$$

ج (۷-۸)

در رابطه اخیر n عبارتست از تعداد شمع هایی که جهت تعیین مقاومت کلی بایستی در نظر گرفت

اگر ممان $\Sigma M'$ در جهت صفحه دیگری وارد شود این موضوع قابل اثبات است که بطور مشابه:

$$P'_m = \frac{\Sigma M' d'_m}{\Sigma d_j'^2} \quad (۷-۸) \quad \text{د}$$

که در آنجا m عبارتست تعداد شمع هادرامتداد صفحه دیگر و d'_m عبارتست فاصله شمع از مرکز ثقل گروه شمعها.

عکس العمل کلی ایجاد شده در هر شمع در اثر بار قائم و لنگرهای مربوطه چنین خواهد بود:

$$p = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{\Sigma M}{\Sigma d_i'^2} d_n \pm \frac{\Sigma M'}{\Sigma d_j'^2} d'_m \quad (۷-۹)$$

مسئله (۷-۱)

گروه شمع های نشان داده شده در شکل (۷-۵-هـ) تحت اثر بار متمرکز ۵۰۰ تن و گشتاورهای ۵۰۰ و ۲۵۰ تن - متر می باشد مقادیر ماکزیمم و می نیمم بارهای وارده بر شمع ها را حساب کنید.

حل

عدد n در این مورد ۸ می باشد که عبارتست از کل شمع های برنده بار قائم، بعلت وجود محور تقارن در دو جهت x و y چنین می توان نوشت:

$$\Sigma d_i'^2 = 2(0.5^2 + 1.5^2) = 10 \quad \text{m}^2$$

$$\Sigma d_j'^2 = 4(0.5^2) = 2 \quad \text{m}^2$$

شمع شماره ۱ تحت اثر بیشترین مقدار از بار خواهد بود:

$$P_1 = \frac{500}{8} + \frac{500 \times 1.5}{10} + \frac{250 \times 0.5}{2}$$

$$P_1 = 62.5 + 75 + 62.5 = 300 \quad \text{تن} \quad \text{فشار}$$

شمع شماره ۸ تحت اثر کمترین مقدار بار خواهد بود:

$$P_8 = \frac{500}{8} - \frac{500 \times 1.5}{10} - \frac{250 \times 0.5}{2} = -75 \quad \text{تن} \quad \text{کشش}$$

البته این موضوع فرض شده است که تمامی شمع ها لنگرها و بارهای وارده را بصورت فشار و کشش تحمل نموده و خمشی در آنها ایجاد نمی گردد. همچنین تغییر مکانهای جانبی گروه شمع ها در نظر گرفته نشده است.

ب) شمع های تحت اثر بارهای جانبی

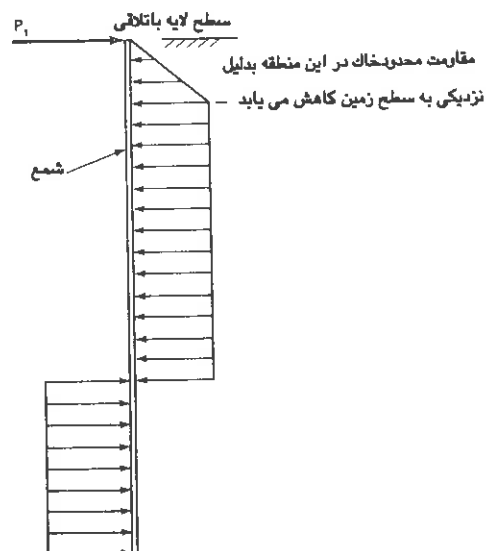
از آنجایی که همواره فرض بر این است که شمع ها بارهای وارده را یا بصورت فشار و یا کشش تحمل نموده و خمشی در آنها ایجاد نخواهد شد در مواردی که بارهای وارده علاوه بر قائم بصورت جانبی نیز وارد گردند لازمست بعضی از شمع ها در گروه شمع مایل باشند. براساس روش گرافیکی کولمن شمع ها بر مبنای شبیهایشان مجتمع می شوند. این موضوع همچنین فرض شده است که شمع ها در هر گروه بارهای محوری یکسان تحمل می کنند. قدمهای زیر جهت آنالیز گروههای شمع بایستی برداشته شود:

- ۱- شکل و موقعیت پی و شمع ها با مقیاس مناسبی رسم گردد. شکل (۵-۷-۳)
 - ۲- محور هر گروه موازی شمع ها بایستی ترسیم شود.
 - ۳- برآیند کلیه نیروهای خارجی وارده بر پی باید تعیین و رسم گردد. این برآیند (R) محور گروه ۳ شمع را در نقطه a قطع می نماید.
 - ۴- نقطه a به b وصل شود. نقطه b محل تقاطع محورهای گروه ۱ و ۲ شمع ها می باشد.
 - ۵- نیروی برآیند R بایستی به دو مؤلفه Q و V تجزیه شود. مؤلفه Q به موازات امتداد ab و نیروی V قائم می باشد.
 - ۶- گروه ۳ شمع ها تحت اثر بار قائم V بوده و برای این بار محاسبه خواهد شد.
 - ۷- نیروی Q باید اکنون به دو مؤلفه Q_1 و Q_2 تجزیه شود. نیروی Q_1 به موازات شمع های گروه ۱ و نیروی Q_2 به موازات شمع های گروه ۲ خواهد بود.
- اگر شمع های بکار رفته در یک پی بیشتر از سه امتداد داشته باشند، مؤلفه ها و نیروهای هر مرحله بایستی تجزیه های بیشتری شوند. در تحلیل فوق از مقاومت خاک در برابر بارهای افقی و همچنین ظرفیت باربری شمع ها در تحمل خمش صرف نظر شده است. بهمین دلیل این روش با واقعیت تطابق نخواهد داشت. روش واقعی تری از شمع های تحت بار جانبی که در آن عکس العمل مابین خاک و شمع نیز در نظر گرفته خواهد شد ذیلاً تشریح می گردد.

۶-۷ رفتار یک شمع قائم تحت بارهای جانبی

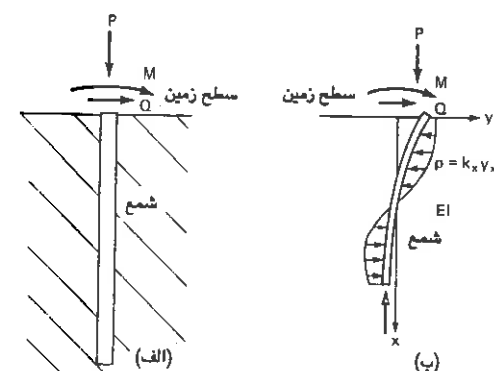
در نوع بررسی جهت مسائل شمع های تحت بارهای جانبی معمولست که در مردوی آنها از روش آنالیز محدود و یا روش الاستیک استفاده می شود.

در روش آنالیز محدود فرض بر این است که مقاومت ماکزیمم خاک در برابر شمع عمل می نماید مطابق شکل (۶-۷). در این روش مقاومت خاک در عمق شمع ثابت گرفته شده و فرض می شود که شمع به اندازه کافی تغییر شکل جانبی می دهد تا موجب بسیج کامل نیروی مقاومت خاک در امتداد طول خود گردد. مقاومت خاک ممکنست در اثر تغییرشکلهای بزرگ شمع تجهیز شود. بنابراین در بارهای کوچک نوعی از تحلیل الاستیک مطلوب می باشد.



شکل (۶-۷) مثالی از دیاکرام عکس العمل شمع و خاک در روش آنالیز محدود

در شکل (۷-۷) وضعیت تغییر شکل یافته یک شمع به همراه مقاومت و عکس العمل خاکهای اطراف شمع برای تغییرشکلهای کوچک نشان داده شده است. یک شمع تحت اثر بارهای جانبی معمولاً مانند تیری که روی یک پی ارتجاعی واقع است مورد بررسی قرار می گیرد شکل (۷-۸).



شکل (۷-۷) الف: بارهای شمع ب: مقاومت خاک و تغییر شکل شمع

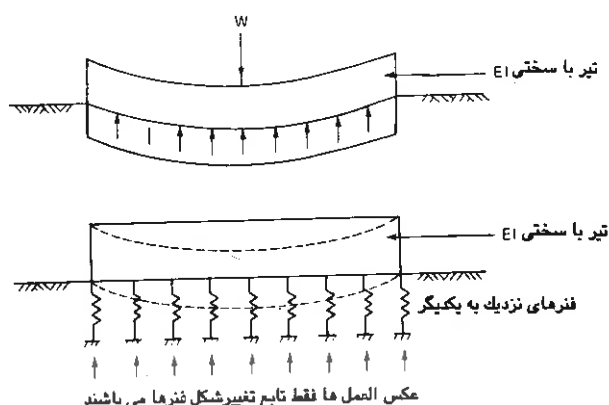
در یک محیط ارتجاعی واقعی عکس العمل p خاک و تغییر شکل y تیر در یک نقطه معین متأثر از عکس العمل و تغییر شکل تمامی نقاط دیگر تیر خواهد بود. براساس یک فرض ساده تر محیط الاستیک خاک با یک سری از فنرهای الاستیک، مستقل و بی نهایت نزدیک به یکدیگر قابل جایگزین است.

سختی این فنرها را می توان چنین نوشت:

$$K = \frac{P(\text{Kg / Cm})}{y(\text{Cm})} \quad (7-10)$$

سختی K همچنین به نام مدول عکس العمل بستر نیز خوانده می شود. در مسائل مربوط به شمع ها، شمع به حالت عمودی برده و عکس العمل خاک روی شمع بصورت افقی می باشد. برای این حالت سختی K مدول عکس العمل افقی بستر نیز نامیده می شود. مقدار K از رابطه تجربی زیر قابل محاسبه است.

$$k_x = k_h \left(\frac{X}{L_s} \right)^n \quad (7-11)$$



شکل (۷-۸) نحوه ایده آل سازی Winkler در رابطه با تیربرداری پی ارتجاعی

که در آنجا:

$$K_h = \text{مقدار } K \text{ در نوك شمع}$$

$$X = \text{طول هر نقطه در امتداد شمع}$$

$$n = \text{ضریبی کوچکتر، مساوی و یا بزرگتر از یک}$$

$$L_s = \text{طول شمع}$$

ترزاقی پیشنهاد کرده است که برای ماسه $n=1$ و برای رس های متراکم $n=0$ گرفته شود. گرچه اظهاراتی وجود دارد که مقدار $n=1$ برای ماسه مناسب تر می باشد. برای رس هم احتمالاً مقادیر بزرگتر از صفر واقع بینانه تر است.

برای شمع های صلب مقدار تجربی ۰.۱۵ برای n توصیه شده است.

اگر $n=1$ باشد

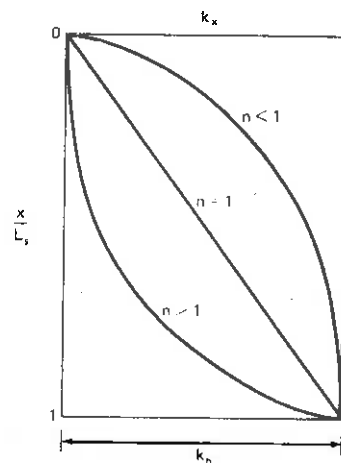
$$K_x = \frac{K_h}{L_s} x = n_h x \quad (7-12)$$

که در آن n_h مدول ثابت عکس العمل افقی بستر نامیده می شود شکل (۷-۹).

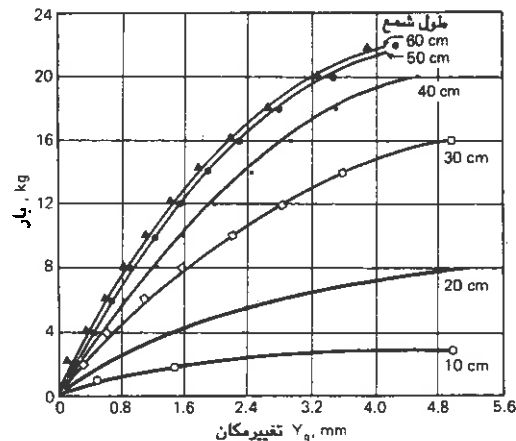
افزایش مقدار K با عمق در خاکهای غیرچسبنده، رسهای بطور نرمال تحکیم یافته و سیلتها ممکن است به دودلیل باشد. یکی اینکه خاکها گاهی به علت فشار بار اضافی و سربار، شکل گیری

طبیعی و پدیده تحکیم افزایشی در مقاومتشان نشان می دهند و دیگر اینکه تغییرشکلهای شمع ها تحت يك بار معین با عمق تقلیل می یابد در نتیجه مدول الاستیک عكس العمل معادل خاک در اثر تقلیل تغییرشکل شمع تمایل به افزایش خواهد داشت.

تعدادی آزمایش بارگذاری افقی در ۵ سانتی متری سطح ماسه روی مدلهایی از شمع به طولهای ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ سانتی متری انجام گرفته است. مقدار تغییرشکل این شمع ها در سطح زمین به ازاء مقادیر مختلف بار اعمال شده در منحنی های شکل (۷-۱۰) نشان داده شده است. این امر بخوبی از روی نتایج آزمایشات مشهود است همچنانکه طول شمع ها افزایش پیدا می کند برای يك سطح مقطع ثابت و تحت يك مقدار معین بار، مقدار تغییرمکان شمع در سطح زمین تقلیل می یابد. این تقلیل تغییرمکان ابتدا بسیار سریع و قابل ملاحظه می باشد ولی بعد از يك طول معین سرعت تقلیل بسیار کند شده و از آن به بعد در واقع نوع مصالح تأثیری در تغییرمکان ها نخواهد داشت. این طول معین که بوسیله L_n نشان داده می شود طول بی نهایت (طول مشخصه یا نامحدود) شمع نامیده می شود. این طول مسلماً تابعی از سختی شمع (EI) و سختی خاک (K) خواهد بود. هرچه مقدار سختی شمع بزرگتر باشد L_n بزرگتر و هرچه سختی زمین بیشتر باشد L_n کوچکتر خواهد بود.



شکل (۷-۹) تغییرات مدول خاک با عمق



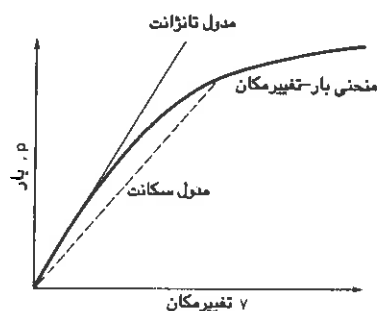
شکل (۷-۱۰) تغییرات بار جانبی بر حسب تغییر مکان در گریدهای مختلف طول شمع

مفهوم یک شمع به طول نامحدود از شکل (۷-۱۰) نیز قابل استنتاج است. بعلاوه اینکه عکس العمل خاک در واقع در اثر تغییر مکان شمع ایجاد می‌گردد این موضوع مسلم است که برای یک شمع با مقطع مشخص و تحت بار معین یک طول مشخصه ای وجود خواهد داشت که ماوراء آن تغییر مکانهای شمع ناچیز و قابل اغماض است این طول همان طول نامحدود L_{∞} خواهد بود.

تصور این امر ساده است که تغییر مکان y_x تحت بار معین و در عمق x به علت حرکت و جابجایی و انحنای با افزایش سختی شمع (EI) تقلیل می‌یابد درحالی که عوامل دیگر ثابت می‌مانند. اگر شمع به اندازه کافی صلب باشد بطوریکه تغییر مکان آن بعلاوه انحنای شمع در مقایسه با حرکت جسم صلب قابل اغماض باشد شمع به نام تیرچه (Pole) یا شمع صلب نامیده می‌شود. راه حل‌های تئوری در همین فصل ارائه خواهد شد تا براساس آنها بتوان شمع‌ها را بعنوان نامحدود و یا صلب دسته‌بندی کرد.

روابط تنش - تغییر شکل و بار - تغییر شکل در مورد خاکها عموماً غیرخطی می‌باشند شکل (۷-۱۱)، برای بارهای کمتر از $\frac{1}{2}$ تا نصف بار گسیختگی (نهایی) منحنی بار-تغییر شکل را به صورت مناسب می‌توان با مدل تانژانت بیان نمود. برای بارهای بزرگتر استفاده از مدل سکانت مناسب‌تر می‌باشد. مدل سکانت وابسته به مقدار بار است. بنابراین کاربرد تئوری الاستیسته خطی جهت حل مسائل شمع‌ها بصورت راه حل قطعی و واقعی تجویز نمی‌گردد. معیناً به منظور

رعایت رفتار غیرخطی بین تغییر مکان شمع و بار وارده و یا اینکه رابطه بین مقاومت خاک و تغییر مکان شمع دو نوع راه حل ممکنست ارائه شود:



شکل (۱۱-۷) منحنی نمونه تنش - تغییر شکل خاک

۱- کاربرد تکراری تئوری الاستیسته مبنی عمل قرار گیرد. در این متد مدول مقاومت خاک در هر مورد از آزمون روش می تواند طوری تنظیم و اصلاح شود که مابین رفتار پیش بینی شده خاک و رابطه بار- تغییر مکان یک شمع الاستیک سازگاری قابل قبولی برقرار شود.

۲- رابطه بین مدول تانژانت و مدول سکانت می تواند برحسب میزان تغییر شکل نسبی تعریف و بیان شود همچنانکه در فصل چهارم مدول برشی خاک را بدین طریق بیان کردیم. معیذا مقادیر تغییر شکل نسبی خاک در امتداد طول شمع تعریف و مشخص نشده است و مقادیر قابل ملاحظه ای تحقیق لازمست تا این موضوع روشن شود. در قسمت آتی راهنمایی هایی جهت مقادیر n_H, K_x که در عمل می تواند مورد استفاده قرار گیرد ارائه خواهد شد. در هر مورد مقادیر محاسبه شده نهایی تغییر مکان و ممانها آنقدر حساس نیستند که به ازاء مقادیر مختلف مدول خاک تغییر نمایند.

۷-۷ بررسی شمع های واقع در خاکهای غیرچسبنده

در شکل مقابل یک شمع به طول L_p و سختی EI نشان داده شده است. عمق x از سطح زمین به طرف پایین در نظر گرفته شده و در بالای شمع ممان M_p و برش Q_p در جهات مثبت اثر داده شده است. تغییرات مدول خاک با عمق نیز چنین در نظر گرفته شده است:

(۷-۱۲) الف

$$K_x = n_h x$$

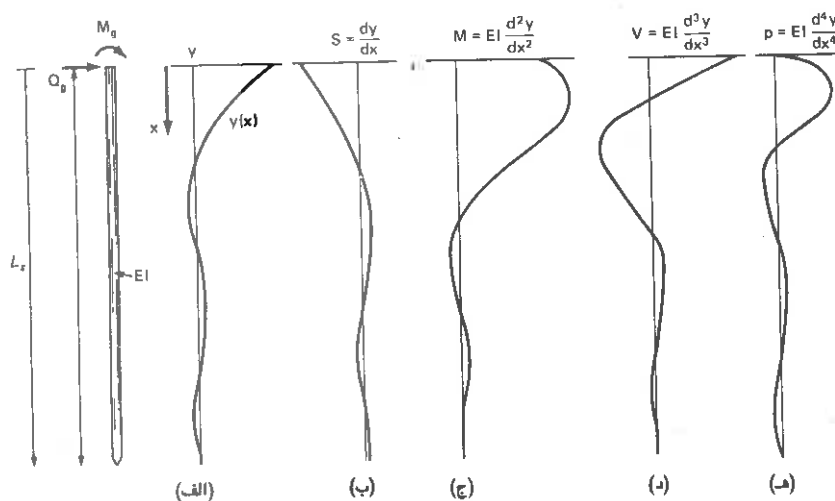
شکل (۷-۱۲-الف) منحنی تغییرات خمین (جابجایی) شمع را در عمق آن y_x نشان می‌دهد. مادامیکه چنین منحنی در دست باشد با مشتق گیریهای متوالی می‌توان تغییرات لنگر، نیروی برشی، و عکس العمل خاک را به دست آورد که این منحنی‌ها در اشکال (۷-۱۲-ج، د و ه) آمده است. عواملی که تغییر مکان y_x شمع به آنها وابسته است، عبارت از El ، Q_g ، M_g ، شمع K_x ، خاک L_s ، x و بالاخره طول مشخصه یا طول نامحدود (L_a) شمع می‌باشند.

در عمل معمولاً به جای L_a کمیتی به نام T که فاکتور نسبی سختی نام دارد مورد استفاده قرار می‌گیرد. T از جنس طول بوده و با L_a رابطه زیر را دارد:

$$T = \frac{L_a}{\lambda} \quad (۷-۱۳)$$

که در آن λ عدد صحیح مثبت می‌باشد. بنابراین می‌توان چنین نوشت:

$$y(x) = y(x, T, L_s, K, El, Q_g, M_g) \quad (۷-۱۴)$$



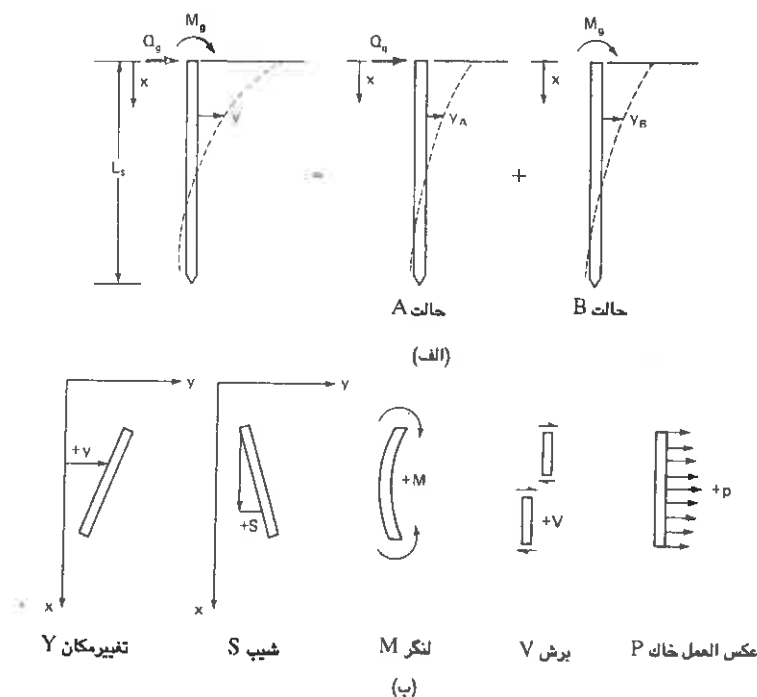
شکل (۷-۱۲) شمعی به طول L_s تحت تاثیر نیروی Q_g و لنگر M_g بصورت کامل در خاک قرار دارد. الف: تغییر مکان شمع y

ب: شیب $\frac{dy}{dx}$ ج: لنگر $El \frac{d^2y}{dx^2}$ د: برش $El \frac{d^3y}{dx^3}$ ه: عکس العمل خاک $El \frac{d^4y}{dx^4}$

اگر مقدار تغییرمکانهای حاصله در شمع کوچک بوده و رفتار شمع را ارتجاعی در نظر بگیریم از اصل اجتماع اثر قوا می توان استفاده نمود. بنابراین اثر نیروی برشی خارجی Q_g و لنگر M_g را می توان بصورت مجزا بررسی و سپس با یکدیگر تلفیق نمود. اگر Y_A مبین تغییرمکان شمع در اثر اعمال بار جانبی Q_g و Y_B تغییرمکان همان شمع در اثر اعمال لنگر M_g باشد شکل (۷-۱۳)، تغییرمکان کل چنین خواهد شد:

$$Y = Y_A + Y_B$$

(۷-۱۵)



شکل (۷-۱۳) الف: استفاده از اصل اجتماع اثر قوا در بررسی یک شمع تحت بار جانبی ب: علامت قراردادی

علاوه بر موضوع فوق موضوع مهم تر در این رابطه نسبتهای Y_A/Q_g و Y_B/M_g می باشند که در راه حل های الاستیک مورد استفاده قرار می گیرند. این نسبتها برای حالات A و B به ترتیب چنین می باشند:

$$\frac{Y_A}{Q_g} = f_A(x, T, L_s, K, EI)$$

(۷-۱۶) الف

$$\frac{Y_B}{M_g} = f_B(x, T, L_s, K, EI)$$

(۷-۱۶) ب

که در آنجا f_A و f_B دو تابع مختلف از یک سری متغیر می‌باشند. در هر حالت ۶ پارامتر با دو بعد (طول و نیرو) می‌باشند. در نتیجه می‌توان چهار گروه از فاکتورهای مستقل و بدون بعد تشکیل داد. این فاکتورها در هر حالت چنین می‌باشند:

برای حالت A:

$$\frac{y_A EI}{Q_g T^3}, \frac{x}{T}, \frac{L_s}{T}, \frac{KT^4}{EI} \quad \text{الف (۷-۱۷)}$$

برای حالت B:

$$\frac{y_B EI}{M_g T^2}, \frac{x}{T}, \frac{L_s}{T}, \frac{KT^4}{EI} \quad \text{ب (۷-۱۷)}$$

هرکدام از فاکتورهای بدون بعد فوق را می‌توان با علائم و نامهای زیر بیان نمود:

ضریب عمق

$$\frac{x}{T} = z \quad \text{(۷-۱۸)}$$

ضریب عمق ماکزیمم

$$\frac{L_s}{T} = z_{\max} \quad \text{(۷-۱۹)}$$

تابع مدول خاک

$$\frac{KT^4}{EI} = \phi(z) \quad \text{(۷-۲۰)}$$

ضریب تغییر مکان برای حالت A

$$\frac{y_A EI}{Q_g T^3} = A_y \quad \text{(۷-۲۱)}$$

ضریب تغییر مکان برای حالت B

$$\frac{y_B EI}{M_g T^2} = B_y \quad \text{(۷-۲۲)}$$

بنابراین اگر در رابطه $y = y_A + y_B$ مقادیرشان را قرار دهیم:

$$y_x = y_A + y_B = A_y \frac{Q_g T^3}{EI} + B_y \frac{M_g T^2}{EI} \quad \text{(۷-۲۳)}$$

اگر به طریق مشابه در مورد سایر پارامترها عمل نمائیم:

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{EI} + B_s \frac{M_g T}{EI} \quad (7-24)$$

$$M_x = M_A + M_B = A_m Q_g T + B_m M_g \quad (7-25)$$

$$V_A = V_A + V_B = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad (7-26)$$

$$P_x = P_A + P_B = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2} \quad (7-27)$$

با توجه به روابط موجود درباره یک تیر که بر پی ارتجاعی قرار دارد مقدار تغییر مکان یا خیز آن

از عبارت زیر قابل تعیین است:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P \quad (7-28)$$

اما با توجه به فرض ارتجاعی عمل کردن خاک $P = -Ky$ می باشد علامت منفی به منظور روشن نمودن جهت نیروی عکس العمل خاک که در خلاف تغییر مکان است آورده شده است. بنابراین معادله دیفرانسیل مبنا جهت تغییر مکان یک شمع که به صورت جانبی بارگذاری شده است چنین خواهد بود:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{K}{EI} y = 0 \quad (7-29)$$

با توجه به اینکه نیروی برشی Q_g و لنگر خمشی M_g بصورت جدا در نظر گرفته شده اند معادله

فوق برای هر حالت چنین خواهد شد:

$$\text{حالت A: } \frac{d^4 y_A}{dx^4} + \frac{K}{EI} y_A = 0 \quad \text{الف (7-30)}$$

$$\text{حالت B: } \frac{d^4 y_B}{dx^4} + \frac{K}{EI} y_B = 0 \quad \text{ب (7-30)}$$

اگر بجای y_A, y_B, y مقادیرشان را از فاکتورهای معرفی شده بدون بعد جایگزین کنیم:

$$\text{حالت A برای } \frac{d^4 A_y}{dz^4} + \varphi(Z) A_y = 0 \quad (7-31)$$

$$\frac{d^4 B_y}{dz^4} + \varphi(Z) B_y = 0 \quad (7-32)$$

به منظور به دست آوردن يك مجموعه مخصوص از ضرایب بدون بعد در حالت های A و B بایستی توابع $\varphi(Z)$ و T را تعریف و تعیین نمود. برای ماسه و سایر خاکهایی که مدل‌های خاک آنها را می‌توان دارای افزایش خطی با عمق در نظر گرفت $\varphi(Z)$ را می‌توان معادل Z فرض کرد. بدین ترتیب با جایگزینی $K = n_h x$ در معادله بی بعد $\varphi(Z)$ و منظور کردن تغییرات خطی چنین خواهیم داشت:

$$\frac{n_h x T^4}{EI} = \frac{x}{T} \quad (7-33)$$

$$T = \sqrt[4]{\frac{EI}{n_h}} \quad \text{در نتیجه} \quad (7-34)$$

بعد از انجام تعاریف فوق برای T و $\varphi(Z)$ ، معادلات دیفرانسیل مربوط به برش Q_g (حالت A) و لنگر M_g (حالت B) با استفاده از روش تفاضلهای محدود حل شده و ضرایب مختلف A و B که عبارتند از تغییرمکان (y)، شیب (S)، لنگر (M)، برش (V) و بالاخره عکس العمل خاک (P) برحسب مقادیر مختلف ضریب عمق $Z = \frac{X}{T}$ بدست آمده که نتایج برای هر حالت بصورت جداگانه در جداول (7-3) و (7-4) آورده شده است.

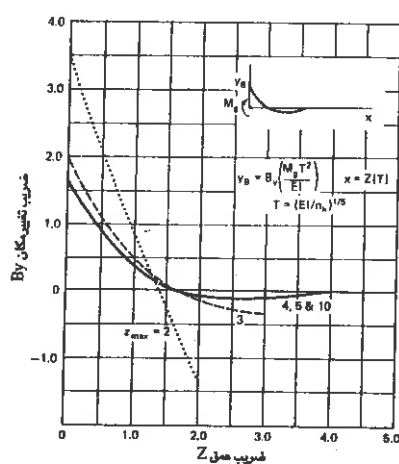
از حل عددی معادلات فوق این نکته بدست آمده است که با فرض $K_x = K_h \left(\frac{X}{L_s} \right)^n$ برای مقادیر n برابر ۰.۵ و ۱ و ۲ اختلافات بدست آمده در مقادیر تغییرمکان (y) و لنگر (M) در يك شمع طویل در اثر اعمال برش Q_g و لنگر M_g در سطح زمین بر شمع قابل ملاحظه نخواهد بود. این موضوع همچنین ملاحظه می‌شود که با فرض تغییرات سختی خاک به صورت $K_x = n_h x$ می‌توان تخمین خوبی از منحنی تغییرات لنگر ایجاد شده در شمع با عمق، گرچه این تغییرات غیرخطی نیز باشند بعمل آورد.

Z	Ay	As	Am	Av	Ap
	۲٫۴۳۵	۱٫۶۲۳		۱	
۰٫۱	۲٫۲۷۳	-۱٫۶۱۸	۱	۰٫۹۸۹	-۰٫۲۲۷
۰٫۲	۲٫۱۱۲	-۱٫۶۰۳	۰٫۱۹۸	۰٫۹۵۶	-۰٫۴۲۲
۰٫۳	۱٫۹۵۲	-۱٫۵۷۸	۰٫۲۹۱	۰٫۹۰۶	-۰٫۵۸۶
۰٫۴	۱٫۷۹۶	-۱٫۵۴۵	۰٫۳۷۹	۰٫۸۴۰	-۰٫۷۱۸
۰٫۵	۱٫۶۴۴	-۱٫۵۰۳	۰٫۴۵۶	۰٫۷۶۴	-۰٫۸۲۲
۰٫۶	۱٫۴۹۶	-۱٫۴۵۴	۰٫۵۳۲	۰٫۶۷۷	-۰٫۸۹۷
۰٫۷	۱٫۳۵۳	-۱٫۳۹۷	۰٫۵۹۵	۰٫۵۸۵	-۰٫۹۴۷
۰٫۸	۱٫۲۱۶	-۱٫۳۳۵	۰٫۴۶۴	۰٫۴۸۹	-۰٫۹۷۳
۰٫۹	۱٫۰۸۶	-۱٫۲۶۸	۰٫۶۹۳	۰٫۳۹۲	-۰٫۹۷۷
۱	۰٫۹۶۲	-۱٫۱۹۷	۰٫۷۲۷	۰٫۲۹۵	-۰٫۹۶۲
۱٫۲	۰٫۷۳۸	-۱٫۰۴۷	۰٫۷۶۶	۰٫۱۰۹	-۰٫۸۸۵
۱٫۴	۰٫۵۴۴	۰٫۸۹۳	۰٫۷۷۲	۰٫۰۵۶	-۰٫۷۶۱
۱٫۶	۰٫۳۸۱	-۰٫۷۴۱	۰٫۷۴۶	-۰٫۱۹۳	-۰٫۶۹
۱٫۸	۰٫۲۴۷	-۰٫۵۹۶	۰٫۶۹۶	-۰٫۲۹۸	-۰٫۴۴۵
۲٫۰	۰٫۱۴۲	-۰٫۴۶۴	۰٫۶۲۸	-۰٫۳۷۱	-۰٫۲۸۳
۳٫۰	-۰٫۰۷۵	-۰٫۰۴۰	۰٫۲۲۵	-۰٫۳۴۹	۰٫۲۲۶
۴٫۰	-۰٫۰۵۰	۰٫۰۵۲		-۰٫۱۰۶	۰٫۲۰۱
۵٫۰	-۰٫۰۰۹	۰٫۰۲۵	-۰٫۰۳۳	۰٫۰۱۳	۰٫۰۴۶

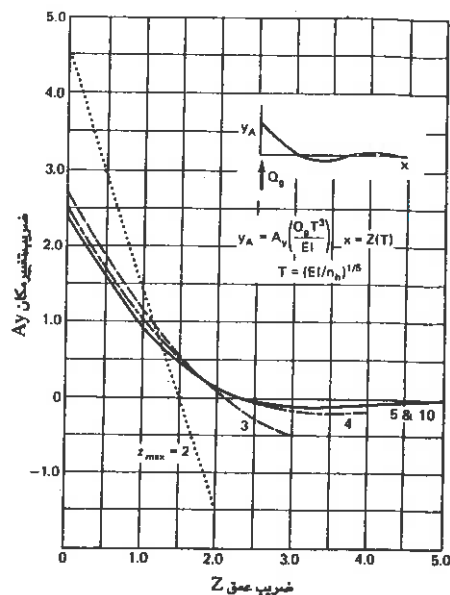
جنول (۷-۳) ضرایب A برای شمع های طویل تحت اثر بارهای جانبی

Z	By	Bs	Bm	Bv	Bp
۰	۱٫۶۲۳	-۱٫۷۵۰			
۰٫۱	۱٫۴۵۳	-۱٫۶۵۰	۱	-۰٫۰۰۷	-۰٫۱۴۵
۰٫۲	۱٫۲۹۳	-۱٫۵۵۰	۰٫۹۹۹	-۰٫۰۲۸	-۰٫۲۵۹
۰٫۳	۱٫۱۴۳	-۱٫۴۵۰	۰٫۹۹۴	-۰٫۰۵۸	-۰٫۳۴۳
۰٫۴	۱٫۰۰۳	-۱٫۳۵۱	۰٫۹۸۷	-۰٫۰۹۵	-۰٫۴۰۱
۰٫۵	۰٫۸۷۳	-۱٫۲۵۳	۰٫۹۷۶	-۰٫۱۳۷	-۰٫۴۳۶
۰٫۶	۰٫۷۵۲	-۱٫۱۵۶	۰٫۹۶۰	-۰٫۱۸۱	-۰٫۴۵۱
۰٫۷	۰٫۶۴۲	-۱٫۰۶۱	۰٫۹۳۹	-۰٫۲۲۶	-۰٫۴۴۹
۰٫۸	۰٫۵۴۰	-۰٫۹۶۸	۰٫۹۱۴	-۰٫۲۷۰	-۰٫۴۳۲
۰٫۹	۰٫۴۴۸	-۰٫۸۷۸	۰٫۸۸۵	-۰٫۳۱۲	-۰٫۴۰۳
۱	۰٫۳۶۴	-۰٫۷۹۲	۰٫۸۵۲	-۰٫۳۵۰	-۰٫۳۶۴
۱٫۲	۰٫۲۲۳	-۰٫۶۲۹	۰٫۷۷۵	-۰٫۴۱۴	-۰٫۲۶۸
۱٫۴	۰٫۱۱۲	-۰٫۴۸۲	۰٫۶۸۸	-۰٫۴۵۶	-۰٫۱۵۷
۱٫۶	۰٫۰۲۹	-۰٫۳۵۴	۰٫۵۹۴	-۰٫۴۷۷	-۰٫۰۴۷
۱٫۸	-۰٫۰۳۰	-۰٫۲۴۵	۰٫۴۹۸	-۰٫۴۷۶	۰٫۰۵۴
۲	-۰٫۰۷۰	-۰٫۱۵۵	۰٫۴۰۴	-۰٫۴۵۶	۰٫۱۴۰
۳	-۰٫۰۸۹	۰٫۰۵۷	۰٫۰۵۹	-۰٫۲۱۳	۰٫۲۶۸
۴	-۰٫۰۲۸	۰٫۰۴۹	-۰٫۰۴۲	۰٫۰۱۷	۰٫۱۱۲
۵		۰٫۰۱۱	-۰٫۰۲۶	۰٫۰۲۹	۰٫۰۰۲

جدول (۷-۳) ضرایب B برای شمع های طول تحت اثر بارهای جانبی



شکل (۷-۱۵) ضریب تغییر مکان B_y در اثر لنگر M_g در سطح زمین



شکل (۷-۱۴) ضریب تغییر مکان A_y در اثر بار جانبی Q_g در سطح زمین

معهدا اثر تغییرات مدول خاک در نزدیکی‌های سطح زمین بر روی مقادیر محاسبه شده لنگر بسیار چشم‌گیر خواهد بود.

در اشکال (۷-۱۴) و (۷-۱۵) مقادیر ضرایب A_y و B_y بر حسب ضریب عمق بازای مقادیر Z_m معادل ۲ و ۳ و ۴ و ۵ و ۱۰ ترسیم گردیده است. این امر بخوبی از روی منحنی‌های زیر مشهود است که ضرایب A_y و B_y با ضریب عمق برای مقدار $Z_m=2$ تقریباً تغییراتی خطی خواهند داشت. از آنجایی که تغییر مکان‌های y_A و y_B تناسب مستقیمی با ضرایب A_y و B_y برای شرایط مشخصی دارند، در نتیجه تغییر مکان‌های y_A و y_B نیز هر دو با عمق x تغییراتی خطی خواهند داشت. این امر مبین آن است که شمع مورد نظر مانند یک جسم صلب تغییر مکان خواهد داشت و تغییر مکان‌های ناشی از انحنا شمع قابل اغماض می‌باشد. بنابراین شمع‌های با $Z_{max} \leq 2$ مانند یک شمع کاملاً صلب و یا تیرچه (pole) رفتار خواهند کرد.

به طریق مشابه ضرایب C برای توزیع لنگر و عکس العمل خاک همانند آن که برای تغییرمکان (Cy) بدست آمد چنین خواهد شد:

$$C_m = A_m - 0.93 B_m \quad \text{الف (۷-۳۸)}$$

$$M = C_m Q_g T \quad \text{ب (۷-۳۸)}$$

و برای عکس العمل خاک:

$$C_p = A_p - 0.93 B_p \quad \text{الف (۷-۳۹)}$$

$$P = C_p \left(\frac{Q}{T} \right) \quad \text{ب (۷-۳۹)}$$

شمع ها گاهی ممکن است در نقطه اتصال سرشمع با کلاهک شمع قدری دوران داشته باشند، در چنین حالاتی فاکتور بدون بعد گیرداری (NDFF) بایستی بصورت مناسب با آن حالت تعریف شده و مقدار آن مسلماً اصلاح شود.

مراحل طرح

براساس آنچه که تابحال مورد بحث قرار گرفت مراحل زیر برای طرح شمع ها توصیه می گردد:

- ۱- بارهای مؤثر بر بالای شمع بایستی محاسبه و تعیین گردد.
- ۲- پروفیل خاک مربوطه تعیین و مقادیر K یا n_h برای خاک مورد نظر تخمین زده شود.
- ۳- يك مقطع انتخابی برای شمع با مقدار مشخصی EI و عرض در نظر گرفته شود.
- ۴- پارامترهای زیر محاسبه گردد:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad \text{و} \quad Z_{\max} = \frac{L_s}{T}$$

در عمل Z_{\max} همیشه بیشتر از ۵ می باشد. از روی ظرفیت باربری قائم شمع می توان طول آن را محاسبه نمود.

۵- ضریب گیرداری سرشمع (λ) پیش بینی شود.

۶- مقدار تغییرمکان شمع از رابطه زیر محاسبه شود:

$$y = C_y \frac{Q_g T^3}{EI} \quad \text{(۷-۳۷)}$$

که در آن:

$$C_y = A_y - 0.93\lambda B_y$$

ماکزیمم مقدار تغییر مکان در بالای شمع (سرشمع) بوقوع خواهد پیوست و این تغییر مکان از حد مجاز نبایستی تجاوز نماید. اگر مقدار خاصی برای تغییر مکان مجاز مشخص نشده باشد این مقدار معادل $\frac{1}{4}$ اینچ و یا ۱٫۲۵ سانتی متر در نظر گرفته می شود.

۷- مقدار لنگر ایجاد شده در طول شمع از رابطه زیر محاسبه شود:

$$M_x = C_m Q T \quad (7-38)$$

که در آن:

$$C_m = A_m - 0.93\lambda B_m$$

تشکیل و تکمیل جدولی به فرم زیر برای محاسبه لنگر فوق می تواند کمک خوبی نماید:

پارامترها :	Z	X	A _m	0.93λB _m	C _m	M _x
شماره ردیف :	۱	۲	۳	۴	۵	۶

بعد از تهیه جدول فوق لنگر M_x را در امتداد طول شمع رسم نموده و مقدار ماکزیمم آن را (M_{max}) محاسبه نمایید. آنگاه تنش های ایجاد شده در مقاطع را محاسبه و با مقدار تنش مجاز مصالح شمع مقایسه نمایید.

۸- عکس العمل خاک در امتداد شمع از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$P_x = C_p (Q/T) \quad (7-39)$$

که در آن:

$$C_p = A_p - 0.93\lambda B_p$$

مجدداً تشکیل و تکمیل جدول زیر کمک به محاسبات خواهد کرد:

پارامتر مربوطه :	Z	X	Ap	$0.93\lambda Bp$	Cp	Px
شماره ردیف :	۱	۲	۳	۴	۵	۶

آنگاه مقدار P_x را در امتداد طول شمع بصورت رسم منحنی تغییرات نشان داده و با مقدار مجاز عکس العمل خاک در هر عمق که از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد مقایسه نمائید:

$$P_a = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \times \gamma b \quad (۷-۴۰)$$

که در آن b عرض شمع و γ وزن مخصوص خاک می باشد.

۹- اگر مقادیر تغییر مکان، تنش در مقاطع شمع و عکس العمل خاک مبین این امر باشد که مقطع شمع نه ضعیف بوده و نه بیش از اندازه قوی است طرح مناسب می باشد در غیر این صورت مقطع جدیدی باید انتخاب گردیده و مراحل ۲ الی ۸ مجدداً تکرار شود.

مسئله (۷-۲)

شمعی به طول ۱۰ متر در يك زمین ماسه ای باری معادل (بارجانی) ۳۰۰۰ کیلوگرم را تحمل نموده و سر شمع در مقابل دوران و تغییر مکان آزاد است. سختی شمع معادل $EI = ۳.۵ \times ۱۰^{۱۰} \text{ (Kg. Cm}^2\text{)}$ بوده و این شمع قرار است حداکثر تغییر مکانی برابر ۱۲ میلی متر داشته باشد. اگر این شمع در يك گروه از شمع ها بکار رود که گیرداری آنها در مقابل تغییر مکان و دوران ۵۰ درصد باشد مقادیر لنگر و عکس العمل خاک را در امتداد شمع محاسبه نمائید. همچنین شکل تغییر مکان یافته شمع را رسم نمائید. فرض کنید عرض این شمع ۲۰ سانتی متر و وزن مخصوص خاک آن $۱ \text{ (gr/Cm}^3\text{)}$ باشد.

حل

از روابط بدست آمده چنین داریم:

$$y_g = \frac{A_y Q_g T^3}{EI}$$

تغییر مکان ماکزیمم مجاز

حال مقدار T را با داشتن سایر پارامترها از رابطه فوق بدست می آوریم:

$$T = \sqrt[3]{\frac{EI y_g}{A_y Q_g}} = \sqrt[3]{\frac{(1.2)(3.5 \times 10^{10})}{2.435 \times 3000}} = 179.15$$

سانتی متر

با توجه به اینکه سرشمع قرار است ۵۰ درصد گیرداری داشته باشد، لنگر منفی در سرشمع با توجه به مقدار این لنگر برابر $0.93 Q_g T$ برای صد درصد گیرداری، در این حالت چنین خواهد شد:

$$M_g = (50\%)(-0.93 Q_g T) = -0.465 Q_g T$$

$$M_g = -0.465 \times 3000 \times 179.15 = -249914.25 \text{ Kg.Cm}$$

اکنون رابطه تغییر مکان کلی در شمع را بدست می آوریم:

$$y = A_y \frac{Q_g T^3}{EI} + B_y \frac{M_g T^2}{EI} = (A_y - 0.465 B_y) \frac{Q_g T^3}{EI}$$

به طریق مشابه:

$$M = (A_m - 0.465 B_m) Q_g T$$

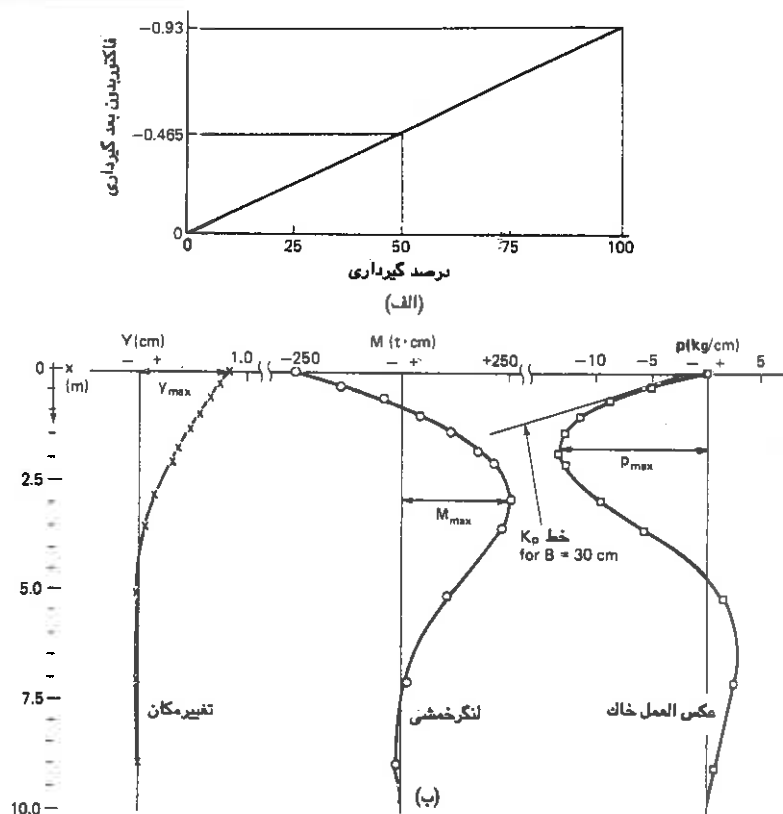
و

$$P = (A_p - 0.465 B_p) Q_g / T$$

مقادیر مختلف تغییر مکان (y)، لنگر (M) و عکس العمل خاک (P) محاسبه و در جدول (۷-۵) بصورت سیستماتیک آورده شده است. منحنی تغییرات این مقادیر در شکل (۷-۱۶) برحسب عمق ترسیم گردیده است.

X		Y				M				P			
(m)	$Z=\frac{X}{T}$	Ay 0.465 By Cy (Cm)				Am 0.465Bm Cm (L.Cm)				Ap 0.465Bp Cp (Kg/Cm)			
۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴
۰	۰	۲,۲۲۵	۰	۷۵۵	۱,۶۸۰	۰	۸۲۸	۰	۲۶۵	۰	۰	۰	۰
۰.۲۶	۰.۲	۲,۱۱۲	۰	۶۰۱	۱,۵۱۱	۰	۷۳۵	۰	۱۹۸	۰	۲۲۲	۰	۳۰۲
۰.۷۲	۰.۴	۱,۷۹۶	۰	۳۶۶	۱,۲۲۰	۰	۶۵۵	۰	۲۷۹	۰	۷۱۸	۰	۵۲۲
۱.۰۷	۰.۶	۱,۴۹۶	۰	۲۵۰	۱,۱۲۶	۰	۵۶۶	۰	۵۲۲	۰	۸۹۷	۰	۶۸۷
۱.۳۳	۰.۸	۱,۲۱۶	۰	۲۵۱	۰	۹۶۵	۰	۴۷۶	۰	۴۴۴	۰	۹۷۲	۰
۱.۷۹	۱.۰	۰	۹۶۲	۰	۱۶۹	۰	۷۹۳	۰	۲۹۱	۰	۹۶۲	۰	۷۹۳
۲.۱۵	۱.۲	۰	۷۳۸	۰	۱۰۴	۰	۶۲۳	۰	۳۱۲	۰	۸۸۵	۰	۷۶۰
۲.۸۷	۱.۶	۰	۳۸۱	۰	۰	۱۳	۰	۳۶۸	۰	۱۸۱	۰	۵۸۷	۰
۳.۵۸	۲.۰	۰	۱۲۲	۰	۰	۲۲	۰	۱۷۵	۰	۰	۲۸۳	۰	۳۱۸
۵.۲۷	۳.۰	۰	۰	۰	۰	۷۵	۰	۰	۰	۰	۱۲۵	۰	۰
۷.۱۶	۴.۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
۸.۹۶	۵.۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰

جدول (۷-۵) محاسبات تغییر مکان Y، لنگر M و مکن العمل خاک P بر مسکه (۷-۲)



شکل (۷-۱۶) الف: درصد گیرداری برحسب فاکتور بدون بعد گیرداری

ب: تغییر شکل، گشتاور و عکس العمل شمع با عمق در مسئله (۷-۲)

با توجه به منحنی تغییرات بدست آمده مقادیر ماکزیمم لنگر و عکس العمل خاک چنین خواهند بود:

$$M_{\max} = 225 \text{ t.cm}, \quad P_{\max} = 13.5 \text{ kg/cm}$$

همچنین منحنی تغییرات عکس العمل خاک براساس ضریب مقاوم رانکین (K_p) بصورت خط مستقیم رسم گردیده است.

۷-۸ بررسی شمع ها در خاکهای چسبنده

راه حل شمع های واقع شده در زمین های رسی متشکل از دو لایه ارائه شده است. در این حالت سختی خاک در لایه های بالایی و پایینی عبارت از K_1 و K_2 خواهد بود. برای يك حالت خاص که $K_1 = K_2$ باشد، با استفاده از R به جای T در مورد خاکهای رس و با فرض $\phi(z) = 1$ و همچنین

استفاده از A_{yc} به جای A_y در این حالت معادلات زیر برقرار خواهد بود:

$$\frac{d^4 A_{yc}}{dz^4} + \varphi(z) A_{yc} = 0 \quad (۷-۴۱)$$

$$\text{و } \varphi(z) = \frac{KR^4}{EI} = 1$$

بنابراین: $R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}}$ ، ضریب عمق $Z = \frac{X}{R}$ و ضریب عمق ماکزیمم هم $Z_{max} = \frac{L}{R}$ خواهد شد.

اکنون اگر هر دو نیروی برشی (Q_g) و لنگر خمشی (M_g) بر سر شمع وارد شود و بجای B_y از B_{yc} استفاده شود:

$$y_x = A_{yc} \frac{Q_g R^3}{EI} + B_{yc} \frac{M_g R^2}{EI} \quad \text{الف (۷-۴۲)}$$

به طریق مشابه لنگر همچنین خواهد شد:

$$M_x = A_{mc} Q_g R + B_{mc} M_g \quad \text{ب (۷-۴۲)}$$

که در آنها:

A_{yc} = ضریب تغییر مکان برای نیروی برشی وارده بر سر یک شمع آزاد در رس

B_{yc} = ضریب تغییر مکان برای لنگر وارده بر سر یک شمع آزاد در رس

A_{mc} = ضریب لنگر برای نیروی برشی وارده بر سر یک شمع آزاد در رس

و بالاخره B_{mc} = ضریب لنگر برای لنگر وارده بر سر یک شمع آزاد در رس

منحنی تغییرات عکس العمل خاک از ضریب منحنی تغییرات خیز شمع در سختی K خاک قابل تعیین خواهد بود که فرض گردیده است مقدار آن (K) در طول درگیر شمع با زمین ثابت است. مقادیر ضرایب A و B را می توان از حل عددی معادلات دیفرانسیل مربوطه (روش تفاضل های محدود) مشابه آنچه که برای زمین های ماسه ای ذکر شد به دست آورد یا آن که بصورت جواب های پیوسته با کامپیوتر تعیین نمود.

در اشکال (۷-۱۷) و (۷-۱۸) مقادیر A_{yc} ، A_{mc} ، B_{yc} و B_{mc} بر حسب ضرایب عمق مختلف و برای Z_{max} های متفاوت رسم گردیده است.

علاوه بر آن از اشکال فوق همچنین می توان دید که ضرایب تغییر مکان A_y ، B_y برای Z_{max} معادل ۵ و ۱۰ با ضریب عمق تغییراتی یکسان داشته و با هم مساوی می باشند. این بدان معنی است که برای مقادیر Z_{max} بزرگتر از ۵ طول شمع دیگر اثری در تغییرات خیز شمع نخواهد داشت به عبارت دیگر:

$$L_a = 5T \quad \text{طول مشخصه شمع} \quad (۷-۳۵)$$

در مورد اغلب موارد عملی شرط $Z_{max} > 5$ برقرار بوده و در نتیجه راه حل فوق برای شمعهای طویل قابل استفاده خواهد بود. در همین رابطه ضرایب $B_y A_y$ که در جداول (۷-۳) و (۷-۴) نشان داده شده می توانند مورد استفاده قرار گیرند. با توجه به اینکه سر شمع ها معمولاً گیردار می باشند شرط $S=0$ در $Z=0$ برقرار می باشد، بنابراین چنین خواهیم داشت:

$$S_0 = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{EI} + B_s \frac{M_g T}{EI} = 0 \quad \text{الف (۷-۳۶)}$$

در نتیجه چنین خواهیم داشت:

$$\frac{M_g}{Q_g T} = - \left(\frac{A_s}{B_s} \right)_{(Z=0)} \quad \text{ب (۷-۳۶)}$$

باجایگزینی مقادیر A_s و B_s از جداول (۷-۳) و (۷-۴) برای $Z=0$ رابطه فوق به این صورت درخواهد آمد:

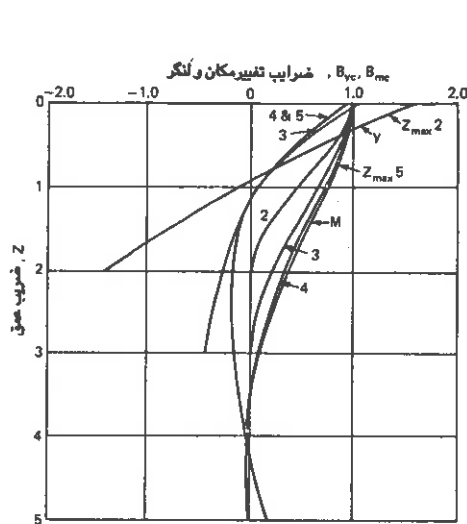
$$\frac{M_g}{Q_g T} = -0.93 \quad \text{ج (۷-۳۶)}$$

کمیت $\frac{M_g}{Q_g T}$ به نام فاکتور بدون بعد گیرداری (Non Dimensional Fixity Factor = N. D. F. F.)

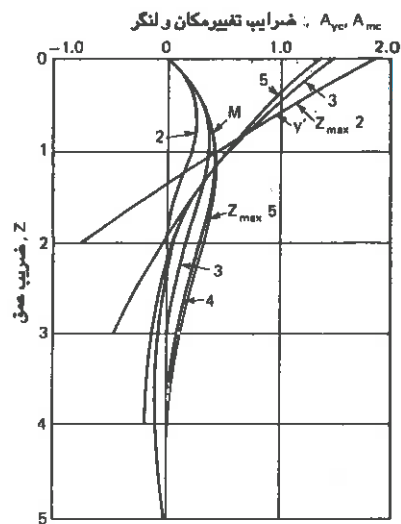
نامیده می شود. رابطه $y = y_A + y_B$ که قبلاً آورده شده برای این حالت به فرم زیر در خواهد آمد:

$$y = (A_y - 0.93B_y) \frac{Q_g T^3}{EI}$$

$$y = C_y \frac{Q_g T^3}{EI} \quad \text{که در آن } C_y = A_y - 0.93B_y \quad \text{د (۷-۳۷)}$$



شکل (۷-۱۸) ضرایب تغییرمکان و لنگر B_{mc} و B_{yc} در اثر گشتاور در سطح زمین



شکل (۷-۱۹) ضرایب تغییرمکان و لنگر A_{mc} و A_{yc} در اثر بار جانبی در سطح زمین

از روی اشکال فوق بخوبی مشهود است که ضرایب تغییرمکان $Z_{max} = 2$ تقریباً با ضریب عمق تغییراتی خطی دارد. بنابراین به ازاء مقادیر $Z_{max} \leq 2$ شمع را می‌توان بصورت صلب در نظر گرفت. همچنین در این منحنی‌ها می‌توان دید که برای $Z_{max} \geq 4$ تأثیر طول شمع در تغییرمکان و لنگر ناچیز خواهد بود. بنابراین طول مشخصه شمع به ازاء این مقادیر Z_{max} تعریف خواهد شد. لازم به تذکر است که در عمل اغلب شمع‌های کوبیده شده در زمینهای رسی در این وضع می‌باشند.

۷-۹ تحلیل دینامیکی شمع‌ها

در طراحی عملی سازه‌ها، بارجانبی کلی وارده بر پی شمع‌ها را معمولاً برابر برش محاسبه شده در تحلیل دینامیکی سازه در نظر می‌گیرند که بر بالای شمع‌ها اثر می‌نماید. با استفاده از روش تیر یک سرگیردار معادل سعی گردیده است که فرکانس طبیعی سیستم خاک و شمع تعریف و تعیین گردد. سیستم خاک و شمع با یک تیر بدون وزن یک سرگیردار که جرم متمرکزی در رأس آن

قرار دارد معادل گرفته می شود. فرکانس طبیعی این سیستم با استفاده از روش رالی تعیین می گردد. برای کنترل فرکانس طبیعی سیستم معمولاً از فرکانسهای مختلف استفاده می گردد تا تشدید بوقوع پیوندد.

معمولاً سه روش جهت حل و بررسی عکس العمل بین شمع، خاک و سازه وجود دارد. در اولین متد خاک بعنوان جسمی پیوسته با خواص الاستیک خطی در نظر گرفته می شود. در این روش به طریق مناسبی زائل کنندگی خاک و نیز تشدید لایه های خاک بکار گرفته می شود. در روش دوم جهت تعیین سیستم خاک و شمع از روش اجزاء محدود استفاده می شود. در این روش تغییرات خواص شمع - خاک تا حد ماکزیمم امکان پذیر است. در روش سوم سیستم خاک و شمع بوسیله یک سری متوالی اجرام، فنر ها و زائل کننده ها جایگزین می شود. این متد به منظور رعایت تغییرات خواص خاک بصورت غیرخطی و همچنین با عمق (با جزئیات بیشتر) بکار می رود. این تغییرات وابسته به تعریف سختی موضعی خاک و زائل کنندگی آن می باشد.

یک روش عملی مناسبی جهت تحلیل و بررسی عکس العمل متقابل خاک و شمع تحت بارهای دینامیکی ارائه شده که در آن فرضیات زیر مبنا قرار گرفته است:

۱- شمع به تعداد مناسبی قطعه تقسیم گردیده و جرم هر قطعه در مرکز آن قطعه تمرکز داده می شود شکل (۷-۱۹).

۲- رفتار خاک معادل تعدادی بی نهایت فنر خطی جایگزینی (پیشنهاد ارائه شده Winkler) فرض شده است. این رفتار بصورت قطعاتی مجزا در مرکز هریک از اجرام در نظر گرفته شده است شکل (۷-۱۹). تغییرات مدول خاک، هم بصورت خطی با عمق و هم به صورت ثابت، فرض شده است. شکل (۷-۲۰).

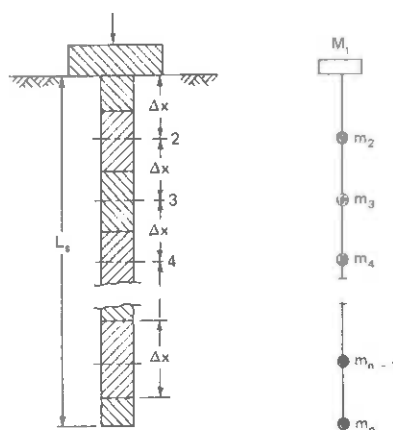
۳- جرم سازه فوقانی در بالای شمع معادل M_1 در نظر گرفته شده است.

۴- سیستم مورد نظر یک بعدی در نظر گرفته شده است.

۵- شرایط انتهایی شمع یا بصورت کامل در برابر انتقال و دوران آزاد بوده و یا اینکه در مقابل دوران گیردار و در مقابل انتقال آزاد در نظر گرفته شده است.

به منظور ارزیابی خصوصیات ارتعاش آزاد سیستم، با انتخاب تقریبهای متوالی از فرکانس طبیعی سیستم برای مقدار در نظر گرفته اولیه و شرایط انتهایی مربوطه تحلیل و بررسی وضعیتی و

حالتی سیستم انجام می‌گیرد. شرایط انتهایی مفروض همچنان برای تولید معادلات انتقال و ارزیابی مقادیر مجهول در بالا یا پائین شمع برحسب مقادیر معلوم به کار می‌رود. مقادیر بالا یا پایین شمع به تعیین فرکانس طبیعی ارتعاش در حالت‌های مختلف می‌انجامد.

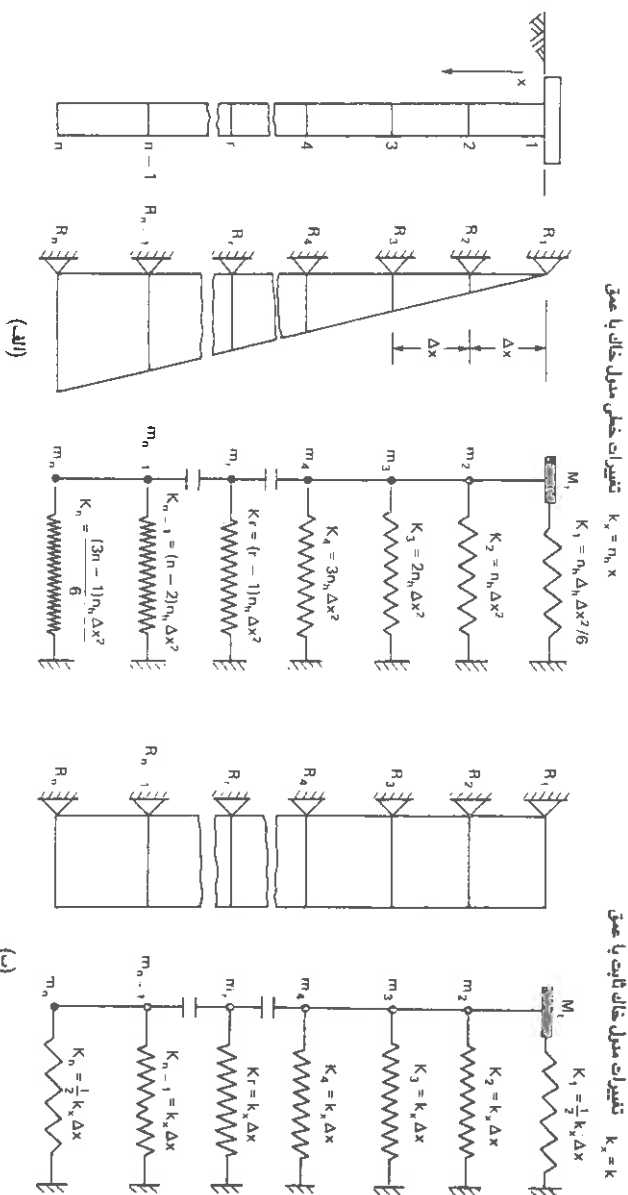


شکل (۱۹-۷) مدل کردن شمع و سازه

نیروها و جابجایی (تغییر مکانها) در دو نقطه مورد مطالعه مختلف در شکل (۲۱-۷) نشان داده شده است. با استفاده از این روشها اطلاعاتی در خصوص شمع‌های کوبیده شده در خاکهایی که مدول آنها یا ثابت بوده و یا با عمق بصورت خطی تغییر می‌نمایند بدست آمده است. برای هر کدام از این حالات راه‌حلهایی برای بدست آوردن فرکانس طبیعی، جابجایی وضعیتی، شیب تغییر مکان، لنگر خمشی، نیروهای برشی و بالاخره عکس العمل خاک در امتداد طول شمع برای سه وضعیت اول ارتعاش ارائه شده است. در اینجا فقط به بیان یک راه حل نمونه برای پرداختن به یک مسئله عملی اکتفا می‌شود.

فرکانسهای طبیعی

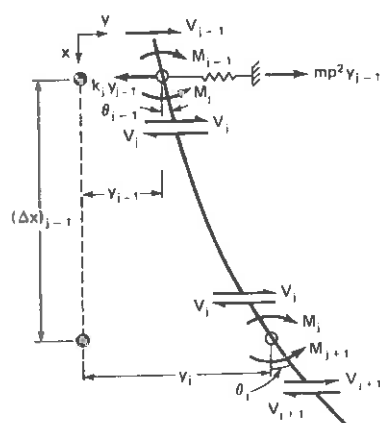
بر مبنای مطالعه عوامل مختلف مؤثر و در رابطه با پارامترهای اساسی خاک فاکتورهای بدون بعد فرکانس به دست آمده‌اند. در همین رابطه فاکتور بدون بعد فرکانس FCL_1 برای شمع‌هایی که



شکل (۷-۲۰) تشکیل آتار متقابل شعاع و خاک بر یکدیگر (الف): مدول خاک با عمق تغییر خطی دارد (ب): مدول خاک با عمق تغییر نداشته و ثابت است

داخل خاکهای با مدول ثابت قرار دارند از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد:

$$F_{CLI} = \omega_{n1} \sqrt{\frac{W}{gkR}} \quad (7-42)$$



شکل (۷-۲۱) تغییر مکانها و نیروها در ۲ گره مجاور یکدیگر

که در آن ω_{n1} اولین فرکانس طبیعی زاویه ای برحسب رادیان بر ثانیه، W/g جرم متمرکز در بالای شمع، K مدول خاک و R فاکتور سختی نسبی است که بدین صورت تعریف شده است:

$$R = \sqrt[4]{EI/K}$$

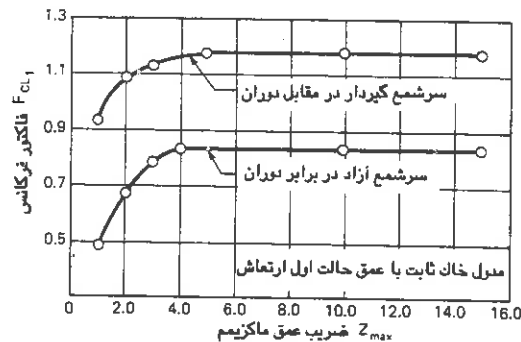
در اشکال (۷-۲۲) تغییرات فاکتور فرکانس برحسب فاکتور عمق ماکزیمم $(Z_{max} = L_g/R)$ برای وضعیت های مختلف بالای شمع و برای حالت اول ارتعاش ترسیم گردیده است.

با مراجعه به شکل بخوبی می توان دید که برای يك خاک مشخص و برای شمع با خصوصیات معین از قبیل سختی EI ، Z_{max} معلوم، سختی خاک K و بار قائم وارده W يك مقدار واحدی برای فاکتور فرکانس بدست خواهد آمد.

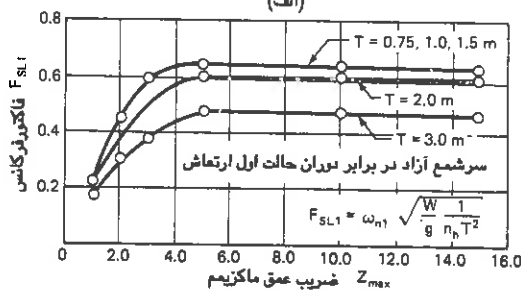
در اشکال (ب) و (ج) فاکتورهای فرکانس خاک، درحالتی که مدول آن تغییراتی خطی با عمق دارد، برای شمع های با سر آزاد و گیردار به ازاء مقادیر مختلف T رسم شده است. مقادیر این فاکتورها از رابطه یکسان زیر برای هر دو حالت قابل محاسبه خواهد بود:

$$F_{SL1} \quad \text{یا} \quad F'_{SL1} = \omega_{n1} \sqrt{\frac{w}{g} \frac{1}{n_h T^2}} \quad (7-44)$$

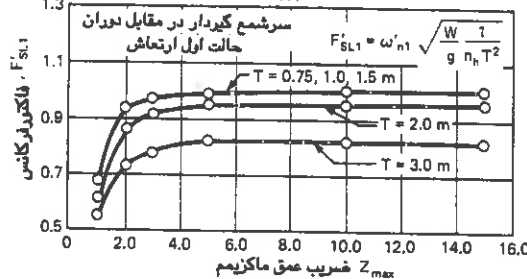
که در آن n_h مقدار منول عکس العمل افقی ثابت خاک ($K_x = n_h x$) و $T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$ خواهد بود.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل (۷-۲۲) فاکتور بدون بعد فرکانس در حالت اول ارتعاشات (الف): منول خاک ثابت با عمق

(ب): تغییر خطی منول خاک با عمق (ج): تغییر خطی منول خاک با عمق و گیرداری سرشمع در برابر دوران

به کمک این سری منحنی ها زمان پریود مربوطه برای اولین حالت ارتعاش قابل تعیین می باشد. زیرا خصوصیات سیستم تحت مطالعه (شمع و خاک) از قبیل طول و شرایط گیرداری معلوم می باشد. به طریق مشابه فاکتورهای فرکانس برای حالت های دوم و سوم ارتعاش قابل تعیین

می باشد. همچنین شکل حالتها (Mode Shapes) برای سه حالت ارتعاش قابل تعیین خواهد بود. با در دست داشتن شکل حالتها و فرکانس سیستم برای سه حالت اولیه و اصلی ارتعاش هر حالت منفرد دیگری از ترکیب مناسبی از این حالات قابل تعیین خواهد بود. معهذا در اینجا فقط حالت اول ارتعاش مورد بررسی قرار گرفته و مراحل طراحی برای این حالت بیان می گردد.

منحنی تغییرات فاکتور بدون بعد تغییر مکان شمع برحسب فاکتور عمق ($Z=x/T$) برای حالت اول در شکل (۷-۲۳) ترسیم گردیده است. این منحنی مربوط به شمعی است که بالای آن در مقابل دوران آزاد بوده و در خاکی قرار گرفته که مدول آن با عمق تناسب دارد. به طریق مشابه منحنی تغییرات فاکتور بدون بعد لنگر برحسب فاکتور عمق برای حالت اول ارتعاش در شکل (۷-۲۴) نیز رسم شده است. از شکل (۷-۲۳) بخوبی می توان دید که برای $Z_{max} < 2$ شمع بصورت يك جسم صلب عمل کرده و برای $Z_{max} \geq 5$ شمع دارای طول مشخصه (یا نامحدود) خود می باشد. از شکل (۷-۲۴) این امر مشهود است که برای $Z_{max} \geq 5$ ضریب لنگر خمشی ماکزیمم و معادل $B_{me1}=0.315$ بوده که این مقدار به ازاء $X/T=1.30$ اتفاق می افتد. برای طرح و محاسبه شمع ها این مقدار اطلاعات کافی بوده و نیازی به داشتن تمام نقاط منحنی نمی باشد.

روش بررسی و طرح شمع ها در مقابل زلزله

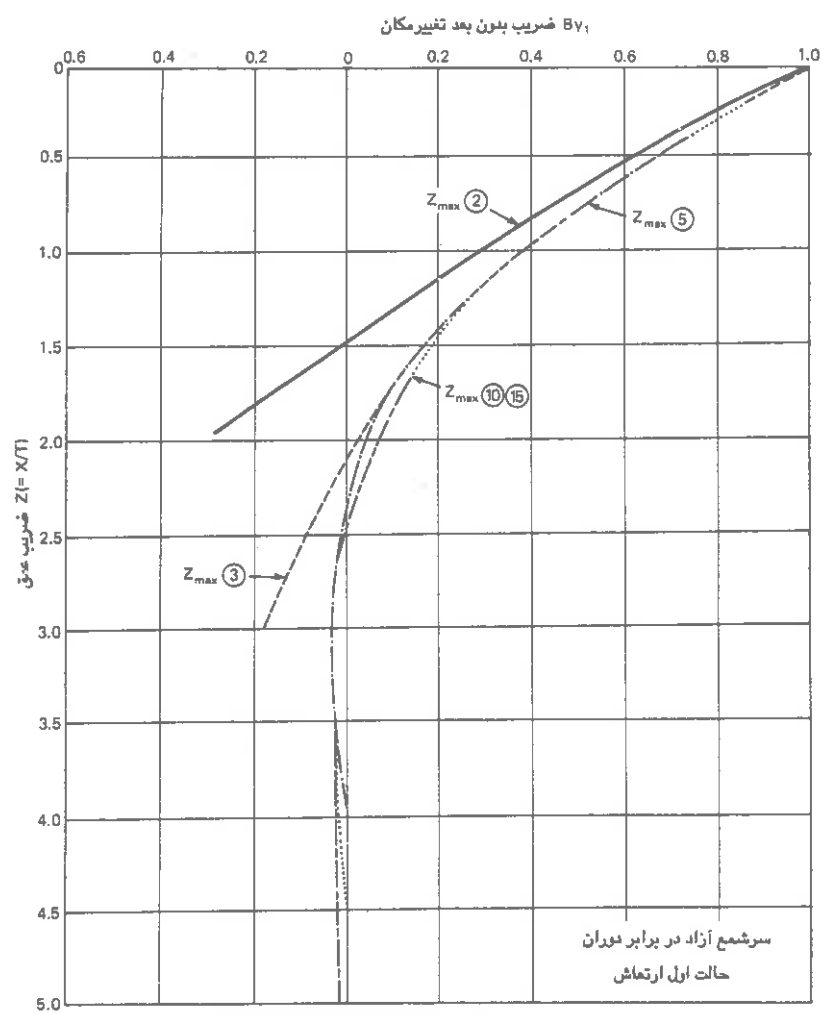
بر اساس تجزیه و تحلیل فوق روش زیر جهت بررسی و طرح پی های مقاوم در برابر زلزله پیشنهاد می گردد:

در این روش فرض بر این است که اطلاعات زیر در دست می باشد:

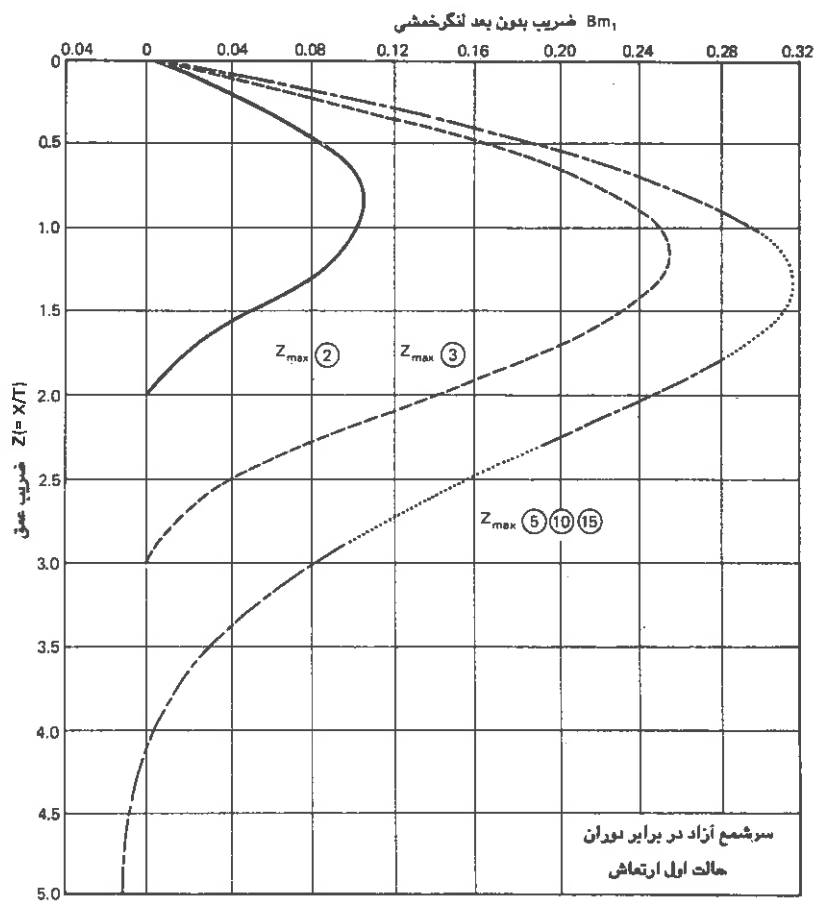
- ۱- خواص، طبیعت و اطلاعات گمانه خاک
- ۲- خواص، ابعاد، EI ، طول و نوع شمع
- ۳- منحنی تغییرات بار جانبی- تغییر مکان شمع تحت بارهای استاتیکی.

مراحل انجام بررسی و طرح شمع به قرار زیر می باشد:

- ۱- مقدار مدول دینامیکی K یا n_h خاک را تخمین بزنید. در غیاب اطلاعاتی موثق، مقادیر بدست آمده بر مبنای تغییرات بار جانبی- تغییر مکان آزمایش استاتیکی را می توان با تجارب عملی اصلاح نموده و به کار برد.



شکل (۷-۲۲) فاکتور بدون بعد تغییر مکان شمع بر حسب فاکتور عمق



شکل (۷-۲۴) فاکتور بدون بعد لنگر برحسب فاکتور عمق

۲- با استفاده از منول خاک فاکتور سختی نسبی R یا T را محاسبه نمائید.

۳- فاکتور عمق ماکزیمم (Z_{max}) را برای شمع محاسبه نمائید این مقدار بایستی بزرگتر از ۵ باشد.

۴- برای مقدار محاسبه شده فاکتور عمق ماکزیمم فوقی با توجه به شرایط انتهایی شمع فاکتور فرکانس را از منحنی های مربوطه به دست آورید.

۵- بار مرده بالای شمع را تخمین بزنید، این بار بصورت جرم متمرکز معادلی در بالای شمع قرار داده خواهد شد.

۶- فرکانس طبیعی (ω_{n1}) سیستم را از یکی از دو رابطه زیر تعیین نمائید:

الف- برای خاکهای با منول ثابت نسبت به عمق:

$$\omega_{n1} = F_{CL1} / \sqrt{\frac{W}{gkR}} \quad (7-43)$$

ب- برای خاکهای دارای منول متناسب با عمق:

$$\omega_{n1} = (F_{CL1}) \text{ یا } F'_{SL1} / \sqrt{\frac{w}{g n_h T^2}} \quad (7-44)$$

۷- پریود سیستم را از رابطه مقابل محاسبه نمائید:

$$T_{n1} = 2\pi / \omega_{n1}$$

۸- برای زمان پریود محاسبه شده، جابجایی (تغییر مکان) طیفی را به ازاء زائل کنندگی مفروض

از شکل (۷-۲۵) به دست آورید (S_d). برای سیستم خاک و شمع زائل کنندگی معادل ۵ در صد

قابل فرض است. مقدار S_d به دست آمده بیشترین مقدار تغییر مکان سر شمع می باشد.

۹- مقدار لنگر خمشی ماکزیمم را در طول شمع بدست آورید. رابطه مورد استفاده می تواند یکی از

دو عبارت زیر باشد:

الف- برای خاکهایی که منول آنها با عمق ثابت است:

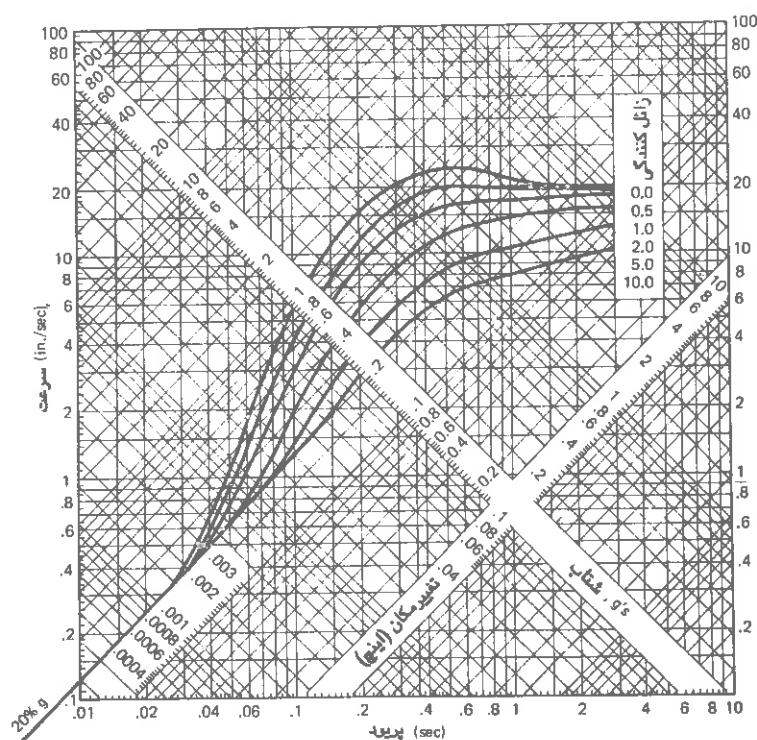
$$\text{لنگر خمشی} = A_{me} \times KR^2 \times S_d \quad (7-45)$$

ب- برای خاکهایی که منول آنها بصورت خطی با عمق افزایش می یابد:

$$\text{لنگر خمشی} = B_{me} \times n_h T^3 \times S_d \quad (7-46)$$

مقادیر ماکزیمم A_{me} و B_{me} از جداول (۷-۶) و (۷-۷) قابل تعیین می باشد. مقطع شمع در

مقابل این لنگر بایستی کنترل شود.



شکل (۷-۲۵) منحنی های طیف طراحی که مقادیر S_d و S_v را برحسب پریود و زائل کنندگی ارائه می دهند
(تنظیم شده براساس شتاب حرکت $0.2g$ در پریود صفر)

۱۰- هنگامی که تغییر مکان ماکزیمم شمع در سطح زمین تعیین گردید، مقادیر تغییر مکان آن را بصورت تقریبی در طول شمع می توان محاسبه نمود. سپس عکس العمل خاک در امتداد طول شمع به طرق زیر قابل محاسبه خواهد بود:

الف- برای خاک با منول ثابت:

$$P_x = K \cdot y_x$$

(۷-۴۷) الف

خبریب A_{me}			
سرشمع گیردار در مقابل دوران		سرشمع آزاد در برابر دوران	فاکتور عمق
+ive	-ive		ماکزیم Z_{max}
۰	۰٫۹	۰٫۱۳	۲
۰٫۰۴	۰٫۹	۰٫۲۴	۳
۰٫۱۸	۰٫۹	۰٫۳۲	۵-۱۵

جدول (۷-۶) مقادیر ماکزیم خبریب A_{me}

ب- برای خاک با مدول خطی نسبت به عمق:

$$P_x = n_h \cdot x \cdot y_x$$

ب (۷-۴۷)

مقادیر عکس العمل مجاز خاک در امتداد طول شمع را هم می توان از رابطه فشار مقاوم رانکین بدست آورد.

توصیه می شود که بررسی شمع برای دو حالت گیردار در مقابل دوران و آزاد در مقابل دوران انجام گیرد. آنگاه که وضعیت گیرداری يك شمع واقعی در گروه شمع ها تخمین زده شد، بررسی شمع بوسیله انتزیره خطی برای این حالت قابل انجام خواهد بود.

مقادیر تغییر مکان، انگرخمشی و عکس العمل خاک تحت بارهای استاتیکی بایستی به مقادیر مستطایر بدست آمده تحت اثر بارهای زلزله افزوده گردد تا مقدار نهایی آنها بدست آید.

ضریب B_{me}			
سرشمع گیردار در مقابل دوران		سرشمع آزاد در برابر دوران	فاکتور عمق Z_{max} ماکزیمم
+ive	-ive		
	۰.۹۳	۰.۱۰۰	۲
۰.۱۰	۰.۹۲	۰.۲۵۵	۳
۰.۲۸	۰.۹۰	۰.۳۱۵	۵-۱۵

جدول (۷-۷) مقادیر ماکزیمم ضریب B_{me}

مسئله (۷-۳)

شمعی باریتانه ۷۷٫۶ تن را همراه با نیروی برشی ۳ تن در بالای سر خود تحمل می نماید. اگر زمین خاک ماسه ای با $\phi = 30^\circ$ و $(Kg / Cm^3)n_h = 1.612$ در شرایط باردینامیکی باشد مطلوب است:

۱- مقدار ماکزیمم تغییر مکان بالای شمع

۲- مقدار ماکزیمم لنگر خمشی

۳- و بالاخره منحنی تغییرات عکس العمل خاک در طول شمع.

ضمناً فرض نمایید که سختی شمع $EI = 3.8 \times 10^{10} (Kg.Cm^2)$ ، قطر آن $d=30 (Cm)$ و طول شمع ۱۲٫۲ متر باشد.

حل

مراحل ذکر شده جهت طرح شمع را اینک دنبال می کنیم:

۱- قدم اول: تعیین منول ثابت عکس العمل افقی بستر:

$$n_h = 1.612 \text{ kg/cm}^3$$

۲- محاسبه T فاکتور سختی نسبی:

$$T = \sqrt[3]{\frac{EI}{n_h}} = \sqrt[3]{\frac{3.8 \times 10^{10}}{1.612}} = 118.7 \text{ Cm} = 1.187 \text{ m}$$

۳- محاسبه ضریب عمق ماکزیمم Z_{\max} :

$$Z_{\max} = \frac{L_s}{T} = \frac{12.2}{1.187} = 10.27$$

با توجه با اینکه $Z_{\max} > 5$ می باشد: شمع به طول نامحدود می باشد.

۴- برای $Z_{\max} > 5$ و $T = 1.187 \text{ m}$ از منحنی های شکل (۷-۲۲) فاکتورهای فرکانس را برای دو حالت

انتهایی شمع به دست می آوریم:

$$F_{SL1} = 0.65$$

برای شمع با سر آزاد در مقابل دوران

$$F'_{SL1} = 1.00$$

برای شمع با سر گیردار در مقابل دوران

۵- محاسبه جرم متمرکز بالای شمع با استفاده از بار مرده مربوطه:

$$M_1 = 77.6 \times \frac{1t/s^2}{981 \text{ Cm}}$$

۶- تعیین فرکانس طبیعی سیستم با داشتن فاکتور فرکانس و عوامل دیگر:

$$\omega_{n1} = F_{SL1} / \sqrt{\frac{w}{g} \frac{1}{n_h T^2}}$$

$$\omega_{n1} = 0.65 \times \sqrt{\frac{981 \times 1.612}{77.6 \times 1000} \times 118.7^2} = 11.014$$

رادیان برثانیه

بنابراین فرکانس طبیعی چنین است:

$$f_{n1} = \frac{11.014}{2\pi} = 1.753 \text{ HZ.}$$

۷- محاسبه زمان پریود طبیعی سیستم:

$$T_{n1} = \frac{2\pi}{\omega_{n1}} = \frac{1}{1.753} = 0.570$$

ثانیه

۸- محاسبه تغییر مکان طیفی:

با مراجعه به منحنی های شکل (۷-۲۵) برای $T_{n1} = 0.57$ ثانیه و زائل کنندگی $\zeta = 5\%$ مقدار S_d

چنین بدست می آید:

$$S_d = 2.0 \text{ Cm} = \text{اینچ } 0.8 \quad S_d = 0.8 \text{ ماکزیمم تغییر مکان بالای شمع}$$

۹- محاسبه لنگر خمشی ماکزیمم:

$$\text{لنگر خمشی ماکزیمم} = B_{me} \times n_h T^3 \times S_d$$

$$= 0.315 \times (1.612 / 1000) \times (118.7)^3 \times 2.0 = 1698 \text{ t.Cm}$$

۱۰- محاسبه مقادیر تغییر مکان و عکس العمل خاک در نقاط مختلف شمع:

$$Y_g = A_y \frac{QgT^3}{EI} = A_y B \quad B = (\text{مقدار ثابت})$$

برای خاکهایی که مدول آنها با عمق بصورت خطی افزایش می یابد:

$$A_y = 2.435$$

بنابراین مقدار ثابت در عبارت فوق چنین می باشد:

$$B = \frac{2.0}{2.435} = 0.821$$

در نتیجه:

$$y_x = 0.821 A_y$$

مقادیر تغییر مکان و عکس العمل خاک در طول شمع در جدول زیر آورده شده است:

x(Cm)	Z	A _y	y _x =0.821A _y (cm)	n _h .x (kg/cm ²)	p=n _h .xy (kg/cm)
۰	۰	۲٫۴۳۵	۰	۰	۰
۱۰۰	۰٫۸۴	۱٫۱۶۴	۰٫۹۵۵	۱۶۱٫۲	۱۵۳٫۹۴
۲۰۰	۱٫۶۸	۰٫۳۲۷	۰٫۲۶۸	۳۲۲٫۴	۸۶٫۴۰
۳۰۰	۲٫۵۲	۰٫۰۲۹	۰٫۰۲۴	۴۸۳٫۶	۱۱٫۶۱
۴۰۰	۳٫۳۶	-۰٫۰۶۶	-۰٫۰۵۴	۶۴۴٫۸	-۳۴٫۸۲
۵۰۰	۴٫۲۱	-۰٫۰۴۲	-۰٫۰۳۴	۸۰۶٫۰	-۲۷٫۴۰
۶۰۰	۵٫۰۵	-۰٫۰۰۹	-۰٫۰۰۷	۹۶۷٫۲	-۶٫۷۷

اکنون منحنی تغییرات عکس العمل خاک بر حسب عمق شمع قابل ترسیم می باشد.

با انجام مراحل مشابه فوق زمان پریود، تغییر مکان ماکزیمم سر شمع و لنگر خمشی ماکزیمم برای حالتی که سر شمع در مقابل دوران گیردار است بایستی محاسبه شود. نتایج نهایی برای دو حالت مربوطه به قرار زیر خواهد بود:

برای حالت آزاد شمع	برای حالت گیردار شمع
T_n ثانیه ۰.۵۷	ثانیه ۰.۳۷
S_d ۲.۰ Cm	۱.۰ Cm
M_{max} ۱۶۹۸ t.Cm	۲۴۲۶ t.Cm

با انجام عملیات مشابه منحنی تغییرات عکس العمل خاک برای حالت گیرداری سر شمع نیز قابل ترسیم می باشد.

مراحل کنترل طرح

۱- درصد گیرداری سر شمع را تخمین بزنید. در صورت عدم امکان تعیین مقدار واقعی آن ۵۰ درصد گیرداری می تواند فرض شود.

۲- محاسبه تغییر مکان مربوطه

برای ۵۰ درصد گیرداری مقدار تغییر مکان تحت بار زلزله چنین خواهد بود:

$$\frac{2+1}{2} = 1.5 \text{ Cm}$$

برای هر درصد دیگری از گیرداری انترپوله خطی قابل انجام است.

۳- مشابه محاسبه تغییر مکان، در این حالت لنگر خمشی ماکزیمم را حساب کنید:

$$M_{max} = \frac{1}{2} (2426) = 1213 \text{ t.cm}$$

۴- با توجه به درصد گیرداری فوق در این مرحله عکس العمل خاک برای هر نقطه بایستی انترپوله

شده و دیاگرام جدیدی رسم شود. برای بار استاتیک داده شده منحنی های تغییرات خیز، انگر خمشی و عکس العمل خاک همچنان که در مسئله (۷-۲) گفته شد را بدست آورید. مقادیر نهایی از جمع مقادیر به دست آمده استاتیکی و دینامیکی تعیین خواهند شد. تغییر مکان کلی ماکزیمم بایستی با تغییر مکان مجاز شمع مقایسه شود. همچنین تنشهای تولید شده در مقاطع شمع نیز بایستی با تنشهای مجاز مقایسه گردد. مقدار عکس العمل مجاز خاک در هر نقطه ای از شمع به عمق x چنین خواهد بود:

$$P_a = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \gamma b x (\text{Kg / Cm})$$

که در این عبارت γ وزن مخصوص خاک و b عرض شمع می باشد.

۷-۱-۱ مقادیر مدول خاک

جهت مقادیر مدول عکس العمل افقی خاک K و همچنین مدول ثابت عکس العمل افقی بستر n_h ، ترزاقی در سال ۱۹۵۵ مقادیری را براساس تجربیاتش پیشنهاد نمود. از آن زمان به بعد مقدار بسیار زیادی آزمایشات بارگذاری جانبی روی شمع ها انجام شده و ماحصل این مطالعات بصورت جدول پیشنهادی زیر در آمده که جهت طراحی و تحلیل دینامیکی شمع ها مورد استفاده قرار می گیرد.

نوع خاک	مقادیر n_h
خاکهای دانه ای	n_h بین ۵ و ۱۰۰ (lb/in ³) و معمولاً از ۱۰ تا ۱۰۰ (lb/in ³) تغییر نموده و تقریباً متناسب با وزن مخصوص نسبی است.
سیلتهای آلی به طور نرمال تحکیم یافته	n_h بین ۰.۴ و ۳ (lb/in ³) می باشد
لجن	n_h تقریباً معادل ۰.۲ (lb/in ³) می باشد
خاکهای چسبنده	K تقریباً ۶۷ Cu می باشد که Cu مقاومت برشی زهکشی نشده خاک می باشد.

مقادیر K و n_h بدست آمده از جدول فوق جهت طرح اولیه مناسب می باشد. برای دست یابی به مقادیر واقعی و دقیق تر در مورد يك مسئله انجام کامل آزمایش مربوطه اجتناب ناپذیر است.

۱۱-۷ اصلاحات مربوطه به گروه شمع ها

شمع ها معمولاً بصورت گروهی بکار می روند در نتیجه مقادیر K بایستی اصلاح شود. توصیه های زیر در این مورد ضروری می باشد:

۱- اگر فاصله مرکز به مرکز شمع ها در جهت بار حداقل $8d$ و فاصله مرکز به مرکز شمع ها در جهت عمود بر بار حداقل $2.5d$ که در آن d قطر شمع است باشد هیچ گونه اصلاحی لازم نمی باشد.

۲- اگر فاصله فوق در جهت بار معادل $2d$ باشد در این صورت مقدار مؤثر K (K_{eff}) برابر $K \cdot 0.25$ خواهد بود. برای مقادیر دیگری از فاصله، انتریوله خطی قابل انجام است.

۳- اگر بار اعمال شده بصورت تکراری باشد تغییر مکان ها افزایش یافته و K_{eff} تقلیل می یابد. این موضوع مشاهده گردیده است که بعد از اعمال ۵۰ سیکل بار تغییر مکان ها معادل دو برابر اولین سیکل می شود. مدول خاک در همین رابطه تقلیل می یابد. مقدار تغییر مکان بعد از اعمال ۸۰۰ سیکل به 2.5 الی 3 برابر آن در سیکل اول افزایش می یابد و در نتیجه مدول تقلیل بیشتری خواهد داشت.

۴- اگر بار اعمال شده بصورت نوسانی باشد، تغییر مکان ها تقریباً 7 برابر تغییر مکان در سیکل اول افزایش خواهند یافت. مدول خاک در این حالت کاهش بسیار زیادتری از حالت قبل خواهد داشت.

هنگامی که هم اثر بار نوسانی و هم اثر گروه شمع ها توأم مد نظر قرار گیرند مدول خاک تقلیلی دو گانه خواهد داشت. در نتیجه مقدار نهایی آن ممکنست کمتر از 10% درصد K برای يك شمع منفرد باشد.

توصیه های فوق بیشتر جنبه تجربی و آزمایشی داشته و در صورت در دست بودن اطلاعات دقیق تر و بیشتری از خاک، این توصیه ها قابل تجدید نظر می باشند.

۱۲-۷ دستورالعمل‌های آئین نامه ای

مطالب بسیار کمی در خصوص طراحی پی‌های شمعی در مقابل زلزله، در آئین نامه‌های طرح ساختمانها وجود دارد. افزایش قابل قبول در ظرفیت باربری مجاز یا مقاومت خاکها برای شمع‌های واقعی بر بستر سنگی و نیز شمع‌های اصطکاکی در جدول (۵-۶) ارائه شده است. با استفاده از این مقررات بار کلی شمع‌ها از مجموع بارهای قائم، لنگر قاب و لنگرهای موضعی بدست می‌آید (Prakash, Sharma ۱۹۶۹).

بارهای شمع‌ها
۱- بارهای قائم
۲- بارهای لنگر قاب
۳- بارهای موضعی

شورای تکنولوژی کاربردی (A.T.C) توصیه‌های زیر را برای ساختمانهای گروه B توصیه می‌نماید: جهت مقاوم سازی در برابر بارهای جانبی و محوری می‌توان از شمع‌ها و یا تیرهایی که مانند ستون در خاک فرو رفته و یا در پی‌های بتنی واقع بر خاک تعبیه شده باشند استفاده نمود. عمق مورد نیاز جهت شمع‌ها و تیرها بمنظور مقاومت در برابر بارهای زلزله‌ای بوسیله معیارهای طراحی پیش بینی شده در گزارش پی سازی تعیین خواهد شد.

کلاک شمع‌های منفرد بوسیله کلافهایی به یکدیگر متصل می‌گردند. تمامی کلافها باید قادر به تحمل نیروی فشاری یا کششی معادل $\frac{A_v}{4}$ بزرگترین کلاک شمع یا بار ستون باشند مگر اینکه ثابت شود به وسایل دیگری مقاومت مورد نیاز تأمین خواهد شد.

برای ساختمانهای گروه C مقررات زیر بایستی به مورد اجرا در آید:

الف- شمع‌های بتنی بدون پوشش:

جهت شمع‌های بتنی درجا ریخته شده بدون پوشش و صندوقه‌های بدون پوشش بایستی از میله‌های فولادی با نسبت فولاد حداقل ۰.۰۰۵ با حداقل ۴ میلگرد نمره ۶ (۱۸ میلی متر) استفاده نمود. خاموتها لازمست در فواصل معادل ۸ برابر قطر میلگردها و حداکثر به فاصله ۳ اینچ (۷.۵ سانتی متر) در ارتفاع ۴ فوتی (۱.۲۰ متری) فوقانی قرار داده شوند. خاموتها بایستی حداقل از میلگردهای شماره ۳ (۹ میلی متر) برای شمع‌های تا قطر ۲۰ اینچ (۵۰ سانتی متری) و حداقل از میلگرد شماره ۴ (۱۲ میلی متر) برای شمع‌های با قطر بزرگتر انتخاب شوند.

ب- شمع‌های بتنی با غلاف فلزی: شمع‌های بتنی با غلاف فلزی بایستی در تمام طول با میله‌های فولادی تقویت شوند. در طولی معادل دو سوم طول فوقانی شمع باید حداقل ۴ میله با می نیم نسبت فولاد ۰.۰۷۵ و خاموت مارپیچی به قطر حداقل $\frac{1}{4}$ اینچ و به فواصل ۹ اینچ بکار

روند، در طول ۴ فوتی (۱۲۰ متر) بالایی حداکثر فواصل مارپیچ‌ها نبایستی از ۳ اینچ (۷٫۵ سانتی‌متر) تجاوز نماید.

ج- شمع‌های بتنی پیش‌ساخته: برای شمع‌های بتنی پیش‌ساخته خاموت‌ها جهت نیمه فوقانی بایستی براساس مقررات مربوط به اجزاء تحت خمش و بار محوری پیش‌بینی گردند. شمع‌های بتنی پیش‌ساخته نبایستی جهت تحمل مقاومت خمشی ناشی از حرکات زلزله مورد استفاده قرار گیرند، مگر اینکه نشان داده شود که تحت تغییرشکلهای حداکثر ایجاد شده در خاک در خلال زلزله، تنشهایی کمتر از حدالاستیک در آنها ایجاد می‌گردد.

د- شمع‌های فولادی: ارتباط بین کلامک شمع و شمع‌های فولادی و یا شمع‌های فولادی توخالی بایستی براساس نیروی کششی معادل ۱۰ درصد ظرفیت فشاری شمع طراحی شوند. برای ساختمانهای گروه D:

شمع‌های پیش‌ساخته-پیش‌ساخته نبایستی بمنظور تحمل خمش ناشی از حرکات زلزله مورد استفاده قرار گیرند.

۷-۱۳ نکات نهایی

شایان‌تقدردانی است که شمع‌ها تحت بارگذاریهای زلزله و ارتعاشی در جزئیات وسیعتری از پی‌های سطحی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. سؤال لازم به پاسخ در اینجا این است که مقادیر نشست قائم و تغییرمکان جانبی تحت بارهای زلزله چه می‌باشد؟ موضوع نشست شمع‌ها در اثر ارتعاشات قائم تا حدودی توسط Swiger (۱۹۴۸)، Barken (۱۹۵۷)، Agarwal و Prakash (۱۹۷۱) مطالعه شده است. نتایج مطالعات تفصیلی توسط Ghumman (۱۹۸۱) فعلاً در دسترس نمی‌باشد.

سؤال مربوط به تغییرمکانهای جانبی شمع‌ها تحت ارتعاشات از نوع زلزله با روشهای ارائه شده در این فصل قابل پاسخگویی می‌باشد. این روشها مبتنی بر تعمیم مفهوم مدول عکس العمل بستر می‌باشد. در نتیجه تمامی نقاط ضعف این مفهوم بوضوح در این روش تحلیلی وجود خواهد داشت (Terzaghi ۱۹۵۵ و Matlock و همکارانش ۱۹۷۸). نقطه ضعف دیگر این روش این است که جرم سازه بصورت متمرکز در بالای شمع فرض می‌گردد. میزان این جرم متمرکز چقدر خواهد بود؟ آیا تمامی جرم سازه یا بخشی از آن می‌باشد؟ از آنجایی که بار وارده بر شمع واقعاً بصورت متمرکز بر سر شمع نبوده و از طریق طبقات مختلف به شمع منتقل می‌شود، در این روش آثار اندرکنش سازه و

شمع بصورت واقعی در نظر گرفته نمی شود. اطلاعات بسیار کمی در این رابطه در دست است و قطعاً در این مرحله امکان تبیین روشن مسئله در کتب کلاسیک وجود ندارد.

سؤال مهم بعدی مقدار مدول خاک می باشد. از هنگامی که برای نخستین بار مقادیر این مدول توسط ترزاقی (۱۹۵۵) توصیه گردید اصلاحات بسیار زیادی صورت گرفته است. معیذا همیشه جای بهبود و اصلاح وجود دارد. اثر گروه شمع ها و بارگذاری دینامیکی بر مدول خاکها نیز نیازمند مطالعات بیشتری می باشد. توصیه های موجود در این زمینه بعد از فراهم آمدن نتایج آزمایشات دقیق تر بایستی مورد بازنگری اساسی قرار گیرد. مسئله شمعهای مدفون در خاکهای لایه ای (Davisson و Gill، ۱۹۶۳) و احتمال کماتش شمع های نیمه مدفون در خاکها فقط برای حالت استاتیکی بررسی شده است (Robinson و Davisson، ۱۹۶۵).

اعمال بارهای ارتعاشی قائم و افقی بطور همزمان موجب نشست قائم و تغییر مکان جانبی خواهد شد. این مسائل از طریق استفاده از اصل اجتماع اثر قوا قابل حل نمی باشد. حل این مسائل در واقع نیاز به نوعی پژوهش تخصصی دارد.

بهرحال شایان تقدیر است که به مرحله ای رسیده ایم تا بتوانیم راه حلهای معقولی جهت مسائل مربوطه ارائه دهیم. زمانی که محققین در این رابطه صرف کرده اند تنها حدود ۱۰ سال است در حالی که اطلاعات منتشر شده در دسترس بسیار زیاد و قابل توجه می باشد.

۱۴-۷ مسائل

۷-۱- الف یک شمع ۱۰ متر در داخل خاکی قرار گرفته که مدول آن با عمق با نرخ ۱۲- کیلوگرم بر سانتی متر مکعب افزایش می یابد. بار اعمال شده بر شمع ۴۰ تن قائم و ۷/۵ تن افقی می باشد. سختی (EI) شمع برابر $10^{10} \times 150 \text{ (Kg.Cm}^2\text{)}$ و گیرداری سرشمع با رابطه زیر قابل بیان است:

$$\frac{M_g}{S_g} = 20 \times 10^8 \text{ (Kg.Cm / Rad)}$$

حداکثر انگرخمشی در طول شمع را تعیین نمایند.

ب- همچنین انگرخمشی ماکزیمم در طول شمع را برای حالات آزادی کامل و گیرداری کامل سرشمع در مقابل دوران محاسبه نمایند.

۷-۲ اگر در مسئله (۱-۷-ب) مدول خاک از رابطه زیر بدست آید:

$$K = 30 + 0.12 \text{ (Kg/Cm}^2\text{)}$$

لنگر خمشی ماکزیمم در طول شمع را مجدداً برای این حالت تعیین نمایید.

۷-۳ شمع‌ای که بصورت کامل در مقابل دوران گیردار است بار قائم ۵۰ تن و بار افقی ۱۰ تن را تحمل می‌نماید. سطح مقطع شمع ۱۰۰ (Cm²) و معاند اینرسی آن $I = ۶۰۰۰ \text{ (Cm}^4\text{)}$ می‌باشد. مقدار n_H خاک برابر ۵۰ (Kg/Cm³) و مدول ارتجاعی مصالح شمع $E = ۲۱ \times ۱۰^۶ \text{ (Kg.Cm}^2\text{)}$ می‌باشد. طول شمع ۱۰ متر و عرض آن ۲۵ سانتی متر می‌باشد. حداکثر تغییرمکان، لنگر خمشی و عکس العمل خاک را تعیین نمایید.

۷-۴ شمع‌ای به قطر ۴۵ (Cm) ۱۰ متر طول دارد. تحت بار جانبی ۳ تن تغییرمکانی معادل ۱۲ (Cm) دارد. با فرض ضریب زائل کنندگی سیستم شمع - خاک برابر ۵ درصد بحرانی، تغییرمکان طیفی میانگین سیستم را پیدا کنید. در صورتی که این شمع بار قائم ۵۰ تن را تحمل نموده و درصد گیرداری سر آن ۶۵ می‌باشد. خاک محل غیرچسبنده و سفره آب زیرزمینی در اعماق زیاد می‌باشد.

۷-۵ از روی نتایج آزمایش بار در مسئله (۴-۷) منحنی کامل بار- تغییرمکان را بصورت تقریبی رسم نمایید. با مقایسه صحیح منحنی های بار تغییرمکان زیر را روی دیاگرام فوق ترکیب نمایید. پاسخ خود را ارزیابی نمایید.

الف- یک گروه شمع چهارتایی با صرفنظرکردن از اثر گروهی (در هر دو جهت افقی فاصله شمع ها را معادل ۳ برابر قطر فرض نمایید).

ب - یک گروه شمع چهارتایی با منظور نمودن اثر گروهی

ج - مانند حالت (ب) با ۵۰ درصد گیرداری سرشمع

۷-۶ مراحل تجزیه و تحلیل شیمی که بار قائمی را تحمل نموده و تحت اثر مؤلفه شمال - جنوب زلزله ۱۸ ماه مه ۱۹۴۰ EL-Centro قرار گرفته باشد را شرح دهید.

۷-۱۵ مراجع

- Agarwal, H. P.: " Effect of Vibrations on Skin Friction of Piles, " Master of Engineering Dissertation, University of Roorkee, Roorkee, India, 1967.
- American Society for Testing and Materials: " Standard Method of Testing Piles Under Axial Compressive Load, " ASTM 1143-74.
- Applied Technology Council: " Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, " Pub. No. ATC-3-08, June, 1978.
- Barkan, D. D.: Foundation Engineering and Drilling by Vibration Method, *Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, London, vol. 2, pp. 3-7, 1957.
- Bowles, J. E.: " Foundation Analysis and design, " 2d ed., McGraw-Hill Book Co., New York, 1977.
- Chandrasekaran, V.: " Analysis of Pile Foundation Under Static and Dynamic Loads, " Ph.D. Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India, 1974.
- Chellis, R. D.: " Pile Foundations, " McGraw-Hill Book Co., New York, 1961.
- _____: Pile Foundations, in G. A. Leonards (ed.): " Foundation Engineering " McGraw-Hill Book Co., New York, 1962, chap. 7.
- Dalmatov, B. I.: " Lectures on Vibration Driving of Sheet Piles and Use of Vibro-drivers in Construction Engineering, " Department of Civil Engineering, University of Roorkee, Roorkee, UP, India, 1962.
- Davison, M. T.: " Behavior of Flexible Vertical Piles Subjected to Moment, Shear and Axial Load, " Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, 1960:
- _____: Estimating Buckling Loads for Piles, *Proc. Second Pan American Conf. Soil Mech. Found. Engin.* vol. 1, pp. 350-371, 1963.
- _____: Static Measurement of Pile Behavior, *Proc. Conf. Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures, Lehigh University*, pp. 159-164, 1970a.
- _____: Design Pile Capacity, *Proc. Conf. Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures, Lehigh University*, pp. 75-85, 1970b.
- _____: Lateral Load Capacity of Piles, *Highw. Res. Rec.* no. 333, pp. 104-112, 1970c.
- _____: " Pile Load Capacity, " Design, Construction and Performance of Deep Foundations, ASCE, Univ. of California, Berkeley, August, 1975.
- _____ and H. L. Gill: Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 89, no. SM 3, pp. 63-94, 1963.
- _____ and K. E. Robinson: Bending and Buckling of Partially Embedded Piles, *Proc. Sixth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Montreal, vol. 2, pp. 243-246, 1965.
- _____ and S. Prakash: A Review of Soil Pole Behavior, *Highw. Res. Rec.*, no. 39, pp. 25-48, 1963.
- Federal Highway Administration Reports on Pile Driving Analysis: Wave Equation Users Manual TT1 Program
- IP-76-13.1 Background
- IP-76-13.2 Computer Program and Sample Problems
- IP-76-13.3 Program Documentation
- IP-76-13.4 Narrative Presentation

- Ghumman, M. S.: "Effect of Vertical Vibrations on the Penetration Resistance of Piles," Ph.D. Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India, 1981 (under preparation).
- Gumenskii, B. M., and N. S. Kamrov: "Soil Drilling by Vibrations," translated into English from original Russian by Consultants Bureau, New York, 1961.
- Hayashi, S. C.: A New Method of Evaluating Seismic Stability of Steel Structures, *Proc. Fifth World Conf. Earthquake Engin.*, Rome, vol. 2, pp. 2602-2605, 1973.
- Housner, G. M.: Design Spectrum in R. L. Wiegel (ed.), "Earthquake Engineering," Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1970, chap 5.
- Hrennikoff, A.: Analysis of Pile Foundations with Battered Piles, *Trans. ASCE*, vol. 115, p. 351, 1950.
- Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures. 3d rev., IS 1893-1975, Indian Standards Institution, New Delhi.
- Indian Standard Code of Practice for Design and Construction of Pile Foundations: Part I, Load Bearing Concrete Piles, IS 2911, (part 1), 1964, Indian Standards Institution, New Delhi.
- Kuhlemeyer, R. L.: Static and Dynamic Laterally Loaded Piles, *J. Geot. Eng. Div., ASCE*, vol. 105, no. GT 2, pp. 289-304, February, 1979.
- Levkin, M. M.: "Use of the Vibratory Method for Sinking Piles and Pile Shells in Bridge Construction in the USSR," H. R. B. Special Report 60, Pub. No. 80, 1960.
- Matlock, H., and L. C. Reese: Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures, *Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Paris, vol. 2, pp. 91-97, 1961.
- ____ and ____: General Solutions for Laterally Loaded Piles, *Trans. ASCE*, vol. 127, part 1, pp. 1220-1247, 1962.
- ____, H. C. F. Stephen, and L. M. Bryant: Simulation of Lateral Pile Behavior Under Earthquake Motion, *Proc. ASCE Specialty Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Pasadena*, vol. 2, pp. 600-619, June, 1978.
- Menzenbach, E.: The Determination of the Permissible Point Load of Piles by Means of Static Penetration Tests, *Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Paris, vol. 2, pp. 99-104, 1961.
- Meyerhof, G. G.: Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *Proc. ASCE, Soil Mech. Found. Div.*, vol. 91, no. SM1, pp. 1-19, January, 1965.
- ____: Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, Eleventh Terzaghi Lecture, *J. Geot. Eng. Div. ASCE*, vol. 102, GT 3, pp. 197-228, March, 1976.
- Novak, M.: "Foundations and Soil Structure Interactions," Theme Report, Topic 4, *Proc. VI World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 2, pp. 1421-1448, New Delhi, 1977.
- ____ and T. Nogami: Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration, *Int. J. Earthquake Eng. Structural Dynamic*, vol. 5, pp. 263-281, 1977.
- Palmer, L. A., and J. B. Thompson: "The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust," *Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, vol. V, p. 156, 1948.
- Peck, R. B., W. E. Hansen, and T. H. Thornburn: "Foundation Engineering," 2d

- ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1974.
- Penzien, J.: Soil-Pile-Foundation Interaction, in R. L. Wiegel (ed.): "Earthquake Engineering," Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1970.
- _____: C. F. Scheffey, and R. A. Parmalee: Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, *J. Eng. Mech. Div.*, ASCE, vol. 90, no. EM 3, pp. 223-254, June, 1964.
- Prakash, S.: "Behavior of Pile Groups Subjected to Lateral Loads," Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, 1962.
- _____, and H. P. Agarwal: Effect of Vibrations on Skin Friction of Piles, *Proc. Fourth Asian Regional Conf. Soil Engin.*, Bangkok, vol. 1, July, 1977.
- _____, and S. L. Agarwal: Effect of Pile Embedment on Natural Frequency of Foundations, *Proc. South East Asian Regional Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Bangkok, pp. 333-336, April, 1967.
- _____, and V. Chandrasekaran: Deflections of Battered Piles Under Cyclic Lateral Loads, *Proc. Second South East Asian Conf. Soil Engin.*, Singapore, vol. 1, pp. 411-421, 1970.
- _____, and _____: Pile Foundations Under Lateral Dynamic Loads, *Proc. Eighth Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Moscow, vol. 2, pp. 199-203, 1973.
- _____, and _____: Free Vibration Characteristics of Piles, *Proc. Ninth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Tokyo, vol. 2, pp. 333-336, 1977.
- _____, and _____: Analysis of Piles in Clay Against Earthquakes, Preprint no. 80-109, ASCE, Convention and Exposition, Portland, Ore., April 14-18, 1980.
- _____, and L. P. Gupta: A Study of Natural Frequency of Pile Groups, *Proc. Second South East Asian Regional Conf. Soil Engin.*, Singapore, vol. 1, pp. 401-410, 1970.
- _____, G. Ranjan, and S. Saran: "Analysis and Design of Foundations and Retaining Structures," Sarita Prakashan, Meerut, UP, India, 1979.
- _____, and D. Sharma: "Laboratory Study of a Flexible Pile Subjected to Reversible Load," Paper presented to Annual General Meeting, Indian Geotechnical Society, Warangal, AP, India, December, 1974.
- _____, and H. D. Sharma: Analysis of Pile Foundations Against Earthquakes, *Indian Concr. J.*, pp. 205-220, June, 1969.
- Reese, L. C., and H. Matlock: "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth," *Proc. Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Spec. Publ. No. 29, Bureau of Engineering Research, University of Texas, Austin, September, 1956.*
- Saul, W. E.: Static and Dynamic Analysis of Pile Foundations, *J. Structural Engin. Div.*, ASCE, vol. 94, no. ST 5, pp. 1077-1100, May, 1968.
- Sharma, H. D.: Uncertainties in Cone Penetration Tests for Design of Pile Foundations, *Proc. Symposium on Bearing Capacity of Piles, Roorkee*, pp. 11-19, 1964.
- Smith, E. A. L.: Pile Driving Analysis by the Wave Equation, *Trans. ASCE*, pp. 1145-1193, 1962.
- Sonics Drive a Pile 71 ft While Steam Drives Another 3 Inches, *Eng. News-Rec.*, November 9, 1961.
- Swiger, W. F.: Effect of Vibration of Piles in Loose Sand, *Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Rotterdam, vol. 2, p. 19, 1948.

- Teng, W. C.: " Foundation Design, " Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1962.
- Terzaghi, K.: Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, *Geotechnique*, vol. 5, pp. 297-326, 1955.
- Tomlinson, M. J.: " Foundation Design and Construction, " 2d ed., Pitman-Publishing House, London, 1969.
- Van der Veen, C., and L. Boersma: The Bearing Capacity of a Pile Predetermined by a Cone Penetration Test, *Proc, Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, London, vol. 2, pp. 72-75, 1957.
- Winkler, E.: " Die Lehre von Elastizitat und Festigkeit, " Prague, p. 182, 1867.
- Winterkorn, H. F. and H. Y. Fang: " Foundation Engineering Hand Book " , Van Nostrand Reinhold, New York, NY, 1976.

فصل هشتم

روانگرایی خاکها

۸-۱ مقدمه

یکی از علل اصلی خرابیها در خلال زلزله گسیخته شدن زمین می باشد. گسیختگی زمین ممکنست بواسطه وجود ترکها و شکافها، حرکات غیرطبیعی و یا نامساوی و یا از دست دادن مقاومت آن بوقوع پیوندد. از دست دادن مقاومت زمین ممکنست در زمینهای ماسه ای بعلت افزایش فشار آب حفره ای اتفاق بیفتد. این پدیده که روانگرایی یا روان شدن خاک نامیده می شود در ماسه های غیرمتراکم و اشباع ممکنست بوقوع پیوندد. افزایش در فشار آب حفره ای ممکنست به تقلیل مقاومت برشی و حتی از بین رفتن کامل مقاومت برشی خاک بی انجامد. خاکهایی که مقاومت برشی خود را بصورت کامل از دست می دهند مانند يك مایع غلیظ عمل می نمایند. در خلال زلزله روان شدن زمین بصورت سیلان و جوشش ماسه ظاهر می شود. چنین پدیده ای در غالب زلزله ها مشاهده گردیده است. هنگامی که خاک به این حالت در می آید سازه های بنا شده در روی آن به راحتی داخل زمین فرو می روند.

در زلزله معروف Niigata (ژاپن-۱۹۶۴) بعضی از ساختمانها تا میزان ۴۰ درجه نسبت به افق در اثر وقوع این پدیده چرخیده و کج شدند. در واقع زلزله هایی شبیه Niigata و Alaska که باعث ایجاد خساراتی مشخص و مشابه در ساختمانها، خاکریزها و شیروانی های طبیعی گردیدند موجب شدند که توجه بیشتر متخصصین و محققین به مطالعه دقیق و تفصیلی پدیده روانگرایی خاکها معطوف گردد. موارد متعددی از پدیده روانگرایی در زلزله رودبار-منجیل که در خرداد ماه سال ۶۹ در ایران بوقوع پیوست مشاهده گردید که جزئیات آنها و خصوصیات مناطق مربوطه توسط محققین مختلف مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است.

۸-۲ تئوری پدیده روانگرایی خاکها

می دانیم که مقاومت خاکهای ماسه ای تنها به علت اصطکاک داخلی ذرات آن است. اگر این خاکها اشباع باشند مقاومت آنها چنین خواهد بود:

(۸-۱)

$$S = (\sigma_n - u) \tan \phi$$

که در آن:

 S = مقاومت برشی σ_n = فشار قائم صفحه ای در عمق Z شکل (۸-۱)

$u = \text{فشار آب حفره ای} = \gamma_w \cdot Z$

$\phi = \text{زوایه اصطکاک داخلی}$

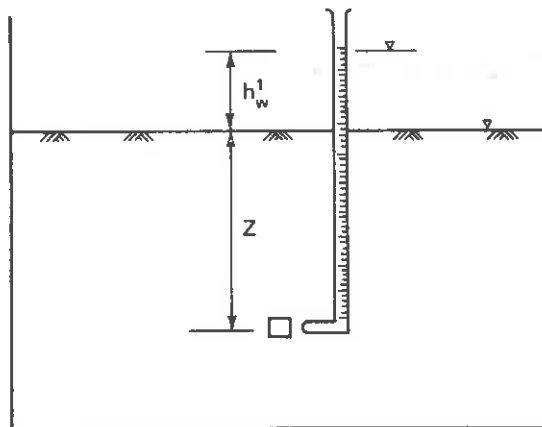
اگر تنشها را در يك صفحه افقی در عمق Z از خاک اشباع در نظر بگیریم:

$$\sigma_n = (\gamma_{\text{Sat.}})Z \quad (۸-۲)$$

بنابراین مقاومت برشی خاک چنین خواهد شد:

$$S = (\gamma_{\text{Sat.}}Z - \gamma_w Z)t_g \phi \quad (۸-۳)$$

$$S = (\gamma_{\text{Sat.}} - \gamma_w)Zt_g \phi = \gamma_b Zt_g \phi$$



شکل (۸-۱) افزایش فشار آب حفره ای

که در این روابط $\gamma_{\text{Sat.}}$ وزن مخصوص اشباع و γ_b وزن مخصوص غوطه ور خاک می باشد.

اکنون اگر حرکت زمین فشار آب حفره ای معادل $\Delta u = \gamma_w h_w$ افزایش یابد:

$$S = (\gamma_b Z - \Delta u)t_g \phi$$

$$S = (\gamma_b Z - \gamma_w h_w)t_g \phi \quad (۸-۴)$$

این موضوع بسادگی قابل رؤیت است که افزایش فشار آب حفره ای موجب کاهش مقاومت خاک

خواهد شد. برای حالتی که مقاومت خاک به کلی از بین برود:

$$\begin{aligned}\gamma_b Z - \gamma_w h_w &= 0 \\ \gamma_b Z &= \gamma_w h_w \\ \frac{h_w}{Z} = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} = \frac{G-1}{1+e} &= i_{cr}\end{aligned}\quad (A-5)$$

که در آن:

$G =$ تخلخل خاک

و $i_{cr} =$ گرایان می‌درولیکی بحرانی

بعنوان مثال، اگر $e=0$ و توده ویژه خاک معادل ۲٫۶ باشد $i_{cr}=1$ خواهد شد در نتیجه $h_w = Z$ می‌گردد، یعنی برای اینکه خاک مقاومت خود را بصورت کامل از دست دهد ارتفاع فشار

آب لازمست معادل عمق لایه مورد نظر افزایش یابد. $h_w = Z$: ارتفاع معادل آب

این امر بخوبی قابل استنتاج است که از دست دادن مقاومت خاک در واقع بعلت انتقال تنش بین ذرات از ذرات به آب حفره ای اتفاق می‌افتد. بنابراین اگر این انتقال کامل باشد فقدان مقاومت خاک نیز کامل خواهد بود. لیکن اگر تنش بین ذرات قسمتی به آب منتقل شود فقط به همان میزان فقدان مقاومت ایجاد خواهد شد. از آنجایی که تنش ما در چنین حالتی ماهیت سیکی خواهد داشت، انتقال لحظه ای تمامی فشارهای مؤثر محدودکننده خاک به آب حفره ای ممکنست از نظر مسائل مهندسی خاک اهمیت زیادی نداشته باشد مادامی که رفتار بعدی ماسه (خصوصاً ماسه های متراکم) از نظر ظرفیت باربری آن رضایت بخش باشد. بمنظور تفکیک رفتارهای بعدی ماسه های اشباع به هنگام انتقال فشار مؤثر ذرات به آب حفره ای، اصطلاحات زیر که در این فصل مورد استفاده قرار خواهد گرفت ذیلاً تعریف می‌گردد:

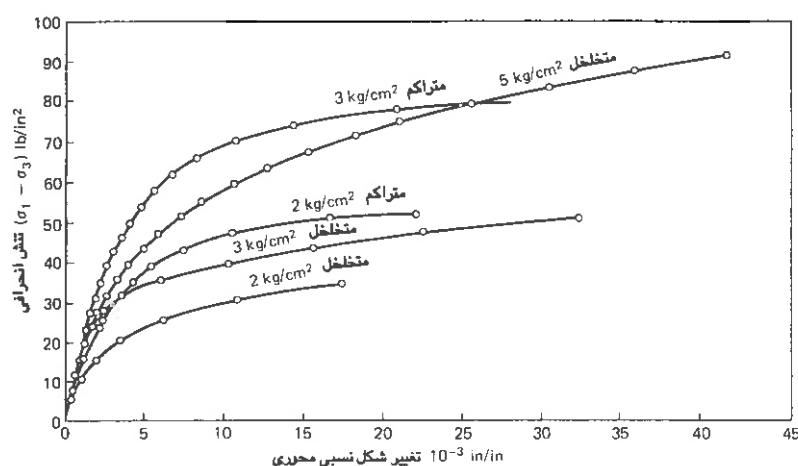
۱- **روان شدن یا روانگرایی:** این مربوط به حالتی است که خاک تغییر شکلهای مداومی را با یک مقدار تنش پس ماند ثابت و یا بنون هیچگونه مقاومتی دارا می‌باشد که البته این وضعیت بعلت افزایش زیاد فشار آب حفره ای و تقلیل تنش مؤثر ذرات به يك مقدار بسیار جزیی بوقوع خواهد پیوست. افزایش فشار آب حفره ای که در این حالت منجر به روانگرایی واقعی خاک می‌گردد ممکنست بعلت اعمال تنشهای استاتیکی و یا دینامیکی باشد.

۲- **روانگرایی یا روان شدن اولیه:** این وضعیت متعلق به حالتی است که در خلال اعمال دوره ای از

تنشهای سیکلی، در انتهای هر سیکل کامل تنش، فشار آب حفره ای پس ماند یا فشار محدود کننده اعمال شده بر خاک مساوی گردد. بروز روانگرایی اولیه در خاک هیچگونه دلالتی بر مقادیر تغییرشکلهای بعدی خاک نخواهد داشت، معیذا معرف حالتی است که می تواند بعنوان مبانی خوبی جهت ارزیابی رفتارهای بعدی ممکنه خاک مورد استفاده قرار گیرد.

۳- روانگرایی اولیه با قابلیت تغییر شکل نسبی محدود، حرکت سیکلی و یا روانگرایی سیکلی: این وضع مربوط به وقتی است که اعمال تنشهای سیکلی موجب بروز وضعیت روانگرایی اولیه گردیده و اعمال سیکلهای بعد تنش باعث ظهور مقدار محدودی تغییرشکل خاک شود. این پدیده ممکنست یا بعلت مقاومت باقیمانده خاک در برابر تغییرشکل و یا به علت اتساع خاک و کاهش فشار آب حفره ای که بهر حال موجب تثبیت خاک تحت تنش های اعمال شده می گردد باشد.

لازم به یادآوری است در حالتی که تنشهای مؤثر اولیه بصورت کامل به آب حفره ای منتقل گردند خاک همانند یک مایع غلیظ عمل خواهد کرد. این پدیده براحتی با چشم قابل رؤیت خواهد بود. در حالتی که قسمتی از تنشهای مؤثر به آب حفره ای منتقل گردد تنها تغییرات حاصله در داخل توده خاک بوده و بصورت ظاهری تغییری با چشم قابل مشاهده نخواهد بود. در شکل (۸-۲) تغییرات تنش اندرانی بر حسب تغییرشکل نسبی محوری برای یک نوع ماسه خشک با ضریب یکنواختی ۰.۳۲، برای تنشهای محدودکننده مختلف ترسیم گردیده است.



شکل (۸-۲) اثر فشار محدودکننده برشیپ منحنی تنش - تغییرشکل ماسه اتاوا در دانسیته نسبی صفر و ۸۸ درصد

آزمایشات روی ماسه مربوطه با تراکم های نسبی صفر (متخلخل) و ۸۸ درصد انجام گرفته است. شیب منحنی تنش- تغییر شکل با تقلیل فشار محفظه (محدودکننده) تقلیل می یابد. کاهش تنش مؤثر ذرات مترادف با تقلیل صلبیت و در نتیجه نشست یا تغییر شکل نسبی بیشتر ماسه خواهد بود. بنابراین به مجرد اینکه سهمی از تنش مؤثر به آب حفره ای منتقل گردد ذرات شروع به نشست کرده و بالمال این نشستها که در سطح خاک ظاهر خواهند شد موجب نشست سازه های فوقانی خواهند گردید. در حالتی که خاک بصورت روان باقی بماند رفتاری شبیه یک مایع غلیظ خواهد داشت. سازه های بنا شده بر خاک در این حالت در داخل خاک فرو خواهند رفت. سرعت فرو رفتن سازه در خاک بستگی به خواص عاده روان شده غلیظ و دانسیته آن دارد. مقدار کلی غرق شدگی سازه در خاک وابسته به مدت زمانی است که خاک بصورت روان باقی می ماند. در نتیجه این موضوع به سادگی قابل مشاهده است که در صورت انتقال درصدی از تنشهای مؤثر به آب حفره ای سازه نشست خواهد کرد و در صورت وقوع روانگرایی سازه به داخل خاک فرو خواهد رفت. در نتیجه به محض اینکه روانگرایی رخ دهد مراحل تحکیم توده خاک آغاز گردیده که با نشست سطح زمین همراه بوده و این امر باعث درهم رفتن بیشتر ذرات خاک خواهد شد. در خلال این فعل و انفعالات فشار آب حفره ای شروع به زائل شدن نموده و در عمل آب به طرف بالا (سطح زمین) جریان پیدا می کند. به علت تولید نیروی زه آب به سمت بالا، تنشهای مؤثر ممکن است بیشتر تقلیل یابد. این امر ممکن است موجب روانگرایی لایه هایی از زمین شود که قبلاً روان نگردیده و پایدار بوده اند.

۳-۸ معیار روان شدن خاکها

در فصل چهارم دیدیم هنگامی که ماسه متراکم تحت برش قرار گیرد ازدیاد حجم و هنگامی که ماسه متخلخل یا غیرمتراکم تحت برش قرار گیرد تقلیل حجم رخ خواهد داد. بنابراین تخلخل وجود خواهد داشت که در آن وضعیت از تراکم هیچگونه تغییر حجمی نخواهیم داشت. این تخلخل به نام تخلخل بحرانی (Critical Void Ratio, e_{cr}) نامیده می شود. چنانچه نمونه ماسه تحت آزمایش برش تحکیم یافته زهکشی نشده قرار گیرد در وضعیت $e_0 < e_{cr}$ فشار آب حفره ای منفی و در وضعیت $e_0 > e_{cr}$ فشار آب حفره ای مثبت خواهد بود.

بنابراین تخلخل بحرانی که توسط کازاگرانده مطرح گردید بعنوان معیاری مبنی بر اینکه روانگرایی

$e_{sand} < e_{cr} \Rightarrow$ روانشدن رخ نم دهد

$e_{sand} > e_{cr} \Rightarrow$ (بابت نهال زوایا) رخ ص دهد

بوقوع خواهد پیوست یا خیر، پیشنهاد شده است. در نتیجه براساس این معیار اگر ماسه دارای تخلخل کمتر از تخلخل بحرانی باشد روان شدگی بوقوع نخواهد پیوست و چنانچه ماسه شل بوده و تخلخلش بزرگتر از تخلخل بحرانی باشد در صورتی که تحت برش زمکشی نشده قرار گیرد روان خواهد شد.

جهت تعیین تخلخل بحرانی ماسه کاازگرانده روشی پیشنهاد کرده است. مطابق این روش چنانچه آزمایشات مختلفی روی یک نوع ماسه با تخلخل های اولیه متفاوت در دستگاه آزمایش سه محوری انجام گرفته و تغییرات حجم نمونه (ΔV) در نقطه ماکزیمم اندازه گیری شود از رسم منحنی تغییرات ΔV با e_0 می توان مقدار e_{cr} که در آن $\Delta V = 0$ می باشد را بدست آورد. این منحنی جهت یک نوع ماسه در شکل (۸-۲) رسم گردیده است. در این شکل آزمایشات مشابه برای سه فشار محدودکننده مختلف تکرار گردیده تا اثر فشار محفظه روی تخلخل بحرانی نیز بررسی گردد. تخلخل بحرانی مقدار ثابتی نداشته و در مورد یک مصالح مشخص با تغییر فشار محدود کننده تغییر می کند. برای ماسه مورد آزمایش مقادیر زیر در فشارهای مختلف محفظه بدست آمده است.

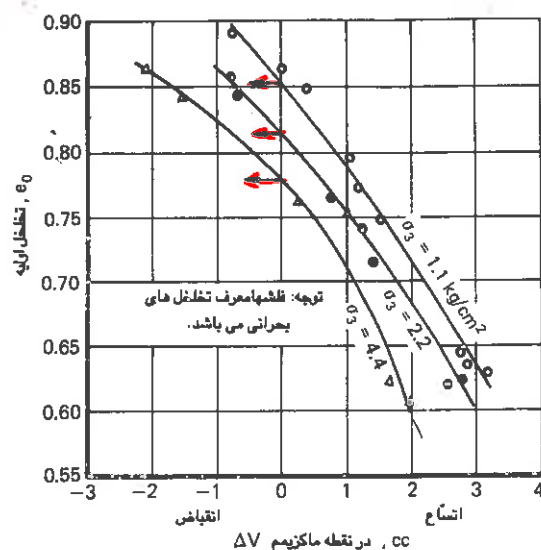
$e_{cr} \propto \sigma_3$ (ف، محدودکننده)

σ_3 : فشار محدودکننده (Kg/Cm^2) تخلخل بحرانی (e_{cr})

۱٫۱	۰٫۸۵۰
۲٫۲	۰٫۸۱۷
۴٫۴	۰٫۷۷۷

$\sigma_3 \propto e_{cr}$

بنابراین تخلخل بحرانی یک خاصیت ثابت و غیرقابل تغییر خاک نخواهد بود. علاوه بر فشار محدودکننده شرایط تغییرشکلهای مرزی نیز موجب تغییر تخلخل بحرانی خواهد شد. بعنوان مثال، اگر نمونه در وضعیت تغییرشکل صفحه ای (Plane Strain) باشد تحت یک مقدار مشخص از فشار محدودکننده تخلخل بحرانی اش متفاوت خواهد بود با هنگامی که در وضعیت کاملاً مهار شده (Confined Cond) و یا در وضعیت سه محوری (Triaxial Condition) باشد.



شکل (۸-۳) منحنی های تخلخل اولیه و تغییرات حجم يك نوع ماسه تنيز در σ_3 ثابت تحت آزمایش سه محوری (وضعیت متراکم و متخلخل)

مفهوم روان شدن ماسه ها، اعمال لحظه ای و ناگهانی باربر خاک را از قبیل آنچه در يك زلزله و یا انفجار بمب اتفاق می افتد نیز در بر می گیرد. تخلخل بحرانی که فوقاً ذکر شد توسط يك آزمایش استاتیکی زمکشی شده تعیین می گردد. از آنجایی که طبیعت چنین بارگذاری هایی در آزمایشگاه کاملاً با آنچه که در يك زلزله و یا انفجار در طبیعت رخ می دهد متفاوت است، نتایج آزمایشگاهی بدست آمده در مورد مسائل عملی قابل استفاده نمی باشند. در همین رابطه پیشنهاد شده است که نتایج بدست آمده آزمایشگاهی فقط به آن عده از مسائل و حالاتی قابل اعمال و استفاده می باشند که سیلان ناگهانی خاک بجز اثر بارهای دینامیکی بوجود آمده باشند. این موضوع موجب بروز يك خلاء اساسی در کاربرد نتایج آزمایشگاهی در عمل شده است.

معیار دیگری به نام شتاب بحرانی بجای تخلخل بحرانی توسط Maslov پیشنهاد گردیده است. بموجب این مفهوم، روانگرایی ماسه هنگامی اتفاق می افتد که شتاب حرکت وارده به خاک از شتاب بحرانی مربوطه تجاوز نماید. مقدار شتاب بحرانی خاک وابسته به دانسیته ماسه، فرکانس و دامنه نوسانات و بالاخره بار قائم و یا فشار خارجی اعمال شده می باشد. در نتیجه شتاب بحرانی هم مانند تخلخل بحرانی فاکتور ثابت و منحصر بفرد نمی باشد. همچنین يك مهندس طراح علاقمند است که بداند مقدار شتاب بحرانی که باعث روانگرایی ماسه می شود چه ارتباطی با شتابهای زلزله

خواهد داشت. اگر شتاب بحرانی مقدار بسیار زیادی داشته باشد در مفاهیم کاربردی استفاده ای نخواهد داشت.

دو تن دیگر از محققین به نام های Florin و Ivanov پیشنهاد کردند که بعلت تغییرات زیادی که عوامل مؤثر بر سقوط ماسه دارند معیارهای چنین پدیده ای نمی تواند تخلخل بحرانی و یا دانسیته ماسه باشد بلکه در عوض مقادیر بحرانی شدت بهم خوردگی دینامیکی ماسه، شرایط تنش در توده ماسه و یا وزن سربار و بالاخره گرادیان هیدرولیکی آب های خروجی از ماسه بایستی ملاک عمل قرار گیرند. محضاً با وجود فرض عوامل فوق اندیس آماده و مناسبی برای سیلان ماسه ها وجود نخواهد داشت.

همچنین یک معیار صحرایی جهت روانگرایی ماسه های اشباع تحت اثر انفجارات استاندارد پیشنهاد شده است. ۵ کیلوگرم مواد منفجره در عمق ۴ متر زمین منفجر شده و سپس نشست میانگین خاک در سطح در شعاع ۵ متری از محل انفجار اندازه گیری می گردد. اگر میانگین نشست سطحی بدست آمده در شعاع ۵ متری کمتر از ۸ الی ۱۰ سانتی متر باشد نیازی به در نظر گرفتن احتمال وقوع روانگرایی ماسه نمی باشد. اگر میانگین نشست بعد از سه انفجار متوالی از حد فوق بیشتر باشد ماسه متخلخل بوده و احتمال وقوع روانگرایی زیادتر می گردد. اگر نسبت نشستهای حاصله بین دو انفجار متوالی بزرگتر از $\frac{1}{6}$ باشد در آن صورت خطر پراکندگی ماسه بعلت وقوع روانگرایی جدی خواهد بود.

مطالعات زیادی از محققین در رابطه با روان شدن ماسه ها مبین این امر است که روانگرایی خاکها تابعی از عوامل بسیار متعدد می باشد. گرچه با میزان اطلاعات و تجاربی که در این مرحله در دست است تعیین اندیس روانگرایی وابسته به یکی از این پارامترها ممکن نمی باشد بنظر می آید که استفاده از عدد نفوذ استاندارد (N) ممکنست مقدار زیادی راهگشا باشد.

۴-۸ عوامل مؤثر بر روان شدن خاکها

عواملی که در روانگرایی ماسه ها مؤثر می باشند به قرار زیر هستند:

- ۱- توزیع اندازه ذرات ماسه
- ۲- دانسیته توده ماسه (دانسیته نسبی اولیه D_R)
- ۳- خصوصیات و ماهیت بارهای ارتعاشی

۴- موقعیت زمکشیها و ابعاد توده ماسه

۵- ماهیت و مقدار پارهای وارده

۶- روش و نوع شکل گرفتن توده ماسه (ساختار ماسه)

۷- مدت شکل گیری توده ماسه

۸- سابقه تغییرشکلهای نسبی قبلی

۹- جابجایی هوای محبوس بین ذرات

ذیلأ در مورد نحوه و میزان اثر هریک از عوامل فوق بر خصوصیات روان شدن ماسه ها به تفصیل بحث خواهد شد.

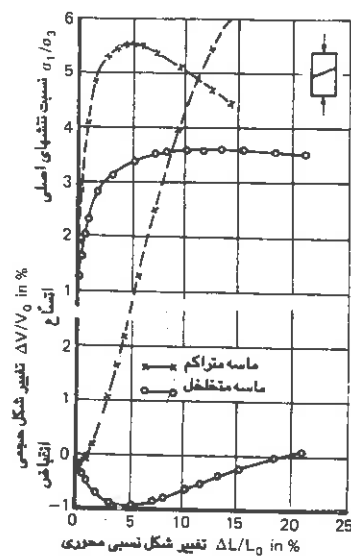
توزیع اندازه ذرات ماسه

نحوه توزیع ذرات با ابعاد مختلف در داخل يك توده ماسه بر رفتار آن تحت بارهای ارتعاشی تاثیر می گذارد. ماسه های ریزدانه و یکنواخت در مقایسه با ماسه های درشت دانه تر، تحت اثر یکسان از تمامی جهات دیگر، آمادگی و قابلیت بیشتری جهت روان شدن دارند. از آنجایی که نفوذپذیری مصالح درشت دانه به مراتب بیشتر از مصالح ریزدانه می باشد فشار آب حفره ای در ماسه های درشت دانه بسیار آسانتر و سریعتر مستهلک می شود. در نتیجه هرچه مصالح درشت دانه تر باشند احتمال وقوع پدیده سیلان کمتر خواهد شد. همچنین ماسه هایی که از ذرات یکنواخت و يك دست تشکیل شده اند از ماسه های با دانه بندی گسترده (خوب) قابلیت بیشتری برای روان شدن دارند.

دانسیته نسبی اولیه

دانسیته نسبی اولیه یکی از عوامل مهمی است که در روانگرایی ماسه ها نقش دارد. با افزایش دانسیته نسبی اولیه مصالح، مقادیر نشست ها و فشار آب حفره ای هر دو به میزان قابل ملاحظه ای در بارگذاری های ارتعاشی تقلیل می یابند. منحنی های تنش - تغییرشکل برای دو حالت متراکم و متخلخل از یک نوع ماسه به همراه تغییرشکل نسبی حجمی نمونه ها در شکل (۴-۸) رسم شده است. شیب منحنی های تنش - تغییرشکل که در واقع معیاری جهت مصرفی میزان صلبیت و مقاومت نمونه ها می باشد در ماسه متراکم به مراتب بزرگتر از ماسه متخلخل می باشد. بنابراین تحت اثر کلیه

عوامل یکسان دیگر ماسه ای که دارای دانسیته نسبی بالاتر می باشد نسبت به ماسه ای که دانسیته نسبی آن کم است مقادیر کمتری نشست و تغییر شکل خواهد داشت. بهمین دلیل احتمال وقوع پدیده روانگرایی و نشستهای بیش از اندازه با افزایش دانسیته نسبی و تراکم ماسه کاهش پیدا خواهد کرد.



شکل (۸-۴) نمونه نتایج آزمایش فشار سه محوری بر روی یک نوع ماسه در $\sigma_3 = 30$ (psi)

($e_0 = 0.824$ تخلخل و $e_0 = 0.605$ متراکم).

خصوصیات بارهای ارتعاشی

روان شدن و نشست خاکها وابسته به ماهیت، مقدار و نوع بار دینامیکی می باشد. در حالی که تحت اثر بارهای آنی و ضربه ای کل لایه ماسه ممکنست روان گردد در بارگذاری های دینامیکی آرام و پیوسته پدیده روانگرایی از قسمتهای بالایی لایه ماسه شروع شده و به تدریج بطرف پایین پیش می رود. در بارگذاری های دینامیکی آرام فشار آب حفره ای هنگامی به بیشترین مقدار می رسد که فقط تعداد معینی سیکل از بار دینامیکی بر توده ماسه اعمال گردد. بطور کلی این موضوع مشاهده گردیده است که نشست های ایجاد شده در ماسه تحت اثر ارتعاشات افقی بمراتب بیشتر از ارتعاشات قائم می باشد.

میزان خسارت وارده به ساختمانها ناشی از پدیده روانگرایی بستگی دارد به اینکه تا چه مدتی ماسه در حالت مایع باقی می ماند. در ماسه های درشت دانه این مدت بعثت وجود نفوذپذیری بالای مصالح به مراتب کوتاهتر از ماسه های ریزدانه می باشد.

لغزشی که در یکی از شیروانیهای آلاسکا در زلزله سال ۱۹۷۱ اتفاق افتاد به مدت ۹۰ ثانیه بعد از شروع حرکات زمین بوقوع پیوست اگر حرکات زمین کمتر از مدت فوق مثلاً ۵۰ ثانیه طول می کشید ناپایداری و فقدان مقاومت خاک در این شیروانی اتفاق نمی افتاد.

ارتعاشات و نوسان های چند بعدی از قبیل آنچه که در هنگام زلزله بوقوع می پیوندد تأثیرات شدیدتری از ارتعاشات يك بعدی روی خاکها خواهد داشت. براساس مطالعاتی که Seed (۱۹۷۶-۱۹۷۹) در رابطه با روان شدن ماسه ها انجام داده است این موضوع روشن گردیده که فشار آبهای حفره ای در اثر ارتعاشات چند بعدی بسیار سریعتر از ارتعاشات يك بعدی افزایش می یابند. همچنین نسبت تنشهای اصلی که در آن وضعیت از تنشها فشار آبهای حفره ای به مقدار ماکزیمم خود می رسد در ارتعاشات چند بعدی ۱۰ درصد کمتر از مقدار آن در ارتعاشات يك بعدی می باشد. در همین رابطه ضریب تصحیحی معادل همین رقم لازمست تا نتایج حاصل از آزمایشات برش ساده سیکلی متداول را با رعایت چنین اثری مورد استفاده قرار داد.

موقعیت زهکشی و ابعاد توده ماسه

ماسه ها نوعاً قدیمی تر از خاکهای ریزدانه می باشند. معهذاً در چنین مصالحی هنگامی که ابعاد لایه وسیع باشد مسیر زهکشی طولانی گردیده و در خلال بارگذاری دینامیکی سریعی شبیه آنچه که در اثر زلزله بر خاک اعمال می شود توده ماسه ممکنست مشابه يك لایه غیرزهکش عمل نماید. بنابراین احتمال وقوع پدیده روانگرایی در این توده افزایش خواهد یافت.

استفاده از زهکشهای شنی جهت پایدارساختن توده های ماسه ای قابل روان شدن توسط برخی از محققین پیشنهاد شده است و روشهایی نیز جهت طرح چنین زهکشها ارائه گردیده است. اگر مصالحی که جهت زهکشها بکار می رود ۲۰۰ برابر نفوذپذیرتر از مصالح اصلی باشند عمل زهکشی با راندمان کامل انجام خواهد گرفت. با پیش بینی و تعبیه زهکشهای مصنوعی فوق طول مسیر زهکشی تقلیل یافته و مجموعه پایدارتر خواهد شد.

ماهیت و مقدار بارهای وارده

اعمال تنشهای همگن بر يك توده ماسه موجب ایجاد تنشهای مؤثر اولیه در خاک خواهد شد. جهت انتقال تنشهای مؤثر اولیه بزرگ به آبهای حفره ای یا شدت ارتعاشات وارده بایستی بزرگ باشد و یا اینکه تعداد زیادی سیکل از بار ارتعاشی بر خاک وارد شود. بنابراین تنشهای مؤثر اولیه بزرگ احتمال وقوع روان شدگی را تقلیل می دهند.

اگر شرایط تنشهای اولیه در توده خاک همگن و در جهات مختلف یکسان نباشد (همچنان که معمولاً در طبیعت وجود دارد) شرایط تنشهایی که موجب سیلان خاک می شود وابسته به ضریب رانش خاک در حالت سکون خواهد بود (Ko). برای مقادیر Ko بزرگتر از ۰٫۵ تنشهای اولیه لازم جهت ایجاد روانگرایی خاک حداقل ۵۰ درصد افزایش خواهد یافت. در نتیجه آزمایش سه محوری نمی تواند بطور واقعی شرایط تنشها را مطابق آنچه که در عمل هست برقرار سازد و اطلاعات بدست آمده از این آزمایشات در رابطه با خصوصیات روان شدگی خاکها کاملاً محافظه کارانه خواهد بود. معهداً چنانچه تنشهای بین ذره ای اولیه بزرگی به هنگام بارگذاری در طبیعت بر خاک اعمال شود بایستی خاک را با مصالحی که بسیار نفوذپذیر می باشند از قبیل قلوه سنگ و یا قطعات بتنی ترکیب کرد تا اینکه فشار آب حفره ای به راحتی و سریع بتواند در بین ذرات مستهلك شود.

روش شکل گیری خاک

ماسه ها معمولاً به عنوان مصالحی شناخته می شوند که بافت و خصوصیات ساختمانی معینی، شبیه آنچه که در خاکهای رسی وجود دارد، دارا نمی باشند. معهداً بموجب مطالعاتی که در زمینه پدیده روانگرایی ماسه ها انجام گرفته این امر بخوبی نشان داده شده است که خصوصیات روان شدگی ماسه های اشباع تحت بارهای سیکلی به مقدار قابل ملاحظه ای وابسته به روش تهیه نمونه و بافت و ساختمان ماسه دارد. در مطالعاتی که توسط Seed به عمل آمده البته بسته به روش تهیه نمونه این موضوع کاملاً مشهود است که شرایط تنشهای لازم جهت ایجاد پدیده روانگرایی در اثر تعداد معینی از سیکل بار برای نمونه هایی از يك نوع ماسه و با يك نوع دانسیته ممکنست تا ۲۰۰ درصد تغییر نماید. بنابراین انجام مطالعات آزمایشگاهی مستلزم شبیه سازی جهات و بافت ذرات در نمونه ها نیز می باشد. در این رابطه هنوز تحقیقات بیشتری در خصوص تعریف و تعیین اثر جهات قرارگیری و

یافت ذرات ماسه بصورت کمی و نیز اثر روش تهیه نمونه در خصوصیات روان شدگی ماسه ها مورد نیاز است.

مدت شکل گیری توده ماسه

عمر يك توده ماسه که در گذشته بصورت طبیعی شکل گرفته است ممکنست خاصیت روان شدگی آن را تحت تأثیر قرار دهد. در مطالعه‌ای که در رابطه با پدیده روانگرایی روی یک ماسه دست نخورده و همچنین روی نمونه هایی بازسازی شده از همان ماسه بعمل آمده تا حد ۷۵ درصد افزایش مقاومت در برابر روانگرایی مشاهده شده است. برخی این افزایش را بعلت نوعی در هم رفتن و جوش خوردگی ذرات که ممکنست در نقاط تماس دانه ها رخ دهد می دانند. این موضوع بایستی با مسئله قبلی که فقط مربوط به یافت و جهات شکل گیری ذرات توده ماسه می باشد تفکیک گردد.

سابقه تغییرشکلهای نسبی قبلی

در اثر وقوع زلزله ماسه ها ممکنست تحت اثر تغییرشکلهایی قرار گیرند. به منظور تعیین اثر سابقه تغییرشکلهای قبلی روی خاصیت روان شدن ماسه ها مطالعاتی روی نمونه های جدید تهیه شده و همچنین نمونه های مشابه که قبلاً تحت اثر تغییرشکلهایی قرار گرفته اند توسط دستگاه برش ساده بعمل آمده است. این موضوع ملاحظه گردید که خصوصیات روانگرایی ماسه ها تحت تأثیر تغییرشکلهایی که قبلاً بر نمونه اعمال گردیده است نیز می باشد. Seed نشان داد که گرچه تغییرشکلهای قبلی باعث ایجاد تغییرات قابل ملاحظه ای در دانسیته ماسه نمی گردند معهذاً باعث افزایش تا حدود ۱/۵ برابر تنشهایی که مولد روانگرایی می باشند خواهند شد. همچنین توسط محققین دیگر مقادیر بسیار زیادتری افزایش برای حالاتی که تغییرشکلهای گذشته جدی تر بوده اند مشاهده و گزارش شده است.

حبابه‌ای هوای محبوس بین ذرات

اگر حبابهای هوا در داخل آبی وجود داشته باشد که مرتباً تحت تنشها و فشارهای اضافی قرار گیرد. بعلت قابلیت تراکم این حبابها سهمی از فشار اضافی جذب و موجب متراکم شدن آنها خواهد شد. بنابراین هوای محبوس بین ذرات ماسه موجب تقلیل احتمال وقوع روانگرایی خواهد شد.

اثرات متقابل کلیه عوامل مذکور بر یکدیگر بسیار غامض و پیچیده است. اطلاعات آزمایشی کافی روی ماسه های متخلخل تحت بارهای ارتعاشی به منظور نیل به نتایج کمی و کیفی در دست می باشد. توضیح های مفیدی موجود است که برای محققینی که به دنبال بررسیهای صحرایی و آزمایشگاهی این پدیده می باشند کمک خوبی می تواند باشد. همچنین مطالعات متعدد و مهمی در خصوص خساراتی که به خاکها و سازه های واقع در زمینهای مایع شده وارد گردیده بعمل آمده است. در این مبحث نمونه هایی از مطالعات آزمایشگاهی که در رابطه با این پدیده رایج است آورده شده است. همچنین یک روش تحلیل و بررسی درخصوص پدیده روانگرایی ماسه ها ارائه شده است.

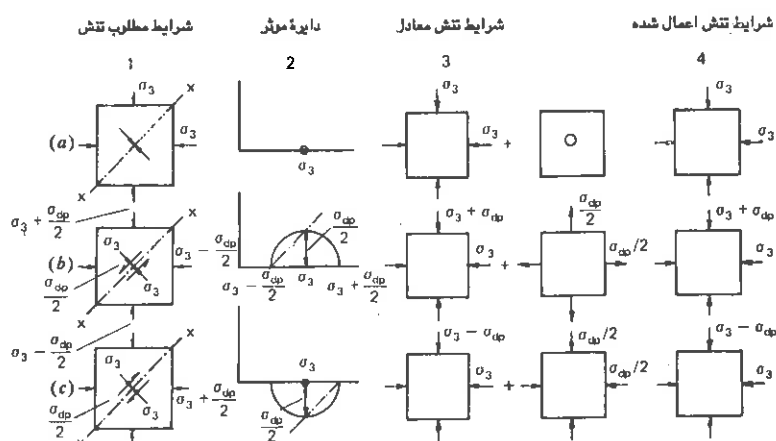
۸-۵ مطالعات آزمایشگاهی روانگرایی خاکها

دو نوع آزمایش جهت بررسی خصوصیات روان شدن ماسه ها در آزمایشگاه متداول می باشد، آزمایش برش ساده یا سه محوری سیکلی و آزمایش میزویبره. در آزمایش سه محوری ابتدا نمونه بصورت ایزوترپ تحکیم یافته و سپس تنش قائم نوسانی بر آن وارد می گردد. در آزمایش برش ساده ابتدا فشار قائم بر نمونه وارد گردیده و سپس تنشهای برشی نوسانی با مقدار معین بر آن اعمال می شود. در آزمایش میزویبره، ابتدا ماسه در داخل يك مخزن با شرایط مورد نظر جای داده شده و سپس مخزن روی میز ارتعاش قرار می گیرد. آنگاه میز تحت فرکانس و دامنه مشخصی بصورت یکنواخت و مداوم و یا بوسیله يك برنامه از قبل تنظیم شده به ارتعاش در می آید. ماسه داخل مخزن نیز تحت سرباری مشابه آنچه در طبیعت وجود دارد تحکیم می گردد. مطالعات نمونه ای از هر دو روش ذکر شده فوق در قسمتهای بعدی آورده خواهد شد.

۸-۶ مطالعات روانگرایی خاکها توسط دستگاههای سه محوری

Lee و Seed بر اساس مطالعات گسترده ای که درخصوص پدیده روانگرایی خاکها انجام دادند بیان داشتند که قسمت عمده تغییرشکلهای خاک در اثر بسیاری از زلزله ها بعلت انتشار امواج برشی از لایه های زیرین به طرف لایه های فوقانی می باشد. در خلال يك زلزله خاک تحت اثر يك سری از تنشهای برشی قرار می گیرد که جهاتشان به دفعات بسیار زیاد تعویض می گردد. اگر سطح زمین افقی باشد در این حالت تنش برشی در صفحه افقی وجود نخواهد داشت. تنش قائم کل وارد بر این صفحه ثابت مانده و در خلال زلزله تنشهای برشی سیکلی تولید می گردند.

چنین شرایطی از تغییر شکلها با استفاده از دستگاه برش ساده تحت بارگذاری های سیکلی بنحواحسن قابل فراهم ساختن می باشد. معیناً این شرایط بصورت تقریبی بوسیله آزمایشات سه محوری سیکلی فشاری نیز بر نمونه های ماسه اعمال شده است. مکانیزم اعمال چنین شرایط تنشی توسط دستگاه سه محوری سیکلی مطابق اشکال (۵-۸) می باشد. در این شکل ستون يك معرف سه وضعیت تنش در مراحل مختلف از آزمایش بارگذاری سیکلی می باشد. در وضعیت a نمونه تحت فشار همه جانبه σ_3 قرار گرفته است. دایره موئر در این حالت يك نقطه بوده و تنش روی هر صفحه ای از قبیل XX معادل σ_3 خواهد بود. در وضعیت b تنش قائم به اندازه $\sigma_{dp}/2$ افزایش یافته و تنش افقی معادل همین مقدار تقلیل می یابد. دایره موئر این حالت در ستون دوم رسم گردیده است. تنش قائم روی صفحه XX در این حالت نیز σ_3 می باشد ولی تنش برشی معادل $\sigma_{dp}/2$ هم تولید می شود و بالاخره در وضعیت c تنش قائم به اندازه $\sigma_{dp}/2$ تقلیل یافته در حالی که تنش افقی معادل همین مقدار افزایش می یابد. مجدداً برآیند وضعیتهای تنش در این حالت تنش قائمی معادل σ_3 در صفحه XX ایجاد می نماید، لیکن تنش برشی تولید شده در روی این صفحه برابر $\sigma_{dp}/2$ و در خلاف جهت در حالت b می باشد.



شکل (۵-۸) شرایط تنش برای آزمایش سه محوری در يك نمونه ماسه اشباع تحت بارگذاری شبیه زلزله

بنابراین با ایجاد شرایط تعادل و اعمال تنشهای محیطی یکسان بر نمونه و سپس تغییرات بارهای سیکلی قائم و افقی بین دو حالت b و c در روی صفحه XX، شرایط تنش معادل همان خواهد بود که به هنگام زلزله در امتداد صفحه XX ایجاد خواهد شد.

جهت ایجاد شرایط تنشهای مورد نظر، تغییرات تنشهای سیکلی بایستی به گونه ای باشد که در تمامی مراحل متوسط تنشهای اصلی ماکزیمم و می نیمم مقداری ثابت باشد. این حالت ممکن است به نام میانگین ثابت تنش اصلی حدی نامگذاری شود. اگر اثر تنش اصلی متوسط (σ_2) نادیده گرفته شود اعمال وضعیت شوق موجب برآوردن شرایط تنشهای مورد نظر خواهد شد.

اعمال همزمان تغییرات سیکلی در تنشهای افقی و قائم بر نمونه تحت آزمایش بمنظور برقراری وضعیت میانگین ثابت تنش اصلی حدی مرحله ای مشکل از آزمایش است. معیذا برای خاکهای اشباع این مشکل به سادگی قابل حل می باشد. بعنوان مثال، شرایط تنش نشان داده شده در ردیف b (ستون ۱) با اعمال شرایط تنش معادل دو گانه نشان داده شده در ستون ۲ (ردیف b) بطور همزمان ایجاد می گردند. بنابراین در حالی که نمونه تحت فشار همه جانبه σ_3 می باشد لازمست فشار قائم به مقدار σ_{dp} افزوده شده و همزمان فشار همه جانبه به مقدار $\sigma_{dp} / 2$ کاهش داده شود. معیذا کاهش فشار همه جانبه در نمونه های اشباع به راحتی فشار آب حفره ای را معادل $\sigma_{dp} / 2$ تقلیل خواهد داد. بدون اینکه تغییری در تنشهای مؤثر ایجاد نماید. در نتیجه با توجه به اینکه هرگونه تغییر شکل نمونه در اثر تغییرات فشار مؤثر ذرات بوجود خواهد آمد در این حالت تغییرات فشار همه جانبه هیچگونه تغییر شکلی در نمونه ایجاد نخواهد کرد. در واقع اگر هم تقلیل فشار همه جانبه انجام نمی گرفت مقادیر تنش مؤثر و تغییر شکل نمونه یکسان می بود تنها تفاوتی که در اثر تقلیل فشار همه جانبه ایجاد می شود این است که فشار آب حفره ای نمونه به اندازه $\sigma_{dp} / 2$ کاهش می یابد. بنابراین شرایط تنش نشان داده شده در ردیف b (ستون ۱) به راحتی با اعمال شرایط تنش ستون ۴ (ردیف b) قابل دسترسی می باشد فقط کفایت مقادیر اندازه گیری شده فشار آب حفره ای را معادل مقدار ذکر شده فوق اصلاح نمود. تغییر شکلهای نسبی و تنشهای مؤثر هیچگونه اصلاحی نیاز ندارند.

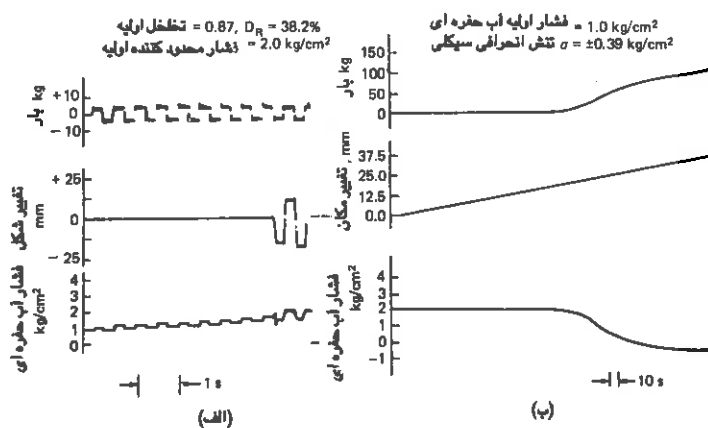
بطریق مشابه شرایط تنش نشان داده شده در وضعیت c (ستون ۱) با اعمال شرایط تنش معادل در ستون ۲ (همین ردیف) یعنی کاهش فشار قائم به اندازه σ_{dp} و افزایش فشار همه جانبه به اندازه $(\sigma_{dp} / 2)$ قابل دسترسی می باشد. اثر چنین شرایط تنشی با کاهش تنش قائم به اندازه

σ_{dp} و اصلاح فشار آب حفره ای به اندازه $(+\sigma_{dp}/2)$ معادل خواهد بود. البته مقدار تنش سیکلی σ_{dp} نبایستی از فشار همه جانبه اولیه σ_3 تجاوز نماید زیرا تنش قائم بایستی همواره فشاری باقی بماند.

رفتار ماسه شل (Loose) تحت بارگذاری سیکلی

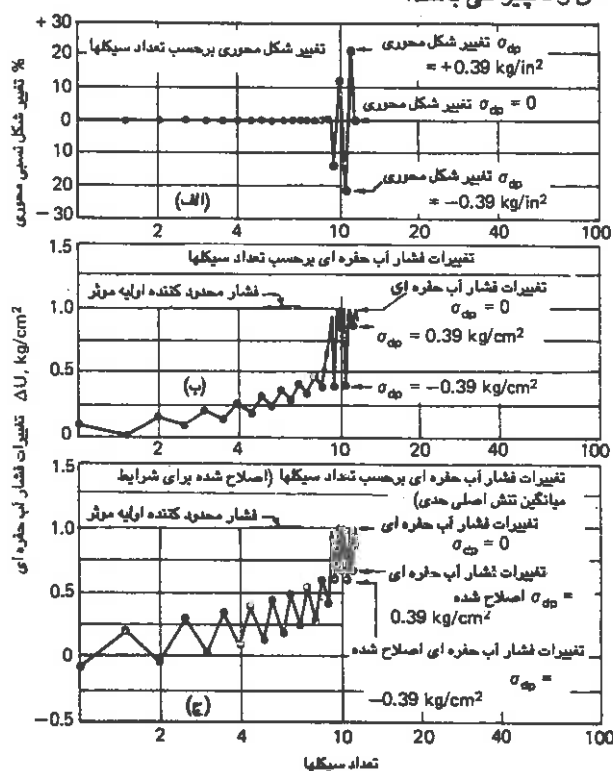
جهت مطالعه رفتار ماسه های غیرمترکم (شل) روی يك نمونه ماسه با اندازه ذرات بین ۰.۰۷۵ و ۰.۲۵ میلی متری می نیمم و ماکزیمم تخلخل ۰.۶۱ و ۰.۸۳ آزمایش سه محوری سیکلی بعمل آمده است. نتایج يك نمونه از این بارگذاریها که در آن تنش انحرافی سیکلی با دامنه ثابت $\pm 0.39 \text{ Kg/Cm}^2$ و فرکانس ۲ هرتز روی نمونه ماسه اشباع در فشار همه جانبه 2 Kg/Cm^2 اعمال گردیده در شکل (۶-۸-الف) نشان داده شده است. در این آزمایش مقادیر تغییر مکان و فشار آب حفره ای در زمانهای مختلف مرتباً اندازه گیری شده است.

از این منحنی ها بخوبی معلوم است که در خلال ۶ سیکل اول بار با وجود افزایش فشار آب حفره ای، تغییرات محسوسی در تغییرشکلهای نمونه رخ نداده است. معهذاً در نهمین سیکل از بار، فشار آب حفره ای ناگهان به مقداری معادل فشار همه جانبه افزایش یافته و تغییرشکلهای نمونه به مقدار وسیعی ظاهر گردیدند بطوریکه در سیکل دهم مقادیر تغییرشکلهای نسبی نمونه از ۲۰ درصد هم متجاوز شده اند. در واقع خاک در این مرحله روان گردیده و فشار مؤثر ذرات به صفر رسیده است. در طول دامنه وسیعی از تغییرشکلهای خاک هنوز در حالت مایع باقی مانده است.



شکل (۶-۸) الف: آزمایش سه محوری سیکلی روی ماسه شل ب: آزمایش استاتیکی بعد از روانگرایی ماسه

با استفاده از نتایج آزمایش نشان داده شده در شکل (۶-۸-الف) تغییرات دامنه تغییر شکل نسبی محوری، تغییرات مشاهده شده در فشار آب حفره ای و بالاخره تغییرات فشار آب حفره ای که بر مبنای شرایط میانگین تنش اصلی حدی اصلاح شده است برحسب تعداد سیکل بار در اشکال (۷-۸) ترسیم گردیده است. ملاحظه می شود که تغییر شکلهای نسبی محوری تا مرحله وقوع روانگرایی ماسه قابل اغماض و ناچیز می باشد.



شکل (۸-۷) نتایج نمونه آزمایشات سیکلی روی ماسه شل در شرایط: $e = 0.87$, $DR = 28\%$

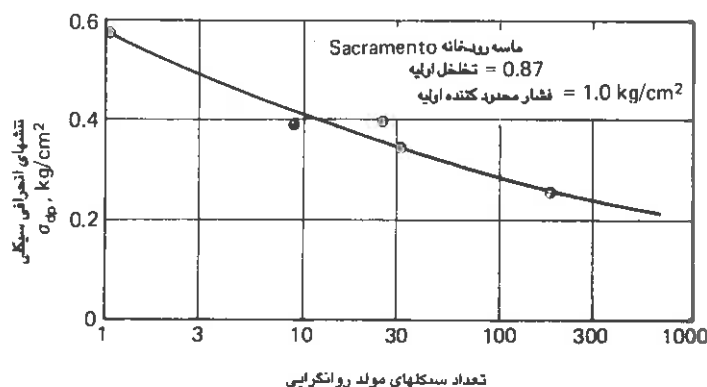
$$\sigma_{dp} = -0.29 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ و } \sigma_3 = 1 \text{ Kg/Cm}^2$$

سپس دامنه تغییرات آن کاملاً بزرگ گردیده و در قسمت فشاری و کششی تقریباً قرینه می باشند. فشار آب حفره ای تدریجاً بصورت یکنواخت و ملایم با افزایش تعداد سیکلها بالا رفته تا اینکه دفعتاً به مقدار زیادی افزایش می یابد که این لحظه معرفی روانگرایی اولیه ماسه می باشد. مقادیر غیریکسان فشار آب حفره ای که در افزایش و کاهش تنش انحرافی بوجود آمده است مبین اثر شرایط تنش اعمال شده بر نمونه می باشد. معیاد هنگامی که مقادیر فشار آب حفره ای

اندازه گیری شده بر مبنای شرایط میانگین تنش اصلی حدی اصلاح می گردد هنوز تغییرات آن در مرحله بارگذاری (فشار) و مرحله باربرداری (کشش) مساوی نمی باشد. این امر به اثر تنش اصلی متوسط (σ_2) روی رفتار نمونه نسبت داده می شود. زیرا در خلال اعمال فشار محوری تنش اصلی متوسط مساوی تنش اصلی می نیم ($\sigma_2 = \sigma_3$) می باشد در حالی که در مرحله اعمال کشش محوری این تنش برابر تنش اصلی ماکزیمم خواهد بود ($\sigma_2 = \sigma_1$).

بعد از روان شدن ماسه، هنگامی که تنش انحرافی ماکزیمم است فشار آب حفره ای کمترین مقدار خود را داشته و هنگامی که تنش انحرافی معادل صفر است فشار آب حفره ای بیشترین مقدار خود را خواهد داشت (در واقع مساوی فشار همه جانبه وارد بر نمونه در این حالت می گردد).

در ماسه ای که مورد مطالعه قرار گرفته روانگرایی بعد از ۸ سیکل بار بوقوع پیوسته است که در خلال این تعداد سیکل از بار، تغییرشکلهای حاصله قابل اغماض بودند. اگر دامنه تنشهای سیکلی انحرافی افزایش یابد تعداد سیکلهای لازم جهت ایجاد روانگرایی کاهش خواهد یافت و بالعکس شکل (۸-۸). در حالات نشان داده شده در شکل، نمونه های ماسه، بسته به شدت تنش انحرافی اعمال شده در برابر ۸ تا ۲۰۰ سیکل از بار بدون تغییر شکل قابل ملاحظه ای مقاومت نموده اند، لیکن در اثر اعمال ۱ یا ۲ سیکل اضافی از بار به کلی روان گردیده و مقاومت خود را از دست داده اند همانطوریکه در اشکال (۸-۷) نمایش داده شد.



شکل (۸-۸) رابطه بین تنش انحرافی سیکلی و تعداد سیکلهای مولد سیلان در ماسه متخلخل (شلی)

اثر بارگذاری استاتیکی بعد از روانگرایی ماسه

نتایج آزمایش بارگذاری استاتیکی روی ماسه شل و غیرمتراکمی که روان گردیده در شکل (۶-۸-ب) ترسیم گردیده است. همانطوریکه از شکل مزبور پیداست نمونه ماسه بدون نشان دادن هیچگونه مقاومت و تغییری در فشار آب حفره ای تغییر شکل داده و تا مقادیر قابل ملاحظه ای تغییرشکلهای آن افزایش می یابد. سرانجام هنگامی که تغییر شکل نسبی به حدود ۲۰ درصد رسید نمونه شروع به ازدیاد حجم و اتساع نموده، فشار آب حفره ای تقلیل یافته و افزایش تنش مؤثر بین ذرات موجب مقدار قابل ملاحظه ای مقاومت در برابر تغییر شکل می گردد.

این موضوع قابل استنتاج است در حالتی که در بین توده ماسه روان شده جریان زه آب به طرف لایه های بالایی برقرار نباشد اعمال تنشهای برشی استاتیکی بعد از وقوع يك سری حرکات سیکی موجب جابجای نمودن وسیعی در ماسه روان شده گردیده و بطور همزمان باعث بسیج مقاومت زیادی از ماسه در مقابل تغییرشکلهای بیشتر خواهد شد. بنابراین انتظار می رود که چنین ماسه روان شده ای هنگامی که تنشهای سیکی و یا حرکات زمین در اثر وقوع زلزله متوقف گردد بلافاصله مجدداً مقاوم و مستحکم گردد.

اثر فشار همه جانبه بر روانگرایی ماسه

جهت ارزیابی اثر فشار محدودکننده یا فشار همه جانبه بر خصوصیات روانگونی ماسه ها سه سری آزمایش روی نمونه هایی با تخلخل یکسان (بعد از تحکیم یافتن) بعمل آمده است. در این آزمایشات نمونه ها ابتدا تحت فشارهای همه جانبه ۷۵، ۰٫۵ و ۱ کیلوگرم بر سانتی مترمربع تحکیم یافته سپس تنشهای انحرافی سیکی با دامنه یکسان بر آنها وارد گردیده و فشارهای آب حفره ای و مقادیر تغییر شکل نمونه اندازه گیری شده است.

بر اساس نتایج بدست آمده از این آزمایشات ملاحظه می گردد که هرچه فشار محدودکننده نمونه بزرگتر باشد تعداد بیشتری از سیکل بار لازمست تا ماسه روان گردد.

Lee و Seed (۱۹۶۷) تعداد قابل ملاحظه ای آزمایش روی يك نمونه ماسه بعمل آوردند تا روابط کمی بین کلیه عواملی که خصوصیات روان شدگی ماسه ها را متأثر می سازند بدست آورند. آزمایشات روی ماسه ای با خواص زیر بعمل آمده است:

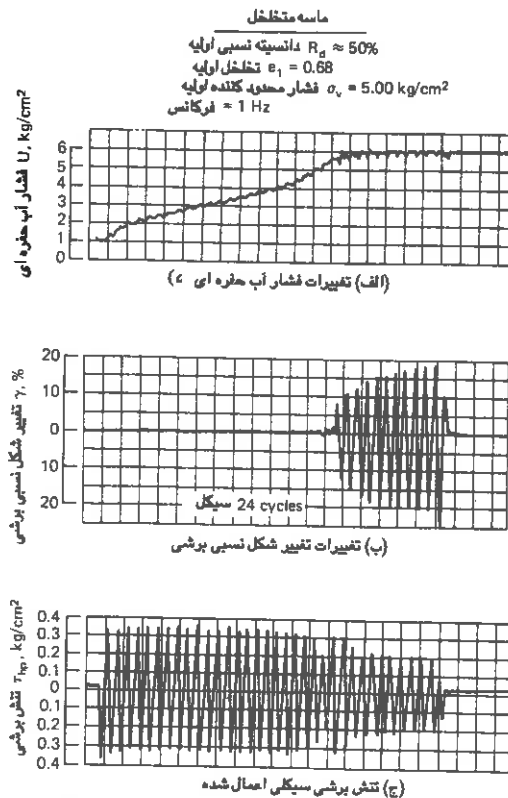
وضعیت تراکم	D_R	e_0
نسبتاً شل	٪۳۸	۰٫۸۷
بطور متوسط متراکم	٪۶۰	۰٫۷۸
متراکم	٪۹۴	۰٫۱۷
خیلی متراکم	٪۱۰۰	۰٫۶۶

در این رابطه مقدار قابل ملاحظه ای نتایج آزمایشات مربوط به نحوه اثر عوامل مختلف بر روان شدن ماسه ها، روان شدگی اولیه و شرایط از قبل تعیین شده تغییر شکل نسبی، تحت بارگذاریهای نوسانی در مورد ماسه مربوطه گزارش شده است.

۷-۸ مطالعات روانگرایی خاکها توسط دستگاههای برش ساده نوسانی

مطالعات زیادی بوسیله دستگاه برش ساده نوسانی که در فصل چهارم تشریح شد بعمل آمده که در آن خصوصیات روانگرایی خاکها مورد بررسی قرار گرفته است. اولین سری اطلاعات جامع در این خصوص توسط Seed و همکارش با استفاده از دستگاه فوق تهیه و گزارش شده است. ماسه مورد استفاده تمیز و از نوع SP در سیستم طبقه بندی یکنواخت بوده است. ذرات این ماسه سخت، مقاوم و دارای ابعاد متوسط بوده، مقادیر ماکزیمم و می نیمم تخلخل این ماسه ۰٫۸۳ و ۰٫۵۳، ضریب یکنواختی آن ۱٫۲۲ و اندازه مؤثر آن ۰٫۵۴ میلی متر بوده است. ابعاد نمونه های مورد آزمایش ۶ x ۶ x ۲ سانتی متر بوده و نمونه های آزمایش شده دارای دانسیته نسبی ٪۹۰ (شل)، ٪۸۰ (تراکم متوسط) و بالاخره ٪۹۰ (متراکم) بوده اند. تمام نمونه ها اشباع بوده و تحت فشار پشتینه (Back Pressure) 1 Kg/Cm^2 قرار داشته اند. در خلال آزمایشات فشار قائم وارد بر نمونه ثابت بوده و تنش برشی نوسانی با فرکانس ۲ هرتز بر نمونه اعمال گردیده است. در اشکال (۸-۹) نمونه ای از نتایج آزمایش برش ساده نوسانی روی ماسه شل نشان داده شده است. در این آزمایش تنش برشی τ_{hp} با دامنه ثابت $(0.33 \pm \text{Kg/Cm}^2)$ و فرکانس ۱ هرتز بر

نمونه اشباع ماسه وارد می شود. بار قائم تحکیم کننده نمونه $\sigma_v = 5$ (Kg/Cm²) بوده و تغییرات فشار آب حفره ای و تغییر شکل نسبی برشی افقی قرانت گردیده است.



شکل (۸-۹) نتایج يك نمونه آزمایش سیکلی بر ماسه شل تحت شرایط برش ساده

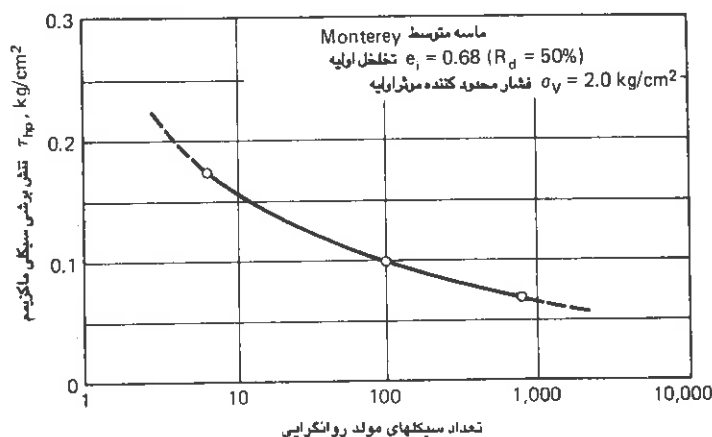
همانطور که از شکل پیداست در خلال ۲۴ سیکل اول بار تغییر شکل محسوس ایجاد نمی شود. معه‌ذا در سیکل ۲۵ ام تغییر ناگهانی در تغییرشکلهای برشی رخ می دهد. در سیکل بیست و ششم در حدود ۲۳ درصد افزایش در تغییر شکل برشی ایجاد می گردد. بنابراین بعد از عبور از سیکل بیست و چهارم تغییرشکلهای برشی بطور مفرط روبه ازدیاد می گذارند.

از شکل (الف) به راحتی می توان دید که فشار آب حفره ای در خلال اعمال بارهای استاتیکی تدریجاً افزایش می یابد تا اینکه فشار محدود کننده مؤثر عملاً به صفر می رسد. در این لحظه تغییرشکلهای نمونه دفعته‌اً افزایش یافته و ماسه روان خواهد گشت. این نکته قابل توجه است که در

خلال مرحله اول آزمایش (۲۴ سیکل بار) علی رغم افزایش تدریجی فشار آب حفره ای و تقلیل فشار مؤثر ذرات، تغییرشکل برشی محسوسی در نمونه ایجاد نمی گردد. معهذا به محض اینکه فشار مؤثر ذرات ماسه در داخل نمونه صفر گردد، تغییرشکلها يك مرتبه افزایش یافته و در خلال حدوداً ۲ سیکل دیگر از اعمال بار، پدیده سیلان بوقوع می پیوندد. این شکست و گسیفتگی ناگهانی رفتار مشخصه ماسه های شل و غیرمتراکم بوده خواه تحت شرایط بارگذاری برش ساده سیکلی و یا بارگذاری سه محوری سیکلی مورد آزمایش قرار گیرند.

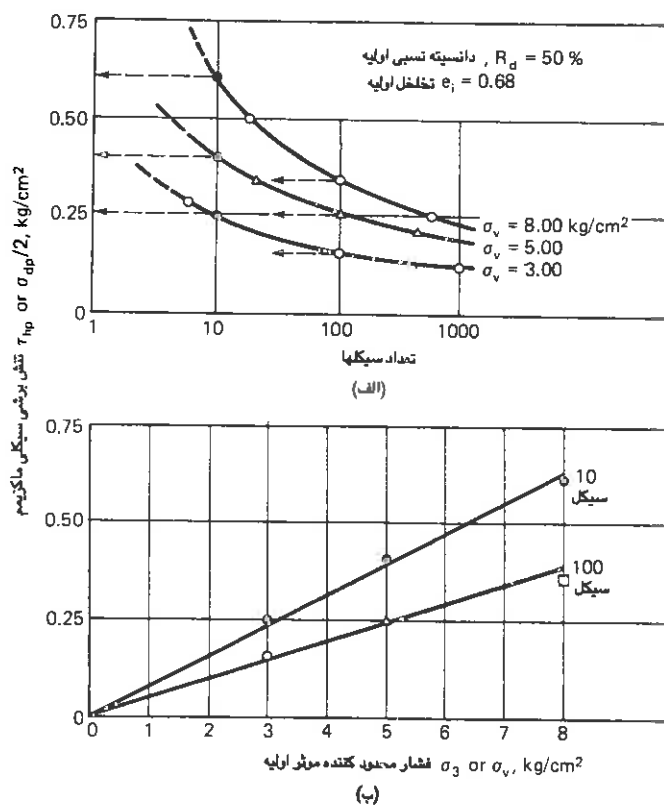
رابطه بین تنش برشی ماکزیمم نوسانی و تعداد سیکلهای لازم جهت روانگرایی ماسه

نتایج يك سری آزمایش که روی ماسه شل بعمل آمده در شکل (۸-۱۰) ترسیم گردیده است. در این شکل بخوبی پیداست که برای يك ماسه با يك مقدار معین تخلخل، تحت يك مقدار فشار محدودکننده مؤثر اولیه مفروض، تعداد سیکل هایی از بار که لازمست موجب روان شدن گردد با افزایش تنش برشی ماکزیمم نوسانی تقلیل خواهد یافت. این منحنی مشابهت بسیاری با منحنی رسم شده در شکل (۸-۸) که مربوط به نتایج آزمایش بوسیله دستگاه سه محوری سیکلی می باشد دارد.



شکل (۸-۱۰) نمونه رابطه میان تنش برشی سیکلی و تعداد سیکلهای مولد روانگرایی (شرایط برش ساده)

اثر فشار محدود کننده روی تنشهای سیلکلی که موجب روانگرایی می گردند در شکل (۸-۱۱ الف) اثر فشار محدود کننده σ_v روی روانگرایی یک نوع ماسه نشان داده شده است. آزمایشات تحت سه فشار محدودکننده مختلف ۳، ۵ و ۸ (Kg/cm^2) انجام گرفته است. در حالیکه سه منحنی از نظر شکل مشابه می باشند موقعیت آنها وابسته به فشار محدودکننده می باشد. همچنان که فشار محدودکننده افزایش می یابد منحنی ها قائم تر شده و بطرف بالا منتقل می گردند.



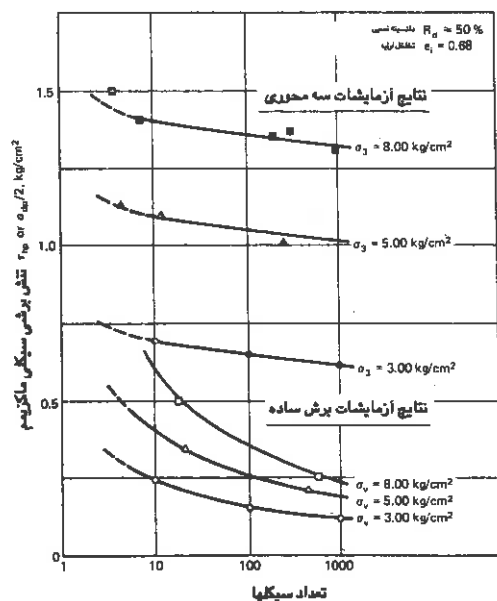
شکل (۸-۱۱) الف: تنشهای سیلکلی مولد روانگرایی اولیه در ماسه شل برای سه فشار محدود کننده مختلف
ب: اثر فشار محدود کننده بر تنشهای سیلکلی مولد روانگرایی در ۱۰ و ۱۰۰ سیکل

اثر فشار محدودکننده بصورت روشن تر در تعداد معینی سیکل از بار در شکل (۸-۱۱) رسم گردیده است. مطابق این شکل تنش برشی نوسانی لازم جهت روانگرایی ماسه با افزایش فشار محدودکننده بطور خطی افزایش می یابد. این رفتار با رفتار ماسه تحت شرایط بارگذاری سیکلی سه محوری هم سازگار می باشد.

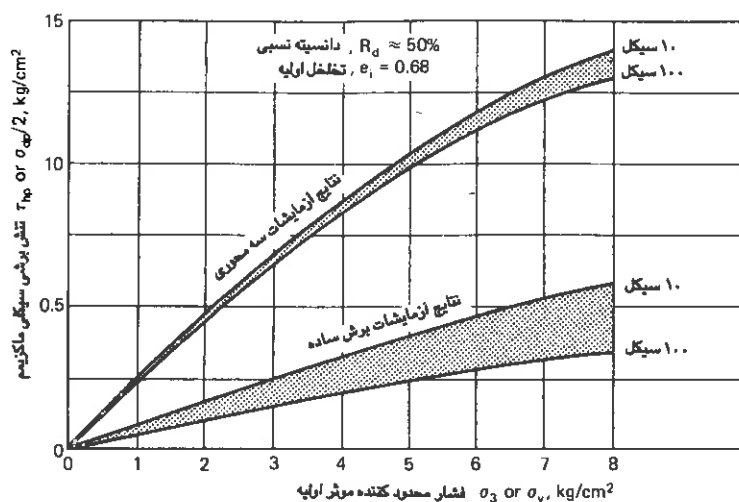
مقایسه تنشهای سیکلی مولد روانگرایی خاکها در شرایط برش ساده و شرایط سه محوری

بمنظور مقایسه مقادیر نسبی تنشهای برشی سیکلی مولد روانگرایی ماسه های اشباع تحت شرایط فشار سه محوری و برش ساده، نمونه هایی از ماسه بادانسیته نسبی ۵۰ درصد در فشارهای محدودکننده ۲ و ۵ و ۸ (Kg/cm^2) در هر دو نوع شرایط مورد آزمایش قرار گرفته اند. نتایج در شکل (۸-۱۲) رسم گردیده است.

از این شکل بخوبی آشکار است که در تمامی فشارهای محدودکننده تنش سیکلی مورد نیاز جهت ایجاد روانگرایی در شرایط برش ساده بمراتب کمتر از تنش سیکلی مورد نیاز در شرایط آزمایش سه محوری می باشد.



شکل (۸-۱۲) تنشهای سیکلی مولد روانگرایی اولیه در سه فشار محدود کننده در آزمایشات فشار سه محوری و برشی ساده سیکلی



شکل (۸-۱۳) مقایسه مقاربت برشی سیکلی ماسه شل تحت بارگذاری برشی ساده سیکلی و سه محوری سیکلی

بمنظور بدست آوردن مقایسه ای کمی بین اطلاعات و نتایج بدست آمده در دو آزمایش، نتایج آزمایش همچنین در شکل (۸-۱۳) رسم شده است. از این شکل پیداست که تنش سیکلی لازم جهت ایجاد روانگرایی در ماسه شل تحت شرایط آزمایش برش ساده در حدود ۳۵ درصد تنش سیکلی لازم تحت شرایط آزمایش سه محوری می باشد.

آزمایشات روی ماسه مذکور بوسیله دستگاه برش نوسانی تحت فرکانسهای ۱، ۲، ۴ و ۶ هرتز انجام گرفته و اثر فرکانس در تنشهایی که موجب روانگرایی می شوند قابل اغماض بوده است.

همچنین نتایج آزمایش روی نمونه هایی با دانسیته نسبی ۸۰ و ۹۰ درصد نیز بدست آمده است. ملاحظه می گردد که ماسه متراکم تا حدودی رفتاری مشابه ماسه شل خواهد داشت. در ابتدا هیچگونه تغییر شکل محسوسی در نمونه ملاحظه نمی گردد. معهذا در مقایسه با ماسه شل، ماسه متراکم هنگامی که سیکلهای بار افزایش می یابند دارای افزایش دامنه تغییر شکل قدری آهسته تر خواهد بود. بنابراین هیچگونه شکست یا گسیختگی ناگهانی از آنچه که در ماسه شل ملاحظه شد در این حالت مشاهده نمی شود. این افزایش تدریجی در دامنه تغییرشکلهای نسبی رفتار مشخصه ماسه های متراکم می باشد خواه تحت شرایط برش ساده سیکلی و یا فشار سه محوری سیکلی مورد آزمایش قرار گیرند.

موضوع روان شدن و روانگرایی ماسه‌های متراکم تحت بارهای سیکنی بعداً به تفصیل مورد بحث قرار خواهد گرفت.

۸-۸ ارزیابی قابلیت روانگرایی خاکها

در قسمتهای قبل عوامل مؤثر بر روانگرایی خاکها را بر شمردیم. مهم‌ترین عواملی که از آن میان بر روان شدن ماسه ها تأثیر قابل ملاحظه ای دارند بقرار زیر می باشند:

۱- نوع خاک

۲- دانسیته نسبی یا تخلخل خاک

۳- فشار محدودکننده اولیه

۴- شدت و مدت لرزش و حرکات زمین در خلال يك زلزله

بر اساس فاکتورهای مؤثر فوق روش عمومی زیر جهت ارزیابی قابلیت روانگرایی ماسه‌ها پیشنهاد شده است:

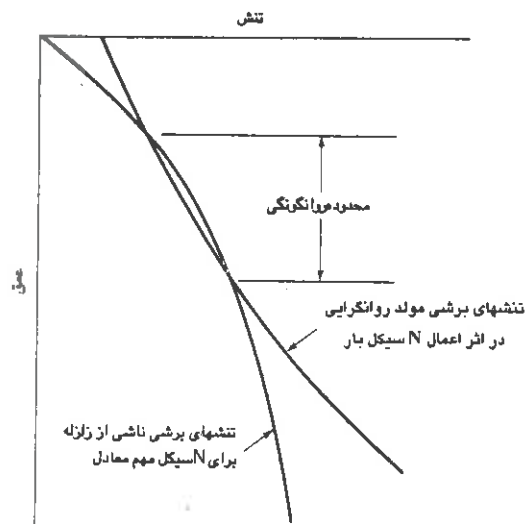
۱- بعد از تعیین شرایط خاک و زلزله طرح، تغییرات زمانی تنشهای برشی ایجاد شده در اثر زلزله در اعماق مختلف توده ماسه را مشخص نمایید.

۲- با معادل گیری مناسبی از تنشهای ایجاد شده در سیکلهای مختلف زلزله، تغییرات زمانی تنشها را به تعدادی سیکل معادل با تنشهای یکنواخت تبدیل نموده و مقادیر تنشهای یکنواخت معادل را بصورت تابعی از عمق مطابق شکل (۸-۱۴) رسم نمایید. باین ترتیب شدت حرکات زمین، مدت حرکات و بالاخره تغییرات تنش برشی در توده ماسه موردنظر قرار گرفته است.

۳- با کمک اطلاعات صحرائی موجود و یا نتایج آزمایشگاهی که در فشارهای محدودکننده مختلف روی نمونه های خاک بعمل آمده، تنش های برش سیکلی ایجاد شده در اعماق مختلف که اعمال آنها به تعداد سیکل معادل قید شده در مرحله ۲ موجب روان شدن ماسه خواهد شد را تعیین نمایید. در این رابطه می توان از آزمایش فشار سه محوری سیکلی و یا برش ساده سیکلی استفاده نمود.

۴- از مقایسه برش ایجاد شده در اثر زلزله با تنشهایی که موجب روان شدن ماسه می گردند معین نمایید که آیا در هیچ قسمتی از عمق توده ماسه روانگرایی رخ خواهد داد یا خیر. بعبارت دیگر آیا

تنشهای زلزله از تنشهای مولد روانگرایی تجاوز می نمایند یا خیر.



شکل (۸-۱۴) روش ارزیابی قابلیت روانگرایی

تحلیلی از رفتار زمین بمنظور ارزیابی تغییرات زمانی تنش ها در اعماق مختلف، چگونگی افزایش و استهلاک فشار آبهای حفره ای در خلال و همچنین بعد از وقوع زلزله توسط Seed و همکارش به عمل آمده است. عوامل دیگری که در ابتدای این فصل عنوان شد نیز خصوصیات روانگرایی خاکها در محل را متاثر می سازند. معیذا روش نسبتاً ساده ای که ذیلاً تشریح می گردد فقط چهار عامل قید شده در ابتدای این قسمت را در بر می گیرد. بمنظور دخالت دادن اثر سایر عوامل Seed پیشنهاد استفاده از ضرایب تصحیح را داده است. در این روش همچنین نیازی به انجام مطالعات آزمایشگاهی برای یک ماسه بخصوص نمی باشد. مراحل مختلف این روش بقرار زیر می باشد.

محاسبه تنشهای برشی ماکزیمم در توده ماسه

تنشهای برشی ایجاد شده در اثر زلزله در هر نقطه از خاک ظاهراً بعلا انتشار امواج برشی از عمق به طرف لایه های فوقانی گسترش می یابند. اگر ستون خاک بالای یک المان خاک در عمق h همانند یک جسم صلب عمل نموده و ماکزیمم شتاب حرکت زمین در سطح a_{max} باشد، تنش برشی

ماکزیمم $(\tau_{\max})_r$ روی المان چنین خواهد بود:

$$(\tau_{\max})_r = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} \quad \text{الف (۸-۶)}$$

که در آن γ وزن مخصوص کل خاک می باشد.

از آنجایی که ستون خاک عمل کننده در بالای المان صلب نبوده و رفتار واقعی آن تغییر شکل پذیر می باشد تنش برشی واقعی در عمق h ، $(\tau_{\max})_d$ ، همچنان که در تحلیل رفتار زمین تعیین گردیده کمتر از مقدار فوق بوده و بوسیله رابطه زیر می توان آن را بیان نمود:

$$(\tau_{\max})_d = r_d (\tau_{\max})_r \quad \text{ب (۸-۶)}$$

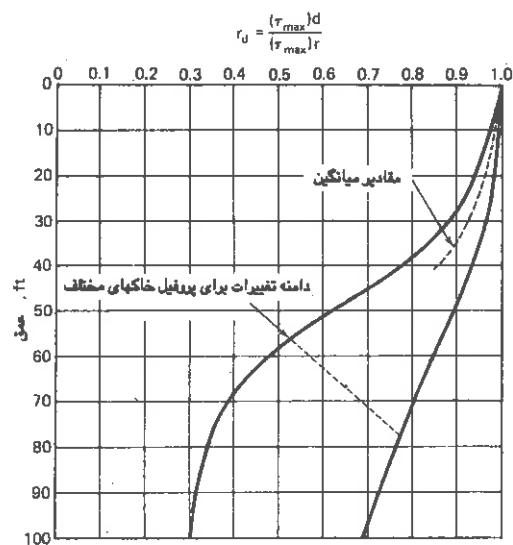
که در آن r_d ضریب تقلیل تنش بوده و مقداری کمتر از ۱ خواهد داشت. محاسبات انجام شده در خصوص r_d برای انواع وسیعی از حرکات زلزله و شرایط ماسه ها تا عمق حدود ۱۷ متر (۵۰ فوت) بیانگر این واقعیت است که r_d مطابق منحنی نشان داده شده در شکل (۸-۱۵) با عمق تقلیل خواهد یافت. پراکندگی نتایج تا عمق ۳۰ یا ۴۰ فوتی زمین چندان زیاد نمی باشد. در نتیجه خطای حاصله در استفاده از منحنی خط چین که در واقع میانگین نتایج می باشد مقداری کمتر از ۵ درصد خواهد بود. بنابراین ارزیابی نسبتاً دقیقی برای تعیین تنش برشی ماکزیمم تا عمق ۴۰ فوتی از رابطه زیر قابل انجام خواهد بود:

$$(\tau_{\max})_d = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad \text{ج (۸-۶)}$$

که در آن رابطه r_d از شکل (۸-۱۵) از روی منحنی خط چین قابل تعیین می باشد. موضوع قابل توجه این است که عمق بحرانی که احتمال وقوع روان شدگی ماسه در آن می رود، چنانچه قرار باشد این پدیده رخ دهد، معمولاً مقداری است که در محدوده اعتبار رابطه اخیر قرار دارد.

تعیین تعداد سیکل مهم معادل (N_c)

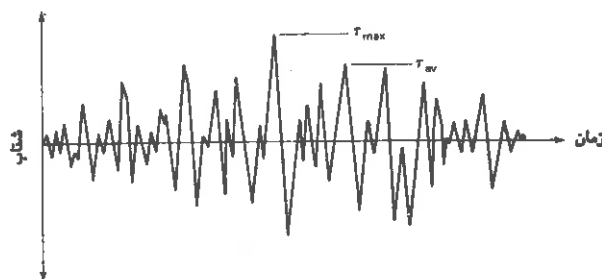
تغییرات تنش برشی با زمان در اثر زلزله در هر نقطه از توده خاک شکل غیر منظمی شبیه آنچه که در شکل (۸-۱۶) ترسیم گردیده است خواهد داشت. از این رابطه تنش - زمان لازمست که تنش



شکل (۸-۱۵) دامنه تغییرات r_d برای پروفیل خاکها در تحلیل روانگرایی

برشی میانگین یکنواخت معادل را بدست آورد. براساس اطلاعات تجربی و با انجام معادل گیری مناسبی از سیکل های تنش ملاحظه می گردد که تنش برشی میانگین یکنواخت معادل را با دقت نسبتاً معقولی می توان معادل ۶۵ درصد تنش برشی ماکزیمم در نظر گرفت یعنی:

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{max} \cdot r_d \quad (۸-۷)$$



شکل (۸-۱۶) تغییرات تنش برشی با زمان در خلال زلزله برای تحلیل روانگرایی خاکها

که در این رابطه τ_{av} تنش برشی میانگین یکنواخت معادل می باشد. تعداد مناسب سیکل های اساسی تنش (N_c) به مدت و همچنین مقدار زلزله مربوطه وابسته خواهد بود. نمونه هایی از این تعداد سیکلها ذیل آورده شده است:

تعداد سیکل‌های اساسی تنش N_c	مقدار زلزله (ریشتر)
۱۰	۷
۲۰	۷٫۵
۳۰	۸

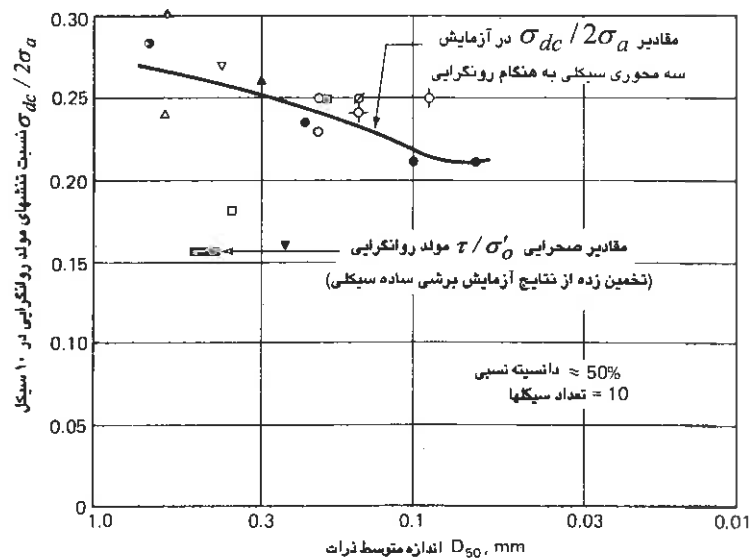
تعیین تنش‌هایی که موجب روانگرایی می‌گردند

تنش‌هایی که اعمال آنها به تعداد سیکل‌های داده شده موجب روانگرایی ماسه می‌گردند با کمک دستگاه سه محوری سیکلی و یا برش ساده سیکلی قابل تعیین می‌باشند.

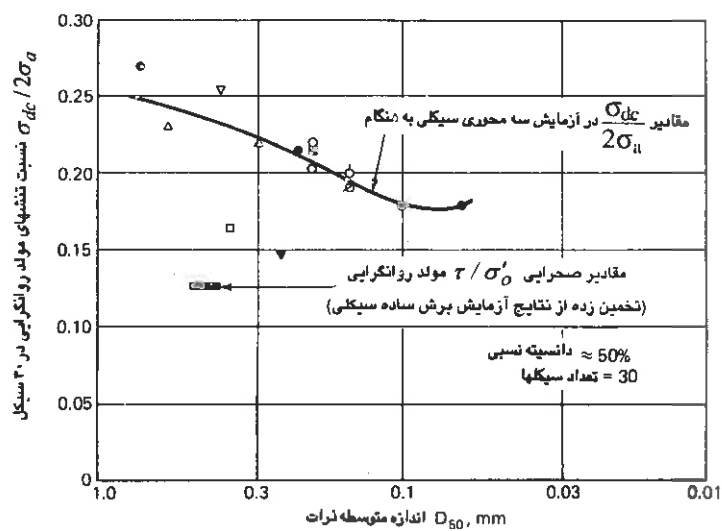
نتایج تعدادی آزمایش سه محوری که در روی ماسه‌هایی با اندازه مختلف (که بوسیله اندازه متوسط ذرات آنها D_{50} مشخص گردیده) در دانسیته نسبی ۵۰ درصد بعمل آمده در اشکال (۱۷-۸) و (۱۸-۸) ترسیم گردیده است. نتایج این آزمایشات برحسب نسبت تنشهای $\sigma_{dc} / 2\sigma_a$ که منجر به روان شدن نمونه‌ها در ۱۰ و ۲۰ سیکل می‌گردند در مقابل D_{50} رسم شده است. در این منحنی‌ها σ_{dc} معرف تنش انحرافی سیکلی و σ_a تنش محدودکننده اولیه که تحت آن نمونه تحکیم یافته است می‌باشند. تنش‌هایی که ممکنست در دانسیته نسبی با مقادیر دیگر به روانگرایی ماسه بی‌انجامد با توجه به اینکه برای D_R تا حدود ۸۰ درصد تنشهای فوق‌الذکر متناسب با دانسیته نسبی می‌باشند را می‌توان بدست آورد.

مقادیر نسبت تنشهای τ / σ'_o که در عمل (صحرا) منجر به روانگرایی ماسه می‌گردند و از نتایج آزمایشات برش ساده تخمین زده شده اند بیان گر این واقعیت هستند که مقادیر صحرائی τ / σ'_o از مقادیر آزمایشگاهی متناظر $\sigma_{dc} / 2\sigma_a$ کوچکتر می‌باشند. در نسبت تنشهای اخیر $\tau / (\tau / \sigma'_o)$ تنش برشی تولید شده در صفحه افق و σ'_o فشار سربار اولیه در آن صفحه می‌باشد. با توجه به مطالب فوق می‌توان دو نسبت تنشها را بصورت زیر به یکدیگر مرتبط نمود:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} \right) = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_f C_r \quad (۸-۸)$$



شکل (۸-۱۷) شرایط تنش جهت ایجاد روانگرایی ماسه ها در ۱۰ سیکل



شکل (۸-۱۸) شرایط تنش جهت ایجاد روانگرایی ماسه ها در ۳۰ سیکل

که در آن C_r ضریب تصحیحی است که نسبت تنشهای آزمایشگاهی را تقلیل داده تا شرایط صحرایی وقوع روانگرایی حاصل گردد.

بنابراین نتایج آزمایشگاهی بدست آمده در شکل به همراه مقادیر C_r می توانند شرایط تنش را بدهند که در آن شرایط احتمال وقوع روانگرایی در عمل خواهد رفت. نسبت تنشهای مربوطه که برای یک خاک معین بادانسیته نسبی معین (D_R) منجر به سیلان خواهد شد را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_o}\right)_{D_R} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{\ell 50} \cdot C_r \frac{D_R}{50} \quad (۸-۹)$$

که در این رابطه بجای D_R دانسیته نسبی مصالح را باید گذاشت و عدد ۵۰ معرف دانسیته نسبی مبنای رابطه می باشد. در بررسی و تحلیل های اولیه می توان مقادیر C_r را از جدول زیر بدست آورد.

ضریب تصحیح (C_r)	دانسیته نسبی % (D_R)
۰.۵۷	۰-۵۰
۰.۶۰	۶۰
۰.۶۸	۸۰

نحوه ارزیابی روانگرایی پذیری ماسه ها

بمنظور ارزیابی قابلیت روان شدن ماسه ها بایستی معین نمود آیا تنشهای برشی بدست آمده از رابطه (۸-۷) تولید شده ناشی از زلزله در هر عمق به آن اندازه بزرگ هستند که باعث روانگرایی ماسه گردند یا خیر. مقدار تنش برشی که موجب روانگرایی می گردند از رابطه (۸-۹) بدست می آید. برای ماسه هایی که سفره آب زیرزمینی در بین اعماق صفر تا ۱۰ فوت (حدود ۳ متر) قرار دارد، عمق بهرانی غالباً در حدود ۲۰ فوت و برای زمین هایی که سفره آب زیرزمینی در عمق ۱۵ فوت

(حدود ۵ متر) قرار داشته باشد عمق بحرانی حدود ۲۰ فوت خواهد بود.

نحوه استفاده از مراحل فوق الذکر در ارزیابی روانگرایی ماسه‌ها در مثال زیر بصورت روشن تر مشخص خواهد شد.

مسئله (۸-۱)

در خلال وقوع زلزله ای خسارات قابل ملاحظه به ساختمانها و دیگر تأسیسات بعثت روان شدن ماسه موجود در منطقه وارد گردیده است. شدت ماکزیم لرزش زمین در این زلزله $0.1g$ و بزرگی زلزله در مقیاس ریشتر معادل 7.5 بوده است. اندازه متوسط ذرات ماسه $D_{50} = 0.25mm$ و دانسیته نسبی ماسه 45% درصد است. سفره آب زیرزمینی در عمق 2 فوتی زمین بوده و لایه ماسه تا عمق 60 فوتی ادامه دارد. وزن مخصوص مرطوب ماسه تا عمق 3 فوتی معادل 112 پوند بر فوت مکعب و از عمق 3 فوت به پایین 112.5 پوند بر فوت مکعب می باشد. وزن مخصوص شناور ماسه هم 50 پوند بر فوت مکعب می باشد. مطلوبست تعیین عمق و ضخامتی که ماسه در آن قسمت روان می گردد.

حل

الف) محاسبه تنش برشی τ_{av} در توده ماسه با استفاده از رابطه زیر:

$$\tau_{av} = 0.65 \gamma h \frac{a_{max}}{g} I_d$$

مقادیر محاسبه و در جدول زیر تنظیم شده است.

عمق ft	$(lb/ft^2) \gamma.h$	a_{max}/g	I_d	$\tau_{av} = (lb/ft^2)$
۱۰	۱۱۲۳.۵	۰.۱	۰.۹۸	۷۱.۶
۲۰	۲۲۴۸.۵	۰.۱	۰.۹۶	۱۴۰.۳
۳۰	۳۳۷۳.۵	۰.۱	۰.۹۴	۲۰۶.۱
۳۵	۳۹۴۹.۰	۰.۱	۰.۹۰	۲۳۰.۴
۴۰	۴۴۹۸.۵	۰.۱	۰.۸۵	۲۴۸.۴
۶۰	۶۷۴۸.۵	۰.۱	۰.۷۰	۳۰۷.۰

ب) تعیین تعداد سیکل معادل تنشهای اساسی

از جدول ارائه شده قبلی تعداد سیکل معادل برای زلزله ای به مقدار ۷٫۵ ریشتر $N_c = ۲$ بدست می آید.

ج) تعیین تنشهایی که موجب روانگرایی ماسه می شود

نسبت تنشهایی که باعث روان شدن ماسه می شوند از رابطه زیر بدست می آید:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} \right)_{\ell D_R} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_{\ell 50} \cdot C_r \frac{D_R}{50}$$

برای دانسیته نسبی $D_R = 50\%$ مقدار C_r از جدول مربوطه چنین بدست می آید:

$$C_r = 0.57$$

با مراجعه به منحنیهای ترسیم شده در اشکال (۸-۱۷) و (۸-۱۸) نسبت به تنشهای مولد روانگرایی

برای اندازه متوسط ذرات معادل $D_{50} = ۰٫۲$ میلی متر چنین بدست می آید:

$$\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right) = 0.242 \quad \text{برای ۱۰ سیکل}$$

$$\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right) = 0.210 \quad \text{برای ۳۰ سیکل}$$

بنابراین نسبت فوق برای $N_c = ۲۰$ سیکل معادل چنین خواهد شد:

$$\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right) = \frac{0.242 + 0.210}{2} = 0.226$$

اکنون مقدار تنش برشی که منجر به وقوع روانگرایی ماسه می شود از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

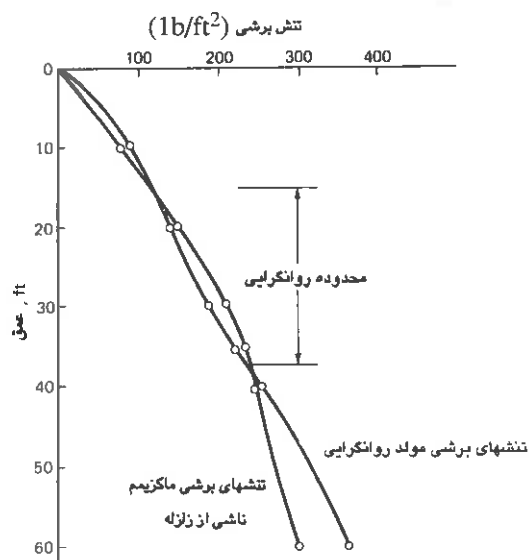
$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} \right)_{\ell D_R} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_{\ell 50} \cdot C_r \frac{D_R}{50}$$

$$\tau = 0.226 \times 0.57 \times \frac{45}{50} \sigma'_o = 0.1159 \sigma'_o$$

که در آن که در آن $\sigma'_o = \Sigma \gamma_b h$ می باشد.

حال برای محاسبه مقادیر مختلف تنش برشی که موجب روان شدن ماسه خواهد شد جدول زیر را تنظیم می نمایم.

عمق (ft)	$\sigma'_o = \gamma_b \cdot h (lb / ft^2)$	$\tau = (lb / ft^2)$
۱۰	۶۸۶	۷۹٫۵۲
۲۰	۱۱۸۶	۱۳۷٫۵۰
۳۰	۱۶۸۶	۱۹۵٫۴۷
۳۵	۱۹۳۶	۲۲۴٫۴۵
۴۰	۲۱۸۶	۲۵۳٫۴۴
۶۰	۳۱۸۶	۳۶۹٫۳۷



شکل (۸-۱۹) منحنی تنش برشی ماکزیمم و تنش برشی مولد روانگرایی در مسئله (۸-۱)

از شکل (۱۹-۸) بخوبی پیداست که در منطقه ای از لایه ماسه که مابین عمق های ۱۵ و ۲۷٫۵ فوتی قرار دارد تنشهای برشی ماکزیمم تولید شده از تنشهای مولد روانگرایی بیشتر می باشد. بنابراین ابتدا در این منطقه روانگرایی بوقوع می پیوندد. از آنجایی که آبهای حفره ای تحت فشار در این منطقه بعد از وقوع روانگرایی بطرف بالا حرکت یافته و جریان پیدا خواهند کرد. لایه ماسه واقع شده بین اعماق ۵ الی ۱۵ فوت نیز احتمال روان شدن خواهد داشت. در عمق بیش از ۲۷٫۵ فوت بعلت اینکه تنشهای برشی ماکزیمم تولید شده کمتر از تنش برشی مولد روانگرایی می باشند احتمال وقوع روانگرایی نخواهد رفت.

۸-۹ مطالعات روانگرایی ماسه ها بوسیله میز ارتعاش

مطالعات انجام شده روی نمونه های بزرگ ماسه های اشباع که توسط میز ارتعاش بعمل آمده است دارای امتیازات عمومی زیر نسبت به آزمایشات سه محوری سیکلی و برش ساده سیکلی می باشد:

۱- در این روش می توان نمونه های بسیار بزرگ از ماسه اشباع را تحت شرایط K_0 (رانش در حال سکون) که در عمل نیز گاهی چنین است مورد مطالعه قرار داد. با توجه به اینکه اثر نیروی اینرسی ناشی از وسایل اندازه گیری تعبیه شده در نمونه به دلیل بزرگی آن قابل اغماض می باشد تغییرشکلهای و شتابهای داخلی نمونه به سادگی قابل اندازه گیری می باشند.

۲- در این روش می توان آزمایش را طوری تنظیم نمود که تغییرات جابجایی، سرعت و یا شتاب را مورد کنترل قرار داد. بنابراین می توان اطلاعات بسیاری در خصوص اعمال نیروهای دینامیکی با شتاب ها و فرکانس های مختلف بدست آورد.

۳- در این روش همچنین می توان تغییرات فشار آب حفره ای و توزیع آنها را در توده های وسیعی از ماسه اشباع در خلال روان شدگی ماسه اندازه گیری نمود.

۴- در این نوع مطالعات می توان تغییرات ایجاد شده در نمونه ماسه در خلال بارهای ارتعاشی را با رؤیت مستقیم مورد بررسی و بازدید قرار داد.

بزرگ ترین و اصلی ترین نقطه ضعف مطالعات انجام شده توسط میز ارتعاش در واقع هزینه بالای اولیه و حتی هزینه های بالاتری است که جهت بدست آوردن اطلاعات و نتایج آزمایش بایستی متحمل شد.

آزمایشاتی توسط Matsuo و Ohara (۱۹۶۰) روی ماسه شل و اشباع بوسیله میز ارتعاشی با ابعاد 90×40 و ارتفاع ۱۰۰ سانتی متر بعمل آمده است. آنها متوجه گردیدند هنگامی که شتاب میز به یک مقدار مغین می رسد فشار آبهای حفره ای ناگهان افزایش می یابد. این امر مفهوم شتاب بحرانی را که توسط برخی از محققین بعنوان معیاری جهت روانگرایی ماسه ها پیشنهاد گردیده است تأیید می نماید. همچنین در خلال این آزمایشات ملاحظه گردید که منحنی تغییرات نشست ماسه برحسب شتاب وارده ابتدا بطور سریع افزایش یافته و سپس در اثر ازدیاد بیشتر شتاب تغییراتی نداشته و بصورت افقی در می آید.

روی ماسه ای به ضخامت ۲۰ سانتی متر آزمایشاتی توسط Florin و Ivanov (۱۹۶۱) روی میز ارتعاش تحت لرزه های یکنواخت و همچنین لرزه های گذرا بعمل آمده که نتایج مهم بدست آمده بقرار زیر می باشند:

۱- اگر ماسه تحت اثر بارهای آنی و ضربه ای قرار گیرد کل لایه ماسه در یک زمان روان خواهد شد در صورتی که اعمال بارهای ارتعاشی یکنواخت و مداوم موجب شروع روانگرایی در قسمت های فوقانی و پیشروی تدریجی آن به عمق ماسه خواهد شد. در این حالت لایه های فوقانی که نسبتاً بار قابل ملاحظه ای را تحمل می نمایند تحت اثر ارتعاشات اولیه روان گردیده و این مسئله موجب تقلیل فشار وارده بر ذرات در لایه های پایین تر شده و اعمال تعدادی ارتعاش دیگر باعث روانگرایی ماسه در اعماق پایین تر خواهد گردید. بنابراین منطقه روان شده ماسه بطرف پایین گسترش می یابد.

۲- بموجب برخی دیگر از مطالعات شان نشان دادند که زمان محاسبه شده برای اینکه یک لایه ۵ متری ماسه در حالت روانگرایی باقی بماند ۲۷ دقیقه می باشد. این زمان در صورت وجود سرباری معادل 5 Kg/Cm^2 و اعمال شرایط زهکش به ۲ دقیقه تقلیل می یابد. علاوه بر آن اگر امکان زهکشی بیشتر در قاعده لایه ماسه باشد زمان فوق به ۲۰ الی ۱۵ ثانیه تقلیل خواهد یافت. این تقلیل در زمان باقیماندن ماسه در حالت مایع در واقع متناظر با ازدیاد مقاومت و استحکام لایه ماسه خواهد بود.

۳- افزایش بار اولیه بر توده ماسه مستلزم افزایش قابل ملاحظه ای در شدت بار دینامیکی است تا اینکه توده ماسه بطور کامل فرو ریخته و روان شود. بموجب مشاهدات صحرایی متعددی این امر قابل استنتاج است که برای اعماقی معادل ۱۰ الی ۱۵ متر از سطح زمین حتی چنانچه لایه

ماسه در وضعیت بسیار شلی قرار داشته باشد احتمال وقوع روانگرایی بسیار کم خواهد بود. بنابراین اعمال سربار بوسیله هر نوع مصالحی که در سطح زمین ممکنست قرار داشته باشد می تواند بعنوان روشی در تقلیل سیلان ماسه مورد استفاده قرار گیرد.

در سال (۱۹۷۲) مطالعاتی توسط Finn بوسیله میز ارتعاشی با ابعاد 6×9 فوت بعمل آمد. این میز فقط قادر بود که ارتعاشاتی در یکی از جهات افقی تولید نماید. نمونه ماسه در تانکی با ابعاد $7 \times 18 \times 72$ اینچ قرار داده شده بود و سرباری معادل ۵۰ تا ۱۰۰ (PSI) را می توان بر ماسه وارد نمود. این سربارها معادل اضافه فشار ناشی از ۱۰۰ تا ۲۰۰ فوت ماسه اشباع روی سطح زمین می باشد. نمونه مورد نظر با رسوب دادن ماسه بصورت یکنواخت در داخل آب تهیه شده، سطح آن در ضخامت ۷ اینچی تسطیح گردیده و در داخل غشاء لاستیکی به ضخامت ۰.۱ میلی متر جای داده شده است.

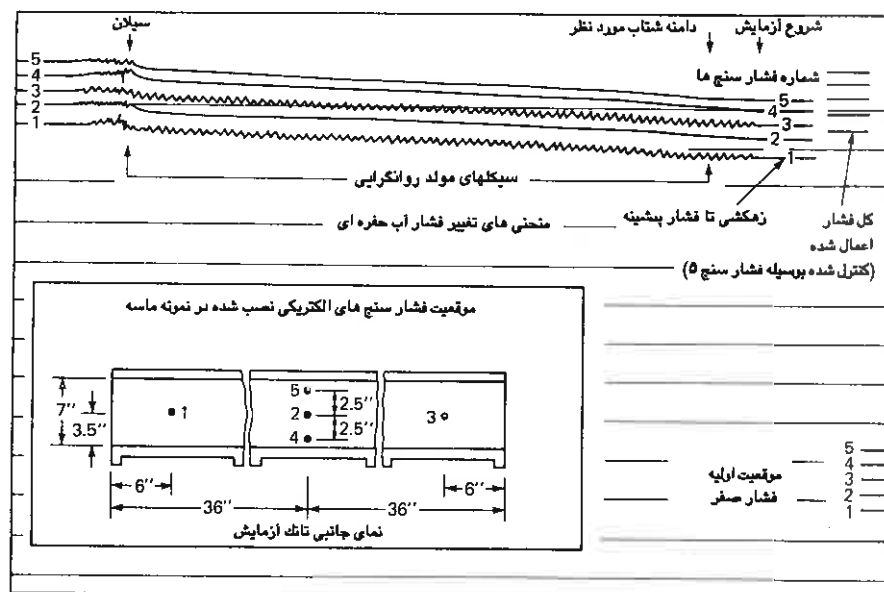
ماسه مورد استفاده دارای ذرات یکنواخت و گردگوشه بوده که توده ویژه آن ۲٫۶۶، تخلخل ماکزیم آن ۰٫۷۷، تخلخل می نیم آن ۰٫۴۷ و اندازه متوسط آن $D_{50} = 0.05$ میلی متر بوده است. فشار کل سربار مورد نظر که بر نمونه وارد می گردید توسط هوای فشرده تأمین شده و به نمونه اشباع در این حالت اجازه زمکشی داده شده تا فشار آب حفره ای به ۱۵ (PSI) برسد. هنگامی که عمل زمکشی پایان یافت شیر زمکشی بسته شده و نمونه محاصره شده توسط غشاء لاستیکی تحت اثر سربار مورد نظر آماده بارگذاریهای دینامیکی گردیده است فشار مؤثر بین ذرات قبل از شروع آزمایش دینامیکی معادل فشار کل سربار منهای ۱۵ (PSI) بوده است.

فشار آب حفره ای در داخل نمونه ماسه در ۵ نقطه مختلف توسط وسایل اندازه گیری که در داخل ماسه تعبیه شده است اندازه گیری شده است مطابق شکل (۲۰-۸). منحنی های تغییرات فشار آب حفره ای که در شکل مذکور ترسیم گردیده است شبیه سایر منحنی هایی است که قبلاً در هنگام روان شدن ماسه در آزمایشات دیگر ملاحظه گردید. در این حالت سه موضوع در رفتار فشار آب حفره ای قابل اهمیت است که ذیلاً توضیح داده می شود:

۱- در لحظه شروع آزمایش دینامیکی افزایش نسبتاً سریعی در فشار آب حفره ای ایجاد گردیده و سپس افزایش ملایم و تدریجی ادامه داشته تا اینکه فشار آب حفره ای به حدود ۷۰ درصد فشار مؤثر سربار رسیده است در این لحظه يك افزایش شدید تا نزدیکی فشار کل سربار رخ داده و ماسه شروع به روان شدن نموده است. بعد از وقوع روانگرایی فشار آب حفره ای به مقدار فشار

سربار اعمال شده بر نمونه ماسه رسیده است.

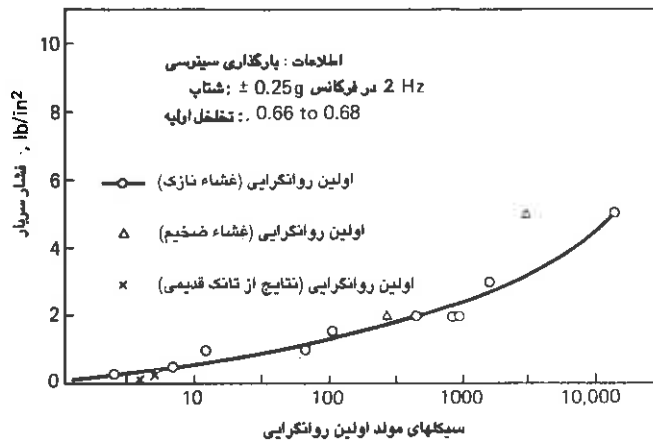
- ۲- تغییرات و یا افزایش فشار آب حفره ای در محل هریک از ۵ فشارسنج تقریباً در تمامی مراحل یکسان بوده است. در نتیجه افزایش کلی فشار آب حفره ای در نهایت برای هریک از ۵ نقطه ماسه اشباع در هنگام روانگرایی یکسان بوده است.
- ۳- روانگرایی برای سه نقطه وسط نمونه (۴ و ۲ و ۵) در یک زمان بوقوع پیوسته، لیکن برای دو نقطه انتهایی ۱ و ۳ به اندازه یک نیم سیکل اختلاف داشته است.



شکل (۸-۲۰) منحنی های نمونه تغییرات فشار آب حفره ای برای روانگرایی اولیه، سربار (PSI) ۱، شتاب سیکنی $0.25g \pm$ و فرکانس ۲ هرتز

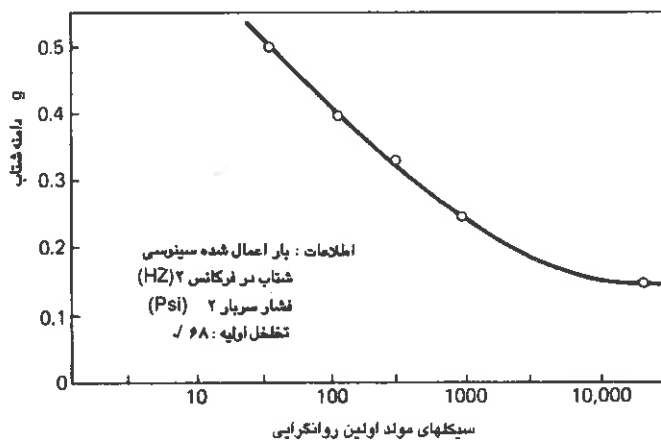
تعداد دیگری آزمایش انجام گردیده که در آنها فشار سربار بین ۲۵ ر ۱۰ PSI (مطابق ۰.۵ ر ۲۰ فوت ستون ماسه اشباع) تغییر نموده است (شکل ۸-۲۱).

همانطور که از شکل (۸-۲۱) پیداست با افزایش سربار تعداد سیکل های لازم که باعث روانگرایی می گردد افزایش خواهد یافت. بموجب فیلمبرداری ۸ میلی متری که از رفتار ذرات ماسه به هنگام روانگرایی برداشته شده ملاحظه گردیده که ذرات ماسه گاهی تا ± 1 اینچ بطرف بالا و پایین حرکت می نمایند.



شکل (۸-۲۱) اثر فشار سربار در مقاومت ماسه در برابر روانگرایی اولیه در مطالعات توسط میز ارتعاش

از شکل (۸-۲۲) می‌توان مشاهده نمود که تحت سرباری معادل ۲ (PSI) شتاب لازم جهت روانگرایی ماسه بین ۰.۱ g تا ۰.۵ g تغییر می‌نماید. مقاومت ماسه در برابر روانگرایی با افزایش شتاب حرکت کاهش می‌یابد. با توجه به اینکه تنشهای برشی تولید شده در ماسه تابعی از دامنه نوسان شتاب حرکت می‌باشند کاهش مقاومت فوق مورد انتظار می‌باشد.



شکل (۸-۲۲) اثر دامنه شتاب در مقاومت ماسه در برابر روانگرایی در مطالعات میز ارتعاش

نتایج بدست آمده فوق که همگی با استفاده از میز ارتعاش حاصل گردیده با نتایج بدست آمده در آزمایشاتی که با استفاده از دستگاههای سه محوری سیکی و همچنین برش ساده سیکی انجام گرفته از نظر کیفی کاملاً سازگاری دارد. در جدول (۸-۱) لیستی از میزهای ارتعاش و شرایط مختلفی که در مطالعات روانگرایی پذیری خاکها اخیراً مورد استفاده قرار گرفته آورده شده است.

ابعاد میز ارتعاش	ابعاد نمونه ماسه	فرکانس HZ	شتاب g	سرعت in/s	سریار PSI	نام محقق و زمان تحقیق
۹' x ۶'	۶' x ۱۸' x ۷"	۲	-	۱۷	۵۰	Finn (۱۹۷۲)
۱۰' x ۷'	۱۰' x ۷' x ۱۲"	۶	۰.۳	-	۲,۴۳	Seed (۱۹۷۲)
۳۰' x ۱۳' x ۵'	-	-	-	-	-	Kubo (۱۹۷۵)
۷'۵' x ۳'۶'	۲'۲" x ۱'۲" x ۴"	۴	-	-	۸	De Alba (۱۹۷۶)
۴' x ۴'	عمق ۳' قطر ۴'	۶۰۲	-	-	۲,۵۶	Pyke (۱۹۷۵)
۳'۳" x ۲' x ۲'۴"	۳'۳" x ۲' x ۲'۱"	۵	۰.۶	-	۵۵	Gupta (۱۹۷۹)

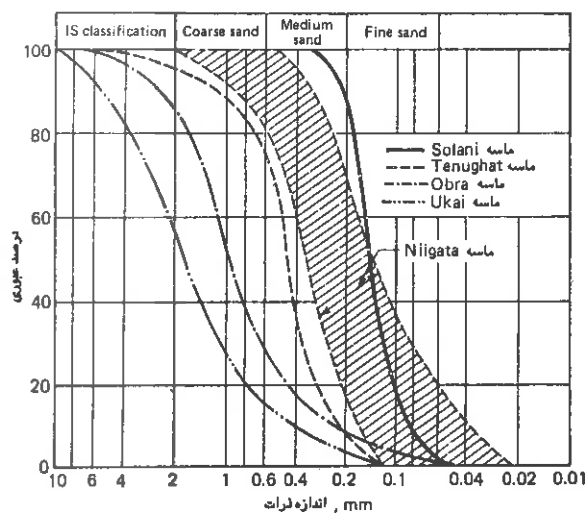
جدول (۸-۱) خصوصیات میزهای ارتعاش استفاده شده در مطالعات مختلف

مطالعات جامعی درباره روان شدگی و نشستهای مفرط ماسه ها در سال (۱۹۶۲) در دانشگاه Roorkee بعمل آمده است. علت اصلی چنین مطالعاتی پیش بینی روانگرایی در قشر ماسه واقع در زیر سد ۳۰ متری Obra بوده است. يك لایه از ماسه شل به ضخامت ۲۴ متر در زیر پی این سد تشخیص داده شده بود. ضریب زلزله طرح در این پروژه ۰.۱g بوده است گرچه پیش بینی گردیده که زمین ممکنست فقط تحت اثر چند لرزش با شدت قابل ملاحظه قرار گیرد.

پروژه سد دیگری به ارتفاع ۵۵ متر قرار بود در مسیر رودخانه ای که تا عمق ۱۵ متر ماسه شل وجود دارد احداث و اجرا گردد. شتاب زلزله طرح در این مورد نیز ۰.۱g بوده است (سد Tenughat). مسئله مورد مطالعه در سد Ukai کمی با مسائل فوق متفاوت بود. سد پیشنهاد شده يك سد خاکی به ارتفاع ۸۰.۷۷ متر در بستر رودخانه را شامل می گردید. در محل مورد نظر مخزنی از آب بعلت وجود گودالی که در نزدیکی آبشاری ایجاد شده بود وجود داشت. بنابراین تصمیم گرفته شد که يك سکو به ارتفاع ۶.۷۱ متر از ماسه در زیر آب ساخته شود. ماسه انباشته شده در این سکو ماسه

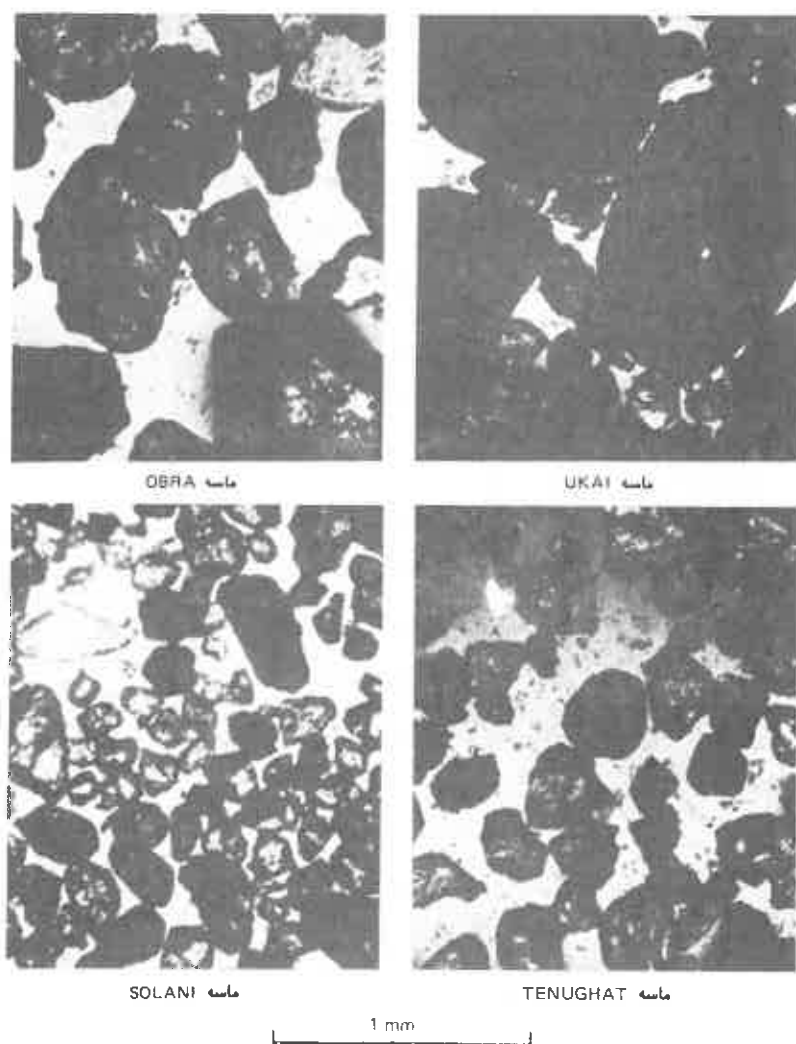
شل بوده و ضریب زلزله طرح برای این منطقه ۰.۰۵ در نظر گرفته شده بود. از آنجایی که این سکو قسمتی از سد اصلی می بود مطالعات مربوط به احتمال وقوع سیلان و نشستهای مفرط در این قسمت کاملاً ضروری بوده است.

در يك مورد دیگر از پروژه های مشابه ماسه ای ریزدانه و شل شبیه ماسه Solani تا عمق ۲۴ متری از سطح زمین ادامه داشته است ضرایب قائم و افقی زلزله طرح به ترتیب ۰.۱g و ۰.۱۵g بوده است. مسئله موجود در تمامی حالات فوق الذکر مشابه بوده است. منحنی دانه بندی چهار نوع ماسه مورد اشاره در شکل (۸-۲۳) رسم گردیده است. خواص دیگر این چهار نوع ماسه در جدول (۸-۲) آورده شده است. تمامی این چهار گروه ماسه براساس استاندارد هند و یا بر مبنای طبقه بندی یکنواخت جزو گروه SP می باشند. این ماسه ها بطور قابل ملاحظه ای در اندازه ذرات و همچنین در دانه بندی دارای تغییر می باشند. تصاویر میکروسکوپی و بزرگ شده ذرات جهت ارزیابی دانه های این چهار ماسه تهیه شده که در شکل (۸-۲۴) آورده شده است.



شکل (۸-۲۳) منحنی های دانه بندی ماسه های مورد مطالعه در دانشگاه Roorkee

با توجه به دانسیته نسبی و سریار مؤثر اولیه آزمایشات جامعی در شرایط مربوطه روی این مصالح بعمل آمده است. این آزمایشات با جادادن ماسه ها در داخل يك مخزن و ارتعاش آنها توسط يك ميز ارتعاش که لرزههایی یکنواخت در جهت افقی تولید می نماید انجام گردیده است.



شکل (۲۴-۸) تصاویر میکروسکوپی ماسه های مورد مطالعه در دانشگاه Roorkee

میز ارتعاش مورد استفاده بوسیله موتوری به قدرت ۳ اسب بخار به ارزش درآمده و دارای

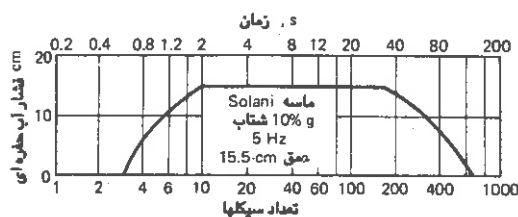
خصوصیات زیر بوده است:

شتاب افقی ماکزیمم	۲g
فرکانس قابل تولید	۰-۲۰ HZ
دامنه حرکات	۰-۲۰ mm (ماکزیمم تا می نیمم)
ابعاد سکوی مربوطه	۶۰ x ۱۵۰ سانتی متر

ماده خاصیات	Ukai ماده	Obra ماده	Tenughat ماده	Solani ماده
توده ویژه G	۲۷۶	۲۶۱	۲۶۲	۲۵۹
ضریب یکنواختی Cu	۵۷	۵۴۵	۲۲۷	۱۹
ضریب انحنای Cc	۱۲	۱۴۲	۱۲۴	۱۰۷
اندازه متوسط mm D ₅₀	۱۸	۱۰	۰۴۷	۰۱۵
تخلخل ماکزیم e _{max}	۰۵۷	۰۶۸	۰۷۹	۰۸۶
تخلخل می نیم e _{min}	۰۳۴	۰۴۰	۰۴۹	۰۴۸
دانشسته نسبی اولیه D _{Ri}	۴۰	۲۸	۲۰	۲۰
$i_{\sigma} = \frac{hw}{Z} = \frac{G \cdot l}{1 + e_i}$	۱۱۸	۱۰	۰۹۶	۰۸۹
شکل ذرات	گرد گوشه	تیز گوشه	کمی گوشه دار	تیز گوشه

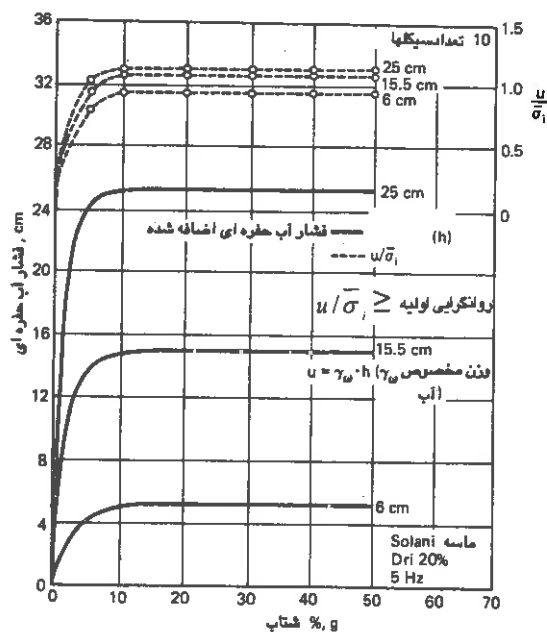
جدول (۸-۲) خصوصیات ماده های مورد مطالعه

در شکل (۸-۲۵) زمان لازم جهت افزایش و استهلاك فشار اضافی آب حفره ای در خلال ارتعاشی با شتاب ۰.۱g و فرکانس ۵ Hz برای ماده Solani نشان داده شده است. در این شکل به راحتی می توان دید که در خلال ۳ سیکل اول ارتعاش هیچگونه تغییراتی در فشار آب حفره ای ایجاد نمی شود از سیکل ۳ به بعد فشار آب حفره ای افزایش یافته و در سیکل دهم به مقدار ماکزیم خود می رسد. در حدود ۲۵ ثانیه این فشار ثابت مانده و سپس به آهستگی رو به کاهش می گذارد. از آنجایی که این نمونه شریطی شبیه به ماده های نزدیک به سطح زمین دارا بوده بنابراین انتظار می رود فشار آب قبل از شروع به کاهش در مدت زمانی حدود ۲۵ ثانیه در خلال يك زلزله ثابت بماند.



شکل (۸-۲۵) تغییرات فشار آب حفره ای در مقابل تعداد سیکلها برای ماده Solani در شتاب ۰.۱g.

در شکل (۸-۲۶) تغییرات فشار آب حفره ای ماکزیمم را بر حسب شتاب حرکت برای ۱۰ سیکل از پار در ماسه Solani با دانسیته نسبی اولیه ۲۵٪ و در اعماق ۶، ۱۵٫۵ و ۲۵ سانتی متر از سطح نمونه نشان می دهد. تغییرات نسبت فشار آب حفره ای اضافی $u = \gamma_w h'$ به فشار سربار مؤثر $(\bar{\sigma}_i)$ اولیه نیز رسم گردیده است. مقدار یک برای چنین نسبتی معرف وقوع روانگرایی اولیه است.

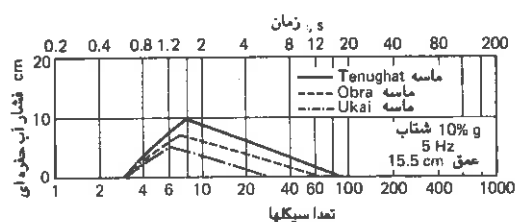


شکل (۸-۲۶) تغییرات فشار آب حفره ای بر حسب شتاب حرکت در ماسه Solani

این امر بخوبی مشهود است که فشار آب حفره ای نخست با افزایش شتاب افزایش یافته لیکن پس از مدتی در هر سه عمق مورد مطالعه مقداری ثابت پیدا کرده و افزایش بیشتر شتاب تأثیری در آن نخواهد داشت. همچنین برای مقادیر شتاب بزرگتر از $\frac{1}{3}$ شتاب ثقل (g) نسبت $u / \bar{\sigma}_i$ در هر سه عمق فوق الذکر به سمت ۱ میل می نماید. این امر مبین آن خواهد بود که در هر سه عمق مربوطه روانگرایی اولیه در این مرحله بوقوع پیوسته است. در خلال این آزمایشات همچنین مشاهده گردیده که مخلوط آب و ماسه همانند یک چشمه تا حدود ۱ سانتی متری از سطح نمونه به طرف بالا بیرون می آید.

اثر اندازه ذرات

در شکل (۸-۲۷) زمان لازم جهت افزایش و کاهش فشار آب حفره ای اضافی برای سه نوع ماسه با ذرات متفاوت تحت اثر ارتعاشی با فرکانس ۵ Hz و شتاب ۱۰ g و در عمق ۱۵.۵ cm از سطح نمونه نشان داده است.



شکل (۸-۲۷) تغییرات فشار آب حفره ای بر حسب تعداد سیکلها برای ماسه های مختلف

فشار ماکزیمم آب حفره ای در طی شش الی ۷ سیکل حاصل گردیده است. به محض اینکه این فشار به مقدار ماکزیمم خود می رسد شروع به نقصان می نماید. زمان کل لازم جهت کاهش فشار آب حفره ای از مقدار ماکزیمم خود به صفر برای ماسه Ukai حدود ۶ ثانیه و برای ماسه های Obra و Tenughat ۲۰ ثانیه بوده است. این زمان برای ماسه Solani که از همه ریزدانه ترست برابر ۱۲۰ ثانیه می باشد که از این مقدار ۲۵ ثانیه اش مربوط به زمانی است که آب حفره ای در مقدار ماکزیمم خود ثابت می ماند. بنابراین ملاحظه می گردد که زمان لازم برای استهلاك فشار آب حفره ای با افزایش اندازه ذرات ماسه تقلیل می یابد.

در شکل (۸-۲۸) افزایش فشار آب حفره ای با افزایش شتاب ارتعاش برای سه نوع ماسه Tenughat, Obra و Ukai با دانسیته ۵۰ در صد و در عمق ۲۵ سانتی متری از سطح نمونه نشان داده است. بمنظور بررسی میزان توسعه سیلان ماسه تغییرات نسبت (u / σ'_i) نیز در مقابل شتاب حرکت در شکل (۸-۲۸) رسم شده است. در این شکل بخوبی می توان دید که فشار آب حفره ای با افزایش شتاب بدواً افزایش یافته تا به ماکزیمم مقدار خود برسد از آن به بعد افزایش شتاب حرکت موجب تقلیل آن خواهد شد. مقادیر (u / σ'_i) بسیار کوچکتر از ۱ می باشند. همچنین می توان دید که به ازاء ارتعاش مصالح با شتابی کمتر از يك مقدار معین هیچگونه تغییری در توده ماسه بوجود نمی آید. این موضوع معرف این واقعیت است که مقدار می نیمم برای شتاب ارتعاش موجود است

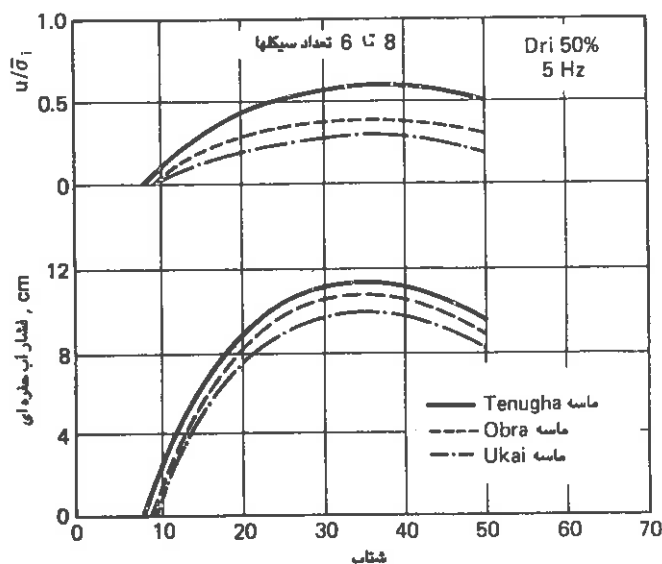
که در ارتعاشات ضعیفتر از آن ماسه دچار همچگونه بهم خوردگی و تغییرات نخواهد شد. جدول (۸-۳) مقادیر شتاب می نیمم را که در این تحقیقات برای سه نوع ماسه فوق الذکر در دانسیته های نسبی ۴۰ درصد و ۵۰ درصد بدست آمده است نشان می دهد.

مقادیر شتاب می نیمم در ارتعاش با فرکانس ۵ Hz

نوع ماسه		
		$D_{Ri} = 40\%$
		$D_{Ri} = 50\%$
Tenughat	۵٪ g	۹٪ g
Obra	۴۵٪ g	۹٪ g
Ukai	—	۹۵٪ g

جدول (۸-۳) مقادیر می نیمم شتاب ارتعاش

اختلاف فاحشی بین رفتار ماسه ریزدانه و درشت دانه اشباع تحت بارهای ارتعاشی مشاهده گردیده است. در ماسه ریزدانه اشباع فشار آب حفرهای ماکزیمم بعد از وقوع روانگرایی مدت قابل ملاحظه ای ثابت باقی می ماند، در حالی که در ماسه درشت دانه اشباع به محض رسیدن به ماکزیمم فشار آب حفره ای شروع به کاهش می نماید، هم چنین فشار آب حفرهای در ماسه ریزدانه در مقایسه با ماسه درشت دانه دوام بیشتری می یابد. از آنجایی که فشار ماکزیمم آب حفره ای با افزایش اندازه ذرات ماسه تقلیل یافته و فشار آب حفره ای به سرعت در ماسه درشت دانه مستهلک می گردد، در نتیجه احتمال تغییر شکل و جابجایی های بزرگ در سازه های بنا شده بر ماسه های درشت دانه بسیار کمتر خواهد بود. این امر دلالت بر آن دارد که مسائل موجود در ماسه های درشت دانه به اندازه مسایل موجود در ماسه های ریزدانه جدی نخواهد بود.



شکل (۲۸-۸) فشار آب حفره ای در عمق ۲۵ سانتی متری در مقابل شتاب میز ارتعاش برای سه ماسه مختلف

اثر دانسیته نسبی

در شکل (۲۹-۸) نحوه تغییرات فشار آب حفره ای اضافی با تغییرات دانسیته نسبی اولیه برای ماسه Solani تحت شتاب $0.1g$ نشان داده شده است. ملاحظه می گردد که با افزایش دانسیته نسبی اولیه ماسه فشار آب حفره ای اضافی در اثر بارهای ارتعاشی یکسان کاهش پیدا می کند. در این آزمایشات هنگامی که دانسیته نسبی اولیه نمونه ها معادل 62% درصد می باشد هیچگونه افزایش و تغییراتی در فشار آب حفره ای مشاهده نمی گردد. دانسیته نسبی متناظر برای شتابهای $0.172g$ ، $0.4g$ و $0.9g$ به ترتیب برابر 62.5% ، 66% و 66.5% درصد بوده است. در جدول (۴-۸) مقادیر متناظر دانسیته نسبی برای سه نوع ماسه دیگر آورده شده است.

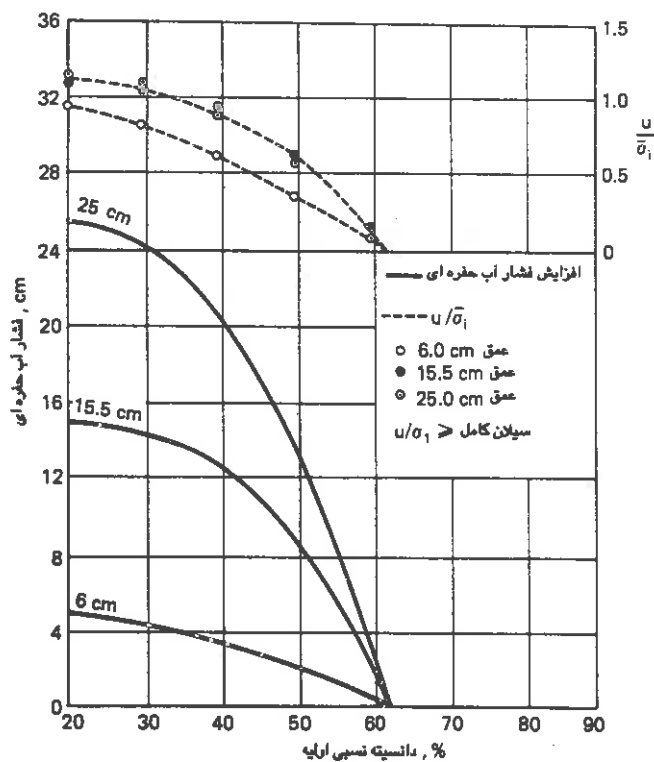
ملاحظه می گردد که احتمال وقوع روانگرایی با افزایش دانسیته نسبی اولیه کاهش می یابد. بطور کلی می توان چنین نتیجه گرفت چنانکه دانسیته نسبی چهار نوع ماسه فوق الذکر بزرگتر از 66% درصد باشد امکان روان شدن آنها وجود نخواهد داشت.

مقادیر دانسیته نسبی اولیه که برای تراکمهای بیشتر از آن هیچگونه افزایشی در فشار آب حفره ای به وقوع نمی پیوندد

شتاب حرکت (%g)

Ukai ماسه	Obra ماسه	Tenughat ماسه	Solani ماسه	
۵۰٫۵	۵۱٫۵	۵۲٫۰	۶۲٫۰	۱۰
۵۹٫۵	۶۰٫۰	۶۱٫۵	۶۲٫۵	۲۰
۶۲٫۰	۶۲٫۵	۶۴٫۰	۶۶٫۰	۴۰
۶۳٫۰	۶۴٫۰	۶۵٫۰	۶۶٫۵	۵۰

جدول (۸-۴) دانسیته نسبی که برای تراکمهای بیشتر از آن فشار آب حفره ای افزایش نمی یابد



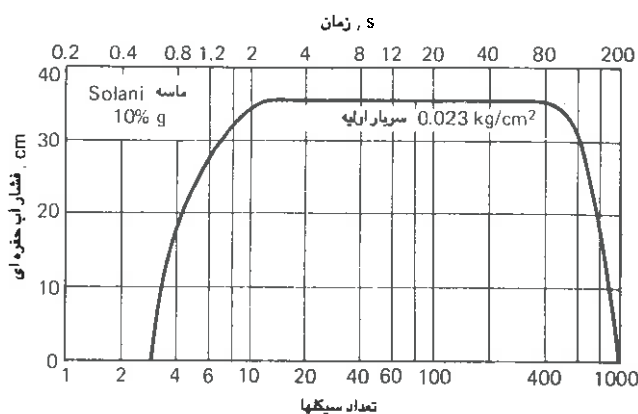
شکل (۸-۲۹) تغییرات فشار آب حفره ای در برابر دانسیته نسبی برای ماسه Solani

$$\Delta u \Rightarrow \text{دانشه پورس}$$

اثر سربار اولیه

افزایش و کاهش فشار آب حفره ای با اعمال سرباری معادل 0.23 Kg/Cm^2 در ماسه Solani تحت اثر ارتعاشی با شتاب $0.1g$ در شکل (۸-۲۰) رسم گردیده است. چنین سرباری معادل ۲۳ سانتی متر ماسه در روی سطح نمونه در داخل تانک می باشد. بنابراین شرایط فشارها در نقطه ای به عمق ۲۵ سانتی متر از تانک محتوی ماسه معادل وضعییت نمونه ای در عمق ۴۸ سانتی متری از سطح زمین در طبیعت خواهد بود مشروط بر اینکه وزن مخصوص شنای مصالح معادل واحد در نظر گرفته شود. در طی ۱۰ الی ۱۲ سیکل فشار آب حفره ای به ماکزیمم مقدار خرد رسیده و در حدود ۹۰ ثانیه (۴۵۰ سیکل) این مقدار ثابت مانده است. در آزمایشگاه تا حدودی شرایط زهکش وجود دارد لیکن در طبیعت ممکن است شرایط غیرزهکش برقرار باشد. بنابراین احتمال دارد که فشار آب حفره ای ماکزیمم برای مدتی بیش از ۹۰ ثانیه دوام بیاورد در صورتی که ارتعاشات ادامه داشته باشد. در آزمایش بعمل آمده روی همین ماسه در شرایط یکسان ولی بدون سربار زمان استمرار فشار آب حفره ای ماکزیمم ۲۵ ثانیه بدست آمده بود. معهذ در اغلب موارد، زلزله در حدود ۲۰ الی ۴۰ ثانیه به طول انجامیده است بنابراین انتظار می رود که فشار آب حفره ای اضافی در فاصله زمانی وقوع و دوام زلزله ثابت بماند.

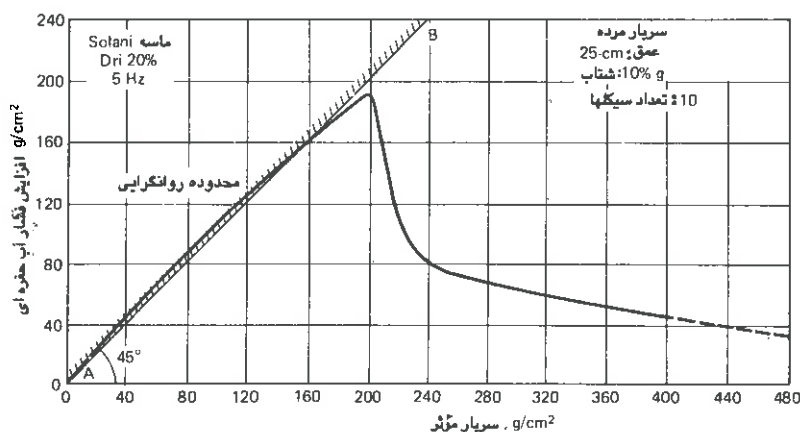
↑ ف. آب حفره ای → ↑ مقدار سی



شکل (۸-۲۰) تغییرات فشار آب حفره ای در مقابل تعداد سیکلها در شرایط وجود سربار

آزمایشات مشابهی با مقادیر مختلف سربار مؤثر اولیه روی نمونه ها بعمل آمده است. در شکل (۸-۳۱) نتایج این آزمایشات بصورت تغییرات فشار آب حفره ای با سربار مؤثر بر نمونه خاک نشان داده شده است. فشار سربار روی نمونه توسط وزنه های مرده تأمین گردیده است. فشار آب حفره ای با افزایش سربار تا حدود $200 \text{ (g/Cm}^2\text{)}$ افزایش یافته و پس از آن افزایش بیشتر سربار موجب کاهش فشار آب حفره ای گردیده است. خط AB که با زاویه 45° درجه نسبت به افق ترسیم گردیده معرف شرایط روانگرایی اولیه می باشد. گرچه تحت سربارهای کم ماسه بصورت کامل روان گردیده است. لیکن احتمال وقوع روانگرایی در سربارهای بزرگ کاملاً تقلیل یافته است. از روی این شکل همچنین می توان دید که تحت فشار سربار مؤثر $480 \text{ (g/Cm}^2\text{)}$ فشار آب حفره ای معادل $30 \text{ (g/Cm}^2\text{)}$ است. این بدان معنی است که فقط ۶ درصد از فشار مؤثر بین ذرات به آب حفره ای منتقل گردیده است که چنین حالتی در رابطه با نشستهای مفرط خاک و یا روانگرایی آن مسئله قابل

توجهی نمی باشد. $\Delta \rightarrow \text{فشار مؤثر} \rightarrow \Delta$

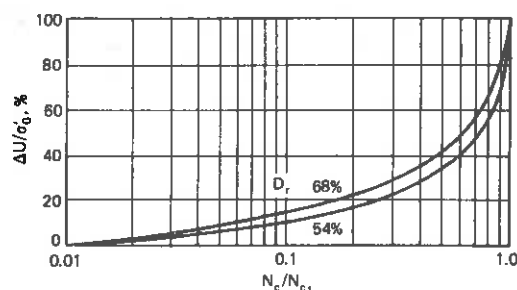


شکل (۸-۳۱) افزایش فشار آب حفره ای در سربارهای مختلف برای ماسه Solani

Chan و Seed, Dealba (۱۹۷۶) مطالعات سیلان را برای لایه ای از ماسه بابعاد 42×90 اینچ و عمق ۴ اینچ ($2300 \times 1100 \times 100$ میلی متر) برروی یک میز ارتعاش انجام دادند. روی ماسه یک غشاء لاستیکی جهت جلوگیری از زهکشی و یک سیستم سربار مرده با قاعده انعطاف پذیر جهت تولید تکیه گاه غیرصلب قرار داده شده است. سیستم سربار از یک شبکه روباز با قسمتهایی که داخل آنها ساچمه های فلزی ریخته می شود تشکیل شده است. جابجایی افقی قاعده ماسه بدین

ترتیب تنشهای برشی سیکلی ایجاد خواهد نمود. ابعاد لایه بگونه ای انتخاب گردیده که در غالب قسمتهای مرکزی نمونه حالتی شبیه وضعیت خاک در محل ایجاد گردد. با قراردادن يك قاب صلب بالای نمونه از طریق فرستادن هوای فشرده در کیسه داخل قاب فشار مورد نیاز جهت مدل سازی سربارهای مختلف تأمین گردیده است.

ماسه مورد آزمایش ماسه ای یکنواخت با اندازه متوسط ۰٫۳۶ میلی متر و ضریب یکنواختی ۱٫۰ بوده است. در شکل (۸-۳۲) تغییرات $\frac{\Delta u}{\sigma'_o}$ برحسب $\frac{N_c}{N_1}$ رسم گردیده است، که در آن Δu = افزایش فشار آب حفره ای در اثر اعمال N_c سیکل بار، σ'_o = تنش مؤثر اولیه و N_1 = تعداد سیکلهای مولد روانگرایی اولیه برای دانسیته نسبی ۵۴ و ۶۸ می باشد.



شکل (۸-۳۲) منحنی های بدون بعد فشار آب حفره ای بیژامیکی متعلق به آزمایشات میز ارتعاش

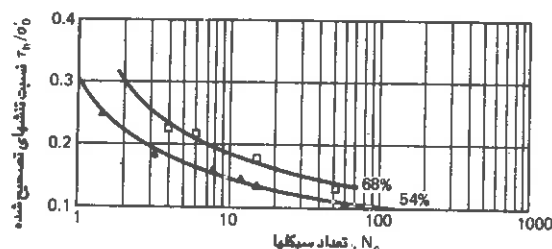
تنش برشی سیکلی در قاعده لایه ماسه مورد مطالعه از رابطه زیر بدست می آید:

$$\tau_h = \frac{W}{g} a_m \quad (8-10)$$

که در آن W = فشار کل روی قاعده ناشی از وزن نمونه و سربار، a_m = شتاب ماکزیمم حرکت سیکلی یکنواخت و g = شتاب ثقل می باشد. مقادیر τ_h که از رابطه (۸-۱۰) محاسبه می شوند بایستی برای تغییرات حجم کوچکی که در سیستم آزمایش بوجود می آید اصلاح شود (اصلاح اثر آزمایش).

در شکل (۸-۳۳) رابطه اصلاح شده بین $\frac{\tau_h}{\sigma'_o}$ و تعداد سیکلهای مولد روانگرایی اولیه نشان داده شده

است. این نمایش مناسبی از نتایج مطالعاتی است که برای ارتعاش در یکی از جهات افقی توسط يك سیستم آزمایش ایده آل بدون اثر آزمایش بدست آمده است.



شکل (۸-۳۳) تغییرات نسبت اصلاح شده $\frac{T_h}{\sigma_0}$ بر حسب تعداد سیکل‌های مولد روانگرایی متعلق به آزمایشات میز ارتعاش

اطلاعات تنش موجود در شکل (۸-۳۳) با نتایج آزمایشات برش ساده ای که توسط Seed و Peacock (۱۹۷۱) برای دانسیته نسبی ۵۰ درصد انجام شده مقایسه گردیده است. در مواقعی که نتایج آزمایشات مربوط به دانسیته نسبی مذکور نمی باشند، بر مبنای مشاهدات، نسبت تنشهای مولد روانگرایی که تناسب مستقیم با دانسیته نسبی دارند تا دانسیته حدود ۷۵٪ اصلاح می گردند. ملاحظه می شود که سازگاری بسیار خوبی بین نتایج دو سری آزمایش موجود می باشد. این موضوع مبین آنست که خطای آزمایشات بعثت تمرکز تنشها در آزمایش روی نمونه های کوچک به آن اندازه که ادعا می شود بزرگ نمی باشد (Castro, ۱۹۷۵).

در قسمتهای قبل ملاحظه گردید که انجام آزمایشات سه محوری سیکلی نسبتهای تنش متفاوت از آنچه که در آزمایشات برش ساده سیکلی بدست می آید نشان می دهد. از مقایسه نتایج آزمایشات انجام شده بوسیله میز ارتعاش با آزمایشات سه محوری سیکلی که توسط Seed و همکارش بعمل آمده نتیجه مشابهی گرفته شده است.

در طبیعت حرکات زمین چند بعدی و در جهات مختلف می باشد. اثر ارتعاشات چند بعدی با مقایسه تغییرات حجم حاصله ماسه خشك تحت ارتعاش يك بعدی و ارتعاش چند بعدی توسط Seed و تعدادی دیگر مورد مطالعه قرار گرفته است. چنین بررسی حاکی از آنست که نسبتهای تنش بدست آمده در شرایط ارتعاشات يك بعدی بایستی ۱۰ درصد تقلیل یابد تا اینکه با نسبتهای تنش بدست آمده در شرایط ارتعاشات چند بعدی معادل گردد. در همین رابطه ضریب تصحیح Cr که قبلاً معرفی

شده بود بایستی بهمین نسبت تقلیل یابد تا بتوان نسبتهای تنش حاصله در طبیعت را تعیین نمود.

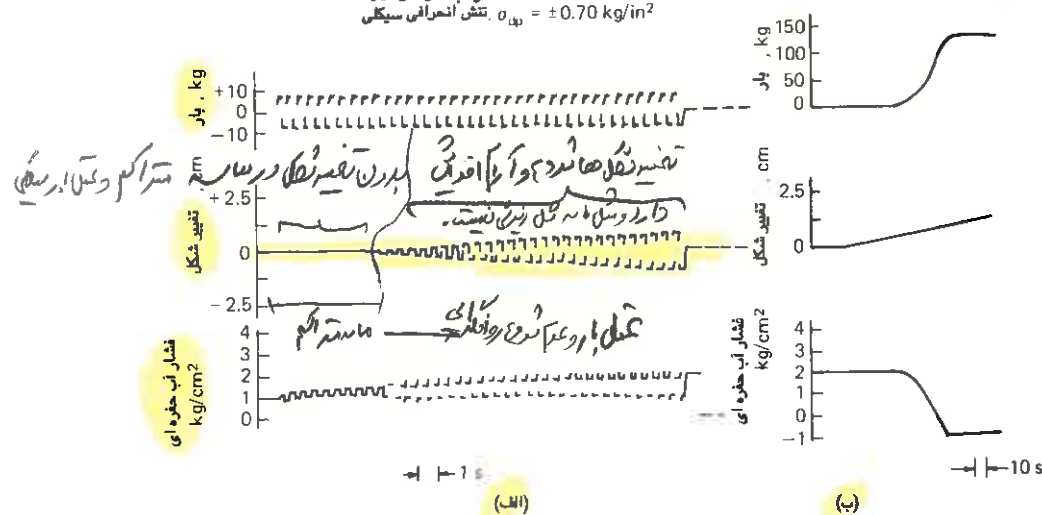
از ماسه های متراکم

۸-۱۰ خصوصیات روان شدگی ماسه های متراکم

در مباحث قبل دیدیم که چنانچه ماسه متراکمی تحت آزمایش زهکشی شده قرار گیرد ازدیاد حجم پیدا می نماید بنابراین چنانچه چنین ماسه ای تحت آزمایش زهکشی نشده قرار گیرد فشار آب حفره ای منفی گردیده که این امر منجر به افزایش فشار مؤثر بین ذرات و بالا رفتن مقاومت نمونه خواهد شد. چنین قضاوتی بر مبنای تداخل بحرانی که توسط کاساگرانده پیشنهاد شده استوارست. معیذا Seed و همکارانش نشان داده اند که ماسه های متراکم نیز ممکنست روان گردند.

در شکل (۸-۲۴) نتایج آزمایش سه محوری سیکلی روی ماسه ای با دانسیته نسبی ۷۸ درصد نشان داده شده است. در این آزمایش ابتدا نمونه تحت فشار محفظه $2 \text{ (Kg/Cm}^2\text{)}$ قرار گرفته و سپس فشار انحرافی سیکلی $\sigma_{dp} = \pm 0.7 \text{ (Kg/Cm}^2\text{)}$ بر آن اعمال گردیده است. تغییرات موجود در تنشها، تغییر شکلهای و فشار آب حفره ای در شکل (۸-۲۴ الف) نشان داده شده است.

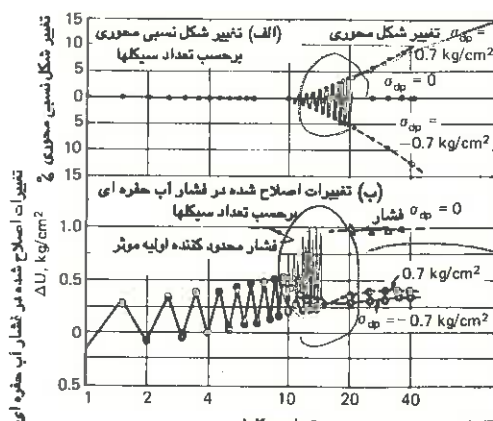
تخلخل اولیه = 0.71
فشار محدود کننده اولیه = 2.0 kg/in^2
فشار آب حفره ای اولیه = 1.0 kg/in^2
تنش انحرافی سیکلی $\sigma_{dp} = \pm 0.70 \text{ kg/in}^2$



شکل (۸-۲۴) الف: آزمایش فشار سه محوری سیکلی روی ماسه متراکم ب: آزمایش استاتیکی بعد از روانگرایی اولیه

مشابه نمونه های شل در این حالت نیز ماسه بدون هیچگونه تغییر شکلی تعدادی سیکل از بار را ابتدا تحمل می نماید. لیکن پس از حدود ۱۲ سیکل که فشار آب حفره ای معادل فشار محفظه می گردد تغییر شکل نمونه دقتاً شروع گردیده و دامنه تغییرات آن بطور قابل ملاحظه ای افزایش می یابد. معیذا در مقایسه با رفتار ماسه شل در این حالت تغییرات دامنه تغییر شکل نمونه نسبتاً آهسته تر و کندتر می باشد. بنابراین برخلاف ماسه های شل که ریزش و سقوطی لحظه ای دارند در این حالت گسیختگی ناگهانی نبوده و افزایش تغییر شکلها بصورت کند و ملایم پیش می رود.

تغییرات دامنه تغییر شکل نسبی محوری و فشار آب حفره ای که بر اساس شرایط میانگین ثابت تنش اصلی حدی اصلاح شده است در شکل (۸-۲۵) نشان داده شده است. فشار آب حفره ای بعد از حدود ۱۲ سیکل برابر فشار محدودکننده در مرحله ای از سیکل بار که تنش انحرافی برابر صفر می باشد گردیده است. معیذا هنگامی که تنش انحرافی افزایش یابد فشار آب حفره ای تنزل یافته بگونه ای که علی رغم انتظار روان شدن نمونه در چنین مراحل، خاک توانسته است بدون بروز تغییر شکلهای زیاد در مقابل بارهای وارده مقاومت نماید.



علی رغم اقداس
فشار آب حفره ای خاک توانسته
به تنهایی تحمل بار را در مقابل
بار مقاومت نماید

بعد از ۱۲ سیکل : فشار آب

حفره ای = فشار آب حفره ای (تنش انحرافی صفر است)

شکل (۸-۲۵) نمونه نتایج آزمایش سیکلی بر روی یک ماسه متراکم

افزایش تنش انحرافی فشار آب حفره ای را افزایش می دهد.

در حقیقت گرچه بنظر می رسد نمونه بایستی بعد از اعمال ۱۲ سیکل بار در شرایطی که فشار محدودکننده صفر می گردد مایع شود، لیکن ملاحظه می شود مقادیر تغییر شکل نسبی نمونه بعد از اعمال ۲۰ سیکل اضافی از ۱۰ درصد نیز تجاوز ننموده است. بنابراین گسیختگی ناگهانی نمونه خاک شبیه آنچه که در ماسه های شل رخ می دهد در این حالت (متراکم) بوقوع نمی پیوندد.

اثر اعمال تنشهای استاتیکی بر نمونه متراکم بعد از وقوع تغییرشکلهای سیکلی و اعمال سیکلهای قابل ملاحظه ای از پاردینامیکی بر نمونه در شکل (۸-۳۴) ترسیم گردیده است. ملاحظه می شود که نمونه های متراکم در از تغییرشکلهای نسبتاً کوچکتر شروع به اتساع و مقاومت می نمایند (در حدود ۵ درصد). بنابراین رفتار ماسه متراکم بعد از روانگرایی اولیه کاملاً با ماسه شل متفاوت خواهد بود.

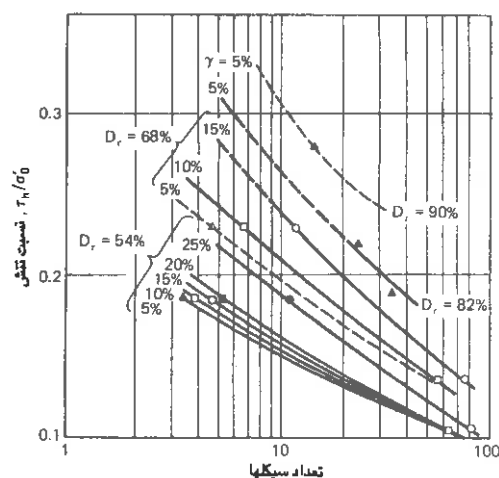
Chan و Seed, Dealba (۱۹۷۶) بیان داشته اند که به هنگام آزمایش فشار سه محوری سیکلی روی نمونه های متراکم در شرایط تحکیم یافته ایزوتروپ، اندازه گیری مقادیر دقیق تغییر شکل نسبی نمونه بعد از وقوع شرایط روانگرایی اولیه به دلیل باریک شدن قطر نمونه امری بسیار دشوار خواهد بود. آزمایشات انجام شده توسط میز ارتعاش روی نمونه های بزرگ ماسه متراکم در نسبت های بزرگ تنش اطلاعات نسبتاً دقیقی در خصوص تغییرشکلهای حاصله در اختیار گذاشته است. با اندازه گیری مقادیر جابجایی توده ماسه در خلال ارتعاش مقدار میانگین دامنه تغییر شکل نسبی برشی γ ، از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود:

$$\gamma = \frac{\pm \Delta}{2h} \quad (۸-۱۱)$$

که در این رابطه Δ جابجایی نسبی ماکزیمم تا می نیمم ماسه و h ضخامت توده ماسه خواهد بود. هنگامی که روانگرایی اولیه واقع می شود جابجایی های سیکلی سریعاً افزایش می یابند. معهذ آنها به مقدار بی نهایت افزایش نمی یابند بلکه به یک مقدار معینی می رسند که این مقدار بستگی به قابلیت و تمایل نمونه به اتساع و افزایش حجم در اثر افزایش تغییر شکل نسبی خواهد داشت. این مقدار همچنین به نوبه خود به دانسیته نسبی مصالح نیز وابسته است.

در شکل (۸-۳۶) تغییرات نسبت تنشها، τ_h / σ'_0 بر حسب تعداد سیکل هایی که لازمست تغییرشکلهای نسبی میانگین ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد (محاسبه شده براساس تغییر مکانهای اندازه گیری شده در آزمایشات میز ارتعاش) را ایجاد نماید رسم شده است.

در شکل (۸-۳۷) تغییرات نسبت تنشهای مولد روانگرایی در ۱۰ سیکل بازاء تغییر شکلهای نسبی مختلف رسم گردیده است. ملاحظه می شود که هر منحنی در این شکل بجانب یک مقدار معینی دانسیته نسبی می باشد و بنابراین یک منحنی معرف تغییر شکل نسبی برشی محدود بر حسب دانسیته نسبی قابل ترسیم است شکل (۸-۳۷) ب.



شکل (۸-۲۶) رابطه بین $\frac{\tau_h}{\sigma'_o}$ و تعداد سیکل‌هایی که لازمست مقادیر مختلف تغییر شکل نسبی ایجاد نمایند

براساس نتایج موجود در اشکال (۸-۲۶) و (۸-۲۷) می‌توان نتیجه گرفت که برای ماسه‌ها با هر دانسیته نسبی، جدا از نسبت تنش‌ها یا تعداد سیکل‌های وارده، یک مقدار محدود از تغییرشکل‌های نسبی قابل گسترش می‌باشد، مشروط بر اینکه از مقاومت کل زهکشی نشده مصالح تجاوز نشده باشد. برای دانسیته‌های نسبی کمتر از ۴۵ درصد، اعمال تنش‌های سیکلی با اندازه کافی بزرگ، که موجب روانگرایی اولیه گردد ممکن است باعث بروز تغییر شکل‌های نامحدود در ماسه شود. معیناً برای دانسیته‌های نسبی بزرگتر از ۴۵ درصد اعمال نسبت‌های تنش و سیکل‌های تنش کافی که منجر به روان شدن ماسه گردد فقط باعث گسترش مقدار محدودی تغییر شکل نسبی در ماسه خواهد شد. این مقدار محدود تغییر شکل نسبی با افزایش دانسیته‌های نسبی کاهش می‌یابد.

آزمایشات متعددی روی چهار نوع ماسه گذشته در دانسیته‌های نسبی ۷۰ و ۸۰ درصد (نمونه‌های متراکم) بعمل آمده است. نتایج این آزمایشات در شکل (۸-۲۸) نشان داده شده است. ملاحظه می‌گردد که هیچگونه تغییراتی در فشار آب حفره ای برای شتاب‌های کوچکتر از $0.35g$ مشاهده نشده و ماسه دچار هیچ نوع بهم خوردگی نمی‌شود. معیناً هنگامی که شدت شتاب حرکت افزایش می‌یابد فشار منفی آب حفره ای گسترش یافته و اتساع نمونه قابل ملاحظه می‌باشد. تحت چنین شرایطی البته روانگرایی بوقوع نخواهد پیوست. لیکن احتمال تقلید مقداری از مقاومت برشی خاک در اثر ارتعاش بعلا کاهش زاویه اصطکاک داخلی ذرات منتفی نمی‌باشد. افزایش

در فشار آب حفره ای برای نمونه های بادانسیته نسبی بیشتر از ۶۵ درصد مشاهده نگردیده است، برای نمونه هایی که دارای دانسیته نسبی ۷۰ درصد بوده اند فشار آب حفره ای منفی گردیده و

اتساع رخ خواهد داد. (مقاومت) $\Rightarrow 4 \Rightarrow -58 \Rightarrow$ ماسه متراکم نهانند.

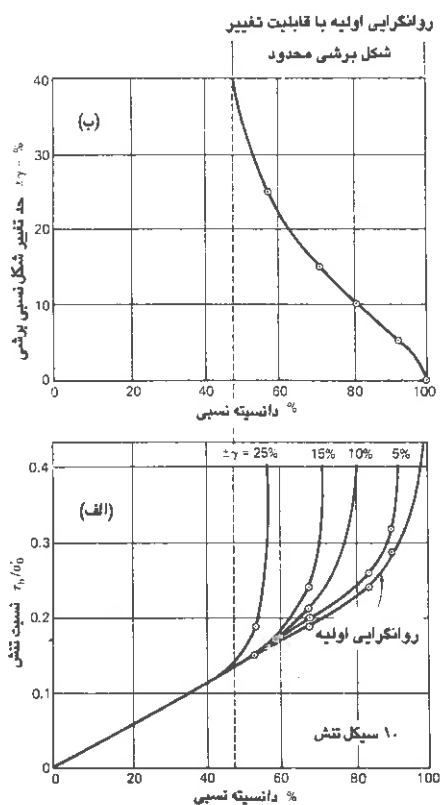
در ماسه های متراکم و تحت شرایط برش زهکشی نشده فشار آب حفره ای منفی گردیده و در نتیجه مقاومت برشی نمونه افزایش می یابد. کازاگرنده توصیه می نماید که به نتایج شبیه آنچه که Seed و همکارانش در خصوص رفتار ماسه متراکم بدست آورده اند بایستی با احتیاط برخورد شود.

براساس نظر کازاگرانده و مفهوم تخلخل بحرانی ماسه متراکم در طبیعت نپایستی روان گردد. Seed

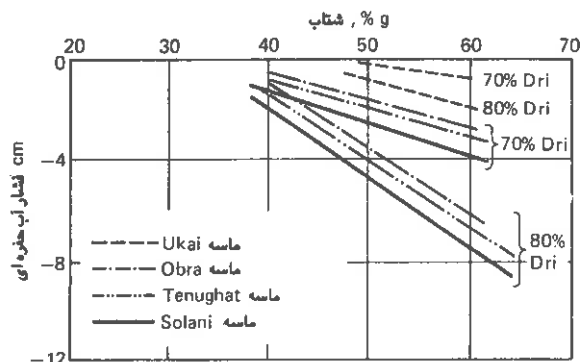
چنین حالتی را تحت عنوان "روانگرایی اولیه ماسه با قابلیت تغییر شکل محدود" نامگذاری

می کند. کازاگرنده این حالت را تحرك سیکلی می نامد. این حقیقت که ماسه متراکم در طبیعت روان

نمی گردد هنوز بعنوان يك مسئله باقی مانده است.



شکل (۸-۳۷) تغییرشکلهای نسبی محدود بازاء ۱۰ سیکل تنش بر روی ماسه با تراکمهای مختلف



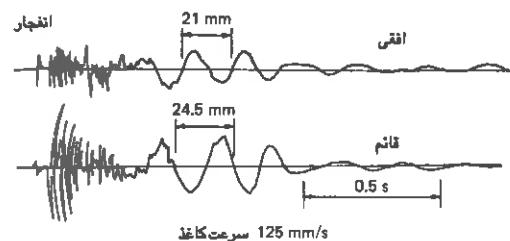
شکل (۸-۲۸) تغییرات فشار آب حفره ای در برابر شتاب برای ۴ ماسه متراکم

۸-۱۱ آزمایشات محلی

آزمایشات انفجار محلی گاهی جهت مطالعه رفتار روان شدگی ماسه ها مورد استفاده قرار می گیرد. آزمایشهایی از نوع اخیر به مقاصد زیر در محل احداث سد های Obra و Tenughat به عمل آمده است:

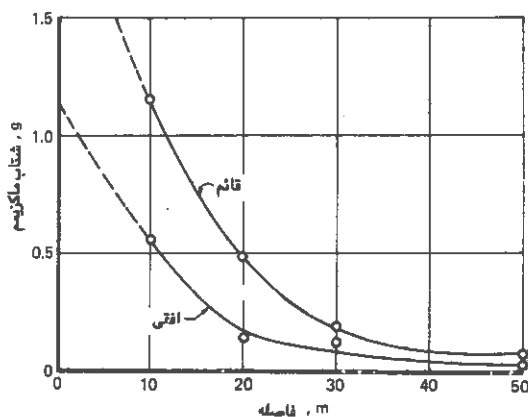
- ۱- آیا این ماسه ها تحت اثر بارهای مشابه زلزله روان خواهند شد یا خیر؟
- ۲- آیا می توان نتایج آزمایشات محلی را با آنچه که در آزمایشگاه بدست آمده مقایسه نمود.
- ۳- آیا می توان ماسه موجود در این دو محل را بوسیله انفجار با رعایت ابعاد اقتصادی مسئله متراکم نمود.

در هر دو محل، آزمایشات در بستر رودخانه انجام گردید. مقادیر مشخصی از خرج انفجار، بین ۱ تا ۲ کیلوگرم، با چاشنی الکتریکی در عمقی از پیش تعیین شده بین ۶ تا ۸ متر کارگذاری گردیده، سپس چالهای آماده شده با ماسه پر شده و دهانه آنها بسته شده است. شتابهای حاصله در اثر انفجار در فواصل بین ۱۰ تا ۵۰ متر از محل انفجار اندازه گیری شده است. شتاب سنج ها در عمق ۲۰ سانتی متری از زمین به نحوی کار گذاشته شده که یکی از آنها بتواند شتاب قائم و دیگری شتاب افقی را ثبت نماید. نمونه ای از شتاب های ثبت شده ارتعاشات زمین در شکل (۸-۳۹) آمده است.



شکل (۸-۳۹) مقادیر شتاب اندازه گیری شده در فاصله ۵۰ متری از محل انفجار خرج ۱ کیلویی در ناحیه سد Obra

در شکل (۸-۴۰) تغییرات شتاب ماکزیمم عمودی و افقی برحسب فاصله از محل انفجار برای ۱ کیلوگرم خرج انفجار در محل احداث سد Obra نشان داده شده است. در انفجارات مصنوعی از این نوع امواج طولی بصورت غالب در ارتعاشات زمین وجود خواهد داشت. در چنین حالاتی برشهای ایجاد شده درتوده الاستیک درمقایسه با تغییر حجم ایجاد شده کوچک می باشند، بنابراین اغلب انرژی امواج بصورت امواج طولی منتشر می گردد.



شکل (۸-۴۰) تغییرات شتاب با فاصله از نقطه انفجار خرج ۱ کیلویی در محل سد Obra

در جدول (۸-۵) تغییرات فشار آب حفره ای بصورت درصدی از تنش اولیه بین ذرات برای خرج ۲ کیلوگرم آورده شده است. فشار آب حفره ای ماکزیمم مشاهده شده در عمق ۲۵ متر و به فاصله ۲۵ متر از مرکز انفجار ۴۸٪ تنش اولیه بین ذرات می باشد. همانطور که ملاحظه می گردد هرچه به مرکز انفجار نزدیک شویم فشار آب حفره ای بیشتر افزایش می یابد.

۲ متر فاصله از مرکز انفجار ۵ متر فاصله از مرکز ۱۰ متر از مرکز انفجار ۱۵ متر از مرکز انفجار ۲۰ متر از مرکز انفجار

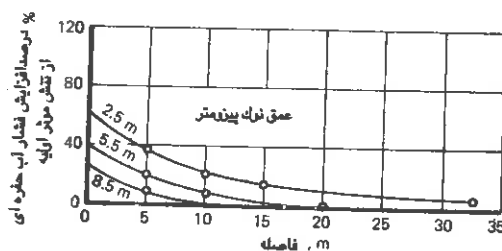
عمق پیژومتریک (m)

(Cm) h'_{ω} / تنش مؤثر h'_{ω} / تنش مؤثر h'_{ω} / تنش مؤثر h'_{ω} / تنش مؤثر h'_{ω} / تنش مؤثر

۲٫۵	۱۷۰	۴۸	۱۳۲	۲۷	۶۹	۱۹	۴۹	۱۳	۲۱	۶
۵٫۵	۱۸۱	۲۹	۱۳۰	۲۰٫۵	۵۵	۸٫۷	۱۸	۲٫۸	۰	۰
۸٫۵	۱۴۰	۱۵٫۲	۸۰	۸٫۸	۱۰	۱٫۱	۰	۰	۰	۰

جدول (۸-۵) حداکثر افزایش در فشار آب حفره ای پس از انفجار ۲ کیلوگرم مواد منفجره

شکل (۸-۴۱) نشان می دهد که افزایش فشار آب حفره ای معادل ۶۰ درصد تنش مؤثر ذرات می باشد. برای وقوع روانگرایی اولیه فشار آب حفره ای بایستی برابر تنش مؤثر ذرات شود. بنابراین ماسه سد Obra در عمل دچار روانگرایی اولیه نخواهد شد. شتاب افقی در این حالت معادل $3.36g$ و شتاب عمودی برابر $5.2g$ بوده است.

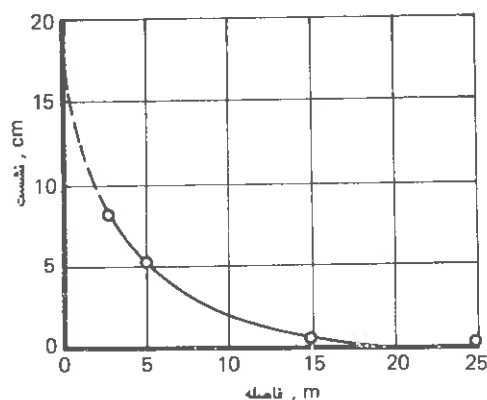


شکل (۸-۴۱) تغییرات فشار آب حفره ای بر حسب فاصله از نقطه انفجار خرج ۲ کیلوگرم در محل سد Obra

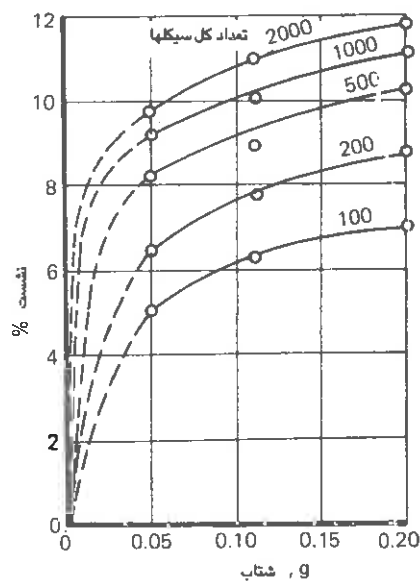
ملاحظه خواهد شد که ماسه سد Obra تحت چنین ارتعاش عظیمی روان نخواهد شد. اما این حقیقت را نیاپستی از نظر دور داشت که در این آزمایشات فقط یک نوسان منفرد بر محل اعمال گردیده است. بنابراین هر نوع نتیجه گیری عمومی از این مطالعات مستلزم منظور نمودن تعداد سیکل‌های مربوطه در هنگام وقوع یک زلزله خواهد بود. از آنجایی که انفجارات پیاپی و متوالی در محل انجام نگرفته است اثر تعداد سیکل‌های ارتعاش بر روانگرایی این ماسه در آزمایشگاه مورد مطالعه قرار گرفته است.

در شکل (۸-۴۲) مقادیر نشست در فواصل مختلف انفجار با خرج ۲ کیلوگرم رسم شده است. شتاب حاصله در مرکز انفجار ۳۳۶g افقی و ۵۲g قائم بوده است و نشست ایجاد شده در این نقطه ۱۷٫۵ سانتی متر اندازه گیری شده است. اگر فرض نماییم عمق قسمتی از خاک که در این مقدار نشست نقش داشته است معادل ۸ متر باشد در این صورت درصد نشست چنین خواهد بود:

$$\text{درصد نشست} = \frac{17.5 \times 100}{800} = 2.2\%$$



شکل (۸-۴۲) تغییرات نشست برحسب فاصله از نقطه انفجار خرج ۲ کیلوگرمی در محل سد Obra



شکل (۸-۴۳) تغییرات شتاب در مقابل درصد نشست در مطالعات آزمایشگاهی روی ماسه Obra

همچنین با فرض اینکه ۵۰ درصد از شتاب قائم مؤثر بوده و به همراه شتاب افقی رفتار ماسه را

تحت تأثیر قرار می دهد در این صورت شتاب مؤثر کل چنین خواهد بود:

$$\left(3.36g + \frac{5.2}{2}g \right) = (3.36 + 2.6)g = 5.96g$$

در شکل (۴۳-۸) تغییرات شتاب افقی در مقابل درصد نشست ماسه Obra برای تعداد سیکل‌های

مختلف حرکت ترسیم گردیده است.

از روی این شکل با ترکیب مختلفی از تعداد سیکل‌ها و مقادیر تنش می توان درصد نشست

معادل ۲۲ را که در بالا محاسبه شد بدست آورد. این مقادیر در جدول (۶-۸) آورده شده است.

همانطور که ملاحظه می شود هرچه مقدار شتاب کمتر باشد تعداد بیشتری سیکل بار لازمست تا

همان درصد نشست را ایجاد کند.

شتاب (درصد g)	تعداد سیکل‌ها جهت ۲۲٪ نشست
۱.۵	۱۰۰
۰.۷۵	۲۰۰
۰.۵۰	۵۰۰

جدول (۶-۸) مقادیر شتاب و تعداد سیکل‌ها جهت تولید ۲۲ درصد نشست

این مقادیر به همراه مقدار صحرائی ۵۹۶g و یک سیکل در شکل (۴۴-۸) بصورت مدجنی تغییرات

شتاب برحسب تعداد سیکل رسم گردیده اند.

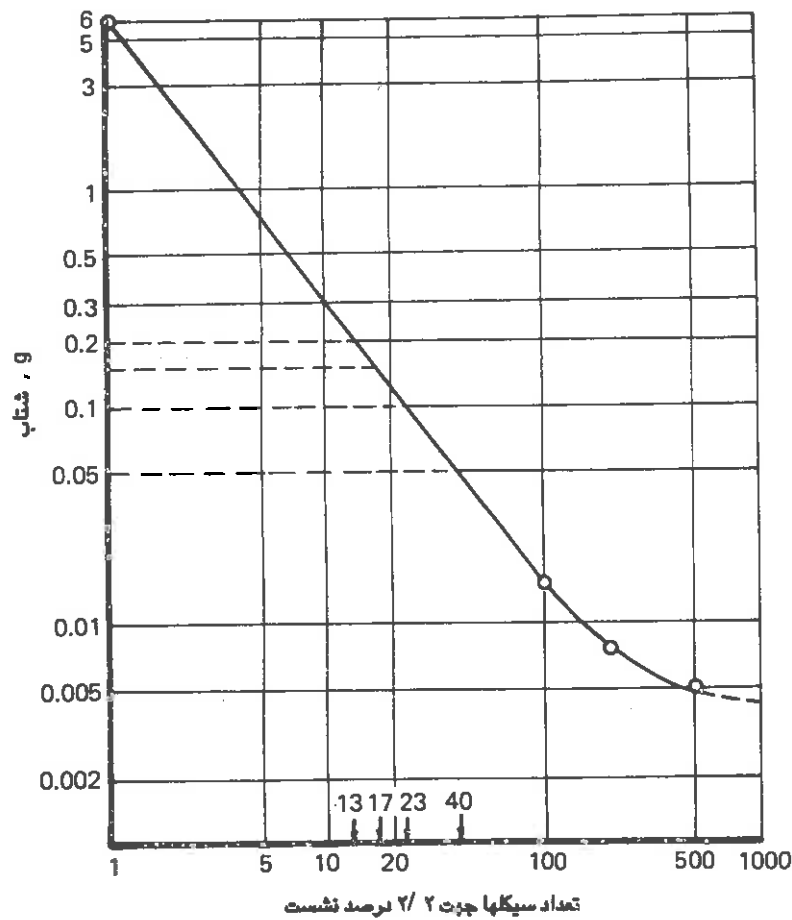
چه در آزمایشگاه و چه در صحرا برای ماسه مورد مطالعه روانگرایی رخ نمی دهد. شتاب طرح در

رابطه با پروژه سد Obra ۸g برای خود سد و ۰.۵g برای سازه های دیگر و سایر تأسیسات

بوده است. شتاب ماکزیمم زلزله در بحرانی ترین حالت در محل این سد ممکنست به ۰.۲g برسد.

معمولاً احتمال دارد فقط چند سیکل از ارزشهایی با شتاب بیشتر از حد فوق رخ دهد. همچنین

معمولاً تعداد قابل ملاحظه ای از سیکل‌های ارتعاش با شتاب کوچکتر از شتاب طرح وجود خواهد



شکل (۸-۴۴) تغییرات شتاب در مقابل تعداد سیکلها جهت تریاید ۲٪ درصد نشست در ماسه Obra

داشت. بر مبنای این مفهوم فرض شده است که سد مورد نظر در طول عمرش تحت سیکل مایی از حرکت قرار گیرد که در جدول (۸-۷) آورده شده است.

بنابراین با مراجعه به منحنی تغییرات درصد نشست بر حسب شتاب شکل (۸-۴۴) مقدار نشست توده ماسه با دانسیته نسبی اولیه در حدود ۲۰٪ برای ۵۰۰ سیکل با شتاب $0.05g$ در حدود ۸ درصد خواهد بود یعنی: $1.92 = (24 \times \frac{8}{100})$ متر خواهد شد. مقادیر دانسیته نسبی ماسه

Obra در اعماق مختلف بصورت میانگین از جدول (۸-۸) بدست می آید:

(*)		
تعداد زلزله	شتاب ماکزیمم زمین با تعداد سیکل مربوطه	تعداد کل سیکل‌های معادل با ۵ درصد شتاب افقی زمین
۱	g ۵,۰۰۲ سیکل + g ۱۰,۰۰۱۵ سیکل +	$1(16 + 24 + 40 + 50) = 120$
	g ۲۰,۰۰۱ سیکل + g ۵۰,۰۰۰۰۵ سیکل	
۲	g ۱۰,۰۰۱۵ سیکل + g ۲۰,۰۰۱ سیکل +	$2(24 + 20 + 30) = 178$
	g ۲۰,۰۰۰۰۵ سیکل	
۳	g ۱۰,۰۰۱ سیکل + g ۲۰,۰۰۰۰۵ سیکل +	$3(18 + 20) = 114$
۱۰	g ۱۰,۰۰۰۰۵ سیکل	$10 \times 10 = 100$
تعداد کل سیکل‌های معادل با شتاب g ۰.۵ = در حدود ۵۰۰ سیکل خواهد شد.		

جدول (۷-۸) تعداد سیکل‌هایی که ممکنست محل سد Obra در طول عمرش تحت تاثیر آن قرار گیرد

ضخامت (عمق) m	دانسیته نسبی (%)
۲٫۶	۳۰
۱۲٫۰	۵۰
۸٫۴	۷۰
۲۴٫۰	عمق کل توده ماسه مورد مطالعه

جدول (۸-۸) تغییرات دانسیته نسبی میانگین با عمق لایه در محل سد Obra

(*) تعداد سیکل‌های معادل با شتاب g ۰.۵ از روی منحنی شکل (۸-۴۴) محاسبه شده است. در این منحنی تعداد سیکل‌های متناظر با شتاب g ۰.۲۰ برای ۲ درصد نشست برابر با ۱۲ می باشد. همچنین تعداد سیکل‌های متناظر با g ۰.۵ برای ۲٫۲ درصد نشست معادل ۴۰ می باشد. بنابراین ۵ سیکل از نوسانی با شتاب g ۰.۲۲ معادل:

$$\frac{40}{13} \times 5 = 16 \text{ سیکل}$$

با شتاب g ۰.۵ خواهد بود.

نشست کلی توده ماسه با دانسیته نسبی متغیر در عمق های مختلف بعبارت زیر خواهد بود:

۱- نشست ماکزیمم توده ماسه با دانسیته نسبی اولیه ۳۰ درصد در حدود ۸۰ درصد نشست ماکزیمم آن با ۲۰ درصد دانسیته نسبی اولیه می باشد.

۲- نشست ماکزیمم توده ماسه با دانسیته نسبی اولیه ۵۰ درصد در حدود ۶۷ درصد نشست ماکزیمم آن با ۲۰ درصد دانسیته نسبی اولیه می باشد.

۳- نشست ماکزیمم توده ماسه با دانسیته نسبی اولیه ۷۰ درصد در حدود ۲۵ درصد نشست ماکزیمم آن با ۲۰ درصد دانسیته نسبی اولیه می باشد.

نشست کلی توده ماسه با دانسیته اولیه ۲۰ درصد و با شتاب $g \cdot 0.5$ و تعداد ۵۰۰ سیکل ۸ درصد می باشد.

نشست کلی توده ماسه با دانسیته اولیه ۳۰ درصد و با شتاب $g \cdot 0.5$ و تعداد ۵۰۰ سیکل ۶۴ درصد می باشد.

نشست کلی توده ماسه با دانسیته اولیه ۵۰ درصد و با شتاب $g \cdot 0.5$ و تعداد ۵۰۰ سیکل ۵۳٫۳ درصد می باشد.

نشست کلی توده ماسه با دانسیته اولیه ۷۰ درصد و با شتاب $g \cdot 0.5$ و تعداد ۵۰۰ سیکل ۲ درصد می باشد.

بنابراین:

$$\text{نشست کل} = \frac{3.6 \times 6.4}{100} + \frac{12 \times 5.33}{100} + \frac{8.4 \times 2}{100}$$

$$\text{نشست کل} = 0.230 + 0.640 + 0.168$$

$$\text{متر} \Rightarrow 1.1 \approx 1.038$$

این مقدار نشست، نشست چندان زیادی نبوده و احتمالاً در خلال یک زلزله بوقوع نخواهد

پیوست. در شکل (۴۵-۸) تغییرات شتاب برحسب تعداد سیکلها را برای ۲۴٪ نشست در مورد

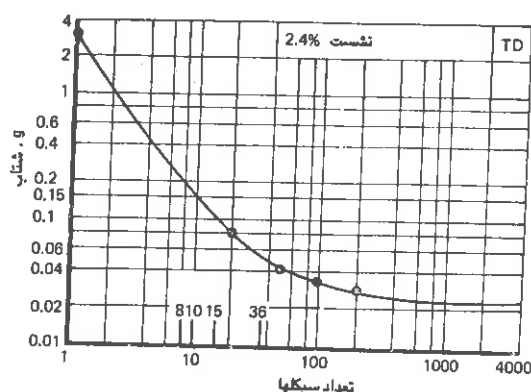
ماسه Tenughat نشان می دهد.

این منحنی به همان ترتیبی بدست آمده که منحنی ارائه شده در شکل (۴۴-۸) حاصل گردیده و

نتایج حاصله کاملاً مشابه یکدیگر می باشند. شایان ذکر است که انجام آزمایشات انفجاری محلی

در حال حاضر چندان متداول نمی باشد لیکن ممکن است در آینده استقبال بیشتری از این روش

بمعل آید.

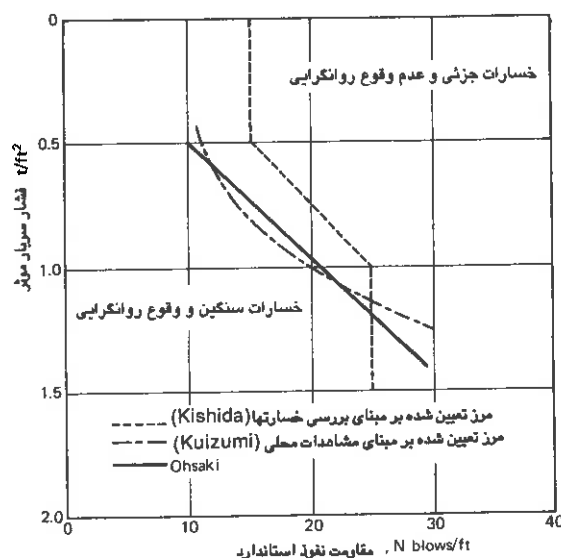


شکل (۸-۴۵) تغییرات شتاب برحسب تعداد سیکلها جهت ۲٫۴ درصد نشت ماسه Tenughat

اطلاعات بدست آمده از آزمایش نفوذ استاندارد همراه با رفتار ماسه‌هایی که دچار روانگرایی گردیده و نیز ماسه‌هایی که دچار روانگرایی نگردیده‌اند و رابطه آن با چنین رفتارهایی توجه تعداد زیادی از محققین را به خود جلب کرده است. متعاقب زلزله Niigata تعدادی از محققین مطالعاتی را در مناطقی از شهر که روانگرایی رخ داده بود و همچنین در مناطقی که روانگرایی بوقوع نپیوسته بود جهت تفکیک و مرزبندی بین ماسه‌های روان شونده و ماسه‌های پایدار انجام دادند که محور این نوع مطالعات بر مقاومت نفوذ استاندارد توده ماسه در مناطق مربوطه استوار بوده است. نتایج این قبیل مطالعات در شکل (۸-۴۶) آورده شده است. این نتایج قابل استفاده در سایر مناطق که در آنها شدت لرزش بیشتر بوده و یا سطح آب زیرزمینی در عمق دیگری از آنچه که در Niigata بوده است نمی‌باشد.

در ادامه این قبیل اطلاعات جمع‌آوری جامع‌تری از اطلاعات محلی در نقاط مختلفی که حضور و همچنین عدم حضور پدیده روانگرایی وجود داشت Seed و همکارش بعمل آمد. بمنظور تعیین رابطه‌ای بین مقادیر صحرایی نسبت تنشها در چنین مناطقی، آنها از نسبت τ_h / σ'_o (که در آن τ_h تنش برشی افقی میانگین ایجاد شده توسط زلزله و σ'_o فشار مؤثر اولیه سربار لایه ماسه مورد نظر می‌باشد) و دانسیته نسبی ماسه (همچنان که از مقاومت نفوذ استاندارد و رابطه اش با D_R قابل تعیین است) استفاده نموده‌اند. این جمع‌آوری اطلاعات به‌مراه مطالعات صحرایی اضافه‌ای که در خصوص تعیین روابط دیگری بین پارامترهای مولد سیلان و مقاومت نفوذ استاندارد انجام گردید صورت کامل‌تری به خود گرفت. این اطلاعات در شکل (۸-۴۷) ترسیم گردیده‌اند. مقادیر

نسبتهای تنش متناظر با وقوع یا عدم وقوع روانگرایی در صحرا بر حسب مقاومت نفوذ میانگین اصلاح شده (N_1) توده ماسه رسم شده است، در چنین نمایشی عدد نفوذ استاندارد اندازه گیری شده (N) بایستی براساس فشار سربار مؤثر $1 (1/ft^2)$ اصلاح گردد.



شکل (۸-۳۶) تجزیه و تحلیل قابلیت روانگرایی در Niigata در اثر زلزله ۱۶ ژوئیه ۱۹۶۴

بنابراین:

$$N_1 = C_N \cdot N$$

(۸-۱۲)

که در این رابطه C_N فاکتور تصحیح بوده و براساس رابطه پیشنهادی زیر قابل تعیین می باشد:

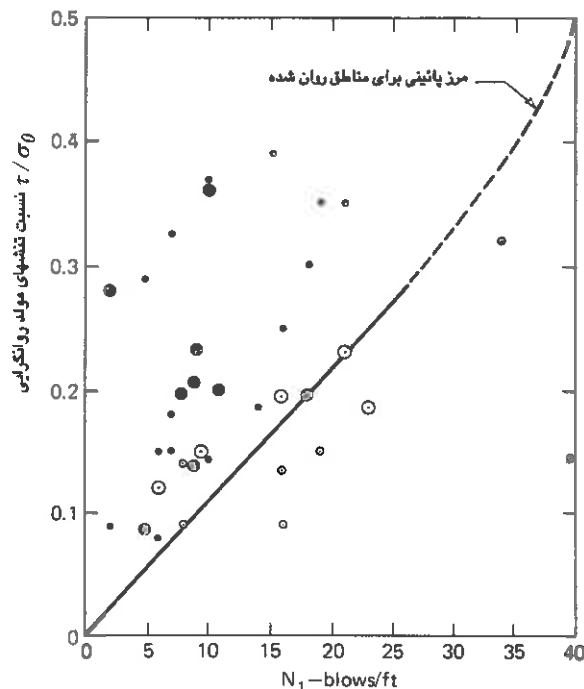
$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\bar{p}}$$

(۸-۱۳)

که در این رابطه \bar{p} عبارتست از فشار سربار مؤثر در عمقی که آزمایش نفوذ استاندارد انجام گرفته (برحسب $1/ft^2$) است.

مقدار حداکثر C_N معادل ۲ می باشد. مقادیر تنشهای برشی تولید شده در اعماق مختلف در اثر زلزله را می توان کماکان از رابطه (۸-۷) با دقت قابل قبولی بدست آورد. بنابراین برای هر منطقه و هر مقدار از شتاب ماکزیمم سطح زمین احتمال وقوع روانگرایی بر مبنای روش تجربی با کمک منحنی

- وقوع روانگرایی - نسبت تنشها بر مبنای شتاب تخمینی
- وقوع روانگرایی - نسبت تنشها بر مبنای اطلاعات خوبی از شتاب زلزله
- عدم وقوع روانگرایی - نسبت تنشها بر مبنای شتاب تخمینی
- عدم وقوع روانگرایی - نسبت تنشها بر مبنای اطلاعات خوبی از شتاب زلزله



شکل (۸-۳۷) رابطه بین نسبت تنشهای مولد روانگرایی و عدد نفوذ استاندارد ماسه

فوق به راحتی قابل بررسی می باشد. این عمل با تعیین مقدار مناسبی برای N_1 جهت لایه ماسه مورد نظر و قرائت حد پایینی نسبت تنشهای (τ / σ'_0) متناظر با مقدار N_1 و بالاخره مقایسه این تنشها با تنشهای برشی تولید شده ناشی از وقوع زلزله (τ_{av}) قابل انجام خواهد بود.

چنین روشی دارای مضایق و محدودیت های زیر می باشد:

- ۱- شرایط حد پایینی که منجر به روان شدگی ماسه در محل خواهد شد بایستی با در دست داشتن اطلاعات وسیع تر و دقیق تر به طور مشخص تری تعیین و تعریف گردد.
- ۲- منحنی های تجربی از نوعی که در بالا ترسیم گردیده است تمامی عوامل مؤثر بر روانگرایی ماسه از قبیل مدت و بزرگی زلزله را در نظر نمی گیرند.
- ۳- مقاومت نفوذ استاندارد ممکنست اندیس مناسبی جهت بیان خصوصیات روان شدگی ماسه ها نباشد.
- ۴- مقاومت نفوذ استاندارد را نمی توان همیشه با دقت خوبی در محل اندازه گیری نمود و مقدار آن ممکنست تغییرات قابل ملاحظه ای را بسته به شرایط نمونه گیری و گمانه زنی نشان دهد.

Seed براساس بررسی هایی که در این زمینه انجام داده است خاطرنشان می سازد که منحنی حد پایینی اعلام شده در شکل (۴۷-۸) سازگاری بسیار خوبی با اطلاعات بدست آمده از زلزله Niigata ژاپن که در زمره مؤثرترین زلزله در رابطه با وقوع روانگرایی بطور بسیار وقوع و همچنین سازگاری خوبی با اطلاعات بدست آمده نسبتاً اخیر در چین که تحقیقات کاملاً وسیعی در خصوص روانگرایی انجام گرفته دارد.

برای زلزله هایی با مقدار کوچکتر و مدت کوتاهتر مقادیر بدست آمده از منحنی فوق الذکر کاملاً محافظه کارانه می باشد. نسبتهای تنش بدست آمده برای زلزله ای با شدت ۶ ریشتر ۲۵ درصد بزرگتر از مقداری است که منحنی مذکور معرفی می کند.

این نکته لازم به یادآوری است که مقادیر بدست آمده از منحنی حد پایینی جهت ایجاد روانگرایی برای زلزله ای با شدت ۷٫۵ ریشتر براساس مشاهدات تجربی با تقریب مناسبی با رابطه زیر قابل بیان است:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_0}\right) \approx \frac{1}{90} N_1 \quad \text{برای } N_1 \leq 35 \text{ b/ft}$$

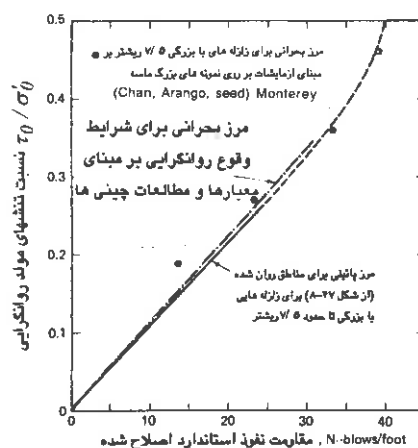
۱۴-۸ بررسی پدیده روانگرایی با استفاده از عدد نفوذ استاندارد

اطلاعات محلی کمیابی در دست است که با اطمینان بتوان قابلیت روان شدگی ماسه های کاملاً متراکم یا دارای عدد نفوذ استاندارد بالا را که تحت اثر حرکات زلزله با نسبت تنشهای بزرگ قرار گرفته اند مورد بررسی قرار داد. چنین اطلاعاتی فقط در خلال وقوع زلزله های بزرگ که انجام آن هم کار ساده ای نیست عملی می باشد. در سال ۱۹۷۶ آزمایشاتی بوسیله دستگاه برش ساده سیکی روی نمونه هایی با ابعاد بزرگ که در آنها شرایط تا حدود زیادی، شرایط محلی اصلاح شده بوده و عوامل مهمی از قبیل لرزشهای چند بعدی نیز مد نظر قرار می گرفت بعمل آمد. همچنین با توجه به تأثیر فوق العاده دانسیته نسبی بر خاصیت روانگرایی ماسه ها، روابطی جهت بیان عدد نفوذ استاندارد برحسب دانسیته نسبی پیشنهاد گردیده بود. Seed با استفاده از چنین روابطی ضمن اعمال فاکتورهای تصحیح متعدد، نتایجی برای زلزله هایی با مقادیر مختلف که با تنشهای سیکی یکنواخت به تعداد ۵، ۱۵ و ۲۵ معادل گردیده بود مطابق جدول (۹-۸) بدست آورد:

دانشیه نسبتی N_1	$M = 6$ تا ۵ (سیکل)		$M = 7$ تا ۷ (سیکل)		$M = 8$ تا ۸ (سیکل)		(D_R) (bpf)
	نسبت تنشها :		نسبت تنشها :		نسبت تنشها :		
	در محل آزمایشگاه	در محل	در محل آزمایشگاه	در محل	در محل آزمایشگاه	در محل	
	(τ / σ'_o)	(τ / σ'_o)	(τ / σ'_o)	(τ / σ'_o)	(τ / σ'_o)	(τ / σ'_o)	
۵۴	۰.۲۵	۰.۲۲	۰.۱۹	۰.۱۷	۰.۱۷۵	۰.۱۵۵	
۶۲	۰.۳۳۵	۰.۳۰	۰.۲۷	۰.۲۴	۰.۲۲۵	۰.۲۱	
۸۲	۰.۴۹	۰.۴۴	۰.۳۶	۰.۳۲	۰.۳۱۵	۰.۲۸	
۹۰	۰.۶۶	۰.۵۹	۰.۴۶	۰.۴۱	۰.۴۰۶	۰.۳۶	

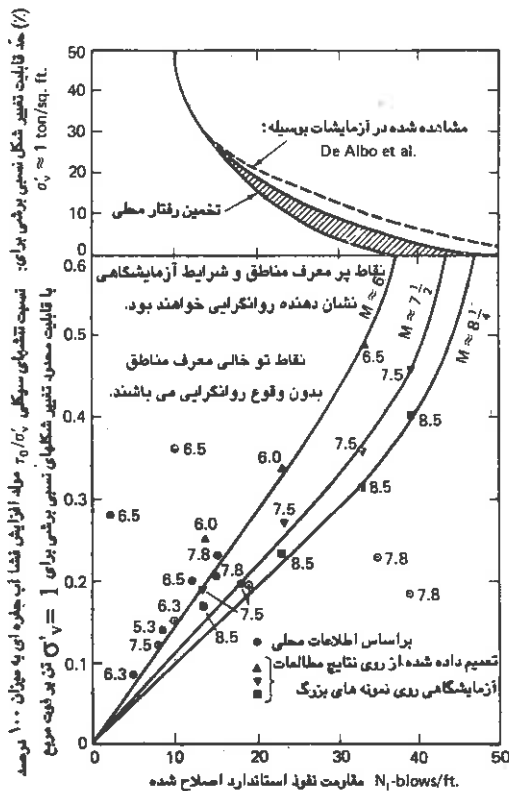
جدول (۸-۹) نتایج آزمایش برش ساده سیکی روی نمونه های بزرگ لایه ماسه تازه تشکیل یافته

نتایج اخیر با اطلاعات بدست آمده در شکل (۸-۴۷) ترکیب و برای زلزله ای با مقدار ۷٫۵ ریشتر بصورت شکل (۸-۴۸) درآمده است. میزان سازگاری بین نتایج آزمایشگاهی و مطبی بسیار خوب بوده و این امر مبین آن است که فاکتورهای اصلاح بکار رفته کاملاً مناسب بوده و یا به عبارت دیگر مقادیر نسبی آنها تقریباً صحیح بوده است. از آن مهم تر اینکه چنین نتیجه ای، دست را باز می گذارد تا روابط مشابه ای با تعقیب مراحل فوق برای زلزله هایی با دیگر مقادیر بدست آید.



شکل (۸-۲۸) مقایسه رابطه روانگرایی ارائه شده توسط Seed با رابطه روانگرایی ارائه شده توسط چینی ها

با اعمال روش مشابه و از ترکیب کلیه نتایج قابل اطمینان محلی و نتایج ارائه شده در جدول (۸-۹) منحنی های شکل (۸-۴۹) بدست خواهد آمد. این چارت اجازه می دهد که روابط مبتنی بر مرز پایینی جهت زلزله هایی با شدتهای ۶، ۷٫۵ و ۸٫۲۵ ریشتر نیز مورد استفاده قرار گیرد. مقادیر نسبت تنشهای σ'_0 / τ معرفی شده در اشکال (۸-۴۸) و (۸-۴۹) آنهایی هستند که باعث افزایش فشار آب حفره ای تا میزان ۱۰۰ درصد و تغییر شکل نسبی برشی $5 \pm$ درصد برای ماسه هایی با مقادیر مختلف مقاومت نفوذ استاندارد می گردند. گسترش و ظهور چنین شرایطی در ماسه های متراکم تر همراه با مقدار محدودی تغییر شکل نسبی بوده که مقدار این تغییر شکل وابسته به دانسیته نسبی، فشار محدود کننده و احتمالاً عواملی دیگر می باشد. در همین رابطه مقادیر تغییر شکلهای محدود مشاهده شده در آزمایش و همچنین مقادیر تخمینی که تصور می گردد در شرایط فشار محدود کننده $1 (1/t^2)$ بر رفتار خاک در محل قابل اعمال باشد در شکل فوق الذکر نشان داده شده است.



شکل (۸-۴۹) رابطه بین رفتار روانگرایی ماسه در محل در شرایط سطح زمین و مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده

روش بررسی و تحلیل

بر اساس روابط فوق‌الذکر مراحل زیر به منظور ارزیابی روانگرایی پذیری ماسه مورد نظر قابل انجام است:

الف) اطلاعات طرح: اطلاعات زیر از محل مورد نظر بایستی در دست باشد:

۱- مقاومت نفوذ استاندارد با عمق که بر مبنای فشار سربار بایستی اصلاح گردد.

۲- وزن مخصوص خاک

۳- موقعیت سفره آب زیرزمینی

۴- مقدار زلزله پیش بینی شده در محل

ب) روش تحلیل: قدمهای زیر جهت انجام تحلیل فوق بایستی برداشته شود:

۱- با استفاده از رابطه زیر تنشهای برشی تولید شده ناشی از زلزله (τ_{av}) را در اعماق مختلف بدست آورید:

$$\tau_{av} = 0.65 \gamma h (a_{max} / g) \tau_d$$

۲- با استفاده از شکل (۸-۴۹) نسبت تنشهای مولد روانگرایی (τ / σ'_o) و از آنجا تنش برشی مولد روانگرایی در اعماق مختلف را (τ) بدست آورید.

۳- مقایسه‌ای بین τ_{av} و τ می‌تواند امکان وقوع و یا عدم وقوع روانگرایی را روشن سازد. اگر $\tau_{av} > \tau$ باشد روانگرایی اتفاق افتاده در غیر این صورت روانگرایی رخ نخواهد داد.

مسئله (۸-۲)

لایه یکنواختی از ماسه تا عمق قابل ملاحظه ادامه دارد. عدد نفوذ استاندارد معادل ۲۰ بوئه و سفره آب در سطح زمین قرار دارد. فرض کنید که وزن مخصوص اشباع خاک ۱۲۵ پوند بر فوت مکعب می‌باشد. آیا در این محل به هنگام وقوع زلزله‌ای با شدت ۷٫۵ ریشتر پدیده روانگرایی رخ خواهد داد یا خیر؟

حل

براساس روش فوق مراحل بررسی دنبال خواهد شد:

۱- اصلاح عدد نفوذ استاندارد با عمق و محاسبه تنش برشی مولد روانگرایی در اعماق مختلف (τ).

محاسبات مربوطه در جدول زیر انجام گردیده است:

عمق (ft)	σ'_o (t/ft ²)	C_N	N	$N_1 = C_N \times N$	τ / σ'_o	τ (t/ft ²)
۵	۰.۳۱۲	۱.۳۹	۲۰	۲۷.۸	۰.۳۰۰	۰.۰۹۴
۱۰	۰.۶۲۵	۱.۱۵	۲۰	۲۳.۰	۰.۲۷۵	۰.۱۷۲
۱۵	۰.۹۳۷	۱.۰۲	۲۰	۲۰.۴	۰.۲۲۵	۰.۲۱۱
۲۰	۱.۲۴۹	۰.۹۲	۲۰	۱۸.۴	۰.۱۸۰	۰.۲۲۵
۲۵	۱.۵۶۱	۰.۸۵	۲۰	۱۷.۰	۰.۱۶۰	۰.۲۵

۲- محاسبه تنشهای برشی تولید شده در اعماق مختلف ماسه در اثر وقوع زلزله (τ_{av}). مقدار این تنشها از رابطه زیر محاسبه خواهد شد:

$$\tau_{av} = 0.65 \gamma h \frac{a_{max}}{g} \times r_d$$

اگر مقادیر تنشهای تولید شده در اثر زلزله (τ_{av}) را با تنشهای مولد روانگرایی (τ) مقایسه نمائیم (جدول صفحه بعد) ملاحظه می شود که در هیچکدام از اعماق فوق الذکر مقادیر تنشهای تولید شده در اثر زلزله از تنشهای مولد روانگرایی تجاوز نمی نماید بنابراین پدیده روانگرایی بوقوع نخواهد پیوست.

جدول تنشهای برشی توأید شده در اثر زلزله در اعماق مختلف:

عمق (ft)	(a_{max}/g)	$\gamma_{Sat} (t/ft^2)$	r_d	$\tau_{av} (t/ft^2)$
۵	۰.۱	۰.۱۲۵	۰.۹۹۵	۰.۰۴۰
۱۰	۰.۱	۰.۱۲۵	۰.۹۸۶	۰.۰۸۰
۱۵	۰.۱	۰.۱۲۵	۰.۹۷۲	۰.۱۱۸
۲۰	۰.۱	۰.۱۲۵	۰.۹۵۷	۰.۱۵۵
۲۵	۰.۱	۰.۱۲۵	۰.۹۴۳	۰.۱۹۱

۸-۱۳ نکات نهایی

در دهه‌های اخیر مسائل مربوط به روانگرایی ماسه‌ها در نقاط مختلف جهان بطور گسترده مورد بررسی قرار گرفته است. شناخت این پدیده تا آنجا جلو رفته است که پیش بینی وقوع این مسئله در يك محل از طریق روشهای تحلیلی امکان پذیر گشته است.

این امر بوضوح روشن شده است که عوامل متعددی بر روانگرایی ماسه ها تاثیر می گذارند،

همچنان که در بخش (۸-۴) بیان گردید این عوامل بقرار زیر می باشند:

۱- توزیع اندازه ذرات و دانه بندی ماسه

۲- دانسیته خاک (دانسیته نسبی اولیه DR)

۳- خصوصیات بارهای ارتعاشی

۴- موقعیت و وضعیت زهکشی و ابعاد لایه ماسه

۵- مقدار و ماهیت سربارها

۶- نحوه شکل گیری لایه (بافت خاک)

۷- مدت بارهای اولیه

۸- سابقه تغییرشکلهای نسبی

۹- حبابهای هوای محبوس در لایه خاک

۹-۱۳

اثر این عوامل بر قابلیت روانگرایی ماسه ها در فصل جاری مورد بررسی قرار گرفت.

در تمامی مطالعاتی که تا به حال بحث شد ارتعاشات وارده بر ماسه فقط در يك جهت انجام گرفته است. ارتعاشات ناشی از زلزله ممکنست در سه جهت که عبارت خواهند بود از جهت طولی، جهت افقی و جهت قائم عمل نمایند. Seed, Pyke و Martin (۱۹۷۵) در خلال مطالعاتشان بوسیله يك ميز ارتعاش با توانایی حرکت در دو جهت، اعلام نمودند که تنشهای برشی مورد نیاز جهت وقوع روانگرایی در ارتعاشات چند بعدی (با دو مؤلفه ارتعاش یکسان) بمیزان ۱۰ الی ۲۰ درصد از تنشهای برشی مورد نیاز جهت وقوع روانگرایی در ارتعاشات يك بعدی کمتر خواهند بود. از آنجائیکه در عمل، ایجاد مؤلفه دوم ارتعاش برابر مؤلفه اولی که در طراحی ها مورد استفاده قرار می گیرد، غیرممکن و یا بسیار دشوار خواهد بود، توصیه شده است که تنشهای برشی تعیین شده بعنوان مولد روانگرایی بمیزان ۱۰ درصد کاهش داده شوند. بنابراین ضریب تصحیح C_F لازمست در معادله (۸-۹) به مقدار ۱۰ درصد کاهش یابد.

note: تجزیه و تحلیل پیشنهاد شده توسط Seed و Idriss (۱۹۷۱) براین فرض استوار است که در خلال

ارتعاش ماسه هیچگونه استهلاکی در فشار آب حفره ای صورت نمی گیرد. Seed, Martin و Lysmer (۱۹۷۶) مطالعاتشان را به نحوی ادامه دادند تا موضوع توزیع جدید فشار آبهای حفره ای در لایه ماسه در خلال زلزله و همچنین بعد از زلزله را نیز منظور نمایند.

براساس اظهارات شاهدان عینی در زلزله نیگاتای ژاپن (۱۹۶۴)، جوشش ماسه و یا نشست ساختمانها لحظاتی بعد از توقف زلزله بوقوع پیوسته است (Yoshimi, ۱۹۷۷). در مورد يك ساختمان بتن مسلح ۲ طبقه در فرودگاه نیگاتای که حدود يك متر نشست کرده بود، فاصله زمانی بین لرزش اصلی و نشست فوق توسط کسانی که طبقه دوم را تخلیه می کرده اند حدود ۴۰ ثانیه تخمین زده شده است.

فاصله زمانی مذکور احتمالاً مبین این امر است که خاک ابتدا در اعماقی در خلال زلزله مایع شده است، آنگاه فشار آب حفره ای افزایش یافته در منطقه مایع شده موجب ایجاد نیروی زه در لایه نای فوقانی گردیده و بتدریج این حرکت بطرف لایه های بالاتر منتقل و باعث از دست رفتن مقاومت خاک در سطح زمین گردیده است. این جریان زه عبوری با استفاده از تئوری تحکیم ترزاقی بوسیله Sarma, Ambraseys (۱۹۶۹), Kuwabara, Yoshimi (۱۹۷۳) مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. Yoshimi و Ohaka (۱۹۷۵) با استفاده از خواص ماسه های روان شده که از آزمایشات تحکیم روی

Note: $u \propto K_1, K_2$

نمونه های بزرگ بدست آمده، نشان دادند که ماکزیمم فشار آب حفره ای در لایه فوقانی ماسه روان شده در ابتدا تابع نسبت ضرایب نفوذپذیری دو لایه ماسه می باشد.

Gupta (۱۹۷۹) روشی پیشنهاد نمود که بتوان پیشرفت پدیده روانگرایی را قدم به قدم در يك لایه ماسه محاسبه نمود. ساختمانها هنگامی که خاک زیر پی آنها روان شوند دچار نشست خواهند شد. حتی قبل از وقوع روانگرایی اولیه ممکنست مقداری نشست در سازه بوجود آید. در این موارد هنوز مراحل مورد نیاز طراحی در شکل قابل استفاده آن در دسترس نمی باشد.

مسئله نشست سازه بعد از روانگرایی اولیه بستگی به آن دارد که چه مدت خاک در حالت مایع باقی می ماند. ماسه های شل و غیرمتراکم بعد از روانگرایی تغییر شکلهای بزرگی می دهند. روانگرایی شیروانی ها و خاکریزها هم از مسائل مهم می باشد. Seed (۱۹۶۸) نشان داده است که در خلال زلزله آلاسکا در سال ۱۹۶۴ لغزش شیروانیها بعلت سیلان رگه ها و یا لغزهای ماسه اشباع موجود در شیب آغاز شده است.

در مراحل بررسی، او به اهمیت جزئیات زمین شناسی محل در تعیین وقوع و خواص زمین لغزه ها در خلال یک زلزله بعلت روانگرایی خاک تأکید داشته است.

سقوط و ریزش خاکریزها در خلال زلزله کاملاً معمول است زیرا حتی خاکهای دانه ای متراکم نیز ممکنست در این شرایط دچار مسئله گردند. Youd (۱۹۷۳) این نوع گسیختگی را توسعه جانبی زمین لغزه ناشی از روانگرایی سیکی نامیده و این امکان که انتقال آب حفره ای به ناحیه ای که در خلال تنشهای برشی سیکی اتساع پیدا کرده و ممکنست منجر به پوکی و آسیب پذیری خاک در اثر اعمال تنشهای بیشتر گردد را مورد تأمل و تأیید قرار داده است.

کانزاکرانده (۱۹۷۶) گزارش می دهد که افزایش روبره رشد فشار سیکی آب حفره ای و نرم شوندگی نمونه ها در آزمایشات مختلف سیکی و نیز روانگرایی سیکی در آزمایشات سه محوری بوسیله توزیع مجدد سریع آب نمونه ایجاد می شود که این نیز به نوبه خود از طریق مکانیزمی که در محل فعال نمی باشد تولید می گردد. همچنین ساخت وسیله ای که توسط آن بتوان در آزمایشگاه امکان توزیع یکنواخت تنشها را در نمونه ها فراهم ساخت، شبیه آنچه که در بارگذاری سیکی در يك نمونه خاک در صحرا وجود دارد، تقریباً غیرممکن است. بمنظور برگردن این حلال بزرگ میان شرایط صحرایی و آزمایشگاهی، بررسیها و تحقیقات محلی جامعی از آزمایشات روی نمونه های واقعی که در مناطق شدیداً زلزله خیز صورت گیرد مورد نیاز می باشد. این تحقیقات بایستی با

بهترین تجهیزات پژوهشی و با توجه دقیق به جزئیات جهت پرمیز از اشتباه و خطا در مطالعات انجام شود (Casagrande, ۱۹۷۶).

در بیان مشابهی Peck (۱۹۷۹) اظهار داشته است که مطالعات آزمایشگاهی قابلیت منظور نمودن عوامل متعددی که احتمالاً در محل وجود دارند را نخواهد داشت. بهم خوردگی یا دستخوردگی یکی از این عوامل می باشد. در حقیقت داشتن يك نمونه مطلقاً دست نخورده امری افسانه ای خواهد بود.

Note: $N \propto \sqrt{b}$ رفتار

بدین ترتیب بنظر می رسد که رابطه بین عدد نفوذ استاندارد و رفتار ماسه شکل (۴۹-۸) راه حلی جهت مسائل روانگرایی در آینده باشد. ارزیابی و مرور بسیار جالب و درخور تقییری درخصوص مسائل روانگونگی توسط Seed (۱۹۷۶) Casagrande (۱۹۷۶) Yoshimi (۱۹۷۷) Seed (۱۹۷۹) و Gupta (۱۹۷۹) در گذشته بعمل آمده است.

کاملترین جمع بندی در خصوص مطالعات و تحقیقات صورت گرفته پیرامون روانگونگی خاکها و کسبختگی های ناشی از این پدیده در خلال زلزله تابحال، گزارش و سخنرانی جامعی است که توسط K. Ishihara در سی و سومین مراسم بزرگداشت رانکین در ۲۴ مارس ۱۹۹۳ در لندن ارائه شده است.

۱- شرایط شروع ۲- مسائل من از وقوع سیلانی

در این گزارش دو مفهوم اصلی از پدیده روانگونگی مورد بحث قرار گرفته که در مسائل مهندسی از اهمیت بسیاری برخوردار می باشند. یکی شرایط شروع این پدیده و دیگری عوارض و مسائل بعد از وقوع سیلان می باشد. شرایط شروع با آنچه که به نام تحلیل روانگونگی معروفست مورد ارزیابی قرار می گیرد که در حقیقت مقاومت سبکی خاک نقش عمده ای در این موضوع ایفا می نماید. عوارض متعاقب روانگونگی با آنچه که معروف به تحلیل پایداری بعد از زلزله می باشد مورد بحث و بررسی قرار می گیرد که مقاومت ماندگار خاک (Residual Strength) در این زمینه بیشترین نقش را خواهد داشت. در مباحث ارائه شده توسط Ishihara مراحل تحلیل روانگونگی خاکها در حال حاضر، که عمدتاً مبتنی بر استفاده از نتایج آزمایشات محلی در عمق لایه ها می باشد مطرح و کاربرد این روش برای تعیین نشستهای بوجود آمده در سطح خاک بحث گردیده است.

ارزیابی مقاومت ماندگار خاک نیازمند شناخت کاملتری از رفتار زهکشی نشده آنها می باشد. در این زمینه نتایج مطالعات و تحقیقات آزمایشگاهی وسیعی بر روی يك نوع ماسه استاندارد ژاپن توسط Ishihara ارائه و اندیس های جدیدی بمنظور سنجش بهتر رفتار زهکشی نشده ماسه ها و میزان

مناسب بودن این پارامترها ارزیابی و تشریح شده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی روی ماسه های لای دار نیز بهمین صورت مورد ارزیابی قرار گرفته است. حاصل این تحقیقات در دیدگاه جدیدی که آیا رفتار ماسه ها در این شرایط انقباضی (Contractive) یا اتساعی (Dilative) می باشد تشریح گردیده است. معیارهای خاص آزمایشگاهی برای رفتارهای انقباضی یا اتساعی ماسه ها برحسب پارامترهای محلی خاک از قبیل عدد نفوذ استاندارد (N) در آزمایش SPT و یا q_c در آزمایش CPT تبیین و معرفی گردیده است. روابط و معیارهای مذکور این امکان را فراهم می سازد که لایه های موجود ماسه در محل به گروه های روان شونده و پایدار تقسیم و دسته بندی شوند.

همچنین روابط تجربی مناسبی میان مقاومت ماندگار (بدون بعد شده) و پارامترهای محلی خاک از قبیل SPT و CPT تبیین و معرفی گردیده است. این روابط سازگاری مناسبی با گسیختگی و روانگرایی موارد متعددی که در زلزله های شدید اخیراً در مناطق مختلف بوقوع پیوسته، نشان می دهند. در پایان Ishihara رابطه ای میان مقاومت سیکی و مقاومت ماندگار ارائه داده است که در واقع میزان وابستگی و تأثیر متقابل دو مفهوم اصلی پدیده روانگرایی را بصورت روشن تر آشکار می سازد. علی رغم مسائل فوق و دستاوردهای ارزشمند بدست آمده در زمینه شناخت روانگرایی خاکها تا این زمان، بدلیل اهمیتی که امروزه امر پهنه بندی دقیق مناطق مختلف از نظر احتمال وقوع یا عدم وقوع این پدیده در بردارد، قطعاً روشهای تجزیه و تحلیل و ارزیابی دقیق تر و ساده تری در آینده ارائه خواهد شد تا با اطمینان بیشتر بتوان از خسارات وارده به تأسیسات در اثر وقوع این پدیده به هنگام زلزله جلوگیری بعمل آورد.

۸-۱۴ مسائل

۸-۱ عواملی که بر روانگرایی ماسه های اشباع مؤثرند را نام برده و شرح دهید.

۸-۲ از جملات زیر چه می شهید؟

الف) روانگرایی اولیه

ب) روانگرایی کامل

ج) تحرك سيکلی

۸-۳ تفاوت میان رفتار ماسه اشباع متراکم و شل (متخلخل) را تحت آزمایشات سه محوری سیکلی بوسیله رسم دیاگرام بیان نمایند.

۸-۴ تفاوت میان رفتار ماسه های متراکم اشباع در محلی در آزمایشگاه تحت اثر بارهای سیکلی را تشریح نمایند.

۸-۵ ماسه های متراکم در طبیعت مایع نمی شوند. آیا با این عبارت موافقت یا مخالف؟ جواب خود را بصورت کامل توجیه نمایند.

۸-۱۵ مراجع

- Ambraseys, N.N., and Sarma: Liquefaction of Soils Induced by Earthquakes, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 59, no. 2, pp. 651- 664, 1969.
- Bazant, S: Stability of Saturated Sand During Earthquake, *Proc. Third World Conference on Earthquake Engineering, Auckland*, vol. 1, pp. 16-21, 1965.
- _____, and A. Dvorak: Effects of Vibrations on Sand and the Measurement of Dynamic Properties, *Proc. Sixth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Montreal, vol. 1, pp. 161-164, 1965.
- Bieganousky, W. A., and W.F. Marcuson III: Liquefaction Potential of Dams and Foundations, Report 2. Laboratory Standard Penetration Test on Platte River Sand and Standard Concrete Sand, WES Report no. 76-2, Vicksburg. Miss., March 1977.
- Bishop, A. W., D. L. Webb, and A. E. Skinner: Triaxial Tests on Soil at Elevated Cell Pressure, *Proc. Sixth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, Montreal, vol. 1, pp. 170- 174, 1965.
- Bjerrum, L.: Geotechnical Problems Involved in Foundation of Structures in the North Sea, *Geotechnique*, vol. 23. no. 3, pp. 319- 358. 1973.
- Casagrande, A.: Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Earth Fills, *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, January, 1936, reprinted in "Contributions to Soil Mechanics, 1925-1960," Boston Society of Civil Engineers.
- _____: "Liquafaction and Cyclic Deformation of Sands - A Critical Review." Paper presented at Fifth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, Argentina, November. 1975.
- _____: "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands - A Critical Review." Harvard Soil Mechanics Series No. 88, Harvard University, Cambridge, Mass, 1976.
- Castro, G., and S. J. Poulos: "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility, "Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia. October 2, 1976. pp. 105-138, 1976.

- Christian, J. T., and W.F. Swiger: Statistics of Liquefaction and S.P.T. Results, *J. Geotech. Engin. Div., ASCE*, vol. 101, no. GT 11. pp. 1135- 1150, November, 1975.
- DeAlba, P., H. B. Seed and C. K. Chan: Sand Liquefaction in Large Scale Simple Shear Tests, *J. Geotech. Engin. Div., ASCE*. vol. 102, no. GT9. pp. 909- 927. 1976.
- Dunn, J. A., J. B. Auden, and A. M. N. Ghosh: The Bihar Nepal Earthquakes of 1934. *Mem Geol. Surv. India*. vol. 73.p. 32, 1939.
- Finn, W.D.L.: Soil - Dynamics - Liquefaction of Sands, *Proc. First Int. Conf. Microzonation, Seattle*, vol. 1. pp. 87-111, 1972.
- _____, P. L. Bransby, and D. J. Pickering: Effect of Strain History on Liquefaction Sands, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol 96. no. SM 6, pp. 1917- 1934, 1970.
- _____, J. J. Emery, and Y. P. Gupta: A Shaking Table Study of the Liquefaction of Saturated Sands During Earthquakes , *Proc. Third Europ. Symp. Earthquake Engin.*, pp. 253- 262, 1970.
- _____, _____, and _____ : Soil Liquefaction Studies Using a Shaking Table, *Closed Loop*, MTS Systems Corporation, fall/ Winter. 1971.
- _____, K. W. Lee and G. R. Martin: "An Effective Stress Model for Liquefaction " Symposium on Soil Liquefaction. ASCE National Convention, Philadelphia, pp. 169- 198, 1976a.
- _____, _____, and _____: "Seismic Pore - Water Pressure Generation and Dissipation," Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia, pp. 169- 198, 1976.
- Florin, V. A., and P. L., Ivanov: Liquefaction of Saturated Sandy Soils, *Proc. Fith Int. Conf. Soil Mech, Found. Engin.*, Paris, vol. 1, pp. 107-111, 1961.
- Gupta, M. K. : "Liquefaction of Sands During Earthquakes, "Ph.D. Thesis, University of Roorkee, Roorke, India, 1979.
- Housner, G. W.: Mechanics of Sand Blows, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 48, no. 2, pp. 155-168, 1958.
- Indian Standards on Classification of Soils for General Engineering Purposes, IS 1498 - 1971, 1st rev., Indian Standards Institution, New Delhi.
- Ishihara, K., and S. Yasuda: "Sand Liquefaction Under Random Earthquake Loading Conditions," *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome*, 1973.
- Kishida, H.: Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering *Soil Found. Engin. (Tokyo)*, vol. 9, no. 1, pp. 75- 92, 1966.
- Krishna, J., S. Prakash, et al.: Study of Liquefaction of Obra Sands, *J. Inst. Engin (India)*, vol. 47, no. 1, pt CI1, pp. 36-50, September, 1967.
- _____ and _____: Blast Tests at Obra Dam Site, *J. Inst. Engin (India)*, vol. 47, no 9, pt. CI5, pp.1273- 1284, May, 1968.
- Kubo, K., et al. 'Report on Aseismic Design of Akashi Birdge," *Japan Soc. Civil Engineers* , 40 pp (in Japanese, 1975).
- Kuizumi, Y.: Change in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake, *Soil Found. Engin. (Tokyo)*, vol. 8. no. 2, pp. 38-44, 1966.
- Ladd, R. S.: "Effects of Specimen preparation on the Cyclic Structural Stability of Sands," Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia, pp. 197-229, 1976.

- Lee, K. L.: "Formation of Adhesion Bonds in Sands at High Pressures, "Report No. UCLA- ENG-7586, UCLA School of Engineering and Applied Science, October, 1975.
- _____: "Fundamental Considerations for Cyclic Triaxial Tests on Saturated Sands," International Conference on Behavior of Off- Shore Structures, Trondheim, Norway, August 2-5, 1976.
- _____, and C.K. Chan: Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquakes, *Proc. First Int. Conf. Microzonation*, Seattle, vol. 2, pp. 609-627, 1972.
- _____, and J. A. Focht, Jr.: "Cyclic Testing of Soil to Ocean Wave Loading Problems, "Seventh Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, May 5- 8 , 1975a .
- _____, and _____: Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea, *J. Geotech. Engin. Div., ASCE*, vol. 101, no. GT 1, pp. 1- 18, 1975b.
- _____, and H. B. Seed: Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 93, no. SM, 1, pp. 47-70, January, 1967.
- Makhlouf, H. M., and J.J. Stewart: Factors Influencing the Modulus of Elasticity of Dry Sand, *Proc. Sixth Int. Conf. Soil Mech. Found Engin.*, Montreal, vol. 1, pp. 298-302, 1965.
- Maslov, N. N.: Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures, *Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, London, vol. 1, pp. 368-372, 1957.
- Matsuo, H., and S. Ohara: Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls, *Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, vol. 1, pp. 165-182, 1960.
- Ohasaki, Y.: Niigata Earthquake 1964, Building Damage and Soil Conditions, *Soil Found.* (Tokyo). vol. 6, no. 14- 37. 1966.
- _____: Effects of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachioki Earthquake, *Soil Found.* (Tokyo), vol. 10. no. 2, pp. 112- 128, June, 1970.
- Peacock, W. H., and H. B. Seed: Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 94, no. SM 3, pp.689-708, 1968.
- Peck, R. B.: Liquefaction potential - Science Versus Practice, *J. Geotechn. Engin. Div., ASCE*, vol. 105- no. GT 3, pp. 393-398, 1979.
- _____, W. E. Hansen, and T. H. Thornburn: "Foundation Engineering," 2d ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1974.
- Prakash, s. and M. K. Gupta: "Final Report on Blast Tests at Tenughat Dam Site," Earthquake Engineering Studies, Roorkee University, Soil Dynamics Ser. no. 14, 1967a.
- _____, and _____: "Final Report on Liquefaction and Settlement Characteristics of Tenughat Dam," Earthquake Engineering Studies, Roorkee University, soil Dynamics ser. no. 13, 1967b.
- _____, and _____: Compaction of Sand Under Vertical and Horizontal Vibrations, *Proc. First southeast Asian Regional Conference on Soil Engineering*, Bangkok, pp. 201-210, 1976c.
- _____, and _____: "Liquefaction and Settlement Characteristics of Tenughat Dam

- Sand,"Thirty - eighth Annual Research Session, Central Board of Irrigation and Power, Bangalore, 1968a.
- _____ and _____: "Final Report on Liquefaction and Settlement Characteristics of Ukai Sand,"Earthquake Engineering Studies, Roorkee University, Soil Dynamics ser. no. 21. 1968b.
- _____ and _____: "Final Report on Liquefaction and Settlement Characteristics of Farrakka Sand." Earthquake Engineering Studies, Roorkee University, soil Dynamics ser. no. 22, 1968c.
- _____ and _____: Liquefaction and Settlement Characteristics of Loose Sand Under Vibrations, Proc. *International Conference on Dynamic Waves in Civil Engineering*, Swansea, pp. 323-338, 1970a.
- _____ and _____: Blast Tests at Tenughat Dam Site, *J. Southeast Asian Soc. Soil Mech. Found. Engin (Bangkok)*. vol. 1. no. 1, pp. 41-50, 1970b.
- _____ and _____: Liquefaction and Settlement Characteristics of Ukai Dam, Sand, *Bull. Indian Soc. Earthquake Tech. (Roorkee)* vol. 7, no. 3, pp. 123- 132. 1970c.
- Pyke, R. M. H. B. Seed and C. K. Chan: "Settlement of Sands Under Multidirectional Shaking," *J. Geot. Engg. Div. ASCE*, vol. 101, no. GT 4. pp. 379- 398. April 1975.
- Seed, H. B.: The Fourth Terzaghi Lecture; Landslides During Earthquakes Due to Liquefaction. *J. Soil Mech. Found Div., ASCE*, vol. 94. no. SM 5, pp. 1053-1122, 1968.
- _____ : "Some Aspects of Sand Liquefaction Under Cyclic Loading." *Conference on Behavior of Off- Shore Structures*. The Norwegian Institute of Technology, Norway, 1976a.
- _____ : "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes," *State of the Art Paper*. symposium on Soil Liquefaction. ASCE National Convention. Philadelphia, pp.1- 104, 1976b.
- _____ : Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, *J. Geotech. Engin. Div. ASCE*, vol. 105, no. Gt 2, pp. 201- 255, February , 1979.
- _____, I. Arango, and C. K. Chan: "Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes,"Report no. EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California,Berkeley, October , 1975.
- _____ and J. R. Booker : "Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drain Systems, "Report No. EERC 76-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, April. 1976.
- _____ and I. M. Idriss: Analysis of Soil Liquefaction, Niigata Earthquake, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 93, no. SM 3, pp. 83-108, 1967.
- _____ and _____: Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 97. no.SM 9, pp. 1249- 1273. 1971.
- _____, _____, F. Makdissi, and N. Banerjee: "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses, "Report no. EERC 75-29, University of California, Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, October, 1975.
- _____ and K. L. Lee: Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 92, no. SM 6, p. 105-134, 1966.

- _____, G. R. Martin, and J. Lysmer: pore Water Pressure Changes During Soil Liquefaction, *J. Geotech. Engin. Div., ASCE*, vol. 102, no. GT 4, pp. 327-346, 1976.
- _____, K. Mori, and C. K. Chan: Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands, *J. Geotech. Engin. Div., ASCE*, vol. 103, no. GT 4, pp. 246-270, April, 1977.
- _____ and W. H. Peacock: Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 97, no. SM 8, pp. 1099-1119, August, 1971.
- _____, R. M. Pyke, and G. R. Martin: "Analysis of the Effect of Multi-directional Shaking on the Liquefaction Characteristics of Sands," Report no. EERC 75-41, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 1975.
- _____, _____, and _____: Effect of Multidirectional Shaking on Pore Pressure Development in Sands, *J. Geotechn. Engin. Div., ASCE*, vol. 104, no. GT 1, pp. 27-44, January, 1978.
- _____ and M. L. Silver, "Settlement of Dry Sands During Earthquakes," *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 98, no. SM - 4, pp. 381- 397, 1972.
- State Capital Construction Commission: "Earthquake- Resistant Design Code for Industrial and Civil Buildings, " TJ 114, People's Republic of China, China Building Publishing House, Peking, China, December, 1974 (translated from Chinese by Andrew C.S. Chang).
- Taylor, D. W., Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, Ny, 1948.
- Yoshimi, Y.: Experimental Study of Liquefaction of Saturated Sands, *Soil Found.* (Tokyo), vol. 7, no. 2, pp. 20-32, 1967.
- _____: Liquefaction and Cyclic Deformation of Soils Under Undrained Conditions, *State of the Art Report, Proc. Ninth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engin.*, vol. 2, pp. 613-623, 1977.
- _____ and F. Kuwabara: Effect of Subsurface Liquefaction on the Strength of Surface Soil, *Soil Found.* (Tokyo), vol. 13, no. 2, pp. 67- 81, 1973.
- _____ and H. Ohaka: Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sands, *Soil Found.* (Tokyo), vol. 15, no. 3, pp. 27-40, 1975.
- Youd, T. L.: "Liquefaction, Flow and Associated Ground Failure," Geological Survey Circular 688, Washington, D.C., 1973.

فصل نهم

پی ماشین آلات

۱-۹ مقدمه

طراحی پی های ماشین آلات نیاز به دقت و بررسیهای ویژه ای دارد. علاوه بر بارهای استاتیکی ناشی از وزن ماشین آلات و خود پی، بارهای بهره برداری و وارده بر این پی ها طبیعتی دینامیکی دارند. بطور کلی وزن فونداسیون ممکنست تا چندین برابر وزن ماشین آلات باشد. همچنین بار دینامیکی مربوط به قسمت های متحرك ماشین در مقایسه با بار استاتیکی مقداری كوچك می باشد. در يك پی ماشین آلات بار دینامیکی بصورت تکراری با پریودی بسیار بزرگ اما مقداری كوچك بر پی وارد می شود. بنابراین رفتار خاک یا ضرورتاً بایستی الاستیک بوده و یا اینکه با افزایش سیكلهای بار دینامیکی دارای تغییر شكلهای قابل ملاحظه گردیده تا اینکه از حد تغییر شكلهای قابل قبول تجاوز نماید. دامنه حرکات سیكلی يك ماشین در محدوده فرکانسی که کار می کند مهمترین پارامتریست که در طراحی پی ماشین آلات بایستی تعیین گردد. همچنین فرکانس طبیعی سیستم زمین - پی - ماشین نیز لازمست بررسی و تعیین گردد.

انواع مختلفی از ماشین آلات وجود دارند که نیروهای پریود يك متفاوتی تولید می نمایند سه گروه

از مهمترین نوع این ماشین ها بقرار زیر می باشند:

۱- ماشینهای پیستونی: عبارت از ماشینهایی هستند که نیروهای غیر متعادل پریودیک تولید می-

نمایند از قبیل کمپرسورها و موتور های پیستونی. سرعت عمل چنین ماشینهایی معمولاً کمتر از ۶۰۰ دور بر دقیقه می باشد. برای تحلیل پی چنین ماشینهایی نیروهای تولید شده غیر متعادل را می توان بصورت نیروهایی با تغییرات سینوسی و متناوب در نظر گرفت.

۲- ماشینهای ضربه ای: در این گروه ماشینهایی قرار می گیرند که بارهای ضربه ای تولید

می نمایند از قبیل چکشهای پرچ و شمع کوب. سرعت عمل چنین ماشینهایی معمولاً بین ۶۰ الی ۱۵۰ ضربه بر دقیقه می باشد. بارهای دینامیکی حاصل از چنین ماشینهایی در فاصله زمانی

بسیار کوتاه به ماکزیمم خود رسیده و سپس عملاً مستهلك می شوند.

۳- ماشینهای دورانی: این گروه شامل ماشینهایی با سرعت عمل بسیار زیاد می باشند از قبیل

توربوژنراتورها و یا کمپرسورهای دورانی. چنین ماشینهایی ممکنست دارای سرعت عملی بین ۲۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰ دور بر دقیقه باشند. انتخاب پی مناسب بستگی به نوع ماشین آلاتی دارد که

روی آن پی نصب خواهد گردید. برای ماشینهای پیستونی و کمپرسورها يك پی حجیم (Block)

مناسب خواهد بود شکل (۱-۹-الف). چنین فونداسیونی از يك پایه که بر يك پی سوار شده

$$m \dot{\phi} \Rightarrow f_n$$

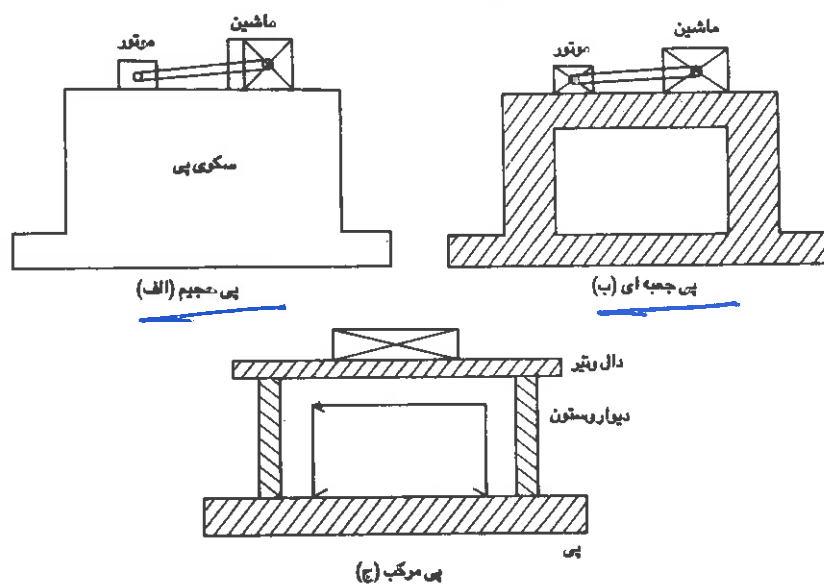
$$m \propto \frac{1}{f_n}$$

تشکیل می گردد. اگر نیرو یا چند ماشین با خصوصیات یکسان قرار باشد در کارگاهی نصب گردند می توان آنها را بر يك پی حجیم گسترده قرار داد.

يك پی حجیم دار ای جرم بزرگی بوده و طبعاً فرکانس طبیعی آن كوچك می باشد. معهذا اگر چنانچه پی سبکتری مورد نظر باشد می توان از پی جعبه ای مطابق شکل (۱-۹-ب) استفاده نمود. جرم پی در چنین حالتی کاهش یافته و در نتیجه فرکانس طبیعی آن افزایش خواهد یافت. چکشها هم ممکنست روی پی های حجیم نصب گردند لیکن جزئیات این قبیل پی ها با آنچه که در مورد پی های ماشین آلات پیستونی وجود دارد کاملاً متفاوتست.

توربین های بخار، پی های نسبتاً پیچیده ای دارند. این قبیل پی ها ممکنست از سیستم مرکبی از تیر، ستون و دال تشکیل گردند. هر قسمت از این پی در مقایسه با پی های حجیم و یا جعبه ای که صلب می باشند، نسبتاً انعطاف پذیر می باشد شکل (۱-۹-ج).

تجزیه و تحلیل پی های حجیم از آنالیز پی های پیچیده و مرکب نوع اخیر کاملاً متفاوتست. متدهای متعدد و مختلفی برای هرو پی اخیر وجود دارد. در این فصل ابتدا معیارهای مربوطه جهت طرح پی ماشین آلات مطرح خواهد شد. آنگاه روشهای آنالیز و بررسی آنها مورد بحث قرار خواهند گرفت.



شکل (۱-۹) انواع پی ماشین آلات (الف): پی حجیم (ب): پی جعبه ای (ج): پی مرکب

۲-۹ معیارهای لازم جهت طرح پی مناسب برای ماشین آلات

جهت طراحی مناسب یک پی ماشین آلات بایستی شرایط زیر برقرار باشد:

الف- برای بارهای استاتیکی:

- ۱- پی بایستی در مقابل گسیختگی های برشی مقاوم و مطمئن باشد (سختی برشی)
- ۲- این پی نبایستی بطور مفرط نشست نماید. (نشست)

شرایط فوق برای کلیه پی ها یکسان می باشد.

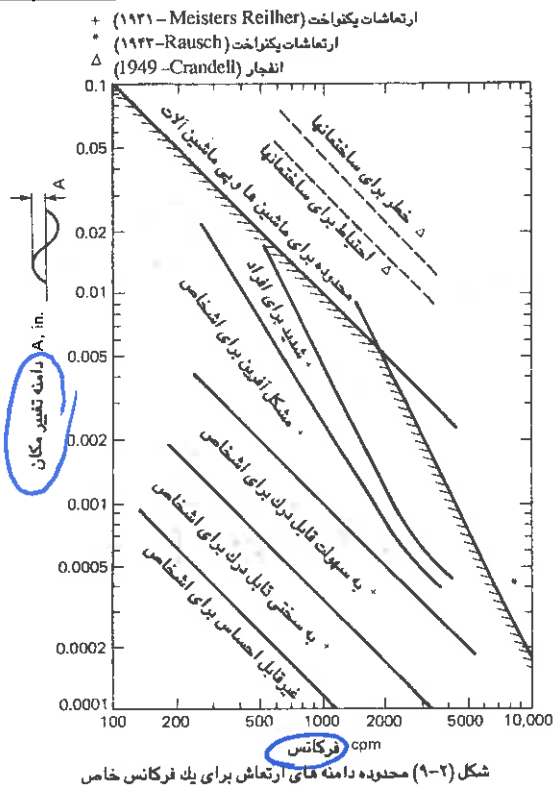
ب- برای بارهای دینامیکی:

- ۱- تشدید و یا رزونانس نبایستی رخ دهد. بعبارت دیگر فرکانس طبیعی سیستم خاک - پی - ماشین آلات نبایستی هرگز با فرکانس بهره برداری ماشین انطباق پیدا کند. در واقع در این قبیل موارد همیشه یک منطقه تشدید معرفی می گردد که فرکانس طبیعی سیستم خاک - پی - ماشین بایستی خارج این منطقه باشد. (سختی)

۲- دامنه حرکات در فرکانس بهره برداری نبایستی از دامنه معینی که معمولاً در مورد هر ماشین توسط سازنده اش مشخص می گردد تجاوز نماید. اگر دامنه محاسبه شده در محدوده قابل قبولی قرار داشته باشد لیکن در وضعیت تشدید یا نزدیک به وضعیت تشدید باشد بایستی حتماً طراحی مورد تجدید نظر قرار گیرد. (دامنه حرکات)

۳- ارتعاشات حاصله نبایستی باعث صدمه رساندن به افرادی که در کارخانه کار می کنند و یا خسارت رساندن به سایر ماشین آلات دقیق و حساس گردد. طبیعت ارتعاشی که ممکنست مضر تشخیص داده شود بستگی به فرکانس ارتعاش و دامنه حرکات دارد. منحنی هایی پیشنهاد شده است که در آنها محدوده های مختلفی برای فرکانس و دامنه ارتعاشات جهت مقاصد مختلف تعیین گردیده است شکل (۲-۹). (محدوده ۳ افراد و دستگاه)

نویز فوقانی (خط چین) در گوشه بالای شکل که معرف خطر برای ساختمانها و مرز احتیاط برای ساختمانها می باشند جهت ارزیابی اثر انفجارات قابل استفاده می باشند. همچنین محدوده مشخص شده برای ماشین آلات و پی های ماشین آلات معرف محدوده لازم جهت انتخاب پی مناسب برای ماشین آلات نبوده بلکه معرف محدوده مطمئن و قابل اعتماد می باشد.



- ۹-۳ روش های تحلیل پی ها
- ۱-۱-۱ توضیح
- ۱-۲-۱ تست
- ۱- روش مبتنی بر الاستیک خطی با فرض رفتاری مشابه فترهای بدون وزن برای خاک (الاستیک خطی)
- ۲- روش مبتنی بر تئوری الاستیسیته خطی (خاک) محیطی نیمه فضا و الاستیک در نظر گرفته شده است. (الاستیسیته خطی) - در نیمه فضا و الاستیک

در روش اول خاک بوسیله یک فنر جایگزین شده است. مقادیر از پیش تعیین شده ای از زائل کنندگی برای خاک در این روش ممکنست بکار رود گرچه زائل کنندگی اثر قابل ملاحظه ای در فرکانس تشدید سیستم نخواهد داشت. معهذا زائل کنندگی دارای اثر قابل توجهی بر دامنه تشدید خواهد بود. از آنجایی که در طرح پی ماشین آلات از منطقه تشدید فاصله گرفته می شود، اثر زائل کنندگی بر دامنه حرکات محاسبه شده تحت فرکانس بهره برداری در مقایسه با مقدار آن در فرکانس تشدید کوچک خواهد بود. در مواردی صرفنظر کردن از زائل کنندگی سیستم ممکن است به

نتایجی نسبتاً محافظ کارانه منجر شود.

استفاده از تئوری الاستیسیته ظاهراً منطقی تر لیکن نسبتاً پیچیده تر می باشد. در حالت‌های ساده راه حل‌هایی ارائه شده است که تا حدودی استفاده از آنها آسان بوده و بعداً به آنها اشاره خواهد شد. در حالت‌های پیچیده تر هنوز چنین راه حل‌هایی جهت کاربردهای عمومی به سختی مورد استفاده قرار می گیرند. علاوه بر آن مسائلی از قبیل عمق پی، میزان بهم خوردگی خاک در خلال گودبرداری و خاکریزی، قسمتی از توده خاک که در ارتعاش شرکت می نماید و بالاخره رفتار غیرخطی خاک راه حل‌های مربوطه را پیچیده تر می نماید. در قسمتهای آتی تحلیل پی های حجیم با متد خاصی مطرح گردیده و سپس توصیه هایی جهت کاهش فاصله موجود بین دو روش فوق الذکر ارائه می شود.

۴-۹ درجات آزادی يك پی حجیم

يك پی حجیم در مقایسه با خاکی که زیر آن واقع می شود بصورت صلب در نظر گرفته می شود. بنابراین فرض خواهد شد که چنین جسمی فقط تغییرشکلهای متعلق به يك جسم صلب را در بر خواهد داشت. تحت اثر نیروهای نامتعادل چنین جسمی ممکنست تغییرمکان و ارتعاشاتی به فرم زیر را داشته باشد: شکل (۲-۹).

② ①

۱- انتقال در امتداد محور Z ها

۲- انتقال در امتداد محور X ها

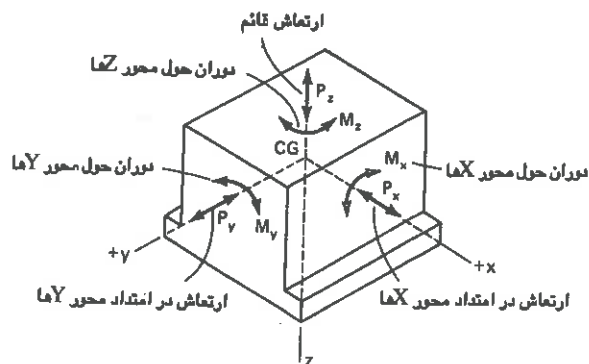
۳- انتقال در امتداد محور Y ها

۴- دوران حول محور Z ها

۵- دوران حول محور X ها

۶- دوران حول محور Y ها

هر نوع جابجایی کلی از جسم صلب مورد بحث می تواند بر حسب ۶ مؤلفه مستقل تغییرمکان فوق بیان شود. بنابراین بلوك صلب فوق ۶ درجه آزادی و در نتیجه ۶ فرکانس طبیعی خواهد داشت. از ۶ حرکت فوق انتقال در امتداد محور Z و دوران حول محور Z می تواند بصورت مستقل از حرکات دیگر اتفاق بیفتد. معهداً انتقال در امتداد محور X (یا محور Y) و دوران حول محور Y (یا محور X) حرکات پیوسته و مرتبطی هستند. بنابراین در بررسی يك پی حجیم، بایستی چهار نوع حرکت را مد



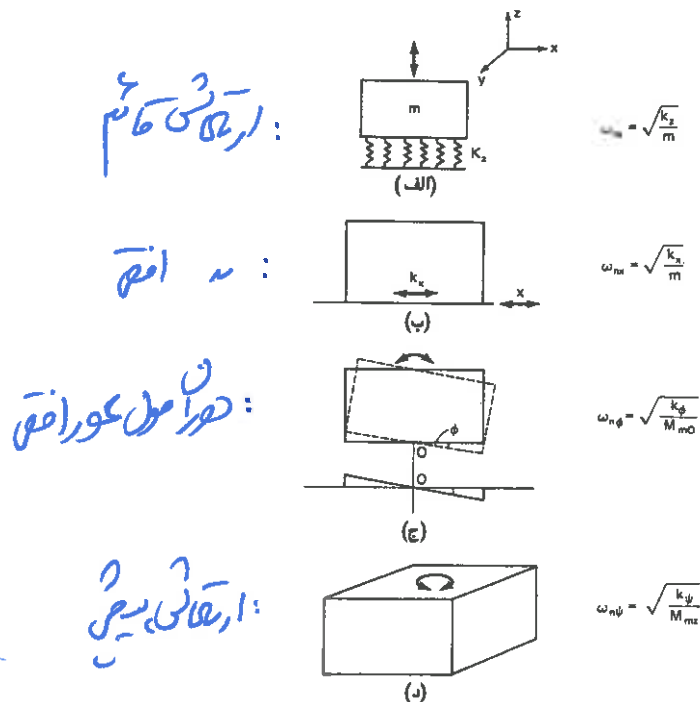
شکل (۹-۳) درجات آزادی یک پی حجیم (Block)

نظر قرار دهیم دو نوع از این حرکات مستقل و دو نوع دیگر مرتبط هستند. برای تعیین فرکانسهای طبیعی در حالات مرتبط، فرکانسهای طبیعی سیستم در جابجایی خالص و دوران خالص حول محور y ها لازمست تعیین شود. همچنین وضعیت تنشها در زیر بلوک (پی) در هریک از چهار حالت ارتعاش کاملاً با یکدیگر متفاوت می باشند. ثوابت متعلق به سیستم معادل خاک - فنر لازمست قبل از آنالیز واقعی پی تعریف و تعیین شوند.

۹-۵ تعریف سختی سیستم خاک-فنر

برای کلیه روشهای معمول طراحی و تحلیل پی ها رفتار خاک الاستیک خطی در نظر گرفته خواهد شد. در اشکال (۹-۴) پی در حالتی که انتقال قائم (الف)، انتقال افقی (ب)، دوران حول محور y ها (ج) و بالاخره دوران حول محور z ها به تنهایی را تحمل می نماید نشان داده شده است. تنش های تولید شده در زیر بلوک در هر کدام از این حالات بعلت بارهای دینامیکی چنین می باشد:

- ۱- فشار یکنواخت
- ۲- برش یکنواخت
- ۳- فشار غیریکنواخت
- ۴- برش غیریکنواخت



شکل (۹-۴) ارتعاش یک پی در حالات غیرمرتبط (الف): ارتعاش قائم (ب): ارتعاش افقی

(ج): دوران حول محور افقی (د): ارتعاش پیچشی

بنابراین ثابت خاک و ضریب تنش در زیر پی را مشخص می نماید و تغییرشکلهای الاستیک مربوطه در محالته متفاوت خواهند بود. این مفهوم با تئوری الاستیسیت که در آن مدول برشی خاک بدون توجه به اینکه برشهای تولید شده یکنواخت و یا غیر یکنواخت می باشند، معادل G بوده کاملاً متفاوت می باشد. بطریق مشابه در تئوری الاستیسیت مدول الاستیک خاک بدون در نظر گرفتن وضعیت فشارها (یکنواخت یا غیریکنواخت) E می باشد.

بنابراین ضرایب مربوطه خاک ممکن است به ترتیب زیر تعریف شود:

ضریب فشار یکنواخت الاستیک:

$$C_u = \frac{\text{تنش فشاری یکنواخت (P)}}{\text{نشست الاستیک (Se)}}$$

طبق تعریف ثابت فنر K_z چنین خواهد بود:

$$K_z = \frac{\text{بار}}{\text{تغییر شکل الاستیک}} = \frac{\text{PA}}{\text{Se}}$$

$$K_z = \frac{P_A}{S_e} = \frac{\text{بار}}{\text{نشست الاستیک}}$$

طرح تیرچه
ضریب فشرده سازی الاستیک

بنابراین:

(۹-۱)

$$K_z = C_u \cdot A$$

که A عبارت از سطح بارگذاری خواهد بود.

ضریب برش یکنواخت الاستیک:

$$C_\tau = \frac{(\tau) \text{ برش یکنواخت}}{(S_e) \text{ جابجایی برشی الاستیک}}$$

$$C_\tau = \frac{\tau}{S_e}$$

همچنان که برای ثابت فنر در جهت Z نوشتیم برای ثابت فنر در جهت X هم می توانیم چنین

بنویسیم:

$$K_x = C_\tau \cdot A$$

(۹-۲)

ضرایب فشار غیر یکنواخت الاستیک و برش غیر یکنواخت الاستیک (C_ψ و C_ϕ) از آنجایی که در وضعیت متناظر با ضرایب اخیر تغییر شکل های الاستیک در زیر پی غیر یکنواخت می باشند هیچگونه تعریف ساده ای برای C_ϕ و یا C_ψ نمی توان ارائه داد. معهدا در قسمتهای بعدی تعاریف ریاضی دقیقی بر حسب تغییر شکل و بورانهای کلی و نیز مشخصات هندسی بلوک پی بیان گردیده است.

با توجه به اینکه معمولاً C_u متناظر با E و C_τ متناظر با G فرض می گردد و می دانیم بین E و G رابطه ساده ای برقرار است روابط زیر مابین ضرایب C_u ، C_τ ، C_ϕ و C_ψ توسط Barkan پیشنهاد شده است:

$$C_u = 2C_\tau \quad (۹-۳)$$

$$C_\phi = 2C_u \quad (۹-۴)$$

$$C_\tau = 1.5C_\psi \quad (۹-۵)$$

معهدا روابط نظیر توسط مؤسسه استاندارد هندوستان بدین صورت توصیه شده است:

$$C_u = 1.73C_\tau \quad \text{الف (۹-۶)}$$

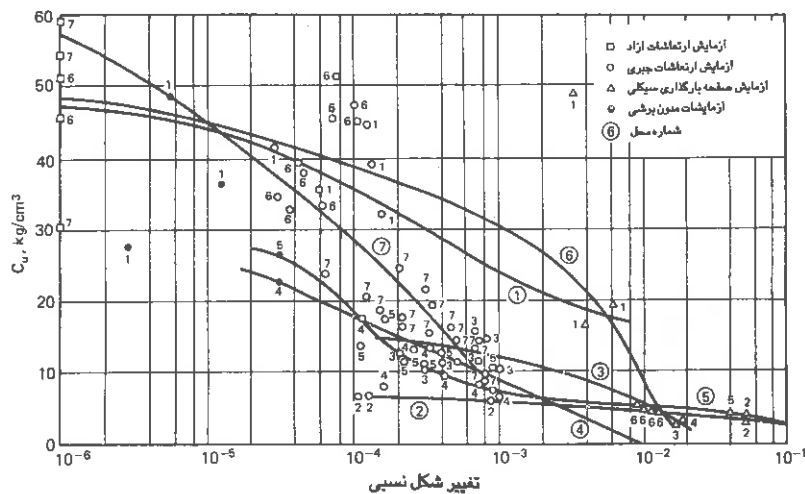
$$C_\phi = 2C_u = 3.46C_\tau \quad \text{ب (۹-۶)}$$

روابط موجود جهت تفسیر نتایج آزمایش بلوک تشدید که در فصل چهارم بیان گردید بر مبنای روابط اخیر (استاندارد هندوستان) بنیان گذاری شده است.

مقادیر اولیه C_u که توسط Barkan برای طرح پی های ماشین آلات توصیه شده است در جدول زیر آمده است:

ردیف خاک	نوع و مشخصات خاک	بار استاتیکی مجاز (kg/cm^2)	C_u (kg/cm^3)
I	خاکهای با مقاومت متوسط (رس و رس سیلتی همراه ماسه نزدیک به حالت خمیری)	تا ماکزیمم ۱٫۵	تا ماکزیمم ۲
II	خاکهای با مقاومت متوسط (رس و رس سیلتی همراه ماسه نزدیک به حالت خمیری)	۱٫۵-۳٫۵	۲-۵
III	خاکهای قوی (رس و رس سیلتی همراه ماسه مقاوم، شن و ماسه های شنی)	۳٫۵-۵	۵-۱۰
IV	سنگ	بزرگتر از ۵	بزرگتر از ۱۰

جدول (۹-۱) مقادیر توصیه شده جهت ضریب فشار الاستیک یکنواخت C_u برای $A = ۱۰ (\text{m}^2)$



شکل (۹-۲) تغییرات ضریب فشار یکنواخت الاستیک برحسب تغییر شکل نسبی برشی برای سطح تماس $۰٫۷۵ \times ۱٫۵ (\text{m}^2)$

در فصل چهارم نشان داده شد که ثوابت دینامیکی خاکها (G و C_u) تابعی از سطح تغییر شکل نسبی و فشار محدود کننده می باشند. مقادیر نمونه ای از C_u برای $A = 1.5 \times 0.75 \text{ (m}^2\text{)}$ ، فشار محدود کننده متوسط $1 \text{ (Kg/Cm}^2\text{)}$ و در تغییرشکلهای نسبی مختلف در شکل (۹-۵) مشخص گردیده است.

۹-۶ ارتعاشات قائم بلوک پی

اگر یک پی به سطح مقطع A و در عمق D_f از سطح زمین رار در نظر بگیریم که تحت اثر نیروی غیرمتعادلی به فرم زیر باشد:

$$P_z = P_0 \sin \omega t \quad (9-7)$$

جهت سهولت تحلیل فرض می نماییم که بلوک در سطح زمین قرار گرفته باشد یعنی $D_f = 0$ شکل (۹-۶-ب). دامنه ارتعاشات معمولاً بعث عمیق شدن پی تقلیل می یابد. همچنین خاک بوسیله یک فنر معادل با سختی K_z شکل (۹-۶-ج) جایگزین می گردد. بنابراین سیستم خاک-پی در این حالت را می توان با سیستم جرم-فنر معادل شکل جانشین نمود.

اگر نیروی نامتعادل وارده بر پی در مرکز ثقل آن وارد شود در صورت صرف نظر کردن از زائل کنندگی سیستم، معادله حرکت برای شکل (۹-۶-د) بصورت زیر خواهد بود:

$$m\ddot{Z} + K_z Z = P_0 \sin \omega t \quad (9-8)$$

که در آن m عبارتست از جرم مجموع ماشین آلات و پی و K_z عبارتست از ثابت فنر معادل برای خاک در جهت قائم برای یک پی با سطح تماس A که ملاحظه شد:

$$K_z = C_u \cdot A$$

ضرب ضرایب تماس الاستیک

و بالاخره C_u هم عبارتست، از ضریب فشار یکنواخت الاستیک بنابراین فرکانس طبیعی سیستم ω_{nz} چنین است:

$$\omega_{nz} = \sqrt{\frac{C_u A}{m}} \quad (9-9) \text{ الف}$$

می دانیم که ارتعاش پی حول محور y ها همواره با انتقال آن در امتداد محور x ها همراه است. جهت سهولت در کار فرض می شود که مقاومت پی در برابر انتقال و جابجایی در امتداد محور x ها آنقدر زیاد است که با تقریب مناسبی می توان از این موضوع صرف نظر نمود. در این حالت وضعیت تغییر مکان یافته پی تنها بوسیله یک متغیر مستقل φ که در واقع میزان دوران آن حول محوری گذرا از نقطه O و عمود بر صفحه اتعاشات است معین می گردد. بدین ترتیب این سیستم دارای یک درجه آزادی می باشد. گشتاورهای زیر بر پی مورد نظر وارد می شود شکل (۸-۹) (کلیه ممانها حول مرکز دوران در نظر گرفته می شود).

الف- گشتاورهای مربوط به عکس العمل خاک:

$$M_R = - \int_A dR dA \cdot l$$

$$= - \int_A (C_\varphi l \varphi dA) l = - C_\varphi \varphi \int_A dA l^2 = - C_\varphi I \varphi \quad (9-13)$$

این لنکر در خلاف جهت عقربه های ساعت اثر می نماید در رابطه فوق:

dR = عکس العمل خاک که در سطح کوچک dA اثر می کند

l = فاصله dA از مرکز دوران

φ = تغییر مکان زاویه ای بلوک پی

I = مماند اینرسی سطح تماس حول محوری که از مرکز ثقل این سطح می گذرد (محوری که از مرکز

دوران گذشته و بر صفحه دوران عمود می باشد).

فرض شده است که عکس العمل خاک (dR) در هر نقطه متناسب با جابجایی φ در آن نقطه

می باشد. ضریب ثابت این تناسب C_φ می باشد بنابراین:

$$dR = C_\varphi l \varphi$$

ب- ممان تولید شده بعلمت وضعیت جابجا شده مرکز ثقل بلوک:

$$M_w = W L \varphi \quad (9-14)$$

این لنکر در جهت عقربه های ساعت اثر می نماید.

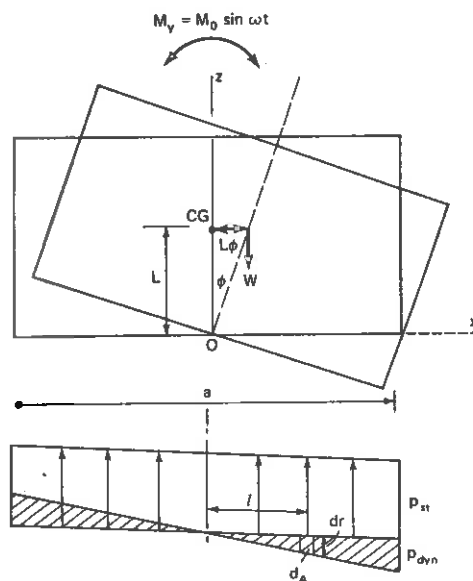
ج- ممان اعمال شده توسط بار خارجی:

$$M_y = M_0 \sin \omega t \quad (9-15) \text{ الف}$$

بنابراین معادله حرکت حول مرکز دوران به فرم زیرقابل بیان خواهد بود:

$$M_{mo}\ddot{\varphi} = \Sigma M \quad (9-15) \text{ ب}$$

که در این رابطه M_{mo} = مماسد اینرسی جرم پی و ماشین حول محور دوران و $\ddot{\varphi}$ شتاب زاویه ای بلوک خواهد بود.



شکل (۹-۸) یک پی حجیم تحت اثر ارتعاشات دورانی حول محور y ها

بنابراین:

$$M_0 \sin \omega t - C_\varphi I \dot{\varphi} + WL\varphi = M_{mo} \ddot{\varphi} \quad (9-16)$$

یا $M_{mo} \ddot{\varphi} + \varphi(C_\varphi I - WL) = M_{mo} \sin \omega t$

فرکانس طبیعی این سیستم $\omega_{n\varphi}$ چنین خواهد بود:

$$\omega_{n\varphi} = \sqrt{\frac{C_\varphi I - WL}{M_{mo}}} \quad (9-17)$$

و ماکزیمم دامنه جابجایی A_ϕ بقرار زیر می باشد:

$$A_\phi = \frac{M_o}{M_{mo}(\omega_{n\phi}^2 - \omega^2)} \quad (9-18)$$

در عمل مقدار $C_\phi I$ چندین برابر W_L بوده و مقدار W_L در مقابل آن قابل صرف نظر کردن است

بنابراین:

$$\omega_{n\phi} = \sqrt{\frac{C_\phi I}{M_{mo}}} \quad \text{الف (9-19)}$$

و یا اینکه:

$$f_{n\phi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_\phi I}{M_{mo}}} \quad \text{ب (9-19)}$$

اگر در اینجا مقدار به دست آمده $\omega_{n\phi}$ را با مقدار ω_{nz} که قبلاً بدست آمده بود مقایسه نمایم

متوجه می شویم که ثابت فنر در فشار غیریکنواخت (K_ϕ) چنین خواهد بود:

$$K_\phi = C_\phi I \quad \text{ج (9-19)}$$

همچنین اگر ابعاد سطح تماس پی در جهات x و y برابر a و b باشد می توانیم مقدار I را

جایگزین کنیم:

$$I = \frac{ba^3}{12} \quad (9-20)$$

و در نتیجه:

$$f_{n\phi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_\phi}{M_{mo}} \frac{ba^3}{12}} \quad (9-21)$$

از رابطه فوق ملاحظه می شود که بعد سطح تماس پی در جهت عمود بر محور دوران در مقایسه

با بعد دیگر سطح تماس پی اثر بسیار زیادتری بر فرکانس طبیعی ارتعاش دارد. هر تغییری در

فرکانس طبیعی سیستم موجب تغییری در دامنه ماکزیمم حرکت (A_ϕ) خواهد شد. این اصل گاهی

جهت متناسب نمودن کناره های پی های ماشین آلات که ارتعاشات غالبی از نوع فوق الذکر را تحمل

می نمایند بکار می رود.

دامنه حرکت قائم لبه پی در این حالت چنین است:

$$A = \frac{a}{2} \cdot A\phi$$

$$A = \frac{M_o a / 2}{M_{mo}(\omega_{n\phi}^2 - \omega^2)} \quad (9-22)$$

اگر پی علاوه بر ارتعاشات از نوع فوق الذکر دارای ارتعاشات قائم هم باشد دامنه کلی چنین خواهد بود:

$$A_{total} = A + A_z \quad (9-23)$$

که در این رابطه A_z دامنه ماکزیمم ارتعاش قائم بوده که قبلاً بدست آمده است. ارتعاشات از نوع فوق (حول محور Y ها) غالباً در ماشین آلاتی که روی سکوه‌های مرتفع قرار داشته و نیروی افقی نامتعادل و انگرمای خارجی تولید می نمایند بوقوع می پیوندند.

۹-۹ ارتعاشات ناشی از دوران بلوک پی حول محور قائم (Z ها)
اگر یک پی مطابق شکل (۹-۹) در اثر اعمال لنگرپیچشی M_z تحت اثر ارتعاشاتی حول محور Z ها قرار بگیرد معادله حرکت چنین خواهد بود:

$$M_{mz}\ddot{\psi} + C_\psi J_z \dot{\psi} + M_z \sin \omega t \quad (9-24)$$

که در آن:

M_{mz} = مماند اینرسی جرم پی و ماشین حول محور Z ها

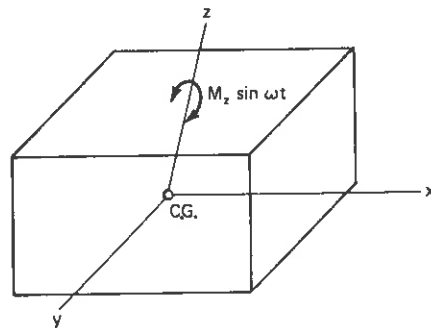
J_z = مماند اینرسی قطبی سطح قاعده پی

ψ = زاویه پیچش پی

C_ψ = ضریب برش غیریکنواخت الاستیک

روابط مربوطه در مورد فرکانس طبیعی و جابجایی زاویه ای ماکزیمم بقرار زیر می باشند:

$$f_{n\psi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_\psi J_z}{M_{mz}}} \quad \text{الف (9-25)}$$



شکل (۹-۹) یک پی حجیم تحت ارتعاشات پیچشی حول محور قائم

از مقایسه $f_{n\psi}$ با f_{nz} که قبلاً محاسبه گردیده است ملاحظه خواهد شد که ثابت فنر معادل در برش غیریکنواخت (K_ψ) بقرار زیر خواهد بود:

$$K_\psi = C_\psi J_z \quad \text{ب (۹-۲۵)}$$

$$\psi_{\max} = \frac{M_z}{M_{nz}(\omega_{n\psi}^2 \omega^2)} \quad \text{(۹-۲۶)}$$

۹-۱ ارتعاشات بلوک پی ناشی از جابجایی در امتداد محور Z ها همزمان با

جابجایی در امتداد محور X ها و دوران حول محور y ها

در این قسمت حالت کلی از یک پی در نظر گرفته می شود که سه حرکت فوق الذکر توأم و بطور همزمان اعمال می گردند. در شکل (۹-۱۰) یک پی ترسیم شده است که بارهای ارتعاشی زیر بر آن اثر می نمایند:

$$P_z(t) = P_z \sin \omega t \quad \text{۱- نیروی قائم}$$

$$P_x(t) = P_x \sin \omega t \quad \text{۲- نیروی افقی}$$

$$M(t) = M_y \sin \omega t \quad \text{۳- لنگر}$$

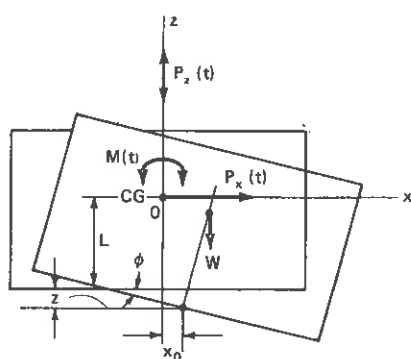
تمامی این بارها بر مرکز ثقل پی و ماشین (C.G.) اثر می نمایند. فرض می شود که مرکز ثقل سطح تماس پی و مرکز ثقل مشترک پی و ماشین روی یک خط قائم قرار دارند. اگر مرکز مختصات بر مرکز ثقل مشترک پی و ماشین (نقطه O) قرار داده شود تغییر مکانهای زیر در مورد پی بوقوع خواهد

پیوست، شکل (۹-۱۰):

۱- جابجایی در امتداد محور قائم (Z)

۲- جابجایی در امتداد محور افقی (X) در قاعده پی

۳- دوران قاعده (ϕ)



شکل (۹-۱۰) یک پی حجیم تحت ارتعاشات قائم، افقی و دورانی حول محور Y بطور همزمان

معادلات حرکت هم بصورت زیر بیان خواهند شد:

۱- در جهت محور Z

$$m\ddot{z} = \sum F_z(t) \quad (9-27)$$

۲- در جهت محور X

$$m\ddot{x} = \sum F_x(t) \quad (9-28)$$

۳- در وضعیت دورانی:

$$M_m \ddot{\phi} = \sum M(t) \quad (9-29)$$

که در آن:

$M_m =$ مماتد اینرسی جرم پی و ماشین آلات حول محوری که از مرکز ثقل مرکب (C.G.) عبور نموده

و در جهت محور y ها باشد.

بارها و نگرهایی که در حالت تغییر مکان یافته بر پی اثر می نمایند اکنون ارزیابی می گردند:

۱- بعلت تغییر مکان قائم پی (Z)، عکس العمل به طرف بالا چنین است:

$$Z_1 = -C_u A Z \quad (9-30)$$

بعلت وزن مرده W ، عکس العمل به طرف بالا عبارت خواهد بود از: $CuAZ_{Stat}$ و این دو نوسانی بصورت عددی بایستی مساوی باشند. لیکن جابجایی CG به علت دوران بلوک لنگری معادل M_w حول محور y ها ایجاد می نماید:

$$M_w = +WL\phi$$

که در آن:

L = فاصله مرکز ثقل پی و ماشین از قاعده پی است. این لنگر در جهت عقربه های ساعت اثر نموده و بنابراین مثبت است.

۲- عکس العمل افقی X_1 ، بعلت مقاومت الاستیک خاک که در جهت مخالف مثبت مفروض X_0 عمل می نماید.

بنابراین:

$$X_1 = -C_t A X_0 \quad (9-32)$$

اگر تغییر مکان $C.G.$ پی و ماشین برابر X باشد آنگاه:

$$x_0 = x - L\phi \quad (9-33) \text{ الف}$$

و

$$X_1 = -C_t A (X - L\phi) \quad (9-33) \text{ ب}$$

۳- ممان X_1 حول CG بلوک چنین است:

$$M_x = C_t A L (X - L\phi) \quad (9-34)$$

که در جهت عقربه های ساعت اثر نموده و در نتیجه مثبت است.

۴- مقاومت خاک که بوسیله دوران پی به مقدار ϕ تولید شده است. لنگر عکس العمل خاک حول $C.G.$

از معادله $M_R = -C_\phi I \phi$ چنین به دست می آید:

$$M_0 = -C_\phi I \phi \quad (9-35)$$

که در آن:

$I =$ معاند اینرسی سطح تماس پی در رابطه با محور است که از مرکز سطح مربوطه عبور نموده و بر صفحه ارتعاش عمود است.

نیروهای $P_x(t), P_z(t)$ و لنگر $M(t)$ همگی در این وضعیت خاص مثبت در نظر گرفته شده اند. جایگزین نمودن نیروهای مربوطه و لنگرها در معادلات سه گانه حرکت که در ابتدا آورده شده اند چنین خواهد شد:

$$m\ddot{z} + C_u A Z = P_z \sin \omega t \quad \text{الف (۹-۳۶)}$$

$$m\ddot{x} + C_\tau A x - C_\tau A L \varphi = P_x \sin \omega t \quad \text{ب (۹-۳۶)}$$

$$M_m \ddot{\varphi} + \varphi (-W L + C_\tau A L^2 + C_\varphi I) - C_\tau A L x = M_y \sin \omega t \quad \text{ج (۹-۳۶)}$$

معادله اول جملاتی فقط تابع Z دارد. بنابراین حرکت در جهت Z از هر حرکت دیگری مستقل می باشد. معادلات الف و ب جملاتی تابع X و φ دارند بنابراین حرکاتی در جهت x و حول محور y مستقل می باشند. اگر یک پی تحت تاثیر یک نیروی افقی یا لنگری حول مرکز ثقلش قرار گیرد دارای هردو پدیده جابجایی و دوران حول محور y ما خواهد بود. از آنجایی که ارتعاش قائم می تواند مستقل از هر ارتعاش دیگری واقع شود راه حل ارائه شده در این زمینه می تواند مورد استفاده قرار گیرد. جابجایی افقی و دوران حول محور y های پی بصورت همزمان مورد بحث قرار خواهد گرفت.

فرکانسهای طبیعی

سیستمی که معادلات حرکتش شبیه معادلات (ب-۹-۳۶) و (ج-۹-۳۶) باشد دارای دو فرکانس طبیعی خواهد بود. این فرکانسها با صفر قراردادن معادلات مذکور بدست خواهند آمد:

$$m\ddot{x} + C_\tau A x - C_\tau A L \varphi = 0 \quad \text{الف (۹-۳۷)}$$

$$M_m \ddot{\varphi} + \varphi (C_\tau A L^2 + C_\varphi I - W L) - C_\tau A L x = 0 \quad \text{ب (۹-۳۷)}$$

اگر جوابهای دو معادله دیفرانسیل فوق را چنین در نظر بگیریم:

$$x = X \sin (\omega_n t + \alpha) \quad \text{الف (۹-۳۸)}$$

$$\varphi = \phi \sin (\omega_n t + \alpha) \quad \text{ب (۹-۳۸)}$$

که در آنجا X ، ϕ و α ثوابت اختیاری می باشند که با شرایط اولیه حرکت مشخص می گردند. اگر این جوابها را در معادلات دیفرانسیل اولیه قرار دهیم:

$$-m\omega_n^2 X + C_\tau AX - C_\tau AL\phi = 0$$

$$X(C_\tau A - m\omega_n^2) - C_\tau AL\phi = 0 \quad (9-39)$$

و همچنین:

$$C_\tau ALX + \phi(C_\tau AL^2 + C_\phi I - WL - M_m\omega_n^2) = 0 \quad (9-40)$$

معادلات فوق برحسب X و ϕ ممکن بوده و مقادیر آنها را برحسب یکدیگر به نرم می توان

بدست آورد:

از معادله اول:

$$X = \frac{C_\tau AL}{C_\tau A - m\omega_n^2} \phi \quad (9-41)$$

از معادله دوم:

$$X = \frac{C_\tau AL^2 + C_\phi I - WL - M_m\omega_n^2}{C_\tau AL} \phi \quad (9-42)$$

از دو معادله اخیر و شرط تساوی آنها نتیجه خواهیم گرفت که:

$$X = \phi = 0 \quad \text{یا}$$

و یا:

$$C_\tau^2 A^2 L^2 = (C_\tau A - m\omega_n^2)(C_\tau AL^2 + C_\phi I - WL - M_m\omega_n^2) \quad (9-43)$$

در معادله فوق تنها مجهول ω_n می باشد که قابل محاسبه می باشد. این معادله را می توان

بصورت زیر نوشت:

$$C_\tau^2 A^2 L^2 = C_\tau A^2 L^2 + C_\tau A(C_\phi I - WL) - C_\tau A M_m \omega_n^2 - C_\tau A L^2 m \omega_n^2$$

$$-(C_\phi I - WL)m\omega_n^2 + M_m \omega_n^4$$

از تقسیم رابطه فوق بر mM_m و تنظیم مجدد آن:

$$\omega_n^4 - \omega_n^2 \left(\frac{C_\phi I - WL}{M_m} + \frac{C_\tau A}{m} \frac{M_m + mL^2}{M_m} \right) + \frac{C_\tau A}{m} \left(\frac{C_\phi I - WL}{M_m} \right) = 0 \quad (9-44)$$

اگر:

$M_{mo} =$ معاند اینرسی جرم پی و ماشین حول محوری که از مرکز سطح تماس پی گذشته و عمود بر صفحه ارتعاش باشد در این صورت:

$$M_{Mo} = M_m + mL^2$$

با فرض $\frac{M_m}{M_{mo}} = \gamma (\gamma < 1)$

معادله فوق به این صورت در خواهد آمد:

$$\omega^4 - \frac{\omega_n^2}{\gamma} \left(\frac{C_\phi I - WL}{M_{mo}} + \frac{C_\tau A}{m} \right) + \frac{C_\tau A C_\phi I - WL}{m \gamma M_{mo}} = 0$$

لیکن براساس معادلات گذشته:

$$\frac{C_\phi I - WL}{M_{mo}} = \omega_{n\phi}^2 \quad \frac{C_\tau A}{m} = \omega_{nx}^2$$

بنابراین فرم نهایی معادله فرکانس طبیعی چنین خواهد شد:

$$\omega_n^4 - \frac{\omega_{n\phi}^2 + \omega_{nx}^2}{\gamma} \omega_n^2 + \frac{\omega_{n\phi}^2 \cdot \omega_{nx}^2}{\gamma} = 0 \quad (9-45)$$

این معادله دارای دو ریشه مثبت ω_{n1}, ω_{n2} متناظر با دو فرکانس طبیعی سیستم خواهد بود.

این موضوع قابل نمایش است که فرکانس طبیعی به دست آمده کوچکتر ω_{n1} ($\omega_{n1} < \omega_{n2}$) از

کوچکترین فرکانس طبیعی حدی ($\omega_{n\phi}, \omega_{nx}$) کوچکتر و فرکانس طبیعی بدست آمده بزرگتر ω_{n2}

همواره بزرگتر از $\omega_{n\phi}$ و ω_{nx} می باشد. جوابهای معادله اخیر چنین خواهد بود:

$$\omega_{n1,2}^2 = \frac{1}{2\gamma} \left[\omega_{n\varphi}^2 + \omega_{nx}^2 \pm \sqrt{(\omega_{n\varphi}^2 + \omega_{nx}^2) - 4\gamma\omega_{n\varphi}^2\omega_{nx}^2} \right] \quad (9-46)$$

و یا اینکه:

$$\omega_{n1}^2 + \omega_{n2}^2 = \frac{\omega_{n\varphi}^2 + \omega_{nx}^2}{\gamma} \quad (9-47)$$

و

$$\omega_{n1}^2 \cdot \omega_{n2}^2 = \frac{\omega_{n\varphi}^2 \cdot \omega_{nx}^2}{\gamma} \quad (9-48)$$

و

$$\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2 = \frac{1}{\gamma} \sqrt{\omega_{n\varphi}^2 + \omega_{nx}^2 - 4\gamma\omega_{n\varphi}^2\omega_{nx}^2} \quad (9-49)$$

دامنه های حرکت

بعد از تعیین فرکانسهای طبیعی سیستم اکنون دامنه های حرکت را برای چندین حالت خاص محاسبه می‌نمائیم:

الف- فقط نیروی $P_x \sin \omega t$ اثر می‌نماید:

معادله دوم و سوم از معادلات سه گانه حرکت در این حالت بدینصورت در خواهند آمد:

$$m\ddot{x} + C_\tau Ax - C_\tau AL\varphi = P_x \sin \omega t \quad (9-50)$$

$$M_m \ddot{\varphi} + \varphi (C_\tau AL^2 + C_\varphi I - WL) - C_\tau ALx = 0 \quad (9-51)$$

اگر جوابهای معادلات دیفرانسیل فوق را بدین صورت در نظر بگیریم:

$$x = A_x \sin \omega t$$

$$\varphi = A_\varphi \sin \omega t$$

که در آن A_x و A_φ به ترتیب دامنه ماکزیمم ارتعاشات ناشی از جابجایی افقی و دوران پی

حول محور y ها می‌باشند. اگر جوابهای فوق را در معادلات دیفرانسیل مربوطه قرار دهیم:

$$A_x (C_\tau A - m\omega^2) - C_\tau AL A_\varphi = P_x \quad (9-52) \text{ الف}$$

$$-C_{\tau}AL A_x + A_{\varphi}(C_{\tau}AL^2 + C_{\varphi}I - WL - Mm\omega^2) = 0 \quad (9-52) \text{ ب}$$

و یا اینکه:

$$A_x = \frac{C_{\tau}AL^2 + C_{\varphi}I - WL - Mm\omega^2}{C_{\tau}AL} A_{\varphi} \quad (9-52) \text{ ج}$$

اگر مقدار A_x را در معادله (۹-۵۲ الف) قرار دهیم:

$$\frac{(C_{\tau}AL^2 + C_{\varphi}I - WL - Mm\omega^2)(C_{\tau}A - m\omega^2)}{C_{\tau}AL} A_{\varphi} - C_{\tau}AL A_{\varphi} = P_x$$

که از این رابطه مقدار A_{φ} برحسب P_x چنین خواهد شد:

$$A_{\varphi} = \frac{C_{\tau}AL}{mM_m \left\{ \frac{C_{\tau}A}{m} \frac{(C_{\varphi}I - WL)}{M_m} - \omega^2 \left[\frac{C_{\tau}A}{m} \frac{(mL^2 + M_m)}{M_m} + \frac{(C_{\varphi}I - WL)}{M_m} \right] + \omega^4 \right\}} P_x$$

$$A_{\varphi} = \frac{C_{\tau}AL}{mM_m \left[\frac{\omega_{nx}^2 \omega_{n\varphi}^2}{\gamma} - \frac{\omega^2}{\gamma} (\omega_{nx}^2 + \omega_{n\varphi}^2) + \omega^4 \right]} P_x$$

اگر بجای ω_{nx} و $\omega_{n\varphi}$ مقادیرشان را برحسب ω_{n1} و ω_{n2} قرار دهیم چنین خواهیم داشت:

(۹-۵۳)

$$A_{\varphi} = \frac{C_{\tau}AL}{mM_m \left[\omega_{n1}^2 \omega_{n2}^2 - \omega^2 (\omega_{n1}^2 + \omega_{n2}^2) + \omega^4 \right]} P_x = \frac{C_{\tau}AL}{mM_m (\omega_{n1}^2 - \omega^2) (\omega_{n2}^2 - \omega^2)} P_x$$

اگر فرض نماییم:

$$mM_m (\omega_{n1}^2 - \omega^2) (\omega_{n2}^2 - \omega^2) = \Delta(\omega^2)$$

چنین خواهیم داشت:

$$A_\varphi = \frac{C_\tau AL}{\Delta(\omega^2)} P_x \quad (۹-۵۴)$$

مقدار A_x با قراردادن مقدار فوق بجای A_φ از رابطه مربوطه بدست خواهد آمد:

$$\ddot{A}_x = \frac{C_\tau AL^2 + C_\varphi I - WL - M_m \omega^2}{\Delta(\omega^2)} P_x \quad (۹-۵۵)$$

ب- فقط لانگر $M_y \sin \omega t$ اثر می نماید:

معادلات الف و ب از معادلات (۹-۳۶) در این حالت چنین خواهد شد:

$$\ddot{m}x + C_\tau A_x - C_\tau AL\varphi = 0 \quad \text{الف (۹-۵۶)}$$

$$M_m \ddot{\varphi} + \varphi(C_\tau AL^2 + C_\varphi I - WL) - C_\tau ALX = M_y \sin \omega t \quad \text{ب (۹-۵۶)}$$

مشابه حالت قبل می توان جوابهای زیر را برای معادلات دیفرانسیل فوق در نظر گرفت:

$$A_x = \frac{C_\tau AL}{\Delta(\omega^2)} M_y \quad \text{الف (۹-۵۷)}$$

$$A_\varphi = \frac{C_\tau A - m\omega^2}{\Delta(\omega^2)} M_y \quad \text{ب (۹-۵۷)}$$

اکنون اگر مربوط عامل نامتعادل (نیروی P_x و لانگر M_y) بطور همزمان اثر نمایند حرکت

چنین خواهد شد:

$$A_x = \frac{(C_\tau AL^2 + C_\varphi I - WL - M_m \omega^2) P_x + (C_\tau AL) M_y}{\Delta(\omega^2)} \quad \text{الف (۹-۵۸)}$$

$$A_\varphi = \frac{(C_\tau AL) P_x + (C_\tau A - m\omega^2) M_y}{\Delta(\omega^2)} \quad \text{ب (۹-۵۸)}$$

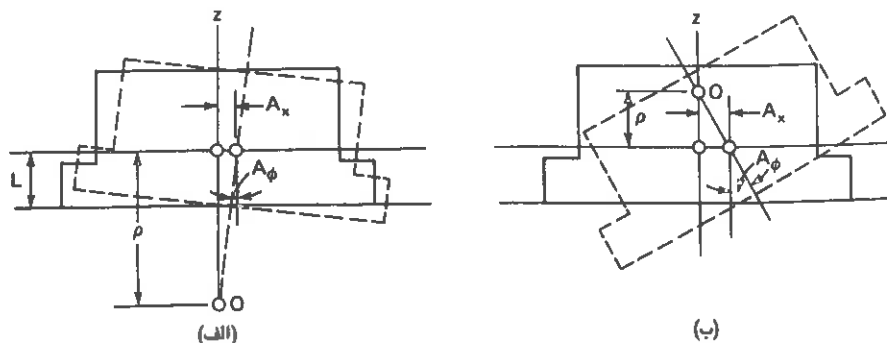
اگر پی فقط تحت اثر انگیر M_y قرار گیرد می توان نسبت دو دامنه را بصورت زیر به بدست آورد:

$$\rho = \frac{A_x}{A_\phi} = \frac{C_\tau AL}{C_\tau A - m\omega^2} = \frac{\omega_{nx}^2}{\omega_{nx}^2 - \omega^2} L \quad \text{ج (۹-۵۸)}$$

اگر فرکانس عمل ماشین (ω) در مقایسه با فرکانس ω_{nx} ناچیز باشد در این صورت $\rho = L$ یعنی محور دوران در امتداد محور مرکزی سطح تماس پی قرار می گیرد. پی در این حالت فقط دوران حول محور y ها داشته و جابجایی در امتداد محور x ها وجود نخواهد داشت.

همچنانکه ω افزایش می یابد مخرج ρ کاهش یافته و در نتیجه ρ افزایش می یابد. مرکز دوران به زیر قاعده پی منتقل شده و پی هر دو ارتعاش ناشی از دوران حول محور y ها و جابجایی در امتداد محور x ها را همزمان متحمل می شود شکل (۹-۱۱-الف). دو حرکت در فاز یکسان می باشند.

اگر $\omega = \omega_{nx}$ باشد $\rho \rightarrow \infty$ و پی فقط ارتعاش ناشی از جابجایی حول محور x ها داشته و از دوران حول y ها خبری نخواهد بود. همچنانکه ω از ω_{nx} بزرگتر می شود علامت ρ تغییر کرده و ارتعاش ناشی از جابجایی در امتداد محور x ها با ارتعاش ناشی از دوران پی حول محور y ها در دو فاز مخالف عمل می نماید مطابق شکل (۹-۱۱-ب). اگر ω مقدار بسیار زیادی افزایش یابد $\rho \rightarrow 0$ و محور سیستم در مرکز ثقل مجموعه پی و ماشین قرار خواهد گرفت.



شکل (۹-۱۱) الف: دوران و لغزش پی در فاز هماغه ب: دوران و لغزش پی در فاز مخالف

۱-۹ استانداردهای هندوستان برای طرح و اجرای پی ماشین آلات پیستونی در رابطه با این موضوع هیچگونه استاندارد از طرف مؤسسه استاندارد امریکا (یا ASTM) ارائه نشده است. مؤسسه استاندارد هندوستان توصیه‌های قابل ملاحظه‌ای در این زمینه پیشنهاد کرده است. این استانداردها بر موارد عملی که در هند و چندین کشور اروپایی در دست انجام بوده است پایه‌گذاری گردیده است.

مؤسسه استاندارد هندوستان در سال ۱۹۶۴ بولتن شماره ۲۹۷۴ (جلد اول) خود را به این امر اختصاص داده و در سال ۱۹۶۹ آن را مورد تجدید نظر قرار داده است. ذیلاً نکات مهم و قابل توجه این استاندارد را مورد بحث قرار می‌دهیم:

اطلاعات مورد نیاز

- ۱- جهت طراحی پی اطلاعات زیر از طرف سازنده ماشین آلات بایستی در اختیار قرار داده شود:
 - الف) دیاگرام تفصیلی بارگذاری شامل نما، نیم‌رخها، مقاطع و ارتباطات اتصالات ماشین و نقطه اثر کلیه نیروهای وارده بر پی
 - ب) فاصله بین محور اصلی ماشین و سطح فوقانی پی
 - ج) ظرفیت یا سرعت بازدهی ماشین
 - د) سرعت عمل ماشین
 - هـ) نیروهای محرك ماشین و در صورت احتمال لنگر ناشی از اتصال کوتاه موتور

۲- اطلاعات زیر در خصوص خاکهای زیر پی نیز مورد نیاز است:

- الف) پروفیل و اطلاعات خاک شامل خصوصیات لایه‌ها تا عمق مناسب و یا تا لایه‌ای سخت
 - ب) بررسی و ارزیابی خاک محل تاحدودی که اطلاعات استاتیکی و دینامیکی لازم خاک بدست آید.
 - ج) موقعیت نسبی سفره آب زیرزمینی در زمانهای مختلف سال
- ۳- فاصله حداقل لازم به هر پی مهم دیگری در مجاورت این پی بایستی با اطمینان رعایت شود.

معیارهای مربوط به ابعاد پی

سطح مقطع بلوک: سطح مقطع پی (در پلان) بایستی بزرگتر از صفحه زیرین ماشین باشد با

حداقل فاصله در دورتابور ماشین معادل ۱۵۰ میلی متر.

همق لازم: درکلیه حالات پی بایستی به آن مقدار عمیق باشد که در لایه ای مقاوم قرار گرفته و در مقابل دوران در صفحات قائم پایدار باشد.

مرکز ثقل: مرکز ثقل مرکب ماشین و بلوک پی بایستی حتی الامکان از سطح فوقانی پی فاصله بگیرد و در پایین آن باشد در هیچ حالتی نباید این مرکز بالای سطح فوقانی قرار گیرد.

خروج از مرکزی: مقدار خروج از مرکزی نبایستی از ۵ درصد کوچکترین عرض پی در هیچیک از جهات افقی تجاوز نماید.

معیارهای مربوط به ارتعاش

تا آنجا که میسر است فرکانس عمل بایستی کوچکتر از فرکانس طبیعی سیستم خاک و پی باشد و نسبت این فرکانس بایستی کمتر از ۰.۵ باشد. برای ماشینهای غیر مهم می تواند این نسبت حداکثر ۰.۶ باشد. اگر چنانچه فرکانس عمل ماشین از حد بالایی فرکانس طبیعی سیستم خاک و پی بزرگتر باشد برای ماشین آلات مهم نسبت این دو فرکانس بایستی بزرگتر از ۲ و برای سایر ماشین آلات بزرگتر از ۱.۵ باشد.

دامنه ارتعاش مجاز

در هیچ حالتی دامنه نوسان مجاز نبایستی از حد نصاب مشخص شده توسط سازنده ماشین تجاوز نماید. در تعیین دامنه مجاز بایستی به سازه و ماشین آلات موجود در مجاورت پی توجه شود تا تشدید، و یا ضایعه ای برای آنها پیش نیاید. بر اساس اطلاعات موجود تا بحال این موضوع مشخص گردیده که ارتعاش حاصله در سازه های مجاور در صورت کوچکتر بودن دامنه ارتعاش پی از ۰.۲ میلی متر ناچیز خواهد بود.

چند ماشین روی یک پی گسترده

تعدادی ماشین آلات نصب شده روی بلوکهای منفرد را می توان روی یک بلوک گسترده نصب کرد. آنها بایستی در امتداد یو محور بطور متقارن به نحوی نصب گردند که هیچگونه دورانی تحت اثر بارهای دینامیکی در بلوک ایجاد نگردد. تجزیه و تحلیل این ماشین آلات مانند اینکه که دارای

پی های مستقلی هستند قابل انجام بوده منتهی بایستی بلوک گسترده کلی را به قطعاتی متناظر با هر ماشین تقسیم نمود. در این حالت مقدار دامنه مجاز اعلام شده فوق الذکر را می توان به میزان ۳۰ درصد افزایش داد.

تنشهای مجاز

اگر طراحی پی صرفاً بر مبنای بارهای استاتیکی ماشین آلات و پی انجام گرفته باشد تنشهای مجاز بتن و فولاد که در استاندارد شماره ۴۵۶ سال (۱۹۶۴) هندوستان آمده بایستی به میزان ۴۰ درصد برای بتن و ۵۵ درصد برای فولاد کاهش داده شود. اگر اثر حرارت، انقباض و کلیه بارها را تماماً در نظر گرفته باشیم مقادیر فوق تا ۳۳٫۲۳ درصد قابل افزایش خواهد بود.

بعبارت دیگر: کل مقادیر تنشهای مجاز اعلام شده در استاندارد فوق الذکر (IS 456-1964) قابل استفاده خواهد بود، چنانچه علاوه بر بارهای استاتیکی، بارهای دینامیکی نیز بصورت مجزا با اعمال ضرایب و فاکتورهای مناسب در نظر گرفته باشند.

تنشهای ایجاد شده در خاک زیر پی نبایستی از ۸۰ درصد تنشهای ایجاد شده بارهای استاتیکی تجاوز نمایند (تنشهای استاتیکی مجاز در آئین نامه IS 1904-1978 اعلام شده است). چنانچه نیروهای مربوط به زلزله نیز منظور شده باشند تنشهای مجاز خاک می تواند تا میزان قید شده در استاندارد شماره ۱۸۹۳ سال (۱۹۷۵) هندوستان افزایش یابد.

توصیه های اجرایی

مقاومت بتن بر اساس مقاومت ۲۸ روزه آن بایستی تعیین شود. بتن مورد مصرف بایستی از نوع M (150-200) باشد. بهتر است که کل بلوک بتنی بصورت یکپارچه و بدون درز اتصال ساخته شود. مقدار آهن لازم در بتن پی نبایستی از 25 Kg/m^3 کمتر باشد برای ماشین آلاتی که نیاز به طراحی خاصی می باشد از قبیل آنهایی که گازهای منفجره پمپ می نمایند مقدار آهن بایستی افزایش داده شود. در اطراف کلیه سوراخها و باز شدگیها بایستی به میزان ۵۰ تا ۷۵ درصد مقطع سوراخ بصورت قفس آهن گذاری شود.

قطر حداقل آرماتورها باید ۱۲ میلی متر و ماکزیمم فاصله بین آنها ۲۰۰ میلی متر باشد تا از بروز هرگونه انقباض در بتن جلوگیری بعمل آید. ضخامت بتن روی آرماتورها حداقل ۷۵ میلی متر در

قاعده و ۵۰ میلی متر در سطح و اطراف پی بایستی باشد. بولتهای پی بایستی بطور کامل و دقیق تعبیه گردیده باشند.

۱۲-۹ مراحل طراحی يك بلوك پی

پس از بیان نحوه طراحی بلوك پی ماشین آلات و تشریح آئین نامه در خصوص طرح، محاسبه و اجراء این قبیل پی ها اینك مراحل طراحی عملی آنها بصورت قدم به قدم ذیلأ اشاره می شود.

۱- اطلاعات طرح

دراین مرحله بایستی کنترل نمود که کلیه اطلاعات اشاره شده در قبل جهت انجام چنین طرحی در دست باشد. در خیلی از اوقات ممکنست سازنده ماشین آلات اطلاعات مورد نیاز را بصورت کامل فراهم و مشخص نکرده باشد. در چنین حالتی حتی با پیگیری و تقاضاهای ویژه ای بایستی از سازنده خواست تا چنین اطلاعاتی را در اختیار قراردهد.

۲- انتخاب ثوابت خاک

برای يك طرح مقدماتی مقادیر ثابتهای خاک را می توان بر مبنای آنچه که در این فصل ارائه گردیده و یا همچنین براساس مقادیری که در فصل چهارم آمد در نظر گرفت. برای کلیه پروژه های مهم و طراحی های دقیق توصیه می شود که خواص دینامیکی خاک را حداقل برای سه تراز مختلف تغییرشکل نسبی درمحل و در آزمایشگاه به دست آورد. مقادیر متناسب این ثوابت را می توان از میان مقادیر به دست آمده برای میزان تغییرشکل نسبی پیش بینی شده در طرح تعیین نمود. قبل از استفاده از این مقادیر در طرح لازمست که بر مبنای فشار محدود کننده آنها را اصلاح نمود.

غالباً تعیین و انتخاب طیفی از مقادیر ثابت خاک و محاسبه محدوده ای از فرکانسهای طبیعی و دامنه حرکات متناظر با این طیف مطلوب و مناسب خواهد بود.

۳- طرح شکل و ابعاد و پی

از معیارهای معرفی شده جهت ابعاد پی می توان اندازه های آزمایشی و اولیه پی را انتخاب

نمود. توصیه می شود که از شکل ساده ای استفاده نموده و از در نظر گرفتن هرگونه شیار، پستی و بلندی و زوائد مولد عدم تقارن در شکل پی جهت سهولت محاسبات خودداری گردد.

۴- تعیین مرکز ثقل و فشارخاک

مرکز ثقل مشترک فونداسیون و ماشین آلات مربوطه را در جهات x, y, z و Z تعیین نموده و کنترل نمائید که مقدار خروج از مرکزی بارها در امتداد x و یا y از ۵ درصد تجاوز ننماید. جهت این منظور تشکیل جدول (۹-۲) کمک مفیدی خواهد نمود. مقدار ۵ درصد مذکور حد بالایی برای این نوع تجزیه و تحلیل خواهد بود. اگر خروج از مرکزی از ۵ درصد تجاوز نماید دوران اغضافه پی حول محور y ها در آنالیز پی بایستی مورد نظر قرار گیرد. فشار استاتیک تولید شده نیز بایستی کنترل شود. این فشار بایستی کمتر از ۸۰ درصد فشار مجاز تحت شرایط استاتیکی باشد. این شرایط در اغلب پی های واقعی صدق می کند.

المانهای سیستم	ابعاد پی ax, ay, az	وزن المانها	جرم المانها	مختصات CG المانها X_i, Y_i, Z_i	انگراستاتیکی جرم المانها $m_i X_i, m_i Y_i, m_i Z_i$
۱	-	-	-	-	-
۲	-	-	-	-	-
۳	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
جمع کل		جمع کل		جمع کل	

جدول (۹-۲) نحوه تعیین مرکز ثقل (C.G.) سیستم خاک - پی - ماشین

۵- بارهای محرك طرح و فرم ارتفاعات پی

با توجه به مرکز ثقل مشترک سیستم که در فوق اشاره شد اکنون می توان مقادیر نیروها و

لنگرهای مربوطه را تعیین نمود. اگر نیروهای نامتعادل قائم با خروج از مرکزی عمل نمایند، این نیروها موجب تولید لنگر نیز خواهند شد. بهمین منوال نیروهای افقی نامتعادل در فاصله معینی بر بالای بلوک پی اثر می نمایند. مقدار لنگر تولید شده در اثر بارهای افقی عبارت از حاصلضرب نیروهای افقی در جمع فواصل بین تکیه گاهها و سطح فوقانی بلوک پی خواهد بود. همچنین این لنگرها سهمی نیز معادل حاصلضرب بارهای افقی در فاصله بین مرکز ثقل مشترک سیستم و سطح فوقانی بلوک پی دارا می باشند.

مقادیر نسبی ممانها و نیروهای نامتعادل در تعیین طبیعت ارتعاشات بلوک پی مؤثر خواهند بود.

۶- تعیین مماند اینرسی سطح و جرم بلوک

مماند اینرسی سطح و جرم بلوک پی بقرار زیر می بایستی محاسبه گردند:

$I =$ مماند اینرسی سطح قاعده بلوک حول محوری که از مرکز سطح تماس گذشت و عمود بر صفحه ارتعاش می باشد. این مماند اینرسی معادل $\frac{ba^3}{12}$ بوده که در آن a عبارت از بعد سطح تماس در صفحه ارتعاش و b بعد دیگر این مستطیل در جهت عمود بر صفحه ارتعاش می باشد.

$M_{mo} =$ مماند اینرسی جرم کل سیستم حول محور فوق الذکر

$M_m =$ مماند اینرسی جرم سیستم حول محوری که از مرکز ثقل سیستم گذشت و بر صفحه ارتعاش عمود می باشد.

$$M_m = M_{mo} - mL^2$$

که در آن L عبارتست از ارتفاع مرکز ثقل مشترک سیستم بالای قاعده پی

بنابراین می توان چنین نوشت:

$$\gamma = \frac{M_m}{M_{mo}}$$

اگر لنگردیگری در صفحه ای بالای بلوک پی اثر نماید مماند اینرسی های سطح و جرم زیر نیز بایستی تعیین گردند:

$J_z =$ لنگر قطبی سطح قاعده پی حول محور قائم دوران که از مرکز ثقل سطح تماس پی عبور می کند

$M_{mz} =$ مماند اینرسی جرم بلوک و ماشین حول محور دوران

۷- محاسبه دامنه حرکات و فرکانسهای طبیعی

الف- حالات مستقل: ارتعاشات قائم و پیچشی پی می تواند بصورت مستقل از هراتعاش

دیگری بوقوع پیوندد. بنابراین فرکانسهای طبیعی و دامنه های حرکت متناظر با استفاده از روابط زیر قابل تعیین می باشند:

$$\omega_{nz} = \sqrt{\frac{C_{\alpha} A}{m}} \quad \text{الف (۹-۹)}$$

$$A_z = \frac{P_0}{m(\omega_{nz}^2 - \omega^2)} \quad \text{(۹-۱۰)}$$

$$\omega_{n\psi} = \sqrt{\frac{C_{\phi} J_z}{M_{mz}}} \quad \text{الف (۹-۲۵)}$$

$$\psi_{max} = \frac{M_z}{M_{mz}(\omega_{n\psi}^2 - \omega^2)} \quad \text{(۹-۲۶)}$$

ب- حالات مرتبط: نویسان در امتداد محور X ها و دوران حول محور y ها حالات ارتعاش مرتبط می باشند. فرکانسهای طبیعی بقرار زیر می باشند:

$$\omega_{nx} = \sqrt{\frac{C_{\tau} A}{m}} \quad \text{الف (۹-۱۲)}$$

$$\omega_{n\phi} = \sqrt{\frac{C_{\phi} I}{M_{mo}}} \quad \text{ب (۹-۱۹)}$$

$$\omega_{n1,2}^2 = \frac{1}{2\gamma} \left[(\omega_{n\phi}^2 - \omega_{nx}^2) \pm \sqrt{(\omega_{n\phi}^2 + \omega_{nx}^2)^2 - 4\gamma\omega_{n\phi}^2\omega_{nx}^2} \right] \quad \text{(۹-۴۶)}$$

اکنون دامنه حرکت ارتعاشات از روابط زیر قابل محاسبه خواهد بود:

$$A_x = \frac{(C_{\tau} A L^2 + C_{\phi} I - W L - M_m \omega^2) P_x + (C_{\tau} A L) M_y}{\Delta(\omega^2)} \quad \text{الف (۹-۵۸)}$$

$$A_{\phi} = \frac{(C_{\tau} A L) P_x + (C_{\tau} A - m \omega^2) M_y}{\Delta(\omega^2)} \quad \text{ب (۹-۵۸)}$$

که در این روابط :

A_x = دامنه نوسانات خطی افقی متعلق به مرکز ثقل مشترك سیستم و

A_{ϕ} = دامنه نوسانات دورانی (برحسب رادیان) سیستم حول مرکز ثقل مشترك می باشند

اکنون دامنه ارتعاشات بلوک پی در سطح تکیه گاه پی بایستی تعیین گردد. این مقدار بدست آمده

دامنه ارتعاشات است که بایستی با مقدار دامنه مجاز مقایسه شود.

۱۳-۹ ارتعاشات قائم براساس تئوری نیمه فضای الاستیک

در این متد فرض گردیده است که خاک جسمی است همگن، ایزوتروپ و الاستیک که با مقادیر مدول برشی G و ضریب پواسون ν وضعیتهش مشخص می شود. مطالعه عکس العمل پی هایی که روی محیط نیمه فضای الاستیک قرار دارند براساس یک مبنای تئوریک توسط Reissner (سالهای ۱۹۳۶، ۱۹۳۷) انجام گردیده است. در این متد توزیع فشار در زیر یک پی دایره ای که تحت ارتعاشات قائم قرار داشته باشد یکنواخت در نظر گرفته شده است. اثر تغییرات فشار تماس در زیر فونداسیونی که تحت نوسانات قائم می باشد نیز مورد مطالعه قرار گرفته است (Quinlan, Sung سال ۱۹۵۳). مطالعات دیگری جهت بررسی یک صفحه نازک دایره تحت ارتعاشات مختلف بعمل آمده است. استفاده از روش فوق که درواقع بر تئوریهای نیمه فضای الاستیک مبتنی است توسط تعداد زیادی از محققین انجام گرفته است. توضیح خلاصه ای از این روش ذیلاً آورده می شود.

ارتعاشات قائم

معمولاً فرض می شود که پی دایره ای به شعاع r_0 و جرم m می باشد. جهت تعریف حرکت این پی دو پارامتر بدون بعد تعریف گردیده است، آنها بقرار زیر می باشند:

۱- فاکتور بدون بعد فرکانس:

$$a_0 = \omega r_0 \sqrt{\frac{\rho}{G}} = \frac{2\pi f r_0}{V_s} \quad (9-59)$$

که در آن:

ω = فرکانس دورانی ارتعاشات

r_0 = شعاع پی

$\rho = \gamma/g$ = جرم مخصوص محیط الاستیک

G = مدول برشی محیط الاستیک

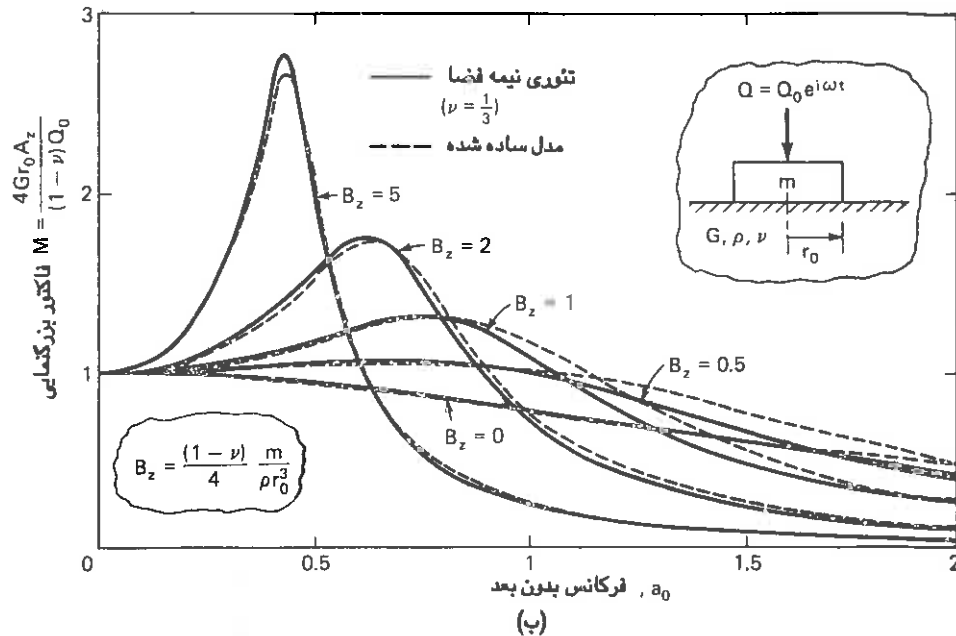
f = فرکانس ارتعاشات

$V_s = \sqrt{G/\rho}$ = سرعت انتشار امواج برشی در محیط الاستیک

۲- نسبت جرم b و B_z :

$$b = \frac{m}{\rho r_0^3} = \frac{w}{\rho r_0^3 g} \quad (9-60) \text{ الف}$$

ارتعاشات اجسام دارای زائیل کنندگی، نتایج زیر بدست خواهد آمد:



شکل (۹-۱۲) (ب): پاسخ یک پی صلب دایره ای به نیروی قائمی که در اثر نیروی ارتعاشی ثابت ایجاد شده باشد

$$C = \frac{3.4}{1-\nu} r_0^2 \sqrt{GP} \quad (9-62)$$

$$K = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \quad (9-63)$$

اکنون زائیل کنندگی بحرانی چنین خواهد بود:

$$C_c = 2\sqrt{Km} = 2\sqrt{\frac{4Gr_0}{1-\nu}} m \quad (9-64)$$

$$\xi = \frac{C}{C_c} = \frac{0.85}{\sqrt{1-\nu}} \frac{1}{\sqrt{b}} \quad (9-65)$$

شایان ذکر است که در راه حل‌های متکی بر تئوری الاستیک نیمه فضا زائیل کنندگی خود به خود راه پیدا می‌کند در صورتی که در راه حل‌های مبتنی بر تئوری فنر خطی این عامل صرف‌نظر

می‌گردد. همچنانکه قبلاً نیز اشاره گردید صرفنظر نمودن از مقادیر کوچک زائل کنندگی، منجر به طرح بیش از حد محافظه کارانه پی در بسیاری از حالات خواهد شد. تحلیل فوق در رابطه با پی‌های دایره‌ای انجام گرفته است. اگر پی مستطیلی به ابعاد axb باشد شعاع معادل را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$r_o = \sqrt{\frac{axb}{\pi}} \quad (9-66)$$

معهداً نتایج تجربی نشان داده است که گرچه استفاده از شعاع معادل برای تعیین فرکانس تشدید مناسب و منطقی است لیکن دامنه ارتعاشات کوچکتر از مقدار بدست آمده با استفاده از این شعاع معادل می‌باشد. بنابراین استفاده از شعاع معادل ممکنست تا حدودی به نتایج محافظه کارانه پی انجامد.

۹-۱۴ ارتعاشات افقی (لغزشی) پی با استفاده از تئوری الاستیک نیمه فضا
راه حلی جهت یک پی دایره‌ای صلب واقع بر یک محیط الاستیک نیمه فضا توسط Bycroft (۱۹۵۶) ارائه گردیده است. این راه حل در رابطه با ارتعاشات افقی پی برای کلیه مقادیر ضریب پواسون (ν) معتبر می‌باشد. بعدها روشی ارائه گردید که یک روش تشابهی بوده و مابین دو روش فوق و روش مبتنی بر استفاده از فنرهای الاستیک خطی بدون بعد قرار می‌گرفت (Hall 1967). روابط مربوط به ثابت معادل فنر و زائل کنندگی بقرار زیر می‌باشند:

$$K_x = \frac{32(1-\nu)}{7-8\nu} Gr_o \quad (9-67)$$

$$C = \frac{18.4(1-\nu)}{7-8\nu} r_o^2 \sqrt{\rho G} \quad (9-68)$$

نسبت جرم (B_x) و فاکتور بدون بعد فرکانس (a_0) مربوطه در این حالت بقرار زیر می‌باشد:

$$B_x = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \cdot \frac{m}{\rho r_o^3} \quad (9-69)$$

و

$$a_0 = \omega r_o \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad (9-69)$$

زاتل کنندگی بحرانی هم چنین می باشد:

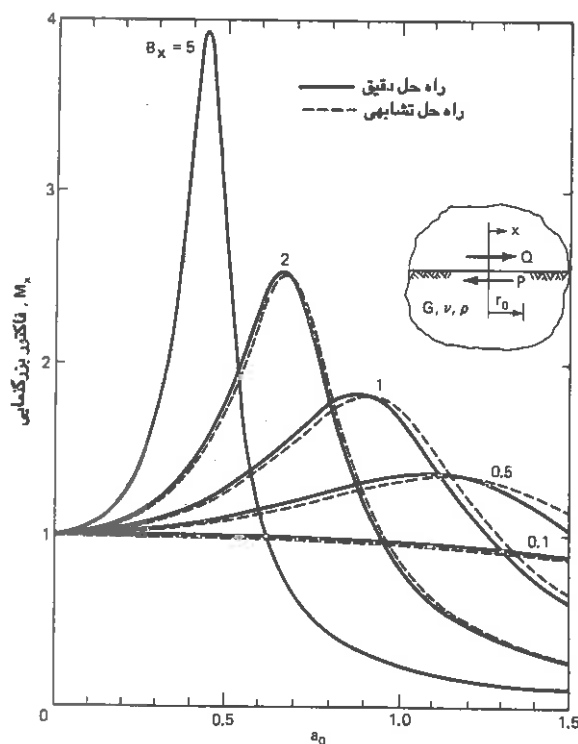
$$C_c = 2\sqrt{mk}$$

$$C_c = 2\sqrt{\frac{32m(1-\vartheta)}{(7-8\vartheta)} Gr_0} \quad (9-70)$$

و بالاخره ضریب زاتل کنندگی بدین قرار است:

$$\zeta = \frac{C}{C_c} = \frac{0.2875}{\sqrt{B_x}} \quad (9-71)$$

در شکل (۹-۱۲) مقایسه ای بین تغییرات فاکتور بزرگنمایی برحسب فاکتور بدون بعد فرکانس بدست آمده از راه حل دقیق تنوریک و راه حل تشابهی انجام گرفته است. برای کلیه موارد عملی یو راه حل کاملاً یکسان می باشند.



شکل (۹-۱۲) پاسخ یک پی دایره ای صلب واقع بر محیطی الاستیک و نیمه فضا به ارتعاش لغزشی خالص

مجدداً اگر در این مورد هم پی دایره ای شکل نباشد می توان شعاع معادل را برای پی مستطیلی از رابطه زیر بدست آورد:

$$r_o = \sqrt{\frac{ab}{\pi}} \quad (9-66)$$

۹-۱۵ بررسی ارتعاش پی ناشی از دوران حول محور y ها با استفاده از تئوری الاستیک نیمه فضا

توسط Bycroft راه حلی جهت بررسی ارتعاش يك پی صلب دایره ای بعث دوران آن فقط حول محور y ها که در سطح يك محیط الاستیک نیمه فضا با $\vartheta=0$ قرار گرفته باشد ارائه شده است. مشابه آنچه که در ارتعاش افقی بیان شد در این حالت نیز ثابت فنر و مقدار زائل کنندگی سیستم برای يك راه حل تشابهی توسط Hall بصورت زیر تعریف شده است:

$$K_{\varphi} = \frac{8Gr_0^3}{3(1-\vartheta)} \quad (9-72)$$

$$C = \frac{0.80r_0^4 \sqrt{G\rho}}{(1-\vartheta)(1+B_{\varphi})} \quad (9-73)$$

روابط مربوط به نسبت اینرسی (B_{φ}) و فاکتور بدون بعد فرکانس در این حالت نیز بقرار زیر می باشند:

$$B_{\varphi} = \frac{3(1-\vartheta)}{8} \frac{M_{mo}}{\rho r_0^5} \quad (9-74)$$

و

$$a_0 = \omega r_0 \sqrt{\rho/G} \quad (9-59)$$

زائل کنندگی بحرانی هم چنین خواهد بود:

$$C_c = 2\sqrt{K_{\varphi}M_{mo}} = 2\sqrt{\frac{8Gr_0^3}{3(1-\vartheta)} \times M_{mo}} \quad (9-75)$$

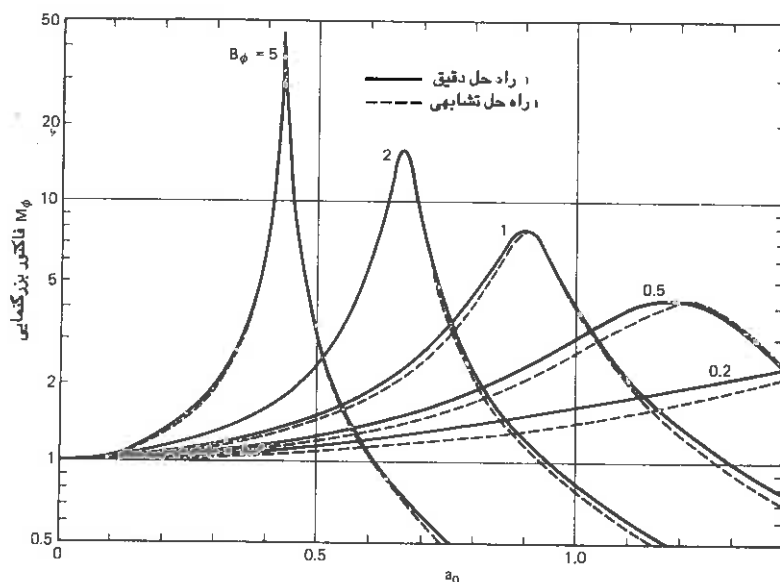
و ضریب زائل کنندگی نیز چنین است:

$$\zeta = \frac{C}{C_c} = \frac{0.15}{(1+B_\phi)\sqrt{B_\phi}} \quad (9-76)$$

در شکل (۹-۱۴) مقایسه ای بین تغییرات فاکتور بزرگنمایی برحسب فاکتور بدون بعد فرکانس که از دوروش دقیق تئوریک و تشابهی بدست آمده اند انجام گردیده است.

ملاحظه می شود که دوروش در محدوده حالات عملی یکسان می باشد. اگر شکل پی دایره نباشد در این حالت شعاع معادل را می توان از رابطه زیر بدست آورد.

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{a \times b^3}{3\pi}} \quad (9-77)$$



شکل (۹-۱۴) پاسخ یک پی دایره ای صلب واقع بر محیط الاستیک نیمه فضا به دوران خالص پی حول محور افقی

۹-۱۶ بررسی ارتعاشات پیچشی پی با استفاده از تئوری الاستیک نیمه فضا

توسط Reissner و محققین دیگر راه حلی تئوریک برای بررسی ارتعاشات پیچشی یک پی دایره ای که در سطح یک محیط الاستیک نیمه فضا قرار داشته باشد ارائه گردیده است. مجدداً این راه حل را وابسته به فاکتور بدون بعد فرکانس (a_0) و نسبت جرم B_ψ که بصورت زیر تعریف شده است

می باشند:

$$B_{\psi} = \frac{J_{\psi}}{\rho^5 r_0^3} \quad (9-78)$$

که در آنجا J_{ψ} = مماند اینرسی قطبی جرم پی حول محور قائم ارتعاش می باشد، ثابت فنر و ضریب زائل کنندگی نیز بصورت زیر تعریف شده اند:

$$K_{\psi} = \frac{16}{3} Gr_0^3 \quad (9-79)$$

$$\zeta = \frac{0.5}{1+2B_{\psi}} \quad (9-80)$$

اگر شکل پی مستطیل به ابعاد $a \times b$ باشد شعاع معادل در این حالت چنین خواهد شد:

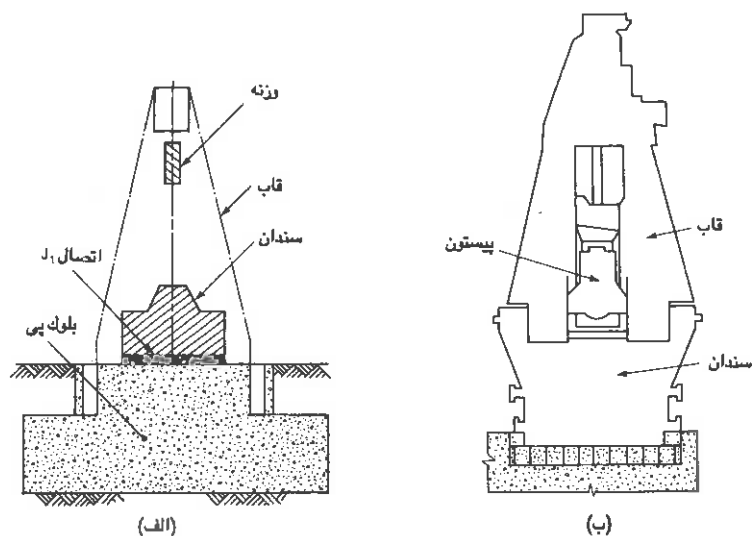
$$r_0 = \sqrt{\frac{ab(a^2+b^2)}{6\pi}} \quad (9-81)$$

۹-۱۷ پی ماشین آلات ضربه ای

همچنانکه از نام چنین ماشین آلات بر می آید بارهای وارده بر پی این وسائل بصورت ضربه ای و آنی خواهند بود. بنابراین مسئله جذب و استهلاک انرژی در این حالات نیاز به دقت نظر دارد.

در اشکال (۹-۱۵) یک نمونه از پی متعلق به چکشی به همراه تابش که در روی یک سندان نصب شده شکل (الف) و نیز چکش دیگری که با قاب A شکل بر روی فونداسیونی تعبیه شده نشان داده شده است شکل (ب).

سندان در این قبیل ماشین آلات در واقع یک قطعه تمیل و متراکم فلزست که مصالح مورد نظر تحت اثر ضربات چکش بر روی آن شکل مطلوب را به خود خواهند گرفت. همانطور که اشاره گردید قاب حمایت کننده چکش ممکنست روی سندان و یا مستقیماً روی پی قرار داده شود. یک بالشتک الاستیک بمنظور جذب انرژی ضربات وارده از سوی چکش، بین سندان و پی، پیش بینی می شود.



شکل (۹-۱۵) نحوه اجرای یک پی ضربه ای روی خاک (الف): قاب نصب شده روی پی (ب): قاب نصب شده روی سندان

تحلیل دینامیکی

سندان، بالشتک، پی و خاک یک سیستمی با دو درجه آزادی را همچنانکه در شکل (۹-۱۶) نشان داده شده است تشکیل می دهند. سندان و بلوک پی که به ترتیب با جرمهای m_1 و m_2 نشان داده شده اند صلب در نظر گرفته شده و بالشتک و خاک بصورت فنرهای ارتجاعی و بدون جرم فرض گردیده اند اگر:

m_1 = جرم پی و قاب در حالتی که قاب روی پی نصب شده باشد شکل (۹-۱۵-الف)

m_2 = جرم سندان و قاب در حالتی که قاب روی سندان نصب شده باشد شکل (۹-۱۵-ب)

$Cu'A = K_1$ ضریب صلبیت (معادل ثابت فنر) خاک زیر پی

$Cu' = \lambda Cu$ ضریب فشار یکنواخت الاستیک اصلاح شده که مقدار اصلاح کننده λ برای خاکها بسته

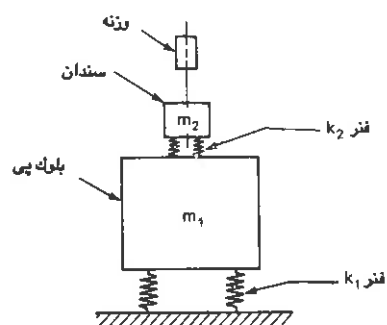
به نوع بین ۱ تا ۲ متغیر است.

$K_2 = (\frac{E}{b}) \times A_2$ ضریب صلبیت (معادل ثابت فنر) بالشتک پیش بینی شده در زیر سندان

b = ضخامت بالشتک

E = مدول یانگ مصالح بالشتک

A_2 = سطح بالشتک



شکل (۹-۱۶) نحوه معادل سازی یک پی ضربه ای بوسیله دو جرم و فنر

Z_1 = تغییر مکان پی از حالت تعادل

Z_2 = تغییر مکان سندان از حالت تعادل

ω_{na} = فرکانس طبیعی دورانی پی سندان واقع در روی بالشتک:

$$\omega_{na} = \sqrt{\frac{K_2}{m_2}} \quad (9-82)$$

ω_{np} = فرکانس طبیعی محدود پی و سندان واقع بر روی خاک:

$$\omega_{np} = \sqrt{\frac{K_1}{m_1 + m_2}} \quad (9-83)$$

و بالاخره $\mu = \frac{m_2}{m_1}$ باشد. معادله حرکت ارتعاش آزاد سیستم بقرار زیر خواهد بود:

$$m_1 \ddot{Z}_1 + K_1 Z_1 + K_2 (Z_1 - Z_2) = 0 \quad \text{الف (9-84)}$$

$$m_2 \ddot{Z}_2 + K_2 (Z_2 - Z_1) = 0 \quad \text{ب (9-84)}$$

معادله فرکانس با استفاده از جوابهای خصوصی معادله حرکت قابل تعیین خواهد بود. اگر:

$$Z_1 = A \sin \omega_{nt}, \quad Z_2 = B \sin \omega_{nt} \quad (9-85)$$

جوابهای دو معادله دیفرانسیل فوق باشند از جایگزینی آنها در معادلات حرکت چنین خواهیم داشت:

$$\frac{B}{A} = \frac{K_2 + K_1 - m_1 \omega_n^2}{K_2} \quad \text{الف (9-86)}$$

$$\frac{B}{A} = \frac{K_2}{K_2 - m_2 \omega_n^2} \quad \text{ب (۹-۸۶)}$$

از تساوی طرفین دو رابطه اخیر چنین حاصل خواهد شد:

$$K_2^2 = (K_1 + K_2)K_2 - m_1 \omega_n^2 K_2 - (K_1 + K_2)m_2 \omega_n^2 + m_1 m_2 \omega_n^4$$

$$\text{و یا: } \omega_n^4 - \left(\frac{K_2(m_1 + m_2)}{m_1 m_2} + \frac{K_1}{m_1} \right) \omega_n^2 + \frac{K_1 K_2}{m_1 m_2} = 0$$

$$\text{و یا: } \omega_n^4 - (1 + \mu)(\omega_{na}^2 + \omega_{nl}^2) \omega_n^2 + (1 + \mu) \omega_{nl}^2 \omega_{na}^2 = 0$$

$$\text{و یا اینکه: } \omega_n^4 - (1 + \mu)(\omega_{na}^2 + \omega_{nl}^2) \omega_n^2 + (1 + \mu) \omega_{nl}^2 \omega_{na}^2 = 0$$

جوابهای معادله درجه دوم فوق چنین خواهد بود:

(۹-۸۷)

$$\omega_{n1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[(1 + \mu)(\omega_{na}^2 + \omega_{nl}^2) \right] \pm \sqrt{\left[(1 + \mu)(\omega_{na}^2 + \omega_{nl}^2) \right]^2 - 4(1 + \mu)(\omega_{nl}^2 \omega_{na}^2)}$$

که در واقع دو فرکانس طبیعی پی چکش مربوطه از رابطه فوق بدست خواهد آمد. محاسبه

دامنه های حرکت سندان و چکش هم بطریق زیر امکان پذیر خواهد بود:

$$\text{برای } \omega_n = \omega_{n1} \quad a_1 = \left(\frac{B}{A} \right) = \frac{K_2}{K_2 - m_2 \omega_{n1}^2} = \frac{\omega_{na}^2}{\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2}$$

$$\text{برای } \omega_n = \omega_{n2} \quad a_2 = \left(\frac{B}{A} \right) = \frac{\omega_{na}^2}{\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2}$$

جواب عمومی معادلات دیفرانسیل (حرکت ارتعاش آزاد) به قرار زیر می باشد:

$$Z_1 = A_1 \sin \omega_{n1} t + A_2 \cos \omega_{n1} t + B_1 \sin \omega_{n2} t + B_2 \cos \omega_{n2} t \quad \text{الف (۹-۸۸)}$$

$$Z_2 = a_1 A_1 \sin \omega_{n1} t + a_1 A_2 \cos \omega_{n1} t + a_2 B_1 \sin \omega_{n2} t + a_2 B_2 \cos \omega_{n2} t \quad \text{ب (۹-۸۸)}$$

A_1, A_2, B_1, B_2 ثابتهای اختیاری بوده که بستگی به شرایط اولیه حرکت (که برای پی های

چکشها بعداً تعریف خواهد شد) داشته و a_1 و a_2 هم ضرایبی هستند که حرکت سندان و پی را به

یکدیگر مربوط می سازند.

اگر فرض نمائیم:

$$A_1 = (\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) C^{(1)} \quad A_2 = (\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) C^{(2)}$$

$$B_1 = (\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) C^{(3)} \quad B_2 = (\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) C^{(4)}$$

$$a_2 B_1 = \omega_{na}^2 C^{(3)}$$

$$a_1 A_1 = \omega_{na}^2 C^{(1)}$$

$$a_1 A_2 = \omega_{na}^2 C^{(2)} \quad a_2 B_2 = \omega_{na}^2 C^{(4)}$$

$$Z_1 = (\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) c^{(1)} \sin \omega_{n1} t + (\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) c^{(2)} \cos \omega_{n1} t + (\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) c^{(3)} \sin \omega_{n2} t + (\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) c^{(4)} \cos \omega_{n2} t \quad (9-89)$$

$$Z_2 = \omega_{na}^2 c^{(1)} \sin \omega_{n1} t + \omega_{na}^2 c^{(2)} \cos \omega_{n1} t + \omega_{na}^2 c^{(3)} \sin \omega_{n2} t + \omega_{na}^2 c^{(4)} \cos \omega_{n2} t \quad (9-90)$$

شرایط اولیه حرکت بدین قرار است:

$$\text{در } t=0 \quad Z_1 = Z_2 = 0 \quad \dot{Z}_1 = 0 \quad , \quad \dot{Z}_2 = V_a$$

اگر شرایط فوق را در معادلات اخیر قرار دهیم:

$$0 = (\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) C^{(2)} + (\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) C^{(4)} \quad \text{الف (9-91)}$$

$$0 = C^{(2)} \omega_{na}^2 + C^{(4)} \omega_{na}^2 \quad \text{ب (9-91)}$$

$$0 = C^{(1)} \omega_{n1} (\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) + C^{(3)} \omega_{n2} (\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) \quad \text{ج (9-91)}$$

$$V_a = C^{(1)} \omega_{n1} \omega_{na}^2 + C^{(3)} \omega_{n2} \omega_{na}^2 \quad \text{د (9-91)}$$

از معادله (9-91-ب) چنین خواهیم داشت:

$$C^{(2)} = -C^{(4)}$$

با جایگزین نمودن $C^{(4)}$ بجای $C^{(2)}$ در معادله (9-91-الف) خواهیم داشت:

$$C^{(4)} (-\omega_{na}^2 + \omega_{n1}^2 + \omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) = 0$$

$$\text{و یا } C^{(4)} (\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2) = 0$$

از آنجایی که $\omega_{n1}^2 \neq 0$ ، $\omega_{n2} \neq 0$ و $\omega_{n1} \neq \omega_{n2}$ می باشد نتیجه خواهد شد که:

$$C^{(4)} \neq 0 \quad (9-92)$$

از حل مابقی معادلات مقادیر $C^{(1)}$ و $C^{(3)}$ نیز بصورت زیر بدست خواهند آمد:

$$C^{(1)} = \frac{V_a}{\omega_{n1}\omega_{na}^2} \frac{\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2}{\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2} \quad C^{(3)} = \frac{\omega_{n1}^2 - \omega_{na}^2}{\omega_{n2}\omega_{na}^2(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2)} V_a$$

از جایگزین نمودن مقادیر $C^{(1)}$ ، $C^{(2)}$ ، $C^{(3)}$ و $C^{(4)}$ در معادلات مربوطه روابط نهایی جهت Z_1 و

Z_2 بصورت زیر بدست خواهند آمد:

$$Z_1 = \frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2)(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2)}{\omega_{na}^2(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2)} \cdot \left(\frac{\sin \omega_{n1}t}{\omega_{n1}} - \frac{\sin \omega_{n2}t}{\omega_{n2}} \right) V_a \quad \text{الف (9-93)}$$

$$Z_2 = \frac{V_a}{\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2} \left[\frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2)}{\omega_{n1}} \sin \omega_{n1}t - \frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) \sin \omega_{n2}t}{\omega_{n2}} \right] \quad \text{ب (9-93)}$$

مقدار تنش ماکزیمم تولید شده در بالشتک هم از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد:

$$\sigma_2 = K_2 \frac{Z_1 + Z_2}{A_2} \quad (9-94)$$

مشاهدات محلی در رابطه با دامنه های حرکات سندان و پی مبین این امر می باشد که ارتعاشات تنها در فرکانس پائین تر بوقوع می پیوندد. بنابراین برای کلیه موارد عملی می توان فرض نمود که دامنه حرکت برای $\sin \omega_{n1}t$ (که $\omega_{n1} > \omega_{n2}$) معادل صفر می باشد. در این صورت رابطه تقریبی برای جابجایی ماکزیمم سندان و پی چنین خواهد شد:

$$Z_1 = \frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2)(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2)}{\omega_{na}^2(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2)\omega_{n2}} V_a \quad (9-95)$$

$$Z_2 = \frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) V_a}{(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2)\omega_{n2}} \quad (9-96)$$

(مقدار ماکزیمم Z_1 و Z_2 هنگامی بوقوع می پیوندد که $\sin \omega_{n2}t$ معادل یک باشد).

تعیین سرعت V_a

با در نظر گرفتن ضربه چکش و سندان سرعت اولیه سندان محاسبه خواهد شد. اگر:

$$h = \text{ارتفاع سقوط چکش به متر}$$

$$g = \text{شتاب ثقل}$$

$$V_{Ti} = \text{سرعت اولیه چکش (m/s)}$$

$$\eta = \text{راندمان سقوط چکش باشد خواهیم داشت:}$$

$$V_{Ti} = \sqrt{2gh} \cdot \eta$$

(۹۷-الف)

اگر چکش بوسیله يك سیستم هوای فشرده با فشار P (Kg/Cm^2) و سطح مقطع سیلندر A_c (m^2)

عمل نموده و وزن آن W_o باشد در این صورت:

$$V_{Ti} = \sqrt{\frac{2g(W_o + PA_c)h}{W_o}} \cdot \eta$$

(۹۷-ب)

بر اساس مشاهدات تجربی و اندازه گیریهای واقعی از یک چکش دو طرفه که با هوای فشرده عمل نموده است مقدار راندمان η بین ۴۵ تا ۸۰ درصد بدست آمده است بنابراین مقدار میانگین آن ۰٫۶۵ می باشد.

ارتفاع سقوط چکش و فشار هوا یا بخار مورد استفاده در سیستم در محدوده نسبتاً کوچکی تغییر می نماید. بنابراین سرعت طرح در حالات مختلف تغییرات زیادی نخواهد داشت. برای چکشهای دو طرفه این سرعت مقداری بین ۶ تا ۶٫۵ متر بر ثانیه می باشد. اصلی که در ضربه بین چکش و سندان می تواند مبنی قرار گیرد این است که ممتنم قطعات برخوردکننده قبل و بعد از ضربه ثابت می باشد. ممتنم چکش و سندان قبل از ضربه چنین است:

$$(W_o/g) \cdot V_{Ti}$$

از آنجایی که قبل از ضربه سندان ثابت بوده و حرکتی نخواهد داشت ممتنم چکش و سندان بعد

از ضربه چنین است:

$$\frac{W_o}{g} V_{Ta} + \frac{W_2}{g} V_a$$

که در این رابطه:

$$W_2 = \text{وزن سندان و قاب اگر قاب روی سندان نصب شده باشد}$$

$$V_a = \text{سرعت سندان بعد از ضربه}$$

$$V_{Ta} = \text{سرعت چکش بعد از ضربه}$$

با توجه به اصل ثابت ماندن ممتم قبل از ضربه می توان چنین نوشت:

$$\frac{W_0}{g} V_{Ti} = \frac{W_0}{g} V_{Ta} + \frac{W_2}{g} V_a$$

$$W_0 V_{Ti} = W_0 V_{Ta} + W_2 V_a \quad \text{یا اینکه} \quad (9-98)$$

در رابطه فوق دو مجهول (V_{Ta} و V_a) وجود دارد که نمی توان با يك معادله آنها را بدست آورد.

برای بدست آوردن آنها نیاز به رابطه دیگری بین سرعتها می باشد. بدین منظور ضریب بازگشت

الاستیک که مطابق زیر تعریف می گردد مورد استفاده قرار می گیرد:

$$e = \frac{\text{سرعت اولیه بعد از ضربه}}{\text{سرعت اولیه قبل از ضربه}} \quad \text{الف} \quad (9-99)$$

$$e = \frac{V_a - V_{Ta}}{V_{Ti}} \quad \text{ضریب بازگشت الاستیک} \quad \text{ب} \quad (9-99)$$

اگر بجای V_{Ta} مقدارش را از رابطه فوق بدست آورده و در رابطه (9-98) قرار دهیم آنگاه مقدار

V_a چنانین خواهد شد:

$$V_a = V_{Ti} \frac{(1+e)}{1 + \frac{W_2}{W_0}} \quad (9-100)$$

ضریب بازگشت الاستیک مابین دو مصالح فقط وابسته به مصالح و خواص آنها می باشد. از

آنجایی که سرعت V_a تابعی از e بوده و دامنه های حرکت پی (Z_1 و Z_2) مستقیماً تابعی از V_a

می باشند اثر e بر Z_1 و Z_2 آشکار می شود. برای اجسام واقعی $0 < e < 1$ می باشد. برای چکشهای

پرچ کن، e تابعی از درجه حرارت قطعه پرچ شده، خواص الاستیک مصالح چکش، کلامک و سندان

می باشد. در عمل ملاحظه گردیده است هنگامی که درجه حرارت قطعه پرچ شده بالا باشد مقدار e کوچک می باشد (در حالت خاص $e=0.1$) در اثر ضربات بعدی همچنان که درجه حرارت قطعه تقلیل پیدا می کند جسم پرچ شده سخت تر شده و مقدار e معادل تقریباً 0.5 افزایش می یابد. برای پرچهای سرد مقدار e از 0.5 تجاوز نمی نماید. از آنجایی که مقدار بزرگتر e منجر به مقدار بیشتر دامنه حرکات می شود، در طراحی پی این قبیل ماشین ها (چکشها) مقدار e را بایستی معادل 0.5 در نظر گرفت.

۱۸-۹ استانداردهای هند برای طرح و اجرای پی ماشین آلات ضربه ای

مؤسسه استاندارد هندوستان جهت پروژه های مهندسی در موارد فوق دستورالعمل هایی تهیه نموده است. این استاندارد نخست در سال (۱۹۶۶) هنگامی که طراحی پی ماشین آلات در مراحل بسیار اولیه خود در هند بود ارائه گردید. سپس در سالهای متمادی مورد تجدید نظر و اصلاح قرار گرفته است. فرم نهایی آن بعد از اصلاح از طرف مؤسسه استاندارد هند بزرگتری منتشر خواهد شد. تا زمان ارائه استاندارد جدید، جهت طراحی، دستورالعمل های قبلی استفاده می شود. نکات مهم این استانداردها ذیلأ تشریح می گردد.

اطلاعات ضروری

کلیه اطلاعات مربوط به اندازه و وزن قسمتهای مختلف چکش، خواص ارتجاعی مصالح مورد استفاده در فصل مشترک پی و سندان، سرعت ضربات وارده و بالاخره ارتفاع سقوط ماکزیمم چکش بایستی در دست باشد.

برای چکشهای سنگین تر بهتر است بررسی خصوصیات خاک تا عمق ۱۲ متری ادامه یابد یا اینکه به لایه ای سخت و مقاوم برسیم. اگر لازمست که شمع بکار رود تحقیقات خواص خاک تا عمق مناسب بایستی انجام گیرد.

ملاحظات عمومی

یک پی چکش بایستی واجد شرایط زیر باشد:

۱- تنش ایجاد شده در قاعده پی در لحظه ورود ضربه بایستی حدود 8 تنش استاتیکی مجاز باشد

۲- طرح سیستم کامل پی بایستی بگونه ای باشد که مراکز ثقل سندان، بلوک پی و بالشتک ارتجاعی در امتداد محور قائم سقوط چکش قرارگیرد.

۳- طراحی بایستی بگونه ای باشد که فرکانس طبیعی سیستم پی مضرب کاملی از فرکانس ماکزیمم ماشین مربوطه نباشد.

فرکانس طبیعی پی چنانچه ۲/۵ برابر فرکانس ضربات باشد رضایت بخش خواهد بود. اگر قرار است فرکانس طبیعی سیستم کمتر از فرکانس ضربات باشد حداقل بایستی ۲۰ درصد کمتر باشد.

دامنه مجاز حرکات

الف- برای بلوک پی: دامنه ماکزیمم ارتعاش قائم برای بلوک پی از ۱۲ میلی متر نبایستی تجاوز نماید. در حالتی که پی روی ماسه زیر سفره آب قرار گرفته باشد دامنه ماکزیمم مجاز ۰/۸ میلی متر خواهد بود.

ب- برای سندان: دامنه های مجاز در این حالت که به وزن چکش بستگی دارد بقرار زیر می باشد:

وزن چکش

بیشتر از ۳ تن	۲ تن	تا ۱ تن	
۳-۴ میلی متر	۲ میلی متر	۱ میلی متر	ماکزیمم دامنه مجاز

در حالتی که نزدیک پی، ساختمان مهمی وجود داشته باشد بامنه حرکت پی بایستی طوری تنظیم شود که سرعت ارتعاشات تولید شده در ساختمان مجاور از ۰/۳ (Cm/Sec) تجاوز ننماید. چنین وضعیتی برای پی هایی که مستقیماً روی خاک قرار گرفته اند در صورت رعایت فواصل زیر از ساختمانهای مجاور بوجود خواهد آمد:

در صورت وجود چکشهایی با انرژی ضربه ای ۲ تن متر: ۲۵ متر

در صورت وجود چکشهایی با انرژی ضربه ای تا ۱۲ تن متر: ۵۰ متر
در صورت وجود چکشهایی با انرژی ضربه ای ۱۲ تا ۲۲ تن متر: ۸۰ متر

معیارهای انتخاب ابعاد

- الف- سطح مقطع: سطح قاعده پی يك بلوك پی در زیر چکشهای ضربه ای بایستی طوری باشد که در خلال عمل چکش از ظرفیت باربری مجاز زمین هرگز تجاوز نشود.
- ب- عمق: عمق بلوك پی بایستی طوری طرح شود که این بلوك در مقابل برش خاک و همچنین خمش پایدار باشد.
- نیروهای اینرسی تولید شده در محاسبات بایستی همچنین مورد نظر قرارگیرد. معیاد ضخامت حداقل زیربایستی برای بلوك پی رعایت شود:

وزن چکش (تن)	حداقل ضخامت (عمق) بلوك پی (متر)
۱ تا	۱٫۰
۱-۲	۱٫۲۵
۲-۴	۱٫۷۵
۴-۶	۲٫۲۵
بیشتر از ۶	۲٫۵۰

ج- وزن: وزن سندان نوعاً در حدود ۲۰ برابر وزن چکش می باشد وزن بلوك پی هم (W_{11}) معمولاً در حدود ۶۶ تا ۱۲۰ برابر وزن چکش انتخاب می گردد. هنگامی که از شمع استفاده خواهد شد وزن بلوك پی حداقل بایستی ۶۶ برابر وزن چکش باشد. برای پی های واقع شده روی رس سخت یا ماسه متراکم وزن بلوك بایستی بین ۷۵ تا ۹۰ برابر وزن چکش باشد. برای زمینهای رسی کمی

سخت تا نرم و ماسه ای نیمه متراکم تا شل وزن بلوک پی بایستی بین ۹۰ تا ۱۲۰ برابر وزن چکش طراحی شود.

توصیه های اجرایی

بلوک پی بایستی از بتن مسلح ساخته شود. بتن M ۱۵۰ جهت این امر مناسب می باشد. اندازه ماکزیم ذرات شن و ماسه مورد نیاز در ۱۵ سانتی متر بالای بلوک ۲۰ میلی متر و در بقیه قسمت های بلوک ۲۵ میلی متر خواهد بود.

لازمست که کل عملیات اجرای بلوک پی را يك مرتبه انجام داد. اگر پیش بینی درز انبساط و غیره ضروری باشد لازمست این درز بصورت افقی تعبیه شده و بطور دقیق و کامل اجرا شود. نکات زیر در این مورد توصیه می گردد.

میلگردها به قطر ۱۲ تا ۱۶ میلی متر و به فاصله مرکز به مرکز ۶۰ میلی متر بایستی حداقل تا عمق ۳۰ سانتی متری در طرفین درز در داخل بتن قرار داده شود. قبل از ریختن يك لایه جدید بتن، سطح بتن قبلی بایستی ناصاف و خشن گردیده، با فشار آب کاملاً تمیز و پاکیزه شده و سپس با يك لایه ۲ سانتی متری از ملات سیمان غنی ۱:۲ پوشیده شود. بتن لایه جدید بایستی حدود ۲ ساعت بعد از انجام ملات سیمان ریخته شده و این بتن بایستی در امتداد سه محور و همچنین بصورت قطری مسلح گردد تا از وقوع هرگونه ترك برشی جلوگیری شود. قسمت بالای بلوک پی بایستی از طرفین آن بیشتر مسلح گردد. آرماتورهای قسمت فوقانی می تواند بصورت شبکه های متعددی که از میله های به قطر ۱۶ میلی متر تشکیل یافته، در بافت مناسبی که امکان بتن ریزی به آسانی فراهم باشد، بکار رود. لایه آرماتور بایستی حداقل ۵ سانتی متر پوشش داشته باشد.

۱۹-۹ مراحل طرح پی ماشین آلات ضربه ای

با مطالعه مسائل مربوط به پی های ماشین آلات ضربه ای و همچنین کدهای توصیه شده مربوطه، اینك مراحل مختلف طرح این قبیل پی ها را می توان بصورت زیر خلاصه نمود.

۱- اطلاعات طرح: در این مرحله بایستی کنترل نمود که اطلاعات اشاره شده در قسمت قبل توسط سازنده ماشین آلات مربوطه در اختیار قرار داده شده باشد.

۲- انتخاب ثوابت خاک: برای طرح مقدماتی ثوابت خاک را می توان از مقادیر پیشنهاد شده در این

فصل یا فصل چهارم بدست آورد. برای طرح يك پی چکش توصیه می شود که خواص دینامیکی خاک را در سه تراز تغییر شکل نسبی مختلف تعیین و مقادیر مربوط به مقدار تغییر شکل پیش بینی شده واقعی پی از آن میان انتخاب گردد.

۳- انتخاب اطلاعات برای مقادیر مفروض: ابعاد آزمایشی بلوک پی و همچنین بعد و ضخامت بالشتک را انتخاب نموده و خواص ارتجاعی بالشتک چوبی را از مراجع مربوطه بدست آورید. رابطه $C'u = \lambda Cu$ را که در آن λ بین ۱ و ۲ تغییر می نماید و $e = 0.6$ می باشد بکار برید (قسمت II از استاندارد شماره ۲۹۷۴ هندوستان).

۴- وزن و سطح تماس پی و خاک: وزن خاک ریخته شده بر بالای پی به وزن بلوک پی باید اضافه شود.

۵- فرکانسهای طبیعی سیستم خاک- پی- چکش: بدین منظور ابتدا پارامترهای زیر را محاسبه نمائید:

$$\omega_{na} = \sqrt{\frac{K_2}{m_2}} \quad (9-82)$$

$$\omega_{nl} = \sqrt{\frac{K_1}{m_1 + m_2}} \quad (9-83)$$

که در آنجا:

$$K_2 = \frac{E}{b} \cdot A_2$$

E = مدول یانگ مصالح بالشتک

b = ضخامت بالشتک

A_2 = سطح بالشتک

$$K_1 = C'uA = 2CuA$$

اکنون فرکانسهای طبیعی سیستم مرکب فوق از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود:

(9-87)

$$\omega_{n1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[(1 + \mu)(\omega_{na}^2 + \omega_{nl}^2) \right] \pm \sqrt{\left[(1 + \mu)(\omega_{na}^2 + \omega_{nl}^2) \right]^2 - 4(1 + \mu)(\omega_{na}^2 \omega_{nl}^2)}$$

۶- سرعت سقوط چکش: سرعت V_{Ti} چکش قبل از ضربه را از رابطه زیر محاسبه نمایید:

$$V_{Ti} = \eta \sqrt{\frac{2g(W_0 + PAc)h}{W_0}} \quad (9-97) \text{ ب}$$

که در این رابطه:

W_0 = وزن چکش

P = فشار بخار آب یا هوا

Ac = سطح مقطع پیستون

h = ارتفاع سقوط چکش

η = راندمان ضربه که معمولاً ۶۵ درصد گرفته می‌شود.

سرعت راندمان بعد از ضربه هم از رابطه زیر قابل تعیین است:

$$V_a = \frac{1+e}{1+\frac{W_2}{W_0}} V_{Ti}$$

که در آن e ضریب بازگشت الاستیک را می‌توان معادل ۰٫۶ در نظر گرفت.

۷- دامنه های حرکت پی و سندان: دامنه های ماکزیم حرکت سندان و پی را از رابطه های زیر

محاسبه نمایند:

$$Z_1 = \frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2)(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2)}{\omega_{na}^2(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2)\omega_{n2}} V_a \quad (9-98)$$

$$Z_2 = \frac{\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2}{(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2) \times \omega_{n2}} V_a \quad (9-99)$$

لازم به تذکر است که ω_{n2} فرکانس طبیعی کوچکتری باشد.

۸- تنش دینامیکی تولید شده در بالشتک: تنش دینامیکی حاصله در بالشتک را از رابطه زیر محاسبه

نمایند:

$$\sigma_2 = \frac{K_2(Z_1 - Z_2)}{A_2} \quad (9-100)$$

مقادیر فرکانسهای طبیعی محاسبه شده بایستی معیارهای مربوط به فرکانس عمل را که قبلاً ذکر شد در برگیرد. همچنین دامنه حرکات بدست آمده بایستی از مقادیر مجاز کوچکتر باشند و تنش دینامیکی تولید شده در بالشتک بایستی از تنش مجاز مصالح بالشتک تجاوز ننماید.

۲-۹ مسائل حل شده

مسئله (۱-۹-الف) در محل مورد نصب يك كمپرسور قائم ۲ سیلندر، آزمایشات زیر براساس استاندارد شماره ۵۲۴۹ هندوستان بعمل آمده است:

(I) آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکلی به توسط صفحه مربع شکلی به ابعاد ۶۰ سانتی متر. (گودال حفر شده به ابعاد ۷۵ x ۳ x ۳ متر بوده است) نتایج این آزمایش در شکل (۱۷-۹) ترسیم گردیده است.

(II) آزمایش بلوك تشدید قائم. منحنی های تشدید در اشکال (۱۸-۹) و (۱۹-۹) رسم شده اند.
(III) آزمایش انتشار امواج سطحی. سرعت انتشار امواج برشی در این آزمایشات معادل ۳۱۴ (m/s) بدست آمده و خاک محل مورد نظر از گروه SM و SC می باشد شکل (۲۰-۹).

مطلوبست تعیین منحنی تغییرات C_u بر حسب تغییر شکل نسبی در فشار محدود کننده $1 \text{ (Kg/Cm}^2\text{)}$ و همچنین انتخاب مقدار مناسبی جهت طرح كمپرسور مورد نظر.

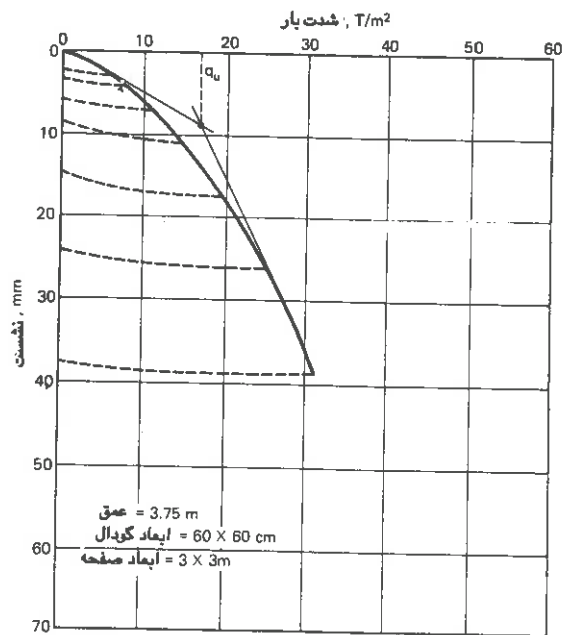
(ب) كمپرسور قائم دو سیلندر فوق وزنش ۱۰ تن بوده و بوسیله يك موتور الکتریکی به وزن ۲ تن بکار می افتد. سرعت عمل این كمپرسور ۶۰۰ دور بر دقیقه می باشد. نیروهای محرك تولید شده توسط قسمت های محرك بقرار زیر است:

$$P_z = 3 \sin (2\pi \times 10) T \text{ تن}$$

دو سیلندر كمپرسور با ۹۰ درجه خارج از فاز کاری کنند و فاصله بین آنها ۱٫۲ متر می باشد. مطلوبست طرح پی برای این كمپرسور در صورتی که بموجب کاتالوگ کارخانه سازنده دامنه حرکات ۲۵۰ متر می باشد.

الف- حل قسمت اول مسئله:

(I) استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه ای سیکلی: قسمت ارتجاعی نشست در هر تنش محاسبه شده و در جدول زیر آورده شده است:



شکل (۹-۱۷) نتایج آزمایش صفحه بارگذاری سیکلی

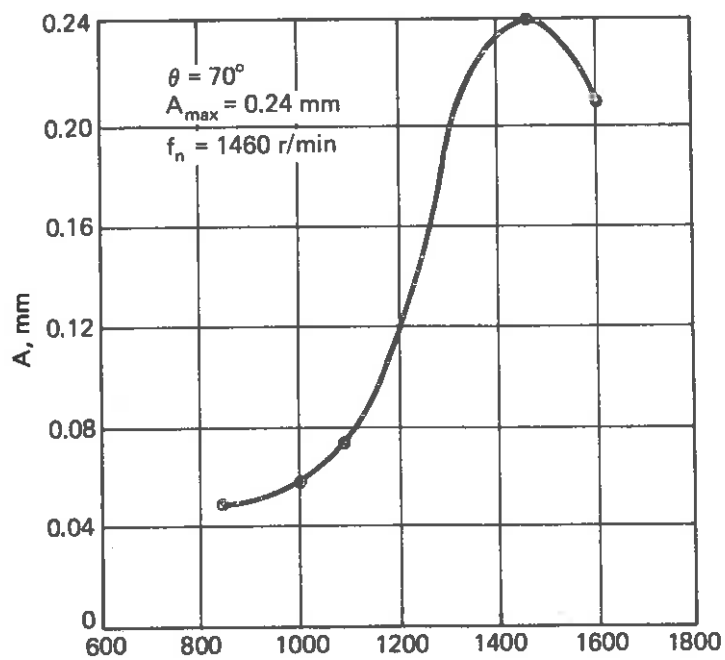
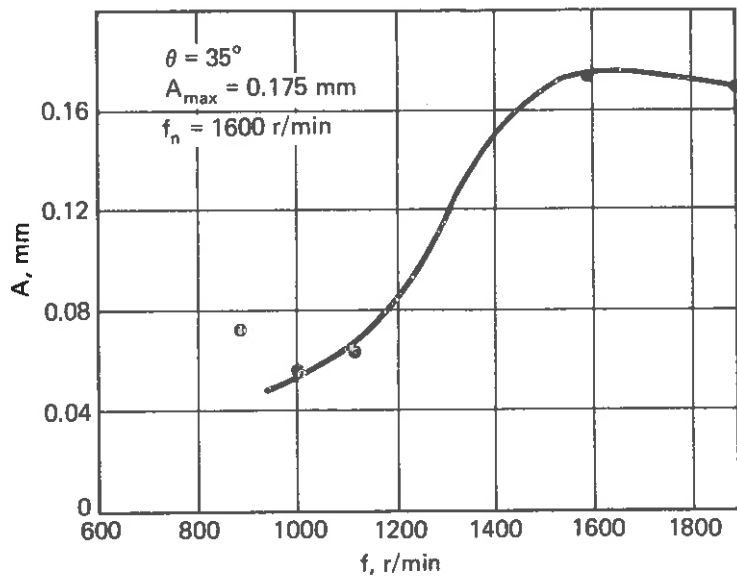
شماره ردیف	باربر واحد سطح $P(t/m^2)$	نشست Se (mm)
۱	۵	۰.۷۰
۲	۸	۰.۸۰
۳	۱۲	۱.۳۰
۴	۱۵.۵	۲.۲۵
۵	۱۹.۵	۲.۴۰

منحنی تغییرات نشست (Se) برحسب فشار (P) در شکل (۹-۲۱) رسم گردیده است:

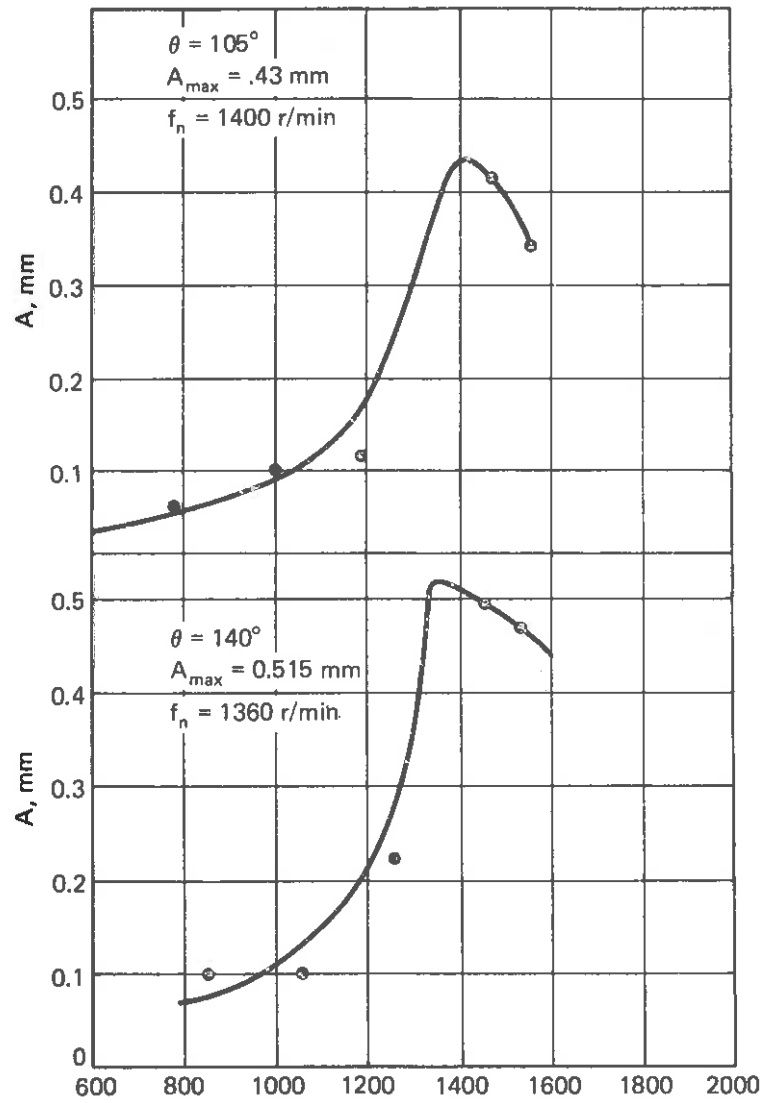
از روی این منحنی ضریب فشار الاستیک یکنواخت چنین بدست می آید:

$$C_u = 7.6 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_u = \frac{P}{s_e} = \frac{P}{\text{نسبت الاستیک}}$$



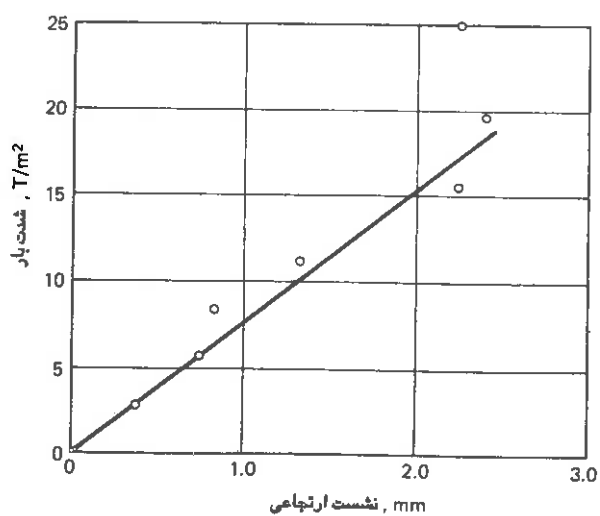
شکل (۱۸-۹) نتایج آزمایش بلوک تشدید (ارتعاش قائم): $\theta = 35^\circ, 70^\circ$



شکل (۹-۱۹) نتایج آزمایش بلوک تشدید (ارتعاش قائم): $\theta = 105^\circ, 140^\circ$

عمق		طبقه بندی خاک	مقدار N	درصد رطوبت %	حدود آتزیج	
m	ft				LL	PL
1.5	5	SM-SC	10 20 30 40	10.5	24.5	17.3
3.0	10	WT		24.7	24.2	18.1
4.5	15	SM		24.5		
6.0	20	SC		33.5	40.0	23.0
7.5	25	SM-SC		24.5	26.5	19.2
9.0	30			22.7	27.7	20.5
10.5	35			28.2	29.8	20.0
			○ مشاهده شده ● اصلاح شده			
3.75	12.5	SM	نمونه گویال آزمایش بلوک		21.2	
3.75	12.5	SM	نمونه گویال آزمایش صفحه ای		21.2	

شکل (۹-۲۰) خصوصیات و پروفیل خاک در محل



شکل (۹-۲۱) تغییرات شدت بار بر حسب نشست ارتجاعی

مقدار سطح تماس صفحه بارگذاری هم چنین است:

$$A=0.6 \times 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

مقدار ضریب فشار الاستیک یکنواخت اصلاح شده برای سطح $A=10 \text{ (m}^2\text{)}$ بقرار زیر خواهد بود:

$$C_u = 7.6 \sqrt{\frac{0.36}{10}} = 1.44 \text{ Kg/cm}^3$$

مقدار فشار قائم موجود در عمق $Z=0.3$ متر و تحت فشار $P=15 \text{ (t/m}^2\text{)}$ با استفاده از روابط

توزیع تنش قائم در خاک در زیر یک پی مستطیلی شکل بقرار زیر می باشد:

$$\sigma_v = \gamma z + 4IP$$

برای $Z=0.3$ متر و $n_z=m_z=0.3$ متر پارامترهای $m=n=1$ گردیده و ضریب توزیع فشار (I) از روی

شکل (۲۲-۹) چنین بدست خواهد آمد:

$$I = 0.177$$

با در دست داشتن وزن مخصوص خاک $\gamma = 1.8 \text{ (t/m}^3\text{)}$ مقدار σ_v چنین خواهد شد:

$$\sigma_v = (1.8 \times 0.3) + (4 \times 0.177 \times 15) = 11.16 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

اگر ضریب فشار الاستیک یکنواخت را برای فشار قائم ۱۰ تن بر مترمربع هم اصلاح نماییم

خواهیم داشت:

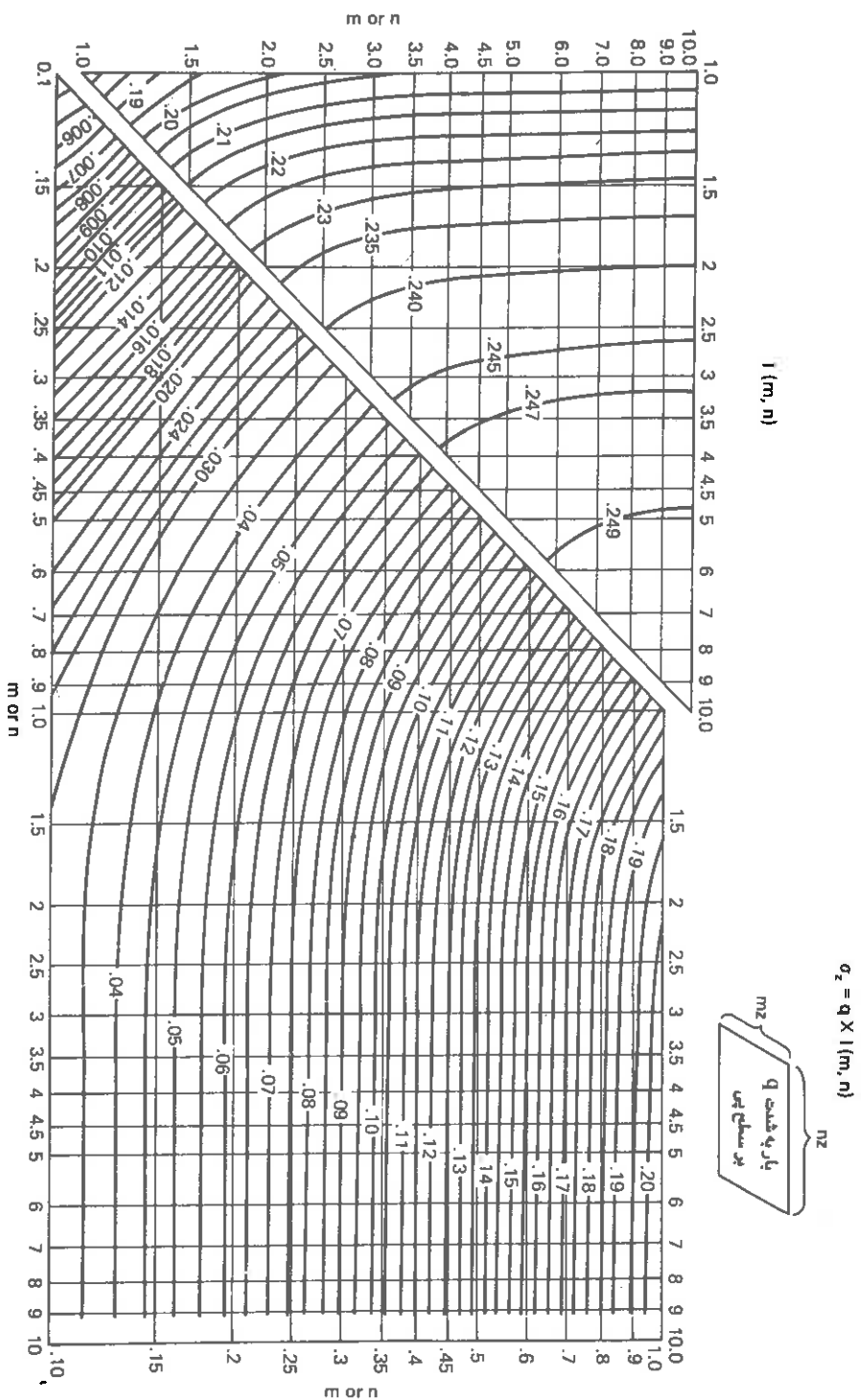
$$C_u = 1.44 \sqrt{\frac{10}{11.16}} = 1.36 \text{ Kg/Cm}^2$$

مقدار تغییر شکل نسبی قائم تحت صفحه بارگذاری نیز چنین خواهد بود:

$$E_v = \frac{2}{600} = 3.3 \times 10^{-3}$$

(II) استفاده از نتایج آزمایش بلوک تشدید:

$$Z=0.375 \text{ m}$$



شکل (۹-۲۱) منحنی های مشخص کننده توزیع فشار در عمق مورب مثلث در گوشه های یک بی مربع - مستطیل

$$mz=0.375m \Rightarrow m=1$$

$$nz=0.75 m \Rightarrow n=2$$

مقدار ضریب توزیع فشار از روی شکل (۹-۲۲) چنین بدست می آید:

$$I=0.199$$

بنابراین فشار قائم بقرار زیر است:

$$\sigma_v = (1.8 \times 0.375) + (4 \times 0.199 \times 1.68) = 2 \left(t / m^2 \right)$$

محاسبات در جدول زیر آورده شده است:

$\varepsilon_v \times 10^{-4}$	A_z	رئیف خرد از مرکزی f_n (r/min)				
		$A=10m^2$ برای Cu''	Cu'	Cu (kg/cm ²)	$A=1.125m^2$	$A=10m^2$
	(mm)	$\sigma_v = 10 \frac{T}{m^2}$				
2.33	0.175	3.60	1.61	4.80	1600	35°
3.20	0.240	2.97	1.33	3.98	1460	70°
5.73	0.430	2.75	1.23	3.66	1400	105°
8.86	0.515	2.59	1.16	3.47	1360	140°

مقادیر ضرایب فشار یکنواخت الاستیک و تغییر شکل نسبی قائم در جدول فوق در واقع از روابط

زیر محاسبه شده اند:

$$Cu' = Cu \sqrt{\frac{1.125}{10}} \quad Cu'' = Cu' \sqrt{\frac{10}{\sigma_v}} \quad \varepsilon_v = \frac{A_z}{750}$$

(III) سرعت انتشار امواج معادل $V_s = 314$ متر بر ثانیه گزارش شده است:

با توجه به رابطه $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ خواهیم داشت:

$$G = \rho V_s^2$$

با توجه به اینکه $\gamma = 1.8 \text{ (t/m}^3\text{)}$ می باشد خواهیم داشت:

$$G = \frac{1.8}{9.81} \times (314)^2 = 18091 \text{ t/m}^2$$

می دانیم که عمق مؤثر نفوذ امواج R بصورت تجربی معادل نصف طول موج آن تعیین گردیده است. اگر λ_R طول موج سطحی را ۱۲ متر در نظر بگیریم مقدار فشار محدودکننده در عمقی معادل $\frac{1}{4}$ طول موج فوق چنین خواهد بود:

$$1.8 \times 3 = 5.4 \text{ t/m}^2$$

اگر ضریب پواسون خاک را $\nu = 0.3$ فرض نماییم در این صورت مدول الاستیک آن چنین خواهد بود:

$$E = 2G(1 + \nu) = 2 \times 18091 \times 1.3 = 47036 \text{ t/m}^2$$

مقدار ضریب فشار یکنواخت الاستیک از روابط مربوطه بقرار زیر می باشد:

$$C_u = \frac{1.13E}{(1 - \nu^2)\sqrt{A}} = \frac{1.13 \times 47036}{(1 - 0.09)\sqrt{10}} = 18470 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 18470 \times \sqrt{\frac{10}{5.4}} = 25134 \text{ t/m}^3 \quad \text{و} \quad \epsilon_v = 10^{-6}$$

اکنون تمام مقادیر C_u برحسب ترازهای مختلف تغییر شکل نسبی قائم را در جدول زیر می آوریم:

مقادیر ارائه شده در جدول فوق در منحنی شکل (۹-۲۲) رسم گردیده است.

اکنون می خواهیم مقادیر فوق را برای شرایط مسئله مورد نظر بدست آوریم. اگر فشار مجاز خاک را $6 \text{ (t/m}^2\text{)}$ فرض نماییم همچنین اگر در وضعیتی سطح آب را در سطح زمین و وزن مخصوص شنایر را $1 \text{ (t/m}^3\text{)}$ یا $1 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ در نظر بگیریم. با انتخاب سطح مقطع پی بصورت مستطیلی به ابعاد 4×6.6 متر فشار σ_v بقرار زیر محاسبه خواهد شد:

نوع آزمایش	ε_v	$C_u (\text{Kg/cm}^3)$
آزمایش بارگذاری صفحه ای	3.33×10^{-3}	۱۳۶
ارتعاش قائم	2.32×10^{-4}	۳۶۰
ارتعاش قائم	3.20×10^{-4}	۲۹۷
ارتعاش قائم	5.72×10^{-4}	۲۲۵
ارتعاش قائم	6.86×10^{-4}	۲۵۹
با استفاده از سرعت انتشار موج	10^{-6}	۲۵۱۳

$$Z=2m$$

$$m_c=2m$$

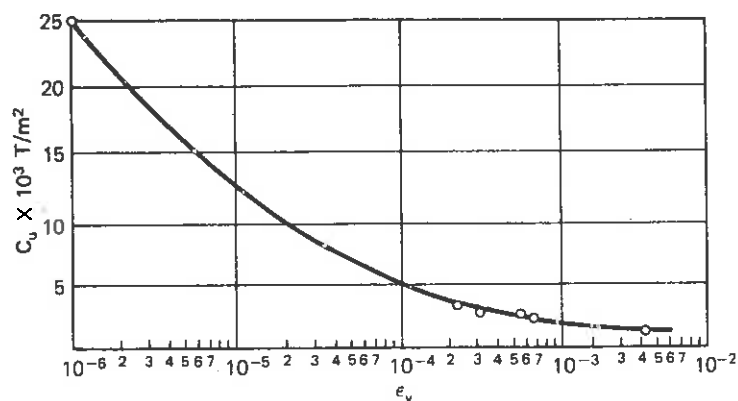
$$m=1$$

$$nz=3.3 \text{ m}$$

$$n=1.65$$

بنابراین:

$$I = 0.196$$



شکل (۹-۲۳) تغییرات C_u بر حسب تغییر شکل نسبی قائم (ε_v)

حال مقدار فشار σ_v چنین خواهد بود:

$$\sigma_v = (1 \times 2) + (4 \times 0.196 \times 6) = 6.7 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

مقدار تغییر شکل نسبی هم چنین خواهد بود:

$$\varepsilon_v = \frac{\text{دامنه حرکت}}{\text{بعد پی در آن جهت}} = \frac{0.25}{4 \times 1000} = 6.25 \times 10^{-5}$$

با در دست داشتن ε_v مقدار C_u از منحنی فوق معادل ۵٫۸ بدست خواهد آمد. مقدار ضریب فشار الاستیک یکنواخت، اصلاح شده برای σ_v بقرار زیر خواهد بود:

$$C_u = 5.8 \times \sqrt{\frac{6.7}{10}} = 4 \times 10^3 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

ب- حل قسمت دوم

طرح پی کمپرسور- در این قسمت همچنان که قبلاً ذکر شد مراحل مختلف بایستی انجام گیرد:

قدم ۱- اطلاعات طرح

همچنانکه در شکل (۲۴-۹) مشخص شده است اطلاعات مربوطه چنین است:

وزن کمپرسور = ۱۰ تن (استاتیکی)

وزن موتور = ۲٫۵ تن (استاتیکی)

دامنه پاردینامیکی ۲ سیلندر کمپرسور = ۳ تن هرکدام

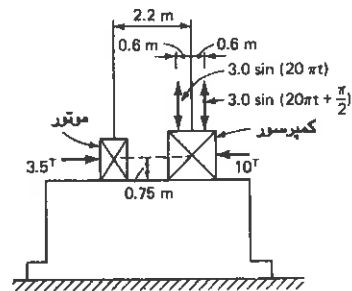
فرکانس = 20π رادیان بر ثانیه

اختلاف فاز بین ۲ سیلندر = $\frac{\pi}{2}$

فاصله مرکز به مرکز ۲ سیلندر = ۱٫۲ متر

فاصله مرکز به مرکز موتور و کمپرسور = ۲٫۲ متر

ارتفاع نیروهای محرك موتور و کمپرسور از بالای پی = ۷٫۵ متر



شکل (۹-۲۴) بیاگرام بارگذاری

قدم ۲- انتخاب ثوابت خاک

مقادیر زیر از ثوابت خاک جهت طرح مورد استفاده قرار خواهد گرفت:

$$C_u = \gamma_x \times 1.0^3 \quad t/m^3$$

$$C_r = \gamma_x \times 1.0^3 \quad t/m^3$$

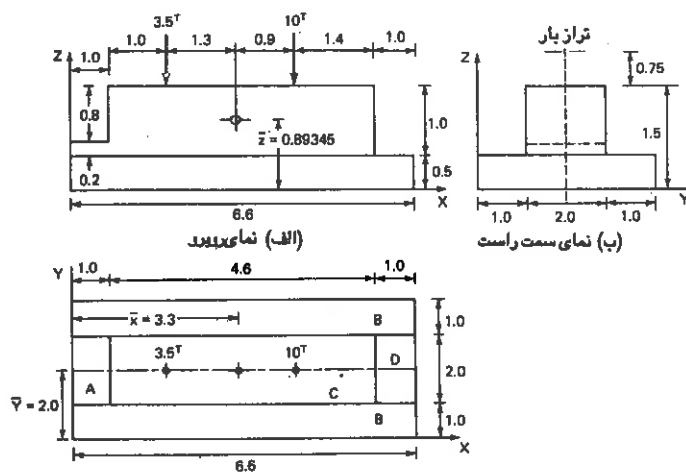
$$C_\phi = \lambda \times 1.0^3 \quad t/m^3$$

وفشارمجاز خاک:

$$q = \lambda \quad t/m^2$$

قدم ۳- شکل و ابعاد پی

شکل و ابعاد پی در شکل (۹-۲۵) نشان داده شده است:



(ج) پلان

شکل (۹-۲۵) بیاگرام طراحی

قدم ۴- تعیین مراکز سطح تماس پی و فشار استاتیکی خاک

مرکز ثقل (C.G.) پی که در شکل فوق مشخص شده است براساس جزئیات محاسباتی جدول

(۹-۳) محاسبه شده است. مختصات این نقطه بقرار زیر است:

$$\bar{x} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = \frac{23.128}{6.954} = 3.3258 \text{ m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{3.3258 - 3.3}{3.3} \times 100 = 0.78\%$$

که مقدار آن کوچک و قابل اغماض است

$$\bar{y} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = \frac{13.908}{6.954} = 2.0 \text{ m}$$

$$\bar{z} = \frac{\sum m_i z_i}{\sum m_i} = \frac{6.2131}{6.954} = 0.89345 \text{ m}$$

انگیزهای استاتیکی جرم عناصر $T.S^2$			جرم عناصر مختصات CG عناصر (m)			وزن عناصر	ابعاد عناصر (m)			سیستم	
$m_i x_i$	$m_i y_i$	$m_i z_i$	X_i	Y_i	Z_i	$T.S^2/m$	(T)	a_z	a_y	a_x	
دال پی:											
۰/۱۷۱۲	۰/۶۸۵۰	۰/۱۱۹۹	۰/۵	۲/۰	۰/۲۵	۰/۳۲۲۵	۲/۲۶	۱/۰	۲/۰	۰/۷	قسمت A
۵/۲۲۲۴	۲/۲۲۹۴	۰/۲۰۲۷	۲/۲	۲/۰	۰/۲۵	۱/۶۱۳۷	۱۵/۸۴	۶/۶	۲x۱	۰/۵	قسمت B
۱۱/۱۴۱۲	۶/۷۵۲۳	۲/۵۲۲۱	۲/۲	۲/۰	۰/۷۵	۲/۳۷۶۲	۲۲/۱۲	۴/۶	۲/۰	۱/۵	قسمت C
۱/۲۹۲۴	۰/۲۸۹۳	۰/۰۶۱۲	۶/۱	۲/۰	۰/۲۵	۰/۲۴۴۷	۲/۲	۱/۰	۲/۰	۰/۵	قسمت D
۴/۲۸۱۴	۲/۰۳۸۷	۲/۲۹۳۸	۴/۲	۲/۰	۲/۲۵	۱/۰۱۹۲	۱۰	-	-	-	کمپرسور
۰/۷۱۳۶	۰/۷۱۳۶	۰/۸۰۲۸	۲/۰	۲/۰	۲/۲۵	۰/۲۵۶۸	۲/۵	-	-	-	موتور
۲۲/۱۲۸	۱۲/۹۰۸	۶/۲۱۳۱	-	-	-	۶/۲۵۹	۶۸/۲۲	-	-	-	جمع کل

جدول (۹-۳) نحوه تعیین مرکز ثقل (C.G.) سیستم

کنترل فشار استاتیکی خاک:

$$P_{\text{stat}} = \frac{W}{A} = \frac{68.22}{26.4} = 2.584 < q = 6t / m^2$$

که در رابطه فوق $۲۶۴ = ۴ \times ۶۶ = A$ (m²) سطح تماس و $۶۸۲۲ t = W$ وزن کل پی می باشد.

قدم ۵- مقادیر طرح بارهای محرك و فرمهای محتمل ارتعاش پی

(I) برآیند نیروی قائم نامتعالل:

$$P_z = P_{z1} \sin \omega t + P_{z2} \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right)$$

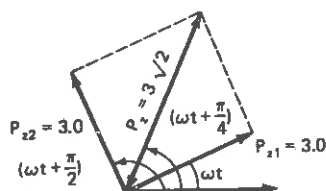
$$= 3 \sin \omega t + 3 \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right)$$

$$\omega = 20\pi \text{ (rad / s)}$$

از دیاگرام برداری شکل (۹-۲۶) چنین خواهیم داشت:

$$P_z = 3\sqrt{2} \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{4} \right)$$

$$\text{یا اینکه: } P_z = 4.2426 \sin (20\pi t + \frac{\pi}{4})$$



شکل (۹-۲۶) دیاگرام برداری

بنابراین:

$$P_z(\max) = 4.2426 t$$

(II) برآیند نیروی افقی نامتعالل:

بعلت وجود تقارن این نیرو معادل صفر فرض می گردد.

(III) برآیند لنگر نامتعالل بعلت موقعیت نامتقارن که پرسور حول محور y ها:

با مراجعه به شکل (۹-۲۷) و تعاریف پارامترهای مربوطه:

L = فاصله بین C.G. پی و C.G. کمپرسور = ۰.۹ متر

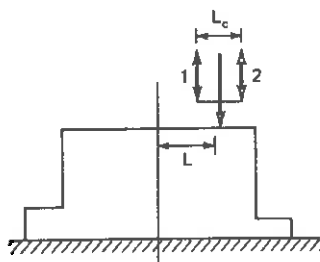
L_c = فاصله مرکز به مرکز سیلندر ۱ و ۲ کمپرسور = ۱.۲ متر

لنگر فوق را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$M_y = P_{z1} = P_{z1} \left(L - \frac{L_c}{2} \right) \sin \omega t + P_{z2} \left(L + \frac{L_c}{2} \right) \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right)$$

$$= 3(0.9 - 0.6) \sin \omega t + 3(0.9 + 0.6) \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right)$$

$$= 0.9 \sin \omega t + 4.5 \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right)$$

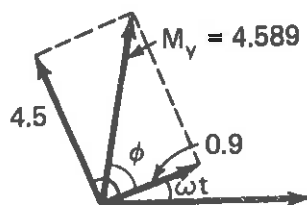


شکل (۹-۲۷) لنگرهای ناممتادل

و یا اینکه از روی شکل (۹-۲۸) می توان چنین نتیجه گرفت:

$$M_y = 4.589 \sin (\omega t + \varphi)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{4.5}{0.9} = 78.69^\circ \text{ که در آن}$$



شکل (۹-۲۸) نحوه محاسبه حداکثر لنگر ناممتادل

$$= 27.605 - 6.954 \times 0.89345^2 = 22.054 \text{ (t.m.s}^2\text{)}$$

از آنجا مقدار نسبت γ بقرار زیر بدست خواهد آمد:

$$\gamma = \frac{M_m}{M_{mo}} = \frac{22.054}{27.605} = 0.7989$$

قدم ۷- محاسبه فرکانس طبیعی و دامنه حرکت سیستم

اگر فرض نمایم که:

$$0 = P_x = \text{نیروی متعادل در جهت } x \text{ ها}$$

$$0 = P_y = \text{نیروی متعادل در جهت } y \text{ ها}$$

$$0 = P_z = \text{انگر پیچشی قابل اغماض بوده و بالاخره}$$

$$0 = \text{زائیل کنندگی هم صفر باشد}$$

الف) برای حالت غیر مرتبط

$$C_u = 4 \times 10^3 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$A = 26.4 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\omega_z = 20\pi \text{ (rad / s)}$$

$$C_r = 2 \times 10^3 \text{ (t / m}^3\text{)}$$

$$M_y = 4.589 \text{ (t.m)}$$

$$P_z = 4.2426 \text{ (t)}$$

$$m = 6.954 \text{ (ts}^2\text{m}^{-1}\text{)}$$

$$C_\varphi = 8 \times 10^3 \text{ (t / m}^3\text{)}$$

ل) قائم:

$$\omega_{nz} = \sqrt{\frac{C_u A}{m}} = \sqrt{\frac{4000 \times 26.4}{6.954}} = 123.2312 \text{ (Rad/Sec)}$$

$$A_z = \frac{4.2426}{m(\omega_{nz}^2 - \omega^2)} = \frac{4.2426}{6.954[(123.2312)^2 - (20\pi)^2]} = 0.0000543 \text{ (m)}$$

کنترل مقادیر بدست آمده:

$$A_z = 0.0543 \text{ (mm)} < 0.25 \text{ (mm)}$$

مناسب است،

$$\frac{\omega}{\omega_{nz}} = \frac{20\pi}{123.2312} = 0.50906 = 0.50$$

(II) افقی:

$$\omega_{nx} = \sqrt{\frac{C_{\tau} A}{m}} = \sqrt{\frac{2000 \times 26.4}{6.954}} = 87.1364 \quad (\text{Rad/Sec})$$

(III) ارتعاش دورانی:

$$\omega_{n\phi} = \sqrt{\frac{C_{\phi} \cdot I - W \bar{Z}}{M_{mo}}} = \sqrt{\frac{8000 \times 95.832 - 68.22 \times 0.89345}{27.605}}$$

$$\omega_{n\phi} = 166.64379 \quad (\text{Rad/Sec})$$

ب- برای حالات مرتبط

$$(\omega_{n1, n2})^2 = \frac{1}{2\gamma} \left[\omega_{n\phi}^2 + \omega_{nx}^2 \pm \sqrt{(\omega_{n\phi}^2 + \omega_{nx}^2)^2 - 4\gamma(\omega_{n\phi}^2 \cdot \omega_{nx}^2)} \right] \quad (I)$$

$$\begin{aligned} (\omega_{n1, n2})^2 &= \frac{1}{2 \times 0.7989} [166.44^2 + 87.136^2 \pm \\ &\sqrt{(166.644^2 + 87.136^2)^2 - 4 \times 0.7989 (166.644 \times 87.136)^2}] \\ &= 37162.5 \text{ و } 7101.991 \quad (\text{Rad/Sec})^2 \end{aligned}$$

بنابراین:

$$\omega_{n1} = 192.778 \text{ و } \omega_{n2} = 84.273 \quad (\text{Rad/Sec})$$

(II)

$$\begin{aligned} \Delta(\omega^2) &= m M_m (\omega_{n1}^2 - \omega^2)(\omega_{n2}^2 - \omega^2) \\ &= 6.954 \times 22.054 (37162.5 - 394.84) (7101.99 - 3947.84) \\ &= 1.606698 \times 10^{10} \end{aligned}$$

(III)

$$A_x = \frac{C_{\tau} A \bar{Z}}{\Delta(\omega^2)} M_y = \frac{2000 \times 26.4 \times 0.89345}{1.606698 \times 10^{10}} \times 4.589$$

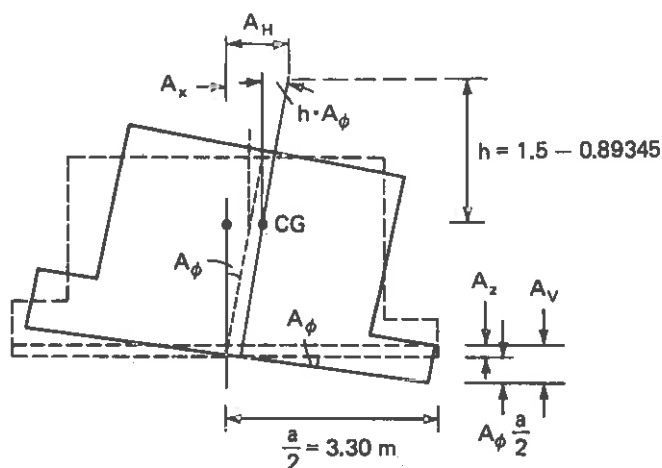
$$A_x = 1.3474 \times 10^{-5} \text{ (m)} = 0.01347 \text{ (mm)}$$

(IV)

$$A_\phi = \frac{C_\tau A - m\omega^2}{\Delta(\omega^2)} My = \frac{2000 \times 26.4 - 6.954 \times 3947.84}{1.606698 \times 10^{10}} \times 4.589$$

$$A_\phi = 7.23945 \times 10^{-6} \text{ (Rad)}$$

(V) دامنه ارتعاشات مرکب نهایی با مراجعه به شکل (۹-۳۱)



شکل (۹-۳۱) جایجایی دینامیکی مرکب

الف- برای ارتعاش افقی:

$$\begin{aligned} A_H &= A_x + h A_\phi \\ &= (0.01347 + 7.2395 \times 10^{-6} \times 1.35655 \times 10^3) \text{ mm} \\ &= 0.02329 \text{ mm} < 0.25 \text{ mm} \end{aligned}$$

ب- برای ارتعاشات قائم:

$$\begin{aligned} A_v &= A_z + A_\phi \left(\frac{a}{2} \right) \\ &= (0.05 + 7.2395 \times 10^{-6} \times 3.3 \times 10^3) \text{ mm} \end{aligned}$$

$$0.0782\text{mm} < 0.25\text{ mm}$$

مسئله (۲-۹)

یک شرکت خصوصی تقاضای نصب یک پرس گرم ۱۰۵۰ تنی جهت تولید فنرهای برگی روی فونداسیونی مناسب را نموده است. خاک محل مورد نظر از سیلت رسی با پلاستیسیته متوسط که لایه‌هایی از لای و ماسه ریزدانه با دانسیته نسبی متوسط بین آن قرارداد تشکیل شده است. سفره آب زیرزمینی در عمق حدود ۵٫۶۵ متری از سطح زمین واقع است. ضریب فشار یکنواخت الاستیک خاک برای سطحی به وسعت ۱۰ متر مربع معادل $C_u = 1.1225 \times 10^4$ (t/m³) می باشد.

پرس مورد نظر دارای مشخصات زیر می باشد:

وزن چکش بدون گیره آن = ۱۱۵۰ (Kg)

مقدار ضربه (جابجایی) ماکزیم چکش : $h = 90.0\text{ mm}$

فشار بخار آب : $P = 10.0 \text{ (lb/in}^2\text{)} = 70 \text{ (t/m}^2\text{)}$

وزن بلوک سندان: (i) ۲۲۵۰

وزن کلی چکش : (i) ۲۴۰۳

سطح اتکاء سندان : $(m^2) 2.73 = 1.2 \times 2.1$

وزن $\frac{1}{4}$ گیره چکش : ۴۰۰ (Kg)

سطح مقطع پیستون: $(m^2) 1.29$

اطلاعات زیر برای طرح پی مناسب فرض شده است

مضامع بالشتک زیر سندان: چوب ساج

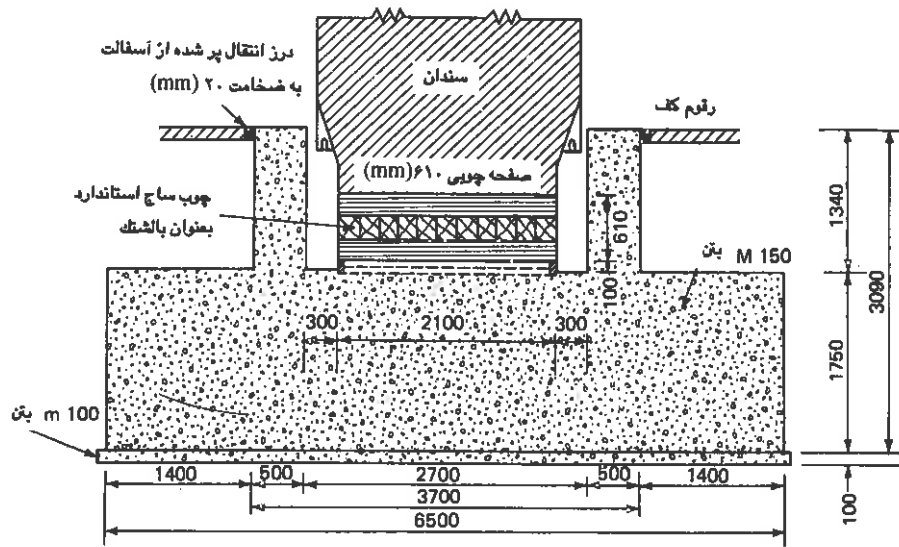
مدول الاستیک بالشتک: $5 \times 10^4 \text{ (t/m}^2\text{)}$

ضخامت بالشتک : ۰٫۶۱ (m)

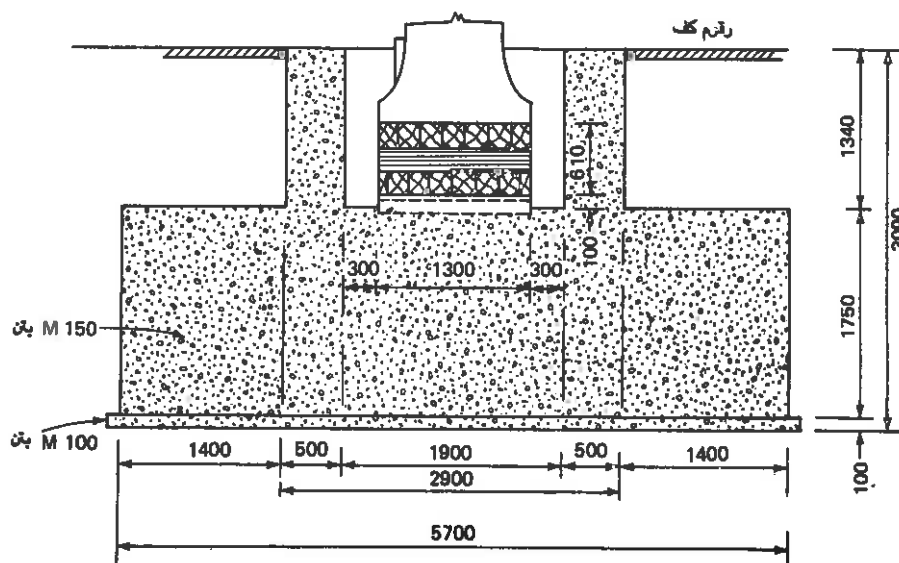
ابعاد بلوک پی: $(m) 1.75 \times 0.7 \times 0.6$

ابعاد دیوارهای جانبی که دور تا دور سندان تعبیه گردیده است مطابق اشکال (۹-۳۲) و (۹-۳۳):

$$1.34 \times 0.5 \text{ (m)}$$



شکل (۹-۲۲) مقطع پی چکش مورد نظر



شکل (۹-۲۳) نمای جانبی پی چکش مورد نظر

وزن مخصوص دیوار فوق الذکر: $(t/m^3) ۲۰۴$

وزن مخصوص خاکریز پی: $(t/m^3) ۱۷۶$

ضریب فشار یکنواخت اصلاح شده برای بارهای ضربه ای: $C_u = 2C_u$

ضریب بازگشت الاستیک: $e = ۰$

ضریب η که در نیروهای اصطکاکی و فشارهای متقابل در نظر گرفته می شود: ۰.۶۵

مقتضیات طرح: موارد زیر از ضروریات عمده جهت يك طرح رضایت بخش می باشد:

۱- دامنه ارتعاش پی و سندان بایستی در محدوده مجاز باشد

۲- تنش دینامیکی تولید شده در خاک و بالشتک بایستی در محدوده قابل قبول قرار گیرد

براساس تحقیقات Barkan (۱۹۶۲) و توصیه های اجرایی استاندارد هندوستان محدوده مجاز

تغییرات دامنه ارتعاشات بقرار زیر می باشد:

Z_1 (mm) ۱۲ تا ۱ = دامنه پی

۲ میلی متر برای چکش ۲ تنی و ۱ میلی متر برای چکش ۱ تنی = دامنه سندان Z_2

همچنین براساس استاندارد شماره ۸۸۳ هندوستان تنش مجاز چوب ساج که در این پی بعنوان بالشتک بکار رفته چنین است:

$$\sigma = 400 (t / m^2) \text{ تنش مجاز ساج}$$

حل :

جهت انجام محاسبات مراحل زیر انجام می گیرد:

۱- محاسبه سطح تماس خاک و پی و وزن پی: براساس اشکال (۹-۳۲) و (۹-۳۳) چنین خواهیم

داشت:

$$(m^2) = ۳۷۰.۵ = ۵۷۰ \times ۰.۶۵ = \text{سطح تماس پی و خاک}$$

وزن پی و خاکریزی ها:

$6.5 \times 5.7 \times 1.75 = 64.8375$	(m^3)
$2 \times 2.7 \times 0.5 \times 1.24 = 4.958$	(m^3)
$2 \times 1.9 \times 0.5 \times 1.24 = 2.546$	(m^3)
<hr/>	
$72.3415 = \text{جمع کل حجم بلوک و دیوارها}$	(m^3)
$72.3415 \times 2.4 = 173.62$	(t)
$2 \times 6.5 \times 1.4 \times 1.24 = 24.4$	(m^3)
$2 \times 2.9 \times 1.4 \times 1.24 = 10.8$	(m^3)
<hr/>	
$35.2 = \text{حجم کل خاکریزها}$	(m^3)
$35.2 \times 1.76 = 62.2$	(t)
<hr/>	
$235.82 = \text{وزن کل پی و خاکریزها}$	(t)

بنابراین جرم کلی پی و خاکریزها چنین است:

$$m = \frac{235.72}{9.81} = 24.0 (ts^2m^{-1})$$

۲- فرکانسهای طبیعی سیستم پی و پرس:

با توجه به مدل الاستیسیته بالشتک ($E = 5 \times 10^4 \text{ t/m}^2$) و ضخامت آن ($b = 0.61 \text{ m}$) ضریب صلبیت آن

بصورت زیر می باشد:

$$K_2 = \frac{EA_2}{t} = \frac{5 \times 10^4 \times 2.73}{0.61} = 22.4 \times 10^4 (t/m)$$

$$m_2 = \frac{34.3}{9.81} = 3.5 (ts^2m^{-1})$$

جرم سندان و قاب مربوطه

فرکانس طبیعی حدی سندان در روی بالشتک:

$$\omega_{na}^2 = \frac{K_2}{m_2} = \frac{22.4 \times 10^4}{3.5} = 6.4 \times 10^4 (s^{-2})$$

اکنون بادر دست داشتن $C_u = 1.1325 \times 10^3$ تن بر مترمکعب برای سطح ۱۰ مترمربع، مقدار ضریب فشار یکنواخت اصلاح شده چنین است:

$$C_u = 2C_u = 2 \times 1.1325 \times 10^3 = 2.265 \times 10^3 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

و ضریب صلبیت خاک هم بقرار زیر است:

$$K_1 = C_u \times A_1 = 2.265 \times 10^3 \times 37.05 = 8.4 \times 10^4 \text{ (t/m)}$$

فرکانس طبیعی حدی کل سیستم (ω_{n1}) همچنین است:

$$\omega_{n1} = \frac{K_1}{m_1 + m_2} = \frac{8.4 \times 10^4}{3.5 + 24.0} = 0.305 \times 10^4 \text{ (S}^{-2}\text{)}$$

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} = \frac{3.5}{24.0} = 0.1458 \text{ و بالاخره}$$

رو شرکانس طبیعی سیستم مرکب هم از رابطه زیرقابل محاسبه می باشد:

$$\omega_n^4 - (0.305 + 6.4)1.1458 \times 10^4 \omega_n^2 + 1.1458 \times 0.305 \times 6.4 \times 10^8 = 0$$

$$\omega_n^2 = \frac{1}{2} [7.69 \pm \sqrt{(7.69)^2 - 4 \times 2.24}] \times 10^4$$

$$\frac{1}{2} (7.69 \pm \sqrt{59 - 8.96}) \times 10^4$$

$$\frac{1}{2} (7.69 \pm 7.10) \times 10^4$$

اگر $\omega_{n1} > \omega_{n2}$ باشد:

$$\omega_{n1}^2 = \frac{1}{2} \times 14.79 \times 10^4 = 7.395 \times 10^4 \text{ (S}^{-2}\text{)}$$

$$\omega_{n2}^2 = \frac{1}{2} \times 0.59 \times 10^4 = 0.295 \times 10^4 \text{ (S}^{-2}\text{)}$$

$$\omega_{n2} = 54.3 \text{ (S}^{-1}\text{)}$$

۳- سرعت قسمتهای سقوط کننده پرس در شروع ضربه:

$$V_{Ti} = \eta \sqrt{\frac{2g(W_0 + A_c P)h}{W_0}}$$

بنابراین:

$$V_{Ti} = 0.65 \sqrt{\frac{2 \times 9.8 \times (1.55 + 0.129 \times 70) \times 0.90}{1.55}} = 7.13 \text{ (m/s)}$$

۴- سرعت حرکت سندان:

$$V_a = \frac{1+e}{1+\mu} V = \frac{1+0.5}{1+\frac{34.2}{1.55}} \times 7.13 = 0.463 \text{ (m/s)}$$

۵- دامنه ارتعاش پی:

$$Z_1 = A_z = \frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2) \times (\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2)}{\omega_{na}^2 (\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2) \omega_{n2}} V_a = 1.14 \text{ mm}$$

و دامنه ارتعاش سندان:

$$Z_2 = A_a = \frac{(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2) \times V_a}{(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2) \times \omega_{n2}} = 1.195 \text{ mm}$$

مقادیر فوق در محدوده قابل قبول و مجاز قرار دارند.

مقدار تنش دینامیکی تولید شده در بالشتک هم چنین است:

$$\sigma_2 = \frac{K_2 (A_a + A_z)}{A_2} = \frac{22.4 \times 10^4 (1.14 + 1.195) 10^{-3}}{2.73} = 192 \text{ t/m}^2$$

ملاحظه می شود که این تنش به مراتب از تنش مجاز ۴۰۰ تن بر مترمربع کمتر است.

۹-۲۱ ایزوله سازی ارتعاشات و تقلیل اثر امواج

ارتعاشات مفرط یک پی ماشین آلات ممکن است بطور نامطلوبی کیفیت کار خود و همچنین ماشینها و سازه های مجاور را در اثر انتقال انرژی مربوط به انتشار امواج تحت تاثیر قرار دهد. تقلیل دامنه ارتعاشات و جلوگیری از خسارت به سازه ها و ساختمانهای متصل و مجاور در بسیاری از حالات ضروری خواهد بود. این مسئله ممکن است به دو طریق مورد بررسی قرار گیرد: ایزوله سازی ارتعاشات و تقلیل اثر امواج.

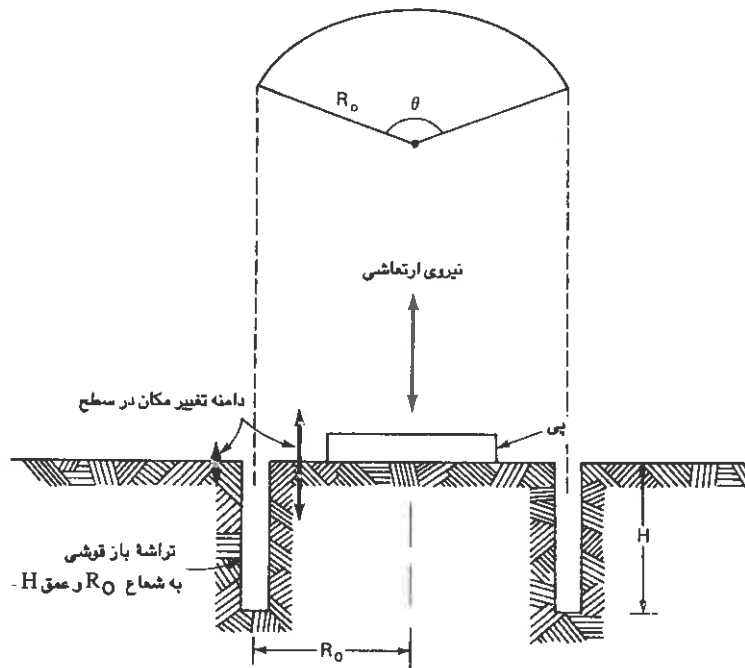
الف- ایزوله سازی ارتعاشات

ایزوله سازی ارتعاش در واقع به معنی کاهش دامنه ارتعاش ماشین آلات می باشد. این امر برای حالتی که طرح پی برای دامنه ارتعاشات محدود میسر نبوده و یا اینکه ارتعاشات مفرطی متعاقب نصب و بهره برداری ماشین آلات به وجود خواهد آمد کاملاً ضروری می باشد. در این قبیل موارد نوعاً از يك سیستم جاذب ارتعاش استفاده خواهد شد. این سیستم در حقیقت بصورت يك عضو ساختمانی بوده که مقدار قابل ملاحظه ای انرژی ارتعاش را جذب و در نتیجه دامنه آن را کاهش می دهد. Barkan (۱۹۶۲) راه حل های مناسبی جهت تجزیه و تحلیل جاذب های ارتعاش که برای ارتعاشات لغزشی و ارتعاشات سیستم حول محور y ها مناسب هستند پیشنهاد نموده است. ارتعاشات بیش از اندازه و مفرط پی های ماشین آلات گاهی بوسیله اقدامات اساسی در مورد خاک زیر پی تقلیل داده می شود. در روش های تحلیل گرایانه لازمست راندمان چنین اقداماتی ابتدا قطعیت یابد. معهذاً غالباً مناسب تر است که ماشین مورد نظر را روی قطعات ضد ارتعاش که معمولاً از فنرهای فلزی، لاستیک و یا چوب پنبه ساخته می شوند قرار داد. چنین قطعات تحت نام های تجارتي مختلفی در بازار موجود بوده و همچنین برای يك حالت خاص قابل سفارش و ساخت می باشند.

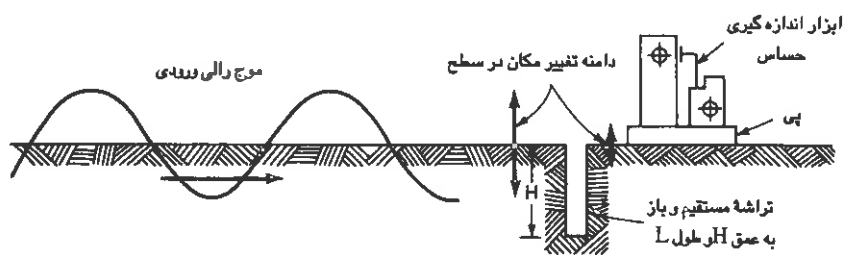
تقلیل اثر امواج

تقلیل اثر امواج ارتعاش بوسیله ایجاد ترانشه هایی در محل مربوطه بوسیله محققین زیادی مورد مطالعه قرار گرفته است. این مسئله به دو قسمت مجزا قابل تقسیم است. ایزوله سازی فعال یا عامل (که عایق کردن منبع مولد ارتعاش بوده) و ایزوله سازی غیر عامل (که عایق کردن در فواصلی دور از منبع مولد ارتعاش می باشد). ایزوله سازی فعال همانطور که در شکل (۹-۳۴) نشان داده شده است عبارت است از تعبیه ترانشه هایی نزدیک و یا دور تا دور منبع مولد ارتعاش جهت تقلیل میزان انرژی منتشر شده امواج تنش به اطراف. ایزوله سازی غیرفعال هم عبارت است از بکارگیری ترانشه هایی در نقطه ای با فاصله از منبع مولد ارتعاش لیکن نزدیک به نقطه ای که لازمست دامنه ارتعاشات در آن نقطه تقلیل یابد شکل (۹-۳۵).

در آزمایشات مربوط به تقلیل اثر امواج ابتدا منبع ارتعاش در مرکز محل مورد نظریه ارتعاش در آمده و دامنه ارتعاشات قائم در نقطه معینی اندازه گیری می شود. سپس ترانشه ای حفر گردیده و مجدداً دامنه ارتعاشات قائم در همان نقطه بعد از حفر ترانشه



شکل (۹-۳۴) نمایش شماتیکی نحوه ایزوله سازی یک منبع ارتعاش کننده بوسیله ترانشه دایره ای شکل در اطراف (ایزوله سازی فعال)



شکل (۹-۳۵) نمایش شماتیکی نحوه ایزوله سازی یک منبع ارتعاش بوسیله ترانشه مستقیم (ایزوله سازی غیرفعال)

نیز اندازه گیری می شود. مقایسه ای بین دامنه های ارتعاشات قائم بدست آمده قبل و بعد از ایجاد ترانشه انجام گرفته و میزان اثر ایجاد مانعی جهت تقلیل انرژی امواج تنش مورد ارزیابی قرار می گیرد. در این رابطه فاکتور کاهش دامنه که عبارت است از نسبت دامنه ارتعاش بعد از حفر ترانشه به دامنه ارتعاش قبل از حفر ترانشه بمنظور ارائه یک ارزیابی کمی از میزان اثر ترانشه در کاهش دامنه حرکات قائم زمین در نقطه مورد نظرتعریف گردیده است. اگر مقدار فاکتور کاهش دامنه معادل ۰.۲۵ یا کمتر باشد ترانشه حفر شده جهت تقلیل اثر امواج ارتعاش مؤثر تشخیص داده خواهد شد.

وضعیت زمین در محلی که آزمایش فوق انجام گرفته است تا عمق ۴ فوتی شامل ماسه یکنواخت سیلتی از نوع SM با $\gamma_d = 104 \text{ (lb / ft}^3\text{)}$ ، درصد رطوبت ۷، تخلخل $e = 0.61$ و سرعت انتشار امواج معادل $V_p = 940 \text{ (ft/s)}$ و از عمق ۴ الی ۱۴ فوتی $\gamma_d = 91 \text{ (lb / ft}^3\text{)}$ ، $\omega = 23\%$ ، $e = 0.68$ و $V_p = 1750 \text{ (ft/s)}$ بوده است. سفره آب زیرزمینی در عمق پایین تر از ۱۴ فوت قرار داشته است. طول موج امواج رالی در فرکانسهای مختلف در محل فوق اندازه گیری و در جدول (۴-۹) منعکس شده است:

فرکانس (Hz)	طول موج $\lambda_R \text{ (ft)}$	سرعت موج $V_R \text{ (ft/Sec)}$
۲۰۰	۲۰۲۵	۴۵۰
۲۵۰	۱۶۶۸	۴۲۰
۳۰۰	۱۳۳۸	۴۱۵
۳۵۰	۱۱۱۰	۳۸۵

جدول (۴-۹) طول و سرعت امواج رالی در محل مورد مطالعه

در آزمایشات ایزوله سازی فعال، عمق ترانشه ها بین ۵.۰ تا ۲ فوت در تغییر بوده است. همچنین زاویه θ مربوط به وضعیت ترانشه شکل (الف) بین ۹۰ تا ۳۶۰ درجه دور تا دور منبع ارتعاش تغییر داده شده است. شعاع R_0 ترانشه ها شکل (الف) هم بین ۰.۲ تا ۱ فوت متغیر بوده است.

بر اساس مطالعات فوق درباره ایزوله سازی فعال درحالتی که $\theta=360^\circ$ (دایره کامل ترانشه) و نسبت R_o/λ_R مابین ۰.۲۲ تا ۰.۹۱ باشد بمنظور دستیابی به يك ایزولاسیون مؤثر (یعنی فاکتور تقلیل ۰.۲۵ یا کمتر) لازم است:

۱- حداقل عمق $H/\lambda_R=0.6$ باشد

۲- منطقه ای که در مقابل ارتعاش (برای $\theta=360^\circ$ دایره کامل) محافظت گردیده تا شعاع حداقل ده برابر طول موج مربوطه ($10\lambda_R$) گسترش داده شود.

همچنین برای ترانشه های جزئی از دایره و برای نسبت R_o/λ_R مابین ۰.۲۲۲ تا ۰.۹۱۰ که منطقه محافظت شده بعنوان ناحیه ای خارج از ترانشه تا شعاع حداقل $10\lambda_R$ از منبع مولد ارتعاش و محدود به ۲ شعاع که زاویه بینشان 45° است تعریف گردیده نتایج زیر بدست آمده است.

۱- حداقل عمقی معادل $H/\lambda_R=0.6$ لازمست تا اینکه منطقه محافظت شده دارای ضریب تقلیل دامنه های معادل ۰.۲۵ و یا کمتر گردد.

۲- ترانشه هایی که زاویه مقابل به قوس آنها کوچکتر از ۹۰ درجه می باشد قادر به محافظت و یا ایزوله سازی مؤثر نمی باشند.

۳- افزایش انرژی ارتعاشی در جهت باز ترانشه اتفاق می افتد.

برای ایزولاسیونهای غیرفعال، در محلی بصورت نیم دایره با شعاع $\frac{1}{2}$ طول ترانشه و مرکز به مرکز ترانشه این نتیجه بدست آمده که جهت دست یابی به فاکتور تقلیل ۰.۲۵ و یا کمتر، ترانشه بایستی در فواصلی بین $2\lambda_R$ و $7\lambda_R$ قرار گرفته و عمق آن حداقل معادل $1.33\lambda_R$ باشد. این نکته بایستی همواره مد نظر قرار گیرد که اثر امواج ارتعاشی وابسته به طول امواج رالی بوده که خود این امواج تابع فرکانس ارتعاش می باشند. بنابراین نمی توان هیچ بعد مشخصی از ترانشه معرفی کرد که برای تمامی حالات مؤثر باشد. همچنین در مطالعات فوق سفره آب در عمق قابل ملاحظه ای قرار داشته است. اگر سفره آب نزدیک به سطح زمین باشد معیارهای اشاره شده در تعیین حداقل ابعاد ترانشه بایستی مورد اصلاح قرار گیرد. همچنین ممکنست نگهداری يك ترانشه قائم بصورت پایدار در دراز مدت امکان پذیر نباشد. اگر ترانشه ها را بوسیله ملات رقیق پر کرده و یا با سپر فلزی محافظت کنیم راندمان آنها کاهش خواهد یافت. در ترانشه هایی که قسمتی از محیط اطراف پی را فرا می گیرند (دایره یا محیطی کامل نیستند) دامنه ارتعاشات در طرف مقابل افزایش پیدا

می کنند خواه در حالت فعال باشند و یا در حالات غیرفعال. چنین افزایشی در اثر ارتعاشات هنگامی که کارایی کل سیستم مورد ارزیابی قرار می گیرد بایستی مورد توجه قرار گیرد.

۹-۲۲ مرور کلی

مسائل طراحی و تحلیل پی ماشینهای پیستونی و ضربه ای از دو دیدگاه مختلف در این فصل مورد بحث قرار گرفته است: تئوری الاستیک خطی (فنرهای بدون وزن) و تئوری نیمه فضای الاستیک. در این روشها ارتعاشات توده خاک، اثر عمق پی، رفتار غیرخطی خاک و پی های شمع در نظر گرفته نشده است.

در روش تحلیل پی از طریق الاستیک خطی (فنرهای بدون وزن) زائل کنندگی در نظر گرفته نمی شود. در روش نیمه فضای الاستیک زائل کنندگی دامنه ارتعاشات را خصوصاً در حالت تشدید تحت تأثیر قرار می دهد. هنگامی که صفحه ای به ضخامت t و مساحت $A = a \times b$ شکل (۹-۳۶) تحت اثر فشار یکنواخت P قرار گیرد، فشردگی Δt صفحه چنین خواهد بود:

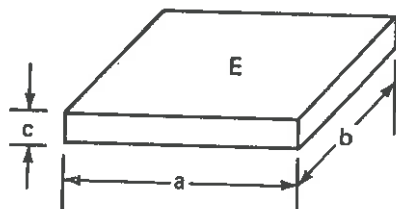
$$\Delta t = \frac{P}{E} t \quad (9-101)$$

که E ضریب ارتجاعی مصالح صفحه می باشد. اگر چنانچه این صفحه فنری با سختی K که

تحت اثر بار $P = p.A$ می باشد فرض شود، طبق تعریف:

$$K = \frac{P}{\Delta t} = \frac{EA}{t}$$

$$K = \frac{P}{\Delta t}$$



شکل (۹-۳۶) نمونه محاسبه ثابت فنر معادل برای یک صفحه الاستیک

در این صورت تشابهی بین صفحه و فنر ایجاد نموده ایم. در حالت پیچیده تر، در روش نیمه فضای الاستیک هم قطعاً خواص الاستیک مصالح با ثوابت فنر تشابه سازی می گردد، لیکن زائل کنندگی براساس ثوابت ارتجاعی مصالح، هندسه مسئله و حالت ارتعاشات پی اعمال و معادل سازی می شود و خوشبختانه چنین مشابهت جواب مناسبی جهت پروژه های عملی می دهد.

نسبت جرم، فاکتور زائل کنندگی و ثوابت فنرهای معادل برای چهار حالت اصلی ارتعاش در جدول (۹-۵) خلاصه شده است. همچنین لغزش افقی و دوران حول محور افقی دیگر در روش نیمه فضای الاستیک بصورت همزمان بررسی نشده است. معذالك چنانچه فرکانس پاسخ ماکزیمم لغزش و دوران افقی پی با ضریبی حدود ۳ یا بیشتر با هم اختلاف داشته باشند، می توان دو حرکت را بطور مستقل از یکدیگر بررسی نموده و آنگاه دامنه های حرکات را با یکدیگر جمع و ترکیب نمود (McNeill, ۱۹۶۹).

حالت ارتعاش	نسبت جرمها (نسبت اینرسی)	ضریب میرایی	ضریب ثابت فنر
۱	۲	۳	۴
ارتعاش قائم	$B_z = \frac{(1-\nu)m}{4\rho r_o^3}$	$\xi_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}}$	$K_z = \frac{4Gr_o}{1-\nu}$
ارتعاش افقی	$B_z = \frac{(7-8\nu)m}{32(1-\nu)\rho r_o^3}$	$\xi_x = \frac{0.2875}{\sqrt{B_x}}$	$K_x = \frac{32(1-\nu)}{7-8\nu} Gr_o$
دوران حول محور افقی	$B_\phi = \frac{3(1-\nu)M_{mo}}{8\rho r_o^5}$	$\xi_\phi = \frac{0.15}{(1+B_\phi)\sqrt{B_\phi}}$	$K_\phi = \frac{8Gr_o^3}{3(1-\nu)}$
ارتعاش پیچشی	$B_\psi = \frac{J_z}{\rho r_o^3}$	$\xi_\psi = \frac{0.5}{1+2B_\psi}$	$K_\psi = \frac{16}{3} Gr_o^3$

جدول (۹-۵) نسبت جرم B، ضریب زائل کنندگی ξ و ثابت فنر K برای یک پی صلب دایره ای واقع بر محیط الاستیک نیمه فضا

در تحلیل ارائه شده در این فصل جرم فنرهای معادل خاک در نظر گرفته نشده است. در شکل (۱۸-۲) فصل دوم، جرم فنر بر واحد طول برابر W در نظر گرفته شده است. فرکانس طبیعی سیستم براساس مباحث فصل دوم برای فنری به طول l چنین خواهد بود:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{Kg}{W + \frac{1}{3}Wl}}$$

که ملاحظه می شود $\frac{1}{3}$ جرم فنر بصورت متمرکز در وسط جرم ارتعاش کننده منظور گردیده است.

Hsieh (۱۹۶۲) موضوع جرم مؤثر و یا معاند اینرسی خاک را مورد بررسی قرار داده که نتایج آن در جدول (۶-۹) آمده است.

جرم مؤثر یا معاند اینرسی جرمی خاک			حالت ارتعاش
$\vartheta = 0.5$	$\vartheta = 0.25$	$\vartheta = 0$	
$2pr_o^3$	$1pr_o^3$	$0.5pr_o^3$	ارتعاش قائم
$0.1pr_o^3$	$0.2pr_o^3$	$0.2pr_o^3$	ارتعاش افقی
محاسبه نشده	محاسبه نشده	$0.4pr_o^5$	توران حول محور افقی
$0.3pr_o^5$	$0.3pr_o^5$	$0.3pr_o^5$	ارتعاش پیچشی

جدول (۶-۹) جرم مؤثر و معاند اینرسی جرمی خاک واقع در زیر یک پی ارتعاش کننده

با وجود این Richart و همکارانش (۱۹۷۰) تأکید کرده اند که حتی با وجود امکان تعیین رضایتبخش جرم هم فاز سیستم، ارزیابی مستقیم دامنه ارتعاش میسر نخواهد بود. همچنین در شبیه سازی، جرم مؤثر یا معاند اینرسی جرمی خاک در نظر گرفته نشده است. بنابراین در این مرحله از تحلیل، امکان منظور نمودن جرم هم فاز سیستم فراهم نمی باشد. بهرحال در تجزیه و

تحلیل های واقع گرایانه تری در آینده ممکنست چنین سؤالی پاسخ داده شود.

این امر ملاحظه شده است که عموماً ثابت فنر معادل و جرم مؤثر خاک که در ارتعاشات تأثیر دارند، با عمیق شدن پی افزایش خواهند یافت. فرکانس طبیعی سیستم افزایش یافته و دامنه حرکات هم در حالت تشدید و هم در حالت معمولی کاهش خواهد یافت.

Anandkrishnan و Krishnaswamy (۱۹۷۳) در رابطه با پی های کم عمق افزایشی در نیروی زائل کنندگی (نظیر زائل کنندگی کولمب) بعلم اصطکاک میان جداره های قائم پی و خاک محدودکننده پی در نظر گرفته و راه حل هایی جهت تعیین فرکانس طبیعی سیستم ارائه دادند.

Lysmer و Kuhlemeyer (۱۹۶۹) برای محیط های نامحدود يك مدل دینامیکی محدود پیشنهاد نموده اند که بوسیله مرزی که فرض می گردد تمامی انرژی در آن جذب می شود محدود خواهد شد.

يك روش تحلیلی تقریبی توسط Baranov (۱۹۵۷) ارائه شده که در آن خاک زیر پی يك محیط الاستیک نیمه فضا و خاک اطراف و بالای پی محیطی الاستیک که از يك سری لایه های نازک ارتجاعی مستقل تشکیل شده در نظر گرفته می شود. شرایط سازگاری میان محیط نیمه فضای پایینی و محیط الاستیک بالایی فقط در محل پی و نقاط خیلی دور از آن برقرار خواهد بود. معهذاً بنظر می رسد این راه حل در شکل محدود نتایج محقوبی در برداشته و بسیار فراگیر بوده و به آسانی برای هر حالت ارتعاش قابل استفاده می باشد (Novak و Beredugo، ۱۹۶۷ و ۱۹۷۲).

ملاحظه می شود که در حالت عمق داشتن پی در يك محیط نیمه فضا، دامنه ارتعاشات بخصوص مستقل از نسبت جرم بوده، در حالیکه فرکانس تشدید عمیقاً به آن وابسته است. در يك لایه هرچه که عمق پی زیادتیر شود وابستگی به ضخامت لایه به میزان بیشتری کاهش می یابد.

در هر مورد که اثر عمق پی نادیده گرفته شود طراحی محافظه کارانه خواهد بود. بهر حال انتظار می رود که در زمانی نه چندان دور در آینده راه حلهای ساده ای جهت منظور نمودن اثر عمق در طراحی ماشین آلات ارائه شود.

اگر چنانچه يك پی 'سن بر روی شمع واقع شود، سختی قائم برای شمع های با مقاومت کف و شمع های با اصطکاک جانبی به بر

$$\frac{EA}{L} \text{ و } \frac{1}{4} \left(\frac{EA}{L} \right)$$

مان دو مقدار در تغییر خواهد بود که

در آن:

E = مدول ارتجاعی مصالح شمع

A = سطح مقطع شمع

و

 $L = \text{طول شمع می باشد.}$

معذالك، تعیین سختی جانبی شمع هنوز نیازمند کار بیشتری براساس اصول مطرح شده در

فصل هفتم می باشد.

مسئله تحلیل و طراحی پی ماشین آلات توجه گروههای بسیاری از محققین را به خود جلب کرده است. کتابهایی که توسط Major (۱۹۶۲) و Barkan (۱۹۶۲) در این زمینه تألیف گردیده در واقع حاصل تلاش عمرشان می باشد. کتاب Richart، Hall و Wood (۱۹۷۰) نیز کار کلاسیکی در همین راستا بوده است. بازنگری و تجدیدنظرهای بسیاری در این زمینه بعمل آمده است (Prakash و Bhatia، ۱۹۶۴ و Prakash و Gupta ۱۹۶۶ و McNeill، ۱۹۶۹). بهرحال بنظر می رسد که تجدیدنظر و بازنگری های جدیدتری در این موارد در آینده صورت گیرد.

۲۳-۹ مراجع

- Anandkrishnan, M., and N. R. Krishnaswamy: Response of Embedded Footing to Vertical Vibrations, *J. Soil. Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 99, no. SM 10, P. 863-883, October, 1973.
- Arnold, R. N., G.N. Bycroft, and G. E. Warburton: Forced Vibrations of a Body on an Infintie Elastic Solid, *J. Appl. Mech.*, Vol, 22, no. 3, pp. 391- 400, 1955.
- Barkan, D.D.: "Dynamics of Bases and Foundations, "Mc Graw - Hill Book Co., New York, 1962.
- Baranov, V.A.: On the Calculation of Excited Vibration of an Embedded Foundation (in Russian), *Voprosy Dynamiki Prochnosti* no. 14, Polytechnical Institute of Riga, PP. 195-209, 1967.
- Beredugo, Y.O., and M. Novak: Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footings, *Can. Geotech. J.*, vol. 9, no. 4, pp. 477 - 497, November, 1972.
- Bycroft, G.N.: Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi-Infinite Elastic Space and on an Elastic Stratum, *Philos. Trans. R. Soc. London. Ser. A*, vol. 248, pp. 327-368, 1956.
- Chae, Y. S.: Vibrations of Non- Cricular Foundations, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 95, no. SM 6, pp. 1411- 1430 November, 1969.
- Crandell, F. J.: Ground Vibrations due to Blasting and its Effects on Structures, *J. Boston Soc. Civ. Engin.*, April, 1959.
- Hall. J.R., Jr.: Coupled Rocking and Sliding Oscillations of Rigid Circular Footings, in *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Marterials*, University of New Mexico Press, Albuquerque, pp. 139- 148, 1967.

- Hertwig, A., G. Fruh, and H. Lorenz: "Die Ermittlung der für das Bauwesen Wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch Erzwungene Schwingungen", DEGEBO, vol 1. Julius Springer, West Berlin 1933.
- Hsieh, T.K. : Foundation Vibrations, *Proc. Inst. Civ. Engin.* Vol. 22, pp. 211-226, 1962.
- Indian Standard Code of Practice for Plain and Reinforced Concrete, IS 456- 1964, 2d re., Indian Standards Institution, New Delhi.
- Indian Standard Code of Practice for Use of Structural Timber in Building (Material, Grading and Design), Revised IS 883 - 1961, Indian Standards Institution, New Delhi.
- Indian Standard Code of Practice for Design and Construction of Machine Foundations: Is 2974, Part I, 1970, Foundations for Reciprocating Machines: Is 2974, Part II, 1966 , Foundations for Impact Machines, Indian Standards Institution, New Delhi.
- Lysmer, J., and R. L. Kuhlemeyer: A Finite Dynamic Model for Infinite Media, *J. Engin. Mech. Div., ASCE*, vol. 95, no. EM 4, 859-877, August, 1969.
- _____ and F.E. Richart, Jr.: Dynamic Response of Footings to Vertical Loadings, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 92, no. SM 1, pp. 65-91, January, 1966.
- McNeill, R.L.: Machine Foundations, Soil Dynamics Specialty Session, *Proc. Seventh Int. Cong. Soil Mech. Found. Engin.*, Mexico, August, 1969.
- Novak, M., and Y. O. Beredugo: Effect of Embedment on Footing Vibration, *Proc. First Canadian conf. Earthquake Engin.*, pp. 111- 125, May, 1971.
- _____ and _____: Vertical Vibration of Embedded Footings, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 98, no. SM 12, pp. 1291-1310, December, 1972.
- Prakash, S.: "Analysis and Design of Vibrating Footings: Soil Mechanics, Recent Developments", Proceedings of the General Session of the Symposium, University of New South Wales, Sydney, pp. 295-326, July 14-18, 1975.
- _____, S. L. Agrawal, and D.C. Gupta: "Report on Bearing Capacity and Dynamic Soil Constants for Forging Hammer of Jamuna Auto Industries, Yamuna Nagar. "Earthquake Studies, Roorkee, India, 1966.
- _____ and U. K. Bhatia: A Review of Machine Foundations Behavior, *Bull. Indian Soc. Earthquake Tech., Roorkee*, vol. 2, pp. 45-64, 1969.
- _____ and D. C. Gupta: Annotated Bibliography of Machine Foundations, Earthquake Engineering Studies, Roorkee, India, 1966.
- _____ and _____: Soil Investigations and Design of a Forging Hammer Foundation, *Bull. Indian Soc. Earthquake Tech.*, Roorkee, India, vol. 5, no. 1-2, pp. 43-54, March - June, 1968.
- _____ and V.K. Puri: Critical Evaluation of IS 5249- 1969, *J. Indian Geotech. Soc.*, vol. 7, no. 1, pp. 43- 56," vol. 7. no. 2 pp. 191-193, 1977.
- Quinlan, P.M.: " The Elastic Theory of Soil Dynamics," Special Technical Publication No. 156, American Society for Testing and Materials, pp. 3-34, 1956.
- Reiher, H., and F.J. Meister: "Die Empfindlichkeit der Menschen gegen Erschütterungen" Forsh. Gebiete Ingenieurwesen, vol. 2, 11, . pp. 381-386, 1931.
- Reissner E.: Stationäre Axial Symmetrische durch eine Schüttung Mase Erregte Schwingungen eines Homogenen Elastischen Halbraumes, *Ingenieur- Archiv*,

- vol. 7, no. 6. Berlin, pp. 381-396, 1936.
- _____: Freie und Eraqungene Torsions Chwiugungen des Elastichen Halbraumes, *Ingenieur- Archive*, vol. 8, no. 4, Berlin, pp. 229-245, 1937.
- _____, and H.F. Sagoel: "Forced Torsional Oscillations of an Elastic Half Space" *J. App. Physics*, vol. 15, pp. 652-662, 1944.
- Richart, E.F., Jr.: Foundation Vibrations, *Trans, ASCE*, vol. 127, part 1, pp. 863- 898, 1962.
- _____, J.R. Hall, Jr., and R.D. Woodes: "Vibrations of Soils and Foundations," Prentice- Hall, Inc, Englewood Cliffs, NJ, 1970.
- _____, and R.V. Whitman: Gomparison of Footing Vibration Tests with Theory, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 53, no. SM 6, pp. 143- 168, November, 1967.
- Sung, T.Y.: "Vibrations in Semi- Infinite Soilds due to Periodic Surface Loading," Special Technical Publication No. 156, American Society for Testing and Materials, pp. 35-63, 1953.
- Taylor, D.W.: "Fundamentals of Soil Mechanics" John Wiley & Sons, Ndw York 1948.
- Whitman, R.V., and Richart, F.E., Jr.: Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 93, no. SM 6, pp. 169-193, November, 1967.

واژه نامه

Active earth Pressure	رانش فعال خاک
Allowable loads	بارمجاز
Amplitude reduction factor	فاکتور کاهش دامنه
Angle of friction	زاویه اصطکاک
Angular displacement	تغییر مکان زاویه ای
Anvil	سندان
Aperiodic motion	حرکت تک پریودی
Axisymmetric Conditions	شرایط تقارن مرکزی
Bandwidth method	روش پهنای باند
Bearing capacity	ظرفیت باربری
Bilinear model	مدل دو شیبه
Blasting tests	آزمایشات انفجاری
Block foundations	پی های حجیم
Block - resonance test	آزمایش بلوک شدید
Body waves	امواج حجمی (فشاری P و برشی S)
Box foundations	پی های جعبه ای
Buckling of piles	کمانه کردن شمع ها
Caisson foundations	پی های صندوقچه ای
Circular frequency	فرکانس زاویه ای
Codal provisions	کدهای آئین نامه ای
Coefficient of active earth pressure	ضریب رانش فعال خاک
Coefficient of dynamic increment	ضریب افزایش رانش دینامیکی
Coefficient of earth pressure at rest	ضریب رانش خاک در حالت سکون

Coefficient of elastic nonuniform compression	ضریب فشار غیریکنواخت ارتجاعی خاک
Coefficient of elastic nonuniform shear	ضریب برش غیریکنواخت ارتجاعی خاک
Coefficient of elastic uniform compression	ضریب فشار یکنواخت ارتجاعی خاک
Coefficient of elastic uniform shear	ضریب برش یکنواخت ارتجاعی خاک
Coefficient of elastic restitution	ضریب بازگشت ارتجاعی
Coefficient of passive earth pressure	ضریب رانش مقاوم خاک
Coefficients nondimensional	ضرایب بدون بعد
Coefficients of piles	ضرایب شمع‌ها
Coarsness	بزرگی (اندازه) ذرات خاک
Compliance effect	اثر آزمایش
Compression waves	امواج فشاری (P)
Confined conditions	شرایط کاملاً مهارشده
Constant of subgrade reaction	ثابت عکس العمل بستر
Constraint conditionos	شرایط گیرداری (تقید جانبی)
Contraction	انقباض (کاهش حجم)
Conventional soil test	روشهای سنتی آزمایش
Coulomb's theory	نظری کولمب
Coupled modes	حالات مرتبط
Criteria of liquefaction	معیارهای روانگرایی
Critical acceleration	شتاب بحرانی
Critical damping	زائل‌کنندگی بحرانی
Critical hydraulic gradient	شیب ایستایی بحرانی
Critical void ratio	تخلخل بحرانی
Cross - bore hole wave propagation method	روش انتشار امواج عبوری
Culmann's construction	روش کولمن
Cushion block	بالشتک (ارتجاعی) سرشمع

Cycle	سیکل، دوره
Cyclic mobility	تحرک سیکی
Cyclic - plate - load test	آزمایش صفحه بارگذاری سیکی
D amping	زائل کنندگی، میرایی
Damping factor	ضریب میرایی
Data acquisition system	سیستم قرائت و ضبط داده ها
Data logger unit	واحد قرائت داده ها
Decoupled modes	حالات مستقل
Degree of freedom	درجه آزادی
Dense soils	خاکهای متراکم (فشرده)
Depth Coefficient	ضریب عمق
Design procedure	مراحل طراحی
Deviator stress	تنش انحرافی
Dilation	اتساع (افزایش حجم)
Dimensionless frequency factor	فاکتور بدون بعد فرکانس
Dip angle	زاویه شیب
Displacement analysis	تجزیه و تحلیل به روش جابجایی
Displacement of rigid wall	تغییر مکان دیوار حائل صلب
Double acting steam hammers	چکشهای بخاری دو طرفه
Double amplitude	دامنه مضاعف
Down - hole wave propagation method	روش انتشار امواج نزولی
Drop hammers	چکشهای سقوط کننده
Dynamic bearing capacity	ظرفیت باربری دینامیکی
Dynamic equilibrium	تعادل دینامیکی

Earth pressure	رانش خاک
Earth pressure at rest	رانش خاک در حالت سکون
Earthquake loads on footings	بارهای زلزله بر روی پی ها
Eccentric load of footing	بارخارج از محور بر روی پی
Eccentricity ratio	نسبت خروج از محوری
Effective width	عرض مؤثر (پی)
Elastic medium	محیط ارتجاعی
Elastic - half - space theory	تئوری نیمه فضای الاستیک
Electro - Pneumatic converter	مبدل بادی الکترونیکی
Entrapped air	حباب هوای محبوس در خاک
Epicenter	مرکز زلزله
Exciting force	نیروی محرک
Failure criteria	معیارهای گسیختگی (شکست)
Failure pattern	نحوهء (شکل) گسیختگی
Failure wedge	گوه لغزش
Failure zone	شبکه گسیختگی
Field tests	آزمایشات صحرایی
Filed studies	مطالعات محلی (صحرایی)
Finite difference	تفاضلهای محدود
Finite elements	المانهای (اجزأ) محدود
Forced vibrations	ارتعاشات جبری
Forging hammers	چکشهای پرچ
Free vibrations	ارتعاشات آزاد
Frequency (ies)	فرکانس (ها)
Frequency equation	معادله فرکانس
Frequency ratio	نسبت فرکانس

Geometrical damping	زاثل کنندگی هندسی
Grade beams	کلافهای افقی (شناژ)
Group action	اثر گروه شمع ها
Half space semi- infinite	نیمه فضا، نیمه معین
Hammer test	آزمایش ضربه چکش
Harmonic motion	حرکت هماهنگ
Higher harmonics	هماهنگی های بیشتر
Impact machine foundation	پی ماشین آلات ضربه ای
Inclined loads on footing	بارهای مایل بر شالوده
Indian Standards (IS)	استاندارد هندوستان
Infinite medium	محیط نامحدود
Infinitely long pile	شمع به طول نامحدود
Initial liquefaction	روانگرایی اولیه
Laterally - Loaded pile	شمع تحت بار جانبی
Limited strain potential	قابلیت تغییر شکل نسبی محدود
Linear spring theory	تئوری فنر خطی
Linear variable diferential transducer (L.V.D.T)	وسيله الكترونيكي اندازه گيري تغيير مكان
Liquefaction	روانگرایی
Liquefaction potential	قابلیت روانگرایی
Load cell	وسيله الكترونيكي اندازه گيري نيرو
Logarithmic decrement	کاهش لگاریتمی
Longitudinal vibration	ارتعاش طولی
Loose Soils	خاکهای غیر متراکم (شل)

Machine foundations	پی های ماشین آلات
Magnification factor	فاکتور (ضریب) بزرگنمایی
Magnitude	بزرگی - مقدار (زلزله)
Mass density	جرم مخصوص
Mass ratio	نسبت جرم
Measuring instruments	وسایل اندازه گیری
Mechanical oscillator	نوسان کننده مکانیکی
Metal - Cased Concrete piles	شمع های بتنی با غلاف فلزی
Mode participation factor	ضریب شرکت حالت (مود)
Mode shapes	شکل حالتها
Modulus of horizontal subgrade reaction	مدول عکس العمل افقی بستر
Mohr strength envelope	پوش مقاومت موثر
Natural frequency	فرکانس طبیعی
Nondimensional coefficients	ضرایب بدون بعد
Nondimensional fixity factor	فاکتور بدون بعد گیرداری
Normal mode of vibration	حالت نرمال ارتعاش
Oscillator	نوسان کننده
Oscillatory simple shear test	آزمایش برش ساده نوسانی
Oscillatory triaxial test	آزمایش سه محوری نوسانی
Overload ratio	ضریب بیش بارگذاری
Passive earth pressure	رانش مقاوم خاک
Peak strength	مقاومت ماکزیمم
Pendulum loading apparatus	دستگاه بارگذاری پاندولی

Period	پریود، - زمان تناوب
Phase angle	زاویه فاز
Pile - driving formulas	فرمولهای شمع کوبی
Pile cap	کلاهک شمع
Pile foundations	پی های شمع
Pile hammers	چکشهای شمع کوبی
Pile load capacity	ظرفیت باربری شمع
Pile load test	آزمایش بارگذاری شمع
Pitching	دوران پی حول محور x
Plane strain condition	شرایط تغییر شکل صفحه ای
Plastic equilibrium	تعادل خمیری
Plate - load test	آزمایش صفحه بارگذاری
Pneumatic systems	سیستم های بادی (عامل با هوای فشرده)
Point of application of earth pressure	نقطه اثر رانش خاک
Poisson's ratio	ضریب پواسون
Polar moment of inertia	ممانداینرسی قطبی
Pole	شمع صلب (تیرچه)
Pressure transducer	وسيله الكترونيكي اندازه گيري فشار
Principal modes of vibration	حالات (مودهای) اصلی ارتعاش
Pseudostatic method	روش شبه استاتیکی
Pulsating stress	تنش نوسانی
Raining technique	روش تهیه نمونه در آزمایشگاه بطریقه بارش
Ram	پيستون
Random vibration	ارتعاش نامنظم (پیش آ)
Rankine's theory	تئوری رانکین

Rayleigh waves	امواج رالی (سطحی)
Rayleigh's method	روش رالی
Reciprocating machine foundations	پی ماشین آلات پیستونی
Reduction factor	ضریب تقلیل
Reflection of waves	انعکاس امواج
Refraction of waves	انکسار امواج
Relative stiffness factor	فاکتورنسبی سختی
Residual strength	مقاومت ماندگار
Resonance	تشدید
Resonant column apparatus	دستگاه ستون تشدید
Retaining walls	دیوارهای حائل
Retrograde ellipse	بیضی جمع شونده
Rigid pile	شمع های صلب
Rigid wall	دیوارهای حائل صلب
Rocking	توران پی حول محور yها
Rotary machines	ماشینهای تورانی
Russian vibratory drivers	شمع کوپهای ویبره روسی
Sand fountains	جوشش ماسه
Screening of waves	تقلیل اثر امواج
Sewage tank	مخزن فاضلاب
Shake - table studies	مطالعات میزویبره
Shallow footings	شالوده های سطحی
Shape factors	ضرایب شکل
Shear modulus	مدول برشی

Shear parameters	پارامترهای مقاومت برشی
Shear pattern	نحوه گسیختگی برشی
Shear strength	مقاومت برشی
Shear tests	آزمایشات برش
Shear waves	امواج برشی، پیچشی (موج S)
Simultaneous rocking, sliding, and vertical vibrations	ارتعاش قائم، افقی و لغزشی همزمان پی
Sliding vibrations	ارتعاشات افقی
Soil constants	ثابت خاک
Soil dynamics	دینامیک خاک
Soil modulus function	تابع مدول خاک
Soil modulus values	مقادیر مدول خاک
Soil properties	خواص مهندسی خاک
Soil spring stiffness	سختی خاک - فنر
Sonic pile driver	شمع کوب صوتی
Spectral response	پاسخ (عکس العمل) طیفی
Spring - mass system	سیستم جرم - فنر
Strain gauge	گیج الکترونیکی
Strength	مقاومت
Stress - strain characteristics	خصوصیات تنش - تغییر شکل (کرنش)
Surface footings	پی های سطحی
Surface - wave propagation method	روش انتشار امواج سطحی
Sustained load	بار استاتیکی (ثابت)
Tie beams	کلاف ها
Time of loading	زمان بارگذاری
Torsional vibrations	ارتعاشات پیچشی
Transient forces	نیروهای گذرا

Transient tests	آزمایشات گذرا
Torsional stiffness	مختنی پیچشی
Transmissibility	قابلیت انتقال
Trench	ترانشه - دیواره
Triaxial conditions	شرایط تغییر شکل سه محوری
True triaxial apparatus	دستگاه سه محوری واقعی
V ibration absorber	جاذب ارتعاش
Vibration isolation	ایزوله سازی ارتعاش
Vibration - measuring instruments	ابزار اندازه گیری ارتعاش
Vibration - table studies	مطالعات میز ارتعاش (ویبره)
Vibratory drivers	شمع کوپهای ویبره
Viscous damping	زائیل کنندگی ویسکوز
W all friction	اصطکاک دیوار
Wave equation	معادله انتشار موج
Wave propagaion	انتشار موج
Y awning vibrations of block foundations	دوران پی های حجیم حول محور z ها
Young's modulus	ضریب ارتجاعی (مدول یانگ)