

# مبانی نظری طراحی

## لرزه ای پل

بهزاد حاصلی

محمد بهاری

ادریس عصاران

محمد رضا مظفرپور

## چکیده:

با توجه استقرار کشورمان بر روی کمربند لرزه ای، بسیاری از پل های واقع در شهر های مختلف کشورمان در مجاورت و نزدیکی گسل های فعال و خطرناک قرار گرفته است. پل به عنوان یکی از اصلی ترین شریان های حیاتی سیستم حمل و نقل در کشور مطرح است، لذا شناسایی عوامل موثر و تاثیر گذار در برآورد دقیق رفتار لرزه ای پل ها و مدلسازی این عوامل در نمونه های تحلیلی، می تواند درک عمومی نسبت به برآورد پاسخ های نزدیک به واقعیت را افزایش داده و منجر به تبیین الزامات مهندسی دقیقتر در احداث و اجرای سازه های حیاتی گردد. در این مجموعه تلاش شده است تا گامی کوچک در راستای طراحی و تبیین مبانی نظری مرتبط با انواع مختلف سازه ی پل برداشته شود. سرفصل های اصلی بررسی شده در این مجموعه به شرح زیر قابل بیان است

در فصل اول این کتاب تاثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه ای پل مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است.

در فصل دوم به ارزیابی رفتار لرزه ای پل بزرگراهی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک پرداخته شده است

در فصل سوم نیروی تسلیم جداگرهای لرزه ای جهت مقاوم سازی پل های بتن آرمه با کنترل میرایی هیسترتیک مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است.

در فصل چهارم رفتار لرزه ای یک نمونه پل معلق در برابر نیروی باد، مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است.

در اینجا بر خود لازم میدانیم از همراهی و تجارب مهندسان فعال در عرصه ی سازندگی و احداث و طراحی سازه ی پل و همچنین خانواده ی عزیزمان که ما را در تهیه این نوشتار یاری نمودند، کمال تشکر و مراتب قدردانی خود را اعلام نماییم. همچنین از تمامی خوانندگان و صاحب نظران محترم خواهشمندیم ما را از نظرات راهبردی و ارزشمند خود در جهت رفع نواقص و بهبود سطح کیفی این نوشتار، بهره مند نمایند. در پایان این تلاش اندک را به عنوان خدمتی ناقابل به صاحت مقدس امام عصر (عج) و روح پرفتوح فرمانده ی همیشگی لشکر امنیت جهانی، شهید حاج قاسم سلیمانی، تقدیم می نماییم.

بهزاد حاصلی و سایر نویسندگان، اردیبهشت ۱۴۰۲



## فهرست مطالب

۱	۱- تاثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه ای پل.....
۱-۱-۱	مقدمه
۲	۲-۱- ویژگی های حرکات زمین در نزدیک گسل.....
۵	۳-۱- بررسی خسارات وارد به پل ها تحت زلزله های اخیر.....
۸	۴-۱- مدل سازی عددی کوله ی پل.....
۱۰	۵-۱- تعیین بارهای زنده و بهره برداری.....
۱۴	۶-۱- انتخاب رکوردهای زلزله.....
۱۶	۷-۱- مبانی طراحی کوله پل.....
۱۶	۱-۷-۱- معرفی انواع کوله پل.....
۲۹	۸-۱- تشریح گام به گام مدل سازی کوله در حالت های مدنظر.....
۲۹	۱-۸-۱- مدل سازی کوله به صورت غلتکی.....
۳۰	۲-۸-۱- مدل سازی کوله به صورت ساده شده.....
۳۴	۳-۸-۱- مدل سازی کوله به صورت پایه دیواری.....
۳۹	۹-۱- نتایج به ازای حالات مختلف مدل سازی کوله به ازای رکورد زلزله.....
۳۹	۱-۹-۱- رکورد AGR (جهت پذیری پس رونده).....
۴۱	۲-۹-۱- رکورد CXO (جهت پذیری خنثی).....
۴۳	۳-۹-۱- رکورد ELC (جهت پذیری پیش رونده).....
۴۵	۴-۹-۱- رکورد TAB.....
۴۷	۵-۹-۱- رکورد BAM.....
۴۹	۱۰-۱- تفسیر نتایج.....
۵۴	۲- ارزیابی رفتار لرزه ای پل بزرگراهی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک.....
۵۴	۱-۲- مقدمه.....
۵۵	۲-۲- لزوم بررسی اثرات اندرکنش خاک-سازه.....
۵۶	۳-۲- مفهوم کلی اثر ساختگاه.....
۵۷	۱-۳-۲- تقسیم بندی ساختگاه های متفاوت.....
۵۷	۲-۳-۲- خصوصیات خاک.....
۵۸	۴-۲- ساختار سازی برای ماتریس احتمالاتی خسارت.....
۵۹	۱-۴-۲- سیستم خاک سازه.....
۶۱	۲-۴-۲- مدلسازی محیط نا محدود خاک با به کارگیری روش مستقیم.....

- ۶۲ ..... ۲-۴-۳- ماتریس امیدانس خاک-فونداسیون.....
- ۶۴ ..... ۲-۵- رفتار غیر خطی سازه های بلند تحت زلزله حوزه نزدیک با لحاظ اثرات اندرکنش.....
- ۶۵ ..... ۲-۶- تحلیل سیستم خاک- فندانسیون
- ۶۹ ..... ۲-۷- مدل های خاک به منظور لحاظ اثرات اندرکنش خاک -سازه
- ۶۹ ..... ۲-۷-۱- مدل فنر و کمک فنر در پی سازه.....
- ۷۰ ..... ۲-۷-۲- مدل تیر برشی.....
- ۷۰ ..... ۲-۷-۳- مدل نیم فضای الاستیک یا ویسکو الاستیک.....
- ۷۰ ..... ۲-۷-۴- مدل عناصر محدود برای خاک.....
- ۷۱ ..... ۲-۷-۵- مدل ترکیبی نیم فضا و المان محدود.....
- ۷۱ ..... ۲-۷-۶- اندرکنش خاک-سازه مطابق با استاندارد ۲۸۰۰.....
- ۷۲ ..... ۲-۸- روش های تحلیلی اندرکنش خاک -سازه
- ۷۲ ..... ۲-۸-۱- روش مستقیم.....
- ۷۲ ..... ۲-۸-۲- روش زیر سازه.....
- ۷۳ ..... ۲-۸-۳- روش مختلط.....
- ..... ۲-۸-۴- معادلات تعادل جهشی ۷۳.....
- ۷۴ ..... ۲-۹- تحلیل نتایج
- ۳- بررسی نیروی تسلیم جداگرهای لرزه ای جهت مقاوم سازی پل های بتن آرمه با کنترل میرایی هیسترتیک ..... ۷۶
- ۷۶ ..... ۳-۱- مقدمه
- ۷۷ ..... ۳-۱-۱- جداسازهای اصطکاکی.....
- ۷۸ ..... ۳-۱-۲- جداسازهای اصطکاکی پاندولی.....
- ۷۹ ..... ۳-۱-۳- جداسازهای الاستیک اصطکاکی.....
- ۷۹ ..... ۳-۱-۴- جداسازهای لاستیکی با ورقه های فولادی.....
- ۸۱ ..... ۳-۱-۵- جداسازهای لاستیکی با هسته ی سربی.....
- ۸۲ ..... ۳-۲- تحلیل نتایج
- ۸۲ ..... ۳-۲-۱- پاسخ های مورد مطالعه در پژوهش حاضر.....
- ۸۳ ..... ۳-۲-۲- برش پایه.....
- ۸۴ ..... ۳-۲-۳- بیشینه جابجایی ایجاد شده در عرشه.....
- ۸۵ ..... 4-2-3- نیروی تسلیم در جداگرهای لرزه ای
- ۸۹ ..... 3-3- شکل پذیری سازه

۹۰.....	۴-۳ - انرژی مستهلک شده در سازه
۹۲.....	۴ - ارزیابی رفتار لرزه ای پل معلق در برابر نیروی باد.....
۹۲.....	۴-۱ - مقدمه
۹۳.....	۴-۲ - معرفی پل های معلق
۹۶.....	۴-۳ - اجزای تشکیل دهنده ی پل معلق
۱۰۰....	۴-۴ - تئوری های موجود به منظور برآورد اثر نیروی باد بر روی سازه
۱۰۳....	۴-۵ - روش محاسبه ی بار باد
۱۰۳.....	۴-۵-۱ - روش استاتیکی.....
۱۰۳.....	۴-۵-۲ - روش دینامیکی.....
۱۰۴.....	۴-۵-۳ - روش تجربی.....
۱۰۷....	۴-۶ - تاریخچه ی پل پیر تقی
۱۰۹....	۴-۷ - نحوه ی اعمال بار باد بر روی اجزای مختلف پل
۱۱۳....	۴-۸ - پدیده ی رزونانس
۱۱۸....	۴-۹ - مدل سازی پل پیرتقی در محیط نرم افزار
۱۲۴....	۴-۱۰ - تحلیل نتایج
۱۲۹.....	۴-۱۰-۱ - خیز پل تحت اثر سناریوهای مختلف بارگذاری باد.....
۱۳۲.....	۴-۱۰-۲ - نیروی کششی ایجاد شده در کابل های پل.....
۱۳۵.....	۴-۱۰-۳ - توزیع نیروی برشی و لنگر خمشی.....
۱۳۶.....	۴-۱۰-۴ - توزیع تنش در پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری باد.....
۱۴۰.....	۴-۱۰-۵ - عکس العمل تکیه گاهی در پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری باد.....
۱۴۲....	۴-۱۱ - تعیین بحرانی ترین سناریوی بارگذاری باد
۱۴۸.....	۵ - منابع.....

### فهرست شکل ها

۶.....	شکل ۱-۱: تغییر مکان قائم پل Bolu در ترکیه سال ۱۹۹۹.....
۶.....	شکل ۲-۱: تخریب کامل پل منحنی در چین سال ۲۰۰۸.....
۸.....	شکل ۳-۱: آسیب عمده کوله پل.....
۹.....	شکل ۴-۱: جزییات مقاطع استفاده شده در ستون های پایه های میانی پل.....
۱۲.....	شکل ۵-۱: عادی هر خط عبور.....

- شکل ۶-۱: نحوه استقرار بار عادی در عرض سواره‌رو..... ۱۲
- شکل ۷-۱: نحوه اعمال بار نوع اول در مدل‌سازی..... ۱۴
- شکل ۸-۱: مشخصات نئوپرن مورد استفاده در مدل کوله غلتکی..... ۱۷
- شکل ۹-۱: جزییات کوله یکپارچه..... ۱۹
- شکل ۱۰-۱: سختی در کوله یکپارچه با فرض عدم وجود شکاف..... ۱۹
- شکل ۱۱-۱: منحنی نیرو-جابجایی و سختی متوسط کوله..... ۲۱
- شکل ۱۲-۱: تصویر شماتیک از مقطع مستطیلی مدنظر در فضای الاستیک نیمه متناهی  
..... ۲۳
- شکل ۱۳-۱: توزیع فشار استاتیکی..... ۳۵
- شکل ۱۴-۱: توزیع اضافه فشار دینامیکی..... ۳۶
- شکل ۱-۲: رابطه کلی تنش-کرنش خاک تحت تحریک حالت پایدار دامنه ثابت..... ۵۸
- شکل ۲-۲: طیف طرح برای شرایط مختلف ساختگاه با میرایی ۵٪. به ازای حالت‌های  
مختلف ساختگاه I, II, III و IV (ساختگاه‌ها به ترتیب با SCI, SCII, SCIII و SCIV  
مشخص شده‌اند)..... ۵۹
- شکل ۳-۲: مدل اندرکنش خاک-سازه بر اساس مطالعات طباطبایی فر و معصومی..... ۶۲
- شکل ۴-۲: مدل‌سازی اجزاء محدود خاک با مرزهای اولیه بر اساس مطالعات طباطبایی  
فر و معصومی..... ۶۲
- شکل ۵-۲: آرایش امپدانس..... ۶۳
- شکل ۶-۲: روش زیر سازه برای SSI (a): سیستم کامل خاک-فونداسیون-روسازه (b)  
زیر سازه خاک-فونداسیون و (c) زیر سازه روسازه..... ۶۶
- شکل ۷-۲: (a) گروه شمع در یک خاک لایه ای افقی؛ (b) مدل خاک-فونداسیون و (c)  
جابه جایی در گره A در اثر نیروهای وارد شده در گره J..... ۶۹
- شکل ۸-۲: مدل‌سازی خاک به روش فنر و کمک فنر..... ۷۰
- شکل ۹-۲: مدل تحلیلی در نظر گرفته شده در استاندارد ۲۸۰۰..... ۷۲
- شکل ۱-۳: جداسازهای اصطکاکی پاندولی..... ۷۹
- شکل ۲-۳: جداسازهای اصطکاکی پاندولی..... ۷۹
- شکل ۳-۳: جداسازهای لاستیکی با هسته ی سربی..... ۸۲
- شکل ۴-۳: نمایش سه بعدی پل مورد مطالعه در پژوهش حاضر..... ۸۲

- شکل ۳-۵: مقایسه برش پایه در حالت های مختلف مدل سازی و به ازای رکوردهای مختلف..... ۸۴
- شکل ۳-۶: مقایسه بیشینه جابجایی طولی عرشه در حالت های مختلف مدل سازی و به ازای رکوردهای مختلف..... ۸۵
- شکل ۳-۷: الگوی رفتاری یکسان جداسازهای مدل شده در پژوهش حاضر..... ۸۷
- شکل ۳-۸: مقایسه ی متوسط نیروی تسلیم جداساز در حالت های مختلف مقاوم سازی پل..... ۸۸
- شکل ۳-۹: مقایسه ی متوسط نیروی گسیختگی جداساز در حالت های مختلف مقاوم سازی پل..... ۸۸
- شکل ۳-۱۰: منحنی ظرفیت مربوط به سه حالت مختلف مدلسازی پل در پژوهش حاضر..... ۹۰
- شکل ۳-۱۱: مقایسه پارامتر شکل پذیری در سه حالت مختلف مدلسازی پل در پژوهش حاضر..... ۹۰
- شکل ۳-۱۲: مقایسه انرژی مستهلک شده در سه حالت مختلف مدلسازی..... ۹۱
- شکل ۴-۱: یک نمونه پل معلق..... ۹۴
- شکل ۴-۲: انواع عرشه در پل های معلق..... ۹۸
- شکل ۴-۳: انواع برج در پل های معلق..... ۹۹
- شکل ۴-۴: انواع کابل های مورد استفاده در پل های معلق..... ۱۰۰
- شکل ۴-۵: بار وارد بر پایه و عرشه ی پل..... ۱۰۷
- شکل ۴-۶: نمایی از پل معلق پیرتقی..... ۱۰۸
- شکل ۴-۷: نمایش انواع پایلون در پل های معلق..... ۱۰۹
- شکل ۴-۸: نحوه ی اعمال بار باد بر روی سازه در جهت های مختلف..... ۱۱۱
- شکل ۴-۹: معرفی مدل جرم - فنر به منظور بیان پدیده ی تشدید..... ۱۱۴
- شکل ۴-۱۰: موقعیت پل پیرتقی در استان اردبیل..... ۱۱۵
- شکل ۴-۱۱: نمایش پل پیرتقی از زوایای مختلف..... ۱۱۶
- شکل ۴-۱۲: مواد به کار رفته در ساخت پل پیرتقی..... ۱۱۷
- شکل ۴-۱۳: نمایش گسل های فعال در استان اردبیل..... ۱۱۸
- شکل ۴-۱۴: تعریف مشخصات مصالح مورد استفاده در نرم افزار..... ۱۱۹



- شکل ۴-۱۵: تعریف سطوح مقطع دکل و عرشه ی پل پیرتقی..... ۱۲۰
- شکل ۴-۱۶: نمایش پل پیرتقی از زوایای مختلف در محیط نرم افزار Csi Bridge ۱۲۱
- شکل ۴-۱۷: معرفی بار مرده و بار باد به پل..... ۱۲۲
- شکل ۴-۱۸: تعریف بار باد در سناریوهای منتخب..... ۱۲۴
- شکل ۴-۱۹: هندسه ی تغییر شکل نیافته پل پیرتقی..... ۱۲۵
- شکل ۴-۲۰: شکل مودی مربوط به دوازده مود اول پل پیرتقی..... ۱۲۹
- شکل ۴-۲۱: خیز و تغییر شکل پل پیرتقی به ازای سناریوی اول بارگذاری در پژوهش حاضر..... ۱۳۰
- شکل ۴-۲۲: خیز و تغییر شکل پل پیرتقی به ازای سناریوی دوم بارگذاری در پژوهش حاضر..... ۱۳۱
- شکل ۴-۲۳: نمودار توزیع نیروی محوری در اجزای پل و تعیین بحرانی ترین کابل ها ۱۳۲
- شکل ۴-۲۴: حداکثر نیروی کششی ثبت شده در کابل افقی (بالا) و مورب (پایین) بحرانی در سناریوی شماره ۱ بارگذاری..... ۱۳۳
- شکل ۴-۲۵: حداکثر نیروی کششی ثبت شده در کابل افقی (بالا) و مورب (پایین) بحرانی در سناریوی شماره ۲ بارگذاری..... ۱۳۴
- شکل ۴-۲۶: حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی ثبت شده در پل پیرتقی در سناریوی شماره ۱ بارگذاری..... ۱۳۵
- شکل ۴-۲۷: حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی ثبت شده در پل پیرتقی در سناریوی شماره ۲ بارگذاری..... ۱۳۶
- شکل ۴-۲۸: توزیع تنش در پل پیرتقی به ازای سناریوی شماره ۱ بارگذاری..... ۱۳۷
- شکل ۴-۲۹: حداکثر و حداقل تنش ثبت شده در پل پیرتقی در سناریوی شماره ۱ بارگذاری..... ۱۳۷
- شکل ۴-۳۰: نیروی وارد بر واحد طول عرشه پل پیرتقی به ازای سناریوی شماره ۱ بارگذاری..... ۱۳۹
- شکل ۴-۳۱: نیروی وارد بر واحد طول عرشه پل پیرتقی به ازای سناریوی شماره ۲ بارگذاری..... ۱۴۰
- شکل ۴-۳۲: حداکثر عکس العمل تکیه گاهی در پل پیرتقی به ازای سناریوی شماره ۱ بارگذاری..... ۱۴۰

شکل ۴-۳۳: حداکثر عکس العمل تکیه گاهی در پل پیرتقی به ازای سناریوی شماره ۲	۱۴۱
بارگذاری.....	
شکل ۴-۳۴: مقایسه حداکثر خیز عرشه پل پیرتقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری	۱۴۲
.....	
شکل ۴-۳۵: مقایسه حداکثر نیروی کششی کابل در پل پیرتقی به ازای سناریوهای	۱۴۳
مختلف بارگذاری.....	
شکل ۴-۳۶: مقایسه حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی در پل پیرتقی به ازای	۱۴۴
سناریوهای مختلف بارگذاری.....	
شکل ۴-۳۷: مقایسه حداکثر تنش ایجاد شده در پل پیرتقی به ازای سناریوهای مختلف	۱۴۵
بارگذاری.....	
شکل ۴-۳۸: مقایسه حداکثر عکس العمل تکیه گاهی در پل پیرتقی به ازای سناریوهای	۱۴۶
مختلف بارگذاری.....	

### فهرست جدول ها

جدول ۱-۱: ارتفاع کوله‌ها، پایه‌ها و ارتفاع ستون‌های متناظر هر پایه.....	۹
جدول ۲-۱: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده.....	۱۵
جدول ۳-۱: محاسبه حداکثر جابجایی با توجه به نوع خاکریز.....	۱۸
جدول ۴-۱: سختی اولیه برای انواع خاکریز طبق پیشنهاد کالترانس (۲۰۱۳).....	۱۹
جدول ۵-۱: تعیین ضرایب ثابت رابطه شمس‌آبادی (۲۰۰۷) ۲۰.....	
جدول ۶-۱: حداکثر جابجایی خاکریز طبق پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷).....	۲۰
جدول ۷-۱: تعیین ضرایب C و D.....	۲۱
جدول ۸-۱: تعیین پارامترهای کوله-خاکریز.....	۲۱
جدول ۹-۱: مدول الاستیسیته ضریب پواسون برای انواع خاکریز.....	۲۲
جدول ۱۰-۱: زوایای نمونه اصطکاک در فصل مشترک دیوار و خاک.....	۲۵
جدول ۱۱-۱: ضریب شکل با توجه به ابعاد خاکریز.....	۲۸
جدول ۱۲-۱: ابعاد نئوپرن های مورد استفاده.....	۲۹
جدول ۱۳-۱: خلاصه سختی در راستاهای طولی، عرضی و قائم.....	۳۰
جدول ۱۴-۱: ضریب شکل به ازای ابعاد خاکریز.....	۳۱

- جدول ۱-۱۵: خلاصه سختی‌های طولی، عرضی و قائم حالت دوم..... ۳۱
- جدول ۱-۱۶: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت سوم..... ۳۲
- جدول ۱-۱۷: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت چهارم..... ۳۳
- جدول ۱-۱۸: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت پنجم..... ۳۴
- جدول ۱-۱۹: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت ششم..... ۳۷
- جدول ۱-۲۰: خلاصه سختی طولی، عرض و قائم برای حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله..... ۳۸
- جدول ۱-۲۱: حداکثر سختی طولی..... ۳۸
- جدول ۱-۲۲: حداکثر سختی عرضی..... ۳۸
- جدول ۱-۲۳: حداکثر سختی قائم..... ۳۹
- جدول ۱-۲۴: جابجایی در کوله و پایه‌های میانی تحت رکورد AGR..... ۴۰
- جدول ۱-۲۵: اختلاف پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد دارای اثرات جهت‌پذیری پس‌رونده (AGR) ... ۴۱
- جدول ۱-۲۶: جابجایی در کوله و پایه‌های میانی تحت رکورد CXO..... ۴۲
- جدول ۱-۲۷: اختلاف پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد دارای اثرات جهت‌پذیری خنثی (CXO)..... ۴۳
- جدول ۱-۲۸: جابجایی در کوله و پایه‌های میانی تحت رکورد ELC..... ۴۴
- جدول ۱-۲۹: اختلاف پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده (ELC) . ۴۵
- جدول ۱-۳۰: جابجایی در کوله و پایه‌های میانی تحت رکورد TAB..... ۴۶
- جدول ۱-۳۱: اختلاف پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد TAB..... ۴۷
- جدول ۱-۳۲: جابجایی در کوله و پایه‌های میانی تحت رکورد BAM..... ۴۸
- جدول ۱-۳۳: مقایسه پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد BAM..... ۴۹
- جدول ۳-۱: نام‌گذاری کلی مدل‌های مورد مطالعه در پژوهش حاضر..... ۸۳
- جدول ۳-۲: نیروی تسلیم جداگرهای لرزه‌ای در دو حالت مدل‌سازی پل با جداساز (BI) و مدل‌سازی پل با جداساز و میراگر (BDI) بر حسب تن..... ۸۷

جدول ۳-۳: نیروی گسیختگی جداگرهای لرزه ای در دو حالت مدل سازی پل با جداساز(BI) و مدل سازی پل با جداساز و میراگر(BDI) بر حسب تن.....	۸۷
جدول ۴-۱: معرفی ضریب فشار برای حالت های مختلف کابل [۳۶].....	۱۰۵
جدول ۴-۲: معرفی پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه ی بار باد.....	۱۱۲
جدول ۴-۳: حالت های مختلف اعمال بار باد.....	۱۱۲
جدول ۴-۴: بار مرده پل پیر تقی.....	۱۱۶
جدول ۴-۵: معرفی سناریوهای بارگذاری مورد بررسی در پژوهش حاضر.....	۱۲۳
جدول ۴-۶: خلاصه نتایج به دست آمده از انجام تحلیل مودال بر روی پل پیر تقی.....	۱۲۵
جدول ۴-۷: خیز پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری.....	۱۳۰
جدول ۴-۸: نیروی کششی ایجاد شده در کابل های منتخب پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری.....	۱۳۳
جدول ۴-۹: حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی در پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری.....	۱۳۵
جدول ۴-۱۰: حداکثر و حداقل تنش ایجاد شده در پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری.....	۱۳۷
جدول ۴-۱۱: نیروی وارد بر واحد طول عرشه پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری.....	۱۳۹
جدول ۴-۱۲: حداکثر عکس العمل تکیه گاهی در پل پیر تقی به ازای سناریوهای مختلف بارگذاری.....	۱۴۱



# فصل اول

## تأثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه ای پل

### ۱-۱- مقدمه

یکی از عوامل تأثیرگذار در پاسخ لرزه‌ای پل، کوله و نحوه‌ی مدل‌سازی آن می‌باشد. تحلیل رفتار لرزه‌ای و مدل‌سازی پل‌ها معمولاً با استفاده از فرضیات ساده کننده و به منظور سهولت در تحلیل‌ها انجام می‌شود. این ساده‌سازی ممکن است باعث ایجاد تغییرات عمده در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ای پل‌ها شود. از موارد مهم در این زمینه مدل‌سازی کوله‌ها است. استفاده از مدل‌های ساده، غلظتی و کامل کوله‌ها در طراحی و بررسی رفتار لرزه‌ای پل حائز اهمیت است. نحوه‌ی مدل‌سازی کوله برای تحلیل لرزه‌ای پل‌ها برای اولین بار در سال ۱۹۹۸ توسط ویلسون ارائه شد و امروزه نیز به‌عنوان پایه و اساس بسیاری از روش‌های مدل‌سازی کوله‌ها استفاده می‌شود. در این تحقیق کوله‌ها در سه حالت کلی مدل‌سازی و تحت اثر رکورد های زلزله حوزه نزدیک تحلیل شده و نتایج در حالات یادشده با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در حالت اول کوله‌ها به‌صورت غلظتی مدل شدند. در حالت دوم با توجه به دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) و پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷) برای دو نوع خاک چسبنده و دانه‌ای، کوله‌ها به‌صورت ساده شده با سه فنر مدل شدند. در حالت سوم کوله‌ها به‌صورت پایه دیواری مدل شده و از طریق اعمال فشار استاتیکی خاکریز پشت دیوار و فشار دینامیکی، سختی معادل کوله در این حالت محاسبه شده است. نتایج نشان داد، نحوه‌ی مدل‌سازی کوله‌های انتهایی علاوه بر جابجایی پل بر روی توزیع نیروی محوری، لنگر خمشی، عکس‌العمل تکیه‌گاهی و برش پایه تأثیرگذار است. پاسخ های لرزه ای در حالت های مختلف مدل‌سازی کوله تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله، بیانگر حداکثر اختلاف ۷۸٪ در جابجایی طولی کوله ۴، اختلاف ۷۵٫۸٪ در جابجایی طولی پایه ۳، اختلاف ۹۰٪ در نیروی محوری پایه ۳، اختلاف ۸۲٪ در لنگر خمشی مربوط به پایه میانی شماره ۲، در مقایسه با حالت مدل‌سازی کوله به صورت غلظتی می باشد. به‌طورکلی مشاهده می‌شود در مورد رکوردهای حوزه نزدیک و یا

رکوردهای با مؤلفه قائم بزرگ (رکوردهای مورد مطالعه در این پژوهش)، مدل سازی کوله پاسخ های لرزه ای را به شدت تحت تاثیر قرار می دهد. بنابراین یکی از موارد بسیار مهم در طراحی پل، کوله ی پل و نحوه ی مدل سازی آن می باشد. نتایج مطالعات در این پژوهش نشان می دهد، در شرایطی که ارتفاع خاکریز پشت کوله در محدوده ی ارتفاعی ۴ تا ۹ متر باشد، با دقت قابل قبولی (اختلاف پاسخ ها ۲۹٪ تا ۱۳٪ می باشد)، جابجایی حاصل از روش پایه دیواری با جابجایی پیشنهادی دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) تطابق دارد.

## ۱-۲- ویژگی های حرکات زمین در نزدیک گسل

عوامل زیادی خصوصیات و مشخصات زمین لرزه ها را تحت تاثیر قرار می دهد. اما تاثیر برخی از عوامل روی زلزله های نزدیک منبع بیشتر و مهم تر است. برخی از پارامترهای کلیدی حرکت زمین که در رفتار سازه ها نقش بسیار مهمی ایفا می کنند عبارتند از: دامنه های زلزله، مدت زمان لرزه قوی و محتوای فرکانسی. برای تعیین مدت زمان لرزه قوی بر اساس توزیع تجمعی انرژی زلزله که با استفاده از شتاب نگاشت حاصل شده اند، عمل می کنیم. این تعریف مدت زمان معنی دار نامیده می شود. هنگام وقوع زلزله خصوصیات ارتعاشی هریک از نقاط زمین تابع عوامل مختلفی به شرح زیر می باشد:

۱. بزرگای زلزله

۲. فاصله منطقه از مرکز رها شدن انرژی

۳. خصوصیات زمین شناختی (اثر ساختگاه)

زلزله های حوزه نزدیک به زلزله هایی اطلاق می شود که فاصله آن ها از مرکز سطحی زلزله کمتر از یک حد معین است. برخی از محققین از جمله اکی این فاصله را ۵۰ کیلومتر می دانند و برخی دیگر این فاصله را ۱۵ کیلومتر در نظر می گیرند [۱]. برخی مطالعات نشان می دهد که رکوردهای زلزله های نزدیک رومی توان به دو بخش با ضربان و بدون ضربان تقسیم بندی کرد که در بعضی موارد پدیده ضربان در تاریخچه شتاب، سرعت و تغییر مکان یکی از ویژگی هایی است که زلزله های حوزه نزدیک را از زلزله های حوزه دور متمایز می کند [۲].

درسال های اخیر وقوع چهار زمین لرزه ۱۹۹۴ نورث ریج کالیفرنیا، ۱۹۹۵ کوبه ژاپن، ۱۹۹۹ دوزخه ترکیه و چی چی تایوان، خسارات شدید و متفاوتی با آنچه برای سازه ها انتظار می رفت به جا گذاشته است. بدین سان محققان توجه ویژه ای به مسئله حرکات

نزدیک گسل معطوف نموده‌اند. جنبش زمین هنگام وقوع زلزله توسط شتاب‌نگارهای تعبیه‌شده در ایستگاه‌های اندازه‌گیری، ثبت می‌شوند که این حرکت دارای سه مؤلفه متعامد (دو مؤلفه در امتداد افقی و یکی در امتداد قائم) می‌باشد. یکی از مؤلفه‌های افقی، موازی امتداد گسل و دیگری عمود بر مسیر گسل می‌باشد. در صورتی که این مؤلفه‌ها موازی امتدادهای ذکر شده نباشند به راحتی می‌توان آن‌ها را در امتدادهای مذکور تصویر نمود. در رکوردهای ثبت‌شده از جنبش زمین در فاصله‌های دور از گسل دو مؤلفه افقی رکوردها معمولاً شبیه به هم بوده و مقادیر بیشینه شتاب، سرعت و جابجایی‌های مربوط به آن‌ها تقریباً برابر است. انتشار گسیختگی گسل با سرعتی نزدیک به سرعت موج برشی به سمت یک سایت سبب آن می‌گردد که بیشتر انرژی زلزله ناشی از گسیختگی، به یک پالس بزرگ جنبش که در شروع رکورد ظاهر می‌شود، تبدیل گردد. این پالس جنبش نمایانگر اثر تجمع تقریباً تمامی تشعشع لرزه‌ای ناشی از گسل می‌باشد. الگوی تشعشعی (شعاعی) جابجایی برشی گسل سبب آن می‌گردد که حرکات ضربه‌ای عمود بر امتداد گسل، بزرگ‌تر از حرکات ضربه‌ای موازی با آن در پریودهای بزرگ‌تر از ۰٫۵ ثانیه باشد. به زبان دیگر از آنجایی که تجمع آثار امواج برشی در مسیر پیش روی گسیختگی متمایل به سمت عمود بر مسیر گسل می‌باشد، در رکوردهای نزدیک گسل مؤلفه عمود بر گسل مقادیر بزرگ‌تری نسبت به مؤلفه‌ی موازی با جهت گسل را برای مقادیر بیشینه شتاب، بیشینه سرعت و بیشینه تغییر مکان نشان می‌دهد. جهت پذیری پیش‌رونده در انتشار امواج زلزله می‌تواند توسط اثر دوپلر در حرکت منبع تولید امواج بهتر درک گردد. یک ایستگاه رادیویی اگر بی‌حرکت باشد امواج رادیویی ارسالی برای تمامی گیرنده‌های به فاصله برابر از منبع دارای وضوح یکسانی می‌باشد. حال چنانچه ایستگاه با سرعت ثابت حرکت نماید به علت حرکت منبع، تجمع امواج در جلوی ایستگاه بیشتر و طول موج امواج نسبت به پشت منبع کوتاه‌تر می‌باشد، این پدیده به عنوان اثر دوپلر شناخته می‌شود. در این وضعیت منبع تولید انرژی که توسط امواج پخش می‌شود در نوک شکست پیش‌رونده قرار می‌گیرد و به علت فرکانس بالا و هم‌پوشانی امواج دریافت شده برای ناظر تقویت می‌گردند. این امواج به علت تأخیر زمانی در دریافت‌کننده‌ای که پشت به جهت گسترش امواج قرار دارد، نمی‌تواند سبب تقویت یکدیگر شوند. طول امواج تقویت‌شده بسیار کمتر از طول امواج پشت منبع هستند. اثر دوپلر در انتقال انرژی زلزله در جهت شکست گسل، سبب سرعت بالای حرکت زمین می‌گردد. یکی از اختلافات اساسی مشخصات این امواج



در جلو و پشت به جهت شکست پیش‌رونده می‌باشد. وقتی که گسیختگی گسل به سمت ساختگاه انتشار یابد و جهت لغزش گسل نیز به آن سمت باشد، حالت پیش‌رونده رخ می‌دهد. وقتی گسیختگی از مرکز زلزله دور می‌شود و به سمت ساختگاه گسترش می‌یابد، به علت نزدیک بودن سرعت گسیختگی گسل به سرعت امواج برشی، امواج آزاد شده در لغزش‌های متوالی در قسمت جلوی مسیر گسیختگی در گسل جمع می‌شوند و لذا انرژی در جلوی گسیختگی انباشته می‌شود. در نتیجه این تجمع انرژی، جبهه موج به صورت یک شوک قوی به ساختگاه می‌رسد، که این شوک باعث تشکیل یک پالس بزرگ در ابتدای رکورد می‌گردد. این پالس با توجه به ماهیت حرکات برشی آن در جهت عمود بر امتداد گسل بسیار قوی‌تر از سایر جهات هست. مدت دوام کوتاه، طول موج کم و دامنه بزرگ از مهم‌ترین خصوصیات رکورد نزدیک منبع در جهت پیش‌رونده است، که در مدت‌زمان کوتاهی انرژی زیادی به صورت ضربه وارد می‌کند. در جهت موازی با گسل، جابجایی‌های ماندگار موازی باگسل متناظر با ضربه سرعت در همان مدت‌زمان شکست اتفاق می‌افتد. در جهت عمود بر گسل، تنش‌های برشی بزرگ در اوج شکست سبب حرکت عمود بر جهت شکست می‌گردند [۳].

ویژگی دیگر رکوردهای حوزه نزدیک که در زمین‌لرزه‌های اخیر مانند زلزله‌های سال ۱۹۹۹ ترکیه و تایوان نمود زیادی داشت، تغییر مکان ماندگار زمین در اثر تغییر شکل استاتیکی آن در مناطق نزدیک گسل می‌باشد. این تغییر مکان استاتیکی که تغییر مکان ماندگار (گام جهشی تغییر مکان) نیز نامیده شده است، در بازه زمانی چندثانیه‌ای لغزش گسل و در اثر پالس سرعت تک جهت قوی، اتفاق افتاده و در تاریخچه زمانی تغییر مکان به صورت یک گام جهشی دیده می‌شود. تغییر مکان ماندگار در جهت لغزش گسل اتفاق افتاده و مستقل از حرکت پالسی زمین که در امتداد عمود بر راستای لغزش اتفاق می‌افتد، در گسلش امتداد لغز پالس جهت پذیری در راستای عمود بر جهت لغزش اتفاق می‌افتد، در حالی که تغییر مکان ماندگار در جهت موازی لغزش رخ می‌دهد. ولی در گسلش شیب لغز، هم پالس جهت پذیری و هم پالس تغییر مکان ماندگار در جهت عمود بر لغزش رخ می‌دهد. تغییر مکان‌های ماندگار چنان چه به آهستگی حادث گردد و سازه نیز در دو سمت گسل استقرار نیافته باشد، اثر مخرب کمی خواهد داشت. مدت‌زمان این جابجایی بستگی به مشخصات زمانی لغزش در یک نقطه در گسل دارد و واضح است که این لغزش سریع می‌باشد. لذا هر دو جابجایی امواج برشی در جهت پذیری پیش‌رونده و

جابجایی استاتیکی در تغییر مکان ماندگار در پالس جمع می‌گردند. یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های زلزله‌های حوزه نزدیک، قابل توجه بودن اثر مؤلفه قائم امواج زلزله در حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور است که دارای تفاوت‌هایی به شرح زیر هستند:

۱. نسبت پیشینه شتاب قائم به پیشینه‌ی شتاب افقی در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور بیشتر می‌باشد. در مواردی این نسبت بیشتر از ۰,۶۷ است، که به‌طور معمول در آیین‌نامه‌ها، همین مقدار در نظر گرفته می‌شود. لازم به توضیح است که افزایش نسبت مذکور در خاک‌های نرم نسبت به سایر خاک‌ها بیشتر است [۴].

۲. نسبت طیف پاسخ قائم به طیف پاسخ افقی بستگی به پرپود سازه و فاصله سازه از صفحه گسلش دارد. برای پرپودهای کوتاه نسبت طیف پاسخ قائم به افقی برای ساختگاه‌های نزدیک گسل از مقداری که معمولاً ۰,۶۷ در نظر گرفته می‌شود، تجاوز می‌کند. درحالی‌که برای پرپودهای بلندمدت این نسبت بسیار محافظه‌کارانه است [۵]. البته نسبت طیف پاسخ مؤلفه قائم به طیف پاسخ مؤلفه‌ی افقی برای فواصل کمتر از ۵ کیلومتر از گسل می‌تواند به ۰,۷۵ نیز برسد [۶].

### ۱-۳- بررسی خسارات وارد به پل‌ها تحت زلزله‌های اخیر

- پل دره‌ای بولو<sup>۱</sup>، ترکیه، نوامبر ۱۹۹۹.

در این پل جابجایی عرشه به علت گسیختگی تکیه‌گاه‌ها ناشی از وقوع زمین‌لرزه‌ای به بزرگی ۷,۲ ریشتر ایجاد شده است. اگرچه در این پل از سیستم جداساز لرزه‌ای استفاده شده بود، اما به علت اینکه پل بولو روی یک گسل فعال واقع شده، عرشه‌های پل در راستای قائم تغییر مکان قابل ملاحظه‌ای داشته‌اند.

---

<sup>1</sup> bulo



شکل ۱-۱: تغییر مکان قائم پل Bolu در ترکیه سال ۱۹۹۹

- زلزله ون چوان آ، چین، می ۲۰۰۸.

این زمین لرزه در کشور چین سبب تخریب بسیاری از پل ها شد. در این میان پل های واقع بر روی گسل فعال دچار تخریب کامل شدند. در شکل (۱-۲) برآمدگی و فرورفتگی زمین باعث ایجاد جابجایی گسترده در امتداد عرضی پل شده است. پل منحنی شکل در شکل (۱-۲) به علت کمبود ظرفیت شکل پذیری، طراحی نامناسب نیروهای لرزه ای و قرارگرفتن بر روی گسل فعال دچار تخریب کامل شده است.



شکل ۲-۱: تخریب کامل پل منحنی در چین سال ۲۰۰۸

- گسل دنالی ۳، آلاسکا، نوامبر ۲۰۰۲.

وقوع زلزله‌ای با بزرگی ۷٫۹ ریشتر سبب تخریب بسیاری از سازه‌ها در منطقه آلاسکا شده است. پل واقع بر روی گسل فعال Denali تحت این زمین‌لرزه دچار خرابی کامل شده است. نکته قابل توجه در مورد پل یادشده تقاطع آن با خطوط انتقال نفت می‌باشد. در این پل کوله‌ها آسیب جدی ندیدند، اما پایه‌های میانی کاملاً تخریب شده‌اند [۷]. شکست برشی پایه‌های میانی پل‌های بتنی در بسیاری از زلزله‌ها رخ داده است. این چنین شکست‌ها در جابجایی‌های سازه‌ای نسبتاً کم اتفاق افتاده است، که در آن نقطه آرماتور طولی ممکن است هنوز تسلیم نشده باشد. متناوباً، به دلیل اینکه مقاومت برشی با سیکل‌های بارگذاری غیر الاستیک کاهش می‌یابد، شکست‌های برشی می‌توانند بعد از تسلیم شونده‌گی خمشی رخ دهند. شکل اخیر شکست برشی پایه‌های میانی با دارا بودن آرماتورهای عرضی مناسب از پل‌های ساخته‌شده در منطقه آلاسکا را نشان می‌دهد. ویژگی‌های این نوع شکست، ترک خوردگی قطری شیب‌دار و اتساع هسته در داخل بلوک‌های گسسته بتنی است [۸].

به‌عنوان یک نتیجه‌گیری کلی از علت خسارات وارده به پل‌ها، می‌توان به نیاز پل‌ها به جابجایی‌های نسبتاً بزرگ‌تر در زلزله‌های متوسط و قوی اشاره کرد. جهت دستیابی به نتایج مطلوب می‌توان نیاز سازه را کم و یا ظرفیت سازه را افزایش داد. یک راهکار مناسب جهت افزایش ظرفیت سازه پل، افزایش سختی کوله‌های پل می‌باشد. بنابراین با تغییر و افزایش سختی کوله‌های پل می‌توان ظرفیت سازه را افزایش داد و تا حد قابل ملاحظه‌ای خسارات وارد بر پل‌ها را کاهش داد.



شکل ۳-۱: آسیب عمده کوله پل

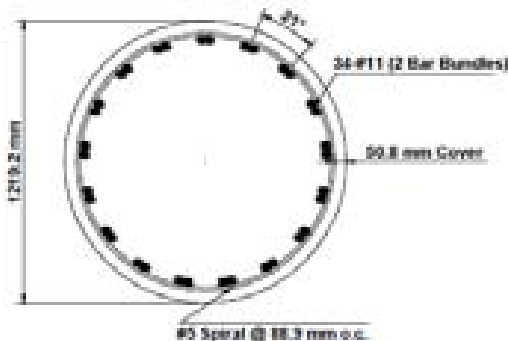
همان طور که در شکل (۳-۱) دیده می شود، برخلاف عرشه پل که آسیبی ندیده، کوله پل کاملاً تخریب شده است. یکی از نقاط حساس و آسیب پذیر در پل، کوله پل می باشد. بنابراین طراحی و مدل سازی مناسب کوله ها تا حد زیادی می تواند خسارات ناشی از زلزله در پل را کاهش دهد، تحقیقات در مورد خسارت وارد به پل ها در اثر زلزله، نشان می دهد که به طور کلی ۲ نوع آسیب از زلزله به کوله وارد می شود: آسیب پایداری، آسیب اجزا.

آسیب پایداری کوله در زلزله توسط شکست فونداسیون که در آن تغییر شکل بیش از حد زمین یا از دست رفتن ظرفیت باربری خاک فونداسیون باعث بروز آسیب می شود. گسیختگی خاک فونداسیون، در شرایط خاک های ضعیف (نرم) و وجود تراز بالای آب زیرزمینی اتفاق می افتد. افزایش خاکریزی پشت کوله، استفاده از شمع، تراکم بالای خاک، مصالح نفوذپذیر و سیستم زهکشی مناسب می تواند مانع از ایجاد آسیب در کوله پل گردد. آسیب اجزای کوله، معمولاً توسط فشار بیش از حد خاک در اثر جابه جایی نسبی بین کوله و خاکریز، وارد می شود.

#### ۱-۴- مدل سازی عددی کوله ی پل

پل مورد مطالعه در این تحقیق، دارای یک مسیر رفت و یک مسیر برگشت کاملاً متقارن و مشابه است که بین این دو مسیر ۱ متر فاصله وجود دارد. طول کل پل،

۹۷,۵۴ متر می‌باشد. این پل دارای ۳ دهانه که طول دو دهانه ابتدا و انتهایی آن ۳۰,۴۸ متر و طول دهانه میانی آن ۳۶,۵۸ متر می‌باشد. این پل دارای ۲ پایه میانی بتن مسلح برای عرشه است که هر پایه دارای ۲ ستون می‌باشد. ستون‌ها دایروی شکل، با قطر ۱,۲۱۹ متر می‌باشد. به دلیل عدم وجود قوس قائم پل در مقطع طولی، ارتفاع پایه‌های میانی با یکدیگر برابر می‌باشد. در جدول (۱-۱) ارتفاع کوله‌ها، ارتفاع پایه‌ها (با در نظر گرفتن ضخامت cap beam) و ارتفاع ستون‌های متناظر هر پایه را نمایش داده شده است.



شکل ۱-۴: جزییات مقاطع استفاده شده در ستون‌های پایه‌های میانی پل

جدول ۱-۱: ارتفاع کوله‌ها، پایه‌ها و ارتفاع ستون‌های متناظر هر پایه

Height of column(m)	Height of bent(m)	
-----	7.33	Abutment1
7.13	7.33	Bent2
7.13	7.33	Bent3
-----	7.33	Abutment4

رو سازه پل مورد مطالعه در این تحقیق از ۳ شاه‌تیر اصلی فولادی سرتاسری به فاصله مرکز تا مرکز ۴,۰۳ متر از یکدیگر و یک دال بتنی به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر تشکیل شده است. در محل اتصال پایه‌های میانی به عرشه پل از المان cap beam استفاده شده است. این المان به صورت مستطیلی به ضخامت ۰,۲ متر در محل استقرار پایه‌های میانی، بین عرشه پل و پایه‌ها تعبیه شده است. در این مطالعه مدل‌سازی و تحلیل پل مورد مطالعه به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار SAP2000 انجام پذیرفت. درجات آزادی و سیستم‌های مختصات مورد استفاده در مدل‌سازی و آنالیز پل مطابق با سیستم مختصات پیشنهاد داده شده توسط آویرام، مکی و استاجادینوویک (۲۰۰۸) برای مدل‌سازی پل است. محور کلی X در امتدادی است که کوله‌ها را به هم وصل می‌کند، از این رو به عنوان جهت طولی

یاد می‌شود. جهت کلی Y محور عمود بر محور X در صفحه افقی است که بیانگر جهت عرضی می‌باشد. همچنین محور Z بیانگر جهت قائم پل است [۹]. در طرح اغلب پل‌ها نسبت سختی کوله به هریک از پایه‌ها مقداری بسیار بزرگ است که با افزایش خاک کوبیده شده پشت کوله، اجرای دیوارهای حائل خاکریز پشت کوله و رمپ و افزایش ارتفاع پایه‌ها این نسبت بزرگ‌تر نیز خواهد شد. بنابراین در مدل‌سازی اکثر پل‌ها، کوله‌ها را با صلبیت بی‌نهایت فرض می‌کنند که می‌تواند فرض درستی باشد. البته در این مطالعه هدف اصلی بررسی تأثیر نوع مدل‌سازی کوله بر پاسخ لرزه‌ای پل می‌باشد. ۶ حالت متفاوت در مدل‌سازی کوله، در این مطالعه مورد ارزیابی قرار گرفته است. این ۶ حالت شامل موارد زیر می‌باشد:

- ✓ مدل‌سازی کوله به صورت تکیه‌گاه غلتکی
  - ✓ مدل‌سازی کوله به صورت کوله ساده‌شده بر اساس کالترانس (۲۰۱۳) برای خاکریز ماسه‌ای
  - ✓ مدل‌سازی کوله به صورت کوله ساده‌شده بر اساس کالترانس (۲۰۱۳) برای خاکریز ماسه‌ای لای دار
  - ✓ مدل‌سازی کوله به صورت کوله ساده‌شده بر اساس پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷) برای خاک دانه‌ای
  - ✓ مدل‌سازی کوله به صورت کوله ساده‌شده بر اساس پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷) برای خاک چسبنده
  - ✓ مدل‌سازی کوله به صورت پایه‌ی دیواری بر اساس رابطه مونونو اوکابه (۱۹۲۹)
- مدل‌سازی ستون‌های میانی پل مورد مطالعه، با استفاده از مقاطع دایروی بتنی می‌باشد. تکیه‌گاه‌های پایه میانی به صورت گیردار بدون هیچ‌گونه درجه آزادی می‌باشد. در محل اتصال ستون‌های میانی با عرشه پل از المان cap beam استفاده شده است. لذا cap beam ها، به صورت مقاطع مستطیلی بتنی با مشخصات عنوان‌شده در بخش قبلی می‌باشند. به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی، کل جرم سرستون‌ها و جرم ستون‌های هر پایه، به عنوان جرم زیر سازه لحاظ شده است.

## ۱-۵- تعیین بارهای زنده و بهره‌برداری

مطابق بند ۲-۲-۱ از آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله (نشریه ۴۶۳) [۱۰] به منظور محاسبه‌ی نیروی افقی زلزله برای پل‌های شهری، اعم از راه و

فصل اول: تاثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه ای پل // ۱۱

راه آهن باید حداقل نصف بار زنده عادی منظور شود. در این بخش به محاسبه بارهای زنده و بهره برداری پل مورد مطالعه بر اساس پیشنهاد آیین نامه بتن ایران (آبا-نشریه ۳۸۹) [۱۱] می پردازیم. لذا ترکیبات بار به کار گرفته شده در این مطالعه در حالت سرویس و در حالت حدی مطابق با جدول ۱۰-۵-۳ نشریه ۳۸۹ به شکل زیر می باشد:

### حالت سرویس

$$(D+L+Ls+Es)$$

$$(D+EQ+Des)$$

### حالت حدی

$$1.25*(D+1.3L+1.3Ls+1.3Es)$$

$$1.25*(D+EQ+1.3Des)$$

در این ترکیبات پارامترها به صورت زیر تعریف می شوند:

D : بار مرده

L : بار زنده

Ls : سربار ترافیکی

Es : فشار محرک استاتیکی

EQ : بار زلزله

Des : فشار دینامیکی

مطابق با آیین نامه بارگذاری پل های راه (نشریه ۱۳۹) [۱۲]، بارهای بهره برداری شامل سه نوع بار فرضی هستند، که اثر آنها معادل اثر بارهای واقعی مؤثر بر اجزای پل است. تعداد و موقعیت این بارها با هدف دست یافتن به بحرانی ترین شرایط با توجه به منحنی های تأثیر نیروهای داخلی تعیین می شود. مشخصات این بارها به شرح زیر است:

### ✓ بار نوع اول

این بارگذاری که بار عادی نامیده می شود، معرف اثر محورهای سنگین، اثر قطار، کامیون ها و وسایل نقلیه عمومی است که به طور معمول در سطح راه های کشور تردد نموده و به شرح زیر می باشد:

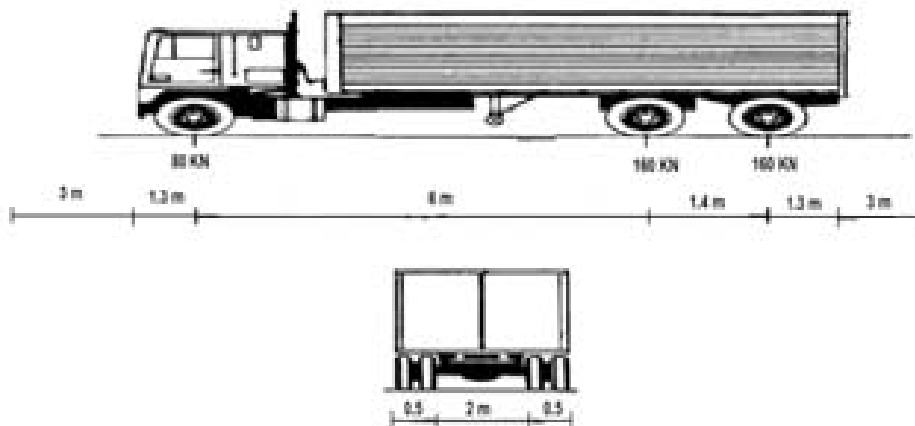
بار عادی هر خط عبور مطابق شکل (۱-۵) شامل دو قسمت است:

۱. یک کامیون به وزن ۴۰۰ کیلو نیوتن و به طول ۱۰ متر که ۳ متر جلو

و ۳ متر عقب آن خالی است.



۲. در بقیه طول خط عبور بار یکنواختی به میزان ۱۵ کیلو نیوتن بر متر طول که به طور پیوسته یا ناپیوسته و به طول های لازم که بحرانی ترین اثر مورد نظر را ایجاد کند، قرار داده می شود. در امتداد عرض، بار عادی یک خط عبور محاسباتی را اشغال کرده و حداکثر تعداد آن به تعداد خط های عبور محدود می شود. نحوه استقرار این بار در عرض سواره رو مطابق شکل (۶-۱) خواهد بود.



شکل ۵-۱: عادی هر خط عبور



شکل ۶-۱: نحوه استقرار بار عادی در عرض سواره رو

در مورد پل‌های عریض در صورتی که به منظور حصول شرایط بحرانی، خطوط متعدد بارگذاری شوند، باید یک ضریب کاهش مربوط به احتمال هم‌زمانی بارها در نیروهای داخلی حاصل، اعمال گردد، چنان چه بارگذاری در یک یا دو خط عبور انجام شود، ضریب کاهش ۱، چنان چه بارگذاری در سه خط عبور انجام شود، ضریب کاهش ۰,۹ و چنان چه بارگذاری در چهار خط عبور و یا بیشتر انجام شود، ضریب کاهش اعمالی ۰,۷۵ خواهد بود.

#### ✓ بار نوع دوم

این بار معادل ۸۰ کیلو نیوتن است که سطح اثر آن مربعی به ابعاد ۳۰ سانتی‌متر فرض می‌شود و موقعیت آن در محدوده سواره‌رو متغیر است.

#### ✓ بار نوع سوم

در طرح تمامی پل‌هایی که امکان عبور تانک یا تریلی تانک بر از روی آن‌ها وجود دارد باید اثر بار غیرعادی شامل دو نوع بار نظامی در محاسبات منظور شود. در این مطالعه از توزیع بار نوع اول در محاسبات مطابق شکل (۱-۷) استفاده شده است و با توجه به این که دو خط عبور وجود دارد، از ضریب کاهش ۱ در محاسبات استفاده شده است.

Vehicle name: [GEN1] Units: [Ton, m, C]

Floating Axle Load:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	[0]	[One Point]	[ ]
For Other Responses	[0]	[One Point]	[ ]

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: [0.0048]

Lane Interior Edge: [0.0096]

Length Effects:

Axle: [None] [Modify/Show...]

Uniform: [None] [Modify/Show...]

Load	Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	[ ]	Infinite	[ ]	1.5	Fixed Width	2.5	0	Lane Width Line	[ ]
Leading Load	[ ]	Infinite	[ ]	1.5	Fixed Width	2.5	0	Lane Width Line	[ ]
Fixed Length	[ ]	3	[ ]	0	Zero Width	[ ]	0	Fixed Width Line	2.5
Fixed Length	[ ]	4.3	[ ]	0	Zero Width	[ ]	0	Fixed Width Line	2.5
Fixed Length	[ ]	10.3	[ ]	0	Zero Width	[ ]	15	Fixed Width Line	2.5
Fixed Length	[ ]	11.7	[ ]	0	Zero Width	[ ]	15	Fixed Width Line	2.5
Fixed Length	[ ]	16	[ ]	0	Zero Width	[ ]	0	Fixed Width Line	2.5
Trailing Load	[ ]	Infinite	[ ]	1.5	Fixed Width	2.5	[ ]	[ ]	[ ]

[Add] [Insert] [Modify] [Delete]

شکل ۷-۱: نحوه اعمال بار نوع اول در مدل سازی

## ۱-۶- انتخاب رکوردهای زلزله

خاک ساختگاه پل مورد مطالعه در این تحقیق، خاک نوع ۲ آیین نامه ۲۸۰۰ ایران [۱۳] فرض شده است. به این منظور، در انتخاب شتاب‌نگاشت‌های زلزله سعی شد این شتاب‌نگاشت‌ها تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل فرضی احداث پل مورد مطالعه در زلزله باشد. برای نیل به این هدف، سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده با ویژگی‌های مشابه، مطابق بند ۲-۳-۵-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ [۱۳] انتخاب و تلاش‌های ایجاد شده در اعضا در هر لحظه برابر با حداکثر بازتاب‌های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه می‌باشد. سعی شده است تا نوع خاک ایستگاه‌های ثبت کننده شتاب‌نگاشت‌های زلزله منتخب مطابق با نوع خاک ۲ برای پل مورد مطالعه باشد. برای این منظور متوسط سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از سطح زمین برای هر شتاب‌نگاشت باید در محدوده‌ی متوسط سرعت موج برشی خاک نوع ۲، یعنی باید در محدوده‌ی متوسط سرعت موج برشی ۳۷۵ تا ۷۰۰ متر بر ثانیه باشد. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه، از نظر مکانیزم گسلش با یکدیگر متفاوت هستند. به منظور انتخاب شتاب‌نگاشت‌های زلزله جهت تحلیل سازه پل،

پالس‌های موجود در مؤلفه‌های سرعت و جابجایی رکوردهای زلزله به صورت چشمی با یکدیگر مقایسه شدند و رکوردهایی که تعداد پالس‌های بیشتر و قوی‌تری داشتند، مورد انتخاب قرار گرفتند. این نگاشت‌های زلزله از پایگاه اطلاعات زلزله PEER دریافت شد. همچنین به منظور در نظر گرفتن شرایط تکتونیکی منطقه ایران، دو شتاب‌نگاشت منطقه ایران یعنی بم (۱۳۸۱) و طبس (۱۳۵۶) انتخاب گردید. البته لازم به ذکر است که در زلزله طبس متوسط سرعت موج‌برشی آن کمی بالاتر از محدوده‌ی متوسط سرعت موج‌برشی خاک نوع ۲ است، اما به دلیل وجود پالس‌های قوی در مؤلفه‌های رکورد سرعت آن و شرایط تکتونیکی منطقه این شتاب‌نگاشت نیز انتخاب شد. به این ترتیب در مجموع ۱۱ رکورد زلزله، شامل سه ایستگاه کوئیک زون امپریال والی (۱۹۷۹) با خاصیت جهت پذیری پیش‌رونده، دو ایستگاه کوئیک زون امپریال والی (۱۹۷۹) و یک ایستگاه از زلزله لندرز (۱۹۹۲) با خاصیت جهت‌پذیری پس‌رونده و دو ایستگاه زلزله نورث‌تریچ (۱۹۹۴) و یک ایستگاه از زلزله امپریال والی (۱۹۷۹) با خاصیت جهت‌پذیری خنثی و دو رکورد بم و طبس انتخاب شد که مشخصات آن‌ها در جدول (۱-۲) ارائه شده است.

جدول ۱-۲: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده

Earthquake	Year	Vs30(m/s)	Magnitude	Station Name	Mechanism	Type directivity
Imperial valley(AGR)	1979	242.05	6.53	Agrarias	Strike slip	back ward
Imperial valley(CXO)	1979	231.23	6.53	Calexico	Strike slip	neutral
Imperial valley(Elcentro-07)	1979	210.51	6.53	Imperial valley college	Strike slip	forward
Tab(iran)	1978	766.77	7.35	Tabas	Reverse	forward Strong-up
Bam(iran)	2003	487.4	6.6	Bam	Strike slip	Strong-up
Imperial valley(Elcentro-05)	1979	211.23	6.53	Array5	Strike slip	forward
Imperial valley(Elcentro-06)	1979	241.37	6.53	Houston road	Strike slip	forward
Landers (JSH)	1992	252.03	7.3	JOSHUA TREE	Strike slip	backward

Imperial valley(BCR)	1979	247.14	6.53	Bonds corn	Strike slip	backward
Northridge(ARL)	1994	248.25	6.7	Arleta-nordhoff	Strike slip	neutral
Northridge(PKC)	1994	211.51	6.5	Pacomia-kagel canyon	Strike slip	neutral

### ۱-۷- مبانی طراحی کوله پل

در طراحی کوله‌ها به کارگیری فرضیات ساده کننده، امری بدیهی و مرسوم می‌باشد. با توجه به اینکه، کوله‌ها اعضای مناسبی برای انتقال نیروهای اینرسی در زمان وقوع زلزله هستند و از سویی زمانی که یک زلزله رخ می‌دهد، نیروهای اینرسی ایجاد شده بیشتر از شرایط پیش‌بینی شده فشار مقاوم خاک می‌باشند، بنابراین به کارگیری فرضیات ساده کننده در مدل‌سازی و طراحی کوله‌ها، می‌تواند نتایج غیرواقعی و حتی اشتباهی را برای طراحان و مهندسان فراهم آورد. بنابراین مطالعه و بررسی انواع مختلف مدل‌سازی کوله و تأثیر آن بر روی پاسخ لرزه‌ای پل از اهمیت زیادی برخوردار خواهد بود. از طرفی تاکنون تحقیقات مختلفی در مورد پاسخ لرزه‌ای پل‌ها مرتبط با رفتار دینامیکی عرشه پل صورت گرفته است، اما در مورد نقش کوله‌ها در پاسخ لرزه‌ای پل‌ها مطالعات به مراتب کمتری انجام شده است. در این بخش ابتدا انواع مختلف کوله پل معرفی و در ادامه روش تحلیل در این مطالعه بر اساس مطالعات محققین مختلف و ضوابط دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

#### ۱-۷-۱- معرفی انواع کوله پل

##### ۱-۷-۱-۱- کوله غلتکی

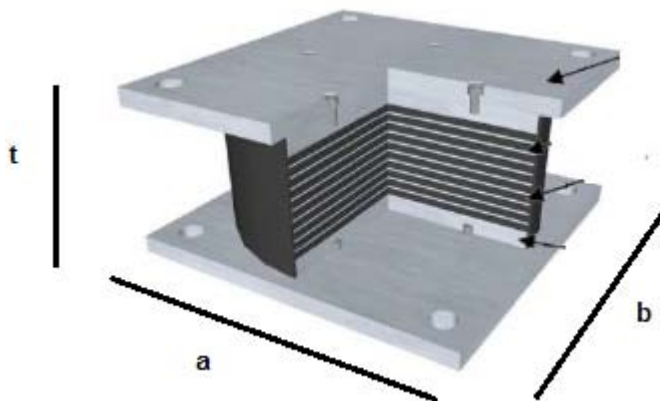
در مدل‌سازی غلتکی کوله، از غلتک به‌عنوان جایگزینی برای مدل‌سازی نئوپرن های موجود بین کوله‌ها و شاه‌تیرها استفاده شده است [۱۴]. به دلیل استفاده از فرضیات ساده کننده، مدل غلتکی کوله بسیار مورد توجه طراحان و مهندسان مشاور قرار گرفته است. همان‌گونه که اشاره شد، در این روش مدل‌سازی می‌توانیم مستقیماً از سختی نئوپرن های طراحی شده با توجه به ابعاد مدنظر استفاده کنیم. چراکه در این روش، غلتک و نئوپرن معادل یکدیگر بوده و عملکرد مشابهی خواهند داشت. برای مدل‌سازی نئوپرن در محل کوله‌ها از اجزای محدود رابط فنر گونه با رفتار خطی بهره‌گیری شده است. برای

بیان رفتار این فنر جایگزین، سختی محوری (در راستای قائم) و سختی‌های برشی (در دو راستای متعامد) تعریف شده‌اند [۱۵].

$$Kv = \frac{E a b}{t} \quad (1-1)$$

$$Kt = Kl = \frac{G a b}{t} \quad (1-2)$$

لذا ابعاد و ضخامت نئوپرن با توجه به شرایط در روابط فوق لحاظ می‌گردد و با توجه به مقادیر مدول برشی و مدول الاستیسیته، سختی در راستای قائم و راستای افقی، برای حالت کوله مدل‌سازی شده با غلتک به دست می‌آید.



شکل ۸-۱: مشخصات نئوپرن مورد استفاده در مدل کوله غلتکی

### ۱-۷-۱-۲- کوله ساده شده

در مدل کوله ساده شده از سه فنر در راستای طولی، عرضی و قائم استفاده شده است. سختی این سه فنر به ترتیب متناظر با سختی در راستاهای طولی، عرضی و قائم کوله خواهد بود. در این نوع مدل‌سازی با توجه به پیشنهاد محققین مختلف و با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ای با توجه به ابعاد کوله و نوع خاکریز سختی فنرها در هر یک از راستاها، تعیین شده‌اند. در ادامه کلیه پیشنهادها و ضوابط آیین‌نامه‌ای در زمینه تعیین سختی فنرهای به کار گرفته شده در مدل‌سازی کوله به صورت کوله ساده شده را مورد بررسی قرار می‌دهیم.

### محاسبه سختی طولی

✓ دستورالعمل caltranse (2013):

در این دستوالعمل با توجه به سطح مقطع مؤثر کوله روابطی جهت تعیین سختی طولی تعیین شده است [۱۶]. با توجه به نوع کوله نشیمن و یا کوله یکپارچه (در این مطالعه از کوله یکپارچه استفاده شده است)، روابط زیر جهت تعیین سختی طولی به کار می‌رود:

$$Ae = h * w \quad (3 - 1)$$

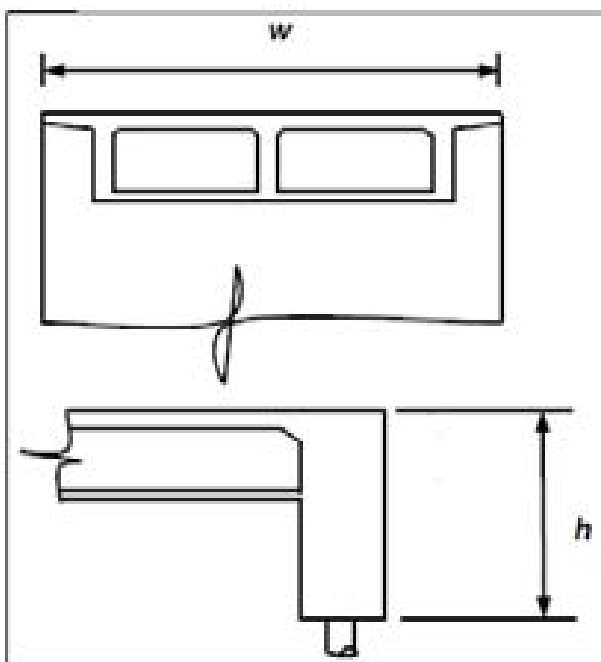
$$Pabut = Ae * 239 * \frac{h}{1.7} \quad (4 - 1)$$

$$Kabut = \frac{Pabut}{\Delta_{eff}} = \frac{Pabut}{\Delta_{max} + \Delta_{gap}} \quad (5 - 1)$$

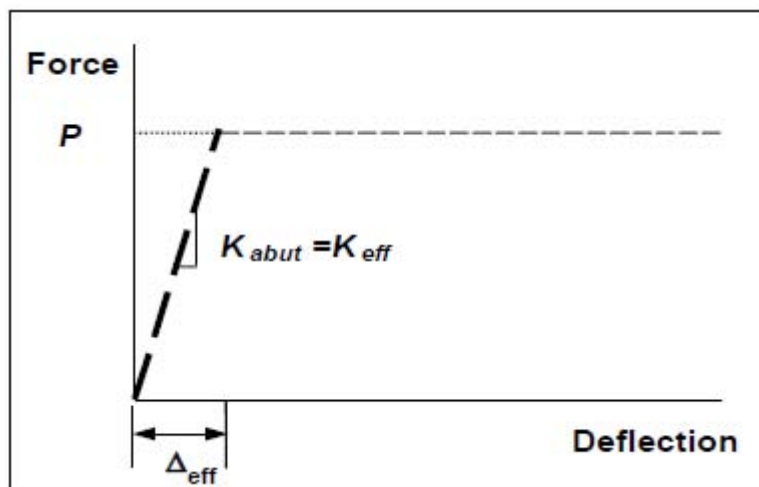
همان‌گونه که در ابتدای این مطالعه بیان شد، مدل‌سازی کوله با فرض عدم وجود درز بین عرشه و کوله صورت گرفته است. به عبارت دیگر در این تحقیق برآورد پاسخ لرزه‌ای پل پس از برخورد عرشه پل به کوله مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. در این شرایط جابجایی مؤثر با جابجایی حداکثر برابر خواهد بود ( $\Delta_{max} = \Delta_{eff}$ ).

جدول ۱-۳: محاسبه حداکثر جابجایی با توجه به نوع خاکریز

نوع خاکریز	$\frac{\Delta_{max}}{h}$
ماسه متراکم	0.01
ماسه نیمه متراکم ولای فشرده	0.02
ماسه سست	0.04
رس	0.05



شکل ۹-۱: جزییات کوله یکپارچه



شکل ۱۰-۱: سختی در کوله یکپارچه با فرض عدم وجود شکاف

دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) با توجه به نوع خاکریز، سختی اولیه‌ای را برای خاکریز مطابق جدول (۴-۱) پیشنهاد کرده است:

جدول ۴-۱: سختی اولیه برای انواع خاکریز طبق پیشنهاد کالترانس (۲۰۱۳)

نوع خاکریز	KN/m	Kip/ft
دانه ای	28.7	50
چسبنده	14.35	25



✓ شمس آبادی (۲۰۰۷):

شمس آبادی در سال ۲۰۰۷ جهت تعیین سختی طولی کوله‌ها با لحاظ نوع خاکریز، روابطی را پیشنهاد کرده است [۱۷]. روابط بین نیروی جانبی در واحد عرض خاکریز کوله (F) و جابجایی جانبی (y) می‌باشد و به شرح زیر است.

$$F(y) = \frac{ar y}{\left(\frac{H}{Hr}\right) + br y} \left(\frac{H}{Hr}\right)^n \quad (6 - 1)$$

در رابطه فوق با توجه به نوع خاکریز و با توجه به ارتفاع و ابعاد مدنظر، ضرایب a، b و n طبق جدول (۵-۱) حاصل می‌گردد:

جدول ۵-۱: تعیین ضرایب ثابت رابطه شمس آبادی (۲۰۰۷)

Site/backfill type H (m)	granular			cohesive		
	a (KN/cm/m)	b (1/cm)	n	a (KN/cm/m)	b (1/cm)	n
1	410.6	1.867	1.56	249.1	0.8405	1.05
1.25	316.6	1.468	1.56	199.4	0.6755	1.05
1.50	258.4	1.206	1.56	166.1	0.5637	1.05
1.67	230.8	1.073	1.56	149.6	0.5084	1.05
1.75	218.5	1.020	1.56	142.9	0.4856	1.05
2	190.2	0.8836	1.56	125.6	0.4270	1.05
2.25	168.7	0.7784	1.56	112.2	0.3811	1.05
2.50	152.8	0.6954	1.56	101.6	0.3446	1.05

طبق پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷) حداکثر جابجایی ایجاد شده در خاکریز با توجه به نوع آن به شرح زیر خواهد بود:

جدول ۶-۱: حداکثر جابجایی خاکریز طبق پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷)

نوع خاکریز	$\frac{y_{max}}{H}$
دانه‌ای	0.05
چسبنده	0.1

علاوه بر رابطه غیرخطی عنوان شده بین نیروی جانبی و جابجایی جانبی، رابطه‌ای خطی نیز بین نیروی جانبی در واحد عرض خاکریز و جابجایی جانبی توسط شمس آبادی (۲۰۰۷) به شرح زیر، جهت تعیین سختی کوله تعیین شده است.

$$F(y) = \frac{Cy}{1 + Dy} \quad (7 - 1)$$

ضرایب C و D در رابطه فوق با سختی متوسط کوله (K<sub>50</sub>) ارتباط مستقیم داشته و به صورت زیر تعریف می‌شوند:

فصل اول: تاثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه‌ای پل // ۲۱

$$C = \left( 2K50 - \frac{F_{ult}}{y_{max}} \right) \quad (8-1)$$

$$D = 2 \left( \frac{K50}{F_{ult}} - \frac{1}{y_{max}} \right) \quad (9-1)$$

ضرایب یادشده در دو سیستم Si و انگلیسی برای دو نوع خاکریز دانه‌ای و چسبنده بر اساس جدول (۷-۱) به دست می‌آیند:

جدول ۷-۱: تعیین ضرایب C و D

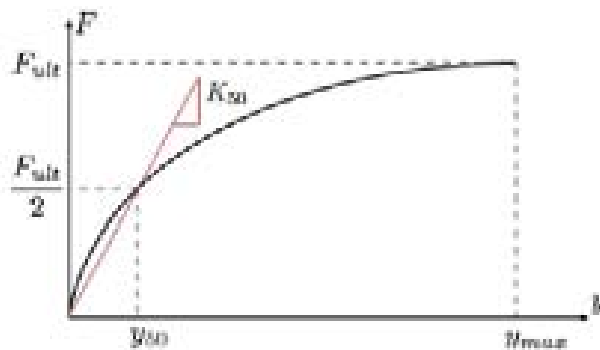
units Site/backfill type	In SI units		In English units	
	C(KN/cm/m)	D(1/cm)	C(kips/in/ft)	D(1/in)
granular	527	1.071	90.84	2.70
cohesive	263.5	0.536	45.42	1.35

با توجه به نوع خاکریز پارامترهای سختی متوسط کوله و نیروی نهایی کوله و هم‌چنین حداکثر جابجایی ایجادشده با توجه به ارتفاع خاکریز مطابق با جدول (۸-۱)، حاصل می‌گردد:

جدول ۸-۱: تعیین پارامترهای کوله-خاکریز

type	Pressure(kpa)	K50(KN/cm/m)	Ymax/H
granular	265	290	0.05
cohesive	265	145	0.10

در شکل (۱۱-۱)، رابطه بین نیروی نهایی، جابجایی حداکثر و جابجایی متناظر با متوسط سختی کوله به تصویر کشیده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، شیب منحنی نیرو-جابجایی با سختی خاکریز برابر خواهد بود.



شکل ۱۱-۱: منحنی نیرو-جابجایی و سختی متوسط کوله

✓ آیین‌نامه آشتو<sup>۴</sup> (۲۰۰۷):

<sup>4</sup> AASHTO Guide Specifications For LRFD Seismic Bridge Design

برای کوله‌های یکپارچه، می‌توان سختی سکانتی اولیه را به صورت زیر تخمین زد [۱۸]:

$$K_{eff} = \frac{Pp}{Fw.Hw} \quad (10 - 1)$$

در رابطه فوق  $Fw$  ضریب ثابتی است که برای خاکریز های مختلف متفاوت و مقادیری بین ۰,۰۱ تا ۰,۰۵ خواهد بود.

$Pp$  فشار جانبی در حالت پسیو برای خاکریز پشت کوله می‌باشد که مطابق با رابطه (۱۱-۱) محاسبه می‌شود:

$$Pp = 0.5Kp\gamma H^2 \quad (11 - 1)$$

رابطه (۱۰-۱) با فرض عدم وجود درز و شکاف بین عرشه و کوله بیان شده است. در این رابطه سختی سکانتی اولیه با فرض برخورد عرشه پل به کوله محاسبه شده است. در واقع چنان چه فاصله بین عرشه و کوله پل زیاد باشد، سختی سکانتی اولیه برابر صفر خواهد بود.

#### ✓ محاسبه سختی برای مقاطع خاکریز مستطیلی شکل [۱۹]:

برای محاسبه سختی اولیه مقاطع خاکریز پشت کوله که به صورت مستطیلی هستند، دوگلاس<sup>۵</sup> و داویس<sup>۶</sup> روابطی را در سال ۱۹۴۶ میلادی پیشنهاد کردند. این روابط بعدها در سال ۲۰۰۱ توسط دانکن<sup>۷</sup> و مودوا<sup>۸</sup> جهت تخمین سختی شمعه‌ها مورد استفاده قرار گرفت. پارامتر مورد نیاز در این روابط جهت تخمین سختی اولیه ضریب پواسون است که طبق رابطه (۱۲-۱) محاسبه می‌شود:

$$\gamma = \frac{1 - \sin\phi}{2 - \sin\phi} \quad (12 - 1)$$

در رابطه اخیر  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی می‌باشد که با توجه به نوع خاکریز طبق جدول (۹-۱) به دست می‌آید:

جدول ۹-۱: مدول الاستیسیته ضریب پواسون برای انواع خاکریز

type	$\gamma$	Ei(ksf)
Silty sand	0.3	714
Clayey sand	0.35	588

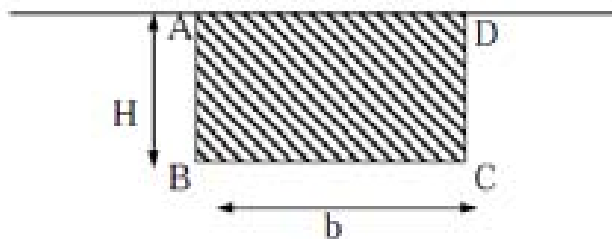
<sup>5</sup> Douglas

<sup>6</sup> Davis

<sup>7</sup> Duncan

<sup>8</sup> Mokwa

در ادامه جابجایی حداکثر ایجاد شده در گوشه‌های مقطع مستطیلی معرفی می‌شود، در تصویر (۱۲-۱) به صورت شماتیک مقطع مستطیلی در فضای الاستیک نیمه محدود مشاهده می‌شود.



شکل ۱۲-۱: تصویر شماتیک از مقطع مستطیلی مدنظر در فضای الاستیک نیمه منتهای

در گوشه‌های A و B جابجایی حداکثر طبق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$y_1 = \frac{pb(1-\gamma)}{16\pi Ei(1-\gamma)} [(3-4\gamma)F_1 + F_4 + 4(1-2\gamma)(1-\gamma)F_5] \quad (13-1)$$

در گوشه‌های C و D جابجایی حداکثر طبق رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$y_2 = \frac{pb(1-\gamma)}{16\pi Ei(1-\gamma)} [(3-4\gamma)F_1 + F_2 + 4(1-2\gamma)(1-\gamma)F_3] \quad (14-1)$$

در دو رابطه فوق توابع  $F_i$  ها به ابعاد مقطع بستگی دارند و به صورت زیر تعریف

می‌شوند:

$$F_1 = -K_1 \ln \left( \frac{k_1}{2 + \sqrt{4 + k_1^2}} \right) - 2 \ln \left( \frac{2}{k_1 + \sqrt{4 + k_1^2}} \right) \quad (15-1)$$

$$F_2 = 2 \ln \left( \frac{2(k_1 + \sqrt{1 + k_1^2})}{k_1 + \sqrt{4 + k_1^2}} \right) + k_1 \ln \left( \frac{2 + \sqrt{4 + k_1^2}}{k_1} \right) - k_1^2 \left( \frac{\sqrt{4 + k_1^2}}{k_1} - \frac{\sqrt{1 + k_1^2}}{k_1} \right) \quad (16-1)$$

$$F3 = -2K1 \ln \left( \frac{k1}{1 + \sqrt{1 + k1^2}} \right) + k1 \ln \left( \frac{k1}{2 + \sqrt{4 + k1^2}} \right) - \ln \left( \frac{k1 + \sqrt{4 + k1^2}}{2(k1 + \sqrt{1 + k1^2})} \right) + k1 \left( \frac{-k1 + \sqrt{4 + k1^2}}{4} \right) - k1 \left( \frac{-k1 + \sqrt{1 + k1^2}}{4} \right) \quad (17 - 1)$$

$$F4 = -2 \ln \left( \frac{2}{k1 + \sqrt{4 + k1^2}} \right) + k1 \ln \left( \frac{2 + \sqrt{4 + k1^2}}{k1} \right) \quad (18 - 1)$$

$$F5 = -K1 \ln \left( \frac{k1}{2 + \sqrt{4 + k1^2}} \right) + \ln \left( \frac{k1 + \sqrt{4 + k1^2}}{2} \right) - k1 \left( \frac{\sqrt{4 - k1 + k1^2}}{4} \right) \quad (19 - 1)$$

در روابط فوق  $k1$  تابعی از ابعاد مقطع مستطیلی می باشد.

$$K1 = \frac{2H}{b} \quad (20 - 1)$$

دوگلاس و داویس (۱۹۴۶) فشار افقی اعمالی به مقطع مستطیلی را طبق رابطه

(۲۱-۱)، بیان کرده اند.

$$P = pbH \quad (21 - 1)$$

برای محاسبه سختی لازم است جابجایی ایجاد شده در مقطع مستطیلی نیز لحاظ

گردد. با توجه به تفاوت جابجایی در گوشه های مستطیل یاد شده، جابجایی متوسط طبق

رابطه (۲۲-۱) حاصل می گردد:

$$Yave = \frac{y1 + y2}{2} \quad (22 - 1)$$

در نهایت سختی الاستیک برای مقطع مستطیلی مدنظر به صورت رابطه (۲۳-۱)

حاصل می گردد:

$$Kmax = \frac{P}{Yave} \quad (23 - 1)$$

### ۱-۷-۱-۳ - سختی طولی در حالت پایه دیواری

یکی از حالت های مدل سازی کوله که در آن می توان اثر وجود خاکریز پشت کوله را در

تعیین سختی معادل کوله لحاظ کرد، مدل سازی کوله پل به صورت یک پایه دیواری به

عرض عرشه پل و به ارتفاع مدنظر می‌باشد. در این شرایط، فشار استاتیکی و فشار دینامیکی خاکریز پشت کوله قابل محاسبه می‌باشد. لذا برآیند فشار استاتیکی و دینامیکی، نیروی کلی وارد بر دیواره را در اختیار قرار می‌دهد. از سویی جابجایی ایجاد شده در بالاترین ارتفاع پایه دیواری به کمک نرم افزار SAP قابل محاسبه می‌باشد. لذا سختی در راستای طولی برای پایه دیواری، باوجود نیروی جانبی کلی و جابجایی ایجاد شده در دیوار قابل محاسبه خواهد بود. در ادامه نحوه محاسبه فشار استاتیکی و فشار دینامیکی وارده بر خاکریز شرح داده می‌شود.

کولمب (۱۷۶۶) نخستین کسی بود که مسئله رانش خاک برسازه‌های حائل را مورد مطالعه قرارداد. با فرض اینکه نیروی مؤثر بر پشت دیوار حائل، ناشی از وزن قطعه‌ای از خاک بالای یک سطح لغزش خطی خواهد بود، کولمب (۱۷۶۶) از تعادل نیروها جهت تعیین حداقل رانش فعال و حداکثر رانش مقاوم بر دیوارهای حائل استفاده نمود. تحت شرایط حداقل فشار مقاوم، رانش مقاوم از تعادل نیروها به دست می‌آید. برای سطح لغزش بحرانی، رانش خاک بر روی دیواری که مصالح پشت آن غیر چسبنده باشد به صورت زیر قابل بیان است [۲۰]:

$$Pp = 0.5kpyH^2 \quad (24 - 1)$$

$$kp = \frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^2} \right]} \quad (25 - 1)$$

در این روابط  $\delta$  زاویه اصطکاک در فصل مشترک بین دیوار و خاک می‌باشد.

#### جدول ۱-۱: زوایای نمونه اصطکاک در فصل مشترک دیوار و خاک

زاویه اصطکاک	مصالح پشت دیوار	مصالح دیوار
۲۵	سنگ تمیز و سالم	
۳۱-۲۹	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، ماسه درشت دانه	بتن حجیم
۲۹-۲۴	ماسه تمیز ریز تا متوسط، ماسه لای دار متوسط تا درشت، شن، لای دار یا رس دار	

۲۴-۱۹	ماسه تمیز و ریز، ماسه رس دار یا لای دار ریز تا درشت	
۱۹-۱۷	لای به همراه ماسه ریز ولای غیر پلاستیک	
۱۹-۱۷	رس سخت یا رس با سختی متوسط، رس لای دار	
۲۶-۲۳	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه با دانه بندی خوب به همراه قطعات سنگی	بتن قالب بندی شده
۲۲-۱۷	ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه لای دار، سنگریزه سخت و یکدست	
۱۷	ماسه لای دار، مخلوط شن با ماسه بالای یا رس، به همراه ماسه ریزدانه، لای غیر پلاستیک	
۱۴	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه خوب دانه بندی شده	
۱۷	ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه لای دار، سنگریزه سخت و یکدست	سپرهای فلزی
۱۲	ماسه لای دار، شن با ماسه مخلوط با رس یا لای، به همراه ماسه ریز بالای غیر پلاستیک	

اوکابه<sup>۹</sup> (۱۹۲۶) و مونونوبه<sup>۱۰</sup> (۱۹۲۹) مبانی یک تحلیل شبه استاتیکی رانش لرزه ای خاک برسازه های حائل را پایه ریزی کردند که در مقیاس وسیعی به نام روش مونونوبه اوکابه<sup>۱۱</sup> معروف گردیده است. روش یاد شده بسط مستقیم تئوری استاتیکی کولمب برای شرایط شبه استاتیکی می باشد. در تحلیل M-O شتاب های شبه استاتیکی بر گوه فعال کولمب اعمال می گردد. رانش شبه استاتیکی خاک سپس از تعادل نیروها در گوه فوق الذکر بدست می آید. رانش مقاوم کل به صورتی مشابه آنچه در شرایط شبه استاتیکی بیان شد، قابل ارائه می باشد.

$$Ppe = 0.5ka\epsilon\gamma H^2(1 - kv) \quad (26 - 1)$$

در رابطه فوق ضریب رانش مقاوم دینامیکی طبق رابطه (۱-۲۷) حاصل می گردد:

<sup>9</sup> Okabe

<sup>10</sup> Mononobe

<sup>11</sup> Mononobe-Okabe

$$kpe = \frac{\cos(\emptyset + \theta - \varphi)^2}{\cos\varphi \cos\theta^2 \cos(\delta - \varphi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \emptyset) \sin(\emptyset + \beta - \varphi)}{\cos(\delta - \theta + \varphi) \cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$

(27 - 1)

گرچه تحلیل M-O دلالت بر آن دارد که رانش مقاوم کل باید در نقطه H/3 از قاعده دیواری به ارتفاع H اثر کند، لیکن نتایج تجربی بیانگر آن است که در شرایط بارگذاری دینامیکی، این نیرو در نقطه بالاتری وارد می‌شود. رانش مقاوم کل PpE به دو مؤلفه استاتیکی (Pp) و مؤلفه‌ی دینامیکی ( $\Delta PpE$ ) قابل تقسیم است:

$$PpE = Pp + \Delta PpE \quad (28 - 1)$$

مؤلفه‌ی استاتیکی در یک سوم ارتفاع دیوار از قاعده اثر می‌نماید. سید<sup>۱۲</sup> و ویتمان<sup>۱۳</sup> (۱۹۷۰) توصیه کرده‌اند که نقطه اثر مؤلفه‌ی دینامیکی را می‌توان در حدود ۰٫۶ ارتفاع از قاعده دیوار در نظر گرفت. در این صورت رانش کل در چنین ارتفاعی اثر خواهد کرد:

$$h = \frac{Pp \frac{H}{3} + \Delta PpE(0.6H)}{PpE} \quad (29 - 1)$$

مقدار h بستگی به مقادیر نسبی PpE و Pp خواهد داشت که معمولاً در حدود نصف ارتفاع دیوار خواهد بود. تحلیل‌های M-O نشان می‌دهد در حالتی که KV بین نصف تا دوسوم مقدار Kh در نظر گرفته شود، تأثیری کمتر از ده درصد بر PAE خواهد داشت. سید و ویتمان (۱۹۷۰) نتیجه گرفته‌اند که هنگامی که در تعیین PpE برای طراحی دیوارهای حائل متعارف از روش M-O استفاده می‌شود، می‌توان از شتاب‌های قائم صرف‌نظر کرد. لذا از روابط فوق نیروی رانش کلی وارد بر دیوار حائل مدنظر به دست می‌آید. به کمک نرم‌افزار SAP جابجایی ایجادشده در بالاترین ارتفاع دیوار حائل (بیشترین جابجایی‌ها مربوط به بالاترین ارتفاع دیوار می‌باشد)، حاصل می‌گردد. درنهایت باوجود نیروی جانبی کلی و جابجایی حداکثر ایجادشده، سختی معادل در راستای طولی برای دیوار حائل جایگزین در محل کوله پل به دست می‌آید.

<sup>12</sup> Seed

<sup>13</sup> Whitman



### ✓ محاسبه سختی قائم

مطالعات ویلسون (۱۹۸۸)<sup>۱۴</sup> و پلوس (۱۹۷۴)<sup>۱۵</sup> جهت محاسبه سختی کوله در راستای قائم با لحاظ خاکریز پشت کوله طبق رابطه (۱-۳۱) بیان می‌شود. در این رابطه جابجایی در راستای قائم محاسبه و باوجود بار یکنواخت کلی سختی در راستای قائم محاسبه می‌گردد. در گام نخست جابجایی ایجادشده در راستای قائم طبق رابطه (۱-۳۰) محاسبه می‌گردد.

$$\delta z = \frac{(1-\nu^2)}{E_s} p b I \quad (30-1)$$

در رابطه فوق مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و ضریب شکل مشاهده می‌گردد. با توجه به ابعاد خاکریز، ضریب شکل مطابق جدول (۳-۲۱) به دست می‌آید [۲۱].

جدول ۱-۱۱: ضریب شکل با توجه به ابعاد خاکریز

L/B	Shape Factor(I)
1	0.8
5	1.7
10	2
20	2.4

در رابطه اخیر  $p$  بار یکنواخت در واحد سطح خاکریز بوده و بار کلی با ضرب کردن بار واحد سطح در مساحت خاکریز مدنظر، حاصل می‌گردد. لذا سختی قائم طبق رابطه (۱-۳۱) قابل بیان است:

$$kz = \frac{P abut}{\delta z} \quad (31 - 1)$$

### ✓ محاسبه سختی عرضی

مارونی<sup>۱۶</sup> و چای<sup>۱۷</sup> (۱۹۹۴) با استفاده از ضرایب ثابتی پاسخ محاسبه شده در جهت طولی پل را به پاسخ عرضی تبدیل کردند. در این مطالعات سختی و مقاومت دیوار انتهایی که در راستای طولی (راستایی که دو کوله پل را به یکدیگر مرتبط می‌سازد) محاسبه شده است، با اعمال ضرایب پیشنهادی به سختی و مقاومت دیوار انتهایی در راستای عرضی تبدیل می‌گردد. ضرایب پیشنهادی یادشده ناشی از ضریب تأثیر دیوار و ضریب مشارکت

<sup>14</sup> Wilson

<sup>15</sup> Poulos

<sup>16</sup> Maroney

<sup>17</sup> Chai

دیوار می‌باشد. با اعمال هم‌زمان این دو ضریب در پاسخ طولی، پاسخ در راستای عرضی حاصل می‌گردد [۹].

در نهایت سختی کوله (Kabut) و مقاومت دیوار انتهایی (Pbw) حاصل برای راستای طولی با استفاده از ضریب تأثیر دیوار  $CL=2/3$  و ضریب مشارکت دیوار  $CW=4/3$ ، به سختی کوله و مقاومت دیوار انتهایی در راستای عرضی تبدیل می‌گردد. بنابراین سختی عرضی طبق روابط زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$Pabut = Ae * 239 * \frac{h}{1.7} * \frac{2}{3} * \frac{4}{3} \quad (32 - 1)$$

$$Kabut = \frac{Pabut}{\Delta_{eff}} = \frac{Pabut}{\Delta_{max} + \Delta_{gap}} \quad (33 - 1)$$

همان‌گونه که قبلاً نیز بیان شد در این تحقیق، مطالعات با فرض برخورد عرشه به کوله و عدم وجود درز و شکاف ( $\Delta_{gap} = 0$ ) بین عرشه و کوله پل صورت گرفته است. لازم به ذکر است پاسخ عرضی در حالتی که کوله به صورت پایه دیواری مدل‌سازی شده است، به علت عدم جابجایی کوله در این راستا، صفر خواهد بود. لذا پیشنهاد مارونی و چای (۱۹۹۴) در حالت دوم، سوم، چهارم و پنجم مدل‌سازی (مدل‌سازی کوله به صورت ساده‌شده)، در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است.

## ۱-۸- تشریح گام به گام مدل‌سازی کوله در حالت‌های مدنظر

### ۱-۸-۱- مدل‌سازی کوله به صورت غلتکی

در این روش مدل‌سازی می‌توانیم مستقیماً از سختی نئوپرن‌های طراحی‌شده با توجه به ابعاد مدنظر استفاده کنیم. چراکه در این روش، غلتک و نئوپرن معادل یکدیگر بوده و عملکرد مشابهی خواهند داشت. برای مدل‌سازی نئوپرن در محل کوله‌ها از اجزای محدود رابط فنر گونه با رفتار خطی بهره‌گیری شده است. برای بیان رفتار این فنر جایگزین، سختی محوری (در راستای قائم) و سختی‌های برشی (در دو راستای متعامد) تعریف شده‌اند. ابعاد نئوپرن مورد استفاده (برحسب متر)، در این مطالعه مطابق جدول (۱-۱۲) برای هر دو کوله به صورت مشابه، لحاظ شده است.

جدول ۱-۱۲: ابعاد نئوپرن‌های مورد استفاده

شماره کوله	a(m)	b(m)	t(m)
ABUTMENT 1&4	0.3	0.2	0.052

مدول الاستیسیته (E) و مدول برشی (G) مطابق با کاتالوگ طراحی شده نیوپرن ها [۱۵] به صورت زیر تعیین شده است.

$$E = 25267.13 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$G = 10527.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

سختی طولی، عرضی و قائم در حالت مدل سازی کوله به صورت غلتکی به شرح زیر در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است.

✓ سختی طولی

$$Kl = \frac{10527.97 * 0.3 * 0.2}{0.052} = 12147.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

✓ سختی عرضی

$$Kt = \frac{10527.97 * 0.3 * 0.2}{0.052} = 12147.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

✓ سختی قائم

$$Kv = \frac{25267.13 * 0.3 * 0.2}{0.052} = 29154.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

همان گونه که مشاهده می شود، سختی طولی برابر با سختی عرضی بوده و سختی در این دو راستا متناظر با مدول برشی و سختی در راستای قائم متناظر با مدول الاستیسیته می باشد. در جدول (۱-۱۳) خلاصه نتایج نمایش داده شده است.

جدول ۱-۱۳: خلاصه سختی در راستاهای طولی، عرضی و قائم

	Kt(ton/m)	Kl(ton/m)	Kv(ton/m)
ABUTMENT 1&4	$1.2 * 10^4$	$1.2 * 10^4$	$2.9 * 10^4$

۱-۸-۲- مدل سازی کوله به صورت ساده شده

۱-۸-۲-۱- مدل سازی بر اساس ضوابط کالترانس (۲۰۱۳)، برای خاکریز ماسه

متراکم

در این حالت حداکثر جابجایی خاکریز با توجه به ارتفاع خاکریز پشت کوله که برابر با ۷,۳۳ متر می باشد، به صورت زیر بیان می گردد:

$$\Delta_{max} = 0.01 * 7.33 = 733 * 10^{-4} \text{ m}$$

طول مؤثر خاکریز پشت کوله برابر با عرض عرشه (۱,۲ متر) می باشد، لذا نیروی

مؤثر وارد بر کوله و سطح مقطع مؤثر برابر خواهد بود با:

$$Ae = 12.1 * 7.33 = 88.69 \text{ m}^2$$

فصل اول: تاثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه ای پل // ۳۱

$$Pabu = 88.69 * 239 * \frac{7.33}{1.7}$$

$$= 91396.1 \text{ KN}$$

✓ سختی طولی

$$Kabut = \frac{Pabut}{\Delta max} = \frac{9139.61}{733 * 10^{-4}} = 124687.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

✓ سختی عرضی

سختی در راستای عرضی با اعمال ضرایب مشارکت و ضریب تأثیر دیوار به صورت زیر قابل محاسبه می باشد:

$$Kabut = \frac{Pabut}{\Delta max} * CL * CW = 124687.72 * \frac{4}{3} * \frac{2}{3}$$

$$= 110833.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

✓ سختی قائم

با توجه به جدول ضریب شکل و ابعاد خاکریز ضریب شکل به ازای  $L/B=1.65$  از طریق درون یابی ۰٫۹۵ به دست آمد. لذا روابط به صورت جدول (۱-۱۴) خواهد بود.

جدول ۱-۱۴: ضریب شکل به ازای ابعاد خاکریز

L/B	I
1	0.8
1.65	0.95
5	1.7

$$\delta z = \frac{1 - 0.2^2}{2526713.3} * 9139.61 * 7.33 * 0.95 = 0.0242 \text{ m}$$

$$Kv = \frac{9139.61}{0.0242} = 377669.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

در جدول (۱-۱۵) سختی طولی، عرضی و قائم در این حالت به صورت خلاصه بیان شده است.

جدول ۱-۱۵: خلاصه سختی های طولی، عرضی و قائم حالت دوم

	Kl(ton/m)	Kt(ton/m)	Kv(ton/m)
ABUTMENT 1&4	$1.24 * 10^5$	$1.10 * 10^5$	$3.7 * 10^5$

۱-۸-۲-۲-مدل سازی بر اساس ضوابط کالترانس (۲۰۱۳)، برای خاکریز ماسه نیمه متراکم ولای فشرده

در این حالت حداکثر جابجایی خاکریز با توجه به ارتفاع خاکریز پشت کوله که برابر با ۷,۳۳ متر می باشد، به صورت زیر بیان می گردد:

$$\Delta_{max} = 0.02 * 7.33 = 1466 * 10^{-4} \text{ m}$$

طول مؤثر خاکریز پشت کوله برابر با عرض عرشه (۱۲,۱ متر) می باشد، لذا نیروی مؤثر وارد بر کوله و سطح مقطع مؤثر برابر خواهد بود با:

$$Ae = 12.1 * 7.33 = 88.69 \text{ m}^2$$

$$P_{abut} = 88.69 * 239 * \frac{7.33}{1.7} = 91396.1 \text{ KN}$$

✓ سختی طولی

$$K_{abut} = \frac{P_{abut}}{\Delta_{max}} = \frac{9139.61}{1466 * 10^{-4}} = 62343.86 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

✓ سختی عرضی

سختی در راستای عرضی با اعمال ضرایب مشارکت و ضریب تأثیر دیوار به صورت زیر قابل محاسبه می باشد:

$$K_{abut} = \frac{P_{abut}}{\Delta_{max}} * CL * CW = 62343.86 * \frac{2}{3} * \frac{4}{3} = 55416.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

✓ سختی قائم

با توجه به جدول ضریب شکل و ابعاد خاکریز ضریب شکل به ازای  $L/B=1.65$  از طریق درون یابی ۰,۹۵ به دست آمد. لذا روابط به شکل زیر خواهد بود.

$$\delta_z = \frac{1 - 0.2^2}{2526713.3} * 9139.61 * 7.33 * 0.95 = 0.0242 \text{ m}$$

$$K_v = \frac{9139.61}{0.0242} = 377669.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

در جدول (۱-۱۶) سختی طولی، عرضی و قائم در این حالت به صورت خلاصه بیان شده است.

جدول ۱-۱۶: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت سوم

	Kl(ton/m)	Kt(ton/m)	Kv(ton.m)
ABUTMENT 1&4	$6.23 * 10^4$	$5.54 * 10^4$	$3.7 * 10^5$

### ۱-۲-۳- مدل سازی بر اساس شمس آبادی (۲۰۰۷)، برای خاکریز دانه‌ای

مطابق با جدول پیشنهادی شمس آبادی (۲۰۰۷) مبنی بر حداکثر جابجایی

خاکریز، سختی خاکریز در این حالت مطابق روابط زیر حاصل می‌گردد:

$$y_{max} = 0.05 * 7.33 = 0.3665 \text{ m}$$

#### • سختی طولی

$$F(36.65) = \frac{410.6 * 36.65}{7.33 + 1.867 * 36.65} * \left(\frac{7.33}{1}\right)^{1.56} = 4442.63 \text{ KN}$$

$$Kl = \frac{444.26}{0.3665} = 1212.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

#### • سختی عرضی

با استفاده از ضرایب مشارکت و تأثیر دیوار پاسخ طولی را به پاسخ عرضی تبدیل

می‌کنیم:

$$Kt = Kt * CL * CW = 1212.16 * \frac{2}{3} * \frac{4}{3} = 1077.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

#### • سختی قائم

با توجه به جدول ضریب شکل و ابعاد خاکریز ضریب شکل به ازای  $L/B=1.65$  از

طریق درون‌یابی ۰٫۹۵ به دست آمد. لذا روابط به شکل زیر خواهد بود.

$$\delta z = \frac{1 - 0.2^2}{2526713.3} * 444.26 * 7.33 * 0.95 = 1.17 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$Kv = \frac{444.26}{1.17 * 10^{-3}} = 379709.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

در جدول (۱۷-۱) سختی طولی، عرضی و قائم در این حالت به صورت خلاصه

بیان شده است.

جدول ۱۷-۱: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت چهارم

	$Kl(\text{ton/m})$	$Kt(\text{ton/m})$	$Kv(\text{ton/m})$
ABUTMENT 1&4	$0.12 * 10^4$	$0.10 * 10^4$	$3.7 * 10^5$

### ۱-۲-۴- مدل سازی بر اساس شمس آبادی (۲۰۰۷)، برای خاکریز چسبنده

مطابق با جدول پیشنهادی شمس آبادی (۲۰۰۷) مبنی بر حداکثر جابجایی

خاکریز، سختی خاکریز در این حالت مطابق روابط زیر حاصل می‌گردد:

$$y_{max} = 0.1 * 7.33 = 0.733 \text{ m}$$

• **سختی طولی**

$$F(73.3) = \frac{249.1 * 73.3}{7.33 + 0.8405 * 73.3} * (7.33)^{1.05} = 2144.7 \text{ KN}$$

$$Kl = \frac{214.47}{0.733} = 292.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

• **سختی عرضی**

با استفاده از ضرایب مشارکت و تأثیر دیوار پاسخ طولی را به پاسخ عرضی تبدیل می‌کنیم:

$$Kt = Kt * CL * CW = 292.6 * \frac{2}{3} * \frac{4}{3} = 260.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

• **سختی قائم**

با توجه به جدول ضریب شکل و ابعاد خاکریز ضریب شکل به ازای L/B=1.65 از طریق درون‌یابی ۰٫۹۵ به دست آمد. لذا روابط به شکل زیر خواهد بود.

$$\delta z = \frac{1 - 0.2^2}{2526713.3} * 214.47 * 7.33 * 0.95 = 5.67 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$Kv = \frac{214.47}{5.67 * 10^{-4}} = 378253.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

در جدول (۱-۱۸) سختی طولی، عرضی و قائم در این حالت به صورت خلاصه بیان شده است.

جدول ۱-۱۸: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت پنجم

	Kl(ton/m)	Kt(ton/m)	Kv(ton/m)
ABUTMENT 1&4	$0.29 * 10^3$	$0.26 * 10^3$	$3.7 * 10^5$

۱-۸-۳- مدل سازی کوله به صورت پایه دیواری

در این حالت تأثیر خاکریز پشت کوله بر سختی نهایی کوله اعمال می‌گردد. لذا در این حالت فشار استاتیکی و فشار دینامیکی خاکریز پشت کوله، باعث ایجاد جابجایی در پایه دیواری شده و در نهایت با وجود نیروی اعمالی وارد بر پایه دیواری و جابجایی محاسبه شده توسط نرم افزار سختی معادل کوله محاسبه می‌گردد. فرض به کار گرفته شده در این قسمت نوع خاکریز پشت کوله می‌باشد. در این تحقیق خاکریز پشت کوله ماسه خشک می‌باشد. با توجه به روابط مرتبط و همچنین با توجه به نتایج مطالعات کرامر<sup>۱۸</sup>

<sup>18</sup> EARTHQUAKE ENGINEERING; Steven Kramer GEOTECHNICAL

فصل اول: تاثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه‌ای پل // ۳۵

(۱۹۹۶) محاسبه فشار استاتیکی و فشار دینامیکی وارد بر یک دیواره بتنی به وزن مخصوص ۲,۸ تن بر مترمکعب، به طول ۱۲,۱ و ارتفاع ۷,۳۳ متر به شرح زیر خواهد بود:  
ابتدا ضرایب رانش مقاوم استاتیکی و دینامیکی را خواهیم داشت.

$$Kp = 0.256$$

$$Kpe = 0.362$$

$$Kh = 0.15$$

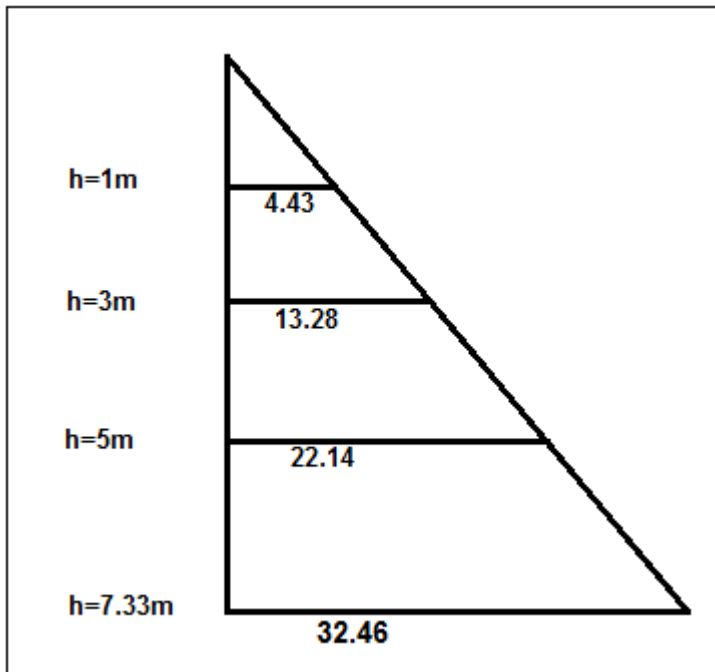
$$Kv = 0.075$$

$$\gamma_{soil} = 17.3$$

### فشار استاتیکی:

لذا نیروی استاتیکی در ارتفاع ۲,۴۴ متری از قاعده (محل اثر نیروی استاتیکی)،  
به صورت زیر خواهد بود:

$$Pp = \frac{1}{2} * 17.3 * 0.256 * 7.33^2 * 12.1 = 1439.6 \text{ KN}$$



شکل ۱-۱۳: توزیع فشار استاتیکی

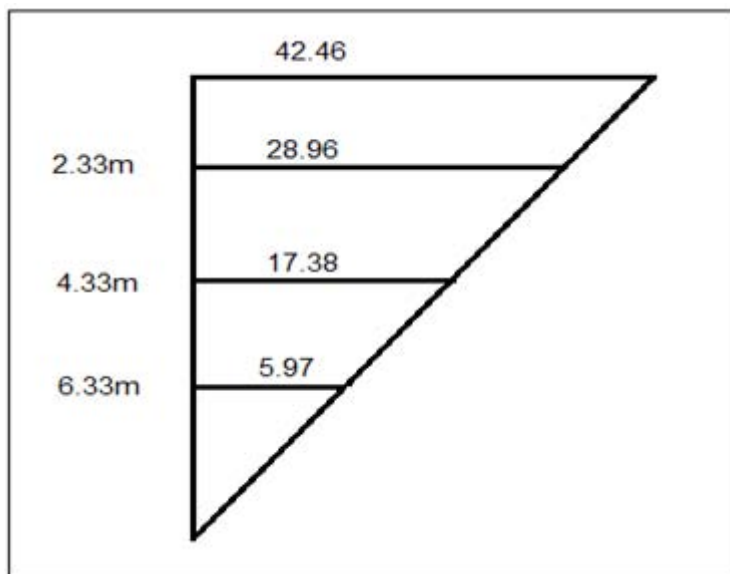
### اضافه فشار دینامیکی:

با توجه به پیشنهاد مونونو اوکابه (۱۹۲۹) خواهیم داشت:

$$Ppe = \frac{1}{2} * (1 - 0.075) * 0.362 * 17.3 * 7.33^2 * 12.1 = 1883.04 \text{ KN}$$



$$\Delta P_{pe} = 1883.04 - 1439.6 = 443.44 \text{ KN}$$



شکل ۱-۱۴: توزیع اضافه فشار دینامیکی

فشار جانبی کلی وارد شده به دیوار، برابر با مجموع فشار استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی خواهد بود. لذا در نهایت برآیند نیروهای وارد از سوی خاکریز به دیواره بتنی با مشخصات مشخص برابر است با:

$$P_{total} = 1439.6 + 443.440 = 1883.04 \text{ KN}$$

اکنون با تعریف بارگذاری فوق به صورت سطری در ترازهای ارتفاعی مشخص در ارتفاع دیواره، می توان جابجایی ایجاد شده در هر تراز ارتفاعی را به دست آورد. نتایج حاکی از آن است که بیشترین جابجایی ها در بالاترین تراز ارتفاعی خاکریز اتفاق افتاده است. لذا حداکثر جابجایی پایه دیواری موردنظر در سه جهت اصلی به شرح زیر می باشد:

$$\Delta \max t = 0.00145 \text{ m}$$

$$\Delta \max l = 0$$

$$\Delta \max v = 8.306 * 10^{-5}$$

لازم به ذکر است جابجایی طولی دیوار (U2)، جابجایی عرضی پل و جابجایی عرضی دیوار (U3)، جابجایی ایجاد شده در راستای طولی پل خواهد بود.

#### • سختی طولی

سختی در جهت خاکریز (در جهت طولی سازه پل) به صورت زیر محاسبه می شود.

فصل اول: تاثیر نوع مدل سازی کوله بر رفتار لرزه‌ای پل // ۳۷

$$Kl = \frac{188.304}{0.00145} = 129864.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

• **سختی عرضی**

در جهت عرضی پل به علت عدم اعمال نیروی جانبی سختی حاصل نمی‌گردد. به عبارت دیگر سختی عرضی پل در این قسمت از مدل سازی بی نهایت در نظر گرفته شده است.

$$Kt = \infty$$

• **سختی قائم**

برای محاسبه سختی قائم ابتدا لازم است وزن دیوار بتنی با توجه به ابعاد پایه دیواری مدل سازی شده تعیین و با توجه به جابجایی ایجاد شده در راستای قائم، مقدار سختی در این راستا محاسبه گردد. لذا نیروی قائم ناشی از وزن دیوار بتنی به طول ۱۲٫۱ و ارتفاع ۷٫۳۳ و ضخامت ۰٫۲۵ متر و وزن مخصوص ۲٫۸ تن بر مترمکعب برابر است با:

$$Fv = 2.8 * 12.1 * 7.33 * 0.25 = 62 \text{ ton} \quad (34 - 1)$$

بنابراین سختی در راستای قائم را خواهیم داشت:

$$Kv = \frac{62}{8.306 * 10^{-5}} = 746448.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

در جدول (۱-۱۹) سختی طولی، عرضی و قائم در این حالت به صورت خلاصه بیان شده است.

جدول ۱-۱۹: خلاصه سختی طولی، عرضی و قائم در حالت ششم

	Kl(ton/m)	Kt(ton/m)	Kv(ton/m)
ABUTMENT 1&4	$1.29 * 10^5$	$\infty$	$7.46 * 10^5$

در واقع نتایج ناشی از روش‌های مختلف مدل سازی کوله حاصل و قابلیت مقایسه با یکدیگر را خواهند داشت. لازم به ذکر است سایر شرایط سازه پل و مدل سازی آن برای ۶ حالت مذکور کاملاً مشابه و یکسان است. لذا مبنای اصلی اختلاف بین نتایج، صرفاً به دلیل شرایط مختلف مدل سازی در کوله می‌باشد.

در جدول (۱-۲۰) سختی‌های طولی، عرضی و قائم در ۶ حالت مختلف مدل سازی کوله (بر حسب تن بر متر) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است سختی هر دو کوله انتهایی مشابه با یکدیگر هستند.

جدول ۲۰-۱: خلاصه سختی طولی، عرض و قائم برای حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله

حالت مدل‌سازی کوله	Kl(ton/m)	Kt(ton/m)	Kv(ton/m)
کوله غلتکی	۱۲۱۴۷,۶۶	۱۲۱۴۷,۶۶	۲۹۱۵۴,۳۸
کالترانس، ماسه متراکم	۱۲۴۶۸۷,۷۲	۱۱۰۸۳۳,۵۳	۳۷۷۶۶۹,۸۳
کالترانس، ماسه نیمه متراکم ولای فشرده	۶۲۳۴۳,۸۶	۵۵۴۱۶,۷۶	۳۷۷۶۶۹,۸۳
شمس‌آبادی، دانه‌ای	۱۲۱۲,۱۶	۱۰۷۷,۵	۳۷۷۷۰۹,۴
شمس‌آبادی، چسبنده	۲۹۲,۶	۲۶۰,۱	۳۷۸۲۵۳,۹
پایه دیواری	۱۲۹۸۶۴,۸۲	∞	۷۴۶۴۴۸,۳۵

با مراجعه به جدول (۱-۲۰) می‌توان حداکثر سختی در هر سه راستا را برای حالات موجود، طبقه‌بندی کرد. مشاهده می‌شود حداکثر سختی طولی مربوط به حالت مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری، حداکثر سختی عرضی مربوط به حالت مدل‌سازی کوله مطابق با پیشنهاد کالترانس (۲۰۱۳) در حالت خاکریز ماسه متراکم و حداکثر سختی قائم مربوط به حالت مدل‌سازی کوله مطابق با پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷) در حالت خاک چسبنده می‌باشد.

جدول ۲۱-۱: حداکثر سختی طولی

رتبه	حالت مختلف مدل‌سازی کوله	سختی طولی (ton/m)
۱	پایه دیواری	۱۲۹۸۶۴,۸۲
۲	کالترانس، ماسه متراکم	۱۲۴۶۸۷,۷۲
۳	کالترانس، ماسه نیمه متراکم ولای فشرده	۶۲۳۴۳,۸۶
۴	کوله غلتکی	۱۲۱۴۷,۶۶
۵	شمس‌آبادی، دانه‌ای	۱۲۱۲,۱۶
۶	شمس‌آبادی، چسبنده	۲۹۲,۶

جدول ۲۲-۱: حداکثر سختی عرضی

رتبه	حالت مختلف مدل‌سازی کوله	سختی عرضی (ton/m)
۱	پایه دیواری	∞
۲	کالترانس، ماسه متراکم	۱۱۰۸۳۳,۵۳
۳	کالترانس، ماسه نیمه متراکم ولای فشرده	۵۵۴۱۶,۷۶
۴	کوله غلتکی	۱۲۱۴۷,۶۶
۵	شمس‌آبادی، دانه‌ای	۱۰۷۷,۵
۶	شمس‌آبادی، چسبنده	۲۶۰,۱

جدول ۱-۲۳: حداکثر سختی قائم

رتبه	حالت مختلف مدل‌سازی کوله	سختی قائم (ton/m)
۱	پایه دیواری	۷۴۶۴۴۸,۳۵
۲	شمس‌آبادی، دانه ای	۳۷۹۷۰۹,۴
۳	شمس‌آبادی، چسبنده	۳۷۸۲۵۳,۹
۳	کالترانس، ماسه متراکم	۳۷۷۶۶۹,۸۳
۵	کالترانس، ماسه نیمه متراکم ولای فشرده	۳۷۷۶۶۹,۸۳
۶	کوله غلتکی	۲۹۱۵۴,۳۸

## ۱-۹- نتایج به ازای حالات مختلف مدل‌سازی کوله به ازای رکورد زلزله

### ۱-۹-۱- رکورد AGR (جهت پذیری پس رونده):

با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان در مورد جابجایی، نیروی محوری و نیروی برشی و لنگر خمشی پایه به صورت تفکیک شده به موارد زیر اشاره کرد. نتایج در حالت های متفاوت مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نکته قابل توجه تاثیر مستقیم نوع رکورد انتخابی علاوه بر شرایط مدل‌سازی کوله، بر روی نتایج به دست آمده می‌باشد.

#### • جابجایی

با توجه به بررسی ها، بیشترین جابجایی در راستای طولی ایجاد شده است. از طرفی حداکثر پاسخ مربوط به حالت پنجم مدل‌سازی کوله و حداقل پاسخ مربوط به حالت اول مدل‌سازی می‌باشد. نکته قابل توجه دیگر درباره این نمودارها تطابق جابجایی ایجاد شده در مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری (حالت ششم مدل‌سازی) با نتایج مربوط به پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) (حالت‌های دو و سه مدل‌سازی) می‌باشد.

در جدول (۱-۲۴)، حداکثر جابجایی ایجاد شده در پایه میانی و کوله در هر سه راستای اصلی بیان شده است. مشاهده می‌شود در همه حالات جابجایی عرشه به صورت نسبی از جابجایی ایجاد شده در کوله بیشتر است.

جدول ۱-۲۴: جابجایی در کوله و پایه‌های میانی تحت رکورد AGR

U3(cm)		U2(cm)		U1(cm)		State	disp of modeling
Bent3	Abut4	Bent3	Abut4	Bent3	Abut4		
2.29	2.28	3.31	3.25	0.67	0.66		1
2.32	2.28	3.51	3.25	0.67	0.66		2
2.31	2.28	3.48	3.25	0.67	0.66		3
2.29	2.28	3.52	3.39	0.68	0.67		4
2.28	2.28	3.7	3.5	0.73	0.72		5
2.32	2.28	3.57	3.25	0.67	0.66		6

• نیروی محوری

با مراجعه به نتایج، مشاهده می‌شود در تمام حالت‌های مدل‌سازی کوله در حوالی پایه‌های میانی شاهد کاهش نیروی محوری هستیم. همچنین انطباق نتایج حالت ششم با نتایج حاصل از پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) قابل توجه بوده و حاکی از صحت و دقت مناسب روش ارائه شده در حالت ششم جهت محاسبه سختی کوله با توجه به نوع خاکریز پشت کوله می‌باشد. حداقل و حداکثر نیروی محوری مربوط به حالت پنجم و اول مدل‌سازی کوله است.

• عکس‌العمل تکیه‌گاهی و لنگر خمشی پایه

مشاهده می‌شود، بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت ششم (پایه دیواری) و کمترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت پنجم (شمس‌آبادی (۲۰۰۷)، چسبنده) حاصل شده است. از سویی حداکثر لنگر خمشی پایه در حالت ششم (پایه دیواری) و حداقل لنگر خمشی در حالت پنجم مدل‌سازی ایجاد شده است. مقایسه پاسخ‌ها در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله، نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، مطابق با جدول (۱-۲۵) بیان شده است.

جدول ۱-۲۵: اختلاف پاسخ های حالت های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد دارای اثرات جهت پذیری پس رونده (AGR)

حالت مدل‌سازی کوله	جابجایی طولی کوله ۴	جابجایی طولی پایه ۳	نیروی محوری پایه ۳	لنگر خمشی پایه ۲	عکس العمل تکیه گاهی پایه ۲
کالترانس، ماسه متراکم	٪۰	٪۵٫۶	٪۱۲٫۵	٪۱۲٫۹	٪۱۱٫۸
کالترانس، ماسه نیمه متراکم و لای	٪۰	٪۴٫۸	٪۲۴٫۱	٪۶٫۷	٪۴
شمس آبادی، دانه ای	٪۴٫۱	٪۵٫۹	٪۶۲٫۹	٪۳۳٫۹	٪۳۵
شمس آبادی، چسبنده	٪۷٫۱	٪۱۰٫۵	٪۸۰٫۵	٪۴۷٫۳	٪۴۸
پایه دیواری	٪۰	٪۷٫۲	٪۱۷	٪۱۴٫۳	٪۱۴

### ۱-۹-۲- رکورد CXO (جهت پذیری خنثی):

با توجه به نمودارهای به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، در مورد جابجایی کوله‌های انتهایی و عرشه، نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی پایه به موارد زیر اشاره کرد. نتایج در حالت های متفاوت مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

#### • جابجایی

با توجه به بررسی ها، بیشترین جابجایی در راستای طولی ایجاد شده است. از طرفی حداکثر پاسخ مربوط به حالت پنجم مدل‌سازی کوله و حداقل پاسخ مربوط به حالت چهارم مدل‌سازی می‌باشد. نکته قابل توجه دیگر درباره این نمودارها تطابق جابجایی ایجاد شده در مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری (حالت ششم مدل‌سازی) با نتایج مربوط به پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) (حالت دوم، خاک ماسه متراکم) می‌باشد.

به طور عمده مشاهده می‌شود در مورد نتایج مربوط به این رکورد، نتایج به دست آمده در حالت های مختلف مدل‌سازی کوله به جز دو حالت مربوط به پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷) (حالت های چهارم و پنجم) تشابه و تطابق زیادی با یکدیگر دارند.

در جدول (۱-۲۶)، حداکثر جابجایی ایجادشده در پایه میانی و کوله در هر سه راستای اصلی بیان شده است. مشاهده می شود در همه حالات (به جز حالت سوم پاسخ مربوط به جابجایی طولی و عرضی) جابجایی عرشه به صورت نسبی از جابجایی ایجادشده در کوله بیشتر است.

جدول ۱-۲۶: جابجایی در کوله و پایه های میانی تحت رکورد CXO

U3(cm)		U2(cm)		U1(cm)		State	disp of modeling
Bent3	Abut4	Bent3	Abut4	Bent3	Abut4		
1.8	1.7	2.1	1.9	0.35	0.33		1
1.8	1.7	2.2	1.9	0.41	0.34		2
1.8	1.95	2.3	1.8	0.4	0.35		3
1.8	1.7	0.5	0.4	0.4	0.4		4
1.78	1.7	2.5	2.3	0.48	0.45		5
1.8	1.7	2.2	1.9	0.4	0.33		6

#### • نیروی محوری

با مراجعه به نمودارهای نیروی محوری مشاهده می شود در تمام حالت های مدل سازی کوله در حوالی پایه های میانی شاهد کاهش نیروی محوری هستیم. البته در حالت پنجم مدل سازی در نمودار مربوط به نیروی محوری شاهد افزایش نسبی در حوالی کوله سمت راست هستیم. همچنین انطباق نتایج حالت ششم با نتایج حاصل از پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) قابل توجه بوده و حاکی از صحت و دقت مناسب روش ارائه شده در حالت ششم جهت محاسبه سختی کوله با توجه به نوع خاکریز پشت کوله می باشد. حداقل و حداکثر نیروی محوری به ترتیب مربوط به حالت پنجم و حالت اول مدل سازی کوله است.

#### • عکس العمل تکیه گاهی و لنگر خمشی پایه

مشاهده می شود، بیشترین عکس العمل تکیه گاهی در حالت ششم (پایه دیواری) و کمترین عکس العمل تکیه گاهی در حالت پنجم (شمس آبادی (۲۰۰۷)، چسبنده) حاصل شده است. از سویی حداکثر لنگر خمشی پایه در حالت ششم مدل سازی و حداقل

لنجر خمشی در حالت پنجم (پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷)، خاک چسبنده) ایجاد شده است.

مقایسه پاسخ‌ها در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله، نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، مطابق با جدول (۱-۲۷) بیان شده است.

**جدول ۱-۲۷: اختلاف پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد دارای اثرات جهت‌پذیری خنثی (CXO)**

حالت مدل‌سازی کوله	جابجایی طولی کوله ۴	جابجایی طولی پایه ۳	نیروی محوری پایه ۳	لنجر خمشی پایه ۲	عکس‌العمل تکیه‌گاهی پایه ۲
کالترانس، ماسه متراکم	٪۰	٪۴٫۵	٪۶٫۱	٪۱۳٫۵۲	٪۱۳٫۷
کالترانس، ماسه نیمه متراکم و لای	٪-۵٫۲	٪۸٫۶	٪۱۸٫۲	٪۸٫۹	٪۹٫۱
شمس‌آبادی، دانه ای	٪-۷۸	٪-۷۶	٪۶۹٫۳	٪۳۱٫۷۶	٪۳۱٫۹
شمس‌آبادی، چسبنده	٪۱۷٫۴	٪۱۶	٪۹۰٫۹	٪۸۰	٪۸۰٫۳
پایه دیواری	٪۰	٪۴٫۵	٪۱۴٫۹	٪۱۳٫۶	٪۱۳٫۷

### ۱-۹-۳ - رکورد ELC (جهت‌پذیری پیش‌رونده):

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده می‌توان در مورد جابجایی، نیروی محوری و نیروی برشی و لنجر خمشی پایه به‌صورت تفکیک‌شده به موارد زیر اشاره کرد. نتایج در شش حالت متفاوت مدل‌سازی کوله با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج در حالت‌های متفاوت مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

#### • جابجایی

با توجه به نمودارهای جابجایی، بیشترین جابجایی در راستای طولی ایجاد شده است. از طرفی حداکثر پاسخ مربوط به حالت پنجم مدل‌سازی کوله و حداقل پاسخ مربوط به حالت دوم و اول مدل‌سازی می‌باشد. نکته قابل‌توجه دیگر درباره این نمودارها تطابق جابجایی ایجاد شده در مدل‌سازی کوله به‌صورت پایه دیواری (حالت ششم مدل‌سازی) با



نتایج مربوط به پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) (حالت دوم و سوم مدل سازی) می باشد.

به طور عمده مشاهده می شود در مورد نتایج مربوط به این رکورد، نتایج به دست آمده در حالت های مختلف مدل سازی کوله به جز دو حالت مربوط به پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷) (حالت های چهارم و پنجم) تشابه و تطابق زیادی با یکدیگر دارند. در جدول (۱-۲۸)، حداکثر جابجایی ایجاد شده در پایه میانی و کوله در هر سه راستای اصلی بیان شده است. مشاهده می شود در همه حالات جابجایی عرشه به صورت نسبی از جابجایی ایجاد شده در کوله بیشتر است.

### • نیروی محوری

با مراجعه به نمودارهای نیروی محوری مشاهده می شود در تمام حالت های مدل سازی کوله در حوالی پایه های میانی شاهد کاهش نیروی محوری هستیم. همچنین انطباق نتایج حالت ششم با نتایج حاصل از پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) قابل توجه بوده و حاکی از صحت و دقت مناسب روش ارائه شده در حالت ششم جهت محاسبه سختی کوله با توجه به نوع خاکریز پشت کوله می باشد. حداقل و حداکثر نیروی محوری به ترتیب مربوط به حالت پنجم و حالت اول مدل سازی کوله است.

جدول ۱-۲۸: جابجایی در کوله و پایه های میانی تحت رکورد ELC

U3(cm)		U2(cm)		U1(cm)		disp State of modeling
Bent3	Abut4	Bent3	Abut4	Bent3	Abut4	
3.355	3.34	6.19	6.1	0.89	0.86	1
3.354	3.34	6.19	6.1	0.89	0.86	2
3.354	3.34	6.19	6.1	0.9	0.86	3
3.34	3.345	6.23	6.21	0.91	0.88	4
3.36	3.353	6.37	6.37	0.885	0.885	5
3.356	3.351	6.19	6.18	0.89	0.89	6

### • عکس العمل تکیه گاهی و لنگر خمشی پایه

مشاهده می شود، بیشترین عکس العمل تکیه گاهی در حالت ششم (پایه دیواری) و کمترین عکس العمل تکیه گاهی در حالت چهارم و پنجم (پیشنهاد شمس آبادی)

حاصل شده است. از سویی حداکثر لنگر خمشی پایه در حالت ششم مدل‌سازی و حداقل لنگر خمشی در حالت پنجم مدل‌سازی ایجاد شده است. مقایسه پاسخ‌ها در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله، نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، مطابق با جدول (۱-۲۹) بیان شده است.

**جدول ۱-۲۹: اختلاف پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده (ELC)**

حالت مدل‌سازی کوله	جابجایی طولی پایه ۴	جابجایی طولی پایه ۳	نیروی محوری پایه ۳	لنگر خمشی پایه ۲	عکس‌العمل تکیه‌گاهی پایه ۲
کالترانس، ماسه متراکم	٪۰	٪۰	٪۱۷،۱	٪۱۷،۹	٪۱۹
کالترانس، ماسه نیمه متراکم و لای	٪۰	٪۰	٪۱۳،۲	٪۱۳،۳	٪۱۵
شمس آبادی، دانه ای	٪۱،۷	٪۰،۶	٪۸۳،۳	٪۲۰،۳	٪۷۱
شمس آبادی، چسبنده	٪۴،۲	٪۲،۸	٪۹۱،۳	٪۷۲،۷	٪۷۳
پایه دیواری	٪۱،۳	٪۰	٪۱۹،۲	٪۲۱،۵	٪۲۱،۷

#### ۱-۹-۴ - رکورد TAB:

با توجه به نمودارهای به‌دست‌آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، در مورد جابجایی کوله‌های انتهایی و عرشه، نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی پایه به موارد زیر اشاره کرد. نتایج درحالت‌های متفاوت مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

#### • جابجایی

با توجه به نمودارهای جابجایی، بیشترین جابجایی در راستای طولی ایجاد شده است. از طرفی حداکثر پاسخ مربوط به حالت پنجم مدل‌سازی کوله و حداقل پاسخ مربوط به حالت چهارم مدل‌سازی می‌باشد. نکته قابل‌توجه دیگر درباره این نمودارها تطابق جابجایی ایجاد شده در مدل‌سازی کوله به‌صورت پایه دیواری (حالت ششم مدل‌سازی) با

نتایج مربوط به پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) (حالت دوم و سوم) و نتایج حالت اول (کوله غلتکی) هست.

به طور عمده مشاهده می شود در مورد نتایج مربوط به این رکورد، نتایج به دست آمده در حالت های مختلف مدل سازی کوله به جز حالت چهارم مربوط به پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷) (خاکریز دانه ای) تشابه و تطابق زیادی با یکدیگر دارند. در جدول (۱-۳۰)، حداکثر جابجایی ایجاد شده در پایه میانی و کوله در هر سه راستای اصلی بیان شده است. مشاهده می شود در همه حالات جابجایی عرشه به صورت نسبی از جابجایی ایجاد شده در کوله بیشتر است.

جدول ۱-۳۰: جابجایی در کوله و پایه های میانی تحت رکورد TAB

U3(cm)		U2(cm)		U1(cm)		State	disp of modeling
Bent3	Abut4	Bent3	Abut4	Bent3	Abut4		
1.5	1.5	9.1	9	0.9	0.7		1
1.5	1.8	9.2	9.1	0.9	0.9		2
1.5	1.5	9.1	9	0.9	0.7		3
1	0.8	2.2	2	0.7	0.95		4
1.6	1.5	9.2	9.1	1.1	0.95		5
1.5	1.5	9.1	9	0.9	0.7		6

### • نیروی محوری

با مراجعه به بررسی های انجام شده، مشاهده می شود در تمام حالت های مدل سازی کوله ( به جز دو حالت مربوط به پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷)) در حوالی پایه های میانی شاهد کاهش نیروی محوری هستیم. در حالت چهارم و پنجم مدل سازی کوله در حوالی پایه میانی شاهد افزایش نسبی نیروی محوری هستیم. همچنین انطباق نتایج حالت ششم با نتایج حاصل از پیشنهاد دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) قابل توجه بوده و حاکی از صحت و دقت مناسب روش ارائه شده در حالت ششم جهت محاسبه سختی کوله با توجه به نوع خاکریز پشت کوله می باشد. حداقل و حداکثر نیروی محوری به ترتیب مربوط به حالت پنجم و حالت اول مدل سازی کوله است.

• عکس‌العمل تکیه‌گاهی و لنگر خمشی پایه

بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت ششم (پایه دیواری) و کمترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت چهارم و پنجم (پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷)) حاصل شده است. از سویی حداکثر لنگر خمشی پایه در حالت ششم مدل‌سازی و حداقل لنگر خمشی در حالت پنجم (پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷)) برای خاکریز چسبنده ایجاد شده است. مقایسه پاسخ‌ها در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله، نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، مطابق با جدول (۱-۳۱) بیان شده است.

جدول ۳۱-۱: اختلاف پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد TAB

حالت مدل‌سازی کوله	جابجایی طولی کوله ۴	جابجایی طولی پایه ۳	نیروی محوری پایه ۳	لنگر خمشی پایه ۲	عکس‌العمل تکیه‌گاهی پایه ۲
کالترانس، ماسه متراکم	٪۱۱	٪۱	٪۳۵،۹	٪۳۰،۶	٪۳۰،۷
کالترانس، ماسه نیمه متراکم و لای	٪۰	٪۰	٪۳۰،۶	٪۱۳،۸	٪۱۳،۹
شمس‌آبادی، دانه ای	٪-۷۷،۷	٪-۷۵،۸	٪۲۰،۳	٪۲۲،۹	٪۲۲،۸
شمس‌آبادی، چسبنده	٪۱۱	٪۱	٪۳۳،۴	٪۲۳،۷	٪۲۳
پایه دیواری	٪۰	٪۰	٪۴۰،۷	٪۳۱،۸	٪۳۱،۹

۱-۹-۵- رکورد BAM:

با توجه به نمودارهای به‌دست‌آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، در مورد جابجایی کوله‌های انتهایی و عرشه، نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی پایه به موارد زیر اشاره کرد. نتایج درحالت‌های متفاوت مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

• **جابجایی**

با توجه به نمودارهای جابجایی، بیشترین جابجایی در راستای طولی ایجاد شده است. از طرفی حداکثر پاسخ مربوط به حالت دوم مدل سازی کوله و حداقل پاسخ مربوط به حالت اول مدل سازی هست. نکته قابل توجه دیگر درباره این نمودارها تطابق جابجایی ایجاد شده در مدل سازی کوله به صورت پایه دیواری (حالت ششم مدل سازی) با نتایج مربوط به پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷) برای خاکریز دانه ای (حالت چهارم) می باشد. به طور عمده مشاهده می شود در مورد نتایج مربوط به این رکورد، نتایج به دست آمده در حالت های مختلف مدل سازی کوله به جز حالت مربوط به پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷) (حالت پنجم) تشابه و تطابق زیادی با یکدیگر دارند. در جدول (۱-۳۲)، حداکثر جابجایی ایجاد شده در پایه میانی و کوله در هر سه راستای اصلی بیان شده است. مشاهده می شود در همه حالات (به جز جابجایی در راستای عرضی)، جابجایی پایه میانی به صورت نسبی از جابجایی ایجاد شده در کوله بیشتر است.

• **نیروی محوری**

با مراجعه به نمودارهای نیروی محوری مشاهده می شود در تمام حالت های مدل سازی کوله ( به جز حالت پنجم مربوط به پیشنهاد شمس آبادی (۲۰۰۷)) در حوالی پایه های میانی شاهد کاهش نیروی محوری هستیم. در حالت پنجم مدل سازی کوله در حوالی پایه میانی شاهد افزایش نسبی نیروی محوری هستیم. حداقل و حداکثر نیروی محوری به ترتیب مربوط به حالت پنجم و حالت اول مدل سازی کوله است.

**جدول ۱-۳۲: جابجایی در کوله و پایه های میانی تحت رکورد BAM**

U3(cm)		U2(cm)		U1(cm)		State	disp of modeling
Bent3	Abut4	Bent3	Abut4	Bent3	Abut4		
12.5	12.4	13.3	12.5	2.3	2.1		1
12.5	12.41	13.35	12.5	2.35	2.1		2
12.51	12.5	13.3	13.3	2.3	2.1		3
12.52	12.48	13.1	13.1	2.3	2.2		4
12.51	12.49	13.2	13.1	3.4	3.3		5
12.49	12.48	13.1	13.1	2.3	2.1		6

• عکس‌العمل تکیه‌گاهی و لنگر خمشی پایه

مشاهده می‌شود، بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت ششم (پایه دیواری) و کمترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت پنجم (پیشنهاد شمس‌آبادی) حاصل شده است. از سویی حداکثر لنگر خمشی پایه در حالت ششم مدل‌سازی و حداقل لنگر خمشی در حالت پنجم (پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷) برای خاکریز چسبنده) ایجاد شده است. مقایسه پاسخ‌ها در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله، نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی، مطابق با جدول (۱-۳۳) بیان شده است.

جدول ۱-۳۳: مقایسه پاسخ‌های حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی بصورت غلتکی تحت رکورد BAM

حالت مدل‌سازی کوله	جابجایی طولی کوله ۴	جابجایی طولی پایه ۳	نیروی محوری پایه ۳	لنگر خمشی پایه ۲	عکس‌العمل تکیه‌گاهی پایه ۲
کالترانس، ماسه متراکم	٪۰	٪۰٫۳	٪۱۴٫۶	٪۸٫۲	٪۸٫۲
کالترانس، ماسه نیمه متراکم و لای	٪۶٫۵	٪۰	٪۶	٪۶٫۸	٪۶
شمس‌آبادی، دانه ای	٪۴٫۵	٪-۱٫۵	٪۲۲٫۳	٪۳۲٫۶	٪۳۲
شمس‌آبادی، چسبنده	٪۴٫۵	٪-۰٫۷	٪۴۳٫۶	٪۸۲٫۲	٪۸۲
پایه دیواری	٪۴٫۵	٪-۱٫۵	٪۱۸٫۸	٪۸٫۹	٪۸

۱-۱۰- تفسیر نتایج

با مراجعه به نتایج به‌دست‌آمده از نتایج تحلیل، می‌توان نتیجه گرفت، که به ازای همه رکوردهای انتخابی بیشترین جابجایی در راستای (طولی) U2 اتفاق افتاده است. با توجه به رکوردهای انتخاب‌شده، جابجایی‌های ایجادشده در راستای قائم ناچیز بوده و قابل‌اغماض است. اما در مورد دو رکورد بم و طبس به علت بزرگ بودن مؤلفه قائم رکورد زلزله شاهد جابجایی‌های قابل‌توجه در راستای قائم، در مورد این دو رکورد هستیم. با توجه به تاریخچه زمانی شتاب و سرعت تمامی رکورد انتخابی (ترسیم‌شده در پیوست

الف)، حداکثر جابجایی‌های ایجادشده قابل توجه خواهد بود. مشاهده می‌گردد، رکوردهای مؤلفه طولی در مورد زلزله‌های CXO, ELC, BAM, AGR و TAB در مقایسه با سایر مؤلفه‌های رکوردهای انتخابی مقادیر بزرگ‌تر با محتوای فرکانسی بالاتری دارند. لذا جابجایی‌های ایجادشده متناسب و متنظر با مؤلفه‌های حداکثر یادشده توجیه‌پذیر است. از طرفی وجود اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده، پس‌رونده و خنثی به ترتیب در مورد رکوردهای ELC, AGR و CXO در حصول نتایج، نمود بارزی یافته است. (رکورد ELC نماینده رکوردهای دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده، رکورد AGR نماینده رکوردهای دارای اثرات جهت‌پذیری پس‌رونده و رکورد CXO نماینده رکوردهای حاوی اثرات جهت‌پذیری خنثی می‌باشد). موقعیت استقرار پل نسبت به گسل، می‌تواند باعث ایجاد جابجایی متفاوت در المان‌های مختلف پل گردد. در مواردی که پل، متقاطع با گسل بوده و گسل منطبق بر پل باشد، شاهد ایجاد جابجایی بیشتر در کوله‌های انتهایی نسبت به پایه‌های میانی و المان‌های موجود در طول عرشه پل هستیم [۲۲]. در این مطالعه، پل مدل‌سازی شده با گسل تقاطعی نداشته و بنابراین انتظار نمی‌رود شاهد بروز جابجایی بیشتر در کوله‌ها نسبت به پایه‌های میانی و یا سایر اعضای میانی پل باشیم. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، جابجایی ایجادشده در کوله‌های انتهایی به مراتب کمتر از جابجایی ایجادشده در المان‌های میانی واقع در طول پل (پایه‌های میانی) می‌باشد. این موضوع در نتایج به‌دست‌آمده در مورد تک‌تک رکوردهای به کار گرفته‌شده در تحلیل مشهود است.

اصلی‌ترین علت تفاوت جابجایی در کوله‌های انتهایی و پایه‌های میانی، تفاوت سختی بین دو المان یادشده می‌باشد. با توجه به تعداد پایه‌های میانی و مقطع این پایه‌ها و سایر مشخصات پایه‌های میانی، مشاهده می‌شود که سختی پایه‌های میانی در مقایسه با سختی لحاظ شده در مورد کوله‌های انتهایی کمتر بوده و در نتیجه جابجایی ایجادشده در پایه‌های میانی بیشتر از جابجایی ایجادشده در کوله‌ها خواهد بود. جابجایی یادشده در مورد پایه‌های میانی مربوط به قسمت سرستون‌ها است.

$$K_{bent} = 2 * \left[ \frac{3 * 2526713.3 * 3.14 * 0.609^4}{7.13^3 * 4} \right]$$

$$= 4516.24 \frac{ton}{m} \quad (35 - 1)$$

شرایط مدل‌سازی کوله و اختصاص سختی محوری در نواحی انتهایی پل (سختی کوله‌ها)، در توزیع تنش و تغییر مکان در بخش‌های مختلف پل بسیار مؤثر می‌باشد. بر همین اساس، نیروی محوری منتقل‌شده به پایه‌ها در شرایط مختلف مدل‌سازی کوله دچار تغییر می‌شود. با مراجعه به نمودارهای نیروی محوری مربوط به المان‌های میانی واقع در راستای طولی پل، با توجه به نتایج تحلیل به ازای تمامی رکوردهای انتخابی، مشاهده می‌شود نیروی محوری توزیع‌شده در حالات مدل‌سازی کوله طبق پیشنهاد شمس‌آبادی (حالت‌های ۵ و ۴)، در مقایسه با سایر حالت‌های مدل‌سازی، حالت یکنواخت‌تری دارد. با توجه به تفاوت عمده‌ی سختی در حالت ۴ و ۵ نسبت به سایر حالات، توزیع یکنواخت نیروی محوری و تفاوت نحوه‌ی توزیع نیروی محوری نسبت به سایر حالت‌های مدل‌سازی توجیه‌پذیر است. در میان شش حالت مدل‌سازی کوله، کم‌ترین سختی لحاظ شده در راستای افقی مربوط به حالت‌های پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷) می‌باشد. مشاهده می‌شود سختی کوله در توزیع نیروی محوری نقش قابل‌توجهی داشته و کم‌ترین نیروی محوری توزیع‌شده به حالت ۵ (حالتی با کمترین سختی طولی) اختصاص دارد. از سویی با توجه به نتایج به‌دست‌آمده مشاهده می‌شود، در تمامی حالات در حوالی محل استقرار پایه‌های میانی شاهد بروز یک تغییر ناگهانی در نحوه‌ی توزیع نیروی محوری هستیم. علت این موضوع تغییر ناگهانی سختی در طول عرشه پل به‌واسطه‌ی وجود پایه‌های میانی می‌باشد. همان‌گونه که قبلاً مطرح شد، سختی پایه‌های میانی در مقایسه با سختی کوله‌های انتهایی کمتر بوده و همین اختلاف سختی سبب توزیع ناهمگون و کاهش نسبی نیروی محوری در حوالی پایه‌های میانی گردیده است. لذا با کاهش سختی ناگهانی به‌واسطه حضور پایه‌های میانی، شاهد بروز تغییر ناگهانی در نمودار توزیع نیروی محوری در حوالی پایه‌های میانی هستیم. لازم به ذکر است در مواردی شاهد افزایش نسبی توزیع نیروی محوری در محل پایه‌های میانی هستیم (رکورد ۱۴، حالت پنجم مدل‌سازی-رکورد ۱۳، حالت چهارم و پنجم مدل‌سازی). علت این موضوع علاوه بر ویژگی‌های لرزه‌شناسی مرتبط با رکورد انتخابی، سختی محوری لحاظ شده در پایه و کوله متناسب با روش مدل‌سازی می‌باشد. به‌عنوان نمونه، در حالت پنجم مدل‌سازی کوله، مشاهده شد سختی پایه‌های میانی بسیار بیشتر از سختی به کار گرفته‌شده در محل کوله‌ها می‌باشد. لذا در این حالت مدل‌سازی شاهد افزایش نسبی توزیع نیروی محوری در حوالی پایه‌های میانی هستیم.



با مقایسه پریود مود اصلی حالت‌های شش‌گانه مدل‌سازی کوله و سختی‌های لحاظ شده برای کوله پل، مشاهده می‌شود که بیشترین پریود مربوط به حالت پنجم (کوله ساده‌شده طبق پیشنهاد شمس‌آبادی (۲۰۰۷) برای خاکریز چسبنده)، حالتی که در آن شاهد کمترین سختی طولی هستیم، می‌باشد. از طرف دیگر کمترین پریود مربوط به حالتی است که در آن بیشترین سختی طولی اختصاص داده‌شده است (حالت ششم مدل‌سازی). مشاهده می‌شود مطابق با آنچه انتظار می‌رود، حالتی که بیشترین سختی را دارد دارای کمترین پریود زمانی و حالتی که کمترین سختی را دارد، دارای بیشترین پریود زمانی می‌باشد.

با مراجعه به نتایج تحلیل تاریخچه زمانی و مشاهده نمودارهای عکس‌العمل تکیه‌گاهی به ازای تمامی رکوردهای انتخابی زلزله مشاهده می‌گردد که، بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت ششم مدل‌سازی کوله و کمترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت چهارم و پنجم مدل‌سازی کوله ایجاد شده است. این موضوع با توجه به سختی لحاظ شده در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله قابل توجیه است. مشاهده می‌شود بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالتی رخ داده که کوله‌ها بیشترین سختی را دارا می‌باشند. به عبارت دیگر، علت اصلی افزایش عکس‌العمل تکیه‌گاهی، افزایش سختی و کاهش پریود اصلی پل می‌باشد.

مشاهده می‌شود، سختی کوله رابطه مستقیمی با عکس‌العمل تکیه‌گاهی، لنگر خمشی و برش پایه ایجاد شده در حالت‌های مختلف مدل‌سازی دارد. در سخت‌ترین حالت مدل‌سازی، بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی (حالت ششم) و در نرم‌ترین حالت مدل‌سازی کوله، کمترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی (حالت پنجم) ایجاد شده است. با توجه به بررسی‌های انجام شده، مشاهده می‌شود، بیشترین اختلاف جابجایی بین کوله‌های انتهایی و عرشه پل، در حالت مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری، در مورد دو رکورد AGR و BAM اتفاق افتاده است. مفهوم این موضوع آن است که اندرکنش خاکریز-کوله در حالت پایه دیواری در مورد این دو رکورد در مقایسه با سایر حالات و رکوردها نمود بیشتری پیدا کرده است.