



وزارت راه و ترابری  
پژوهشکده حمل و نقل

**جمع آوری و طبقه‌بندی آسیب‌های وارده به پلها  
در زلزله‌های گذشته**

عنوان و نام پدیدآور : جمع‌آوری و طبقه‌بندی آسیبهای وارده به پلها در زلزله‌های گذشته / بخش پژوهشی  
مقاوم‌سازی راه: مجری شرکت مهندسين مشاور ارکان پويش؛ مدير پروژه محمدرضا  
يداللهی؛ ناظر حسن حاجی کاظمی.  
مشخصات نشر : تهران: وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل‌ونقل، ۱۳۸۷.  
مشخصات ظاهری : ۲۳۳ ص.  
شابک : ۲۷۰۰۰ ریال: ۷-۲۷-۲۹۹۳-۹۶۴-۹۷۸  
ISBN 978-964-2993-27-7  
وضعیت فهرست نویسی : فیبا  
موضوع : پلها-- اثرزلزله.  
موضوع : پلها-- طرح و ساختمان.  
شناسه افزوده : يداللهی، محمدرضا  
شناسه افزوده : حاجی کاظمی، حسن، ۱۳۲۹  
شناسه افزوده : ایران. وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل‌ونقل. بخش مقاوم سازی  
شناسه افزوده : ایران. وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل‌ونقل.  
شناسه افزوده : شرکت مهندسين مشاور ارکان پويش  
رده‌بندی کنگره : ۱۳۸۷ ج۸ / TG۲۶۵  
رده‌بندی دیوی : ۶۲۴/۲۵  
شماره کتابشناسی ملی : ۱۲۲۸۰۴۹

#### وزارت راه و ترابری - پژوهشکده حمل‌ونقل

عنوان	: جمع‌آوری و طبقه‌بندی آسیبهای وارده به پلها در زلزله‌های گذشته
بخش پژوهشی	: مقاوم سازی راه
مجری	: شرکت مهندسين مشاور ارکان پويش
مدیر پروژه	: مهندس محمدرضا يداللهی
ناظر	: دکتر حسن حاجی کاظمی
ناشر	: پژوهشکده حمل‌ونقل
شابک	: ۷-۲۷-۲۹۹۳-۹۶۴-۹۷۸
نوبت چاپ	: اول
تاریخ انتشار	: تابستان ۱۳۸۷
شمارگان	: ۳۵۰ نسخه
قیمت	: ۲۷۰۰ تومان
لیتوگرافی	: باران
چاپ و صحافی	: پژمان
نشانی	: بزرگراه آفریقا- بالاتراز تقاطع وحید دستگردی (ظفر)- بن بست نور- پلاک ۱۹- پژوهشکده حمل‌ونقل - طبقه اول- اداره انتشارات
	تلفکس ۶-۸۸۸۸۹۹۸۱
	وبسایت فروش
	مرکز پخش و فروش (مؤسسه خدمات فرهنگی فدک ایستاتیس)
	۶۶۴۸۱۰۹۶-۶۶۴۸۲۲۲۱
	web <a href="http://www.tri.gov.ir">www.tri.gov.ir</a>
	web <a href="http://www.Fadakbook.com">www.Fadakbook.com</a>

\* کليه حقوق برای ناشر محفوظ است \*

## پیشگفتار

حمل و نقل از ابتدای تاریخ بشر، نقشی اساسی در شکل‌دهی جوامع انسانی و توسعه اقتصادی آنها ایفا نموده است و در عصر حاضر نیز شریانهای ارتباطی، زیربنای اقتصاد هر کشوری را تشکیل می‌دهد.

توسعه پایدار، حمل و نقل سریع و ایمن نیز همانند سایر ابعاد زندگی بشر، هنگامی تبلور پیدا می‌کند که به صورت نظام‌مند و براساس منطق علمی پایه‌ریزی شده باشد؛ در این فرایند علمی و نظام‌مند است که نقش و جایگاه علوم حمل و نقل در توسعه پایدار و اقتصاد جوامع تجلی می‌یابد.

پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری به منظور پرکردن خلاء ناشی از نبود یک مرکز توانمند علمی و پژوهشی در زمینه مهندسی حمل و نقل و زیرساختهای مرتبط با آن، در سال ۱۳۸۲ تأسیس گردید. این پژوهشکده به‌عنوان مجموعه‌ای علمی در زمینه حمل و نقل، این رسالت عظیم را برعهده دارد تا با تکیه بر خلاقیت و پشتکار پژوهشگران داخلی و نیز پشتوانه تجربه جمعی از متخصصان در سازمانها و ادارات وزارت راه و ترابری، به مرکز تولید دانش در صنعت حمل و نقل ایران تبدیل شود.

از مهمترین وظایف پژوهشکده حمل و نقل در راستای انجام این رسالت، تولید دانش، دانش‌اندوزی، نشر و اطلاع‌رسانی علمی آخرین دستاوردهای پژوهشی از طریق انتشار گزارشهای علمی و پژوهشی است.

رخداد هر زمین‌لرزه، همواره بازتابهای وسیعی را در سطوح بین‌المللی بوجود می‌آورد. وقوع زمین‌لرزه در مناطق لرزه‌خیز سالانه چندین هزار نفر را به کام مرگ کشیده و موجب تلفات اقتصادی فراوان می‌گردد. از این رو متخصصان این رشته سعی کرده‌اند تا با جمع‌آوری اطلاعات مربوط به کشورهای زلزله‌خیز نظیر ایالات متحده و ژاپن آیین‌نامه‌هایی

جهت محاسبه، نظارت و اجرای سازه‌ها، بویژه ساختمانها، پلها و سایر ابنیه تدوین کنند و رهنمودها و پیشگیری‌های لازم در این زمینه را در اختیار دیگر متخصصان قرار دهند. این کتاب به منظور کمک به متخصصان برای جمع‌آوری و طبقه‌بندی آسیبهای وارده به پلها در زلزله‌های گذشته تدوین شده است.

در انتشار این مجموعه، افراد بسیاری همکاری داشته‌اند؛ از جمله کارشناسان شرکت مهندسین مشاور ارکان پویش، آقایان دکتر مهرشاد کتابدار، علیرضا اسماعیلی و امید افشاریان‌زاده به عنوان مجریان پروژه، آقای دکتر حسن حاجی کاظمی به عنوان ناظر پروژه، آقای مهندس محمدرضا یداللهی و آقای مهندس حمید عباسی که مدیریت این پروژه را در پژوهشکده حمل و نقل عهده‌دار بوده‌اند، که از همه این بزرگواران صمیمانه تشکر و قدردانی می‌شود.

محمود عامری

رئیس پژوهشکده حمل‌ونقل

تابستان ۱۳۸۷

# جمع آوری و طبقه‌بندی آسیبهای وارده به پلها در زلزله‌های گذشته

## فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل اول: کلیات
۱	۱-۱- مقدمه
۶	۲-۱- هدف از پژوهش
۶	۳-۱- دلایل نیاز به پژوهش
۸	۴-۱- روش پژوهش
۹	فصل دوم: بررسی پژوهشهای گذشته در زمینه اثر زلزله بر پلها
۱۷	فصل سوم: تحقیقات انجام شده در ایران در خصوص بررسی
۱۷	۳-۱- در زمینه اثر زلزله بر پلها و تحلیل دینامیکی آنها
۱۸	۳-۲- در زمینه بررسی آسیب پذیری سازه‌های فولادی، بتن مسلح و پلها
	فصل چهارم: آسیبهای وارد بر اجزای پل در زلزله، بررسی دلایل وقوع آنها و
۲۱	راهکارهای جلوگیری از رخداد این نواقص
۲۱	۴-۱- روسازه‌ها
۲۱	۴-۱-۱- آسیبهای وارده بر روسازه‌ها
۲۴	۴-۱-۱-۱- رفتار لرزهای روسازه‌های
۲۴	۴-۱-۱-۱-۱- زمین لرزه Petrolia (۱۹۹۲)
۲۵	۴-۱-۱-۱-۲- زمین لرزه Northridge (۱۹۹۴)
۲۵	۴-۱-۱-۱-۳- زمین لرزه Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵)
۲۷	۴-۱-۱-۲- رفتار پلهای دارای شاهتیرهای

۲۸	..... ۴-۱-۱-۳- اثر عملکرد ترکیبی فولاد
۳۶	..... ۴-۱-۱-۴- افتادن و شکستن عرشه‌ها
۴۵	..... ۴-۱-۲- راهکارهای طراحی و بهسازی لرزه‌ای روسازه‌ها
۴۵	..... ۴-۲- نشیمن گاهها
۴۵	..... ۴-۲-۱- آسیب دیدگی نشیمن گاهها
۵۱	..... ۴-۲-۲- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای نشیمن گاهها
۵۱	..... ۴-۳- پایه‌های پل
۵۴	..... ۴-۳-۱- پایه‌های بتن مسلح
۶۸	..... ۴-۳-۱-۱- آسیب دیدگی مسیر کوبه از آزادراه
۷۱	..... ۴-۳-۱-۱-۱- ویژگیهای سازه‌ای
۷۲	..... ۴-۳-۱-۱-۲- کج شدگی پسماند در پایه‌ها
۷۶	..... ۴-۳-۱-۱-۳- تحلیل آسیب
۷۹	..... ۴-۳-۱-۱-۴- علت انحراف
۸۳	..... ۴-۳-۲- پایه‌های فولادی
۹۱	..... ۴-۳-۳- اندرکنش بین پایه‌های بتنی مسلح و فولادی
۹۵	..... ۴-۳-۴- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای پایه‌های پل
۹۶	..... ۴-۴- اتصالات
۹۶	..... ۴-۴-۱- شکست اتصالات
۹۸	..... ۴-۴-۲- آسیب دیدگی مقیدکننده‌های مفصلها
۱۰۴	..... ۴-۴-۳- آسیب دیدگی کلیدهای برشی
۱۰۶	..... ۴-۴-۴- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای اتصالات
۱۰۷	..... ۴-۵- فونداسیون و خاک
۱۰۷	..... ۴-۵-۱- آسیب وارده به فونداسیونها
۱۱۱	..... ۴-۵-۲- تشدید تغییر مکانها



۱۱۵	..... ۳-۵-۴ آسیب دیدگی پایه های کناری (کوله ها)
۱۲۴	..... ۴-۵-۴ راهکارهای بهسازی لرزه ای فونداسیونها
۱۲۵	..... ۶-۴ دالهای دسترسی
۱۲۵	..... ۱-۶-۴ آسیبهای وارده بر دالهای
۱۲۸	..... ۲-۶-۴ راهکارهای بهسازی لرزه ای دالهای دسترسی
۱۲۸	..... ۷-۴ دیافراگمهای عرضی
۱۲۸	..... ۱-۷-۴ آسیب دیدگی دیافراگمهای عرضی
۱۳۰	..... ۲-۷-۴ راهکارهای بهسازی لرزه ای دیافراگمهای عرضی
۱۳۱	..... ۸-۴ شاهتیرها و تیرهای سرستون
۱۳۱	..... ۱-۸-۴ آسیبهای وارده به شاهتیرها
۱۳۴	..... ۲-۸-۴ راهکارهای بهسازی لرزه ای شاهتیرها و تیرهای سرستون
۱۳۵	..... ۹-۴ آسیبهای غیر سازه ای
۱۳۷	..... ۱۰-۴ سایر آسیبهها
۱۳۷	..... ۱-۱۰-۴ کوبیده شدن قسمتهای سازه ای پل به یکدیگر
۱۴۱	..... فصل پنجم: دسته بندی کلی آسیبهها و ضعفهای مشاهده شده
۱۵۵	..... فصل ششم: بررسی آیین نامه ها
۱۵۵	..... ۱-۶ مقدمه
۱۵۸	..... ۲-۶ تاریخچه آیین نامه ژاپن
۱۵۸	..... ۱-۲-۶ مقدمه
۱۶۰	..... ۲-۲-۶ آیین نامه سال ۱۹۷۱
۱۶۰	..... ۳-۲-۶ ویرایش سال ۱۹۸۰
۱۶۱	..... ۴-۲-۶ ویرایش سال ۱۹۹۰

۱۶۲	..... ۵-۲-۶- ویرایش سال ۱۹۹۵
۱۶۳	..... ۶-۲-۶- ویرایش سال ۱۹۹۶
۱۷۰	..... ۷-۲-۶- ارزیابی بر اساس آیین‌نامه سال ۱۹۹۵
۱۷۲	..... ۸-۲-۶- ارزیابی بر اساس تحلیل پاسخ دینامیکی
۱۷۵	..... ۳-۶- آیین‌نامه‌های تایوان
۱۷۵	..... ۱-۳-۶- ویرایش نوامبر ۱۹۶۰
۱۷۶	..... ۲-۳-۶- ویرایش ژانویه ۱۹۸۷
۱۷۷	..... ۳-۳-۶- ویرایش ژانویه ۱۹۹۵
۱۷۹	..... فصل هفتم: برخی از عملکردهای مطلوب در زلزله‌های گذشته
۱۸۱	..... فصل هشتم: خرابیهای قابل قبول و غیر قابل قبول
۱۸۳	..... فصل نهم: اثرات تخریبی زلزله بر پلها در ایران
۱۸۹	..... فصل دهم: جمع‌بندی آموخته‌ها و وضعیت موجود پل‌های کشور
۱۸۹	..... ۱-۱۰- مشکلات مربوط به نهادهای
۱۹۰	..... ۲-۱۰- مشکلات مربوط به طراحی مفهومی
۱۹۲	..... ۳-۱۰- جمع‌بندی گزارش
۱۹۳	..... بیوست ۱ (تعاریف و مفاهیم)
۱۹۳	..... پ-۱-۱- مفهوم تقاضای شکل‌پذیری
۱۹۶	..... پ-۱-۲- آسیب‌پذیری چیست
۱۹۷	..... پ-۱-۳- نظریه آسیب‌پذیری سازه‌ای
۱۹۸	..... پ-۱-۴- روشهای ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها
۱۹۹	..... پ-۱-۵- ارزیابی آسیب‌پذیری
۲۰۰	..... پ-۱-۶- تفاوت میان ریسک و آسیب‌پذیری
۲۰۱	..... پ-۱-۷- انواع روشهای ارزیابی آسیب‌پذیری

- پ-۱-۷-۱- روشهای طبقه‌بندی ..... ۲۰۱
- پ-۱-۷-۲- روشهای بازرسی و امتیازدهی ..... ۲۰۲
- پ-۱-۷-۳- روشهای نظری ارزیابی آسیب‌پذیری ..... ۲۰۳
- پ-۱-۷-۴- روشهای آزمایشگاهی ارزیابی آسیب‌پذیری ..... ۲۰۴
- پیوست ۲ (معرفی برخی از ..... ۲۰۵
- پ-۲-۱- مقدمه ..... ۲۰۵
- پ-۲-۲- معرفی زلزله‌هایی که باعث آسیب‌دیدگی پل‌ها شده‌اند ..... ۲۰۶
- پ-۲-۲-۱- زلزله Kanto - توکیو - ژاپن (۱۹۲۳) ..... ۲۰۶
- پ-۲-۲-۲- زلزله Niigata - توکیو - ژاپن (۱۹۶۴) ..... ۲۰۷
- پ-۲-۲-۳- زلزله SanFernando - ایالات متحده کالیفرنیا (۱۹۷۱) ..... ۲۰۸
- پ-۲-۲-۴- زلزله Loma Prieta - ایالات متحده - کالیفرنیا (۱۹۸۹) ..... ۲۰۹
- پ-۲-۲-۵- زلزله Northridge - ایالات متحده - کالیفرنیا (۱۹۹۴) ..... ۲۱۰
- پ-۲-۲-۶- زلزله Hyogoken-Nanbu - کوبه - ژاپن (۱۹۹۵) ..... ۲۱۲
- پ-۲-۲-۷- زلزله (Kocalei)Izmit - ترکیه (۱۹۹۹) ..... ۲۱۴
- پ-۲-۲-۸- زلزله Duzce - ترکیه (۱۹۹۹) ..... ۲۱۵
- پ-۲-۲-۹- زلزله Chi Chi - تایوان (۱۹۹۹) ..... ۲۱۶
- پ-۲-۲-۱۰- زلزله Nisqually - ایالات متحده - واشنگتن (۲۰۰۱) ..... ۲۲۰
- پ-۲-۲-۱۱- زلزله Niigata Ken Chuesto - ژاپن (۲۰۰۴) ..... ۲۲۴
- مراجع ..... ۲۲۵



## فهرست اشکال

صفحه	عنوان
۵	شکل ۱-۱- نقشه گسلهای فعال ایران .....
۷	شکل ۱-۲- خط سیر زلزله و فعالیتهای قبل و بعد از آن .....
۱۰	شکل ۱-۲- نمودار کلی فرایند مقاومسازی لرزه‌ای برای پلها .....
۱۳	شکل ۲-۲- نیروهای وارده به نشیمن گاهها ناشی از بارگذاری عرضی .....
۲۶	شکل ۱-۴- آسیب وارده به نشیمن گاه- زلزله Northridge .....
۲۶	شکل ۲-۴- آسیب وارده به دیافراگمهای عرضی انتهایی .....
۲۷	شکل ۳-۴- آسیب وارده به سخت‌کننده‌های جان شاهیتهرها .....
۲۹	شکل ۴-۴- شکست برش گیر در مدل آزمایشگاهی پل طی بارگذاری .....
۳۱	شکل ۵-۴- آسیب وارده به صورت ایجاد یک ترک طولی .....
۳۲	شکل ۶-۴- کماتش مهاربندی‌های روسازه فولادی پایه ۲۰۹ از بزرگراه .....
۳۲	شکل ۷-۴- آسیب وارد شده به روسازه به عنوان آسیب ثانویه در زلزله .....
۳۳	شکل ۸-۴- برش سوراخ‌کننده ستونها در زلزله Loma Prieta .....
۳۳	شکل ۹-۴- کماتش موضعی ایجاد شده در عناصر عرشه به علت فروریختن .....
۳۴	شکل ۱۰-۴- در زلزله کوبه روسازه یک پل قوس در پلان روی تکیه‌گاهها .....
۳۴	شکل ۱۱-۴- انهدام کامل عرشه در تقاطع I10 کالیفرنیا طی زلزله .....
۳۵	شکل ۱۲-۴- آسیب وارده به روسازه به علت بالآمدگی کوله .....
۳۵	شکل ۱۳-۴- ترک‌های خمشی ایجاد شده در تابلیه ناشی از تخریب پایه‌ها .....
۳۶	شکل ۱۴-۴- فروافتادگی دهانه به علت عدم کفایت تکیه‌گاه .....
۳۷	شکل ۱۵-۴- نمایش نحوه فروافتادگی دهانه‌های مورب .....
۳۹	شکل ۱۶-۴- آسیب وارده به پل I-Chang در زلزله Chi Chi .....
۴۰	شکل ۱۷-۴- نمایش تأثیر نزدیکی به گسل و آسیب‌های شدید در پل .....

- شکل ۴-۱۸- نمایش تأثیر نزدیکی به گسل و آسیب‌های شدید در پل عبوری..... ۴۰
- شکل ۴-۱۹- افتادگی یکی از عرشه‌های پل Nishinomiya-ko در کوبه..... ۴۱
- شکل ۴-۲۰- فروافتادگی روگذر مورب Gavin Canyon در زمین‌لرزه..... ۴۱
- شکل ۴-۲۱- فروافتادگی عرشه‌های پل Showa در زمین‌لرزه Niigata..... ۴۲
- شکل ۴-۲۲- فروافتادگی عرشه پل خلیج Oakland در سانفرانسیسکو..... ۴۲
- شکل ۴-۲۳- فروافتادگی عرشه پل Yoyokumi در توکیو در زلزله ۱۹۲۳..... ۴۳
- شکل ۴-۲۴- آسیب‌دیدگی پل راه‌آهن با دو مسیر عبور طی زلزله Kanto..... ۴۳
- شکل ۴-۲۵- تغییر مکان عرضی زیاد تابلیه روی تکیه‌گاه‌ها- کوبه..... ۴۴
- شکل ۴-۲۶- فروریزش قسمت‌هایی از رمپ دسترسی دو طبقه-کوبه..... ۴۴
- شکل ۴-۲۷- مدل‌های تحلیلی پل‌های مستقیم، مورب و خمیده ارائه شده..... ۴۷
- شکل ۴-۲۸- تخریب نشیمن‌گاه پل Nishinomiya-ko در زمین‌لرزه کوبه..... ۴۸
- شکل ۴-۲۹- تخریب تکیه‌گاه فلزی که در زلزله کوبه..... ۴۸
- شکل ۴-۳۰- کنده شدن میل‌مهارهای اتصال تکیه‌گاه ثابت به شاه‌تیر..... ۴۹
- شکل ۴-۳۱- آسیب وارده به نشیمن‌گاه منجر به حرکت قابل ملاحظه عرشه..... ۴۹
- شکل ۴-۳۲- آسیب وارده به نشیمن‌گاه در راستای عرضی در..... ۵۰
- شکل ۴-۳۳- گسیختگی رابط میراگر دورانی- پل Higashi- زلزله کوبه..... ۵۰
- شکل ۴-۳۴- نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون..... ۵۳
- شکل ۴-۳۵- شکست ستون‌های تقاطع ۵ مسیر ۲۱۰ در زمین‌لرزه..... ۵۴
- شکل ۴-۳۶- خرد شدن پوشش بتنی پایه پل تقاطع I10 در نورتریج..... ۵۵
- شکل ۴-۳۷- تخریب کامل و غیرشکل‌پذیر زیرسازه بتن مسلح نگهدارنده..... ۵۶
- شکل ۴-۳۸- مکانیسم فروریزش پل Takashio- زلزله Kobe..... ۵۷
- شکل ۴-۳۹- شکل‌پذیری ناچیز ستون‌ها موجب شد تا پل Santa Monica..... ۵۸
- شکل ۴-۴۰- فواصل زیاد آرماتورهای برشی..... ۵۸

- شکل ۴-۴۱- افزایش ظرفیت شکل‌پذیری پایه‌های بتن‌آرمه پس از زلزله..... ۵۹
- شکل ۴-۴۲- آسیب وارده به پایه بتن مسلح پل..... ۵۹
- شکل ۴-۴۳- شکست برشی در میانه یکی از پایه‌های بتن مسلح نگهدارنده..... ۶۱
- شکل ۴-۴۴- ضعف در مقاومت برشی و پکیدن پوشش بتنی..... ۶۲
- شکل ۴-۴۵- آسیب وارده به پایه تک‌ستون بتن مسلح..... ۶۲
- شکل ۴-۴۶- استفاده از خاموت‌های ضعیف و آرماتورهای طولی..... ۶۳
- شکل ۴-۴۷- ترک‌های برشی ایجاد شده در پایه‌های تک‌ستون..... ۶۶
- شکل ۴-۴۸- اثر ستون کوتاه در پایه‌های پل *Shuong-Tung*..... ۶۶
- شکل ۴-۴۹- شکست ستون‌های پل عبوری از کانال..... ۶۷
- شکل ۴-۵۰- شکست یکی از ستون‌های پل مسیر ۱۱۸ زیرگذر..... ۶۷
- شکل ۴-۵۱- مسیر کوبه از بزرگراه *Hanshin*..... ۶۸
- شکل ۴-۵۲- مکانیسم آسیب‌دیدگی پایه‌های تک‌ستون پل *Fukae*..... ۷۰
- شکل ۴-۵۳- دو پایه مجاور با سطوح آسیب متفاوت..... ۷۱
- شکل ۴-۵۴- حالت آسیب‌دیدگی بر اساس قضاوت بصری پایه‌ها..... ۷۲
- شکل ۴-۵۵- کج‌شدگی پسماند پایه‌های تک‌ستون بتن مسلح..... ۷۳
- شکل ۴-۵۶- راستای کج‌شدگی پسماند پایه‌های تک‌ستون بتن مسلح..... ۷۵
- شکل ۴-۵۷- حالت آسیب در پایه‌ها به دست آمده از بازدید بصری..... ۷۵
- شکل ۴-۵۸- کج‌شدگی پسماند بر حسب شرایط زمین..... ۷۶
- شکل ۴-۵۹- آسیب وارده به پایه‌های تک‌ستون بتن مسلح از پایه..... ۷۸
- شکل ۴-۶۰- شکست برشی در پل بزرگراه هانشین..... ۷۹
- شکل ۴-۶۱- شکست ستون به علت ضعف در محصورشدگی بتن..... ۸۰
- شکل ۴-۶۲- یکی از ستون‌های پل *Bull Creek* پس از زمین‌لرزه..... ۸۱
- شکل ۴-۶۳- شکست برشی ستون‌های یک پل دو عرشه (کوبه)..... ۸۱

- شکل ۴-۶۴- بیرون آمدگی آرماتورها از داخل فونداسیون شمعی..... ۸۲
- شکل ۴-۶۵- تخریب و مسدود شدن تقاطع I-210/I-5..... ۸۲
- شکل ۴-۶۶- وقوع شکست کلی در ستون جعبه‌ای فولادی- کوبه..... ۸۳
- شکل ۴-۶۷- نمای نزدیک از ستون فروریخته-کوبه..... ۸۴
- شکل ۴-۶۸- شکست درز جوش در ستون مجاور ستون فروریخته-کوبه..... ۸۴
- شکل ۴-۶۹- وقوع کمانش پافیلی در پای پایه جدارنازک مدور فولادی..... ۸۵
- شکل ۴-۷۰- کمانش موضعی یک ستون دارای سخت‌کننده- کوبه..... ۸۵
- شکل ۴-۷۱- کمانش پافیلی در میانه پایه جدارنازک مدور فولادی..... ۸۶
- شکل ۴-۷۲- سازکار کمانش پافیلی در پایه‌های مدور جدارنازک فولادی..... ۸۷
- شکل ۴-۷۳- وقوع ترک ترد در اتصال تیر به ستون یک پایه از نوع قابی..... ۸۹
- شکل ۴-۷۴- وقوع ترک ترد در یک قاب پرتال یک ستون فولادی..... ۹۰
- شکل ۴-۷۵- وقوع کمانش موضعی پایه تک‌ستون..... ۹۰
- شکل ۴-۷۶- مدل سیستم پل پیوسته متشکل..... ۹۲
- شکل ۴-۷۷- مقایسه پاسخ پایه‌های فولادی و بتن مسلح..... ۹۲
- شکل ۴-۷۸- اثر سختی شایسته‌ها روی پاسخ پایه‌های..... ۹۲
- شکل ۴-۷۹- اندرکنش پایه‌های مجاور پل..... ۹۲
- شکل ۴-۸۰- خرابی ایجاد شده بین قسمت‌های فولادی و بتنی..... ۹۳
- شکل ۴-۸۱- وجود طره‌های بزرگ در پل بزرگراه..... ۹۳
- شکل ۴-۸۲- پیشرفت آسیب در زیرسازه‌های متشکل از پایه‌های ترکیبی..... ۹۴
- شکل ۴-۸۳- فروریزش فاجعه‌آمیز پل Cypress..... ۹۷
- شکل ۴-۸۴- گسیختگی برشی ستونها و شکست اتصالات پل..... ۹۷
- شکل ۴-۸۵- جزئیات مقیدکننده‌های از نوع کابل فولادی..... ۹۸
- شکل ۴-۸۶- آزمایش‌های تمام مقیاس روی مقیدکننده‌های..... ۹۹
- شکل ۴-۸۷- جزئیات (الف) میله متوقف‌کننده (ب) نشیمن‌گاه مقید شده..... ۱۰۰



- شکل ۴-۸۸- عمل مقیدکننده‌ها- این عناصر آسیب دیده‌اند..... ۱۰۱
- شکل ۴-۸۹- آسیب دیدگی مقیدکننده‌ها- زلزله کوبه..... ۱۰۲
- شکل ۴-۹۰- آسیب دیدگی مقیدکننده‌ها- زلزله کوبه..... ۱۰۲
- شکل ۴-۹۱- گسیختگی ابزار مقیدکننده عرشه و سقوط دهانه..... ۱۰۳
- شکل ۴-۹۲- گسیختگی ابزار مقیدکننده عرشه و سقوط دهانه..... ۱۰۳
- شکل ۴-۹۳- نمایش کلیدهای برشی خارجی در یکی از پل‌های کشور..... ۱۰۴
- شکل ۴-۹۴- آسیب وارده به کلیدهای برشی داخلی در پل..... ۱۰۵
- شکل ۴-۹۵- آسیب وارده به کلیدهای برشی در پل..... ۱۰۵
- شکل ۴-۹۶- آسیب وارده به کلیدهای برشی در پل..... ۱۰۶
- شکل ۴-۹۷- مودهای خرابی پیه‌ای گسترده و شمعی پلها..... ۱۰۹
- شکل ۴-۹۸- آسیب وارده به فونداسیون..... ۱۱۰
- شکل ۴-۹۹- نشست قابل ملاحظه فونداسیون..... ۱۱۰
- شکل ۴-۱۰۰- فرریزش سه دهانه از پل **Bei-Fong**..... ۱۱۱
- شکل ۴-۱۰۱- نمایش تأثیر نزدیکی به گسل..... ۱۱۲
- شکل ۴-۱۰۲- فروافتادگی دهانه پل عارفیه در زلزله..... ۱۱۲
- شکل ۴-۱۰۳- عبور گسل امتداد لغز از محل پل عارفیه..... ۱۱۳
- شکل ۴-۱۰۴- فروریزش تمامی ۱۷ قاب از پل..... ۱۱۴
- شکل ۴-۱۰۵- نمایی دیگر از پل **Fukae**..... ۱۱۵
- شکل ۴-۱۰۶- آثار بالقوه پدیده روانگرایی خاک..... ۱۱۶
- شکل ۴-۱۰۷- تخریب سیستم تکیه‌گاهی شمعی کوله..... ۱۱۹
- شکل ۴-۱۰۸- عدم کفایت کوله و جداشدگی از روسازه..... ۱۲۰
- شکل ۴-۱۰۹- نشست خاکریز کوله در پل **Shuong-Tung**..... ۱۲۱
- شکل ۴-۱۱۰- آسیب وارده به کوله یکی از پل‌های بزرگراهی..... ۱۲۱
- شکل ۴-۱۱۱- ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ در کوله..... ۱۲۲

- شکل ۴-۱۱۲- ایجاد شکست برشی در کوله در محل وصله آرماتورها..... ۱۲۲
- شکل ۴-۱۱۳- تخریب کوله به علت روانگرایی..... ۱۲۳
- شکل ۴-۱۱۴- یکی از دلایل فروریزش قسمتی از پل آزادراه..... ۱۲۴
- شکل ۴-۱۱۵- جزئیات اجرایی پیش‌دال یا دال دسترسی..... ۱۲۵
- شکل ۴-۱۱۶- آسیب وارده به دال دسترسی (کوبه)..... ۱۲۶
- شکل ۴-۱۱۷- نشست خاک کوله (کوبه)..... ۱۲۶
- شکل ۴-۱۱۸- آسیب وارده به پیش‌دال به علت نشست کوله..... ۱۲۷
- شکل ۴-۱۱۹- آسیب وارده به دال دسترسی و تعمیر آن پس از زلزله..... ۱۲۷
- شکل ۴-۱۲۰- رفتار غیرارتجاعی دیافراگم‌های عرضی انتهایی شکل‌پذیر..... ۱۳۰
- شکل ۴-۱۲۱- استفاده از دیافراگم‌های انتهایی در پل‌های دال و تیر..... ۱۳۰
- شکل ۴-۱۲۲- قطع شدن اتصال دیافراگم به شاه تیر فولادی..... ۱۳۱
- شکل ۴-۱۲۳- آسیب وارده به درز اجرایی و تیر سرستون..... ۱۳۲
- شکل ۴-۱۲۴- شکست برشی تیر سرستون در زلزله کوبه..... ۱۳۳
- شکل ۴-۱۲۵- الف و ب - آسیب وارده به درز انبساط پل..... ۱۳۳
- شکل ۴-۱۲۶- ایجاد ترک‌های برشی در شاه تیر..... ۱۳۴
- شکل ۴-۱۲۷- آسیب دیدگی لوله‌های تأسیسات بر اثر زلزله..... ۱۳۶
- شکل ۴-۱۲۸- انحراف ریل راه‌آهن عبوری از روی پل بر اثر زلزله..... ۱۳۷
- شکل ۴-۱۲۹- آسیب وارد شده به پل رودخانه Santa Clara..... ۱۳۹
- شکل ۴-۱۳۰- ضربه زدن روسازه و کوله و آسیب وارده به کوله..... ۱۳۹
- شکل ۶-۱- نمایش لنگرهای ارتجاعی در قاب..... ۱۵۷
- شکل ۶-۲- ضریب نیروی جانبی استاندارد برای طرح شکل‌پذیر..... ۱۶۲
- شکل ۶-۳- ضوابط طراحی مورد استفاده برای طراحی پلهای آسیب‌دیده..... ۱۶۶
- شکل ۶-۴- مقایسه وسعت آسیب‌ها بین پل‌های..... ۱۶۷
- شکل ۶-۵- بررسی یک پایه بتن مسلح: الف- نیم‌رخ طولی ب- نیم‌رخ..... ۱۶۷

- شکل ۶-۶- مقایسه مقطع پایه‌های طرح شده مطابق با آیین‌نامه..... ۱۶۸
- شکل ۶-۷- مقایسه نیروی جانبی ..... ۱۷۰
- شکل ۷-۱- عملکرد مطلوب برخی از پل‌های فولادی (کوبه)..... ۱۸۰
- شکل ۷-۲- عملکرد مطلوب پل کابلی هیگاشی با برجهای فولادی..... ۱۸۰
- شکل ۹-۱- تغییر مکان قابل ملاحظه پایین ستون..... ۱۸۵
- شکل ۹-۲- عملکرد نسبتاً خوب پل بالابالا در زلزله منجیل..... ۱۸۶
- شکل ۹-۳- آسیب وارده به یکی از پلهای مصالح بنایی..... ۱۸۶
- شکل پ-۱- تغییر شکل‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی برای ستون یک پل..... ۱۹۴
- شکل پ-۲- شکل‌پذیری تغییر مکانی سازه ایده‌آل سازی شده..... ۱۹۴
- شکل پ-۳- شکل‌پذیری انحنا (مقطع) ایده‌آل سازی..... ۱۹۵
- شکل پ-۴- منحنی نیرو- تغییر مکان واقعی- نشان‌دهنده شکل‌پذیری..... ۱۹۵
- شکل پ-۵- منطقه زلزله‌زده Tokyo و Yokohama..... ۲۰۷
- شکل پ-۶- فروریزش کامل چند مجتمع..... ۲۰۸
- شکل پ-۷- تخریب پلی در زلزله SanFernando..... ۲۰۹
- شکل پ-۸- منشأ بیشتر زلزله‌های کالیفرنیا..... ۲۱۰
- شکل پ-۹- نمایش اثرات بجا مانده از زلزله..... ۲۱۱
- شکل پ-۱۰- موقعیت جغرافیایی کوبه و ارتباط آن با جزایر اطراف..... ۲۱۲
- شکل پ-۱۱- انقطاع بزرگراه Hanshin و پل Higashinada..... ۲۱۳
- شکل پ-۱۲- منطقه زلزله‌زده Izmit در ترکیه..... ۲۱۴
- شکل پ-۱۳- صفحه آناتولی و گسل بزرگ آناتولی شمالی..... ۲۱۵
- شکل پ-۱۴- گسل Duzce مسبب زلزله نوامبر ۱۹۹۹ ترکیه..... ۲۱۶
- شکل پ-۱۵- موقعیت جغرافیایی منطقه زلزله‌زده..... ۲۱۷
- شکل پ-۱۶- نمایش گسل‌های فعال تایوان..... ۲۱۹
- شکل پ-۱۷- توزیع آسیب برای ۴ نوع پل آسیب‌دیده در زلزله..... ۲۲۱

- شکل پ-۱۸- تأثیر سال ساخت پل در آسیب دیدگی ناشی از زلزله..... ۲۲۲
- شکل پ-۱۹- تأثیر شتاب طیفی با  $T=0.3s$  ..... ۲۲۲
- شکل پ-۲۰- موقعیت جغرافیایی Seattle و Olymplia ..... ۲۲۳
- شکل پ-۲۱- نمایی از شهر Olymplia ..... ۲۲۳

## فهرست جداول

صفحه	عنوان
۳	جدول ۱-۱- برخی زلزله‌های مهم دنیا به ترتیب میزان تلفات.....
۱۱	جدول ۱-۲- تقسیم بندی پلها بر حسب میزان اهمیت و لرزه‌خیزی محل.....
۷۳	جدول ۱-۴- حالت آسیب در پایه‌های به دست آمده از بازدید بصری.....
۱۷۱	جدول ۱-۶- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها بر اساس ضوابط طراحی.....
۱۷۴	جدول ۲-۶- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها بر تحلیل پاسخ دینامیکی.....
۱۷۸	جدول ۳-۶- اطلاعاتی در خصوص آسیب‌های وارده به چند پل.....

# فصل اول

## کلیات

### ۱-۱- مقدمه

در پی رخداد هرزمین لرزه، همواره بازتابهای وسیعی در سطوح بین‌المللی وجود داشته است. وقوع زمین لرزه در مناطق لرزه‌خیز سالانه چندین هزار نفر را به کام مرگ می‌کشد و نیز موجب تلفات اقتصادی فراوان نیز می‌گردد. اکثر تلفات جانی و مالی ناشی از زمین لرزه در نقاط مختلف دنیا ناشی از تخریب و آسیب دیدگی سازه‌ها بویژه ساختمانهای مسکونی می‌باشد. این تلفات به ویژه در روستاها و مناطقی که ساختمانها جهت تحمل بارهای لرزه‌ای، طرح و اجرا نگردیده‌اند به مراتب چشمگیرتر از سایر مناطق است. متأسفانه عدم رعایت آیین‌نامه‌های زلزله در کشورها و عدم نظارت صحیح در اجرای سازه‌ها، تلفات انسانی فراوان این پدیده را در سرتاسر دنیا موجب می‌شود.

در کشورهای پیشرفته زلزله‌خیز، نظیر ایالات متحده و ژاپن، پس از تجربه‌های سخت زلزله‌های اوایل قرن بیستم، آیین‌نامه‌هایی جهت محاسبه، نظارت و اجرای سازه‌ها، بویژه ساختمانها، پلها و سایر ابنیه تدوین شد و در دسترس مهندسان طراح و ناظر قرار گرفت. به مرور زمان و با آگاهی از چگونگی آسیب‌دیدگی سازه‌ها در اثر زلزله، میزان تلفات جانی و مالی در این کشورها به مقدار زیادی کاهش یافته است. اما در کشورهای در حال توسعه، زلزله کماکان در سطح وسیعی قربانی می‌گیرد. وقوع زمین‌لرزه بم در دوم دی ماه ۸۲ در ایران با بزرگی ۶/۵ ریشتر یکی از نمونه‌های بارز این رویداد به شمار می‌رود. در جدول صفحه بعد برخی از زمین‌لرزه‌های اتفاق افتاده در سالهای اخیر و میزان تلفات و بزرگی آنها، بر اساس اطلاعات موجود در مرکز اطلاع‌رسانی سازمان زمین‌شناسی ایالات متحده، نمایش داده شده است [۱].

جدول ۱-۱- برخی زلزله‌های مهم دنیا به ترتیب میزان تلفات و با تلفات بیش از ۵۰۰۰۰ نفر [۱].

توضیحات	شدت	تلفات	محل وقوع	تاریخ
	۸~	۸۳۰۰۰۰	China, Shansi	1556.01.23
تلفات ناشی از زلزله و سونامی	۰/۹	۲۸۳۱۶۰	Sumatra	2004.12.26
آمار تخمینی کشته‌ها تا ۶۵۵۰۰۰ تن نیز ذکر شده است	۷/۵	۲۵۵۰۰۰ (آمار رسمی)	China, Tangshan	1976.07.27
		۲۳۰۰۰۰	Syria, Aleppo	1138.08.09
		۲۰۰۰۰۰	Iran, Damghan	856.12.22
شکستگی‌های بزرگ سطح زمین	۷/۹	۲۰۰۰۰۰	China, Tsinghai	1927.05.22
شکستگی‌های بزرگ سطح زمین و زمین‌لغزش	۷/۸	۲۰۰۰۰۰	China, Gansu	1920.12.16
		۱۵۰۰۰۰	Iran, Ardabil	893.03.23
آتش‌سوزی مهیب توکیو	۷/۹	۱۴۳۰۰۰	Japan, Kanto	1923.09.01
	۷/۳	۱۱۰۰۰۰	USSR (Turkmenistan, Ashgabat)	1948.10.05
تلفات ناشی از زلزله و سونامی	۷/۲	۷۰۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰۰	Italy, Messina	1908.12.28
		۱۰۰۰۰۰	China, Chihli	1290.09
	۷/۶	۸۰۳۶۱	Pakistan	2005.10.08
		۸۰۰۰۰	Caucasia, Shemakha	1667.11
		۷۷۰۰۰	Iran, Tabriz	1727.11.18
	۷/۶	۷۰۰۰۰	China, Gansu	1932.12.25
سونامی وحشتناک	۸/۷	۷۰۰۰۰	Portugal, Lisbon	1755.11.01
لغزش بزرگ صخره و سیل ۵۳۰ میلیون دلار تلفات	۷/۹	۶۶۰۰۰	Peru	1970.05.31
Quetta تقریباً به طور کامل نابود شد	۷/۵	بین ۳۰۰۰۰ تا ۶۰۰۰۰	Pakistan, Quetta	1935.05.30
		۶۰۰۰۰	Italy, Sicily	1693.01.11
		۶۰۰۰۰	Asia Minor, Silicia	1268
زمین‌لغزش	۷/۷	۵۰۰۰۰ تا ۴۰۰۰۰	Iran, Manjil	1990.06.20
		۵۰۰۰۰	Italy, Calabria	1783.02.04



در سال ۱۹۹۸، ۹۰۰۰ نفر در سراسر دنیا به علت زمین‌لرزه جان خود را از دست دادند و آمارها از این حکایت دارد که در طی سالهای اخیر، به طور متوسط سالانه ۱۰۰۰۰ نفر در اثر این حوادث جان سپرده‌اند [۲]. سابقه تاریخی زلزله‌های ایران نشان می‌دهد که هرچندگاه یک بار، زلزله شدیدی در یکی از مناطق کشور رخ داده که باعث تلفات و خسارات سنگینی شده است. گزارشهای این زلزله‌ها عموماً به طول و عرض جغرافیایی، مرکز زلزله و نهایتاً بزرگی زلزله‌ها محدود شده‌اند. با مشاهده نقشه گسلهای فعال کشور که به همت پژوهشکده لرزه‌شناسی، وابسته به پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهیه شده (شکل ۱) مشخص می‌شود که تقریباً هیچ نقطه‌ای از کشور بدون خطر زمین‌لرزه پیش‌بینی نشده است. با گسترش شهرنشینی و نیز احداث راههای ارتباطی مدرن شهری و بین شهری، در چند دهه اخیر، لازم است که با مطالعه زلزله‌های گذشته در سطوح ملی و بین‌المللی، وضعیت موجود پلهای راه و راه‌آهن کشور مورد تحلیل و ارزیابی مکفی قرار گیرند. طی سالهای اخیر، با گسترش تدریجی شبکه لرزه‌نگاری کشور اطلاعات دقیق‌تری از زلزله‌ها به دست آمده که نداشت تعدادی از آنها موجود است. وجود شتاب‌نگاشت‌های زلزله در مناطق مختلف برای تحلیل رفتار دینامیکی و به طور کلی ارزیابی آسیب‌پذیری انواع سازه‌ها اهمیت حیاتی دارد. آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ایران، موسوم به آیین‌نامه ۲۸۰۰، پس از انجام مطالعات گسترده و تشکیل کمیته تدوین، برای اولین بار در سال ۱۳۶۶ به چاپ رسید. این آیین‌نامه در آذر ۱۳۷۸ برای بار دوم ویرایش شد که با پیدا شدن ضمانت اجرایی آن روند رو به بهبودی را در سازه‌های ساختمانی کشور و رفتار بهتر سازه‌ها، در اثر زمین‌لرزه، ایجاد نمود. همچنین، آخرین ویرایش آیین‌نامه مذکور در سال ۱۳۸۴، در دسترس مهندسين و محققين قرار داده شد.

در زمین‌لرزه‌های اخیر بارها مشاهده گردیده است که در ساختمانهای طراحی و اجرا شده مطابق با آیین‌نامه، که تحت اثر زلزله واقع شده‌اند، به اهداف این آیین‌نامه دست یافته شده است. به عنوان مثال، در زلزله‌های شدید، یک ساختمان ایستا مانده و تلفات جانی به حداقل رسیده است. در خصوص پلها، متأسفانه تا چند سال گذشته هیچ آیین‌نامه ملی برای طرح لرزه‌ای مختص ویژگیهای لرزه‌خیزی کشور وجود نداشت. در سال ۱۳۷۶، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در نشریه ۲۳۵ خود مجلدی ۱۶ صفحه‌ای را تحت عنوان «آیین‌نامه طرح پلهای شوسه و راه‌آهن در برابر زلزله» منتشر نمود که این دستورالعمل قطعاً پاسخگوی نیاز مهندسين طراح نیست و لازم است تا کمیته مربوطه به جدیت در صدد ویرایش و تکمیل این آیین‌نامه و به روز رسانی آن با درسهای گرفته شده از زلزله‌های اخیر برآید.



شکل ۱-۱- نقشه گسلهای فعال ایران [۳].

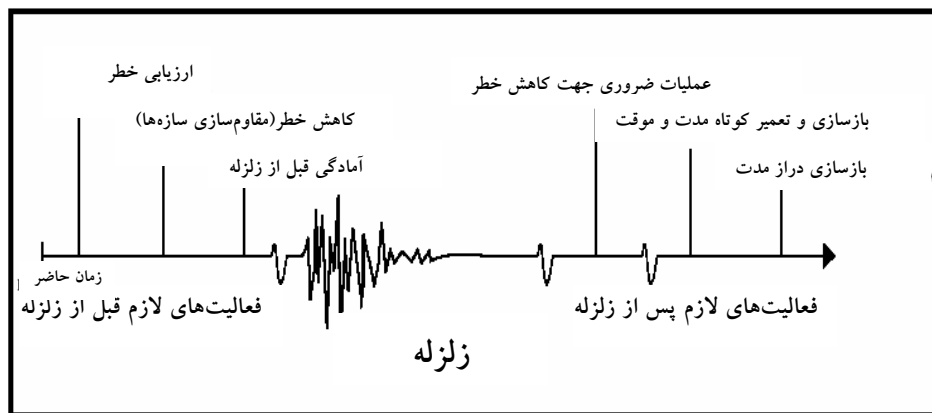
### ۱-۲- هدف از پژوهش

در طی این تحقیق، سعی بر آن بوده است تا با تکیه بر مشاهدات، آثار وارده از طرف زلزله‌های مخرب روی پلها در سراسر دنیا، مطالعات و پژوهشهای به عمل آمده در راستای ارتقای رفتار سیستمهای گوناگون پلهای راه و راه‌آهن به هنگام زلزله و همچنین مطالعه آیین‌نامه‌های معتبر در زمینه طرح لرزه‌ای پلها و نقاط ضعف و قوت پلهای مهم و حیاتی کشور مورد تحلیل و بررسی جامع قرار داده شوند. به دنبال آن، با استفاده از درسهای گرفته شده از زمین‌لرزه‌ها، شاهد تخریب وسیع این شریانهای حیاتی در کشور نباشیم. آنچنان که آمار نشان می‌دهد عمده زلزله‌هایی که در سالهای اخیر منجر به آسیبهای جدی به پلها و سیستمهای حمل و نقل شده است، به سه کشور ایالات متحده، ژاپن و ترکیه محدود می‌گردد؛ هر چند که در سایر کشورها نیز این پدیده خساراتی را به دنبال داشته است. از این رو، با مطالعه ماهیت زلزله‌های به وقوع پیوسته در این کشورها و همچنین بررسی سیستمهای سازه‌ای پلهای آسیب‌دیده می‌توان تا حدودی از رفتار لرزه‌ای پلهای ملی، با توجه به خطرپذیری ساختگاه، اطمینان حاصل نمود. با طبقه‌بندی انواع آسیبها در اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، انواع پلهای آسیب‌دیده در حوادث لرزه‌ای اخیر و همچنین مقایسه خرابیها، با ملاحظات شدت لرزش، میزان انرژی جذب شده توسط عناصر، فاصله ساختگاه تا گسلهای مسبب زلزله و همچنین کیفیت مصالح به کار رفته در ساخت پلهای مزبور، می‌توان اطلاعات ارزشمندی در خصوص میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای پلهای ایران ارائه داد.

### ۱-۳- دلایل نیاز به پژوهش

موقعیت جغرافیایی و پهناوری کشور ایران و عبور کمربند لرزه‌زای آلپ-همالیا از مناطق وسیعی از کشور موجب شده است تا هراز چندگاهی زلزله‌هایی با سطوح قدرت متفاوت حادث شده که منجر به آسیب رسیدن به سازه‌ها در کشور می‌شود. وجود پلهای قدیمی از انواع مصالح بنایی، فولادی و بتن‌آرمه، عدم طراحی آنها مطابق با آیین‌نامه‌های

طرح لرزه‌ای جدید و نیز عدم رعایت ضوابط ویژه جهت مقاومت در برابر جنبشهای شدید زمین و همچنین زوال مصالح و آسیبهای محیطی وارد آمده طی سالیان متمادی بر این گونه سازه‌ها نیاز به بررسی تفصیلی، به دو صورت کیفی و کمی، با در نظر گرفتن مقوله اولویت‌بندی ارزیابی را موجب می‌سازد. جهت انجام این‌گونه بررسیها، کارشناس ارزیابی باید از الگوهای گوناگون آسیبهای وارده به پلها در زلزله‌های گذشته آگاهی لازم را داشته باشد. لذا یافته‌های مطرح شده در این تحقیق زمینه‌هایی از انواع آسیبهای محتمل طی زلزله‌های آینده بیان می‌کند و در ارائه طرحهای بهسازی لرزه‌ای، با توجه به سطح عملکرد مورد انتظار سازه و همچنین در نظر داشتن ضعفهای پدید آمده از گذشته، دستاوردی مفید و مؤثر به شمار آید. نمودار زیر فرآیند عملیات لازم را قبل و پس از زلزله جهت کاهش تلفات و برقراری اوضاع عادی پس از بحران ناشی از زلزله نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود به منظور فعالیتهای قبل از زلزله مفید خواهد بود که رفتار سازه‌های مشابه با سازه‌های موجود در کشور را طی زلزله‌های گذشته به دقت تحلیل و بررسی نمود و از آزمون واقعی طبیعت درس گرفت. ضمناً نتایج این پژوهش می‌تواند در تکمیل و تدقیق آیین‌نامه طراحی پلهای شوسه و راه‌آهن در برابر زلزله (نشریه ۲۳۵) مؤثر واقع گردد.



شکل ۱-۲- خط سیر زلزله و فعالیتهای قبل و بعد از آن [۴].

## ۱-۴- روش پژوهش

یکی از مراحل بسیار مهم در فرآیند بهبود وضعیت رفتار لرزه‌ای سازه‌های استراتژیک، نظیر پلها، دسته‌بندی و غربال کردن آنها در سطح ملی و ارائه یک بانک اطلاعاتی<sup>۱</sup> جامع از وضعیت موجود آنهاست. این بانک قادر است اطلاعات ارزشمندی از قبیل سال احداث، میزان حمل و نقل عبوری، موقعیت جغرافیایی، زمین‌شناسی و لرزه‌شناسی ساختگاه، سیستم باربر ثقلی و مقاوم در برابر زلزله و میزان اهمیت آن از دیدگاه خدمت‌رسانی پس از حوادث غیرمترقبه و ... را در اختیار نهادهای متولی امور ارزیابی و بهسازی قرار دهد. پس از رده‌بندی پلها در سیستم حمل و نقل بزرگراهی، جاده‌ای و ریلی کشور می‌توان با مقایسه الگوهای آسیب پلهایی که طی زمین‌لرزه‌های اخیر در سراسر دنیا دچار آسیب‌دیده‌اند اقدام به تهیه طرحهای تفصیلی بهسازی رفتار پلها، با توجه به ملاحظات اولویت‌بندی آنها، نمود و امکان رخداد حوادثی مشابه در کشور را به حداقل رساند. در تحقیق حاضر روش کار بدین صورت بوده است که با مطالعه مقالات علمی منتشر شده در زمینه روشهای ارزیابی آسیب‌پذیری اجزای سازه‌ای پلها و همچنین گزارشهای علمی انتشار یافته پس از وقوع زلزله‌های مهم، که طی آنها آسیبهای شایانی به پلها وارد آمد، انواع الگوهای آسیب‌دیدگی از دیدگاه محققین و مستندات آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پلها به نحو مناسبی دسته‌بندی و مرتب گردیدند و سیستمهای گوناگون سازه‌ای مختلف پلها بر اساس بانکهای اطلاعاتی موجود، مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت که نقاط ضعف و قوت موجود در طراحی مفهومی و اجرای پلها مورد بازنگری و ارزیابی قرار داده شد. بدین ترتیب خلاصه نتایج در قالب این پژوهش نامه ارائه می‌گردد.

---

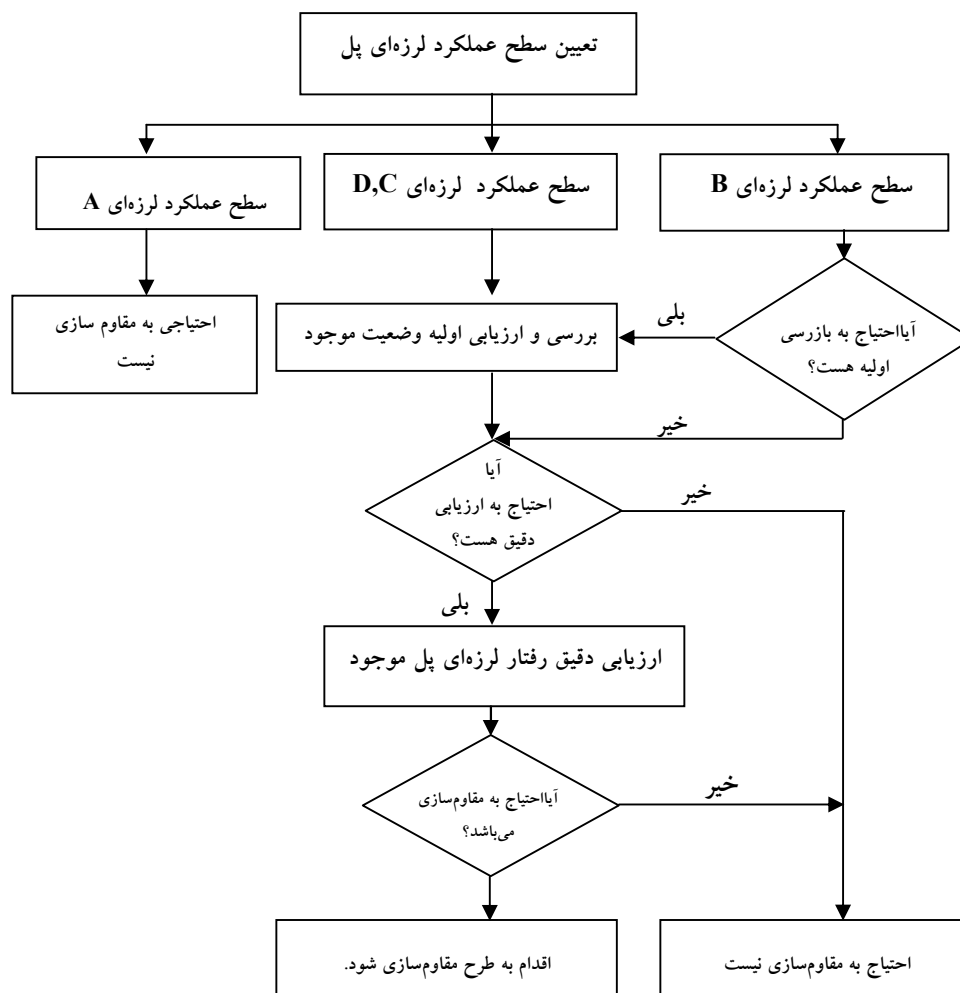
1 - National Bridge Inventory (NBI)

## فصل دوم

### بررسی پژوهش‌های گذشته در زمینه اثر زلزله بر پلها

پژوهشهای گسترده‌ای در زمینه شناسایی پارامترهای مؤثر بر پاسخ لرزه‌ای پلها انجام شده است. به طور مثال میزان تأثیر مقیدکننده‌های حرکت در جهت طولی در محل درزهای انقطاع، اثر تنه‌زدگی بین قطعات مختلف عرشه به یکدیگر و نیز به زیرسازه، عملکرد کلیدهای برشی، اثر منفی توزیع غیریکنواخت سختی بین ستونها و همچنین وقوع شکست برشی در پایه‌های بتن مسلح از موضوعاتی هستند که توسط محققان مختلف مورد بررسی قرار گرفته‌اند [۱۷]. در نتیجه این پژوهشها پیشرفتهای زیادی در زمینه شناخت رفتار دینامیکی سازه‌های پل به دست آمده است. یکی از مجامع علمی فعال و پیشرو در زمینه ارزیابی آسیب‌پذیری و مقاوم‌سازی سازه‌های ساختمانی و پلهای موجود ATC بوده است. این شورا در سال ۱۹۸۳ میلادی، بنا به درخواست FHWA، در زمینه ارزیابی آسیب‌پذیری پلهای موجود راهنمای مقاوم‌سازی لرزه‌ای پلهای بزرگراهی (نشریه 2-6-ATC [۵]) را منتشر ساخته است که در نوع خود اولین مجموعه مدون در زمینه ارزیابی آسیب‌پذیری و مقاوم‌سازی لرزه‌ای پلها به شمار می‌رود. دستورالعملهای ارائه شده در این مرجع مشتمل بر یک روش بازرسی عینی اولیه، روشهای ارزیابی دقیق پلهای

موجود و بالاخره راه‌حلهای بالقوه مقاوم‌سازی و رفع نقایصی که به دفعات طی زمین‌لرزه‌های گذشته در پلها مشاهده شده‌اند. همچنین ضوابط طراحی ویژه‌ای برای طرح مقاوم‌سازی پلها در آن گنجانده شده است. نمودار شکل ۳ که نشان‌دهنده فرآیند کلی مقاوم‌سازی لرزه‌ای پلهاست، از این مرجع اقتباس شده است. طبقه‌بندی لرزه‌ای که در این نمودار آمده است. مفهومی است که توسط آیین‌نامه طرح لرزه‌ای پلهای ایالات متحده (AASHTO) مطرح شده است.



شکل ۲-۱- نمودار کلی فرایند مقاوم‌سازی لرزه‌ای برای پلها [۵].

این تقسیم‌بندی بر اساس شتاب پایه طرح (لرزه‌خیزی محل) و درجه اهمیت پل صورت گرفته است. (آشتو) پلها را از لحاظ اهمیت تنها به دو دسته مهم (I) و معمولی (II) تقسیم‌بندی نموده است. ضریب شتاب پایه A نیز از نقشه خطوط هم‌شتاب به دست می‌آید.

جدول ۲-۱- تقسیم بندی پلها بر حسب میزان اهمیت و لرزه‌خیزی محل [۱۸]

II	I	
A	A	$A \leq 0.09$
B	B	$0.09 \leq A \leq 0.19$
C	C	$0.19 \leq A \leq 0.29$
C	D	$A > 0.29$

همانطور که در نمودار قبل دیده می‌شود، در برخی موارد نیاز به بازرسی اولیه و در برخی حالات نیاز به بازرسی دقیق وجود دارد. در بازرسی اولیه، بررسیها به چندین بازدید بصری از اجزای اصلی پل محدود می‌شود در حالی که در بازرسی دقیق، مهندسين و تکنسین‌های ارزیاب با همراه داشتن ابزار مناسب آزمایش در محل و یا اخذ نمونه و انتقال آن به آزمایشگاه به طور دقیق‌تری وضعیت موجود سازه را بررسی می‌کنند.

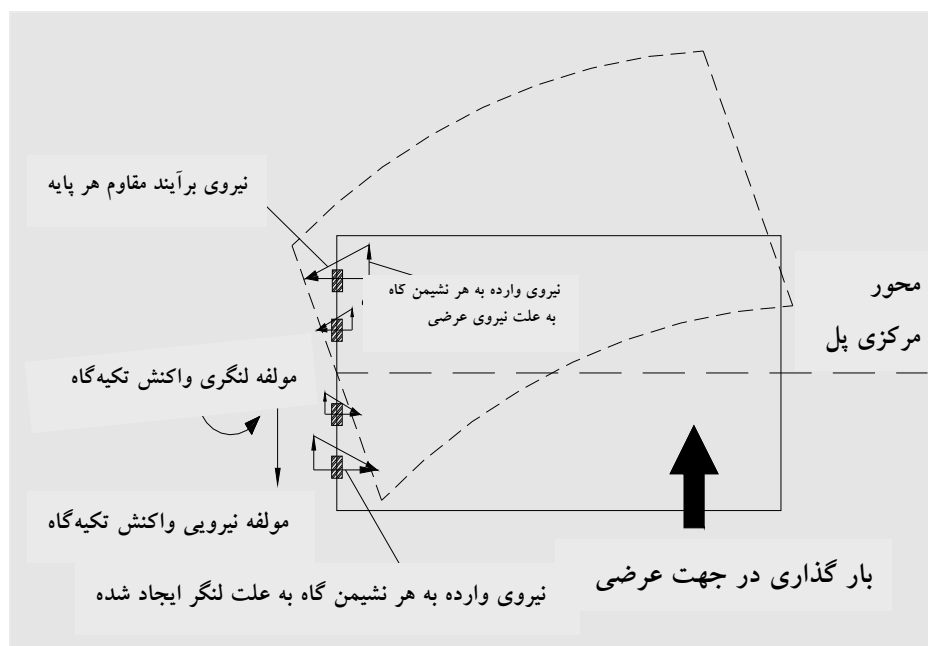
در مقایسه با پلهای بتن مسلح، تا اواسط دهه ۹۰ میلادی، اطلاعات خیلی کمی در رابطه با رفتار لرزه‌ای پلهای فولادی در متون فنی به چشم می‌خورد که یک دلیل آن می‌تواند این باشد که تا قبل از وقوع زلزله‌های Loma Prieta (۱۹۸۹)، Northridge (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) تعداد کمی از پلهای فولادی در معرض زلزله و آسیب‌دیدگی ناشی از آن قرار گرفته بوده‌اند. بعد از وقوع زلزله‌های Northridge و کوبه تحقیقات بیشتری در زمینه



بررسی رفتار لرزه‌ای و آسیب‌پذیری پل‌های فولادی موجود انجام گرفته است [۱۹ و ۲۰]. در ژاپن نیز بررسیهای تحلیلی و آزمایشگاهی گسترده‌ای بر روی خرابیهای مشاهده‌شده در پل‌های فولادی و به خصوص وقوع کمانش در پایه‌های فولادی با سطح مقطع دایره‌ای و جعبه‌ای و مدل‌سازی این نوع خرابیها صورت گرفته است [۱۶، ۲۱ و ۲۲].

Dicleli و Bruneau در یک ارزیابی اولیه، تکیه‌گاهها و ستونها را ضعیف‌ترین اجزای سازه‌ای پل‌های فولادی در برابر بارهای زلزله عنوان کرده‌اند [۱۷]. سپس، به منظور بررسیهای بیشتر، به کمک تحلیل خطی و غیرخطی مدل‌های ساده یک درجه آزادی، به بررسی اثر تحریک زلزله بر نیروهای ایجاد شده در تکیه‌گاه‌های پل‌های فولادی یک دهانه با تکیه‌گاه‌های ساده و نیز نیروهای ایجاد شده در ستون‌های پل‌های چند دهانه با دهانه‌های پیوسته پرداخته‌اند. نتایج تحلیل الاستیک آنها حاکی از آن است که نیروهای ایجاد شده در تکیه‌گاه‌های ثابت، بر اثر اعمال تحریک زلزله در جهت طولی، تنها به جرم پل و در نتیجه به دهانه آن بستگی دارد ولی در صورتی که تحریک زلزله در جهت عرضی اعمال شود اولاً، این نیروها با افزایش عرض پل کاهش می‌یابند و ثانیاً تکیه‌گاه‌های با سختی بیشتر یا نزدیکتر به لبه‌های عرشه نیروهای بیشتری جذب خواهند کرد. این موضوع به دلیل ایجاد لنگر حول محور قائم در محل تکیه‌گاه‌های ثابت پل است که **صادق‌وزیری و رشیدی** نیز به آن اشاره کرده‌اند [۲۳]. شکل ۴ به صورت شماتیک نشان‌دهنده نیروهای ایجاد شده در محل تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌شود، نیروهای ایجاد شده در جهت طولی پل (در اثر اعمال بار زلزله در جهت عرضی)، در تکیه‌گاه‌های نزدیک به لبه عرشه، بزرگتر از نیروهای ایجاد شده در جهت عرضی می‌باشند. در مورد تکیه‌گاه‌های غلطکی، که سختی کمی در جهت طولی دارند، به علت آنکه عرشه روی این تکیه‌گاه‌ها می‌تواند حول محور قائم دوران کند، نیروهای ایجاد شده در جهت عرضی تقریباً در همه تکیه‌گاه‌ها مساوی خواهند بود. این محققین، به منظور انجام تحلیلهای غیرخطی دینامیکی، فرض کرده‌اند که تکیه‌گاه‌های فولادی از ابتدا دچار شکست شده‌اند و تنها نیروهای اصطکاک در محل تکیه‌گاه‌ها موجودند. نتایج تحلیلهای غیرخطی که با فرض فوق انجام شده

است، نشان‌دهنده آن است که تغییر مکان‌های ناشی از لغزش عرشه بر روی تکیه‌گاه‌ها و ستونها در پلهای با تعداد دهانه‌های بیشتر، بزرگتر بوده است از پلهایی با همان طول ولی با تعداد دهانه‌های کمتر. اثر ضریب اصطکاک در محل تکیه‌گاه‌ها بر پاسخ تغییر مکان عرشه قابل توجه تشخیص داده شده است. با افزایش ضریب اصطکاک، تغییر مکان حداکثر عرشه کم شده که نتیجه آن کم شدن تغییر مکان عرشه در محل ستونها و افزایش مقاومت پل در برابر تحریک وارده بوده است [۱۷].



شکل ۲-۲- نیروهای وارده به نشیمن‌گاه‌ها ناشی از بارگذاری عرضی [۱۷].

از دیگر تحقیقات انجام شده در زمینه رفتار لرزه‌ای پلهای فولادی، تحقیق Zahrai و Bruneau را می‌توان نام برد [۲۴]. این محققان با مشاهده آسیبهای وارده به دیافراگمهای انتهایی پلها در زلزله‌های اخیر، اقدام به بررسی اثر دیافراگمهای انتهایی و میانی پلهای با سیستم دال بتن مسلح- شاهتیر فولادی بر پاسخ لرزه‌ای این پلها کرده‌اند. آنها با انجام

تحلیلهای خطی و غیرخطی بر روی تعدادی پل با دهانه‌های مختلف نتیجه گرفته‌اند که اثر دیافراگمهای میانی بر انتقال بار از عرشه پل به تکیه‌گاه‌ها ناچیز است ولی، نقش دیافراگمهای انتهایی بسیار تعیین‌کننده است. در ضمن در محدوده الاستیک، تأمین سختی کمی برای دیافراگم، برای اینکه روسازه به عنوان یک مجموعه واحد و یکپارچه رفتار کند، کفایت می‌کند. با این وجود، اگر گسیختگی در دیافراگمهای انتهایی روی دهد تغییرات اساسی در رفتار لرزه‌ای روسازه پل روی خواهد داد که شامل افزایش پریود ارتعاشی، افزایش قابل توجه تغییر مکانهای جانبی و اثرات  $P - \Delta$  در ارتفاع شاهتیرها خواهد شد. از این رو Zahrai و Bruneau پیشنهاد کرده‌اند که در طراحی پلها، دیافراگم‌ها به، عنوان اعضای که نقش تعیین‌کننده‌ای در مسیر انتقال بارهای زلزله از عرشه به تکیه‌گاه‌ها ایفا می‌کنند، به گونه‌ای شوند که در هنگام زمین‌لرزه ارتجاعی باقی بمانند و یا اینکه، به عنوان یک راه حل دیگر، به صورت شکل‌پذیر طراحی شوند تا با جذب و استهلاک انرژی از آسیب دیدن اتصالات و یا سایر اعضا جلوگیری کنند.

**صادق‌وزیری و رشیدی** با تأکید بر عملکرد نامطلوب تکیه‌گاه‌های فلزی پلها در طی زلزله‌های گذشته میزان حساسیت پاسخ لرزه‌ای یک پل تیب با دهانه‌های ناپیوسته را نسبت به سختی تکیه‌گاه‌های فلزی بررسی کرده‌اند [۲۳]. همچنین، رفتار پل پس از شکست تکیه‌گاه‌ها را با یک مدل اصطکاکی و با فرضیاتی مشابه همان که Bruneau و Dicleli برای انجام تحلیلهای غیرخطی در پژوهش خود در نظر گرفته بودند مدلسازی و بررسی کرده‌اند. **صادق‌وزیری و رشیدی** از تحلیلهای خود نتیجه‌گیری کرده‌اند که در جهت طولی اثر سختی تکیه‌گاه بر پاسخ ارتجاعی دهانه‌های مختلف پل، به استثنای پاسخ در دهانه‌های انتهایی که به تکیه‌گاه‌های ثابت متصل هستند قابل صرف‌نظر کردن است. آنها همچنین نشان داده‌اند که میزان تقاضای مقاومت در بسیاری از مواقع از ظرفیت موجود تکیه‌گاه‌ها بیشتر خواهد بود که این امر منجر به شکست تکیه‌گاه‌ها خواهد شد. شکست تکیه‌گاه‌ها به نوبه خود منجر به کاهش تقاضای مقاومت در ستونها خواهد شد اما از طرف دیگر، موجب افزایش تغییر مکانهای نسبی بین عرشه و بالای ستونها می‌شود و لذا حتی برای تکیه‌گاه‌های

ثابت نیز باید، در طرح مقاوم‌سازی، افزایش طول تکیه‌گاه در نظر گرفته شود. این محققین در پژوهش دیگری اثرات تنه‌زدن قسمتهای مختلف عرشه به یکدیگر، در جهت طولی پل و اثر آن بر تغییر مکانها و نیروهای برشی ایجاد شده در ستون‌ها را، مورد بررسی قرار داده‌اند و نتیجه گرفته‌اند که اثر تنه‌زدن قسمتهای مختلف عرشه بر برش و تغییر مکان بالای ستونها ناچیز است [۲۵].

در زمینه رفتار لرزه‌ای تکیه‌گاه‌های فولادی پلها؛ با وجود آنکه در ادبیات فنی به آسیب‌پذیری لرزه‌ای این نوع تکیه‌گاه‌ها اشاره شده [۱۷, ۲۳, ۲۶ و ۲۷] ولی، تحقیق زیادی در مورد آن صورت نگرفته است. از جمله معدود کارهای صورت گرفته در این زمینه، مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی Mander و همکارانش است که رفتار چرخه‌ای چند نوع از تکیه‌گاه‌های فولادی متداول در مناطق شرقی ایالات متحده را بررسی کرده‌اند.

سه محقق ژاپنی در دانشگاه توکیو به بررسی پدیده کج‌شدگی پایه‌های بتن مسلح پل مسیر کوبه از بزرگراه Hanshin در زلزله سال ۱۹۹۵ پرداختند و خاطر نشان ساختند پس از زلزله، برخی از پایه‌ها از لحاظ ظاهری آسیب چندانی ندیده بودند ولی به علت ایجاد یک کج‌شدگی پسماند در آنها تعمیرشان بسیار دشوار شد [۲۸].

Kawashima، محقق ژاپنی دیگری، رفتار لرزه‌ای پایه‌های بتنی مسیر کوبه را با ویرایشهای مختلف آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ژاپن مورد بررسی قرار داد و تصریح نمود که تخمین بیش از حد مقاومت برشی مجاز بتن و همچنین ناکافی بودن طول مهاری آرماتورها علت اساسی ضعف پایه‌های بتن مسلح پلهای فروریخته و آسیب‌دیده در کوبه بوده است [۲۹].

ضمناً، DesRoches و همکارش اثرات ضربه بین دهانه‌های مجاور پلهای چند قابی<sup>۱</sup> را به صورت پارامتری و بر اساس پارامترهای سختی نسبی و پررود نسبی قابهای مجاور، ویژگی جنبش زمین، مقاومت تسلیم قابها، مقیدکننده‌ها و همچنین زمان تناوب اصلی ارتعاش زمین بررسی نمودند [۳۰].

<sup>۱</sup> Multiple Frame







## فصل سوم

### تحقیقات انجام شده در ایران در خصوص بررسی رفتار لرزه‌ای پلها

به طور کلی می‌توان تحقیقات انجام شده را در مطالعات صورت گرفته در زمینه اثر زلزله روی سازه‌های ساختمانی و نیز پل دسته‌بندی کرد. در این بخش به کارهای انجام شده در این دو مقوله می‌پردازیم.

#### ۳-۱- اثر زلزله بر پلها و تحلیل دینامیکی آنها

نیکنام بر لزوم معاینه پلهای موجود با به‌کارگیری روشهای تحلیلی دینامیکی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای آنها، با سیستم جداسازی پایه‌ها، تأکید کرده است [۳۱]. وی هم‌چنین پیشنهاد کرده است که دستگاههای اندازه‌گیری تغییرشکل و شتاب بر روی پلها، به منظور افزایش شناخت از رفتار دینامیکی پلهای کشور و نیز ثبت شتاب نگاشتهای زلزله‌های احتمالی، برای استفاده از آنها در طراحی پلهای جدید، مستقر شوند.



**افتخاری و تهرانی‌زاده** اثر چند نوع سیستم لرزه‌جدایش بر یک پل تیب چند دهانه را با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار داده‌اند [۳۲]. این محققین، با توجه به مزایای سیستم‌های لرزه‌جدایش، بر کاربرد آنها در مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های موجود تأکید کرده‌اند.

**منتخب و مقدم** [۳۳] مقاومت لرزه‌ای چند نوع پل را بررسی کرده‌اند. **برجیان** [۳۴] طی مقاله‌ای، تجدیدنظر در آیین‌نامه طرح لرزه‌ای پل‌های ایران را مورد تأکید قرار داده است و **افراسیابی** [۳۵] به بررسی مسأله فروافتادگی عرشه از روی تکیه‌گاه‌ها پرداخته و احتمال فروافتادن عرشه تعدادی از پل‌های موجود در کشور را، به طور کمی، مطالعه نموده است. **حاجی رسولیها** [۳۶] میزان تقریب حاصل از روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای پل‌ها را مورد مطالعه قرار داده است و نیز ضوابطی برای طول نشیمن عرشه پل‌ها پیشنهاد داده است. این محقق ضوابط موجود در آیین‌نامه‌های فعلی برای طول نشیمن را ناکافی ارزیابی کرده است. قلی‌زاده و مقدم نیز تأثیر شکل‌پذیری زیرسازه پل‌ها را تحت زمین‌لرزه، مورد مطالعه و تحقیق قرار داده‌اند [۳۷].

### ۳-۲- بررسی آسیب‌پذیری سازه‌های فولادی، بتن مسلح و پلها

**حسین‌زاده و ناطقی‌الهی** [۱۳] آسیب‌پذیری یک نمونه ساختمان طبقاتی با اتصالات خورجینی را با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، به صورت کمی، مطالعه کرده‌اند. بان‌شی [۳۸] ضمن ارائه فرم‌هایی برای بازرسی و ارزیابی ساختمان‌های با اسکلت فولادی چند نمونه ساختمان فولادی را با روش‌های تحلیلی مورد بررسی آسیب‌پذیری قرار داده‌است. **برکچیان** [۳۹] تعدادی ساختمان طبقاتی فولادی را با استفاده از شاخص‌های خرابی، به صورت حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات (برای ارزیابی آسیب سازه‌ای) و حداکثر شتاب ایجاد شده در طبقات (برای ارزیابی آسیب وارده به "محتویات" سازه)، مورد مطالعه قرار داده است. **مالک** [۴۰] در قالب طرح تهیه شناسنامه فنی برای سازه‌های فولادی به بررسی آسیب‌پذیری سازه‌های ساختمانی با اسکلت فولادی، از دیدگاه کیفی، پرداخته

است. **تهرانی‌زاده** [۴۱] در پژوهشی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پلهای بتن مسلح شهر تهران آسیب‌پذیری نمونه‌هایی از پلهای ساخته‌شده ویا در حال ساخت تهران را، از لحاظ کیفی، با توجه به معیارهای آیین‌نامه‌های معتبر پل، پرداخته است.

**حسینی و طاووسی** تفرشی [۶] یک پل مسطح چند دهانه، بتن مسلح را در دو حالت، تأثیر مؤلفه افقی به تنهایی و تأثیر توأم مؤلفه‌های قائم و افقی زمین‌لرزه بر پل مورد بررسی قرار داده و با استفاده از شاخص خرابی، به صورت نسبت دوران مورد تقاضا به ظرفیت دورانی موجود پایه‌های پل، میزان آسیب وارده را ارزیابی کرده‌اند. **اخلاقی** [۴۲] نیز تعدادی از پلهای بتنی موجود را مورد مطالعه قرار داده است که با انجام تحلیل و نیز مشاهدات کیفی آسیب‌پذیری پایه‌های این پلها را نشان داده است. **معمدی** [۴۳] سه نمونه ساختمان طبقاتی را که با استفاده از آیین‌نامه‌های موجود طراحی شده‌اند مورد ارزیابی آسیب‌پذیری قرار داده است. وی در تحقیق خود از شاخص آسیب **Park** و **Ang** برای ارزیابی کمی میزان آسیب وارده استفاده کرده است. **محمدیان** [۴۴] رفتار لرزه‌ای و حرارتی پل‌های بتن‌آرمه و فولادی که دارای پایه‌هایی با سختی متفاوت بودند را طی چند مطالعه موردی مورد بررسی قرار داده است. **ضمیری اخلاقی** [۴۵] طی یک مطالعه موردی پل فلزی آزمایش واقع در تهران را مورد بررسی‌های کمی قرار داده و با انجام تحلیلها تاریخیچه زمانی غیرخطی وضعیت موجود این پل را با چند شاخص آسیب بررسی نموده است. **کلانتری** [۴۶] نیز آسیب‌پذیری لرزه‌ای یک پل بتنی قوسی در پلان با پایه‌های بلند را مطالعه نموده و با دو حالت مختلف در خصوص ویژگیهای مادی الاستومر رفتار لرزه‌ای و آسیب‌پذیری آن را مطالعه کرده است. **صدقی** [۴۷] با انجام چندین تحلیل غیرخطی رفتار لرزه‌ای پایه‌های چند نمونه پل بتن مسلح را مورد بررسی قرار داده است. این محقق، به عنوان نمونه، یکی از پایه‌های مستطیلی بتن‌آرمه مسیر **کوبه** از آزادراه **Hanshin** را (که طبق ضوابط طرح لرزه‌ای سال ۱۹۶۴ ژاپن طرح شده بود) انتخاب نموده، آسیبهای وارده به آن را طی زمین‌لرزه **Hyogoken-Nanbu** در سال ۱۹۹۵ مطالعه کرده و از دیدگاه آیین‌نامه ملی ژاپن، ویرایش سال ۱۹۹۶، علل آسیب‌پذیری آن را طی انجام مدل‌سازیهای

اجزای محدود توصیف نموده است. در ادامه نیز، مطالعات خود را روی پایه‌های یکی از پل‌های بتنی موجود شهر تبریز متمرکز نموده و قابلیت‌های آسیب‌دیدگی آن را از دیدگاه کمی تشریح نموده است.

**افشاریان‌زاده [۴۸]** روش‌های کمی ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های فلزی را دسته‌بندی نموده، رفتار یکنوا افزاینده پایه‌های قابی شکل و رفتار لرزه‌ای پل‌های فلزی، با عرشه‌های اورتوتروپیک و نشیمن‌گاه‌های الاستومری غیرمسلح را طی چندین تحلیل دینامیکی غیرخطی مطالعه نموده است. وی در مطالعه موردی خود روی پل تقاطع خیابان‌های سعدی و اکباتان تهران، تعویض نئوپرنها و تقویت کشهای مهاربند طولی پل را در مراحل بهسازی سازه در اولویت قرار داده و خاطر نشان ساخته است که احتمال کمانش دینامیکی ستونهای پل به علت مؤلفه جانبی زلزله وجود دارد.

به طور کلی محققین مختلفی در سراسر دنیا از جمله در ایران، در خصوص رفتار لرزه‌ای پل‌ها فعالیت می‌نمایند به طوری، که امکان ذکر نام و کارهای تحقیقاتی آنها در این گزارش عملاً مقدور نمی‌باشد.

## فصل چهارم

### آسیبهای وارد بر اجزای پل در زلزله، بررسی دلایل وقوع آنها و راهکارهای جلوگیری از رخداد این نواقص

#### ۴-۱- روسازه‌ها

##### ۴-۱-۱- آسیبهای وارده بر روسازه‌ها

روسازه‌ها به گونه‌ای طراحی می‌گردند که بارهای ثقلی بهره‌برداری را به صورت ارتجاعی منتقل نمایند و همچنین، در مقابله با زلزله به صورت یک رابط قوی در سیستم مقاوم در برابر آن عمل کنند. در نتیجه، تمایل بر این است که روسازه‌ها در طی رخداد زمین‌لرزه ضرورتاً ارتجاعی باقی بمانند. بنابراین، بعید به نظر می‌رسد که خرابی روسازه علت اصلی فروافتادگی یک دهانه باشد در عوض، خرابیها عموماً در نشیمن‌گاهها و زیرسازه‌ها متمرکز می‌گردند. روسازه‌ها روی زیرسریه‌های الاستومری، تکیه‌گاههای مفصلی یا نشیمن‌گاههای غلتکی قرار می‌گیرند یا اینکه ممکن است با زیرسازه به صورت یکپارچه، اجرا شوند. زمانی که نشیمن‌گاهها و زیرسازه‌ها آسیب می‌بینند و در برخی موارد

فرومی ریزند محدوده وسیعی از خرابی و شکست روسازه‌ها ممکن است روی دهد ولی، اغلب این شکستها ثانویه می باشد. به عبارت دیگر این شکستها، شکست سایر اجزای پل نمی باشد. به جز فروافتادن یا واژگون شدن روسازه‌ها، معمول‌ترین خرابی وارده به روسازه‌ها، از ضربه قطعات مجاور در مفاصل انبساطی ناشی می‌گردد. پس از وقوع زمین‌لرزه San Fernando (۱۹۷۱)، اداره راههای ایالتی کالیفرنیا<sup>۱</sup> برنامه مقاوم‌سازی پلهای ایالت مزبور را شروع کرد. اولین مرحله این برنامه شامل نصب قیدهای مفصل و درز، جهت جلوگیری از جداشدگی درزهای عرشه بود که این قیدها شامل قید کابلی و قید لوله‌ای بودند. قید کابلی جهت مقید نمودن حرکت نسبی عرشه‌ها در راستای طولی و قید لوله‌ای جهت مقید نمودن حرکت عرضی تعبیه می‌گردید. روسازه‌های فولادی معمولاً از اجزای قاب‌بندی شده سبکتری بویژه برای مهاربندی عرضی نسبت به روسازه‌های بتنی تشکیل می‌گردند. مشخص شده است که این اجزا به خرابی ناشی از بارگذاری عرضی مستعد هستند به خصوص، اگر نشیمن‌گاهها آسیب دیده باشند. در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵) موارد متعددی از آسیبهای شدید وارده به روسازه‌های فولادی گزارش شده است [۶۳]. از دست‌رفتن تکیه‌گاه شاهتیرها اغلب شدیدترین آسیب وارده به روسازه‌ها در زلزله‌های گذشته به شمار می‌رود که علت آن را می‌توان ضعف پیوستگی در روسازه، طول ناکافی تکیه‌گاه شاهتیرها، وجود تکیه‌گاههای مورب، که موجب دوران روسازه حول یک محور قائم می‌شوند، یا حرکات بیش از حد در تکیه‌گاه‌های روسازه ناشی از گسیختگی خاک زیر پایه‌ها یا کوله‌ها، دانست [۵]. در برخی موارد مانند گزارش کوبه مشاهده گردید که تغییر مکان جانبی ایجاد شده به قدری زیاد بوده است که منجر به خمش شدید شاهتیرهای فولادی و حتی گسیختگی دیافراگمهای عرضی و کششی پیچهای اتصال دیافراگمها به شاهتیرها شده است [۶۶].

از دیدگاه عمومی پل‌های فولادی رفتار لرزه‌ای مناسبی دارند و طبق توصیه آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پلها، استفاده از آنها در مناطق با قابلیت لرزه‌خیزی بالا بر سایر سیستمها

<sup>۱</sup> Caltrans

ترجیح داده می‌شود. به نظر می‌رسد که این عقیده از آنجا ناشی شده است که در زمین لرزه‌های رخ داده در آمریکای شمالی تعداد پلهای فولادی آسیب دیده به نسبت پلهای بتن‌آرمه کمتر بوده است. اگر پل فولادی به صورت پلی متشکل از روسازه و زیرسازه فولادی تعریف شود، از آنجا که تعداد این نوع پلها در غرب آمریکا، که منطقه‌ای لرزه‌خیز محسوب نمی‌گردد، اندک است طبیعتاً کمتر در معرض آزمون زمین‌لرزه قرار گرفته‌اند. اما اگر پل فولادی را پلی دارای روسازه فولادی و زیرسازه بتنی بدانیم تعداد آنها نسبت به نوع قبل بیشتر است، اما در کل این پلها نیز به نسبت پلهای کاملاً بتن‌آرمه در غرب آمریکا کمتر به چشم می‌خورند. لذا اطلاعات راجع به عملکرد لرزه‌ای این پلها به خصوص آنهایی که در معرض تکان‌های شدید زمین<sup>۱</sup> قرار گرفته‌اند به سختی یافت می‌شود. اما درس‌هایی که از زلزله‌های اخیر آموخته‌ایم نشان می‌دهد که پلهای دارای روسازه فولادی حتی در برابر زلزله‌های متوسط تا شدید مستعد آسیب‌دیدگی هستند و روسازه آنها نسبت به انواع بتنی، در صورت عدم رعایت برخی از ضوابط شکل‌پذیری، شکنندگی بیشتری دارند. عمده آسیب‌های مشاهده شده در روسازه این پلها را می‌توان این گونه برشمرد [۶۶]:

افتادگی دهانه از روی تکیه‌گاه، گسیختگی اتصالات و نشیمن‌گاهها، گسیختگی یا کمانش قابهای عرضی (دیافراگمها) و آسیبهای وارده به درزهای انبساط. در برخی موارد مانند زلزله کوبه، باربری ثقلی اعضای اصلی، به علت ایجاد آسیب در نشیمن‌گاهها، ز میان می‌رود.

ضوابط لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه‌های ایالات متحده در مورد بارگذاری لرزه‌ای وارده به روسازه‌های فولادی و بتنی روش صریحی را معین ننموده است. تنها فرض اساسی آن است که روسازه برای بارهای ثقلی برون صفحه‌ای و بارگذاری لرزه‌ای درون صفحه‌ای باید مقاومت کافی را دارا باشد. به نظر می‌رسد این فرضیه برای روسازه‌های بتن مسلح، که دارای صلبیت و وزن بیشتری نسبت به انواع فولادی نظیر سیستمهای تیر، دال یا خرپاهستند تنظیم شده است. اما در خصوص پلهای تماماً فولادی رفتار لرزه‌ای مشاهده

<sup>۱</sup> Strong Ground Motion

شده به مراتب بهتر از انواعی بوده است که تنها روسازه به کاربرده شده در آن فولادی است.

#### ۴-۱-۱-۱- رفتار لرزه‌ای روسازه‌های فولادی طی چند زلزله اخیر

##### ۴-۱-۱-۱-۱- زمین‌لرزه Petrolia (۱۹۹۲)

در زلزله سال ۱۹۹۲، در Petrolia، واقع در کالیفرنیا شمالی، سه زلزله پی در پی در پی در خلال ۲۴ ساعت به شدت ۷/۰، ۶/۰ و ۶/۵ ریشتر به وقوع پیوست. این زلزله آسیب قابل توجهی به دو پل دارای شاهتیرهای فولادی وارد آورد که اولی در نوار جنوبی رودخانه Van Duzen قرار داشت. در این پل، که دارای عرشه مستقیم<sup>۱</sup> بود، پدیده کماتش در قابهای عرضی انتهایی و مهاربندی‌های افقی مشاهده شد. علاوه بر این، در محل اتصال عرشه بتن مسلح و بال فوقانی شاهتیرهای فولادی در دهانه آخر پل، خردشدگیهای پوشش بتن، که ناشی از عدم کفایت کلیدهای برشی در این ناحیه بود، به وقوع پیوست. این عدم کفایت منجر به لغزش عرشه گردید.

دومین پل با شاهتیرهای فولادی پل رودخانه Fork Eel جنوبی بود که در پلان خمیده طرح گردیده بود که در فاصله ۴۹ کیلومتری مرکز زلزله قرار داشت. این پل نیز به میزان قابل ملاحظه‌ای دچار آسیب‌دیدگی شد که از آن جمله می‌توان به گسیختگی دیافراگم‌های عرضی انتهایی و اتصالات آنها و همچنین آسیب‌دیدگی موضعی در محل مفاصل اشاره کرد. طی این زمین‌لرزه اهمیت وجود و نیز عملکرد مناسب و شکل‌پذیر کلیدهای برشی در انتقال نیروهای جانبی، که ناشی از اینرسی جرم روسازه بودند، تشخیص داده شد. این رابطهای برشی باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری لازم، جهت انتقال نیروهای لرزه‌ای به شاهتیرها، در محدوده تغییرشکل‌های بزرگ باشند. نکته دیگری که پس از این زمین‌لرزه مورد توجه محققین امر قرار گرفت آن بود که دیافراگمها در صورت رسیدن به حد تسلیم یا وقوع کماتش قادرند میزان زیادی از انرژی چرخه‌های لرزه‌ای را مستهلک نمایند [۶۶].

<sup>۱</sup> Straight

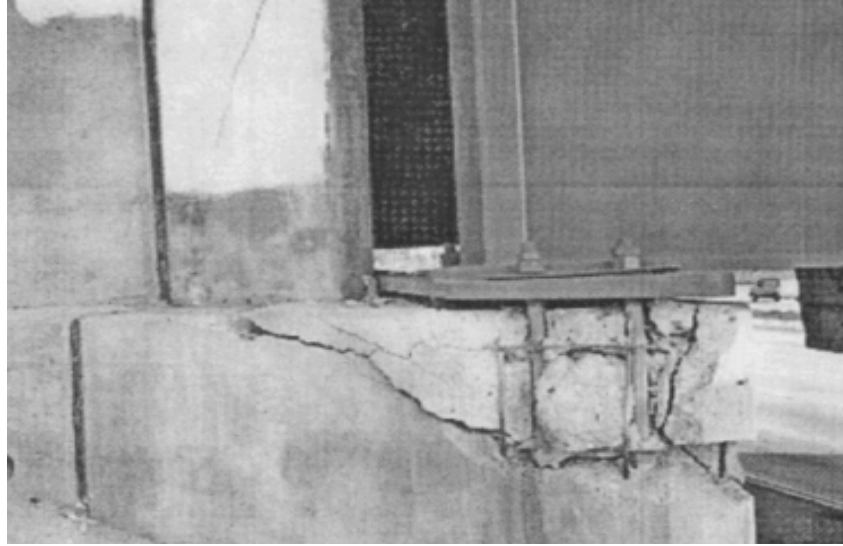
## ۴-۱-۱-۲- زمین‌لرزه Northridge (۱۹۹۴)

در زمین‌لرزه سال ۱۹۹۴ کالیفرنیا در منطقه Northridge نیز تعداد چشم‌گیری از پل‌های دارای شاهتیرهای فولادی دچار آسیب‌دیدگی گردیدند. اغلب این پلها در آزادراه ایالتی شماره ۵ نزدیک مرکز Newhall در کالیفرنیا جنوبی قرار داشتند. نزدیک‌ترین رکورد ثبت شده، شتاب‌های حداکثر زمین را به ترتیب در دو راستای افقی و قائم برابر با  $0/62$  و  $0/63$  گرم نشان می‌داد. عمده خرابیها شامل شکستگی مهارهای نشیمن‌گاهها روی کوله‌ها و سرستون قابها می‌شد که منجر به آسیب روسازه در این محل گردید. آسیب وارده به نشیمن‌گاهها به علت عدم کفایت نسبی پهنای نشیمن، طبق آیین‌نامه‌های امروزی بود که دلیل اصلی فروریزش روسازه در برخی از پلها شناخته شد. خرابی وارده به روسازه‌ها شامل کماتش‌قاب‌های عرضی انتهایی یا شکست اتصالات میان دیافراگمها، صفحات اتصال و سخت‌کننده‌های جان بود که در شکل ۶ نشان داده شده است. در وگدر Pico-Lyons هیچ‌تصال‌ی میان سخت‌کننده‌های جان و بال تحتانی شاهتیرها در محل دیافراگم وجود نداشت و در نتیجه، همانطور که در شکل ۷ دیده می‌شود، در محل قطع جوش بین جان شاهتیر و سخت‌کننده، جان دچار آسیب شد. در پلهای آسیب دیده در محل ستونها و شمعها، آسیب ناچیز بود که نشان دهنده آن است که بیشترین تقاضای تغییر مکان لرزه‌ای در روسازه این پلها متمرکز شده بود [۶۶].

## ۴-۱-۱-۳- زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵)

طی زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه ژاپن، از آنجا که تعداد پل‌های، فولادی موجود در منطقه مرکزی زلزله نسبت به زلزله‌های گذشته بیشتر بود، آسیبها در پایه‌های فولادی، مقیدکننده‌های لرزه‌ای، اجزای روسازه و برخی فروریزشهای ثانویه ناشی از این آسیبها متمرکز گردید [۶۶].

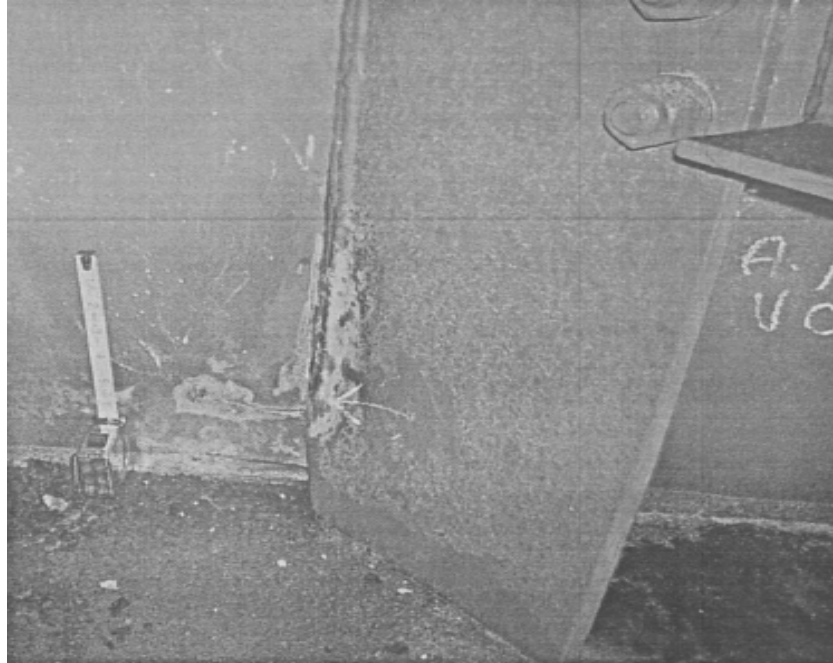




شکل ۴-۱- آسیب وارده به نشیمن‌گاه- زلزله Northridge [۶۶]



شکل ۴-۲- آسیب وارده به دیافراگم‌های عرضی انتهایی- زلزله Northridge [۶۶]



شکل ۴-۳- آسیب وارده به سخت‌کننده‌های جان‌شاهتیرها- زلزله Northridge [۶۶]

#### ۴-۱-۱-۲- رفتار پلهای دارای شاهتیرهای فولادی تحت بارهای جانبی

روسازه‌های دارای شاهتیرهای فولادی شامل چندین جزء هستند که در مسیر بارگذاری جانبی قرار داده می‌شوند تا این نیروها را به تکیه‌گاه‌ها منتقل کنند. هر گونه شکست نابهنگام این اجزا ممکن است به پاسخ لرزه‌ای نامناسب منجر گردد و در نتیجه بسیار حائز اهمیت است که مسیر بارگذاری<sup>۱</sup> در این پلها در هر دو راستای جانبی و طولی پل مشخص گردد. در گام بعد، اجزای بحرانی در مسیر بارگذاری مدل‌سازی شده، جهت عملکرد بهینه سیستم در برابر زلزله طرح می‌گردند [۶۶].

بارگذاری زلزله در راستای جانبی، که تمایل دارد روسازه را در جهت عرضی خم کند، منجر به ایجاد واکنشهای عرضی در پایه‌ها و کوله‌ها می‌گردد و در نتیجه بارها از وسط هر

<sup>۱</sup> Load Path

دهانه روی تکیه‌گاهها توزیع می‌گردد. از آنجا که، دال بتن مسلح در یک پل با روسازه کامپوزیت حدود ۸۰ درصد وزن پل را شامل می‌گردد قسمت عمده بارهای اینرسی ناشی از جرم عرشه است. تکیه‌گاههای نشیمن زیر بال تحتانی شاهتیر قرار دارند و لذا لازم است این نیروهای اینرسی از طریق اجزای روسازه انتقال یابند. تحلیلهای کمی نشان داده-اند که بارها، به مقدار زیادی، از عرشه به دو انتهای هر دهانه منتقل می‌گردند. در مرحله بعد این نیروها به نشیمن‌گاهها و کلیدهای برشی در نواحی تکیه‌گاهی انتقال می‌یابند. از آنجا که یکی از وظایف نشیمن‌گاهها اجازه دادن به انبساط و انقباض ناشی از اختلاف دما می‌باشد آنها معمولاً در راستای جانبی مقید می‌گردند. لذا نیروهای برشی ایجاد شده در نشیمن‌گاهها به کوله‌ها و قابها انتقال می‌یابد.

به هنگام حرکت پل در راستای طولی، در یک پل مستقیم (بدون خمیدگی در پلان)، نیروهای اینرسی با استفاده از رابطهای برشی در طول پل به شاهتیرها، نشیمن‌گاهها و در نهایت زیرسازه‌ها انتقال می‌یابد. تغییرشکل طولی نشیمن‌گاهها عموماً توسط کوله‌ها محدود می‌گردد که در پلهای طویل این عمل به وسیله مقیدکننده‌های موجود در قابها (پایه‌ها و سرستون) انجام می‌گیرد [۶۶].

#### ۴-۱-۱-۳- اثر عملکرد ترکیبی فولاد و بتن<sup>۱</sup> روسازه مرکب روی انتقال بارهای جانبی

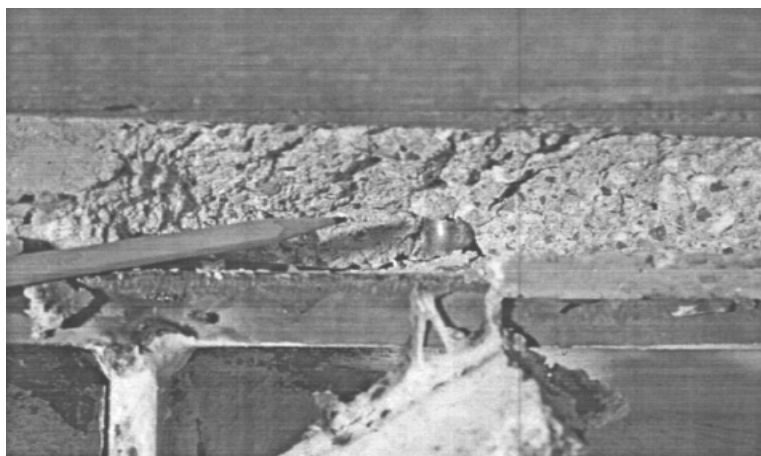
جهت اطمینان از عملکرد قابهای عرضی انتهایی شکل‌پذیر و یا کفایت مسیر بارگذاری، برای طرح ارتجاعی قابهای عرضی انتهایی، ابتدا باید بارها از عرشه به روسازه فولادی منتقل گردند. به هنگام تکانهای شدید زمین در راستای طولی پل نیروهای اینرسی می‌توانند از طریق برش‌گیرها<sup>۲</sup> یا گل‌میخها<sup>۳</sup> به روسازه فولادی منتقل گردند زیرا، این گل‌میخها به موازات راستای بارگذاری قرار می‌گیرند. اما در راستای عرضی (جانبی) پل، کیفیت

<sup>۱</sup> Composite Action

<sup>۲</sup> Shear Connector

<sup>۳</sup> Stud

توزیع نیروها بین برش‌گیرها در طول پل متغیر است. تحلیل‌های کمی انجام شده روی یک پل با ۴ دهانه و ۴ شاهتیر فولادی در پلان جهت بررسی اثر عملکرد کامپوزیت روی پاسخ لرزه‌ای جانبی مورد بررسی قرار گرفت. ابتدا، پل به صورتی که در تمام طول آن عملکرد مرکب بین فولاد و بتن تأمین می‌گردد، همراه با گل‌میخ‌های مدل‌سازی شده که روی بال فوقانی هر شاهتیر در نواحی لنگر خمشی مثبت و منفی مطابق آیین‌نامه AASHTO طراحی می‌شوند. اعمال بارهای لرزه‌ای در راستای جانبی نشان داد که نیروهای برشی بزرگی در گل‌میخ‌های با فاصله ۳ فوتی از دو انتهای هر دهانه ایجاد می‌گردد در حالی که، در سایر قسمت دهانه نیروهای برشی ناچیزی ایجاد می‌شد. این مطلب با مشاهدات صورت گرفته طی یک آزمایش شکست روی مدل یک پل تک دهانه مفصلی سازگاری داشت.



شکل ۴-۴- شکست برش‌گیر در مدل آزمایشگاهی پل طی بارگذاری چرخه‌ای جانبی [۶۶]

لذا مشخص می‌شود که اهمیت عملکرد ترکیبی در ناحیه نزدیک به دو انتهای دهانه پل به مراتب از سایر نقاط بیشتر است. گرچه، برای این مدل پل تحلیل‌های اجزای محدود نشان دادند که نیروهای بیشینه در گل‌میخ‌ها حدود ۱۵۰٪ مقاومت طراحی آنها در حالت

حدی نهایی قابهای چند ستونی هستند. اما در سایر پلها ممکن است تمرکز نیروها به آسیب‌دیدگی در این ناحیه منجر شوند.

بسیاری از پلها در ناحیه لنگر منفی، به علت مسائل خستگی پر تواتر ناشی از بارهای بهره‌برداری مربوط به گل‌میخهای جوش شده به یک بال کششی شاهتیر فولادی، فاقد برش‌گیر می‌باشند. مدل تحلیلی دیگری جهت بررسی اثر مسیر بارگذاری، هنگامی ایجاد گردید که در ناحیه لنگر منفی رابطهای برشی وجود ندارد. در این مدل نیروهای بزرگی در رابطهای برشی در نقاط عطف منحنی لنگر خمشی<sup>۱</sup> در انتهای نواحی کامپوزیت به وجود آمد. وقتی که رابطهای برشی بیشتری در نقاط عطف لنگر خمشی قرار داده شد، به علت تفاوت موجود میان دو مدل مرکب و غیرمرکب، نیروها در برش‌گیرها کوچک‌تر از مقادیر طراحی بود. اما هنگامی که نیروهای اینرسی عرضی از عرشه به شاهتیرها در نقاط عطف توزیع شدند، لازم بود تا شاهتیرها، نیروها را از نقاط عطف به قابها (پایه‌ها و سرستونها) منتقل کنند. لنگرهای خمشی حول محور ضعیف در هر شاهتیر، بدون عمل مرکب، منجر به ایجاد تنش‌هایی شدند. هنگام ترکیب آنها با تنشهای ناشی از بارگذاری ثقلی، ممکن بود شاهتیرها قبل از آنکه ستونهای شکل‌پذیر به حالت‌های حدی مناسب برسند کمانه کرده و یا تسلیم گردند.

هنگامی که عملکرد ترکیبی بین عرشه و شاهتیر وجود نداشته باشد، قابهای عرضی میانی بین دو انتهای هر دهانه و نقاط عطف لنگر خمشی، برای توزیع برخی از بارها، از بال فوقانی به بال تحتانی شاهتیرها اهمیت خاصی پیدا می‌کنند. لذا در این حالت دیافراگمهای میانی باید برای بخشی از نیروی زلزله طراحی شوند.

جهت اطمینان از یک مسیر بارگذاری جانبی مناسب پیشنهاد می‌گردد که همواره عملکرد ترکیبی مناسب بین شاهتیرها و عرشه، برای بارگذاری زلزله، تأمین گردد. طراحی یال فوقانی دیافراگمهای عرضی انتهایی برای عملکرد ترکیبی با دال عرشه باید طوری صورت پذیرد که این یال برای انتقال بارهای زلزله، به طور مستقیم، از عرشه به قابهای

<sup>۱</sup> Contaflexure Point

عرضی مؤثر باشد. این اتصال باید طوری طرح گردد که کفایت لازم را برای تحمل کل برش ناشی از زلزله در نواحی کوله و سرستون قابها دارا باشد. در صورتی که یال فوقانی قابهای عرضی در نواحی لنگر منفی با عرشه به صورت کامپوزیت اجرا شود ولی شاهتیرها دارای عملکرد ترکیبی با عرشه نباشند، احتمال قرار گرفتن این یال در معرض تنشهایی در راستای طولی پل، ناشی از اعمال بارهای بهره‌برداری، وجود دارد. لذا پیشنهاد می‌شود که در مناطق با لرزه‌خیزی بالا، شاهتیرها در نواحی لنگر مثبت و منفی کاملاً با عرشه به صورت کامپوزیت اجرا شوند تا عملکرد ترکیبی بهتری فراهم آید [۶۶].

یکی دیگر از آسیبهای مشاهده شده در روسازه‌ها آسیبهای ناشی از تغییراتی است که در سیستم سازه‌ای پل داده می‌شود. به عنوان نمونه به علت اختلاف سیستم سازه‌ای در پلهای قدیمی، قسمتهای عریض شده آنها به صور متفاوتی تغییر شکل می‌دهند. چون ضعیف‌ترین رابط در طول درزهای اجرایی طولی قرار می‌گیرند، ترکها در این نواحی متمرکز می‌شوند. در شکل ۹ نمای فوقانی پل Yang-Ping در محل جدایش بین پلهای قدیمی و جدید دیده می‌شود [۵۸]. شکل‌های ۹ تا ۱۸ آسیبهای وارده به روسازه‌ها را در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد.



شکل ۴-۵- آسیب وارده به صورت ایجاد یک ترک طولی میان قسمت‌های قدیمی و جدید پل Yang-Ping طی زلزله Chi Chi (۱۹۹۹) [۵۸].



شکل ۴-۶- کمانش مهاربندی‌های روسازه فولادی پایه ۲۰۹ از بزرگراه Hanshin در کوبه [۶۴].



شکل ۴-۷- آسیب وارد شده به روسازه به عنوان آسیب ثانویه در زلزله هانشین (کوبه) [۵۴].



شکل ۴-۸- برش سوراخ‌کننده ستون‌ها در زلزله Loma Prieta منجر به آسیب‌دیدگی روسازه شده است (کوبه) [۶۴].



شکل ۴-۹- کماتش موضعی ایجاد شده در عناصر عرشه به علت فروریختن پایه- خطوط قرمز محل کماتش را نشان می‌دهد (کوبه) [۶۴].





شکل ۴-۱۰- در زلزله کوبه روسازه یک پل قوس در پلان روی تکیه‌گاه‌ها لغزیده است. به کماتش بادبندها توجه کنید [۶۴].



شکل ۴-۱۱- انهدام کامل عرشه در تقاطع I10 کالیفرنیا طی زلزله Northridge [۶۴].



شکل ۴-۱۲- آسیب وارده به روسازه به علت بالا آمدگی کوله- Northridge [۶۴].



شکل ۴-۱۳- ترک‌های خمشی ایجاد شده در تابلیه ناشی از تخریب پایه‌ها- Northridge [۶۴].



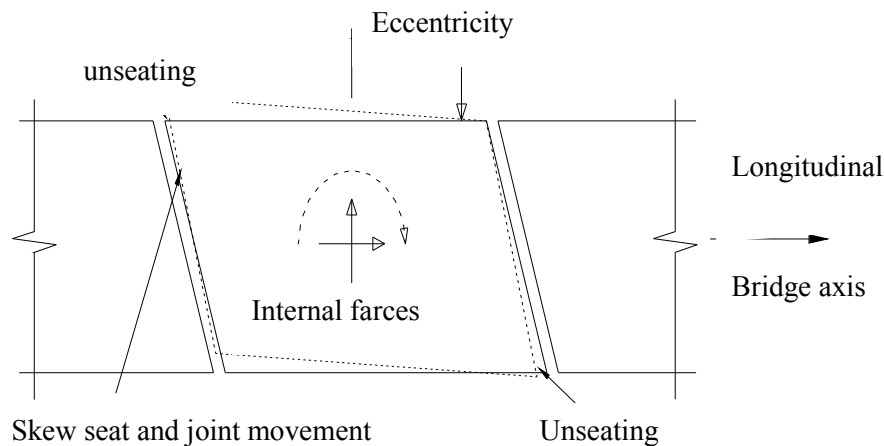
شکل ۴-۱۴- فروافتادگی دهانه به علت عدم کفایت تکیه‌گاه- به جاری شدن میلگردها توجه کنید  
- Northridge [۶۴].

#### ۴-۱-۱-۴- افتادن و شکست عرشه‌ها به سبب از دست رفتن سطح اتکا

نمونه‌هایی از این رویداد(در درزهای انبساط مهارنشده) در زلزله‌های گذشته به وفور یافت می‌شود. از دست رفتن سطح اتکا، به سبب افزایش تغییر مکانهای نسبی میان قابهای مجاور می‌باشد که در دهانه‌های مورب<sup>۱</sup> در نتیجه مایل بودن عرشه نسبت به محور تکیه‌گاه، سریع‌تر اتفاق می‌افتد. این رفتار ناشی از ترکیب پاسخهای عرضی و طولی می‌باشد که در شکل ۱۹ به طور شماتیک نشان داده شده است. در این موارد، حرکات باعث درگیر شدن عرشه‌ها در زوایای منفرجه می‌گردند [۶۲]. در اشکال ۲۰ تا ۳۰ نمونه‌های از فروافتادگی عرشه در برخی زمین‌لرزه‌های مهم به چشم می‌خورد.

<sup>۱</sup> Skew Span

زمین‌لرزه‌های گذشته نشان داده‌اند که ضوابط آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پل‌ها برای تأمین طول نشیمن‌گاه پل‌های چند دهانه با تکیه‌گاه ساده کافی نبوده است و در زلزله‌های شدید افتادگی عرشه از روی تکیه‌گاه دور از انتظار نیست.



شکل ۴-۱۵- نمایش نحوه فروافتادگی دهانه‌های مورب [۶۲].

در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵) در کوبه اغلب تغییر مکان جانبی دهانه‌هایی از پلها، که از روی تکیه‌گاه‌هایشان فرو افتادند، بسیار زیاد بوده است، به عنوان مثال در شاهتیرهای فولادی، به صورت موضعی، خمیدگی‌های جانبی بزرگی ایجاد شده بود و حتی باعث گسیختگی دیافراگم‌های انتهایی شده بود (شکل ۱۲۶). گسیختگی کششی پیچهای اتصال دیافراگم‌های انتهایی به شاهتیرهای اصلی و گسیختگی در محل ماهیچه تیرهای دیافراگم در نزدیکی انتهای ماهیچه در این موارد به صورت تیپ مشاهده شده است [۴۵]. به طور کلی درزهای انبساط در پل‌های چند دهانه با تکیه‌گاه‌های ساده می‌توانند منجر به ایجاد بی‌نظمی در سازه شوند که ممکن است منجر به فروافتادگی دهانه از روی تکیه‌گاه گردند. همان‌طور که می‌دانیم، این درزها عموماً به منظور کاهش تنش‌های مربوط به تغییرات درجه حرارت، که با گذشت عمر پل ایجاد می‌شود و می‌تواند منجر به تغییرات

حجمی عرشه گردد، عبیه می‌شوند. چنین درزهایی می‌توانند در مفاصل میانی دهانه‌ها یا تکیه‌گاهها تعبیه گردند. زمین‌لرزه یا تغییرشکل‌های دائمی و یا گذرای زمین ناشی از زلزله، می‌تواند منجر به حرکات روسازه و در نهایت در صورت عدم کفایت شرایط تکیه‌گاهی، باعث فروافتادن عرشه گردد. در مورد پلهای خمیده یا قوس در پلان، از آن جهت که این پلها می‌توانند مانند پلهای مورب پاسخ لرزه‌ای نامتقارن داشته باشند، در بارگذاری در یک جهت یک مفصل داخلی دهانه تمایل به بسته‌شدن دارد در حالی که برای بارگذاری در جهت دیگر مفصل باز می‌شود. لذا این پلها نیز در خصوص افتادگی عرشه ضوابط ویژه خود را در طرح و اجرا می‌طلبند [۶۳].

در زلزله Chi Chi تایوان در ۱۹۹۹، فروافتادگی‌ها در پلها ناشی از کج‌شدگی پایه، کمبود پهنای نشیمن و ظرفیت پایین ابزار مقیدکننده بود. پلهای I-Chang (شکل ۲۰)، Wu-Shi (شکل ۲۱)، Ming-Chu و Tong-Tou نمونه‌هایی از این پلها به شمار می‌روند. بسیاری از پلهای فروریخته دارای طرح قدیمی بودند که در آنها پهنای نشیمن‌گاه نسبت به مقادیر مورد نیاز آیین‌نامه‌های جدید ناکافی ارزیابی می‌شود. اثرات نزدیکی ساختگاه به گسل<sup>۱</sup> نیز نقش زیادی در این فروریزشها داشت. در مقایسه با تکانهای دورتر از مرکز لرزش، تشدید تغییر مکان برای سازه‌های غیرارتجاعی دارای زمان تناوب کوتاه (نظیر پلها) در نزدیکی گسل به شدت افزایش می‌یابد. یکی دیگر از جنبه‌های حائز اهمیت در این مورد، طراحی کلیدهای برشی و نشیمن‌گاهها است. بر اساس ضوابط آیین‌نامه AASHTO-LRFD98 حداقل پهنای نشیمن‌گاه باید رابطه ذیل را ارضا کند [۵۸]:

$$\text{حداقل پهنای نشیمن} = N \times f \quad (۱)$$

که در این رابطه  $f$  ضریبی است که به طبقه‌بندی لرزه‌ای بستگی دارد و به صورت درصد بیان می‌گردد.  $N$  هم پهنای نشیمن‌گاه به میلیمتر می‌باشد که به این صورت بیان می‌شود:

<sup>۱</sup> - Near-Field Effect

$$N = (200 + 1.7L + 6.7H) \times (1 + 0.000125S^2) \quad (۲)$$

و آخرین ضوابط طرح لرزه‌ای پل‌های تایوان برای حداقل پهنای نشیمن‌گاه رابطه زیر را ارائه می‌دهد:

$$N = 500 + 2.5L + 10H \quad (۳)$$

در دو رابطه فوق  $L$  طول قطعه روسازه به متر،  $H$  ارتفاع زیرسازه به متر و  $S$  زاویه تورب پل بر حسب درجه است. با مقایسه دو رابطه فوق ملاحظه می‌گردد که ضوابط تایوان یک پهنای نشیمن مطمئن را ارائه داده است.



شکل ۴-۱۶- آسیب وارده به پل I-Chang در زلزله Chi Chi (تایوان) [۵۸].



شکل ۴-۱۷- نمایش تأثیر نزدیکی به گسل و آسیب‌های شدید در پل Wu-Shi در زلزله Chi  
[۵۸](۱۹۹۹)Chi



شکل ۴-۱۸- نمایش تأثیر نزدیکی به گسل و آسیب‌های شدید در پل عبوری از رودخانه Tachia  
در زلزله Chi Chi [۵۸](۱۹۹۹)Chi



شکل ۴-۱۹- افتادگی یکی از عرشه‌های پل Nishinomiya-ko در کوبه به علت عدم کفایت نشیمن‌گاه [۶۴].



شکل ۴-۲۰- فروافتادگی روگذر مورب Gavin Canyon در زمین‌لرزه Northridge [۶۴].





شکل ۴-۲۱- فروافتادگی عرشه‌های پل Showa در زمین‌لرزه Niigata ژاپن به بزرگی ۷/۵ ریشتر در ۱۹۶۴ [۶۴].



شکل ۴-۲۲- فروافتادگی عرشه پل خلیج Oakland در سانفرانسیسکو در زلزله LomaPrieta (۱۹۸۹) [۵۲].



شکل ۴-۲۳- فروافتادگی عرشه پل Yoyokumi در توکیو در زلزله ۱۹۲۳ ژاپن به بزرگی ۸/۱۹ ریشتر [۶۴].



شکل ۴-۲۴- آسیب دیدگی پل راه آهن با دو مسیر عبور طی زلزله Kanto (۱۹۲۳) [۶۴].



شکل ۴-۲۵- تغییر مکان عرضی زیاد تابلیه روی تکیه‌گاه‌ها- کوبه [۵۴].



شکل ۴-۲۶- فروریزش قسمتهایی از رمپ دسترسی دو طبقه- کوبه [۵۴].

#### ۴-۱-۲- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای روسازه‌ها

مطالعات انجام شده بر روی تاریخچه آسیبهای وارده بر پلها در زلزله بیانگر آن است که یکی از مهم‌ترین این آسیب فروافتادن عرشه و یا شاهتیرها می‌باشد. لذا جهت ممانعت از بروز چنین آسیبی توصیه می‌گردد که عرشه و یا شاهتیرها به روش مناسبی نظیر به کارگیری پیچ، تأمین طول مناسب نشیمن، زنجیر کردن اعضا و تغییر اتصال نشیمن و افزودن کلید برشی مهار گردند. همچنین می‌توان به تأمین پایداری جانبی توسط دیافراگمهای انعطاف‌پذیر نیز اشاره نمود. بدین لحاظ لازم است که در پلهایی با سیستم دال و تیر از دیافراگمهای عرضی شکل‌پذیر استفاده شود.

لازم به ذکر است که اضافه نمودن کابل‌های پیش‌تنیدگی، به صورت خارجی، جهت تقویت پلهای پیش‌تنیده می‌تواند در بهسازی لرزه‌ای روسازه مؤثر واقع شود و مقاومت لازم را تأمین نماید.

از دیگر عوامل مؤثر در کاهش خسارت روسازه می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- ۱- تقویت صفحات و قطعات لاغر روسازه
- ۲- اجرای کلیدهای برشی با شکل‌پذیری بیشتر
- ۳- اجرای کامپوزیت شاهتیرها به عرشه
- ۴- اجتناب از طراحی و ساخت پلهای مورب در پلان و ارتفاع
- ۵- تقویت تیرهای ضعیف (به لحاظ خمشی و برشی)

#### ۴-۲- نشیمن‌گاهها

##### ۴-۲-۱- آسیب‌دیدگی نشیمن‌گاهها

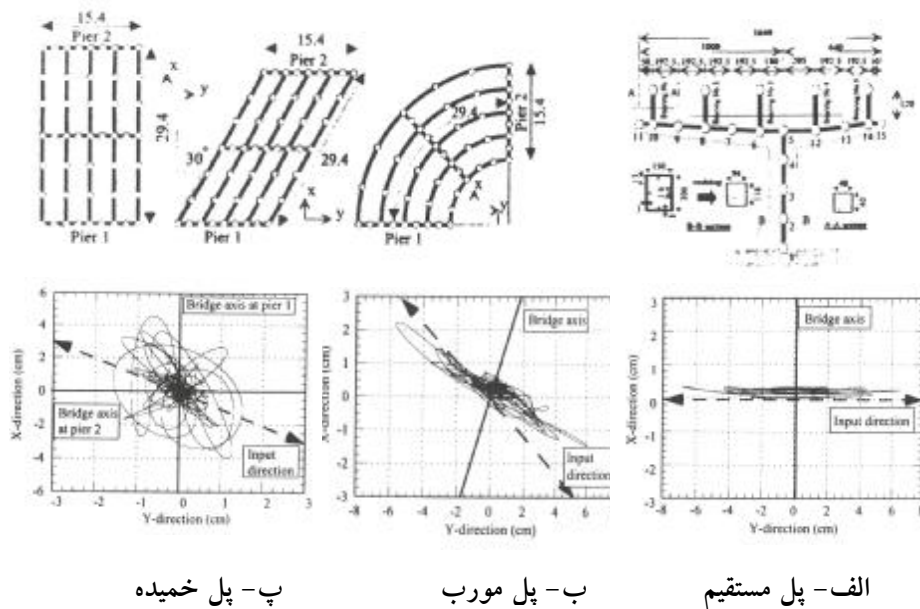
در بسیاری از نقاط دنیا، ساخت پلها با استفاده از روسازه‌های فولادی متداول است. پلهایی که متکی بر نشیمن‌گاههایی هستند که خود به زیرسازه اتکا دارند. در این پلها عموماً نشیمن‌گاهها شامل اجزای فولادی هستند که جهت تأمین قید در یک یا چند راستا و در برخی موارد جهت آزادگذاشتن حرکت در یک یا چند جهت طرح می‌گردند.

شکست این نشیمن‌گاهها در یک زمین‌لرزه می‌تواند منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گردد که ممکن است بار اضافی را به زیرسازه، روسازه یا هر دو تحمیل کند. همچنین، هنگام از بین رفتن تکیه‌گاه نشیمن امکان فروافتادن هم وجود خواهد داشت. در کشور ژاپن نوع غالب پل‌سازی شامل روسازه‌های فولادی متکی بر نشیمن‌گاههایی است که به زیرسازه‌های بتنی اتکا دارند [۶۳]. در طی زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu چندین نمونه از شکست نشیمن‌گاهها در این نوع از پلها مشاهده گردید [۷۱ و ۷۲]. در این زلزله به دفعات مشاهده شد که تکیه‌گاهها دومین عنصر سازه‌ای بوده‌اند که پس از خرابیهای بزرگ زیرسازه آسیب می‌دیدند. ولی، در مواردی مشاهده شد که با وجود آنکه زیرسازه سالم مانده بود تکیه‌گاهها تخریب شده بودند. تکیه‌گاههای غلتکی که طراحی آنها مقاومت محدودی در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله را فراهم کرده بود، آسیب‌پذیری زیادی از خود نشان دادند. همچنین در این زلزله تکیه‌گاههای ثابت متعددی در دهانه‌های انتهایی پلها آسیب دیدند. در بسیاری از موارد، اتصال تکیه‌گاه پایه بتنی قوی‌تر از اتصال روسازه فولادی به تکیه‌گاه بود در نتیجه، پیچهای اتصال شاهتیرها به تکیه‌گاه کنده شده و شاهتیرها از روی نشیمن‌گاهها لغزیده بودند. در مواردی نیز شکست اتصال تکیه‌گاه در بتن اتفاق افتاده بود. بالاخره اینکه در مواردی شکست متوقف‌کننده‌ها<sup>۱</sup> که وظیفه‌شان جلوگیری از تغییر مکان بیش از حد و فروافتادگی عرشه در محل تکیه‌گاه متحرک است، مشاهده شد [۴۵].

طبق تحلیل انجام‌گرفته توسط Watanabe و همکارانش، نتایج پاسخ دینامیکی یک پایه تک‌ستون پل Hanshin که دارای یک تیر خیلی عریض است، نشان می‌دهد که شتاب قائم ایجاد شده در بالای تیر به همان اندازه شتاب افقی بالای ستون است که ناشی از حرکت جسم صلب انتقال‌یافته قائم به حرکت افقی می‌باشد. طبق این تحلیل مشخص شد که پاسخ پیچیده است و با اینکه سختی شاهتیرها جهت کاهش حرکت قائم تیر در نوک آن مانند میراگرهای سازه‌ای می‌توانند مشارکت نمایند ولی شتابهای قائم بزرگی در لبه

<sup>۱</sup> Stoppers

بیرونی تیر ایجاد می‌گردد. همچنین در این تحلیل پلهای مورب، مستقیم و قوس در پلان با هم مقایسه شدند. زمین‌لرزه وارده، عمود بر راستای محور پل فرض شده‌است. از تاریخچه زمانی تغییرمکانهای افقی بالای ستون در صفحه X-Y در شکل ۳۱ مشخص می‌شود که پیچیده‌ترین تاریخچه مربوط به تغییرمکان افقی پل قوس در پلان است و چنین حرکت نسبی بزرگی از ابزار نشیمن گاهی، ممکن است موجب فروافتادگی شاهتیر گردد. اشکال الف تا پ نمایانگر تاریخچه زمانی تغییرمکان نوک پایه پل در صفحه X-Y هستند [۲۱].



شکل ۲۷-۴ مدل‌های تحلیلی پل‌های مستقیم، مورب و خمیده ارائه شده توسط Watanabe

و همکاران [۲۱].



شکل ۴-۲۸- تخریب نشیمن‌گاه پل Nishinomiya-ko در زمین‌لرزه کوبه [۶۴].



شکل ۴-۲۹- تخریب تکیه‌گاه فلزی که در زلزله کوبه منجر به جابجایی و له‌شدگی شاه‌تیر فولادی در محل تکیه‌گاه شده است [۶۴].



شکل ۴-۳۰- کنده شدن میل مهارهای اتصال تکیه‌گاه ثابت به شاهتیر باعث جابجایی شاهتیر شده است (کوبه) [۵۴].

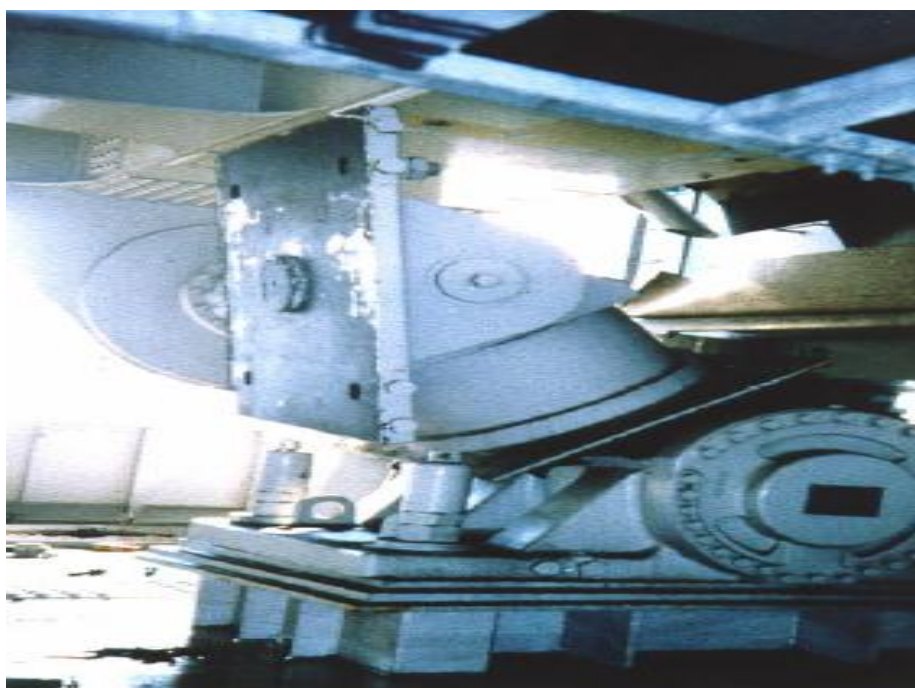


شکل ۴-۳۱- آسیب وارده به نشیمن‌گاه منجر به حرکت قابل ملاحظه عرشه در راستای عرضی شده است (کوبه) [۵۴].





شکل ۴-۳۲- آسیب وارده به نشیمن‌گاه در راستای عرضی در Bay Bridge در زلزله Prieta  
Loma (۱۹۸۹) [۵۲].



شکل ۴-۳۳- گسیختگی رابط میراگر دورانی - پل Higashi - زلزله کوبه (۱۹۹۵) [۶۱].

#### ۴-۲-۲- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای نشیمن گاهها

- در زیر به ارائه چند راهکار مؤثر بهسازی لرزه‌ای نشیمن گاهها اشاره می‌شود:
- ۱- اصلاح اتصالات شاهتیرها به تکیه گاهها. خصوصاً در مواردی که پل، فولادی باشد. در بسیاری از موارد پیچ‌ها و تکیه گاهها از مقاومت لرزه‌ای کافی برخوردار نمی‌باشند.
  - ۲- با توجه به خرابیهای زیاد در نشیمن گاه تحت بارهای لرزه‌ای پلهای مورب و قوس در پلان حتی الامکان، باید از ساخت این پلها در مناطق لرزه‌خیز اجتناب نمود و یا تمهیدات ویژه‌ای در این خصوص اندیشید.
  - ۳- به‌کارگیری زنجیر و کلیدهای برشی نیز می‌تواند در کاهش نیروهای وارد بر اتصالات روسازه به سازه مؤثر واقع گردند.
  - ۴- با توجه به وجود نشیمن گاههای الاستومری غیرمسلح در برخی پلها، که طرح و اجرای آنها به چند دهه قبل برمی‌گردد، لازم به توضیح است که این عناصر طی چند سال اول بهره‌برداری، دچار پدیده کهولت و شکم‌دادگی می‌گردند که این عوامل باعث افت عملکرد آنها می‌شود. لذا به عنوان یکی از راهکارهای بهسازی، باید این عناصر با انواع جدید مسلح و یا جداسازهای لرزه‌ای جایگزین گردند.

#### ۴-۳- پایه‌های پل

به طور کلی می‌توان دو نوع شکست را برای پایه‌های پلها متصور شد:

##### الف- شکست‌های شکل‌پذیر

تا قبل از سال ۱۹۷۱، طراحان از احتیاج پایه‌های پلها به شکل‌پذیری با پتانسیل مفاصل خمیری ناآگاه بودند و تنها، مقاومت کافی را عامل پایداری در برابر زمین‌لرزه می‌پنداشتند. چهار ضعف عمده در پلهای طرح شده با این تصور عبارتند از:

### ۱- مقاومت خمشی ناکافی

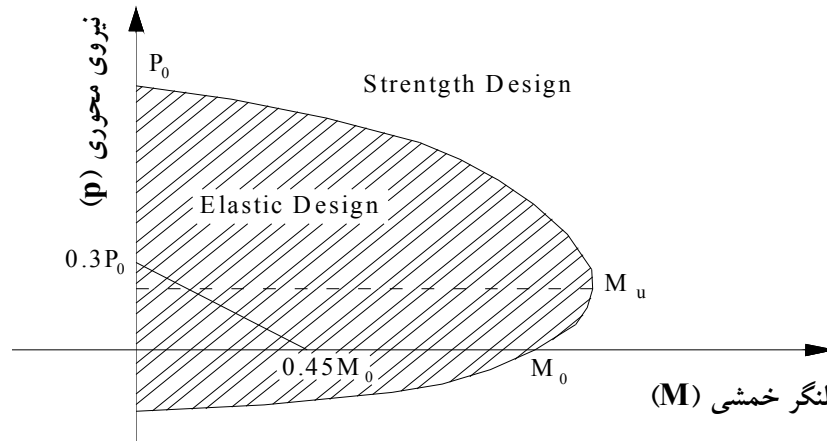
در گذشته، طرح الاستیک بر اساس یک اندرکنش خطی میان خمش و بار محوری از ۴۵ درصد مقاومت خمشی تحت خمش خالص به ۳۰ درصد مقاومت فشاری برای فشار خالص قرار داشت. به طوری که در شکل ۳۸ مشاهده می‌شود، این فرضیات موجب ایجاد کاهش در ظرفیت لنگرها در برابر افزایش فشار می‌شوند. در صورتی که در ترازهای متداول امروزه (در میزان بارهای محوری پایین در ستون‌های پل) با افزایش فشار محوری ظرفیت لنگر افزایش می‌یابد.

### ۲- مقاومت خمشی غیرقابل اعتماد ستون

این ضعف به سبب ضعف در وصله‌های پوششی (که حدود ۲۰ برابر قطر میلگرد در نظر گرفته می‌شدند) و جوش لب به لب آرماتورهای اصلی روی می‌دهد.

### ۳- شکل‌پذیری خمشی ناکافی

کمبود آرماتورهای عرضی و فواصل زیاد این آرماتورها از هم باعث کاهش شکل‌پذیری خمشی پایه‌ها می‌گردد. در ستونهای پل آزادراه Hanshin در شهر کوبه ژاپن طی زلزله Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵) قطع زود هنگام ۱/۳ آرماتورهای طولی در ۲۰٪ ارتفاع ستون و کمبود محصورشدگی بتن پایه موجب فروریزش پل گردید [۶۲].



شکل ۴-۳۴- نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون [۶۲].

### ب- شکستهای برشی

اگر سازکار خرابایی مقاومت برشی ستون از دست برود عرض ترکهای برشی - خمشی به سرعت افزایش یافته، مقاومت برشی حاصل از سازکار از بین رفته و بست بین دانه‌ای<sup>۱</sup> کاهش می‌یابد، در نتیجه، شکست ترد خواهیم داشت. روند کلی به این صورت است که ابتدا چند تنگ عرضی شکسته می‌شوند سپس، عرض ترکهای برشی افزایش می‌یابد و پس از زلزله، مقاومت برشی به طور کامل از بین می‌رود. شاید آرماتورهای طولی کمانه کنند که در نتیجه ممکن است ستون دچار کوتاه‌شدگی محوری طولی شده و ویرانی رخ دهد [۶۲]. نمونه‌ای از این آسیب در شکل ۳۹ به نمایش درآمده است.

<sup>۱</sup> Interlocking



شکل ۴-۳۵- شکست ستونهای تقاطع ۵ مسیر ۲۱۰ در زمین‌لرزه San Fernando به علت ضعف مقاومت برشی پلهای ایالات متحده طرح شده قبل از ۱۹۷۱ [۶۴].

#### ۴-۳-۱- پایه‌های بتن مسلح

برخلاف طرح ساختمانها، روش فعلی طراحی پلها متناسب‌کردن اعضای یک قاب<sup>۱</sup> است به طوری که، ظرفیت باربری جانبی آن توسط مقاومت خمشی ستونهای آن محدود گردد. برای اینکه این هدف موفقیت آمیز باشد لازم است اجزای متصل‌کننده (یعنی شالوده‌ها، اتصالات و تیرهای عرضی) به اندازه کافی، در برابر نیروی تسلیم‌کننده ستونها تقویت شوند و مقاومت لازم داشته باشند و همچنین لازم است که ستونها به اندازه کافی شکل‌پذیر یا پرطاقت باشند تا تغییرشکل‌های تحمیلی ناشی از زلزله را تحمل کنند. حتی در پلهای قدیمی‌تر، که روش طراحی «ستون ضعیف» صریحاً پذیرفته نشده است، همواره تمایل بر این بوده که ستونها نسبت به مجموعه تیر- دیافراگم- دال، که آنها را به هم مرتبط می‌کنند، ضعیف‌تر باشند. در نتیجه، ستونها در زمین‌لرزه‌های شدید در معرض

<sup>۱</sup> Bent

تغییر مکانهای غیرارتجاعی بزرگی واقع می‌شوند. شکست یک ستون می‌تواند منجر به از دست رفتن ظرفیت باربری قائم پل گردد که این شکست اغلب به عنوان شکست اولیه پل محسوب می‌شود.

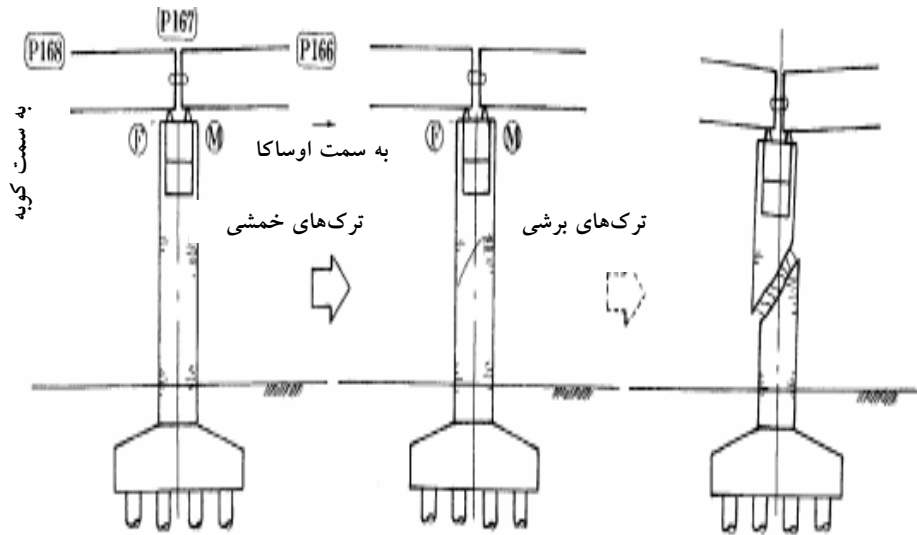
اغلب آسیب‌های وارد آمده به ستونها را می‌توان به جزئیات ناکافی آنها نسبت داد که این عدم کفایت قابلیت تغییر شکل پذیری غیرارتجاعی ستون را محدود می‌کند. در پایه‌های بتن مسلح پلها عدم رعایت جزئیات کافی ممکن است منجر به شکستهای خمشی، برشی، وصله یا مهاری یا شکستی مرکب از چندین مکانیسم فوق گردد. در شکل ۴۰ نمونه‌ای از شکست زیرسازه بتنی مشاهده می‌گردد [۶۳].



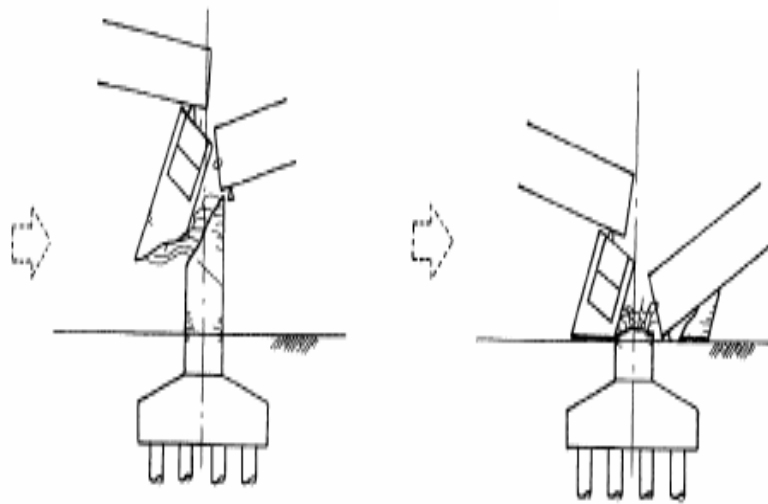
شکل ۴-۳۶- خرد شدن پوشش بتنی پایه پل تقاطع I10 در نورتریج به علت ضعف خاموت‌ها و عدم توانایی در ایجاد محصورشدگی بتن [۵۳].



شکل ۴-۳۷- تخریب کامل و غیرشکل‌پذیر زیرسازه بتن مسلح نگهدارنده روسازه فولادی در پل Takashio کوبه بر اثر عدم رعایت ضوابط شکل‌پذیری [۶۳].



الف- ترک‌های خمشی در محل قطع آرماتورهاى اصلی شکل می‌گیرند.  
 ب- پیشرفت ترک‌های برشی  
 پ- لغزش بلوک بتنی در راستای سطح ترک برشی به سمت کوبه



ت- گسیختگی ابزار مقید کننده و فروریزش عرشه در سمت اوساكا  
 ث- شکست کامل ستون و فروریزش دهانه‌ها در دو سمت

شکل ۴-۳۸- مکانیسم فروریزش پل Takashio - زلزله Kobe [۶۱].

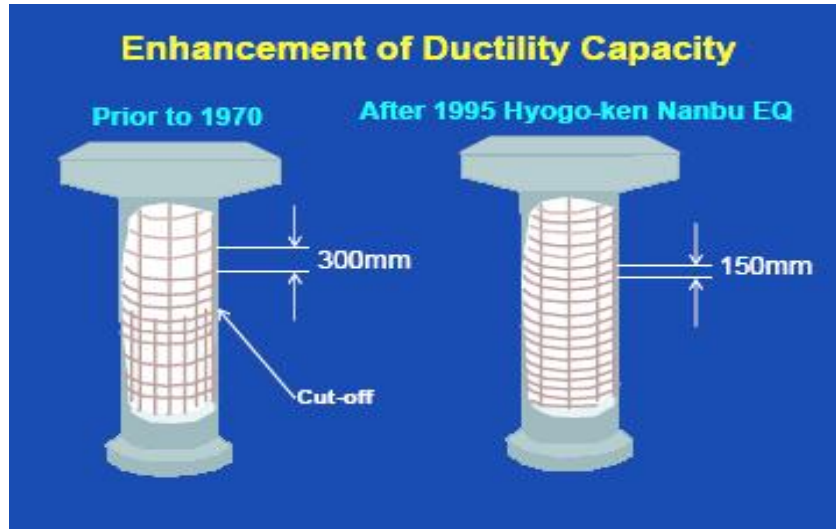




شکل ۴-۳۹ شکل پذیری ناچیز ستون‌ها موجب شد تا پل Santa Monica طی زلزله Northridge دچار آسیب دیدگی شدیدی شود [۵۳].



شکل ۴-۴۰- فواصل زیاد آرماتورهای برشی و عدم کفایت در محصورشدگی بتن موجب کماتش آرماتورهای طولی شده است (زلزله Northridge) [۵۳].



شکل ۴-۴۱- افزایش ظرفیت شکل‌پذیری پایه‌های بتن‌آرمه پس از زلزله Kobe [۵۴].



شکل ۴-۴۲- آسیب وارده به پایه بتن مسلح پل Joetsu Shinkansen Wanazu طی زلزله Niigata (۲۰۰۴) [۵۰].

به طور ایده‌آل، یک ستون بتن‌آرمه باید طوری طراحی شود که مقاومت جانبی آن توسط خمش کنترل شود. اما، حتی اگر اغلب نیروهای غیرارتجاعی وارده خمشی باشند. ممکن است ستون آن اندازه سخت نباشد که تغییرشکل‌های خمشی وارده را، بدون ایجاد شکست، تحمل نماید. چنین شکست‌هایی، به خصوص، در پل‌های قدیمی معمول است. در پل‌های طرح شده قبل از سال ۱۹۷۱ در ایالات متحده، آرماتورهای عرضی ستون‌های بتنی مسلح شامل دورپیچ‌های به قطر  $\phi = 13\text{mm}$  یا تنگ‌هایی به فواصل ۱۲ اینچ (۳۰۵ میلیمتر) بود. علاوه بر این دو انتهای آرماتورهای عرضی به ندرت به هسته ستون مهار می‌شد. این مقدار آرماتور و این نوع آرایش میلگردهای تسلیح‌کننده، محصورشدگی کمی را برای بتن، خصوصاً در ستون‌های بزرگ، تأمین می‌کند. این کمبود و ضعف در محصورشدن بتن در ستون‌های بتن‌آرمه موجب ضعف و شکست برشی آنها طی بارهای چرخه‌ای<sup>۱</sup> ناشی از زلزله می‌شود. یکی از ضعف‌های مشاهده شده در ستون‌های پل‌های ساخته شده در کوبه، قطع شدن برخی از آرماتورهای طولی در ارتفاع ستون است. به دلیل این قطع‌شدگی طول ایجاد شده آرماتورهای قطع شده ناکافی بوده، ممکن است موجب شکست شکافتی در میلگردهای قطع شده یا ضعف خمشی و برشی در نزدیکی محل قطع‌شدگی شود. از جمله شکست‌های اتفاق افتاده در پایه‌های بتن‌آرمه پل‌ها شکست برشی است. چنین شکست‌هایی ممکن است در تغییر مکان‌های سازه‌ای نسبتاً کوچک در نقطه‌ای که آرماتورهای طولی هنوز تسلیم نشده‌اند، به وقوع پیوندند. از آنجایی که مقاومت برشی با چرخه‌های بارگذاری غیرارتجاعی به تدریج کاهش می‌یابد شاید شکست برشی پس از وقوع تسلیم خمشی روی دهد.

شکل عمومی شکست برشی به صورت ایجاد ترک قطری با شیب تند (نزدیک به ۴۵ درجه) و ترکیدن هسته به قطعات مجزای بتن می‌باشد.

طی چندین چرخه بارگذاری در ترکیب با بارهای قائم ممکن است مقاومت برشی ستون حتی به اندازه ظرفیت کامل باربری‌اش کاهش یابد. در آیین‌نامه‌های جدید استقرار

<sup>۱</sup> - Cyclic Loading

آرماتورهای عرضی به میزان مناسب و با فواصل کم جهت جلوگیری از وقوع چنین آسیبی لازم دانسته شده است [۶۳].



شکل ۴-۴۳- شکست برشی در میانه یکی از پایه‌های بتن مسلح نگهدارنده روسازه فولادی در بزرگراه Hanshin به علت فواصل زیاد آرماتورهای برشی پس از زلزله Hyogoken-Nanbu [۶۳].



شکل ۴-۴۴- ضعف در مقاومت برشی و پکیدن پوشش بتنی- زلزله Nisqually (۲۰۰۱) [۶۰].



شکل ۴-۴۵- آسیب وارده به پایه تک‌ستون بتن مسلح- زلزله Nisqually (۲۰۰۱) [۶۰].



شکل ۴-۶-۴- استفاده از خاموت‌های ضعیف و آرماتورهای طولی در پایه‌های بتن‌آرمه- زلزله  
Hyogoken-Nanbu [۶۳].

همچنین شکست‌های برشی ممکن است در ستون‌های بتن‌آرمه توسط اندرکنش بین اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شود. این اعضا می‌توانند فاصله بین مکان‌های تسلیم‌شدگی خمشی را کاهش دهند و بنابراین میزان تقاضای برشی ستون افزایش خواهد یافت. همان‌طور که در شکل ۵۳ مشاهده می‌شود، یک دیوار کانالی ستونها را در پای آنها مقید کرده است به طوری که، این دیوار موجب شده است تا تسلیم در ستون در جای بالاتری از آنچه در طراحی مورد انتظار بود رخ دهد. همچنین، شکل ۵۴ حالتی را نشان می‌دهد که یک پهن‌شدگی

معماری عامل مقاوم‌شدن قسمت بالای ستون شده است و ناخواسته تسلیم در ارتفاع پایین‌تری از آنچه مدنظر بوده روی داده است. در هر دو حالت فوق یک جزء، که در طراحی در نظر گرفته نشده بود، موجب شد که شکست در قسمتی از ستون به مقوع بپیوندد که محصورشدگی کمتری داشته و توانایی مقاومت در برابر نیرو و تغییر شکل وارده را دارا نبود. ممکن است وصله‌های پوششی آرماتورهای طولی در پایه‌های بتن‌آرمه قدیمی آسیب‌پذیر تلقی‌گردند زیرا، در این پایه‌ها نوعاً وصله‌ها کوتاه بوده، و با ۲۰ تا ۳۰ برابر قطر میلگردهای طولی، به عنوان طول وصله‌ها، به کار می‌رفت. معمولاً، محصورشدگی کمی برای بتن ایجاد می‌گردید و همچنین وصله‌ها در مناطقی با تقاضای خمشی زیاد قرار می‌گرفتند. بویژه اینکه برای سهولت در اجرا وصله‌ها معمولاً به طور مستقیم بالای فونداسیون‌ها قرار داده می‌شدند. با چنین جزئیاتی ممکن است وصله‌ها قادر نباشند تا ظرفیت خمشی ستون را به مقدار کافی تأمین‌کنند و لذا در برابر شکست آسیب‌پذیرتر خواهند بود. با این حال، در خصوص شکست وصله‌های پوششی در پای ستون پلها مدارک کمی در دست است. ولی در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵) شکستهای مربوط به وصله‌های جوشی و قطع‌شدگی آرماتورهای طولی به وضوح شناسایی شد. اگر مهار آرماتورهای طولی در ستونهای بتنی به طرز صحیح صورت نگیرد امکان شکستگی آنها در زلزله زیادتر است. چنین شکستهایی ممکن است هم در بالای ستون در نقطه تماس با تیر سرستون، و هم در پایین ستون در اتصال ستون با فونداسیون، می‌تواند روی دهد. شکست مهاری<sup>۱</sup> فونداسیون در قابهای تک‌ستون (نسبت به قابهای چندستونی) بیشتر رخ می‌دهد زیرا، مقاومت جانبی قابهای تک‌ستون تنها به ستونی بستگی دارد که مقاومت خمشی را در پای خود ایجاد می‌کند [۶۳].

تا قبل از وقوع زمین‌لرزه کوبه، بسیاری از مهندسين تصور می‌کردند پلهای فولادی به دلیل جرم کمتر روسازه، حتی اگر زیرسازه‌های آنها غیرشکل‌پذیر باشند، در مقایسه با پلها

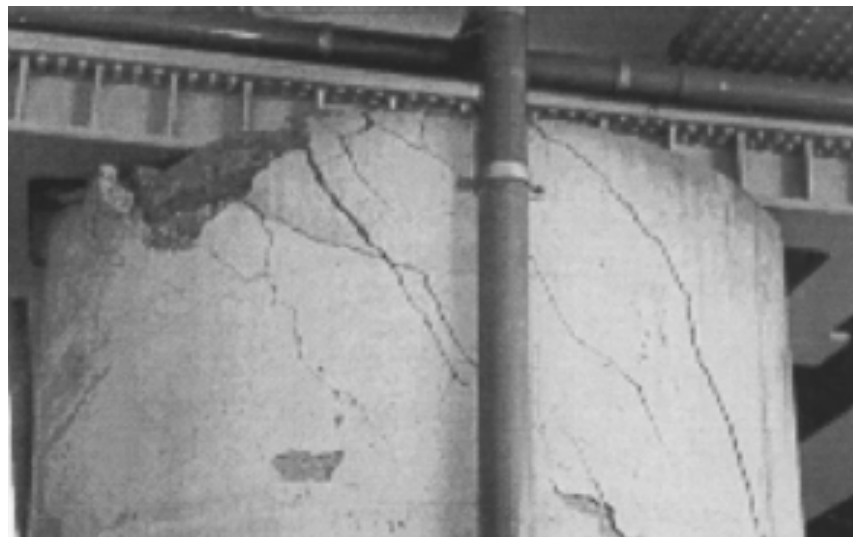
<sup>۱</sup> Anchorage Failure

با روسازه‌های بتنی مسلح در برابر زلزله ایمن تر هستند. این گزارش خوش بینانه طی زلزله کوبه، با وقوع شکست و فروریختگی در تعداد زیادی از پایه‌های بتن مسلح، که روسازه‌ای فولادی بر رویشان قرار داشت، نادرستی خود را نشان داد [۶۶].

در تایوان پایه‌های تک ستون، دیواری و قابهای چند ستونی معمول‌ترین اشکال زیرسازه در پل‌های آسیب‌دیده را تشکیل می‌دادند. بنا بر ملاحظات و برای به حداقل رساندن هزینه، معمولاً ستونها طوری طرح می‌شوند که به هنگام تکانهای شدید زمین به تسلیم برسند و مقادیر متنابهی از انرژی لرزش را مستهلک نمایند. اما در ستونهای کوتاه و سخت در راستای عرضی، در زلزله Chi Chi (۱۹۹۹) حرکت جسم صلب در چندید پل مشاهده شد. شایان ذکر است که پایه‌های تک‌ستون برون محور پل Mao-Lau-Shi (شکل ۵۱) که در پلان خمیده بود باعث جابجایی افقی بزرگی شد. همچنین در این پایه‌ها ترکهای برشی - پیچشی دیده می‌شود. پس از زلزله، بالای پایه‌های بتن آرمه پل ترکهای مایل زیادی مشاهده شد که باعث شد عرشه پل تعادل خودش را از دست داده و به سمت بیرون متمایل شود. چند روز پس از بسته شدن مسیر پل، ترک خوردگی و کج‌شدگیها بیشتر شد. جهت ثابت ماندن و جلوگیری از کج‌شدگی بیشتر، وزارت راه و ترابری تایوان اقدام به نصب داربستهای موقت روی پل کرد. لازم به ذکر است مقاوم‌سازی این پل هنوز تحت بررسی است [۵۸].

نمونه‌ای از اثر ستون کوتاه در مورد پل Shuong-Tung در شکل ۵۲ نشان داده شده است. بالای ستون تحت تنشهای بزرگ بدون تغییر مکان نسبی زیاد قرار گرفت. حرکت جسم صلب تحمیل شده به مرز بین سرستون و ستون باعث بریده شدن شاخه‌های آرماتور و خردشدگی بتن گردید.





شکل ۴-۴۷- ترک‌های برشی ایجاد شده در پایه‌های تک‌ستون پل Mao-Luo-Shi در زلزله Chi Chi (۱۹۹۹) [۵۸].



شکل ۴-۴۸- اثر ستون کوتاه در پایه‌های پل Shuong-Tung در زلزله Chi Chi (۱۹۹۹) [۵۸].



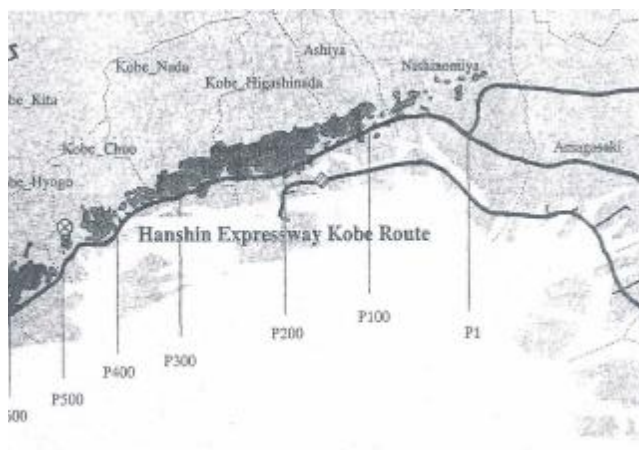
شکل ۴-۴۹- شکست ستون‌های پل عبوری از کانال Bull Creek Canyon در بالاتر از نقطه موردانتظار به علت وجود دیوار کانال در زمین‌لرزه Northridge [۶۳].



شکل ۴-۵۰- شکست یکی از ستون‌های پل مسیر ۱۱۸ زیرگذر Misson-Gothic در زلزله Northridge [۶۳].

#### ۴-۳-۱- آسیب‌دیدگی مسیر کوبه از آزادراه Hanshin

طی زمین‌لرزه Kobe در ۱۹۹۵، مسیر کوبه<sup>۱</sup> از آزادراه Hanshin، که ۲۵ کیلومتر طول داشت و از Nishinomyia تا Tsukimiyama ادامه داشت، در معرض تکانهای شدید زمین نزدیک به گسل قرار گرفت و بخش عمده‌ای از آن به شدت آسیب دید. بویژه پل بتن مسلح دارای پایه‌های قارچی شکل در منطقه Fukae (از پایه P126 تا پایه P142) با طول حدود ۶۰۰ متر دچار واژگونی گردید [۲۸].



شکل ۴-۵۱- مسیر کوبه از بزرگراه Hanshin

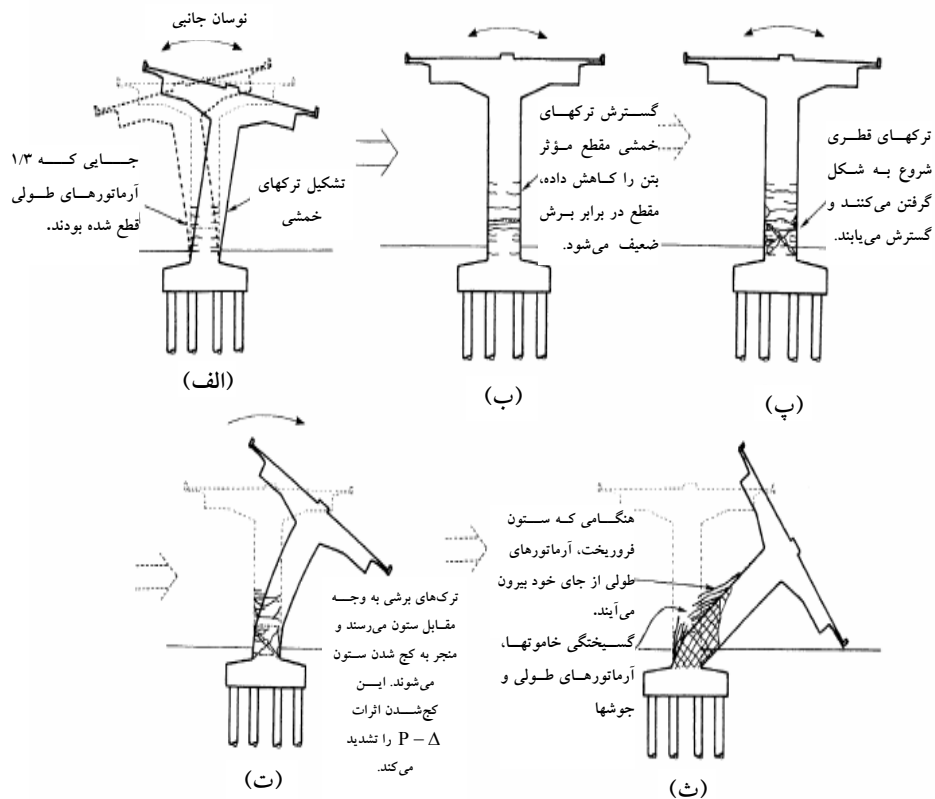
پل معروف Fukae در کوبه ژاپن، که در زلزله سال ۱۹۹۵ دچار آسیب‌دیدگی چشم‌گیری شد، به عنوان یکی از جالب‌ترین آزمایشگاههای آزمون واقعی زمین‌لرزه به شمار می‌رود. این پل شامل ۸۰ دهانه بود و طول عرشه‌های بتنی پیش‌تنیده آن ۲۲ متر بود که به صورت مفصلی روی پایه‌ها تکیه داشتند. ستونهای بتن‌آرمه دارای ارتفاعی بین ۹/۹ تا ۱۲/۴ متر بودند. فونداسیونها توسط شمعهای درجای بتنی به عمق ۱۰ الی ۱۵ متر و به قطر

<sup>۱</sup> Kobe Route

۱ متر حمایت می‌شدند. خاک ساختگاه از نوع ماسه‌ای و شنی بود و در رده خاکهای نوع II (متوسط) قرار می‌گرفت<sup>۱</sup>. ساخت سازه در سال ۱۹۶۹ به پایان رسید و طرح لرزه‌ای آن مطابق با آیین‌نامه ۱۹۶۴ (روش استاتیکی معادل) ژاپن به انجام رسید. سه مشکل اساسی در طرح این پل مطابق با آیین‌نامه‌های جدید به چشم می‌خورد: اول اینکه تنش برشی مجاز بتن، دست بالا تخمین زده شده بود. تنش برشی مجاز در آیین‌نامه‌های جدید ۶۰ درصد کوچکتر از تنش مجاز در نظر گرفته شده برای سازه مورد بحث، توصیه شده است. دومین مشکل عدم وجود طول کافی وصله‌های پوششی بود که در وسط ارتفاع قطع شده بودند. طول هم‌پوشانی آنها، تنها ۲۰ برابر قطر آرماتورهای طولی در نظر گرفته شده بود. بر اساس ملزومات جدید این طول باید حداقل به اندازه عرض مؤثر ستون باشد مثلاً ۳ متر در این پل. بالاخره سومین نقص عدم کفایت خاموتها و دورپیچهای موجود بود که در قسمتهای گذشته نیز مورد بررسی قرار گرفت [۶۱].

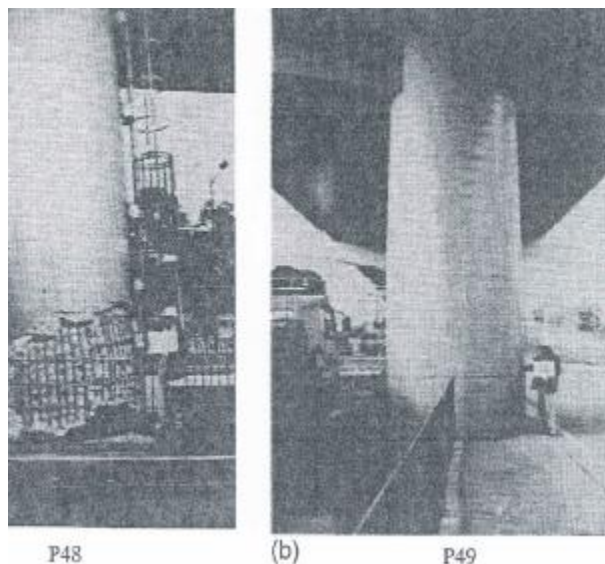
طبق گزارش **غفوری آشتیانی** و همکاران از زلزله کوبه، علت اصلی آسیب‌دیدگی ستونهای بتن‌آرمه در پلهای کوبه تفاوت قابلیت ارتجاعی آرماتورهای فولادی و بتن بوده است. در حال حاضر، متخصصان معتقدند که فروریختن بخش ۶۳۵ متری بزرگراه Hanshin احتمالاً به این دلیل بوده است که تعداد ستونهای بتنی حمایت‌کننده فقط نصف تعداد خاموتهایی بوده‌اند که در آیین‌نامه جدید ژاپن توصیه شده است. در اکثر پایه‌ها، هر ستون استوانه‌ای با قطر ۳ متر شامل ۱۸۰ آرماتور طولی شماره ۳۶ و خاموتهای شماره ۱۶ به صورت حلقوی با فاصله ۲۰ تا ۳۰ سانتیمتر بود. مطالعات ثابت کرده که حلقه‌ها برای جلوگیری از فروریختگی ستونها تحت بار زلزله‌های شدید کاملاً مؤثر هستند و طبق استانداردهای جدید، حلقه‌ها، خصوصاً در بخش پایینی ستونها، باید در فواصل ۱۰ تا ۱۵ سانتی‌متری نصب شوند. لذا، دلیل گسیختگی ستونهای بتنی فاصله زیاد بین خاموتها بوده است [۷۳].

۱- مطابق آیین‌نامه ژاپن (JSCE)



شکل ۴-۵۲- مکانیسم آسیب‌دیدگی پایه‌های تک ستون پل Fukae طی چرخه‌های رفت و برگشتی زمین‌لرزه کوبه [۶۱].

گرچه میزان آسیب‌های وارده به پایه‌ها عموماً در مسیر کوبه از این بزرگراه بسیار شدید بود اما، پایه‌هایی هم وجود داشتند که دچار آسیب‌دیدگی متوسط شدند. شکل ۵۷ نشان‌دهنده دو پایه نزدیک به هم به فاصله حدود ۳۵ متر است که یکی به شدت آسیب دید (پایه P48) و دیگری ابداً متحمل هیچ‌گونه آسیبی نشد (پایه P49) [۲۸].

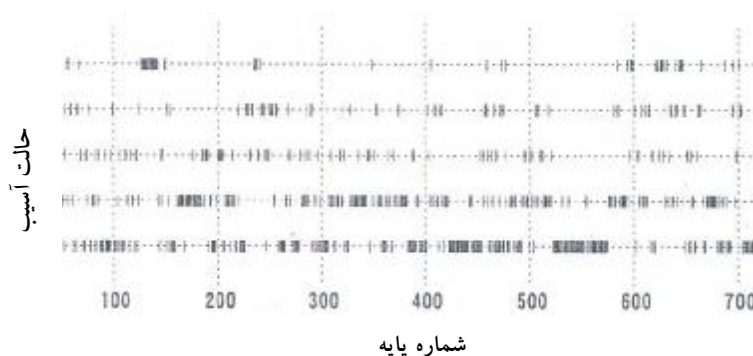


شکل ۴-۵۳- دو پایه مجاور با سطوح آسیب متفاوت [۲۸]

۴-۳-۱-۱-۱- ویژگیهای سازه‌ای و آسیبهای وارده به مسیر کوبه از آزادراه **Hanshin** مسیر کوبه در دهه ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰، به عنوان بخشی از آزادراه **Hanshin** ساخته شد. بسیاری از پایه‌ها (حدود ۸۰٪) جهت فراهم شدن فضای کافی برای عبور و مرور از زیر آزادراه به صورت تک ستونی طرح و اجرا شدند. ارتفاع پایه‌ها بین ۵ تا ۱۷ متر و به طور متوسط ۱۰ متر بود. دهانه‌ها در کل مسیر بین ۲۰ تا ۸۰ متر و به طور متوسط ۳۰ متر طول داشتند. ۹۰٪ روسازه‌ها به صورت دو سر مفصل اجرا شده بودند و روسازه‌های سرتاسری فقط در دهانه‌های طویل جهت عبور از خیابان‌های اصلی و رودخانه‌ها به کار گرفته شدند. تقریباً ۹۰ درصد شاهتیرها از نوع I شکل یا جعبه‌ای بودند. فونداسیونهای شمعی هم به علت شرایط خاک، درصد زیادی از فونداسیون این پلها را تشکیل می‌دادند.

شکل ۵۸، نشان‌دهنده میزان آسیب‌دیدگی پایه‌های بتن‌آرمه در طول مسیر است. میزان آسیب‌دیدگی در این شکل بر اساس بازدید روزمینی پایه‌ها، بلافاصله، پس از زلزله است. حالات آسیب‌دیدگی مطابق دستورالعمل منتشر شده توسط انجمن مهندسين عمران ژاپن

به صورت  $A_s$ : فروریزش یا تقریباً فروریخته،  $A$ : بسیار شدید،  $B$ : شدید،  $C$ : متوسط و  $D$ : بدون آسیب‌دیدگی در نظر گرفته شده است. پایه‌های با حالت آسیب‌دیدگی  $A_s$  و  $A$  کاملاً از بین رفته محسوب می‌شوند زیرا، آنقدر در این حالات آسیب‌دیدگی شدید است که تعمیر آن پس از زلزله عملاً امکان‌پذیر نیست. ۱۵۶ عدد از ۷۱۸ پایه به همین صورت کاملاً از بین رفتند. جالب توجه است که تغییرات نسبی میزان آسیب‌دیدگی در طول مسیر بسیار تصادفی است و هیچ نظمی بین آنها به چشم نمی‌خورد [۲۸].



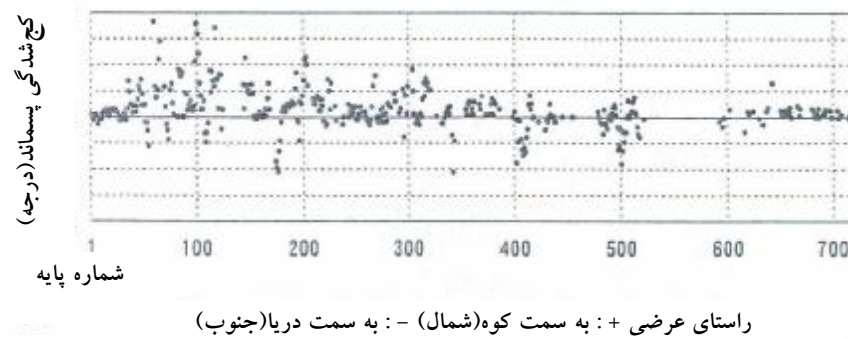
شکل ۴-۵- حالت آسیب‌دیدگی بر اساس قضاوت بصری پایه‌ها پس از زلزله [۲۸]

#### ۴-۱-۳-۲- کج‌شدگی پسماند<sup>۱</sup> در پایه‌ها

دقیقاً بلافاصله پس از زلزله، بازسازی و تعمیر پلها برای از سرگیری بهره‌برداری از آزادراه شروع شد. یکی از سنجش‌های صورت گرفته طی بررسی‌های قبل از بازسازی سنجش میزان کج‌شدگی پایه‌هاست. شکل ۵۹ نشان دهنده کج‌شدگی اندازه‌گیری شده از پایه‌های بتن مسلح تک‌ستون در دو راستای طولی و عرضی است. ایجاد کج‌شدگی بزرگ در پایه‌ها باعث می‌شود که جابجا کردن شاهتیرها دشوار گردد و همچنین باعث مشکل

<sup>۱</sup> Residual Inclination

شدن بازرسی می‌گردد. لذا پایه‌ها با میزان کج‌شدگی بزرگ به سادگی از رده خارج<sup>۱</sup> محسوب می‌شوند.



شکل ۴-۵۵- کج‌شدگی پسماند پایه‌های تک‌ستون بتن مسلح (درجه) [۲۸]

حالت آسیب	A <sub>s</sub>	A	B	C	D
$>1^\circ$	۱	۱۵	۲۷	۳۳	۲۳
$\geq 0.5^\circ$ and $\leq 1^\circ$	۲	۶	۱۹	۳۶	۴۲
$<0.5^\circ$	۰	۹	۱۹	۶۶	۱۱۳

جدول ۴-۱- حالت آسیب در پایه‌ها به دست آمده از بازدید بصری و کج‌شدگی پسماند پایه‌ها [۲۸]

<sup>۱</sup> Demolished Piers

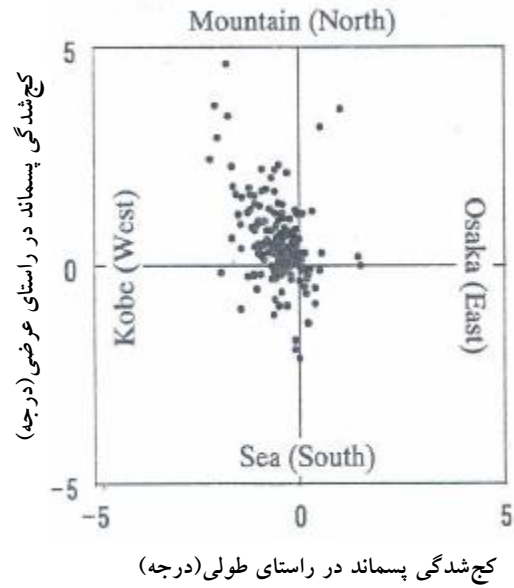


جدول ۳ رابطه میان کج‌شدگی پسماند و میزان خرابی بصری را در مورد پایه‌های تک‌ستون نشان می‌دهد. در این جدول، مقدار بزرگتر دو راستا به عنوان مقدار کج‌شدگی پسماند منظور می‌شود. کج‌شدگی پسماند در پایه‌های به شدت آسیب‌دیده تمایل به افزایش دارد ولی می‌توان دریافت که این کج‌شدگی پسماند در بسیاری از پایه‌های بدون آسیب یا با آسیب دیدگی ناچیز هم وجود دارد [۲۸].

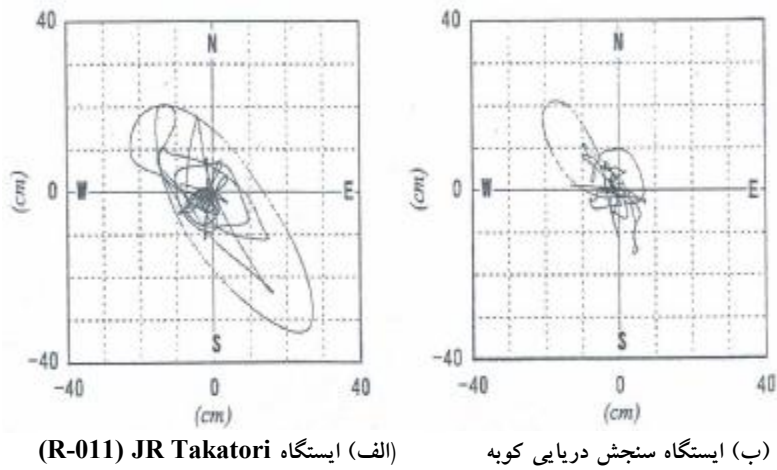
جالب توجه است که کج‌شدگی پسماند پایه‌ها از پایه P50 تا پایه P300 (قسمت شرقی مسیر کوبه) ایجاد گردید. با اینکه پایه‌های واقع در قسمت غربی به مرکز لرزش نزدیک‌تر بودند، انحراف ایجاد شده در این بخش کوچکتر بود. این شاخص با توزیع نسبی میزان خرابی پایه‌ها سازگاری ندارد.

شکل ۶۰ نشان دهنده کج‌شدگی پسماند پایه‌های تک‌ستون از پایه P50 تا P300 است و مدار دو جنبش افقی زمین هم در شکل ۶۱ نشان داده شده است. مشخص است که راستای حاکم کج‌شدگی پسماند با راستای حاکم بر جنبش زمین یکی است. شکل ۶۲ هم نشان دهنده مقدار متوسط کج‌شدگی پسماند برای هر جنبش زمین است.

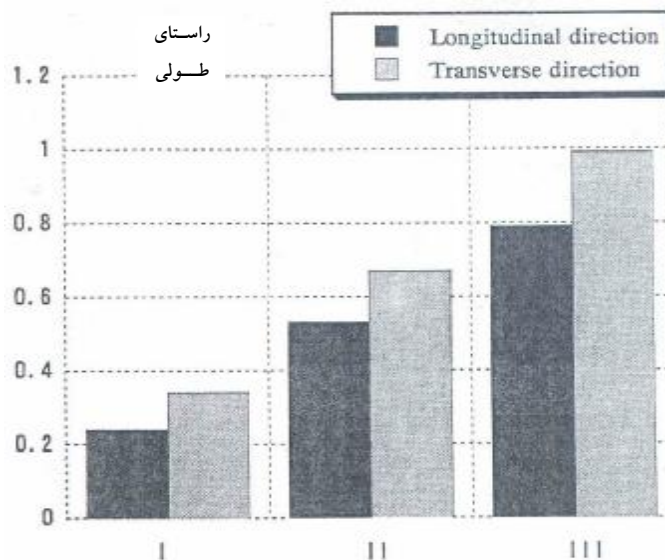
در این طبقه‌بندی شرایط زمین مطابق آیین‌نامه طراحی پلهای بزرگراه‌های ژاپن در نظر گرفته شده است. زمین نوع I متناظر با خاک سخت، نوع II متوسط و نوع III نرم است. آنچه‌ان که در شکل مشخص است. در زمینهای نرم میزان کج‌شدگی پسماند بزرگتر می‌باشد [۲۸].



شکل ۴-۵۶- راستای کج‌شدگی پسماند پایه‌های تک‌ستون بتن مسلح [۲۸]



شکل ۴-۵۷- حالت آسیب در پایه‌ها به دست آمده از بازدید بصری و کج‌شدگی پسماند پایه‌ها [۲۸]

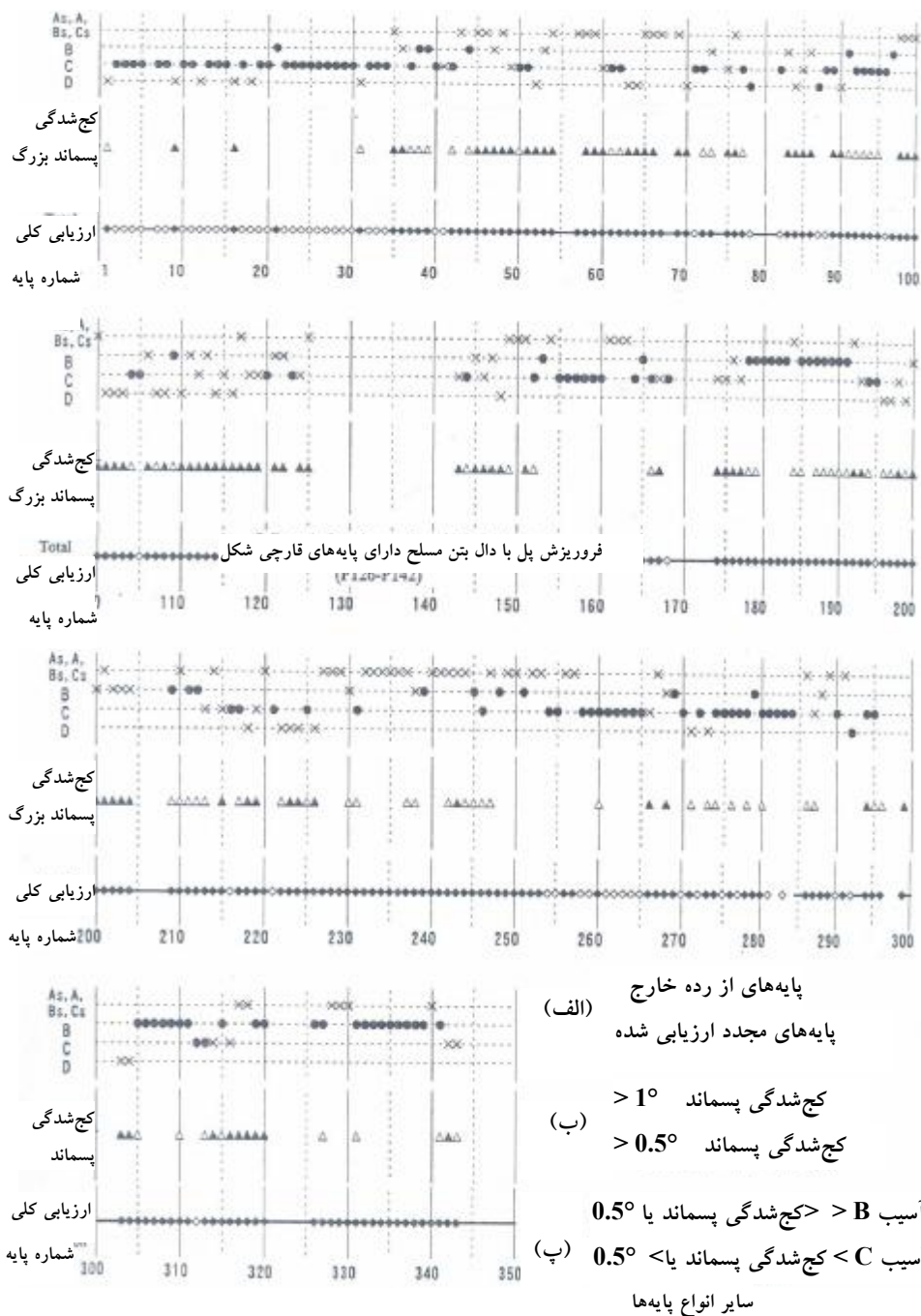


شکل ۴-۵۸- کج‌شدگی پسماند بر حسب شرایط زمین [۲۸]

۴-۳-۱-۱-۳- تحلیل آسیب وارده به پایه‌های بتن‌آرمه تک‌ستون از پایه P1 تا P350 تقریباً تمام پایه‌های P1 تا P350 از مسیر از نوع تک‌ستونی بتن مسلح و بدون قطع شدگی آرماتور هستند. شکل ۶۳ نشان‌دهنده حالت آسیب‌دیدگی پایه‌های بتن‌آرمه تک‌ستون از P1 تا P350 می‌باشد که در بازدید از قسمتهای روزمینی برداشت شده است. ولی، در مرحله بازسازی میزان آسیب‌دیدگی مجدداً مورد ارزیابی قرار گرفت که در این مرحله اجزای زیرزمینی پایه هم مورد توجه قرار گرفت. حالت آسیب  $B_s$  (یا  $C_s$ ) به آن معنی است که میزان آسیب‌دیدگی زیرزمینی در بازدیدها بسیار شدید مشاهده شده است. علامت \* نشان‌دهنده پایه‌های از رده خارج شده می‌باشد. در سطر اول \* به معنی آن است که پایه‌ها به علت آسیب شدید از رده خارج شده‌اند در حالی که، در خطوط B, C و D منظور آن است که پایه‌ها به علت کج‌شدگی پسماند بزرگ کارایی خود را از دست داده و قابل تعمیر نیستند.

از بخش (الف) شکل ۶۳ نمایان است که میزان خرابیها بسیار پراکنده است و هیچ‌گونه نظمی در آن جلوه نمی‌کند. این مطلب نسبتاً غیر قابل توجیه است زیرا پلهای مختلف در این بخش از آزادراه بسیار شبیه به هم هستند. بخش (ب) پایه‌های با انحراف پسماند بزرگتر از ۰/۵ درجه را نشان می‌دهد. مشخص است که کج‌شدگی پسماند بزرگی در بسیاری از پایه‌های با سطح آسیب‌دیدگی C و D به وقوع پیوسته است.

مطابق تحقیقات انجام گرفته توسط Abe و همکارانش در سال ۱۹۹۹، زاویه کج‌شدگی پسماند ۰/۵ درجه، تقریباً متناظر با ضریب شکل‌پذیری ۲/۵، است. بنابراین، حداکثر پاسخ غیرارتجاعی به صورت ضریب شکل‌پذیری ۵ قابل بیان است. این موضوع نشان می‌دهد که آسیب وارده به پایه‌های با انحراف بزرگتر از ۰/۵ درجه، حداکثر سطح B می‌باشد. لذا، هر آسیب شدیدی در اینجا می‌تواند  $A_s, A, B_s, C_s, B$  و یا کج‌شدگی بزرگتر از ۰/۵ درجه باشد. در بخش (پ) پایه‌های در سطح آسیب‌دیدگی  $A_s, A, B_s, C_s, B$  یا کج‌شدگی بزرگتر از ۰/۵ درجه با نماد  $\blacklozenge$  و سایر پایه‌ها در سایر سطوح با نماد  $\blacklozenge$  نشان داده شده‌اند. همانطور که از شکل مشخص است حالت آسیب از پایه P1 تا P34 همه پایه‌ها به صورت  $\blacklozenge$  (آسیب کم) و از پایه P35 تا P350 به صورت  $\blacklozenge$  مشخص شده‌اند. این نتیجه نشان می‌دهد که میزان شدت جنبش زمین در نزدیکی پایه P35 دستخوش تغییر شده است [۲۸].



شکل ۴-۵۹- آسیب وارده به پایه های تک ستون بتن مسلح از پایه P1 تا P350 [۲۸].

## ۴-۳-۱-۱-۴- علت انحراف (کج‌شدگی) پس‌ماند پایه‌ها

علت احتمالی کج‌شدگی پسماند در پایه‌ها، بویژه پایه‌های به ظاهر آسیب‌نندیده، در این بخش مورد بررسی قرار می‌گیرد. پلهای روگذر شامل چهار جزء اساسی هستند: شاهتیر، نشیمن‌گاه، پایه و فونداسیون. از بین این اجزاء، پایه و فونداسیون ممکن است یک علت احتمالی ایجاد کج‌شدگی محسوب شوند. علت احتمالی دیگر، چرخش صلب پل است که به آن تغییر شکل پسماند زمین گویند. مطابق گزارش انجمن مهندسين عمران ژاپن، آسیب وارده به فونداسیونها بسیار ناچیز بوده است. بر اساس مطالعات Adachi و Unjyo در سال ۱۹۹۷، ظرفیتهای محاسبه شده فونداسیون ۲ تا ۷ برابر بزرگتر از پایه‌ها می‌باشد. جابجایی پس‌ماند زمین در نزدیکی مسیر کوبه از آزادراه Hanshin چندان زیاد گزارش نشده است که بر این مطلب تأکید می‌کند که دوران جسم صلب پل چندان قابل ملاحظه نیست. لذا، کج‌شدگی پسماند پایه‌ها باید تنها به علت تغییر شکل خود پایه ایجاد شده باشد که این موضوع منطقی به نظر می‌رسد.



شکل ۴-۶۰- شکست برشی در پل بزرگراه هانشین در کوبه [۶۱].

Bruneau معتقد است مودهای شکست مربوط به پایه‌های بتن مسلح در زلزله Kobe

شامل موارد ذیل است [۷۰]:

۱- شکستهای برشی در پای پایه‌ها ناشی از عدم کفایت آرماتورهای برشی.  
 ۲- شکستهای برشی در میانه ارتفاع پایه‌ها، که اغلب از محل قطع شدگی آرماتورهای طولی شروع می‌شد و باز هم به علت کمبود آرماتورگذاری برشی ایجاد شد.

۳- شکستهای خمشی ناشی از عدم کفایت محصورشدگی بتن

۴- شکست آرماتورهای طولی ستون در محل جوش لب به لب وصله‌های جوشی

۵- شکست و برش لغزشی در محل درزهای اجرایی

۶- گسیختگی شکافتی برشیدر بالای پایه‌های باریک

به عقیده Bruneau، پایه‌های بتن مسلح دارای جزئیاتی غیرشکل‌پذیر بودند و از لحاظ

لرزه‌ای، با توجه به نوع روسازه‌ای که حمل می‌کردند، کفایت لازم را نداشتند.



شکل ۴-۶۱- شکست ستون به علت ضعف در محصورشدگی بتن [۶۴].



شکل ۴-۶۲- یکی از ستون‌های پل Bull Creek پس از زمین‌لرزه Northridge- تجاوز تقاضای نیروی محوری ستون از ظرفیت و کمبود شکل‌پذیری موجب آسیب شده است [۶۳].



شکل ۴-۶۳- شکست برشی ستون‌های یک پل دو عرشه (کوبه) [۵۴].





شکل ۴-۶۴- بیرون آمدگی آرماتورها از داخل فونداسیون شمعی پلی در تقاطع I-210/I-5 طی زلزله SanFernando (۱۹۹۷) - این بیرون آمدگی منجر به فروریزش پل گردید [۷۴].



شکل ۴-۶۵- تخریب و مسدود شدن تقاطع I-210/I-5 در کالیفرنیا بر اثر ضعف زیرسازه - زلزله SanFernando (۱۹۷۱) [۷۴].

## ۴-۳-۲- پایه‌های فولادی

در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵، برای اولین بار در جهان، پایه‌های فولادی پلها در اثر زلزله آسیب دیدند. پایه‌های بتن‌آرمه در تمام مناطق ژاپن، ساخته شده بودند ولی پایه‌های فولادی فقط در مناطق محدودی از شهرهای بزرگ ژاپن که در آنها پلها روی نهشته‌های رسوبی نرم قرار می‌گرفتند، احداث شده بودند [۲۱]. طبق بررسیهای غفوری آشتیانی و همکاران، در زلزله کوبه آسیب‌دیدگی پایه‌های فولادی نسبت به بتنی در بزرگراه Hanshin در کمتر بوده است و تنها حدود ۱۰۰ ستون فولادی از بزرگراه آسیب جزئی دیدند که قابل تعمیر بوده و اکثراً در بخشهای به شدت تخریب شده شهر Nishinomiya قرارداشتند. ولی با این حال موارد متعددی نیز وجود داشت که پایه‌های فولادی به ضخامت ۲۰ میلیمتر نیز دچار گسیختگی برشی کامل شده بودند [۷۳]. در دو نقطه به علت وقوع شکست کلی ستون فولادی فروریختگی روسازه ایجاد شد (شکل‌های ۷۰ و ۷۱).



شکل ۴-۶۶- وقوع شکست کلی در ستون جعبه‌ای فولادی - کوبه [۶۳].

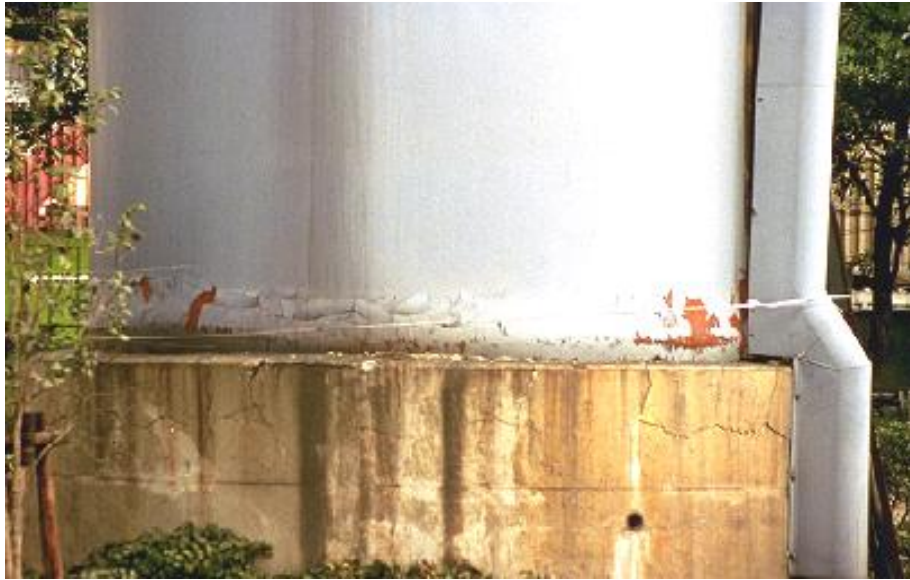


شکل ۴-۶۷- نمای نزدیک از ستون فروریخته - کوبه [۶۴].

با وجود آنکه اطلاعات ناچیزی را می‌توان از این ستونهای کاملاً فروریخته به دست آورد، بررسی آسیب وارده به ستونهای جعبه‌ای فولادی، واقع در دهانه‌های مجاور این ستونها، (شکل ۷۲) نشانه‌هایی از علت تخریب آنها را به دست می‌دهد که آن شکست درز جوش در گوشه‌های پایینی ستون و سپس گسترش آن در تمام طول درز است [۷۰].



شکل ۴-۶۸- شکست درز جوش در ستون مجاور ستون فروریخته - کوبه [۵۴].



شکل ۴-۶۹- وقوع کمانش پافیلی در پای پایه جدارنازک مدور فولادی [۵۴].



شکل ۴-۷۰- کمانش موضعی یک ستون دارای سخت‌کننده- کوبه [۷۴].

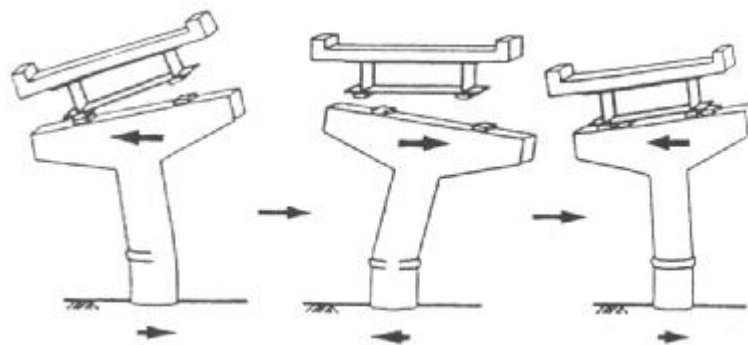
از نتایج بررسی‌های پس از زلزله، خصوصاً آسیب‌های وارده به بزرگراه Hanshin در Kobe، خرابی‌های نوعی واردآمده به پایه‌های فولادی پلها را در این زلزله می‌توان به ۳ دسته تقسیم‌بندی کرد:

**الف- وقوع کمانشهای موضعی:** در این زمین‌لرزه، تعدادی از ستونهای جعبه‌ای فولادی، که بار قسمتهایی از بزرگراههای در ارتفاع را حمل می‌کردند، دچار کمانش موضعی شدند که برخی از نواحی به شدت آسیب دیده و در برخی دیگر، به علت شکست ستونهای فولادی، فروریزش روی داد. در بعضی نقاط هم ورقها کمانه کرده و به علت کرنشهای چرخه‌ای بزرگ دچار گسیختگی شدند. به عنوان نمونه، شکل ۷۵ حالتی از کمانش موضعی پایه‌های فولادی پل با مقطع دایره‌ای را نشان می‌دهد که این نوع کمانش به کمانش پافیلی<sup>۱</sup> موسوم است [۲۱].



شکل ۴-۷۱- کمانش پافیلی در میانه پایه جدارنازک مدور فولادی [۵۴].

<sup>۱</sup> Elephant Foot Buckling



شکل ۴-۷۲- سازکار کمانش پافیلی در پایه‌های مدور جدارنازک فولادی [۲۱].

اغلب پایه‌های فولادی از اعضای جدارنازک تشکیل می‌شوند. چنین اجزایی تحت فشار، به علت خمش، ممکن است متحمل کمانش موضعی گردند. این نوع کمانش اغلب مشابه کمانشی است که در مخازن بزرگ استوانه‌ای شکل در زلزله‌ها مشاهده است. سازکار وقوع این نوع کمانش در پایه‌های پل در شکل ۷۶ به صورت نمایی نشان داده شده است. در پایه‌های تحت نیروی محوری فشاری پل، که در اثر زلزله تحت خمش نیز قرار می‌گیرند، انتشار سریع یک موج کمانشی در راستای محیط مقطع مدور پایه موجب تشکیل کمانش پافیلی می‌شود. این امواج کمانشی،<sup>۱</sup> به علت معکوس شدن جهت بارگذاری و به صورت رفت و برگشتی روی وجوه فشاری بیرونی مقاطع تشکیل می‌گردند. در نتیجه، همان‌طور که در شکل هم دیده می‌شود تغییر شکل کمانش موضعی در پای ستون به صورت یک حلقه خواهد بود. جهت جلوگیری از وقوع این نوع کمانش موضعی می‌توان اجزای سازه‌ای را طوری طراحی نمود که از انتشار این امواج در راستای محیطی مقطع جلوگیری گردد. مثلاً می‌توان از مقاطع عرضی

<sup>۱</sup> Buckling Wave

سخت‌شده استفاده نمود. از جمله پارامترهای با مهم در خصوص ایجاد کمانش موضعی مقاطع دایره‌ای نسبت شعاع به ضخامت  $(\frac{R}{t})$  این پایه‌های استوانه‌ای شکل است. این موضوع مشخص‌گردیده است که اگر ضریب شکل‌پذیری حدود ۵ الی ۶ جهت اطمینان یافتن از ایمنی سازه در برابر زمین‌لرزه‌های بزرگ موردنیاز باشد نسبت شعاع به ضخامت را نباید بیشتر از ۳۵ انتخاب نمود [۲۱]. از جمله کمانشهای موضعی دیگر، که در این پایه‌ها مشاهده شده است، می‌توان به کمانش در میانه ارتفاع ستونهای با مقطع دایره‌ای یا جعبه‌ای اشاره نمود. این نوع خرابیها بیشتر در محل یا در نزدیکی ناپیوستگی‌های سازه‌ای<sup>۱</sup> اتفاق افتاده‌اند. در نقاطی مثل: ۱- محل بازشوهای تعبیه شده در ستونها ۲- در محلهایی که، با توجه به دیاگرامهای لنگر محاسبه شده در زمان طراحی، از ورقهای فولادی نازکتر استفاده شده بود ۳- در بالای قسمتهای پرشده با بتن<sup>۲</sup> (قسمتهای پایینی بعضی از ستونهای فولادی به منظور مقابله با ضربه ناشی از برخورد وسایل نقلیه با بتن پر شده بود) [۷۰].

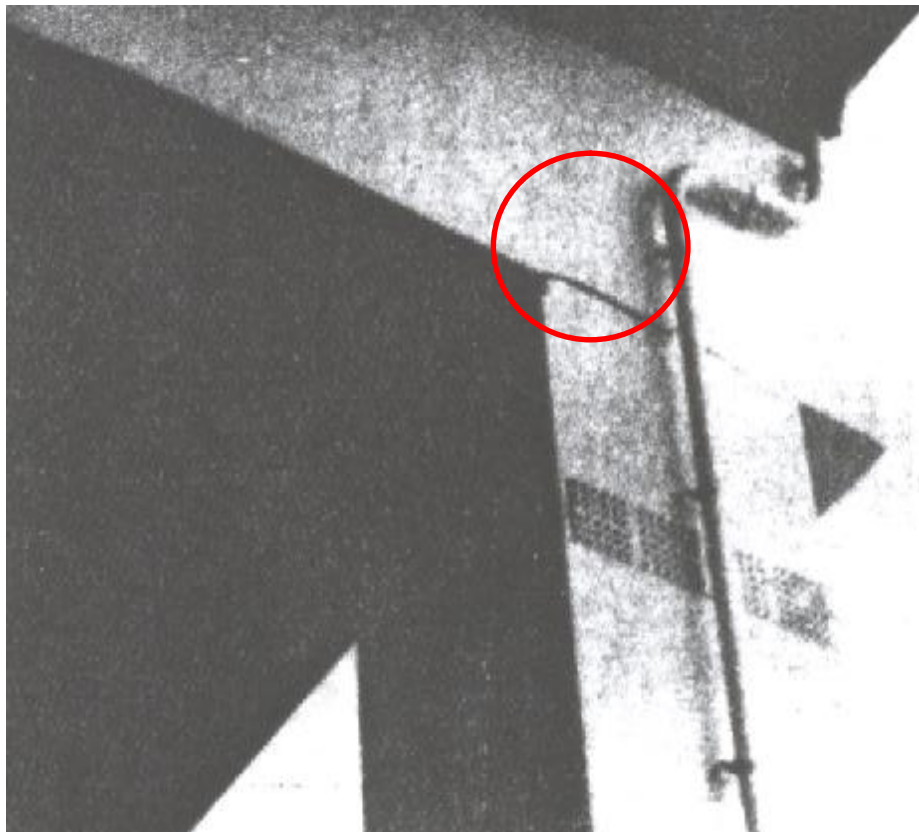
ب- شکست ترد<sup>۳</sup>: نوع دوم از خرابی دیده شده در ستون فولادی پل Hanshin وقوع شکست ترد، به صورت ترک‌خوردگیهای میکروسکوپی، است که به بارهای ترافیکی عبوری از پل مربوط می‌شود. همچنین، در محل اتصالات نیز ترکهایی مشاهده گردید که ناشی از زمین‌لرزه‌های گذشته می‌باشد. در شکل ۷۷ حالتی از ترک‌خوردگی ترد از یک پایه پل، از نوع قاب پرتال نشان داده شده است. خرابی وارده به گوشه بالای

<sup>۱</sup> Structural Discontinuity

<sup>۲</sup> Concrete Fill

<sup>۳</sup> Brittle Failure

این پایه ممکن است به علت وقوع همزمان پدیده روانگرایی در فونداسیون پیل و یک ترکیب نامطلوب از حرکت زمین در راستاهای افقی و قائم باشد [۲۱]. شکل ۷۸ نیز حالتی دیگر از این نوع آسیب را نمایش می‌دهد. Bruneau علت این ترک خوردگی شدید را استفاده از روش گریز از مرکز<sup>۱</sup> در ساخت فولاد در ژاپن، عنوان می‌کند [۷۰].



شکل ۴-۷۳- وقوع ترک ترد در اتصال تیر به ستون یک پایه از نوع قابی [۲۱].

<sup>۱</sup> Centrifugal Procedure





شکل ۴-۷۴- وقوع ترک ترد در یک قاب پرتال یک ستون فولادی ساخته شده با روش گریز از مرکز در ژاپن [۶۴].



شکل ۴-۷۵- وقوع کماتش موضعی پایه تک‌ستون جدار نازک فولادی - کوبه [۵۴]

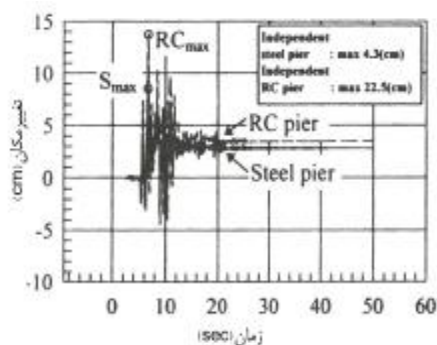
پ- شکست ناشی از خستگی کم تواتر<sup>۱</sup>: سومین نوع خرابی را شکست ناشی از خستگی کم تواتر دانسته‌اند که در واقع چیزی بین دو نوع خرابی اول است. این نوع خرابی را می‌توان به صورت کمانش موضعی همراه با وقوع ترکهای کششی توصیف کرد. با اینکه فولاد ماده‌ای شکل‌پذیر است ولی، تغییرشکل‌های خمیری بزرگ ممکن است به ترد شدن آن منجر گردد لذا، جزئیات سازه‌ای را باید جهت جلوگیری از افزایش تجمعی تغییرشکل‌های خمیری، ناشی از کمانش موضعی، به دقت طرح نمود [۲۱].

#### ۴-۳-۳- اندرکنش بین پایه‌های بتنی مسلح و فولادی

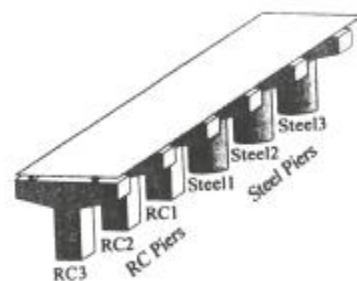
همان‌طور که می‌دانیم، طبق ملاحظات اقتصادی، طرح سیستم‌های، بزرگراهی مرتفع با پلهای در ارتفاع با استفاده از سازه‌های بتن آرمه مناسب‌تر است. از طرفی، برای داشتن دهانه‌های بزرگتر برای عبور از تقاطعهای غیرهم‌سطح، در بزرگراه‌ها بهتر است از سازه‌های فولادی استفاده شود. به همین علت ممکن است پلهایی با سیستم پایه‌ای مرکب فولادی و بتنی داشته باشیم. رفتار اصلی این پلها فراتر از حد ارتجاعی سازه‌های فولادی و بتن آرمه و کاملاً متفاوت با این سازه‌ها است، به طوری که، اندرکنش بین دو نوع پایه مختلف ممکن است منجر به شکست غیرمنتظره سیستم حمل و نقل بزرگراهی گردد. در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵، خرابیهای زیادی از پایه‌های فولادی مجاور پایه‌های بتن مسلح گزارش شده است. Wantanabe و همکاران این اندرکنش را به صورت دینامیکی بررسی نموده‌اند. آنها مطابق با شکل ۸۰، یک پل نمونه را انتخاب کردند. مقاومت تسلیم پایه‌های فولادی دو برابر پایه‌های بتن آرمه در نظر گرفته شد. بنابراین، در این حالت پایه‌های بتن آرمه وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شوند و نیروهای لرزه‌ای بیش از حد توسط پایه‌های فولادی تحمل می‌شوند. لذا همان‌طور که در شکل ۸۱ نمایان است، پایه‌های فولادی نسبت به پایه‌های بتنی متحمل خرابی بیشتری می‌شوند. در قسمت بعدی،

<sup>۱</sup> Low-Cycle Fatigue

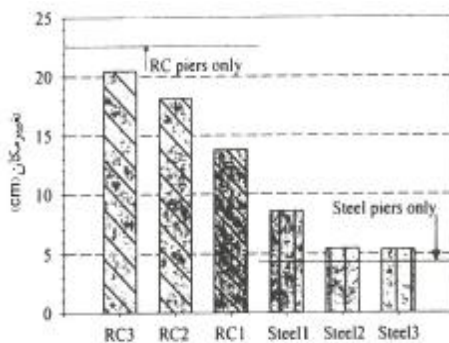
تحقیق این محققین، اثر سختی شاهتیرها روی این اندرکنش دینامیکی بررسی شده است. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، هنگامی که سختی شاهتیرها افزایش می‌یابد، اندرکنش شدیدی میان پایه‌های فولادی و بتنی ایجاد می‌شود که می‌تواند منجر به خرابی غیرمنتظره سیستم پل گردد. همچنین شکل زیر نشان‌دهنده تغییر در پاسخ تغییرمکان به علت خمیری شدن پایه‌های مجاور پل است و می‌توان نتیجه گرفت که باز توزیع نیروی لرزه‌ای به چند پایه پل گسترش می‌یابد. لذا، عملکرد لرزه‌ای پلها را باید بر اساس کل سیستم شامل پایه‌ها، شاهتیرها و فونداسیون ارزیابی نمود [۲۱].



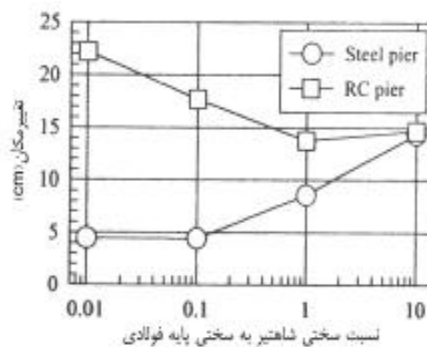
شکل ۴-۷۷- مقایسه پاسخ پایه‌های فولادی و بتن مسلح [۲۱]



شکل ۴-۷۶- مدل سیستم پل پیوسته متشکل از پایه‌های فولادی و بتن



شکل ۴-۷۹- اندرکنش پایه‌های مجاور پل موردنظر [۲۱]



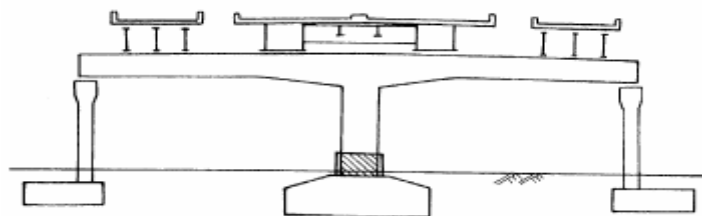
شکل ۴-۷۸- اثر سختی شاه تیرها روی پاسخ پایه‌های فولادی و بتنی مسلح [۲۱]



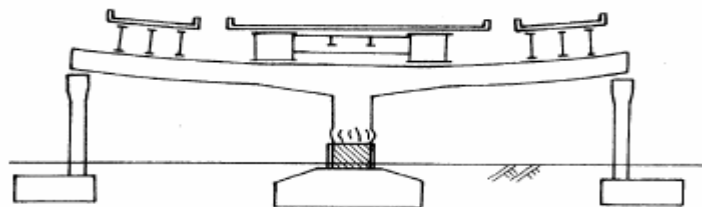
شکل ۴-۸۰- خرابی ایجاد شده بین قسمتهای فولادی و بتنی - کوبه [۵۴]



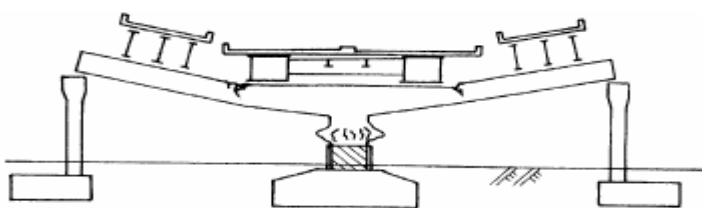
شکل ۴-۸۱- وجود طره‌های بزرگ در پل بزرگراه Hanshin [۵۴]



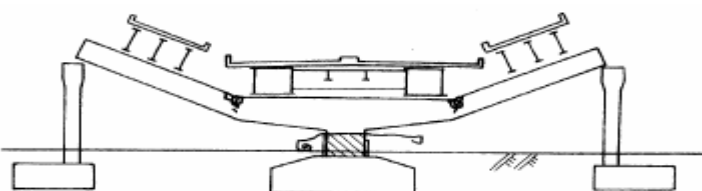
الف- قبل از زلزله



ب- کماتش صفحات بال و جان در پایین ستون



پ- پیشرفت کماتش در ستون و کماتش پیچشی - جانبی تیر



ت- شکست کامل ستون و نشست تیر سرستون

شکل ۴-۸۲- پیشرفت آسیب در زیرسازه‌های متشکل از پایه‌های ترکیبی فولادی و بتنی پل

در زلزله Hanshin [۵۴].

#### ۴-۳-۴- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای پایه‌های پل

با عنایت به مطالب ذکر شده در بالا و بررسی علل بروز آسیب در پایه‌های پل، در زیر راهکارهایی به منظور جلوگیری از بروز اینگونه نواقص ارائه گردیده است:

۱- با توجه به مشاهده موارد بسیاری از شکستهای برشی در پایه پلها، که به دلیل فاصله زیاد خاموتها رخ داده است، توصیه می‌گردد در طراحی این اعضا، رعایت فاصله مناسب میان خاموتهای برشی، جهت تأمین شکل‌پذیری، مورد توجه قرار گیرد. همچنین در مواردی که فاصله خاموتها زیاد است، استفاده از FRP و یا صفحات ژاکت فولادی، جهت افزایش شکل‌پذیری، بسیار مؤثر می‌باشد.

۲- از دیگر مواردی که به کرات در خرابی پلها به چشم می‌خورند عبارتند از: کمانش، عدم رعایت طول وصله و شکست ترد برشی پایه‌ها. رعایت فاصله خاموت‌گذاری مناسب و استفاده از FRP در کاهش این مشکلات، نقش بسزایی را ایفا می‌نمایند. همچنین، در برخی موارد ناکافی بودن ضخامت پوشش بتن می‌تواند منجر به کمانش موضعی میلگرد و یا حتی ایجاد روند خوردگی در آنها گردد لذا، در چنین مواردی لازم است نسبت به اصلاح ضخامت پوشش روی میلگردها در اسرع وقت اقدامات مقتضی بعمل آید.

۳- به جهت جلوگیری از بروز شکست در پای ستون لازم است ظرفیت خمشی ستون در محل اتصال به فونداسیون به خوبی کنترل گردیده و تدابیر لازم در این خصوص اندیشیده شود.

۴- ستونهای دایره‌ای فلزی باید در برابر وقوع کمانش پافیلی مقاوم‌سازی شوند. بدین منظور، می‌توان از جوش دادن سخت‌کننده‌های فلزی بهره جست.

۵- لازم است در مواردی که تغییر شکلهای پسماند در ستونها شکل گرفته است تمهیدات ویژه‌ای اندیشیده شود.

۶- باید نسبت به اصلاح اتصالات جوشی پلهای فلزی در موارد لازم اقدام نمود.

## ۴-۴-۴- اتصالات

## ۴-۴-۱- شکست اتصالات

اتصالات نیز مانند تیرها در گذشته در طرح لرزه‌ای کمتر مورد توجه قرار گرفته‌اند. آنها به طور مشابه هنگامی که بیرون از روسازه قرار می‌گیرند، در معرض نیروهای بحرانی خواهند بود. گرچه شکست اتصالات در زمین‌لرزه‌های گذشته به کرات رخ داده ولی توجه خاصی به طرح لرزه‌ای آنها نشده بود، تا اینکه، در زمین‌لرزه Loma Prieta (۱۹۸۹) چند شکست قابل توجه مربوط به اتصالات اتفاق افتاد. از جمله این اتفاقات می‌توان به تخریب فاجعه‌آمیز پل Cypress در این زلزله اشاره کرد (شکل‌های ۸۷ و ۸۸). در این پل شکست یک پداستال بتنی درست بالای اتصال طبقه اول، موجب فروریزش عرشه فوقانی روی طبقه تحتانی گردید و تحت این فروریختگی ۴۲ نفر کشته شدند. این فروریختگی به وضوح نشان داد که هر زلزله به طور بالقوه قادر است مودی از خرابی را، که قبلاً به صورت عادی در نظر گرفته نشده، آشکار سازد. هم‌چنین زمین‌لرزه Loma Prieta ضعف آشکار یک طرح جدید را نیز نشان داد. در این زمین‌لرزه اتصالات زانویی بیرون‌زده از مسیر رابط ۹۸۰/۸۸۰، که فقط چند سال قبل از زلزله طرح و اجرا شده بود، دچار شکستگی شد [۶۳]. به علت این ضعفها که به وضوح در زلزله‌های اخیر مشخص گردید، سعی آیین‌نامه‌ها بر این بوده است که نیروهای طراحی اتصالات را بیشتر از قبل در نظر گیرند. مثلاً در آیین‌نامه AASHTO ضریب رفتار اتصال کوچکتر از ۱ است در صورتی که این ضریب برای پایه‌ها هموار بیشتر از ۱ و در مواردی مانند قابهای چند ستونی تا ۵ هم منظور شده است [۱۸].



شکل ۴-۸۳- فروریزش فاجعه آمیز پل Cypress در زمین‌لرزه Loma Prieta [۵۲].



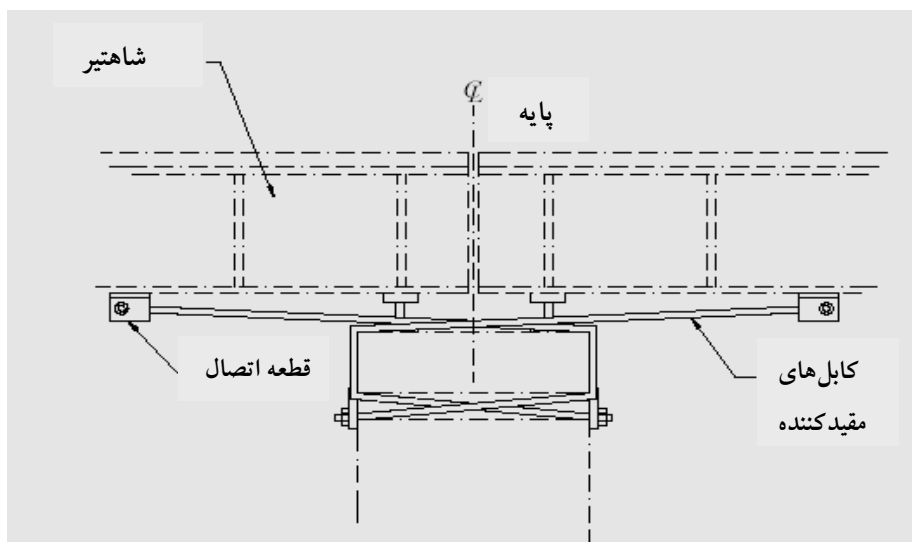
شکل ۴-۸۴- گسیختگی برشی ستون‌ها و شکست اتصالات پل دو طبقه Cypress طی زمین‌لرزه Loma Prieta [۵۲].



#### ۴-۴-۲- آسیب دیدگی مقیدکننده‌های مفاصل<sup>۱</sup>

یکی از عوامل جلوگیری کننده در افتادگی عرشه‌ها مقیدکننده‌های مفاصل هستند. حتی زمانی که آسیب وارده به پل قابل ملاحظه بوده است، مقیدکننده‌ها توانسته‌اند از افتادگی دهانه‌ها جلوگیری کنند. پس از زلزله SanFernando در ۱۹۷۱، نیاز به وجود به مقیدکننده‌ها احساس شد. این مفاصل در دو زمین‌لرزه Northridge در سال ۱۹۹۴ و Loma Prieta در سال ۱۹۸۹، به خوبی ایفای نقش کرده و مؤثر بوده‌اند در بعضی موارد نیز، این مفاصل نتوانسته‌اند به طور کامل تأثیرگذار باشند و از افتادگیها جلوگیری کنند [۶۳].

امروزه، ابزار مقیدکننده گوناگونی جهت جلوگیری از فروافتادگی دهانه‌ها در زلزله‌های شدید ابداع شده که یکی از معمول‌ترین انواع این قیود کابل‌های فولادی هستند. این کابلها همراه با مقداری لقی<sup>۲</sup> نصب می‌شوند تا اجازه انبساط و انقباض حرارتی را به عرشه بدهند [۴].



شکل ۴-۸۵- جزئیات مقیدکننده‌های از نوع کابل فولادی برای دهانه‌های مفصلی پلهای شاهتیردار [۴].

<sup>۱</sup> Hinge Restrainers

<sup>۲</sup> Slack

DesRoches و همکارانش [۶۷] آزمایش‌های تمام مقیاسی را جهت تعیین رفتار لرزه‌ای این مقیدکننده‌ها روی دهانه‌های مفصلی پلها انجام دادند. این آزمایشها به منظور درک بهتری از رفتار و حالات حدی این کابل‌ها انجام گرفت (شکل ۹۰).



شکل ۴-۸۶- آزمایش‌های تمام مقیاس روی مقیدکننده‌های کابلی فولادی [۶۷].

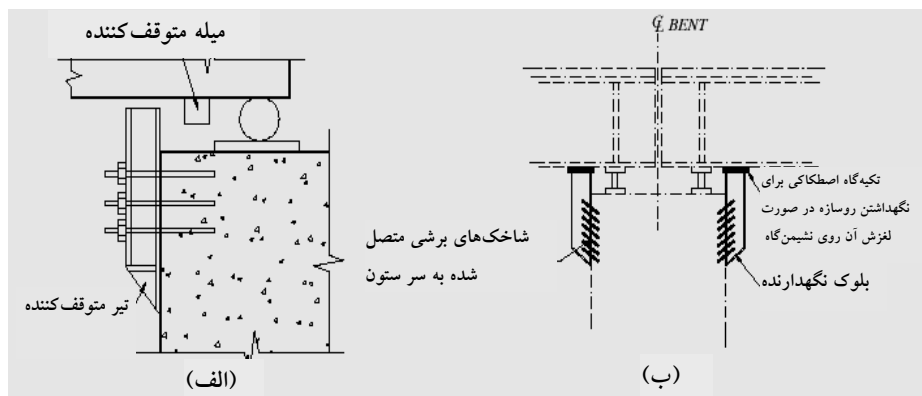
علاوه بر مقیدکننده‌های کابلی فولادی ابزار و مصالح دیگری نیز جهت ایجاد قید طولی عرشه پل‌ها وجود دارد. به عنوان نمونه می‌توان به میل مهار<sup>۱</sup> ابزار قفل‌کننده<sup>۲</sup> و میله متوقف‌کننده<sup>۳</sup> اشاره کرد.

---

<sup>۱</sup> Tie Rod

<sup>۲</sup> Lock Up Device

<sup>۳</sup> Stopper Bar



شکل ۴-۸۷-جزئیات (الف) میلۀ متوقف‌کننده (ب) نشیمن‌گاه مقید شده توسط میلۀ [۶۷].

در اشکال شماره ۹۳ و ۹۴، به ترتیب گسیختگی اتفاق افتاده در مقیدکننده‌هایی از نوع ورق و کابلی مشاهده می‌شود. این پلها با روش استاتیکی، معادل با ضریب زلزله ۰/۳ تا ۰/۴، طرح شده بودند. به وضوح مشخص است که نیروهای لرزه‌ای منظور شده در طرح لرزه‌ای، بسیار کوچکتر از تقاضای زمین‌لرزه بودند. ابزار جلوگیری‌کننده از افتادگی‌های دهانه‌های مفصلی روی پاسخ لرزه‌ای کل سازه نیز موثر هستند. به عنوان یک نمونه جالب، می‌توان به فروافتادگی دهانه دسترسی پل Nishinomiya در کوبه اشاره کرد. قسمت میانی سازه (قسمت قوسی)، با جرم ۱۲۰۰۰ تن، توسط ورق‌های مقیدکننده به دهانه دسترسی از نوع تیرورق‌های فولادی به جرم ۱۹۰۰ تن متصل بود. خرابی از گسیختگی نشیمن‌گاه‌های ثابت قسمت اصلی سازه (قسمت میانی) شروع شد. این خرابی موجب شد تا در کل سازه تغییر مکانهای بزرگی به وقوع پیوندد و قسمت میانی، دهانه دسترسی را در راستای طولی هل دهد. در نتیجه، نشیمن‌گاههای دهانه دسترسی نیز دچار شکست شده و دهانه دسترسی هم از تکیه‌گاهش جدا شد. ابزار مقیدکننده هم به اندازه کافی برای جلوگیری از فروافتادگی دهانه قوی نبود [۶۱].

یکی دیگر از مواردی که قیود طولی نتوانستند به درستی وارد عمل شوند زلزله Northridge بود. قیود زیرگذر Gavin Canyon که به موازات امتداد پل قرار داشتند نتوانستند از افتادگی عرشه جلوگیری کنند [۶۳] (به شکل ۹۵ توجه کنید).



شکل ۴-۸۸- عمل مقیدکننده‌ها- این عناصر آسیب دیده‌اند (کوبه) [۵۴].



شکل ۴-۸۹- آسیب دیدگی مقیدکننده‌ها- زلزله کوبه [۶۱].



شکل ۴-۹۰- آسیب دیدگی مقیدکننده‌ها- زلزله کوبه [۶۱].



شکل ۴-۹۱- گسیختگی ابزار مقیدکننده عرشه و سقوط دهانه دسترسی پل - زمین‌لرزه Northridge



شکل ۴-۹۲- گسیختگی ابزار مقیدکننده عرشه و سقوط دهانه دسترسی پل Nishinomiya در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu کوبه [۶۱].

#### ۴-۳- آسیب‌دیدگی کلیدهای برشی

هنگام زمین‌لرزه، ممکن است کلیدهای برشی هم دچار آسیب‌دیدگی شوند. کلیدهای برشی اجزایی هستند که تغییرمکانهای نسبی بین روسازه و کوله‌ها را معمولاً در جهت عرضی مقید می‌نمایند. کلیدهای برشی خارجی بیرون از مقطع عرضی روسازه واقع می‌شوند و کلیدهای برشی داخلی درون مقطع عرضی روسازه قرار می‌گیرند. از آن جهت که، این اجزا کوتاه و ضخیم هستند شکل‌پذیر ساختن آنها تقریباً غیرممکن است و هنگام وقوع زمین‌لرزه، در صورتی که از مقاومت آنها تجاوز شود، به راحتی می‌شکنند. در زلزله Northridge در ۱۹۹۴، کلیدهای برشی، به مقدار فراوان، دچار آسیب‌دیدگی شدند. چنین به نظر می‌رسد که شکست آنها با وقوع تغییرمکانهای عرضی کوچکی رخ داده که اتلاف انرژی کمی در آنها صورت می‌پذیرد. آسیب وارده به کلیدهای برشی داخلی معمولاً با خرابی دیوار پیشین و قفل و بست‌کننده آن همراه است. در طرح کلیدهای برشی همواره پارامترهای اضافه مقاومت و شکل‌پذیری باید برای جلوگیری از شکست این اجزا مورد ملاحظه قرار گیرد. اکثر جابجایی‌های روسازه در زلزله Chi Chi (پل Yen-Feng شکل ۱۰۰ و پل Shuang-Tung) به این دلیل رخ داد که کلیدهای برشی به طور مناسب عمل نکردند و به هنگام زلزله دچار گسیختگی شدند [۵۸].



شکل ۴-۹۳- نمایش کلیدهای برشی خارجی در یکی از پل‌های کشور به جهت مقید نمودن حرکت‌های عرضی عرشه



شکل ۴-۹۴- آسیب وارده به کلیدهای برشی داخلی در پل Bolu در زلزله Duzce-  
ترکیه (۱۹۹۹) [۶۱].



شکل ۴-۹۵- آسیب وارده به کلیدهای برشی در پل Shizukawa در زلزله Tokashi-Oki  
ژاپن (۲۰۰۳) [۶۸].





شکل ۴-۹۶- آسیب وارده به کلیدهای برشی در پل Yeng-Feng در زلزله Chi Chi (۱۹۹۹) منجر به جابجایی ناهمگن روسازه شده است [۵۸].

#### ۴-۴-۴- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای اتصالات

بطور کلی یکی از مهم‌ترین پارامترهای طراحی و بهسازی لرزه‌ای پلها اجرای اتصالات شکل پذیر می‌باشد. اهمیت این مطلب از آنجا ناشی می‌شود که در بسیاری از زمین‌لرزه‌ها شکست ترد اتصالات موجب فروریزش پلها گردیده است. لذا، لازم است که در طرح بهسازی پلها اتصالات غیر شکل‌پذیر به روش مناسبی شکل‌پذیر گردند.

در زیر به نکاتی جهت بهسازی اتصالات اشاره گردیده است:

- ۱- بهره‌گیری از مقیدکننده‌ها در مفاصل
- ۲- استفاده از زنجیر، پیچ و یا پرچ به منظور جلوگیری از فرو افتادن عرشه پلها
- ۳- بکارگیری میل مهار و میله متوقف‌کننده
- ۴- اجرا کلیدهای برشی به صورت شکل‌پذیر
- ۵- لحاظ نمودن کلید برشی، خصوصاً در جهت عرضی. در پلهایی که در آنها تمهیدات خاصی به منظور جلوگیری از فرو افتادن عرشه از روی پل اندیشیده نشده است.

#### ۴-۵- فونداسیون و خاک

##### ۴-۵-۱- آسیب وارده به فونداسیونها

در طی زلزله‌های گذشته، گزارشهای بسیار کمی از وقوع شکست در فونداسیون پلها دیده می‌شود. البته در مواردی که روانگرایی خاک روی داده این‌گونه نیست و خرابیهای متعددی ذکر شده است. مشخص نیست که آیا واقعاً شکستها نادرند یا اینکه بسیاری از شکستها، به علت اینکه زیر زمین می‌مانند، کشف نشده‌اند [۶۳]. از جمله دلایلی که در مقالات علمی مختلف برای وقوع ناچیز شکست در فونداسیون پلها ذکر شده است می‌توان به ۲ مورد اشاره کرد: اولاً به دلیل شکست زود هنگام ستونها در برش یا خمش، نیروهای حداکثر شالوده و نهایی ایجاد نمی‌شوند. ثانیاً چرخش شالوده، این المان را در برابرکنشهای سازه‌ای زیاد در امان می‌دارد. به طور کلی ضعفهای فونداسیون را می‌توان بدین ترتیب دسته‌بندی نمود:

- ۱- مقاومت خمشی ناکافی، خصوصاً در صورت عدم وجود آرماتورهای فوقانی شالوده
- ۲- مقاومت برشی ناکافی به این علت که به آرماتورهای برشی شالوده توجه کمی می‌شود.
- ۳- مقاومت برشی ناچیز اتصال در ناحیه‌ای بلافاصله زیر اتصال
- ۴- مهار ناکافی آرماتورهای ستون در صورتی که خمها به طرف بیرون از محور ستون بوده که به مشکلات ستون می‌افزایند.
- ۵- اتصال ناکافی میان شمعهای کششی شالوده [۱۸].

طبق بررسیهای انجام گرفته پس از زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵، روی ۱۵۳ فونداسیون، مربوط به مسیر شماره ۵ شهر کوبه روانگرایی شدیدی مشاهده شد و بازرسین وقوع حالاتی از ترک خوردگیهای خمشی را در شمعها گزارش نمودند که همه آنها تغییر مکانهای ماندگار بزرگی به وجود آمده بود. طبق گزارشهای ذکر شده، بیشترین آسیب وارده به پلها، مربوط به وقوع پدیده روانگرایی بوده است. دلایل بسیاری وجود دارد که چرا فونداسیونهای قدیمی احتمال آسیب‌پذیری لرزه‌ای زیادی دارند. در این شالوده‌ها،

شمعها ممکن است آرماتورهای محبوس‌کننده کمی داشته باشند و در عین حال در معرض تغییرشکل‌های بزرگی قرار گیرند [۶۳]. طبق گزارش‌های منتشر شده، توسط FHWA در سال ۱۹۸۷، آسیب‌های وارده از طرف زلزله بر پل‌های کوتاه اغلب توسط شکست فونداسیون روی می‌دهد که ناشی از تغییرشکل‌های بیش از حد زمین یا ضعف در پایداری و ظرفیت باربری خاک فونداسیون است. باشکست فونداسیون زیرسازه‌ها کج شده، نشست می‌کنند، لغزیده و حتی واژگون می‌شوند یا ممکن است دچار ترک‌خوردگی شدید یا شکست کامل می‌شوند. در شکل ۱۰۱ انواع مختلف شکست‌های پله‌های گسترده و شمعی پلها به صورت نمایی نشان داده شده است [۵].

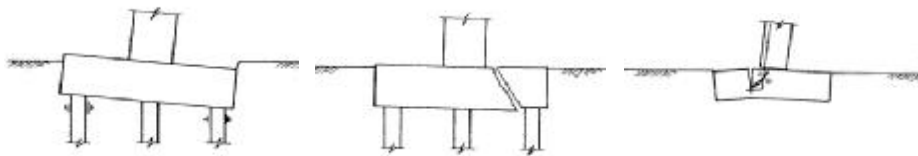
در تایوان پله‌های گسترده و متکی بر شمع، دو نوع از معمول‌ترین فونداسیون‌های پلها به شمار می‌روند و هنگامی به کار می‌روند که ویژگی‌های مکانیکی و باربری خاک در نزدیکی زمین مناسب نباشد. فونداسیون‌های متکی بر شمع عموماً در خاک‌های سست جهت انتقال بارهای سازه به لایه‌های پایین‌تر به کار می‌روند. در زلزله Chi Chi در سال ۱۹۹۹، پتانسیل آسیب‌دیدگی از نوع روانگرایی خاک دیده شد. در این زلزله مقادیر مؤلفه‌های قائم شتاب به صورت غیر منتظره‌ای زیاد بودند. لذا در برخی از پلها نظیر Mao-Lou (شکل ۱۰۳) و Shi-Nan به وضوح نشست فونداسیون مشاهده گردید [۵۸].



الف- گسیختگی

ب- تسلیم خمشی

پ- شکست



ت- شکست مهارى در

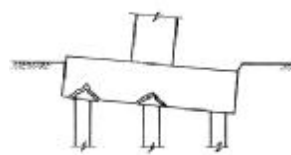
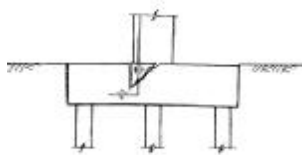
ث- شکست برشى بتن در

ج- بار بیش از حد وارده

پی گسترده

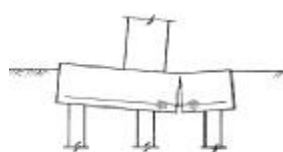
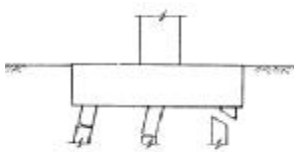
پی شمعى

به شمعى



چ- بیرون آمدگی شمعى

ح- شکست مهارى در پی شمعى



خ- تسلیم خمشى آرماتورها در پی

د- شکست خمشى و/ یا برشى

شمعى

شمعى

شکل ۴-۹۷- مودهای خرابی پی‌های گسترده و شمعى پلها [۵].



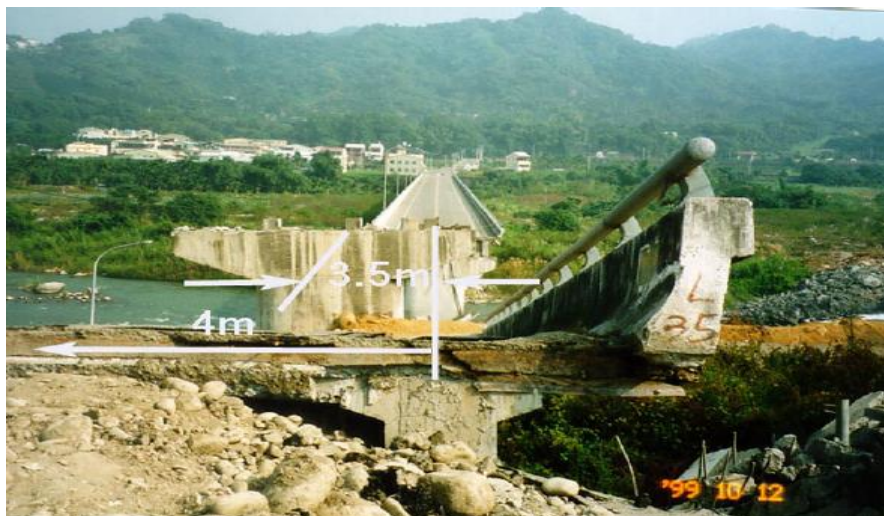
شکل ۴-۹۸- آسیب وارده به فونداسیون از نوع کیسون ناشی از حرکت گسل در پل Wu-Shi طی زمین‌لرزه Chi Chi (۱۹۹۹) [۵۷].



شکل ۴-۹۹- نشست قابل ملاحظه فونداسیون Mao-Luo-Shi Bridge در زلزله Chi Chi (۱۹۹۹) [۵۸].

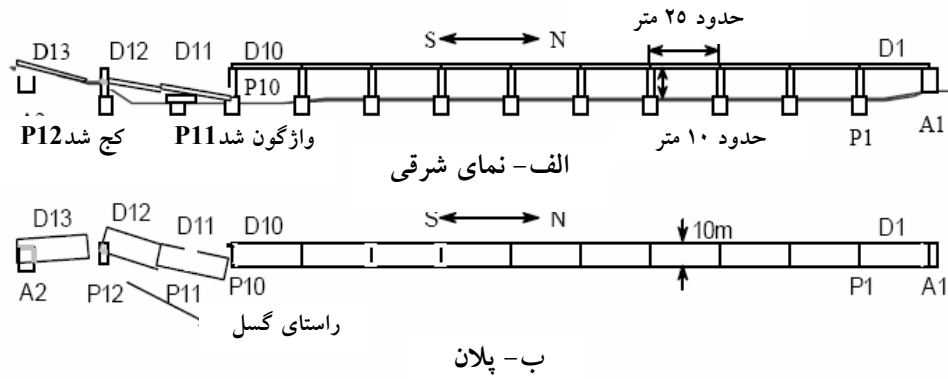
#### ۴-۵-۲- تشدید تغییر مکانها به سبب تأثیرات خاک در ساختگاه

عملکرد پل در طی فرایند زلزله با نزدیکی پل به گسل و شرایط ساختگاهی ارتباط مستقیم دارد. هر کدام از این عوامل روی شدت زمین‌لرزه و تغییرشکل‌های زمین تأثیر می‌گذارند. اثر شرایط ساختگاهی روی پاسخ پلها در زمین‌لرزه Loma Prieta در سال ۱۹۸۹، در ایالات متحده، به وضوح روشن گردید. با صرف‌نظر از برخی استثناها، مهم‌ترین خرابی ایجاد شده در این زلزله در اطراف محیط یا درون خلیج San Francisco بود که نسبتاً عمیق بوده، نهشته‌های رسوبی خاک نرم حرکات زمین با بستر سنگی را تشدید نمود [۶۳]. طی زلزله Chi Chi در سال ۱۹۹۹، به بزرگی ۷/۶ ریشتر، پل ۱۳ دهانه Bei-Fong با عرشه دال و تیر، که در ۱۹۹۱ ساخته شده بود، به علت عبور گسل از محل ساختگاه دچار آسیب فراوان گردید. گسل با زاویه ۴۲ درجه از محور طولی پل عبور می‌کرد که به هنگام زلزله موجب شد که سه دهانه از پل دچار آسیب دیدگی گردد [۶۱].



شکل ۴-۱۰۰- فرریزش سه دهانه از پل Bei-Fong به علت نزدیکی به گسل - زلزله Chi Chi

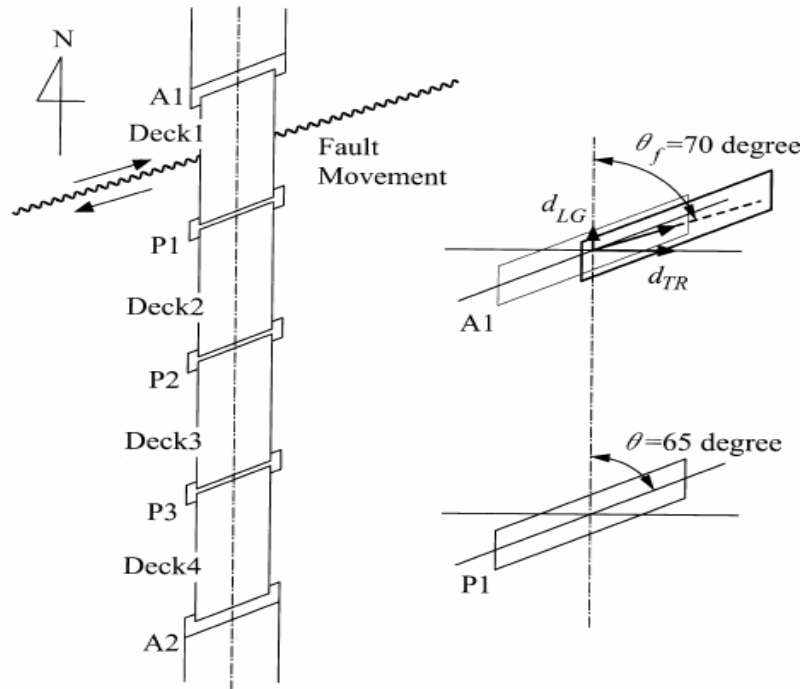
تایوان (۱۹۹۹) [۶۱].



شکل ۴-۱۰۱- نمایش تأثیر نزدیکی به گسل و آسیب‌های شدید در پل **Bei-Fong** زلزله **Chi Chi** (۱۹۹۹) [۶۱].



شکل ۴-۱۰۲- فروافتادگی دهانه پل عارفیه در زلزله **Kokaeli** ۱۹۹۹ ترکیه به علت عبور گسل از ساختگاه [۶۱].



شکل ۴-۱۰۳- عبور گسل امتداد لغز از محل پل عارفیه- در زلزله ۱۹۹۹ ترکیه [۶۱].

می‌توان گفت که خاکهای نرم پاسخ ارتعاشی سازه را تشدید کرده و در پلهای چنددهانه با تکیه‌گاههای ساده احتمال از دست رفتن نشیمن را افزایش می‌دهند. این مسأله خصوصاً در مورد قابهای واقع شده بر شمعهای سیلتهای ماسه‌ای اشباع پیچیده تر است. این مطلب از آنجا حائز اهمیت است که بسیاری از پلها و دیوارهای حائل جاده‌های بلندتر از سطح آب قرار دارند روی نهشته‌های خاک نرم می‌باشند. در طی زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵، خرابی عمده و فروریزش‌های ایجاد شده در جاده‌های بالاتر از آب اتفاق افتاد که در نزدیکی یا درون خلیج Osaka قرار داشتند. در این زلزله شرایط ساختگاهی به طور عمده در میزان شکستها و فروریزشها مشارکت کردند. بعنوان مثال، بسیاری از پلها روی سکوه‌های ماسه‌ای- شنی (نهشته‌های رسوبی) قرار داشتند که این نهشته‌ها بالای نهشته‌های ماسه‌ای- شنی- لجنی، در اعماق کمتر از ۳۳ فوت (۱۰۰ متر)، واقع شده بودند.



این حالت شرایطی را ایجاد می‌نمود که موجب تشدید موضعی حرکات سنگ بستر می‌شد. مورد دیگر اینکه بسیاری از نقاط، تحت تأثیر روانگرایی و انتشار جانبی قرار گرفتند در نتیجه، تغییرشکلهای دائمی در زیرسازه‌ها ایجاد گردید که در بعضی موارد روسازه با فقدان تکیه‌گاه روبرو شد [۱۸].



شکل ۴-۱۰۴- فروریزش تمامی ۱۷ قاب از پل Fukae از مسیر شماره ۳ بزرگراه Hanshin در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵) به علت تشدید ناشی از نزدیکی به گسل و ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ [۵۴].



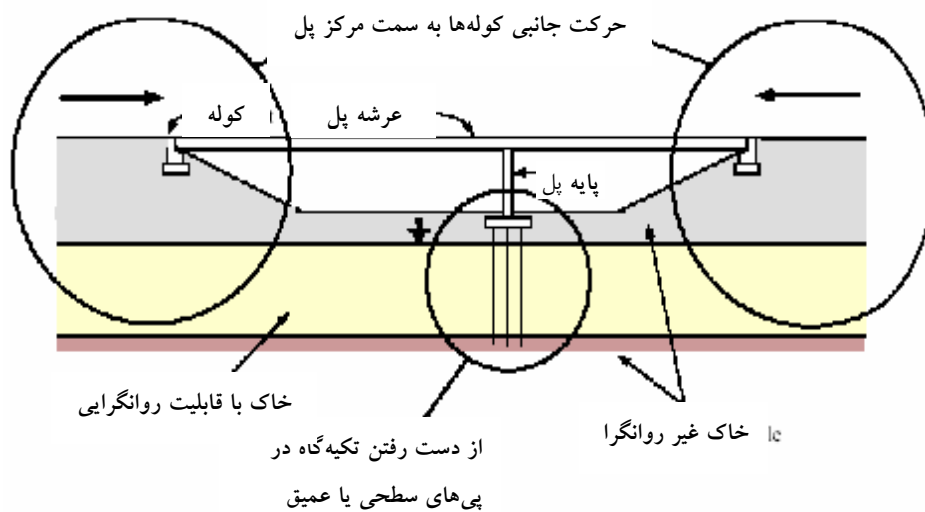
شکل ۴-۱۰۵- نمای دیگر از پل Fukae و خروج کامل پل از بهره‌برداری و نمایش ضعف پایه‌های تک ستون [۷۴].

#### ۴-۵-۳- آسیب‌دیدگی پایه‌های کناری (کوله‌ها)

بسیاری از پل‌ها در مناطقی نظیر رودخانه‌ها، سیل‌بندها و نواحی ساحلی قرار دارند که خاک این مناطق شل، اشباع و بدون چسبندگی است. هنگامی که این نهشته‌ها<sup>۱</sup> در معرض لرزش ناشی از زلزله قرار می‌گیرند، ذرات خاک تمایل دارند تا به سمت یک پیکره متراکم‌تر تبدیل گردند؛ اما به علت وجود آب حفره‌ای غیر قابل تراکم در حفره‌های خود مقید و محدود می‌گردند. در نتیجه، یک انتقال موقت بار از ذرات خاک به آب حفره‌ای صورت می‌پذیرد که باعث کاهش تنش مؤثر خاک می‌گردد. این کاهش تنش می‌تواند تا حد زیادی از ظرفیت باربری خاک بکاهد و این کاهش ظرفیت باربری ادامه دارد تا زمانی که فشار آب حفره‌ای با افزایش زمان کاهش یابد. به این پدیده که عمدتاً تأثیر نامطلوبی روی سازه‌ها می‌گذارد روانگرایی گویند [۶۹].

<sup>۱</sup> Deposit

روانگرایی ناشی از زمین‌لرزه خاکهای نگهدارنده پلها، در برخی موارد، ممکن است آثار مخربی روی پلها باقی گذارد. کاهش مقاومت خاک، منجر به از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه خواهد شد (شکل ۱۱۰).



شکل ۴-۱۰۶- آثار بالقوه پدیده روانگرایی خاک به هنگام زمین‌لرزه روی پلها [۶۹].

پلهای مستقر بر پیهای متکی به لایه‌های خاک روانگرا، به علت فقدان ظرفیت باربری و تراکم خاک، می‌توانند متحمل نشست بیش از حد گردند. فونداسیون پلهای واقع بر خاک‌های دارای پتانسیل روانگرایی، نظیر شمعها یا شفتهای حفر شده، به علت تغییرشکلها و تنشهایی که، ناشی از عدم وجود تکیه‌گاههای محوری و جانبی هستند متحمل آسیب می‌گردند. در مواردی که سطح زمین در محدوده ساختگاه پل، شیب‌دار است یا تغییرات ناگهانی در شیب وجود دارد، نظیر کانال یا رودخانه، ممکن است پل در معرض نیروها و تغییر مکانهای ناشی از تمایل خاک به روانگرایی یا ایجاد تغییر شکل جانبی در خاک، به موازات راستای تغییر شیب یا ارتفاع قرار گیرد. در زلزله‌های گذشته نظیر Hayward در سال ۱۸۶۸ در کالیفرنیا و Charleston در سال ۱۸۸۶ در کالیفرنیا جنوبی،

San Francisco در سال ۱۹۰۶ در کالیفرنیا، Prince William Sound در سال ۱۹۶۴ در آلاسکا، Niigata در سال ۱۹۶۴ در ژاپن، Limon Province در سال ۱۹۹۱ در Costa Rica و بالاخره Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵ در کوبه ژاپن، آسیب‌های بسیاری به علت همین پدیده به پلها وارد آمده است.

بسیاری از پلهای ایالات متحده هنوز به آسیب‌دیدگی ناشی از روانگرایی یا آبگونگی خاک مستعد هستند زیرا، قبل از شناخت این پدیده مخرب و آسیبهای ناشی از آن طرح و اجرا شده‌اند. به عنوان نمونه، پلهای موجود در شرق، غرب مرکزی و شمال غربی ایالات متحده قبل از شناسایی آثار روانگرایی بهره‌برداری شده‌اند.

اولین بار پس از زمین‌لرزه Niigata در سال ۱۹۶۴، بود که مطالعات راجع به بررسی ویژگیهای مکانیکی خاک، جهت تشخیص استعداد به روانگرایی، آغاز گردید و از آن زمان به بعد مطالعات ژئوتکنیک، که قبل از طراحی سازه پل صورت می‌پذیرد، یکی از مهمترین بخشهای تشخیص پتانسیل آبگونگی خاک در زلزله است. روشهای کاهش آسیب و خطر در مورد این پدیده شامل ارتقاء بخشیدن به خصوصیات خاک در ساختگاه‌هایی است که به منظور اجرای سازه پلها استفاده می‌شوند. طی دو دهه گذشته تکنیکهای بهبود ویژگیهای باربری خاک و پی به طور قابل توجهی ارتقاء یافته است. این تکنیکها بر حسب شرایط و محدودیتهای تحمل شده به ساختگاهها و سازه‌های مختلف کاربرد پیدا می‌کنند. علاوه بر این، محدودیتهای اقتصادی هم به این عوامل افزوده می‌شوند. عملکرد خاک‌های بهبودیافته پس از اعمال این تکنیکها در زلزله‌های Loma Prieta در سال ۱۹۸۹، Northridge در سال ۱۹۹۴ و Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵ نشان می‌دهد که ارتقای ویژگیهای باربری خاک تا حد زیادی می‌تواند جهت کاهش پتانسیل روانگرایی و آسیب‌دیدگی سازه‌ها مؤثر واقع شود [۶۹].

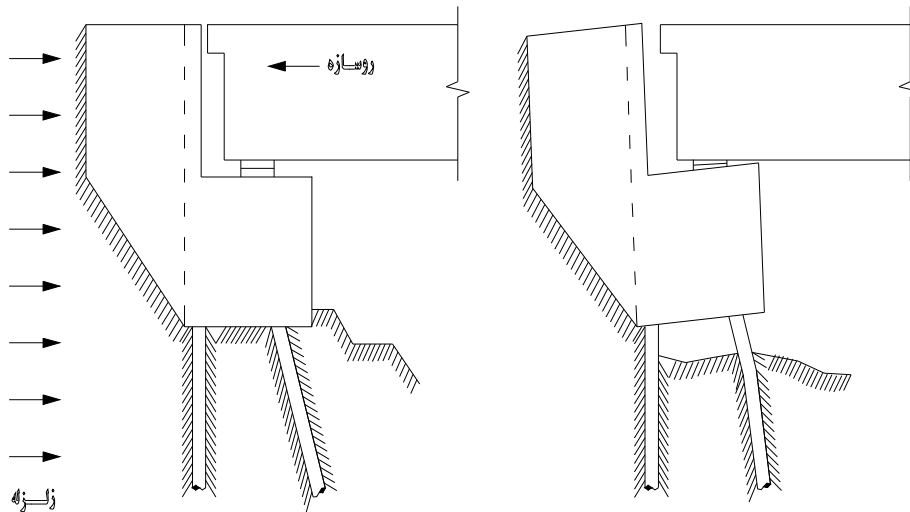
در زلزله Niigata در سال ۱۹۶۴، در ژاپن بیشترین وسعت آسیب‌دیدگی پلها و به خصوص کوله‌ها، ناشی از روانگرایی خاک بود. در طی این پدیده، که تا آن زمان

ناشناخته مانده بود، خاک به هنگام زلزله دچار حرکت جانبی<sup>۱</sup> می‌شد. از آنجا، که این حرکت جانبی توأم با نشست چشمگیر خاکهای رسی نرم بود در ابتدا، توجه محققین بیشتر به مسأله نشست گردید و در خصوص حرکت جانبی لایه‌های خاک بحث زیادی صورت نگرفت. در سال ۱۹۹۰ اولین بار گسترش جانبی خاک، جدا از مسأله روانگرایی، به طور جدی مورد مطالعه قرار گرفت. ارزیابی بالقوه بودن مسأله روانگرایی توسط آزمایش نفوذ استاندارد خاک ساختگاه (SPT) و بر اساس عمق لایه مورد بررسی در سال ۱۹۷۱ مطرح شد. اما تا آن زمان نیز طراحی بر اساس لحاظ نمودن روانگرایی صورت نمی‌گرفت زیرا، ماهیت پدیده هنوز به طور کامل شناخته شده نبود. در سال ۱۹۸۰، ارزیابی نسبتاً کاملی از پتانسیل روانگرایی با استفاده از مقدار  $F_L$  (نسبت نیروی جانبی به مقاومت جانبی خاک) حاصل شد [۶۱].

بسته به پاسخ خاکهای نرم و تحکیم یافته نبودن کامل خاکریز پایه کناری، فروریزش خاکریز کوله‌ها و چرخش کوله به طور گسترده‌ای، در زمین‌لرزه‌های اخیر مشاهده شده است. به سبب افزایش پاسخ طولی فشار زمین بر پشت کوله‌ها، ناشی از شتابهای لرزه‌ای، ضربه‌های سازه پل به آنها و همچنین شکل‌گیری فشار مقاوم در خاکریزها (باعث تشدید پاسخ طولی زمین در پشت کوله‌ها می‌گردد)، تماس میان بالای کوله‌ها و روسازه تغییر مکانهای داخلی را در بالا محدود می‌کند که منجر به دوران کوله خواهد شد. در شکل ۱۱۱، تخریب سیستم تکیه‌گاهی شمعی به صورت شماتیک نشان داده شده است. از آنجایی که نوع فونداسیون کوله‌ها در پلها به مقدار زیادی از یک پل تا پل دیگر متفاوت است انواع شکستهای وارده به کوله‌ها نیز در زلزله‌های گذشته فرق می‌کند. از جمله این فونداسیون‌ها می‌توان به پی گسترده، پی متکی بر شمع و شفتهای حفاری شده اشاره کرد. همچنین، مشخصات خاک نیز در این مسأله اهمیت دارد چنانچه خاک زیر و اطراف کوله در زلزله دچار روانگرایی گردند این مسأله، بغرنج‌تر می‌شود. در ضمن، به علت اندرکنش بین

<sup>۱</sup> Lateral Spreading

دیوارهای پیشین<sup>۱</sup> و جناحی<sup>۲</sup>، پی‌ها و شمع‌ها، رفتار کوله‌ها در زمین‌لرزه پیچیده‌تر می‌گردد. یکی از روش‌های حفاظت پل در برابر زمین‌لرزه این است که با کوله‌ها یا اجزای آن به عنوان المانهای قربانی شونده رفتار شود تا نیروهای لرزه‌ای وارده به کوله‌های با سختی زیاد کاهش یابند. در اغلب کوله‌ها حرکت طولی روسازه مقید شده نیست زیرا، میان محل تماس روسازه و دیوار پیشین کوله یک درز اجرایی وجود دارد. مهم‌ترین آسیب‌پذیری چنین کوله‌هایی افتادگی عرشه از روی کوله است. این افتادگی زمانی روی می‌دهد که تغییر مکانهای نسبی بزرگی بین روسازه و نشیمن‌گاه عرشه به وجود آید. افتادگی ناشی از شکست کوله، که اغلب به تغییر مکان یا دوران کوله مربوط است، معمولاً از روانگرایی ناشی می‌شود [۶۲].



شکل ۴-۱۰۷- تخریب سیستم تکیه‌گاهی شمعی کوله در اثر دوران ناشی از زمین‌لرزه [۶۲].

<sup>1</sup> Back Wall

<sup>2</sup> Wing Wall



شکل ۴-۱۰۸- عدم کفایت کوله و جداسدگی از روسازه - زلزله Northridge [۵۳].

در زلزله Chi Chi تایوان در سال ۱۹۹۹، نیز چندین مورد آسیب‌دیدگی کوله‌ها مشاهده شد. در آیین‌نامه‌های قدیمی تایوان، نشست کوله‌ها در طرح لحاظ نمی‌گردید. پس از لحاظ شدن آثار زمین‌لرزه در طرحها دو نوع کوله پل شامل کوله‌های یکپارچه با عرشه و کوله‌های از نوع نشیمن<sup>۱</sup> مد نظر قرار گرفتند. تفاوت اساسی میان نوع نشیمن و نوع یکپارچه در آن است که در نوع نشیمن اجازه حرکت نسبی بین روسازه و تکیه‌گاه انتهایی وجود دارد که در نوع یکپارچه این‌گونه نیست. الزامات فعلی حداقل پهنای نشیمن‌گاه در آیین‌نامه AASHTO و تایوان برای کوله نوع نشیمن همان روابط ۲ و ۳ هستند. پس از پر کردن شکاف میان نشیمن‌گاه و دیوار پیشانی کوله، خاکریزی و روکش جاده ممکن است اجازه حرکت به عرشه را در راستای طولی پل ندهد. این عمل ممکن است باعث

<sup>۱</sup> Seat-Type Abutment

شود که فشار مقاوم زیادی در خاک اطراف کوله ایجاد شده که منجر به آسیب‌دیدگی سیستم فونداسیون کوله گردد. در پلهای Shi-Wei و Shung-Tung (شکل ۱۱۳)، به وضوح نشست خاکریز کوله نمایان است. باید دانست که دیواره پیشانی کوله، خاکریز و دال دسترسی باید به گونه‌ای طرح گردند که از فروریزش عرشه جلوگیری کنند [۵۸].



شکل ۴-۱۰۹- نشست خاکریز کوله در پل Shung-Tung در زلزله Chi Chi تایوان (۱۹۹۹) [۵۸].



شکل ۴-۱۱۰- آسیب وارده به کوله یکی از پلهای بزرگراهی San Fernando در زمین‌لرزه Northridge (۱۹۹۴) [۵۳].





شکل ۴-۱۱۱- ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در کوله پل New River طی زلزله Imperial Valley در کالیفرنیا (۱۹۷۹) [۶۴].



شکل ۴-۱۱۲- ایجاد شکست برشی در کوله در محل وصله آرماتورها. تمام آرماتورها در یک موقعیت وصله شده‌اند- زلزله کوبه (۱۹۹۵) [۶۴].



شکل ۴-۱۱۳- تخریب کوله به علت روانگرایی - زلزله Northridge (۱۹۹۴) [۶۴].

در کوله‌های از نوع نشیمن، به خاطر ضربه‌زدن دیوارهای پیشین به روسازه، آسیب دیدگی مشاهده شده است. در کوله‌های یکپارچه، روسازه و کوله به طور یکپارچه قالب‌بندی می‌شوند. مزیت این پیکره‌بندی آن است که احتمال افتادگی عرشه کاهش می‌یابد اما، باید توجه داشت که هنگامی که روسازه در جهت طولی تغییر مکان می‌دهد و از کوله دور می‌شود، ممکن است کوله آسیب ببیند. همچنین، بسته به هندسه و جزئیات اجرایی کوله، دیوار جناحی ممکن است به عنوان یک کلید برشی خارجی به کار گرفته شود که در چنین مواردی ممکن است دیوار جناحی، مانند آنچه که در مورد کلیدهای برشی خارجی گفته شده، دچار شکستگی گردد [۶۳].

کوله‌ها، به خاطر داشتن سختی جانبی بالا، بزرگترین سهم از نیروهای اینرسی زلزله را که در روسازه ایجاد شده، جذب می‌کنند. این نیروها ممکن است آن قدر بزرگ باشند که منجر به ایجاد شکست‌هایی شوند که اغلب آنها ترد هستند. اندرکنش کوله با خاکریز نیز

ممکن است منجر به شکست دیوارهای جناحی کوله شود. نشست خاکریز ناشی از فشرده‌شدگی خاک نیز در اغلب شکستها مشاهده می‌شود [۵].



شکل ۴-۱۱۴- یکی از دلایل فروریزش قسمتی از پل آزادراه ۱۵ در نورتریج را وضعیت نامساعد خاک دانسته‌اند [۶۴].

#### ۴-۵-۴- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای فونداسیونها

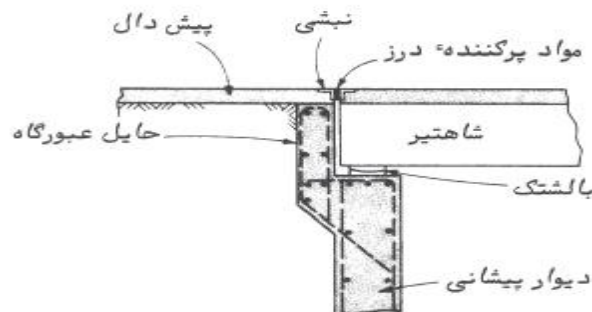
راهکارهای ارائه شده زیر، در حین بهسازی لرزه‌ای فونداسیون پلها، همواره در مراجع و کتب علمی توصیه می‌شود:

- ۱- اجتناب از احداث پل در محلهایی که خطر روانگرایی، گسلش، زمین‌لغزش و گسترش جانبی وجود دارد.
- ۲- تأمین مقاومت خمشی و برشی مناسب در شالوده‌ها.
- ۳- اجرای شمع در مواردی که احتمال نشست پل وجود دارد.
- ۴- تقویت خاک‌های سست به روش‌های گوناگون نظیر ژئوتکتایل.
- ۵- افزایش مقاومت برشی ناحیه اتصال با اندیشیدن تمهیدات مناسب در این محل.
- ۶- تأمین اتصال مناسب میان شمعها و سرشمعها.

۴-۶- دالهای دسترسی<sup>۱</sup>

## ۴-۶-۱- آسیبهای وارده بر دالهای دسترسی یا پیش‌دال‌ها و نشست کوله

همان‌طور که می‌دانیم پیش‌دال، دالی به ضخامت ۱۵ تا ۲۰ سانتی‌متر و طول ۳/۵ تا ۴ متر است که به پهنای کل تکیه‌گاه کناری (کوله) می‌باشد و توسط یک شبکه میلگرد  $14@15\text{cm}$  مسلح می‌گردد. در صورت استفاده از پیش‌دال فشار جانبی اضافی ناشی از سربار بار زنده در پشت تکیه‌گاه حذف می‌گردد. پیش‌دالها در حقیقت بخشی از کوله تلقی می‌گردند. طی رویداد زلزله، حتی اگر سازه پل سالم بماند در صورتی، که سطح جاده به میزان زیادی نشست کند ممکن است پل از حالت بهره‌برداری خارج شود. در زمین‌لرزه San Fernando در سال ۱۹۷۱ و زلزله شیلی در سال ۱۹۸۵، نشست خاکریز کوله‌ها منجر به اختلاف نشست زیاد در بسیاری از محلها شد. چنین نشستهایی می‌توانند آن‌قدر بزرگ باشند به طوری که برای عابرین و اتومبیل‌های عبوری از پل خطر آفرین باشند [۶۳]. پیش‌دالها در بیشتر مواقع، عناصر آسیب‌پذیری نیستند و می‌توانند به عنوان ابزار مؤثری در پوشاندن سرتاسر خاکریزها به کار روند. در شکل ۱۱۹ نمای کلی یک دال دسترسی و در شکل‌های ۱۲۰ تا ۱۲۳ آسیب‌دیدگی پیش‌دالها نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۱۵- جزئیات اجرایی پیش‌دال یا دال دسترسی

<sup>۱</sup> Approach Slab



شکل ۴-۱۱۶- آسیب وارده به دال دسترسی (کوبه) [۵۴].



شکل ۴-۱۱۷- نشست خاک کوله (کوبه) [۵۴].



شکل ۴-۱۱۸- آسیب وارده به پیش‌دال به علت نشست کوله، زلزله Northridge [۵۳].



شکل ۴-۱۱۹- آسیب وارده به دال دسترسی و تعمیر آن پس از زلزله Loma Prieta [۵۲].

#### ۴-۶-۲- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای دالهای دسترسی

بهترین روش جهت بهسازی لرزه‌ای دالهای دسترسی، فراهم نمودن بستر مناسب و پر مقاومت در زیر دال دسترسی می‌باشد. لذا، لازم است از احداث دال دسترسی بر روی خاکهای سست و کم مقاومت، بخصوص خاکهای دستی، اجتناب گردد. لازم به ذکر است که تقویت خاک زیر دال دسترسی توسط روشهای تزریق و ژئوتکستایل، در خصوص پلهای، موجود می‌تواند بسیار مفید واقع گردد.

#### ۴-۷- دیافراگمهای عرضی

##### ۴-۷-۱- آسیب‌دیدگی دیافراگمهای عرضی

دیافراگمهای عرضی<sup>۱</sup> اعضایی هستند که به عنوان تکیه‌گاه‌های جانبی شاهتیرها در پلهای با سیستم دال و تیر<sup>۲</sup> به کار می‌روند. به هنگام لرزش‌های ناشی از زمین‌لرزه، دیافراگمها، به عنوان قید جانبی شاه تیرها، احتمال ناپایداریهای جانبی را کاهش می‌دهند. دیافراگمها به فواصل معینی در طول دهانه نصب می‌شوند که از منظر آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای نظیر AASHTO DIV. I-A وجودشان، بویژه در نواحی تکیه‌گاهها، الزامی است. طبق تحقیقات انجام شده توسط Bruneau و Zahrai در دانشگاه Ottawa، تأثیر دیافراگمهای عرضی انتهایی<sup>۳</sup> نسبت به دیافراگمهای میانی<sup>۴</sup> روی رفتار لرزه‌ای جانبی پلها به مراتب بیشتر ارزیابی شده است [۲۴]. این عناصر که در صورت داشتن طرح شکل‌پذیر به هنگام زلزله به عنوان فیوزهای سازه‌ای به کار می‌روند توانایی استهلاک انرژی لرزه‌ای فوق‌العاده‌ای دارند و همواره توصیه شده است تا در ارائه طرحهای مقاوم‌سازی از وجود این المانها مطمئن شده و در صورت لزوم، اقدام به تعبیه یا تعویض آنها نمود. با اطمینان

<sup>1</sup> Cross Frames

<sup>2</sup> Slab on Girder

<sup>3</sup> End Cross Frame

<sup>4</sup> Middle Cross Frame

از اینکه قابهای عرضی فولادی (دیافراگمها) مستقر روی پایه‌ها و کوله‌ها شکل‌پذیر طرح شوند، به طوری که، قبل از آنکه زیرسازه به مقاومت نهایی خود برسد این عناصر به تسلیم برسند، می‌توان از گسترش آسیبها به اجزای زیرسازه‌ای غیرشکل‌پذیر، فونداسیون و نشیمن‌گاهها جلوگیری نمود. این موضوع به صورت شماتیک در شکل ۱۲۴ نشان داده شده است. انواع مختلفی از سیستمهای قادر به مستهلاک نمودن انرژی لرزه‌ای را برای این منظور می‌توان به کار گرفت. از میان این سیستمها، قابهای مهاربندی شده برون محور<sup>۱</sup>، سیستمهای پانل برشی<sup>۲</sup> و ورقهای مثلثی شکل فولادی همراه با ابزار سخت‌کننده و میراکننده<sup>۳</sup> در مورد ساختمانها کاربرد زیادی دارند. عدم وجود ضوابطی در خصوص جزئیات طراحی فولاد شکل‌پذیر در برابر سیکلهای زلزله در آیین‌نامه‌های طراحی پل ایالات متحده، در سالهای گذشته موجب شد تا این سیستمها در پلهای قدیمی به کار گرفته نشود. Zahrai و Bruneau [۶۵] مدل‌های تحلیلی ساده شده‌ای همراه با یک روش طراحی گام به گام برای این سه نوع سیستم قاب عرضی شکل‌پذیر در پلهای با روسازه‌های تیر و دال ارائه دادند و رفتار قاب عرضی شکل‌پذیر را به کمک انجام تحلیل‌های غیرخطی بررسی نموده و با آزمایش به تأیید رساندند. شایان ذکر است، گرچه، دیافراگمهای عرضی از نوع مهاربند هم‌محور هم می‌توانند تا اندازه‌ای شکل‌پذیر رفتار کنند اما در تحقیق انجام گرفته توسط دو محقق مذکور این نوع قاب عرضی به علت سختی بالایی که نسبت به نوع برون محور از خود به نمایش می‌گذارند دارای منحنی هیستریزیس تیزتری هستند و تنزل مقاومت<sup>۴</sup> ناچیزی از خود نشان داده که مورد نظر قرار نگرفته‌اند.

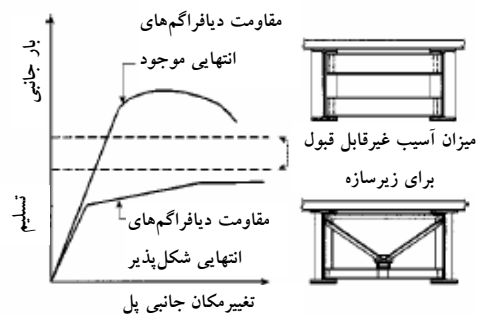
<sup>1</sup> Eccentrically Braced Frame(EBF)

<sup>2</sup> Shear Panel System(SPS)

<sup>3</sup> Triangular plate Added Damping And Stiffness devices(TADAS)

<sup>4</sup> Strength Degradation





شکل ۴-۱۲۰- رفتار غیرارتجاعی دیافراگمهای عرضی انتهایی شکل‌پذیر در مقایسه با انواع غیرشکل‌پذیر موجود [۶۶]

#### ۴-۷-۲- راه‌کارهای بهسازی لرزه‌ای دیافراگمهای عرضی

از جمله راهکارهای بهسازی این اعضا تعویض انواع غیرشکل‌پذیر با نمونه‌های شکل‌پذیری امروزی است. بررسی اتصالات شامل صفحات اتصال، جوش، پیچ یا پرچ و در صورت نیاز، تعویض آنها به عنوان یکی دیگر از راهکارهای بهسازی لرزه‌ای این اجزا به شمار می‌آید.



شکل ۴-۱۲۱- استفاده از دیافراگمهای انتهایی در پلهای دال و تیر



شکل ۴-۱۲۲- قطع شدن اتصال دیافراگم به شاه‌تیر فولادی قاب ۳۵۱ بزرگراه Hanshin به علت حرکت عرضی پل در زمین‌لرزه Kobe موجب وقوع کمانش در جان شاه‌تیر شده است [۶۴].

#### ۴-۸-شاهتیرها و تیرهای سرستون

##### ۴-۸-۱- آسیب وارده به شاهتیرها، تیرهای سرستون و درزهای انبساط

در گذشته، تیرها نسبت به ستونها در طرح لرزه‌ای و ارزیابی لرزه‌ای کمتر مورد توجه قرار گرفته‌اند. در بسیاری از پلهای ساخته شد تیرها، به علت مقتضیات بارهای ثقلی و عملکرد ترکیبی با روسازه، از ستونها قوی‌ترند. همچنین، در بسیاری از پلها، عواقب شکست تیرها نسبت به شکست ستونها از شدت کمتری برخوردار است. اما در پلهای با پیش‌آمدگی<sup>۱</sup>، تیرها اجزای بحرانی قاب تلقی شده که و می‌توانند در معرض بارگذاری‌هایی قرار گیرند که منجر به شکست گردد [۶۳].

در مورد تیرهای سرستون نیز پس از وقوع زمین‌لرزه Loma Prieta در سال ۱۹۸۹، سه نقص کلی مشخص گردید:

<sup>۱</sup> Trigger

- ۱- ظرفیت برشی ناکافی: جایی که برشهای ثقلی و لرزه‌ای به هم اضافه می‌شوند.
  - ۲- قطع زود هنگام آرماتورهای منفی
  - ۳- مهار ناکافی آرماتورهای تیر سرستون به نواحی انتهایی توسعه لنگرهای منفی در ناحیه، قطع زود هنگام آرماتورهای منفی باعث شکل‌گیری ترک‌های خمشی و سپس ترک‌های خمشی- برشی شده است و در صورت کمبود آرماتورهای برشی، برای کنترل ترک‌ها به کار رفته که ممکن است منجر به ویرانی قاب گردد [۷۰]. در شکل‌های ۱۲۷ و ۱۲۸ نمونه‌ای از آسیب وارده به تیر سرستون مشاهده می‌گردد.
- امواج زلزله ممکن است منجر به جابجایی ناهمگن میان روسازه و زیرسازه شوند. جابجایی نسبی بزرگ ممکن است به از دست رفتن تکیه‌گاه و فروریزش دهانه منجر شوند. حتی در جابجایی‌های کوچک ممکن است درزهای انبساط در خلاف جهت هم به یکدیگر فشار وارد کرده یا یکدیگر را هل دهند که منجر به شکستگی می‌شود. پل **Chang-Geng** (شکل ۱۲۹) و پل **Shuong-Tung** (شکل ۱۲۹ الف) دو نمونه از این آسیب‌دیدگی‌ها در زلزله **Chi Chi** در سال ۱۹۹۹ را نشان می‌دهند [۵۸].



شکل ۴-۱۲۳- آسیب وارده به درز اجرایی و تیر سرستون در پل بزرگراه ۱۳۵ **Tehuacán** در زلزله تایوان (۱۹۹۹) [۶۴].



شکل ۴-۱۲۴- شکست برشی تیر سرستون در زلزله کوبه و کمانش مهاربندهای افقی [۵۴].



شکل ۴-۱۲۵- الف و ب - آسیب وارده به درز انبساط پل Chang-Geng در زلزله Chi Chi (۱۹۹۹) [۵۸].



شکل ۴-۱۲۶- ایجاد ترک‌های برشی در شاه‌تیر پل **Ling-Wei** در نواحی تکیه‌گاهی طی زلزله **Chi Chi** (۱۹۹۹) [۵۸].

#### ۴-۸-۲- راهکارهای بهسازی لرزه‌ای شاه‌تیرها و تیرهای سرستون

جهت بهسازی لرزه‌ای شاه‌تیرها و سرستونها توصیه می‌گردد به موارد زیر همواره

توجه شود:

- ۱- لحاظ نمودن طول کافی نشیمن برای عرشه بر روی شاه‌تیرها
- ۲- تأمین ظرفیت برشی مناسب برای شاه‌تیرها
- ۳- اجتناب از قطع زود هنگام آرماتورهای منفی سرستون
- ۴- تأمین طول مهار آرماتورها

#### ۴-۹- آسیبهای غیرسازه‌ای

در پلها، به دلیل کم اهمیت‌تر بودن اجزای غیر سازه‌ای نسبت به سایر اجزای پل، این اجزاء کمتر مورد توجه واقع می‌شوند. لیکن، بطور کلی خرابیهای وارد بر اجزای غیر سازه‌ای پلها در حین زلزله در شش گروه زیر قابل تقسیم می‌باشند:

۱- **نرده‌های حفاظ:** خرابی پل و خصوصاً وقوع اعوجاج در اعضای پلها موجب شکستن و از جا خارج شدن نرده حفاظ پلها از محل خود می‌شود. دلیل اهمیت این اعضا جلوگیری آنها از فرو افتادن ماشینها، قطار، دوچرخه و یا حتی عابرین پیاده از روی پل در صورت وقوع زمین‌لرزه می‌باشد. لذا، امروزه استفاده از نرده‌های انعطاف‌پذیر و نیز قفل و بست پایه آنها به عرشه بطور جدی توصیه می‌گردد.

۲- **روسازی:** روسازه اجرا شده در پلهای بین شهری و شهری عموماً از نوع آسفالت می‌باشد. این نوع از روسازی پس از وقوع زمین‌لرزه، دچار ترک خوردگی می‌گردد که البته می‌توان بلافاصله پس از زلزله نسبت به ترمیم آنها اقدام نمود. لذا، توصیه می‌گردد از روسازی با شکل‌پذیری بیشتر بهره گرفته شود. همچنین، گاهی در پلهای راه‌آهن نیز ریلها و قطعات آنها پس از زمین‌لرزه، از مسیر خود منحرف می‌شوند که لازم است پس از زلزله، نسبت به ترمیم آنها اقدامات مقتضی صورت پذیرد. لازم به ذکر است امروزه، در بسیاری از کشورها ریلهای راه‌آهن به صورت شکل‌پذیر متداول می‌باشند.

۳- **علائم راهنمایی و رانندگی و تابلوهای تبلیغاتی:** به طور کلی توصیه می‌گردد از نصب تابلوهای تبلیغاتی سنگین، بر خلاف آنچه امروزه در ایران مرسوم است، اجتناب گردد. همچنین تابلوها و علائم راهنمایی و رانندگی بایستی حتی الامکان سبک بوده و به شیوه مناسب به پل متصل گردند.

۴- **تأسیسات آب، برق و گاز که از روی پلها عبور می‌نمایند:** از مهمترین اجزای غیرسازه‌ای در پلها لوله‌های آب، برق، گاز و مخبرات می‌باشند. به دلیل انعطاف‌پذیری اندک این لوله‌ها، در بسیاری از موارد پس از وقوع زمین‌لرزه شکسته شده و کاربری سیستمهای مرتبط با خود را با وقفه روبرو می‌سازند. لذا توصیه می‌شود جهت انتخاب

مصالص و تأمین شکل‌پذیری لازم برای این اجزاء، طراح تأسیسات پل هماهنگیهای لازم را با طراح سازه پل انجام دهد و از میزان تغییرشکل‌های پل تحت بار زلزله، جهت طراحی این اعضا اطلاع یابد.

**۵- پلهای تأسیسات:** امروزه برخی از پلها تنها جهت عبور لوله طراحی و ساخته می‌شوند. لذا، لازم است در طراحی آنها به بارهای جانبی وارد بر آنها از جمله زلزله، توجه لازم را مبذول داشت.

**۶- پیاده‌روها:** از دیگر اجزای غیر سازه‌ای می‌توان به سطح پیاده‌رو، جداول و قرنیزهای پل اشاره نمود. بدیهی است با توجه به ترد بودن اکثر مصالح مورد استفاده در این اجزاء امکان خرابی و ترک‌خوردگی آنها وجود دارد که می‌توان پس از وقوع زمین‌لرزه نسبت به ترمیم و برطرف نمودن این آسیبها اقدام نمود.



شکل ۴-۱۲۷- آسیب‌دیدگی لوله‌های تأسیسات بر اثر زلزله



شکل ۴-۱۲۸- انحراف ریل راه‌آهن عبوری از روی پل بر اثر زلزله

#### ۴-۱۰- سایر آسیب‌ها

##### ۴-۱۰-۱- کوبیده شدن<sup>۱</sup> قسمتهای سازه‌ای پل به یکدیگر

مسئله کوبیده شدن قطعات سازه‌ای پلها در هنگام زلزله به علت تغییر مکانهای لرزه‌ای از پیش تعیین نشده روی می‌دهد. حالت بحرانی زمانی اتفاق می‌افتد که سازه‌های مجاور ارتفاعات متفاوتی داشته باشند. نیروهای ضربه ناشی از کوبیده شدن ممکن است نیروهای برشی را تشدید کرده و احتمال شکست ترد را افزایش دهند. در زمین‌لرزه‌های مختلف، روسازه و زیرسازه‌های بسیاری از پلها به علت این مسئله آسیب جدی دیده‌اند [۶۳]. برخوردی که بین اجزای عرشه‌های مجاور در اثر زلزله به وقوع می‌پیوندد علاوه بر آثار تخریبی موضعی که برجا می‌گذارد، موجب می‌شود که تغییری بنیادین در پاسخ لرزه‌ای کل سیستم سازه‌ای ایجاد گردد [۶۱].

<sup>۱</sup> Pounding



مطالعات نشان می‌دهد پارامترهای مؤثر در میزان آسیب‌دیدگی ناشی از ضربه دهانه‌ها به یکدیگر به هنگام زلزله، عبارتند از سختی نسبی و پی‌ریز نسبی قابهای مجاور، ویژگیهای ارتعاشی جنبش زمین، مقیدکننده‌ها، درزهای انبساط و مقاومت تسلیم قابها. در پلهای چند دهانه، در صورت وجود اختلاف میان ویژگیهای ارتعاشی قابها ممکن است جنبش ناهم‌فازی، به هنگام تحریک زلزله، صورت پذیرد که منجر به کوبیده شدن دهانه‌ها به یکدیگر و یا کوبیده شدن عرشه به کوله گردد. همین مسأله، ممکن است منجر به آسیبهای ثانویه گردد. طی زلزله San Fernando در سال ۱۹۷۱، ضربه زدن عرشه به کوله به عنوان یکی از عوامل آسیبهای وارده به پلهای بزرگراهی با کوله‌های از نوع نشیمن مطرح گردید. در زمین‌لرزه Loma Prieta در سال ۱۹۸۹، نیز نمونه‌های متعددی از آسیب‌های ناشی از برخورد در پلهای چند دهانه دیده شد. در طی این زلزله، ضربه شدیدی بین عرشه تحتانی و ستونهای نگهدارنده عرشه بالایی بخش جنوبی پلی در China Basin کالیفرنیا به علت اختلاف ارتفاع بین اعضای مجاور پل، ایجاد شد. در زلزله Northridge در سال ۱۹۹۴، آسیب‌های ناشی از ضربه به تعداد زیادی از درزهای انبساط و کوله‌های پلها در بزرگراه ایالتی شماره ۱۵ و تقاطع ۱۴ ایالتی<sup>۲</sup> که نزدیک مرکز زمین‌لرزه قرار داشت، آسیب رساند. مطابق گزارشهای شناسایی زلزله Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵، برخورد، علت اصلی شکست تکیه‌گاههای از نوع نشیمن شناخته شد. همین پدیده باعث فروریزش عرشه پلهای متعددی شد. عرشه قسمتی از پل آزادراه Hanshin جابجایی طولی بزرگی (۳۰ سانتی‌متر) را تجربه کرد و همین امر موجب شد تا آسیبهای ناشی از ضربه به مقدار زیادی به مفاصل میانی دهانه‌ها آسیب وارد کند. مشاهدات انجام گرفته پس از زلزله Chi Chi هم نشان داد که حدود ۳۰ پل به علت ایجاد ضربه وارده به درزهای انبساط آسیب دیدند [۳۰].

<sup>۱</sup> Interstate 5

<sup>۲</sup> State Road 14 Interchange



شکل ۴-۱۲۹- آسیب وارده شده به پل رودخانه Santa Clara در زلزله Northridge (۱۹۹۴)  
در اثر ضربه کوله به روسازه در راستای طولی [۶۴].



شکل ۴-۱۳۰- ضربه زدن روسازه و کوله و آسیب وارده به کوله در کوبه ژاپن- به حرکت عرضی  
عرشه توجه کنید [۵۴].







## **فصل پنجم**

### **دسته بندی کلی آسیب‌ها و ضعف‌های مشاهده شده در پل‌ها بر اثر زلزله**

در هر یک از زلزله‌های روی داده، آسیبها و خساراتی به پلها و راههای اتباطی وارد گردیده است. لذا، بررسی و مطالعه این آسیبها و دلایل بروز آنها نقش بسزایی در ارائه روشهای بهینه، به منظور طراحی و بهسازی لرزه‌ای پلها، دارا خواهد بود. همانگونه که در زیر مشاهده می‌گردد، آسیبهای وارد بر پلها بر اثر وقوع زمین‌لرزه‌های رخ داده در طی سال‌های ۱۹۶۶ تا ۱۹۹۹، در قالب جدول ذکر گردید است:

نام زلزله: Chi Chi		
محل وقوع زمین لرزه: تایوان		
سال وقوع زلزله: ۱۹۹۹		
نام پل آسیب‌دیده	نوع آسیب	علت آسیب دیدگی
I-Chang, Wu-Shi, و Ming-Chu Tong-Tou	افتادن و شکستن عرشه‌ها	کج شدگی پایه، کمبود پهنای نشیمن، ظرفیت پایین ابزار مقید کننده، نزدیکی ساختگاه به گسل
Bei-Fong	آسیب‌دیدگی سه دهانه از پل و تشدید تغییر مکان‌ها به سبب تأثیرات خاک در ساختگاه	عبور گسل از محل ساختگاه
.Yen-Feng Shuong-Tung	جابجایی‌های روسازه و آسیب‌دیدگی کلیدهای برشی	کلیدهای برشی به طور مناسب عمل نکردند و به هنگام زلزله دچار گسیختگی شدند
Mao-Lau-Shi	حرکت جسم صلب	استفاده از ستون کوتاه
	جابجایی افقی	خمیدگی در پلان
	ترک‌های برشی - پیچشی پایه‌ها	_____
	بالای پایه‌های بتن آرمه پل ترک‌های مایل زیادی مشاهده شد و عرشه پل تعادل خودش را از دست داد و به سمت بیرون متمایل گردید.	_____
Shuong-Tung	بریده شدن شاخه‌های آرماتور و خردشدگی بتن	حرکت جسم صلب تحمیل شده به مرز بین سرستون و ستون
Shi- و Mao-Lou Nan	نشست فونداسیون	روانگرایی خاک

نام زلزله: Kobe		
محل وقوع زلزله: ژاپن		
سال وقوع زلزله: ۱۹۹۵		
نام پل آسیب‌دیده	نوع آسیب	علت آسیب‌دیدگی
Nishinomiya	فروافتادگی دهانه	عملکرد ضعیف ابزار مقید کننده
Hyogoken-Nanbu	از دست رفتن تکیه‌گاه، جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه	روانگرایی خاک
Hanshin	جابجایی طولی	کوئیده شدن قسمت‌های سازه‌ای پل به یکدیگر
	شکست نشیمن‌گاه‌ها	-
	فروریزش پل	قطع زود هنگام ۱/۳ آرماتورهای طولی در ۲۰٪ ارتفاع ستون و کمبود محصورشدگی بتن پایه
	شکست‌های مربوط به وصله‌های جوشی و قطع‌شدگی آرماتورهای طولی	مهار نامناسب آرماتورهای طولی در ستون‌های بتنی
	پل بتن مسلح دارای پایه‌های قارچی شکل در منطقه Fukae دچار واژگونی گردید	تکان‌های شدید زمین نزدیک به گسل



ستون‌های بتنی حمایت‌کننده، فقط حاوی نصف تعداد خاموت‌هایی بوده‌اند که در آیین‌نامه جدید ژاپن توصیه شده است	فروریختن بخش ۶۳۵ متری بزرگراه
تخمین دست بالای تنش برشی مجاز بتن	
طول ناکافی وصله‌های پوششی که در وسط ارتفاع قطع شده بودند	
عدم کفایت خاموت‌ها و دورپیچ‌های موجود	
تفاوت قابلیت ارتجاعی آرماتورهای فولادی و بتن	
تغییر شکل خود پایه	کج شدگی پایه‌ها
شکست درز جوش در گوشه‌های پایینی ستون و سپس گسترش آن در تمام طول درز	گسیختگی برشی کامل پایه‌های فولادی
وقوع شکست کلی ستون فولادی	فروریختگی روسازه
بارهای ترافیکی عبوری از پل استفاده از روش گریز از مرکز در ساخت فولاد	شکست ترد به صورت ترک خوردگی‌های میکروسکوپی
از زمین‌لرزه‌های گذشته	در محل اتصالات نیز ترک‌هایی مشاهده گردید.
خستگی کم‌تواتر	شکست پل

روانگرایی خاک	وقوع حالاتی از ترک‌خوردگی‌های خمشی در شمع‌ها که موجب تغییر مکان‌های ماندگار بزرگی در آنها گردیده	عموم پل‌ها
از دست رفتن سطح اتکا	تغییر مکان جانبی دهانه‌هایی از پل‌ها که از روی تکیه‌گاه‌هایشان فرو افتادند	
از دست رفتن سطح اتکا	خمیدگی جانبی بزرگ در شاهتیرهای فولادی و گسیختگی دیافراگم‌های انتهایی	
از دست رفتن سطح اتکا	گسیختگی در محل ماهیچه تیرهای دیافراگم در نزدیکی انتهای ماهیچه	
شرایط ساختمانی	خرابی عمده و فروریزش‌های ایجادشده در جاده‌های بالاتر از آب	
روانگرایی و انتشار جانبی	تغییر شکل‌های دائمی در زیرسازه‌ها	
کویده‌شدن قسمت‌های سازه‌ای پل به یکدیگر	شکست تکیه‌گاه‌های از نوع نشیمن	
کویده‌شدن قسمت‌های سازه‌ای پل به یکدیگر	فروریزش عرشه پل‌ها	

<p>ضعف پیوستگی در روسازه، طول ناکافی تکیه‌گاه شاهتیرها، وجود تکیه‌گاه‌های مورب که موجب دوران روسازه حول یک محور قائم می‌شوند یا حرکات بیش از حد در تکیه‌گاه‌های روسازه ناشی از گسیختگی خاک زیر پایه‌ها یا کوله‌ها</p>	<p>از دست‌رفتن تکیه‌گاه شاهتیرها</p>	
<p>تغییر مکان جانبی</p>	<p>خمش شدید شاهتیرهای فولادی و حتی گسیختگی دیافراگم‌های عرضی و گسیختگی کششی پیچ‌های اتصال دیافراگم‌ها به شاه تیرها</p>	

نام زلزله: Niigata		
محل وقوع زلزله: ژاپن		
سال وقوع زلزله: ۱۹۶۴		
نام پل آسیب‌دیده	نوع آسیب	علت آسیب‌دیدگی
عموم پل‌ها	آسیب‌دیدگی کوله‌ها	روانگرایی خاک
نام زلزله: Lima Prieta		
محل وقوع زلزله: ایالات متحده		
سال وقوع زلزله: ۱۹۸۹		
نام پل آسیب‌دیده	نوع آسیب	علت آسیب‌دیدگی
Cypress	تخریب فاجعه‌آمیز پل	شکست یک پداستال بتنی درست بالای اتصال طبقه اول
	شکستگی اتصالات زانویی	_____
عموم پل‌ها	تشدید تغییر مکان‌ها	نهشته‌های رسوبی خاک نرم، حرکات زمین بستر سنگی را تشدید نمود
	کوبیده شدن قسمت‌های سازه‌ای پل به یکدیگر	ضربه شدید عرشه تحتانی و ستون‌های نگهدارنده عرشه بالایی به علت اختلاف ارتفاع بین اعضای مجاور پل

نام زلزله: <b>Norridge</b>		
محل وقوع زلزله: کالیفرنیا		
سال وقوع زلزله: ۱۹۹۴		
نام پل آسیب‌دیده	نوع آسیب	علت آسیب‌دیدگی
<b>Gavin</b> زیرگذر <b>Canyon</b>	فروافتادگی دهانه	ضعف فیودی که به موازات امتداد پل قرار داشتند
<b>Pico-Lyons</b>	در محل قطع جوش بین جان شاهتیر و سخت کننده جان دچار آسیب شد	هیچ اتصالی میان سخت کننده‌های جان و بال تحتانی شاهتیرها در محل دیافراگم وجود نداشته باشد.
عموم پل‌ها	شکستگی مهاری نشیمنگاه‌ها روی کوله‌ها و سرستون قاب‌ها	عدم کفایت نسبی پهنای نشیمن
	کوئیده شدن قسمت‌های سازه‌ای پل به یکدیگر	ضربه به تعداد زیادی از درزهای انبساط و کوله‌های پل‌ها
	تغییر مکان‌های عرضی کوچک	آسیب‌دیدگی کلیدهای برشی
	کماتش قاب‌های عرضی انتهایی یا شکست اتصالات میان دیافراگم‌ها، صفحات اتصال و سخت‌کننده‌های جان	

نام زلزله: Petrolia		
محل وقوع زلزله: کالیفرنیا شمالی		
سال وقوع زلزله: ۱۹۹۳		
نام پل آسیب‌دیده	نوع آسیب	علت آسیب‌دیدگی
Van Duzen	کمانش در قاب‌های عرضی انتهایی و مهاربندی‌های افقی	_____
	خردشدگی‌های پوشش بتن در محل اتصال عرشه بتن مسلح و بال فوقانی شاهتیرهای فولادی در دهانه آخر پل که منجر به لغزش عرشه گردید.	عدم کفایت کلیدهای برشی
	گسیختگی دیافراگم‌های عرضی انتهایی و اتصالات آنها و همچنین آسیب‌دیدگی موضعی در محل مفاصل	عملکرد نامناسب کلیدهای برشی

نام زلزله: Hayward		
محل وقوع زلزله: کالیفرنیا		
سال وقوع زلزله: ۱۹۶۸		
علت آسیب‌دیدگی	نوع آسیب	نام پل آسیب‌دیده
روانگرایی خاک	از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه	-

نام زلزله: Charlesto		
محل وقوع زلزله: کالیفرنیا		
سال وقوع زلزله: ۱۹۸۶		
علت آسیب‌دیدگی	نوع آسیب	نام پل آسیب‌دیده
روانگرایی خاک	از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه	-

نام زلزله: SanFrancisco		
محل وقوع زلزله: کالیفرنیا		
سال وقوع زلزله: ۱۹۷۱		
علت آسیب‌دیدگی	نوع آسیب	نام پل آسیب‌دیده
روانگرایی خاک	از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه	SanFrancisco

نام زلزله: Prince William Sound		
محل وقوع زلزله: کالیفرنیا		
سال وقوع زلزله: ۱۹۶۴		
علت آسیب‌دیدگی	نوع آسیب	نام پل آسیب‌دیده
روانگرایی	از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه	-



نام زلزله: کالیفرنیا		
محل وقوع زلزله: کالیفرنیا		
سال وقوع زلزله: ۱۹۷۱		
علت آسیب‌دیدگی	نوع آسیب	نام پل آسیب‌دیده
ضربه زدن عرشه به کوله	کویده‌شدن قسمت‌های سازه‌ای پل به یکدیگر	عموم پل‌ها
نشست خاکریز کوله‌ها	اختلاف نشست زیاد در بسیاری از محل‌های دال دسترسی	

نام زلزله: شیلی		
محل وقوع زلزله: شیلی		
سال وقوع زلزله: ۱۹۸۵		
علت آسیب‌دیدگی	نوع آسیب	نام پل آسیب‌دیده
نشست خاکریز کوله‌ها	اختلاف نشست زیاد در بسیاری از محل‌های دال دسترسی	عموم پل‌ها

نام زلزله: Costa Rica		
محل وقوع زلزله: Costa Rica		
سال وقوع زلزله: ۱۹۹۱		
علت آسیب‌دیدگی	نوع آسیب	نام پل آسیب‌دیده
روانگرایی خاک	از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه	Limon Province







## فصل ششم

### بررسی آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پل‌ها و تکامل تدریجی آنها

#### ۶-۱- مقدمه

پس از زمین‌لرزه ۸/۱۹ ریشتری Kanto در سال (۱۹۲۳) در ژاپن، مشخص گردید که بارهای متعارف، که تا آن زمان جهت تحلیل و طراحی سیستم‌های سازه‌ای پل‌ها به کار گرفته می‌شدند، به تنهایی کافی نیستند و باید بگونه‌ای در مناطق لرزه‌خیز اثرات زلزله را نیز مشمول طرح نمود. روش استاتیکی معادل، معروف به روش ضریب زلزله، با ضریبی بین ۰/۱ تا ۰/۳ بر اساس فلسفه تنشهای مجاز اولین گام برای لحاظ نمودن آثار مخرب ناشی از زمین‌لرزه روی سیستم‌های سازه‌ای و از آن جمله پل‌ها به شمار می‌رود که نخستین بار در ۱۹۲۷ به کار گرفته شد. از آن پس بود که با رخداد زلزله‌های جدید و گسترش تحقیقات در زمینه رفتار لرزه‌ای پل‌ها آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پل‌ها تکمیل‌تر شدند. در آیین‌نامه ژاپن که در سال ۱۹۶۴ تدوین گشته بود، تنها به در نظر گرفتن ضرایب زلزله ۰/۲ برای راستای افقی و ۰/۱ برای راستای قائم اکتفا شده بود و جنبه‌های مهمی نظیر تشدید حرکات زمین به علت نزدیکی به گسل فعال، شکل‌پذیری، پاسخ دینامیکی، روانگرایی و ابزار مقیدکننده حرکات عرشه برای جلوگیری از فروریزش دهانه‌ها مدنظر قرار نمی‌گرفت. این روند

موجب گشت تا در زمین‌لرزه Kobe در، ۱۹۹۵ تعداد فراوانی از پلهای طرح شده مطابق با آیین‌نامه قدیمی ۱۹۶۴، دچار آسیب‌دیدگی شدید گردند [۶۱].

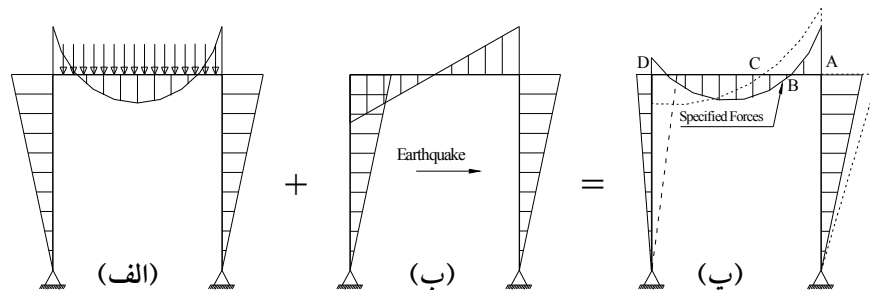
روشهای طرح ارتجاعی به کاربرده شده در پلهای قدیمی، کسرکوچکی از نیروهای جانبی را در نظر می‌گرفتند که در نتیجه:

الف- تغییر مکانهای لرزه‌ای بر اساس تراز نیروهای جانبی اعمال‌شده در این روش و استفاده از مقطع کل به جای مقطع ترک‌خورده (در نظر گرفتن سختی کامل المان بویژه در اعضای بتن‌آرمه) بسیار کم برآورد می‌شدند.

ب- از آنجا که میزان نیروهای جانبی کوچکتر از نیروهای مورد انتظار آیین‌نامه‌های امروزی برآورد می‌شد، الگوهای لنگر تحت ترکیبات بارهای ثقلی و لرزه‌ای به اشتباه محاسبه می‌شدند. نقاط عطف لنگرها، موقعیتهای و مقادیر لنگرها در مقادیر بحرانی نیز اغلب غلط به دست می‌آمد که نتیجه آن تعیین نابجای محل قطع آرماتورهای اصلی بود. به عنوان مثال شکل ۱۳۵ در نظر گرفته می‌شود. این شکل لنگرها را در یک قاب دو ستونی تحت بار مرده D (قسمت الف) و پاسخ لرزه‌ای عرضی E (قسمت ب) نشان می‌دهد. مطابق با فرضیات شرح داده شده در فوق، لنگرهای ناشی از ترکیبات بارهای ثقلی و لرزه‌ای (D+E) نیز در قسمت پ توسط منحنی توپر نمایش داده شده است. با افزایش تراز نیروهای جانبی E به مقدار واقعی متناظر با ایجاد مقاومت خمشی بحرانی عضو در اتصال، پخش لنگر نشان داده شده در قسمت پ (خط چین) حاصل می‌شود. بدین ترتیب نقطه عطف پیش‌بینی شده B (در روش فوق) به نقطه C شیفت پیدا می‌کند. لذا آرماتور منفی تیر سرستون<sup>۱</sup> که، زودتر از زمان لازم قطع شده است، سبب شکل‌گیری شکست، در فاصله کمی از اتصال A خواهد شد و در انتهای دیگر تیر سرستون (اتصال D) به دلیل در نظر گرفتن لنگر مثبت کوچکی در این اتصال، آرماتور مثبت فراهم شده به قدر کافی در درون اتصال مهار نمی‌شود و یک شکست زودرس اتفاق می‌افتد.

<sup>۱</sup> Cap Beam

پ- در نظر نگرفتن عملکرد غیرارتجاعی سازه، مفاهیم شکل‌پذیری و شکل‌گیری مفاصل خمیری (تحمل تغییر شکل‌های غیرارتجاعی بزرگ)، امکان شکست اعضای سازه را بسیار بالا می‌برد (خصوصاً شکست ترد برشی). همانطور که در بخش‌های بعدی ملاحظه خواهیم نمود بیشتر تخریبهای صورت گرفته به نحوی با یک یا ترکیبی از سه نقص فوق مرتبط می‌باشند [۶۲].



شکل ۶-۱- نمایش لنگرهای ارتجاعی در قاب [۶۲].

به طور کلی می‌توان خرابی را به دو دسته کلی تقسیم‌بندی نمود:

- الف- خرابی اولیه:** خرابی ناشی از زمین‌لرزه یا تغییرشکلی که در اثر خرابی اولیه پل صورت می‌گیرد که ممکن است منجر به خرابیهای دیگر و حتی فروریختگی گردد.
- ب- خرابی ثانویه:** خرابی ناشی از زمین‌لرزه یا تغییرشکلی که در نتیجه شکست‌های سازه‌ای در هر جای پل و توسط باز توزیع نیروهای داخلی برای سازه‌ای که طرح نشده بود ایجاد می‌گردد.

باید پذیرفت که در بسیاری از حالات خرابی، وجه تمایزی بین خرابی اولیه و ثانویه دیده نمی‌شود زیرا هندسه پل پیچیده است و در حالت فروریختگی، بازسازی ذهنی مراحل تخریب دشوار است [۶۳]. در مورد طرح لرزه‌ای پلها، زلزله San Fernando نقطه عطفی به شمار می‌آید. در طی این زمین‌لرزه، ۶۲ پل در منطقه مرکزی زلزله آسیب دیدند و بیش



از ۱۵ میلیون دلار خسارت به بار آمد. عملکرد متفاوت این زلزله با زلزله‌های گذشته و خصوصیات آن که در طرح لرزه‌ای پلها در نظر گرفته نشده بودند عامل این خرابیها گزارش شده است. در زلزله‌های گذشته، بیشتر خرابیها مربوط به خرابی زیرسازه و خاک اطراف آن می‌شد، در حالی که علت اصلی خسارت و خرابی پلها در این زمین‌لرزه ارتعاش سازه‌ای بوده است. مهم‌ترین عوامل خسارت در طی این زلزله عبارت بودند از:

- فقدان شکل‌پذیری

- کوتاه‌بودن عرض نشیمن در درزهای انبساط و محل تکیه‌گاه‌ها و نهایتاً تخریب عرشه

- شکست ترد برشی در ستونهای پل و پایه‌ها قبل از تسلیم خمشی

- بیرون‌آمدن آرماتورها در ستونهای قائم که در عرشه یا فونداسیونها مهار شده بودند

- شکست فونداسیون، خاکریزها و کوله‌ها و دیوارهای بالای شکل<sup>۱</sup> آن

بعد از وقوع این زمین‌لرزه، برنامه وسیعی تدارک دیده شد. بسیاری از پلها به شتاب‌نگار مجهز شدند. مدل‌سازی تحلیلی و انواع مختلف تحلیلهای خطی و غیرخطی جهت درک بهتر رفتار پلها تدوین گردید و برنامه تقویت پلهای موجود اجرا گردید که تا این زمان نیز ادامه دارد [۶].

## ۶-۲- تاریخچه آیین‌نامه ژاپن

با توجه به اینکه اکثر مهندسين، به آیین‌نامه طراحی پلها، AASHTO، تسلط دارند و کمتر به مفاهیم طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه ژاپن توجه دارند، در این فصل سیر تکاملی آیین‌نامه طرح لرزه‌ای پلها در ژاپن بررسی می‌گردد.

## ۶-۲-۱- مقدمه

تا قبل از زلزله Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵، پلهای بزرگراهی ژاپن در برابر زلزله‌های شدیدی نظیر زمین‌لرزه بزرگ Kanto در سال ۱۹۲۳ ایمنی بالایی داشتند چرا که

<sup>۱</sup> Wing Wall

تجارب زلزله‌های گذشته جهت طرح پل‌های جدید به کار گرفته شده بود. ضرایب بزرگی برای نیروی جانبی زلزله در محدوده ۰/۲ تا ۰/۳ در روش طراحی لرزه‌ای تنش مجاز پذیرفته شده، همچنین، تمهیدات ویژه‌ای نیز به منظور جلوگیری از ناپایداری خاک در اثر پدیده‌هایی نظیر روانگرایی تدوین گشته بود. علاوه بر موارد مذکور، طراحی ابزار مقیدکننده عرشه، جهت جلوگیری از افتادگی از روی تکیه‌گاه، مورد پذیرش قرار گرفته بود. به علت رعایت موارد نام برده تعداد پلهایی که در آن زلزله دچار فروریزش کلی شدند تنها به ۱۵ عدد رسید.

زلزله Hyogoken-Nanbu در شهر کوبه و جزیره آواجی در ۱۷ ژانویه ۱۹۹۵ که منجر به فروریزش کامل و موضعی در ۹ منطقه و آسیبهای چشم‌گیر در ۱۶ منطقه دیگر شد که تجربه تازه‌ای در خصوص آسیبهای وارده به پلهای بزرگراهی مرتفع<sup>۱</sup> در مناطق شهری به شمار می‌رود. پس از این زلزله مشخص گردید که آسیبها عمدتاً به پلهایی وارد آمده است که مطابق آیین‌نامه‌های طراحی قبل از سال ۱۹۷۱ طرح و اجرا شده بودند. لذا، ارزیابی پلهایی که با آیین‌نامه‌های جدید طرح شده و توانسته بودند در برابر فروریزش مقاومت کنند بسیار حائز اهمیت است.

ابتدایی‌ترین تمهیداتی که در ژاپن برای طرح لرزه‌ای پل‌ها مد نظر قرار گرفته شد به سال ۱۹۲۶ پس از زلزله Kanto برمی‌گردد. پس از آن سال، به طور مکرر این آیین‌نامه مورد بازنگری قرار گرفت. ضوابط طراحی پلهای بزرگراهی فلزی در ۱۹۳۹ تدوین شد و در سال‌های ۱۹۵۶ و ۱۹۶۴ مورد بازنگری قرار گرفت. در این آیین‌نامه تنها یک نیروی جانبی به اندازه ۲۰٪ نیروی وزن، به عنوان نیروی جانبی معادل زلزله، قرار داده می‌شد و هیچ تمهیداتی غیر از مورد مذکور در مورد طرح در برابر زلزله وجود نداشت. این ۲۰٪ نیروی وزن به عنوان یک نیروی جانبی طراحی مبنا در روش طراحی تنش مجاز از آن زمان به کار گرفته می‌شد [۲۹].

<sup>۱</sup> Elevated Bridge

## ۶-۲-۲- آیین‌نامه سال ۱۹۷۱

اولین آیین‌نامه جامع توسط وزارت مسکن ژاپن در سال ۱۹۷۱ تحت عنوان آیین‌نامه طرح لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی تدوین گردید. در این آیین‌نامه نیروی جانبی با توجه به خطرپذیری ساختگاه، میزان اهمیت سازه و شرایط خاک منطقه و با استفاده از روش استاتیکی معادل، محاسبه می‌گشت. ارزیابی پدیده روانگرایی خاک، به علت خرابیهای به وقوع پیوسته در زلزله Niigata در سال (۱۹۶۴) مد نظر قرار گرفته بود. جزئیات طراحی جهت افزایش ایمنی یک سیستم پل در برابر زلزله نظیر ابزار جلوگیری از فروافتادگی روسازه از روی زیرسازه معرفی گردید. روشهای طراحی زیرسازه هم بین سالهای ۱۹۶۴ تا ۱۹۷۱ تحت قالب ضوابط طراحی زیرسازه ارائه گردید و ایمنی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی پس از سال ۱۹۷۱، به مقدار چشم‌گیری بهبود یافت. لذا آن سال نه تنها در ایالات متحده (پس از زلزله SanFernando) بلکه در ژاپن نیز به عنوان نقطه عطفی در مورد طرح لرزه‌ای پلها به شمار می‌آید [۲۹].

## ۶-۲-۳- ویرایش سال ۱۹۸۰

آیین‌نامه طراحی زیرسازه پل در سال (۱۹۷۱) و آیین‌نامه طرح لرزه‌ای پلها در سال (۱۹۷۱) در سال ۱۹۸۰ به آیین‌نامه طراحی پل‌های بزرگراهی تبدیل و مورد بازنگری قرار داده شد و در ۵ بخش منتشر گردید:

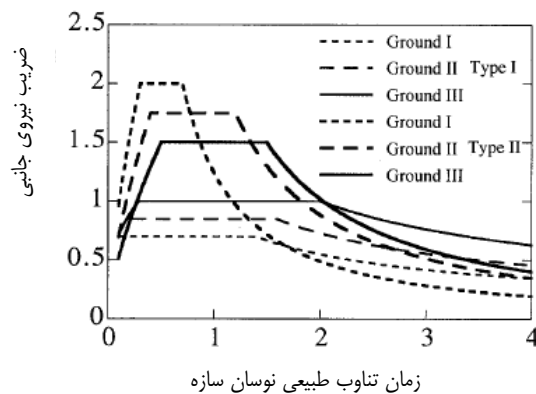
بخش اول: مفاهیم عمومی، بخش دوم: پل‌های فولادی، بخش سوم: پل‌های بتن مسلح، بخش چهارم: زیرسازه‌ها. بخش پنجم: طرح لرزه‌ای. تا قبل از سال ۱۹۸۰ در این آیین‌نامه دو ضعف عمده وجود داشت:

- تنش برشی مجاز دست بالا تخمین زده می‌شد. به عنوان مثال، تنش برشی مجاز بتن با مقاومت فشاری ۲۳/۵ مگاپاسکال برابر با ۰/۶۹ مگاپاسکال منظور می‌شد.

- طول مهار میلگردهای فونداسیون که در وسط ارتفاع پایه قطع می‌شدند ناکافی بود. مثلاً در پل نشان داده شده در شکل ۱۰۹، ۶۰ عدد آرماتور از ۱۸۰ آرماتور موجود در پایه‌های بتن‌آرمه در ۲/۵ متری پای پایه قطع شده بودند.
- دو نقص فوق در آیین‌نامه سال ۱۹۸۰ مرتفع شدند. تنش برشی مجاز برای بتن با مقاومت فشاری ۲۳/۵ مگاپاسکال به ۰/۴۴ تقلیل یافت و طول مهاری هم به ۲۰ برابر قطر آرماتور طولی به علاوه پهنای مؤثر پایه افزایش یافت.

#### ۶-۲-۴- ویرایش سال ۱۹۹۰

- در سال ۱۹۹۰، مجدداً آیین‌نامه مورد بازنگری و اصلاح قرار گرفت. مهمترین تغییراتی که پس از ۱۰ سال در این آیین‌نامه صورت پذیرفت را می‌توان در موارد ذیل خلاصه نمود:
- روش ضریب زلزله و روش اصلاح شده آن معرفی شدند.
  - کنترلی از میزان شکل‌پذیری پایه‌های بتن‌آرمه مشمول آیین‌نامه شد. طیف پاسخ ارتجاعی با مقدار شتاب ۰/۱ گرم به منظور این کنترل، معرفی شد. زلزله‌هایی با قدرت بالا نظیر Kanto (۱۹۲۳) به عنوان مبنای جنبش زمین قرار داده شدند. این مورد، اولین کنترل اعضای سازه‌ای پس از تسلیم به شمار می‌رود. گرچه ارضا نمودن این بند اجباری نبود ولی به طور مؤثری موجب افزایش شکل‌پذیری پایه‌های بتن‌آرمه شد. اما اهمیت مفهوم محصور شدن بتن توسط آرماتورها، به اندازه‌ای که توسط سایر کشورها نظیر ژاپن و ایالات متحده، مورد تأکید قرار گرفته بود، در این ویرایش ملموس نبود چرا که آسیبهای عمده‌ای در سالهای قبل در زمینه این نقطه ضعف به وقوع نپیوسته بود.
  - روش قاب استاتیکی جهت برآورد توزیع نیروی جانبی پلهای سرتاسری چند دهانه معرفی شد. این روش توانایی لحاظ نمودن رفتار سه بعدی پل را در قالب یک تحلیل استاتیکی معادل دارا بود.



شکل ۶-۲- ضریب نیروی جانبی استاندارد برای طرح شکل‌پذیر [۲۹].

### ۶-۲-۵- ویرایش سال ۱۹۹۵

چهل روز پس از زمین‌لرزه کوبه، وزارت مسکن ژاپن دستورالعمل بازسازی و تعمیر پل‌های بزرگراهی آسیب‌دیده در زلزله را جهت بازسازی منتشر ساخت. این دستورالعمل بعدها، برای ساخت پل‌های جدید و مقاوم‌سازی پل‌های بزرگراهی در تمامی نواحی ژاپن به کار گرفته شد تا اینکه در نوامبر ۱۹۹۶، مورد تجدید نظر قرار گرفت. در ویرایش ۱۹۹۵، پل با مفصل خمیری ایجاد شده در پای ستون آن طوری طرح می‌شد که رابطه زیر را ارضا کند:

$$P_a \geq k_{he} W \quad (۴)$$

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{1-2\mu_a}} \quad \text{که در این رابطه:}$$

$P_a$  ظرفیت باربری جانبی پایه،  $k_{hc}$  ضریب نیروی جانبی،  $\mu_a$  ضریب شکل‌پذیری تغییرمکانی طراحی یک پایه است. ظرفیت باربری جانبی یک پایه  $P_a$  به صورت یک نیروی جانبی که در مرکز ثقل روسازه اثر می‌کند تعریف می‌شود. اثر محبوس شدن جانبی

هم جهت ارزیابی رابطه لنگر- انحنای پایه لحاظ می‌گردد. ضریب نیروی جانبی  $k_{hc}$  در رابطه به این صورت بیان می‌شود:

$$k_{hc} = c_z \cdot k_{hc0} \quad (5)$$

که در رابطه فوق  $c_z$  ضریب اصلاح منطقه است و بین ۰/۷ تا ۰/۱ متغیر است و  $k_{hc0}$  هم ضریب اصلاح استاندارد می‌باشد. شکل ۱۳۶ ضرایب نیروی جانبی استاندارد را برای دو حالت جنبش زمین ارائه می‌دهد. جنبش نوع اول از سال ۱۹۹۰ (آیین‌نامه منتشر شده در سال ۱۹۹۰) و جنبش نوع دوم به تازگی و در آیین‌نامه ۱۹۹۵ مطرح شده است و ارائه دهنده حرکت ثبت شده زمین طی زلزله Hyogoken-Nanbu است. شایان ذکر است که جنبش نوع دوم شتابهای ضربانی<sup>۱</sup> با مقادیر بیشینه شتاب (PGA) بالا و تداوم کوتاه را شامل می‌شود در حالی که، جنبش نوع اول شتابهای با تکرار شونده با تداوم مدت تداوم بلندتر را منظور می‌کند. این اختلافهای موجود بین مدت تداوم جهت برآورد میزان شکل‌پذیری استفاده می‌شود.

#### ۶-۲-۶- ویرایش سال ۱۹۹۶

آیین‌نامه ارائه شده در سال ۱۹۹۶ ویرایش اساسی نسخه سال ۱۹۹۰ بود و به میزان زیادی به ویرایش سال ۱۹۹۵ شباهت داشت. اصلاحات اساسی که در این نسخه دیده می‌شود را می‌توان اینگونه دسته‌بندی کرد:

- کنترل شکل‌پذیری در طراحی بر اساس پارامتر شکل‌پذیری صورت گرفت. این کنترل شامل تمام اجزای سازه می‌باشد که در آنها آثار زلزله حاکم بود. این روش، در حقیقت یک روش طراحی لرزه‌ای بود که به همان اندازه روش سنتی ضریب زلزله اهمیت داشت.
- ضریب شکل‌پذیری یک پایه  $\mu_p$ ، در رابطه (۵) بر اساس نوع جنبش زمین تعیین می‌گردد. از آنجا که، تغییر مکان نهایی یک پایه بتن مسلح در معرض بارگذاری جانبی

<sup>۱</sup> Palse-Type Acceleration

چرخه‌ای (رفت و برگشتی) به تعداد چرخه‌های بارگذاری یا مدت زمان بارگذاری وابسته است، ضریب شکل‌پذیری مجاز بزرگتر به پایه‌ای اختصاص می‌یابد که تحت جنبش نوع دوم زمین قرار داده می‌شود. وابستگی مشابهی به نوع جنبش زمین برای مقاومت برشی یک پایه بتن‌آرمه و همچنین مقاومت خاک در برابر روانگرایی تعریف می‌شود.

• کنترل از تغییر مکان پس‌ماند<sup>۱</sup> ایجاد شده در یک پایه پس از زلزله هم برای پل‌های با اهمیت زیاد به کنترل‌های قبل افزوده می‌شود زیرا تغییر مکان غیرارتجاعی باقی‌مانده باید رابطه ذیل را ارضا نماید:

$$\delta_{ra} \leq \delta_{Ra} \quad (۶)$$

$$\delta_R = c_R(\mu_R - 1)(1 - r)\delta_y \quad (۷)$$

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{K_{hc} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right] \quad (۸)$$

• که در این رابطه  $\delta_R$  تغییر مکان پس‌ماند یک پایه پس از زلزله،  $\delta_{Ra}$  تغییر مکان پس‌ماند مجاز یک پایه،  $r$  ضریب دو خطی که به صورت نسبت بین ضریب سختی اولیه و ضریب سختی ثانویه (پس از تسلیم) تعریف می‌شود،  $c_R$  ضریبی است که به ضریب دوخطی  $r$  وابسته است (این ضریب در سازه‌های بتن مسلح ۰/۶ توصیه شده است) و  $\mu_R$  ضریب شکل‌پذیری پاسخ یک پایه است.  $\delta_{Ra}$  باید ۱/۱۰۰ فاصله بین پایه و مرکز ثقل روسازه فرض گردد. جزئیات طراحی که به منظور بهبود میزان شکل‌پذیری پایه‌های بتن مسلح ارائه شده بود ارتقاء یافتند. روش ارزیابی مقاومت برشی پایه‌های بتن مسلح هم مورد بازنگری قرار گرفت. طی زمین‌لرزه ۱۹۹۵ کوبه آسیبهای وارد شده به پلهای بزرگراهی شامل بزرگراه مسیر سوم<sup>۲</sup> کوبه، و مسیر پنجم ساحل خلیج<sup>۳</sup> از بزرگراههای

<sup>۱</sup> Residual Displacement

<sup>۲</sup> Route 3 (Kobe Line)

<sup>۳</sup> Route 5 (Bay Shore Line)

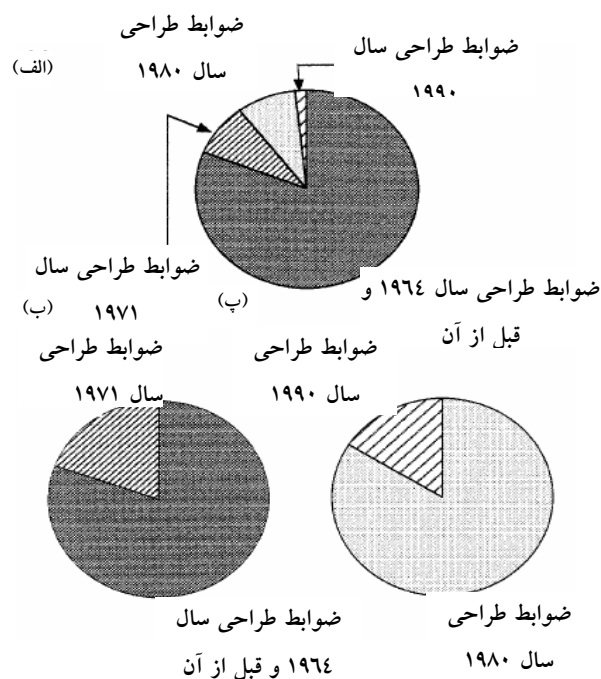
Meishin, Hanshin و Chugoku متعلق به شرکت بزرگراههای ژاپن می‌شد. این خرابیها توسط وزارت مسکن ژاپن در هفت شهر شامل کوبه جهت شناسایی و ویژگیهای عمومی آسیبها مورد بررسی قرار گرفت. تعداد کل پایه‌های مورد بررسی ۳۳۹۶ عدد بود. آنچنان که قبلاً ذکر گردید شکست برشی ایجاد شده در پایه‌های بتن‌آرمه به علت تخمین نادرست و دست بالای تنش برشی مجاز و ناکافی بودن طول مهاري آرماتورهای قطع شده در وسط پایه‌ها به عنوان علل اساسی خرابیهای پایه‌های بتن مسلح منظور گردیدند.

- تحلیل‌های گسترده‌ای جهت ارزیابی این آسیب‌دیدگی‌ها صورت گرفت. علاوه بر آسیب‌های ذکر شده، خرابیهای وارده به نشیمن‌گاههای فولادی و فونداسیونها هم وجود داشت. اغلب آسیبهای وارده به فونداسیونها ناشی از گسترش جانبی مربوط به روانگرایی خاک بود؛ حتی، ابزار جلوگیری از فروریزش دهانه‌ها هم به شدت متحمل آسیب شده بودند. شکل ۱۳۷ نمودار دایره‌ای میزان خرابی پلهای آسیب‌دیده در زلزله مورد بحث را نشان می‌دهد. همان‌طور که از نمودار هم مشخص است عمده خرابیها مربوط به پل‌هایی است که با آیین‌نامه سال ۱۹۶۴ یا قبل از آن طراحی شده بودند. در قسمت ب و پ از این شکل مقایسه‌ای میان خرابی‌های رخ داده در مسیر ۳ و ۵ انجام گرفته است. مسیر سوم در کریدور باریکی واقع شده بود که شدت لرزش‌های ثبت شده آن توسط اداره هواشناسی ژاپن برابر با VII (معادل XI-X مرکالی اصلاح شده) سنجیده شده بود. در حالی که در مسیر پنجم، که به موازات منطقه خلیج واقع شده بود شدت شتاب پاسخ تقریباً برابر نصف مسیر سوم بود. از آنجایی که مسیر سوم از اواخر دهه ۱۹۶۰ تا اواسط دهه ۱۹۸۰ احداث شده بود، ۸۰٪ پایه‌ها مطابق آیین‌نامه سال ۱۹۶۴ یا آیین‌نامه‌های قدیمی‌تر و ۲۰٪ باقی‌مانده مطابق آیین‌نامه سال ۱۹۷۱ طراحی و ساخته شده بودند، در حالی که در مسیر پنجم ۸۴٪ پایه‌ها مطابق ضوابط سال ۱۹۸۰ و ۱۶٪ نیز مطابق آیین‌نامه سال ۱۹۹۰ طرح و اجرا شده بودند. شکل ۱۳۸ نیز درجه آسیب‌دیدگی<sup>۱</sup> پایه‌های بتن مسلح واقع در مسیرهای شماره ۳ و ۵ بزرگراه Hanshin در کوبه را نشان می‌دهد. در این نمودار حالات آسیب به ۵ حالت آسیب فروریزش  $A_s$ ، زیاد  $A$ ، متوسط  $B$ ، کم  $C$  و بدون آسیب‌دیدگی  $D$  تقسیم می‌شود. حدود ۱۴٪ از پایه‌های مسیر سوم در حالت آسیب  $A$  و  $A_s$  قرار داشتند، در حالیکه چنین

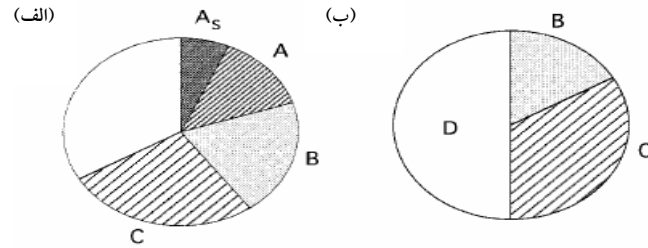
<sup>۱</sup> Damage Degree



درجه آسیبی در پایه مسیر پنجم وجود نداشت. چون پل‌های مسیر پنجم در منطقه خلیج واقع شده بود به طور مشخص نمی‌توان ادعا کرد که این پل‌ها شامل پلهایی هستند که بر اساس آیین‌نامه طراحی سال ۱۹۸۰ طراحی شده‌اند و در برابر جنبش‌های زمین از نوع زلزله کوبه ایمن هستند. لذا پس از زلزله لازم بود که مشخص شود که اگر پل‌های مسیر پنجم در کریدور پل‌های مسیر سوم قرار می‌گرفتند باز هم حالات آسیب‌دیدگی  $A_s$  و  $A$  را داشتند یا خیر.

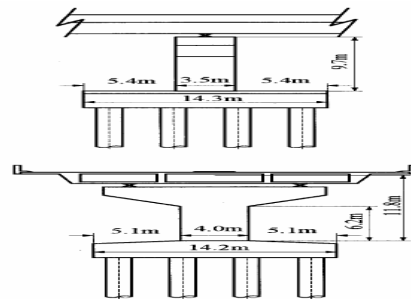


شکل ۳-۶- ضوابط طراحی مورد استفاده برای طراحی پل‌های آسیب‌دیده در زلزله Hyogoken-Nanbu: الف- کل پایه‌ها برابر با ۳۳۹۶ پایه، ب- پایه‌های مسیر سوم بزرگراه Hanshin برابر با ۱۱۰۶ پایه و پ- پایه‌های مسیر پنجم بزرگراه Hanshin برابر با ۳۴۵ پایه [۲۹].

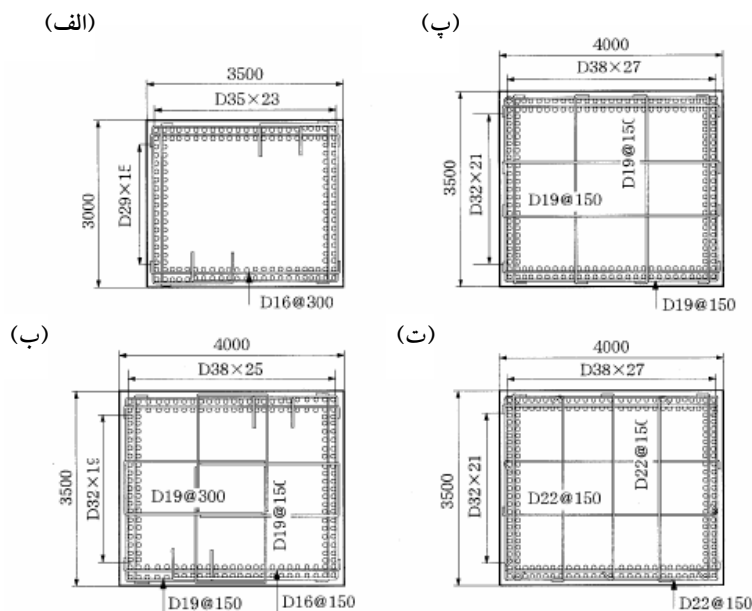


شکل ۶-۴- مقایسه وسعت آسیبها بین پل‌های الف- مسیر ۳ و ب- مسیر ۵ بزرگراه Hanshin [۲۹].

عملکرد آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای قبل و بعد از زلزله Hyogoken-Nanbu در مورد یک پایه طره‌ای بتن مسلح (شکل ۱۳۹) از یک پل ۴ دهانه سراسری با طول هر دهانه ۳۵ متر مورد بررسی قرار گرفت. هر پایه دارای ارتفاع ۹/۷ متر و مقطع مستطیلی  $۴ \times ۳/۵$  متر بود که توسط فونداسیون متکی بر شمعهای بتنی درجا (۱۶ عدد)، به قطر ۱/۵ متر، بار را به لایه‌های خاک منتقل می‌کرد. فونداسیونها متکی بر لایه‌های متناوب ماسه و رس تا ۲۵ متر پایین‌تر از سطح زمین بودند. پایه پل مطابق با آیین‌نامه سالهای ۱۹۶۴، ۱۹۸۰، ۱۹۹۰ و ۱۹۹۵، تنها با این فرض طرح شد که ابعاد هندسی مقطع و آرماتورهای پایه قابل تغییر است و سایر شرایط نظیر ارتفاع پایه، طول و وزن سازه، مشخصات خاک و مقاومت بتن و آرماتورها ثابت باقی می‌ماند. فرض بر آن بود که آرماتورهای طولی در میانه ارتفاع پایه قطع نمی‌شوند [۲۹].



شکل ۶-۵- بررسی یک پایه بتن مسلح: الف- نیمرخ طولی ب- نیمرخ عرضی [۲۹].



شکل ۶-۶- مقایسه مقطع پایه‌های طرح شده مطابق با آیین‌نامه سال‌های الف- ۱۹۶۴، ب- ۱۹۸۰، پ- ۱۹۹۰ و ت- ۱۹۹۵ [۲۹].

شکل ۱۴۰ مقاطع و آرماتورهای ۴ پایه را با یکدیگر مقایسه می‌کند. پایه طرح شده مطابق آیین‌نامه سال ۱۹۶۴، دارای پهنای ۳ متر در راستای طولی و ۳/۵ متر در راستای عرضی پل می‌باشد. در این پایه ۹۲ عدد آرماتور خم شده به قطر ۳۵ میلیمتر و ۶۰ عدد آرماتور خم شده با قطر ۲۹ میلیمتر به ترتیب در راستای هر وجه عمود و به موازات محور طولی پل قرار داده می‌شوند. درصد آرماتورهای طولی در این پایه ۱/۲۱٪ است. پایه‌های طرح شده مطابق با ضوابط آیین‌نامه سال‌های ۱۹۸۰، ۱۹۹۰ و ۱۹۹۵ همگی دارای مقطع به ابعاد ۴x۳/۵ متر بودند. در دو پایه طرح شده مطابق با آیین‌نامه سال ۱۹۹۰ و ۱۹۹۵ (به طور مختصر پایه‌های ۱۹۹۰ و ۱۹۹۵) ۱۰۸ عدد آرماتور به قطر ۳۸ میلیمتر و ۸۴ عدد آرماتور به قطر ۳۲ میلیمتر، به ترتیب در دو وجه عمود و موازی محور طولی پل، قرار داده می‌شوند. درصد آرماتور طولی در این دو پایه ۱/۳۶٪ بود، در حالی که این درصد در پایه

سال ۱۹۸۰ کمی کوچکتر و برابر با ۱/۲۵٪ بود. لذا بین ۴ پایه مذکور درصد آرماتورهای طولی تفاوت چندانی نمی‌کند و محدوده‌ای بین ۱/۲۱٪ تا ۱/۳۶٪ داراست.

مقدار خاموت بین ۴ پایه به مقدار زیادی با هم متفاوت است. در پایه ۱۹۶۴، خاموت‌های به قطر ۱۶ میلیمتر با فواصل ۳۰۰ میلیمتر به صورت جفت قرار داده می‌شوند. درصد حجمی خاموتها در این پایه تنها ۰/۰۹٪ بود. خاموتها در درون پوشش بتن با قلابهای ۹۰ درجه مهار می‌شوند. پایه‌های سالهای ۱۹۸۰ و ۱۹۹۰ دارای جزئیات مشابهی هستند. در پایه ۱۹۸۰ آرماتورهای ۱۹ میلیمتری و ۱۶ میلیمتری به ترتیب برای خاموت‌های بیرونی و درونی<sup>۱</sup> مورد استفاده قرار گرفتند. علاوه بر این، خاموت‌های به قطر ۱۹ میلیمتر هم به صورت تنگ‌های میانی<sup>۲</sup> در مقطع به کار گرفته شدند. در این آیین‌نامه این تنگها نه برای محبوس شدن جانبی بتن، بلکه به دلایل اجرایی توصیه می‌شدند. در پایه ۱۹۹۵، خاموت‌های به قطر ۲۲ میلیمتر به صورت جفت با فواصل ۱۵۰ میلیمتر برای مقطع انتخاب شدند. هر دو انتهای خاموت‌های بیرونی در درون بتن هسته با قلابهای ۱۳۵ درجه و خاموت‌های داخلی در یک انتها با قلاب ۹۰ درجه و در انتهای دیگر با قلاب ۱۳۵ درجه در مهار می‌گردند. علاوه بر این تنگ‌های میانی به قطر ۲۲ میلیمتر با قلاب‌های ۹۰ درجه در یک انتها و در انتهای دیگر ۱۳۵ درجه با فواصل ۱۵۰ میلیمتر جهت محبوس کردن بتن مهار می‌شوند. فواصل جانبی میان تنگ‌های میانی مجاور نباید از ۱ متر تجاوز کند. لذا نسبت حجمی تنگها در آیین‌نامه‌های ۱۹۸۰ سالهای، ۱۹۹۰ و ۱۹۹۵ به ترتیب برابر بود با ۰/۳۲٪، ۰/۶۴٪ و ۱/۰۳٪. باید توجه داشت که در آیین‌نامه تدوین شده در سال ۱۹۹۶، لازم دانسته شده است که هم خاموتها و هم تنگ‌های میانی در هر دو انتها با قلابهای ۱۳۵ درجه مهار شوند.

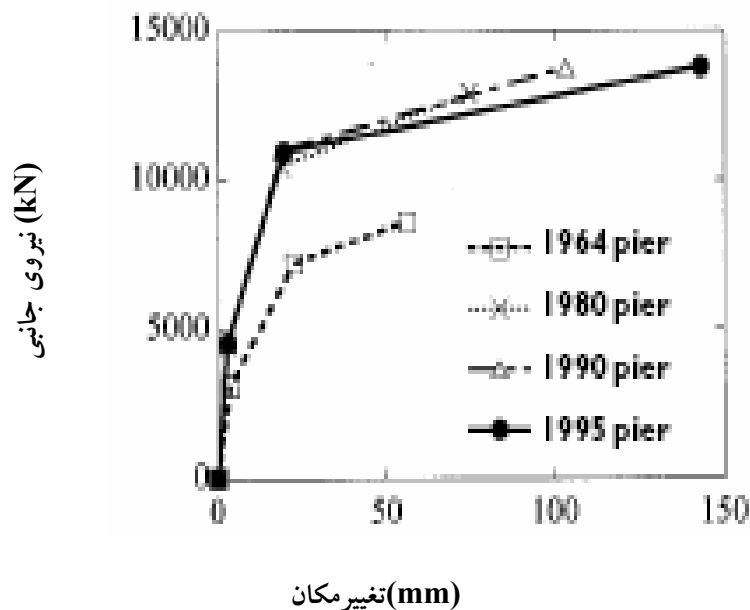
---

<sup>۱</sup> Outer & Inner Ties

<sup>۲</sup> Cross Ties

## ۶-۲-۷- ارزیابی بر اساس آیین‌نامه سال ۱۹۹۵

شکل ۱۴۱ نشان دهنده نمودار رابطه نیروی جانبی بر اساس تغییرمکان جانبی در مرکز ثقل روسازه است. عملکرد لرزه‌ای برآورد شده توسط رابطه (۴) به طور خلاصه در جدول ۴ آمده است.



شکل ۶-۷- مقایسه نیروی جانبی در برابر تغییرمکان جانبی مرکز ثقل عرشه پل [۲۹].

جدول ۱-۶- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها بر اساس ضوابط طراحی سال ۱۹۹۵ [۲۹].

	پایه ۱۹۶۴		پایه ۱۹۸۰		پایه ۱۹۹۰		پایه ۱۹۹۵	
	LG	TR	LG	TR	LG	TR	LG	TR
مقاومت خمشی (kN)	۸۵۹۵	۷۹۹۷	۱۲۸۹۷	۱۲۰۶۴	۱۳۷۳۰	۱۲۸۴۸	۱۳۷۶۹	۱۲۸۹۷
مقاومت برشی (kN)	۶۴۷۸	۶۹۱۹	۱۵۸۲۷	۱۵۲۵۹	۱۶۹۷۴	۱۸۷۲۸	۲۳۴۴۲	۲۳۲۵۵
مود شکست	برشی	برشی	خمشی	خمشی	خمشی	خمشی	خمشی	خمشی
ظرفیت باربری $P_a$ (kN)	۶۴۷۸	۶۹۱۹	۱۲۰۸۳	۱۱۱۰۳	۱۲۸۱۸	۱۱۷۸۰	۱۲۸۲۸	۱۱۷۸۹
ضریب شکل پذیری طراحی $H_a$	۱	۱	۲/۹۷	۳/۱۵	۳/۸۶	۴/۰۱	۵/۱۷	۵/۳۳
ضریب شکل پذیر تغییر مکانی نهایی	-	-	۳/۹۵	۴/۲۲	۵/۲۹	۵/۵۱	۷/۲۶	۷/۴۹
ضریب طراحی تغییر مکان معادل زلزله $k_{he}$	۱/۵۰	۱/۵۰	۰/۶۱	۰/۶۴	۰/۵۲	۰/۵۶	۰/۴۴	۰/۴۸
نیروی جانبی $k_{he} W$ (kN)	۴۱۷۷۷	۳۲۰۷۵	۱۶۰۰۳	۱۲۶۵۲	۱۳۶۴۲	۱۱۰۷۴	۱۱۵۴۴	۹۴۸۶
ارزیابی ایمنی	*	*	*	*	*	O	O	O
مقاومت خمشی (kN)	۸۵۹۵	۷۹۹۷	۱۲۸۹۷	۱۲۰۶۴	۱۳۷۳۰	۱۲۸۴۸	۱۳۷۶۹	۱۲۸۹۷

LG: راستای طولی، TR: راستای عرضی، O: ایمن، \*: غیر ایمن

به علت آنکه، ظرفیت برشی پایه ۱۹۶۴ کمتر از ظرفیت خمشی است، ارزیابی نشان می‌دهد که این پایه تحت برش گسیخته می‌شود. تجدید نظر در روش ارزیابی ظرفیت برشی، همانطور که منجر به کاهش ظرفیت شد، نیروی برشی منجر به شکست را نیز افزایش داد. شایان ذکر است که سایر پایه‌ها در برش گسیخته نمی‌شوند ولی به جز پایه ۱۹۹۵، همگی دارای ضعف می‌باشند. مثلاً پایه ۱۹۸۰ دارای ظرفیت خمشی به ترتیب ۱۲۰۸۳ و ۱۱۱۰۳ کیلونیوتن در دو راستای طولی و عرضی پل است. در حالی که مقادیر تقاضای لرزه‌ای به ترتیب برابر با مقادیر ۱۶۰۰۳ و ۱۲۶۵۲ کیلونیوتن می‌باشند، لذا این طور برآورد می‌شود که پایه ۱۹۸۰ در دو راستای خود تحت خمش دچار آسیب می‌گردد. به گونه‌ای مشابه پایه ۱۹۹۰ دارای ظرفیت خمشی طراحی ۱۳۷۳۰ کیلونیوتن در راستای طولی است در حالی که تقاضا برابر است با ۱۳۶۴۲ کیلونیوتن. از آنجا که ظرفیت خمشی نهایی برابر است با ۱۳۷۳۰ کیلونیوتن این مقدار کمی بزرگتر از میزان تقاضا است. لذا پایه ۱۹۹۰ ممکن است از فروریزش در امان بماند ولی تحت خمش به شدت آسیب خواهد دید. پایه ۱۹۹۵ نیز در هر دو راستا ایمن است [۲۹].

#### ۶-۲-۸- ارزیابی بر اساس تحلیل پاسخ دینامیکی

عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها بر اساس پاسخ دینامیکی پایه‌ها هم مورد بررسی قرار داده شد. سیستم عرشه - پایه به صورت یک مدل یک درجه آزادی با رفتار غیرخطی هیستریزس که از الگوی چند خطی Takeda پیروی می‌کرد در نظر گرفته شد. اثر خاک توسط فنرهای خطی با سختی معادل خاک شبیه‌سازی گردید. یک جنبش ثبت شده از سطح زمین در نزدیکی پل Higashi واقع در مسیر پنجم از بزرگراه Hanshin در زلزله Hyogoken-Nanbu به عنوان داده ورودی حرکت زمین به کار گرفته شد. برای آنکه شتاب پاسخ با طیف طراحی نوع II سازگار گردد دامنه شتاب‌نگاشت به میزان ۰.۵٪ افزایش داده شد. چون در بخش قبل ملاحظه گردید که پایه ۱۹۶۴ در برش آسیب می‌بیند، سایر پایه‌ها مورد تحلیل قرار داده شدند. جدول ۵ حداکثر پاسخ را خلاصه و نمایش می‌دهد. در پایه ۱۹۸۰

ضرایب شکل‌پذیری تغییرمکانی پاسخ در دو راستای طولی و عرضی پل به ترتیب برابر با ۵/۰۴، ۲/۳۸ بودند. در حالی که ضرایب شکل‌پذیری تغییرمکانی طراحی برابر با ۲/۹۷ و ۳/۱۵ بودند. لذا تغییرمکان پاسخ در جهت طولی به اندازه ۷۰٪ از تغییرمکان طراحی تجاوز می‌کند. از آنجا که ضریب شکل‌پذیری تغییرمکانی نهایی در جهت طولی ۳/۹۵ است، تغییرمکان پاسخ از تغییرمکان نهایی هم به میزان ۲۸٪ بیشتر می‌شود. لذا پایه ۱۹۸۰ هم در راستای طولی نامناسب جلوه می‌کند. همچنین در پایه ۱۹۹۰ ضریب شکل‌پذیری پاسخ ۴/۷۰ بود که به اندازه ۲۲٪ نسبت به ضریب شکل‌پذیری طراحی یعنی ۳/۸۶ تجاوز نشان می‌داد. اما این مقدار کمی کمتر از ضریب شکل‌پذیری نهایی یعنی ۵/۲۹ بود. لذا ارزیابی نشان می‌دهد که پایه ۱۹۹۰ فرو نمی‌ریزد ولی به شدت دچار آسیب‌دیدگی خمشی می‌گردد.

ضریب شکل‌پذیری پاسخ پایه ۱۹۹۵ کمتر از ضریب شکل‌پذیری طراحی در هر دو راستا بود. شایان ذکر است که تغییرمکان‌های جانبی نسبی پسماند مطابق با آیین‌نامه سال ۱۹۹۶ نیاز به کنترل دارد. این تغییرمکان‌های جانبی در دو راستای طولی و عرضی ۲۶ و ۱۱ میلیمتر در مرکز ثقل عرشه بودند. لذا تغییرمکان نسبی حدود ۲۵٪ و ۱۰٪ است که الزامات رابطه (۶) را ارضا می‌کند [۲۹].



جدول ۶-۲- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها بر تحلیل پاسخ دینامیکی [۲۹].

		پایه ۱۹۸۰		پایه ۱۹۹۰		پایه ۱۹۹۵	
		LG	TR	LG	TR	LG	TR
(۱)	تغییر مکان پاسخ (mm)	۹۵	۷۰	۹۲	۶۵	۹۶	۶۸
(۲)	ضریب شکل‌پذیری پاسخ	۵/۰۴	۲/۳۸	۴/۷۰	۲/۱۴	۴/۸۶	۲/۲۱
(۳)	ضریب شکل‌پذیری تغییر مکانی طرح	۲/۹۷	۳/۱۵	۳/۸۶	۴/۰۱	۵/۱۷	۵/۳۳
	نسبت (۲) به (۳)	۱/۷۰	۰/۷۶	۱/۲۲	۰/۵۳	۰/۹۴	۰/۴۲
(۴)	ضریب شکل‌پذیری تغییر مکانی نهایی	۳/۹۵	۴/۲۲	۵/۲۹	۵/۵۱	۷/۲۶	۷/۴۹
	نسبت (۲) به (۴)	۱/۲۸	۰/۵۶	۰/۸۹	۰/۳۹	۰/۶۷	۰/۳۰
(۵)	تغییر مکان پسماند (mm)	۲۴	۱۲	۲۳	۱۰	۲۶	۱۱
(۶)	تقاضای نیروی جانبی (kN)	۱۳۲۷۹	۱۱۰۱۵	۱۳۳۲۸	۱۱۰۸۴	۱۲۹۴۶	۱۰۸۴۹
(۷)	ظرفیت پایه $P_a$ (kN)	۱۲۰۸۳	۱۱۱۰۳	۱۲۸۱۸	۱۱۷۸۰	۱۲۸۲۸	۱۱۷۸۹
	نسبت (۶) به (۷)	۱/۱۰	۰/۹۹	۱/۰۴	۰/۹۴	۰/۰۱	۰/۹۲

LG: راستای طولی, TR: راستای عرضی, O: ایمن, \*: غیر ایمن

نتیجه‌ای که از بررسیهای انجام شده به دست می‌آید آن است که روش سنتی ضریب زلزله در طراحی به سبک روش تنش مجاز، یک روش مطمئن و قابل اعتماد نیست. روش طراحی با توجه به مفاهیم شکل‌پذیری مورد توجه قرار گرفت و مشخص شد که پایه‌های بتن‌آرمه طرح شده مطابق آیین‌نامه سال ۱۹۶۴، به علت تخمین بیش از حد تنش مجاز برشی و همچنین قطع شدن آرماتورهای طولی، بدون مهار کافی آسیب‌پذیرند. پایه‌های طرح شده توسط آیین‌نامه ۱۹۸۰ هم در برابر آسیبهای خمشی ناشی از زلزله کوبه آسیب‌پذیر تشخیص داده شدند. واضح است که جهت مقاوم‌سازی لرزه‌ای، پایه‌های طرح شده مطابق آیین‌نامه ۱۹۶۴ در اولویت هستند. لذا، ابتدا پایه‌های بتن‌آرمه طرح شده مطابق این آیین‌نامه که دارای مقطع بتنی کوچکتری هستند باید مورد توجه قرار گیرند و اثر تخمین بیش از حد تنش برشی مجاز باید اصلاح گردد. یک ژاکت فولادی با ضخامت ۹ و ۱۲ میلیمتر برای پایه‌های استاندارد به کار گرفته شد و بیش از ۲۷۰۰۰ پایه پس از این زلزله، مقاوم‌سازی شدند [۲۹].

### ۶-۳- آیین‌نامه‌های تایوان

تایوان منطقه‌ای لرزه‌خیز است. تاریخچه طرح لرزه‌ای پلها در این کشور به سال ۱۹۶۰ بر می‌گردد. پس از سال ۱۹۶۰، می‌توان تاریخچه آیین‌نامه ملی این کشور را به سه دوران تقسیم نمود [۵۸]:

### ۶-۳-۱- ویرایش نوامبر ۱۹۶۰

وزارت راه و ترابری تایوان در نوامبر ۱۹۶۰ اولین مجموعه مدون را تحت عنوان ((ضوابط طراحی مهندسی پلهای بزرگراهی)) منتشر نمود. این آیین‌نامه تایوان را به دو ناحیه لرزه‌خیز با شتابهای مبنای طرح ۰/۱ گرم و ۰/۱۵ گرم تقسیم می‌کرد. در ویرایش دوم این آیین‌نامه مناطق با شدت لرزه‌خیزی بالا گسترش یافتند اما شتابهای مبنای طرح همان مقادیر موجود در ویرایش قبل بودند. در سال ۱۹۷۰، که اولین آزادراه ارتباطی بین تایوان

شمالی و جنوبی در دست طراحی بود، یک طرح ملی ویژه، با تمرکز روی آثار زلزله گذشته شتابها با توجه به منطقه جغرافیایی، ویژگیهای خاک ساختگاه و اهمیت پل به مقادیر ۰/۱ گرم و ۰/۱۵ گرم و ۰/۲ گرم تغییر داده شدند.

### ۶-۳-۲- ویرایش ژانویه ۱۹۸۷

در سال ۱۹۸۷، وزارت راه و ترابری تایوان ((آیین‌نامه طراحی پلهای بزرگراهی)) را منتشر ساخت. بر اساس آخرین نظریه زلزله موجود در آن زمان، ضریب نیروی افقی زلزله از روابط زیر تعیین می‌شد:

$$K_h = ZSIC_0 > 0.1 \quad (9) \text{ اگر ارتفاع سرستون از ۱۵ متر کوچکتر باشد}$$

$$K_h = \beta ZSIC_0 > 0.1 \quad (10) \text{ اگر ارتفاع سرستون از ۱۵ متر بیشتر باشد}$$

که در این رابطه  $C_0$  ضریب طراحی مبنا (برابر 0.15)،  $Z$  ضریب منطقه (برای منطقه با لرزه‌خیزی بالا از نوع A برابر ۱/۲ برای مناطق با لرزه‌خیزی بالا از نوع B برابر ۰/۱ و برای مناطق با لرزه‌خیزی متوسط ۰/۸ و برای مناطق با لرزه‌خیزی کم برابر ۰/۶) و  $S$  ضریب خاک ساختگاه مربوط به زمان تناوب حرکت زمین  $T_G$  است.  $T_G$  هم برابر است با:

$$T_G < 0.2 \quad S = 0.9 \quad (11) \text{ رده اول}$$

$$0.2 \leq T_G < 0.4 \quad S = 1.0 \quad (12) \text{ رده دوم}$$

$$0.4 \leq T_G \leq 0.6 \quad S = 1.1 \quad (13) \text{ رده سوم}$$

$$T_G > 0.6 \quad S = 1.2 \quad (14) \text{ رده چهارم}$$

I ضریب اهمیت که برای پلهای مهم ۰/۱ و برای پلهای معمولی برابر ۰/۸ است. ضریب  $\beta$  هم ضریبی اصلاحی است که بر اساس زمان تناوب پل و لایه خاک تعیین می‌شود.

## ۶-۳-۳- ویرایش ژانویه ۱۹۹۵

در ژانویه سال ۱۹۹۵، وزارت راه و ترابری تایوان آیین‌نامه‌ای تحت عنوان دستورالعمل طراحی پل‌های بزرگراهی مقاوم در برابر زلزله منتشر نمود. بر اساس آخرین ویرایش‌های آیین‌نامه‌های معتبر ایالات متحده و ژاپن و همچنین، لحاظ نمودن ویژگی‌های بومی تایوان، مؤسسه ملی تحقیقات در زمینه مهندسی زلزله<sup>۱</sup> مطالعاتی روی مقاومت لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی انجام داد و ضوابط جدیدی را به صورت یک ضریب زلزله افقی طراحی منتشر ساخت:

$$V = ZIW(C/F_u)_m / 1.2\alpha_y \quad (۱۵)$$

که در این رابطه  $V$  نیروی زلزله افقی طرح،  $W$  کل بار مرده روسازه و زیرسازه،  $Z$  ضریب شتاب مربوط به ساختگاه (برای مناطق لرزه‌خیز از نوع 1A برابر ۰/۳۳ گرم، برای مناطق لرزه‌خیز از نوع 1B برابر ۰/۲۸ گرم، برای مناطق لرزه‌خیز از نوع B برابر ۰/۲۳ گرم و برای مناطق با لرزه‌خیزی از نوع C برابر ۰/۱۸ گرم)  $I$  ضریب اهمیت برای پل‌های مهم ۱/۲ گرم و پل‌های معمولی ۰/۱ گرم،  $\alpha_y$  ضریب بزرگنمایی زلزله مبنا،  $C$  ضریب طیف پاسخ شتاب نرمال شده،  $F_u$  ضریب اصلاح پاسخ لرزه‌ای مربوط به سیستم سازه‌ای زیرسازه، و نسبت  $(C/F_u)_m$  به عنوان ضریب تعدیل طیف پاسخ شتاب می‌باشند. همانطور که مشاهده می‌شود، روند طراحی پل بر اساس نیروی زلزله به تدریج از نیروهای کوچک حاکم در مقایسه با سایر بارهای وارده، به سویی پیشرفته است که هم اکنون نیروی معادل زلزله نسبت به سایر بارهای وارده به سازه حاکم است. در جدول ۶ اطلاعاتی در خصوص آمار آسیبهای وارده به پلها در زمین‌لرزه Chi Chi به چشم می‌خورد [۵۸].

<sup>۱</sup> National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)

جدول ۶-۳- اطلاعاتی در خصوص آسیب‌های وارده به چند پل در زلزله Chi Chi [۵۸].

نام پل	سال ساخت	آیین‌نامه	نوع روسازه	طول دهانه	نوع کوبه	نوع پایه	فاصله از مرکز زلزله (km)	عملکرد لرزه‌ای
I-Chang	1960	نامعلوم	تیرهای T شکل بتن مسلح	24@12=288m	دیوار وزنی	پایه بتنی سرچکشی	۳۴/۵	افتادگی دهانه
Wu-Shi	N-1963 S-1973	DOT/ROC <sup>1</sup> 1960	تیرهای I شکل بتنی پیش‌تنیده	18@34.84=624.5 m	بیم گسترده	شمال: پایه دیواری بتنی، جنوب: پایه بتنی سرچکشی	۲۱/۵	افتادگی دهانه
Shuang-Tung	1980	DOT/ROC 1960	تیرهای I شکل بتنی پیش‌تنیده	1@25+21@26=57 1m	کبسون	پایه سرچکشی	-	شکست کوبه، اتصالات و آسیب وارده به زیرسازه
Chang-Geng	1958	DOT/ROC 1960	تیرهای بتن مسلح	15@4.8=72m	بیم گسترده	ستون	۰/۴۸	شکست اتصالات
Mao-Luo-Shi	1999	DOT/ROC 1987	شاهتیرهای از نوع تیورق فولادی	متغیر از ۵۰ تا ۶۵ متر با طول کل ۹۵۰ متر	کبسون	پایه‌های تک ستون	۰/۲۰	نشست بی و آسیب دیدگی زیرسازه
Ling-Wei	1987	DOT/ROC 1987	تیرهای I شکل بتنی پیش‌تنیده	4@30=120m	کبسون	قائم شکل	-	شکست برشی
Shi-Nan	1997	DOT/ROC 198	تیرهای I شکل بتنی پیش‌تنیده	1@30+2@40+1@45+5@55+1@41+1@31=502m	کبسون	پایه دیواری	۳۲/۵	شکست پیچشی برشی
Yeng-Feng	1984	DOT/ROC 1960	تیرهای I شکل بتنی پیش‌تنیده	13@35m=455m	دیوار وزنی	ستون	۰/۱۶	جابجایی روسازه
Yang-Ping	1987	DOT/ROC 1986	تیرهای I شکل بتنی پیش‌تنیده	6@13.1m=78.6m	دیوار وزنی	پایه دیواری	۳۲/۵	نشست

## فصل هفتم

### برخی از عملکردهای مطلوب در زلزله‌های گذشته

همواره در بین پلهای قرارگرفته در مناطق زلزله‌زده، نمونه‌های فراوانی از عملکردهای لرزه‌ای مطلوب به چشم می‌خورد که نشان‌دهنده طراحی و اجرای صحیح آنها می‌باشد. در این قسمت، به نمونه‌هایی از عملکرد مطلوب پلها در زمین‌لرزه Hyogoken-Nanbu در سال (۱۹۹۵) می‌پردازیم. در پلها با زیرسازه‌های از نوع قاب فولادی بادبندی‌شده که غالباً دارای بادبندهای قوی بوده‌اند، خرابی مشاهده نشده است. زیرسازه‌های از نوع قاب خمشی فولادی نیز که از مقاطع بال‌پهن فشرده ساخته شده بودند و جهت قرارگیری مقطع بال‌پهن در آنها به‌گونه‌ای بود که در برابر تحریک جانبی در جهت محور قوی خم می‌شدند، مقاومت لرزه‌ای خوبی از خود نشان داده‌اند و هیچ‌گونه خرابی وارده به روسازه یا نشیمن‌گاه در آنها مشاهده نگردید. به‌طورکلی، در مقایسه با پلهای بتن مسلح، عملکرد لرزه‌ای پلهای فولادی در زلزله کوبه بهتر بوده است [۷۰].



شکل ۷-۱- عملکرد مطلوب برخی از پل‌های فولادی (کوبه) [۵۴].



شکل ۷-۲- عملکرد مطلوب پل کابلی هیگاشی با برجهای فولادی با دو عرشه نزدیک جزیره Rokko- در پایه‌های انتهایی از تکیه‌گاه‌های پاندولی استفاده شده بود که توسط میراگر و کفشک‌های بادی کنترل می‌شدند تا به شایسته‌ها اجازه حرکت در راستای طولی داده شود (کوبه) [۵۴].

## فصل هشتم

### خرابی‌های قابل قبول و غیر قابل قبول از نظر AASHTO

آیین‌نامه AASHTO تنها بخشی از خرابیهای ناشی از زلزله وارده بر پلها را مجاز می‌داند. تنها شکل خرابی قابل قبول در پایه‌ها، تسلیم خمشی ستونهاست. یک ستون فولادی یا بتن مسلح، چنانچه درست طرح گردیده باشد، می‌تواند بدون خطر فروریزش در معرض چرخه‌های تسلیم خمشی زیاد قرار گیرد. هرگونه آسیب‌دیدگی از این نوع، قابل دیدن و تعمیر است و لذا از دیدگاه AASHTO پذیرفتنی تلقی می‌گردد. برای اینکه ستونهای بتنی، پس از وقوع زلزله، قابل تعمیر باشند، بسیار مهم است که ضوابط محصورکنندگی آرماتورهای خمشی، در مناطقی که وقوع تسلیم خمش انتظار می‌رود ارضا گردد. در مورد کوله‌ها نیز خرابی اسمی تا جایی که عرض نشیمن‌گاهی کافی مورد استفاده برای تجمع تغییر مکانهای بزرگ تأمین شود می‌تواند قابل قبول باشد. این نوع خرابی ممکن است منجر به شکست کلید برشی در جهت عرضی و یا ضربه به خاکریزها در جهت طولی شود [۱۸]. AASHTO موارد ذیل را جزو خرابیهای غیر قابل قبول تلقی می‌کند:



**الف- از دست رفتن تکیه‌گاه شاهتیرها:** واضح است که این حالت غیرقابل قبول‌ترین شکل خرابی است. جهت به حداقل رساندن این مورد بالقوه از خرابی، باید طولهای حداقل نشیمن‌گاهی برای شاهتیرها مشخص می‌گردد. علاوه بر این، ضوابط طراحی برای نشیمن‌گاهها و قیدهای میان قطعات ناپیوسته سازه‌ای<sup>۱</sup> نیز لازم است، زیرا شکست نشیمن‌گاه ممکن است منجر به شکست شاهتیرها شود.

**ب- شکست ستونها:** دو نوع شکست ستون که ممکن است منجر به فروریختگی فاجعه‌آمیز شود عبارت است از: شکست برشی و بیرون‌آمدن آرماتورهای طولی در پایه‌های بتنی مسلح، که بیرون‌آمدن آرماتورهای طولی از عدم رعایت ضوابط جزئیات طراحی اتصالات برای نیروهای مورد انتظار، ناشی از تسلیم‌شدگی خمشی در ستونها ناشی می‌شود.

**پ- شکست فونداسیون:** لازم است که تمام شالوده‌ها برای حداکثر نیروهایی که می‌توانند به پایه‌ها منتقل کنند و با فرض تسلیم‌شدگی خمشی پایه‌ها طرح گردند.

**ت- شکست اتصالات:** اتصالات مهم‌ترین اجزاء در حفظ یکپارچگی کلی<sup>۲</sup> پل هستند. در نتیجه در ضوابط AASHTO توجه خاصی به تغییرمکانهایی که در تکیه‌گاههای قابل حرکت<sup>۳</sup> رخ می‌دهد. در اتصالات ثابت، نیروهای طراحی به صورت محافظه‌کارانه تعیین می‌گردند. علاوه بر این رابطهای افقی مثبت نیز بین قطعات مجاور روسازه تعبیه می‌شوند.

**ث- شکست ناشی از روانگرایی خاک:** بررسیها نشان می‌دهد که روانگرایی خاک شالوده منجر به بسیاری از خرابیها و از دست رفتن تکیه‌گاه شالوده و ایجاد تغییرمکانهای بزرگ وارده به کوله‌ها و پایه‌ها می‌گردد. لذا، تا آنجا که ممکن است باید از طرح پل در مناطق ماسه‌ای با عمق زیاد، شل یا با تراکم متوسط که خطر روانگرایی بالایی دارند، اجتناب شود. یکی از راههای ایمن‌سازی پل در برابر این پدیده استفاده از شمعهای فولادی قائم، دراز و شکل‌پذیر جهت نگهداشتن پایه‌ها می‌باشد [۱۸].

<sup>1</sup> Non-Continious Segments

<sup>2</sup> Overall Integrity

<sup>3</sup> Movable Supports

## فصل نهم

### اثرات تخریبی زلزله بر پل‌ها در ایران

طی زلزله‌های گذشته ایران، آسیبهای کمی به پلهای بتنی و فولادی وارد شده است. یک علت آن کوتاه بودن دهانه‌های پلهای موجود در مناطق زلزله‌زده بوده است [۷۵]. اما، شاید علت مهم دیگر، کم بودن میزان راهها و به تبع آن تعداد پلها نسبت به مساحت کشور باشد که موجب شده تا پلهای زیادی در کشورمان در معرض آزمون زمین‌لرزه قرار نگیرند. اما در صورت وقوع زمین‌لرزه در مناطق شهری و به خصوص شهرهای بزرگ، به علت تراکم بیشتر پلها در این مناطق، امکان وقوع خرابی‌های قابل توجه در پلها دور از انتظار نخواهد بود که لازم است برای پیشگیری از آن تدابیر لازم اندیشیده شود. بنا به گزارش ماهری از زمین‌لرزه منجیل (۱۳۶۹)، تعدادی پل در ناحیه زلزله‌زده موجود بوده‌اند که از این تعداد، ۳ پل توسط ماهری مورد بازبینی قرار گرفته‌اند و گزارش شده است که هیچ خرابی یا شکستی در آنها روی نداده است [۷۶]. طبق گزارش تحلیلی شماره ۱ زلزله منجیل (۱۳۶۹)، تهیه شده توسط مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله پل قدیمی

لوشان، که از مصالح بنایی ساخته شده و مربوط به دوران قاجاریه بوده است، آسیب زیادی دیده بود. این پل در روی کوله سمت تهران بر روی تکیه‌گاه ثابت قرار گرفته است. در اثر زلزله کوله سمت تهران با تابلیه پل به شدت برخورد نموده، ترکهایی در قسمت بالای کوله ایجاد گردید و در قسمت غربی کوله سمت رشت نیز جابجایی قابل ملاحظه‌ای همراه با نشست خاک پشت کوله به وجود آمده بود. این پل در ۱۰۰ کیلومتری رشت و در شهر لوشان قرار گرفته و دارای یک دهانه است. پل آسیب دیده دیگر در این زلزله پل **بالابالا** بود که در ۸۵ کیلومتری رشت قرار گرفته، دارای ۲۴ دهانه حدود ۳۰ متری است. هر دهانه بر روی تکیه‌گاه‌های مفصلی قرار گرفته است. ۴۴ ستون بتن مسلح با مقطع دایره و دو کوله در جناحین، تابلیه را حمل می‌نمایند. شالوده پل شمعی است، کف رودخانه رسوبات سیلتی - رسی قرار داشته و در اثر زلزله در آنها روانگرایی ایجاد گردیده بود و در اثر روانگرایی به علت شیب کم، یک زمین‌لغزه سرتاسری در رسوبات ایجاد گردیده که در نتیجه آن حفره‌هایی در رسوبات در مجاورت ستون‌ها ایجاد شده بود. ترکهای جزئی در محل اتصال چند ستون به تابلیه پل مشاهده گردید. خاک پشت کوله سمت تهران نیز نشست کرده بود. در مجموع عملکرد پل تحت اثر زلزله با توجه به نزدیکی آن به مرکز زلزله بسیار خوب ارزیابی شده است. در شکل ۱۴۴ جابجایی قابل ملاحظه در پایین ستونهای این پل دیده می‌شود. از جمله پل‌های مطالعه شده در این بررسی پل **رودبار** است. این پل در ۷۵ کیلومتری رشت قرار دارد و در سال ۱۳۳۹ ساخته شده است که دارای ۶ دهانه ۳۰ متری با عرشه مرکب از تیرهای پیش‌تنیده و دال بتن مسلح است. در اثر زلزله، کوله‌های پل حدود ۳۰ سانتی‌متر به هم نزدیک شدند. در زیر تکیه‌گاه سمت رشت، نوپرن تقویت شده‌ای با ورق فولادی قرار داشته که از وسط بریده شده بود. پل **توتکابن** هم که در شرق گنجه قرار داشت آسیب جزئی دید. این پل دارای تابلیه‌ای مرکب از تیرهای پیش‌تنیده و دال بتن مسلح بوده، مرکب از دهانه‌های متعددی هر یک به طول تقریبی ۳۰ متر، می‌باشد. در اثر زلزله، تابلیه بر روی تکیه‌گاهها جابجا شده بود. به عنوان مثال در اولین دهانه تابلیه حدود ۶ سانتی‌متر عمود بر محور طولی پل و حدود ۸ سانتی‌متر

در امتداد محور طولی پل جابجا گردیده بود. در سطح پل نیز در روی اکثر تکیه‌گاهها فرورفتگی در سطح آسفالت ایجاد شده بود که نمایانگر بازشدن درزهای انبساطی در اثر جابجاشدن تابلیه می‌باشد [۷۷].

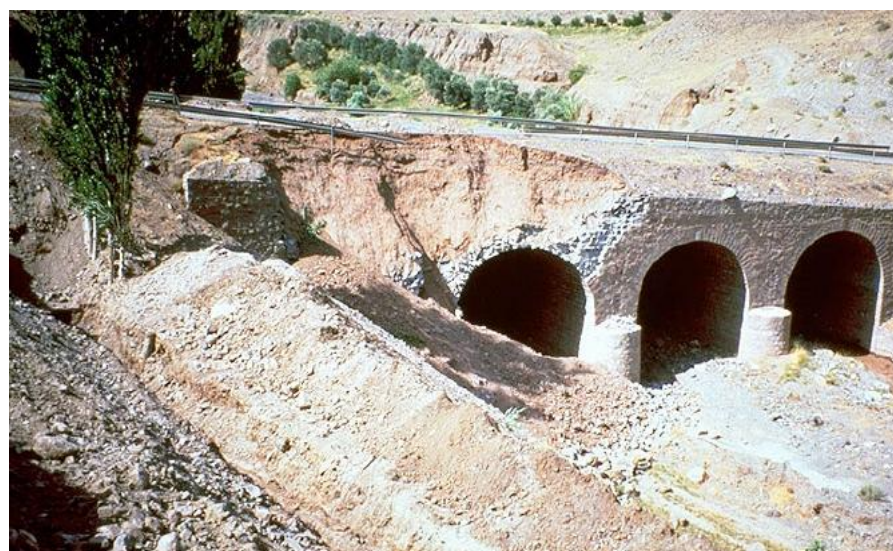
از جمله زلزله‌هایی که گزارشی در خصوص آسیب‌دیدگی پلها در آن وجود دارد زلزله داراب در استان فارس در سال (۱۳۶۹) می‌باشد. در این زلزله آسیب جدی به پلها وارد نیامد. یکی از پلهای بررسی شده پلی سه دهانه با تکیه‌گاه ساده است که در فاصله ۹۶ کیلومتری از داراب قرار دارد. آثاری از تخریب در پایه‌ها یا عرشه دیده نمی‌شود و فقط روی آسفالت در ابتدا و انتهای پل ترکهایی مشاهده گردید که ناشی از حرکت پل در امتداد محور طولی خودش می‌باشد. این حرکت در تکیه‌گاههای پل روی دیوارهای حائل قابل مشاهده بود که البته در صورت وجود درزهای انبساط در ابتدا و انتهای پل، که معمولاً نیز مرسوم است ترکهای آسفالت هم به وجود نمی‌آمد [۷۸].



شکل ۹-۱- تغییر مکان قابل ملاحظه پایین ستون پل بالابالا در زلزله منجیل [۷۶].



شکل ۹-۲- عملکرد نسبتاً خوب پل بالابالا در زلزله منجیل - به پدیده جوشش ماسه توجه شود [۷۹].



شکل ۹-۳- آسیب وارده به یکی از پلهای مصالح بنایی در ۲۰ کیلومتری مرکز زلزله منجیل [۷۹].

ماهری دو دلیل عمده برای رفتار لرزه‌ای مناسب پلها در زمین‌لرزه منجیل ذکر کرده است:

۱- پلهای مورد مطالعه، سازه‌هایی با انعطاف‌پذیری زیاد و در نتیجه فرکانسهای ارتعاش طبیعی کوچک بوده‌اند که از طرفی بنا به طبیعت کوهستانی منطقه رومرکزی<sup>۱</sup> زلزله، فرکانسهای غالب ارتعاش حرکت زمین در زمین‌لرزه مذکور، نسبتاً بالا بوده است. در نتیجه، در این زمین‌لرزه از اثرات تشدید دینامیکی در مورد سازه‌های پل به میزان زیادی کاسته شده است.

۲- مشاهده شده است که پلهای مورد مطالعه به خوبی طراحی و اجرا شده‌اند و تمام اتصالات آنها از نوع پیچی بوده است و آثار خوردگی یا سایر آسیبهای مشابه نیز در آنها مشاهده نشده است. بنابراین، عناصر باربر از این لحاظ دچار ضعف نشده بودند و لذا توانسته‌اند در برابر نیروهای رفت و برگشتی ناشی از زلزله مقاومت کنند [۷۶].

در زلزله چنگوره (اوج) در ۲۲ ژانویه سال ۲۰۰۲، نیز چند پل در منطقه زلزله زده دچار آسیب‌دیدگی جزئی گردید. اغلب پلها در این محدوده از کشور دارای پایه‌های سنگی و روسازه‌های مصالح بنایی یا دال بتن مسلح هستند. فقط یک پل از موارد بررسی شده پس از زلزله دچار آسیب‌دیدگی نسبتاً شدیدی شد. پل مذکور یک روگذر<sup>۲</sup> تک دهانه بتن مسلح واقع در مسیر چنگوره و آبدره بود. پایه سنگی در یک سمت دچار فروریزش شد و در سمت دیگر نشست دال منجر به ایجاد ترک افقی در پایه گردید [۸۰].

<sup>۱</sup> Epicenter

<sup>۲</sup> Overpass









## فصل دهم

### جمع بندی آموخته‌ها و وضعیت موجود پل‌های کشور

- ۱-۱۰- مشکلات مربوط به نهادهای مسئول در زمینه طرح، اجرا و نگهداری پلها
- ۱- عدم وجود شناسنامه فنی، فهرست بندی پل‌های موجود (NBI) و دسته بندی آنها از دیدگاه اولویت بندی مقاوم سازی
- ۲- عدم انجام بازرسیهای ادواری پلها، با توجه به میزان اهمیت و ثبت گزارش بازدیدهای میدانی و سیستم مدیریت پل (BMS)
- ۳- عدم تجهیز پلها به شتابنگار، تجزیه و تحلیل داده‌ها و بررسی رفتار لرزه‌ای به هنگام رویداد تکانهای نیرومند زمین
- ۴- عدم وجود آیین نامه‌های مناسب طراحی و دستورالعملهای بهسازی لرزه‌ای پلها
- ۵- اتلاف وقت، تعلل و بوروکراسی در ارزیابی آسیب پذیری و اجرای مراحل بهسازی لرزه‌ای پلها بویژه پل‌های درون شهری

- ۶- عدم وجود پایگاه‌های اطلاعاتی به منظور ارائه اطلاعات در خصوص مشخصات تفصیلی پلها در استان‌ها و ارائه اطلاعات در خصوص هرگونه فعالیت تحقیقاتی در زمینه بررسی رفتار پلها طی بارهای بهره‌برداری، زلزله و ثبت داده‌ها
- ۷- عدم وجود نقشه‌های نشان‌دهنده میزان قابلیت روانگرایی خاک یا سایر پتانسیلها نظیر زمین‌لغزش طی زلزله

### ۱۰-۲- مشکلات مربوط به طراحی مفهومی، اجرای نامناسب و عدم انطباق ویژگیهای سازه‌ای با آیین‌نامه‌های معتبر

- ۱- عدم انطباق پلهای قدیمی کشور با ویژگیهای ترافیکی امروز و وجود مشکلات در زمینه طرح هندسی نامناسب برخی از آنها بویژه در مورد پلهای راه‌آهن (الزام کاهش سرعت قطارها به هنگام عبور از این پلها)
- ۲- مشکلات ناشی از عدم رعایت ضوابط شکل‌پذیری زیرسازه پلها بویژه انواع بتنی، نظیر فواصل زیاد خاموتها و گام زیاد دورپیچها در پایه‌ها و ناتوانی در ایجاد محصورشدگی مناسب برای بتن هسته
- ۳- کیفیت پایین بتن‌ریزیها بویژه، در خصوص اعضای اصلی باربر جانبی سازه پلها و ایجاد هوازدگی و خوردشدگیهای موضعی در المانهای باربر بویژه در نواحی سردسیر کشور و دوام کم بتن (پاشیدن نمک روی عرشه، نفوذ یون کلر به درون شاهتیرها، خوردگی آرماتورها و کاسته شدن از مقاومت نهایی اعضا)
- ۴- استفاده نشدن از فناوری روز دنیا در خصوص احداث پلهای مدرن، زیبا و دارای دهانه‌های طویل
- ۵- به کارگیری نئوپرنهای نامناسب و با کیفیت پایین و بعضاً غیرمسلح و بی‌توجهی به پدیده کهولت مواد الاستومری در نشیمن‌گاههای پلها و عدم تعویض آنها طی سالیان متمادی

- ۶- عدم رعایت ضوابط پهنای حداقل نشیمنگاه در اکثر پلهای کشور مطابق آیین‌نامه‌های معتبر و عدم تعبیه مقیدکننده‌های طولی
- ۷- عدم وجود آرماتورهای مقاوم در برابر گسیختگی سوراخ کننده در عرشه‌های بتنی پیش تنیده
- ۸- اجرا نشدن کلیدهای برشی خارجی و داخلی جهت حفظ پایداری جانبی عرشه در برخی از پلها
- ۹- عدم احداث دیافراگمهای عرضی شکل‌پذیر بویژه دیافراگمهای انتهایی جهت افزایش صلبیت تابلیه در پلهای شاهتیردار
- ۱۰- انجام نگرفتن آزمونهای تصدیق‌کننده کیفیت جوش در اتصال اعضای فولادی پلها بویژه المانهای باربر اصلی
- ۱۱- اجرای اتصال ناقص نشیمن‌گاه به عرشه یا تکیه‌گاه توسط بولتهای ضعیف که با اولین شوک زلزله گسیخته می‌شوند.
- ۱۲- مشاهده ترک‌خوردگی و نشست کوله‌ها به عنوان اعضای اصلی تکیه‌گاهی عرشه پلها
- ۱۳- عدم رعایت طول کافی مهار یا وصله‌های پوششی در اعضای بتن‌آرمه پلها و مطابقت با آیین‌نامه‌ها
- ۱۴- وجود درصد بالای پلها از نوع قوسی مصالح بنایی در مسیر راه‌آهن سراسری کشور و عدم مقاومت و شکل‌پذیری کافی این پلها در راستای جانبی به ویژه پلهای دارای قوس در پلان
- ۱۵- قطع زودهنگام آرماتورهای منفی تیرهای سرستون و جلوگیری از ایجاد مفاصل خمیری و رسیدن به تقاضای شکل‌پذیری مورد نیاز آیین‌نامه‌ها در این اعضا
- ۱۶- به کار نرفتن فناوری جداسازی لرزه‌ای در پلهای کشور و استفاده نشدن از تجربیات کشورهای نظیر ژاپن در این خصوص
- ۱۷- عدم استفاده از سیستمهای گوناگون اتلاف انرژی لرزه‌ای در پلها به منظور جلوگیری از آسیبهای فراوان

- ۱۸- موجود نبودن اکثر دستگاه‌های شناسایی عیوب، پایش از راه دور و آزمون‌های غیرمخرب در مورد اجزای پل‌ها در کشور
- ۱۹- عدم انجام آزمایشهای تمام مقیاس روی پلهای از رده‌خارج جهت تخمین ظرفیت باربری آنها
- ۲۰- کم توجهی به پدیده خستگی پرتواتر در اعضای پلها بویژه اعضای فولادی و تضعیف اعضا به علت این پدیده هنگام اعمال بارهای کم تواتر زلزله

### ۱۰-۳- جمع بندی گزارش

همانطورکه در خلال این گزارش بیان گردید عوامل متعددی منجر به خرابی پل تحت بار زلزله می‌گردند. این عوامل در این مطالعه دسته‌بندی شده و راهکارهایی در خصوص بهسازی عملکرد پلها ارائه گردیده است.

اکثریت این عوامل، نظیر عدم اندیشیدن تمهیدات ویژه جهت جلوگیری از فرو افتادن عرشه، عدم تأمین خاموت‌گذاری مناسب جهت افزایش شکل‌پذیری خصوصاً در پایه‌های پل، عدم لحاظ نمودن بارهای لرزه‌ای در طراحیهای مفهومی، در پلهای کشور ایران نیز دیده می‌شوند. لذا، توصیه می‌گردد در این رهگذر، با توجه به عوامل مخاطره‌آمیز شناخته شده (که در این مطالعه دسته‌بندی شده‌اند)، نسبت به شناخت و بهسازی آنها منطبق بر روشهای توصیه شده اقدام نمود. به طور کلی با شناخت عوامل مخاطره‌آمیز در زلزله‌های به وقوع پیوسته در سایر کشورها درسهایی که از این امر حاصل شده است، می‌توان عوامل مخاطره‌آمیز موجود در پلهای کشور را شناسایی و نسبت به ترمیم و بهسازی آنها اقدام نمود. در این میان مقایسه پلهای کشور و تطابق آنها با عوامل مخاطره‌آمیز بررسی شده در این گزارش و ارائه یک جمع‌بندی آماری در این خصوص می‌تواند گامی موثر جهت مرتفع نمودن مشکلات پلهای راه، راه آهن و شهری گردد.

## پیوست ۱

### تعاریف و مفاهیم

#### پ-۱-۱- مفهوم تقاضای شکل‌پذیری<sup>۱</sup>

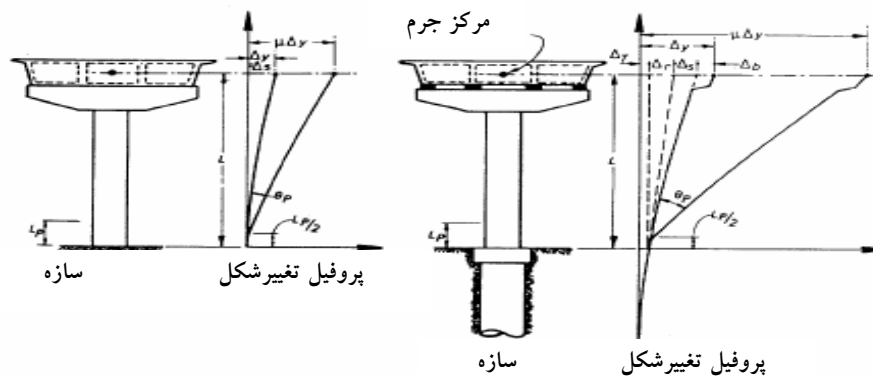
از فلسفه طراحی واضح است که طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها و پل‌ها زمانی اقتصادی است که ستون‌های نگهدارنده در حالت نهایی به تسلیم خمشی برسند. در نتیجه لازم است که تسلیم خمشی در یک حالت کنترل شده و پایدار روی دهد. مثلاً وقوع تسلیم شدگی خمشی در یک ستون موجب می‌گردد تا تغییرشکلها از ظرفیت تسلیم ستون فراتر روند. تجاوز این تغییر شکل از حد تسلیم به میزان تقاضای شکل‌پذیری ستون برمی‌گردد. از این رو درک مفهوم و تعریف شکل‌پذیری و اینکه چه پارامترهایی روی ظرفیت شکل‌پذیری ستون تأثیر می‌گذارند بسیار حائز اهمیت است. تعاریف ذیل جهت تعریف شکل‌پذیری در سازه‌ها و خصوصاً پل‌ها عمومیت دارند [۵].

**الف- شکل‌پذیری تغییر مکانی (شکل‌پذیری سازه):** این تعریف سنجشی از فراتر رفتن تغییر مکان مرکز جرم سازه از تغییر مکان تسلیم ارائه می‌دهد. این کمیت به صورت نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان متناظر با حالت تسلیم تعریف می‌شود:

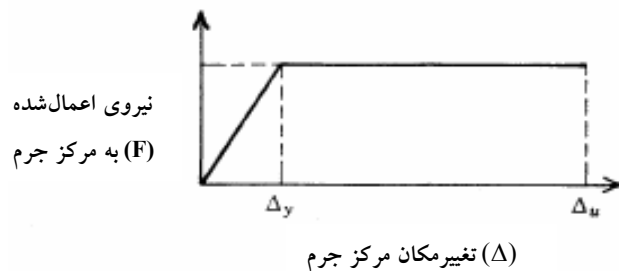
$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (\text{پ-۱})$$

---

<sup>۱</sup> Ductility Demand

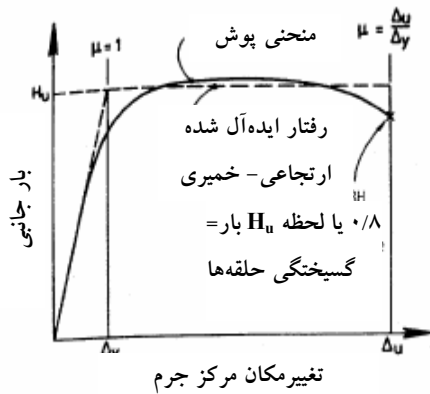


شکل پ-۱- تغییر شکل‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی برای ستون یک پل [۵].

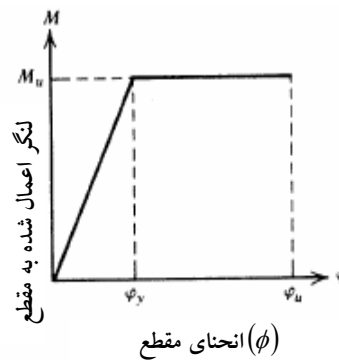


شکل پ-۲- شکل‌پذیری تغییر مکانی سازه ایده‌آل سازی شده [۵].

ب- شکل‌پذیری انحنا (شکل‌پذیری مقطع): این تعریف سنجشی از فراتر رفتن انحنا (مقطع ستون از انحنا) تسلیم ارائه می‌دهد. باید توجه داشت که اشکال ۱۴۸ و ۱۴۹ در حقیقت اشکال ایده‌آل روابط عملی هستند. فرم واقعی منحنی در شکل ۱۵۰ نشان داده شده است.



شکل پ-۴-منحنی نیرو-تغییر مکان واقعی - نشان‌دهنده شکل پذیری سازه [۵].



شکل پ-۳-شکل پذیری انحنای مقطع ایده‌آل سازی شده [۵].

این اختلاف بین شکل ایده‌آل سازی شده و واقعی در مقاطع بتن‌آرمه به علل زیر روی

می‌دهد:

۱- تمامی آرماتورهای مسلح‌کننده در یک مقطع بتنی مسلح، در یک لحظه به حد تسلیم نمی‌رسند. ابتدا دورترین میلگردها نسبت به تار خنثی به حد تسلیم می‌رسند. سپس به تدریج سایر میلگردها نیز تسلیم می‌شوند. چنین حالت مشابهی نیز در ستون‌های فولادی که در معرض چرخشهای خمشی فزاینده قرار می‌گیرند.

۲- مشخصات بتن و فولاد در حالت غیرخطی، بر حسب کرنش، متغیر خواهد بود. در اکثر پلها، که شکل‌پذیری توسط مفصل خمیری ستونها تأمین می‌گردد، ظرفیت شکل‌پذیری به تغییر مکان نهایی  $\Delta u$  محدود می‌گردد که تغییر مکانی است که می‌تواند توسط ستون‌های پل بدون فروریختگی تحمل گردد. تعریف  $\Delta u$  تا اندازه‌ای ذهنی و شخصی است ولی یک روش پیشنهادی در اعضای بتن مسلح این است که  $\Delta u$  تغییر مکان متناظر با اولین شکست آرماتورهای محصورکننده<sup>۱</sup> در یک مفصل خمیری ستون تعریف می‌شود که در نتیجه آن تنزل سریعی در عملکرد خواهیم داشت یا اینکه تغییر مکان متناظر با ۲۰٪ کاهش ظرفیت

<sup>۱</sup> Confining Reinforcement



باربری جانبی پس از رسیدن به مقاومت حداکثر داریم. برای فهمیدن رابطه بین ظرفیت شکل‌پذیری انحنا در ناحیه مفصل پلاستیک، باید شکل‌پذیری طرح ارزیابی گردد [۵].

### پ-۱-۲- آسیب‌پذیری<sup>۱</sup> چیست؟

طبق تحقیقات انجام شده در سراسر دنیا، محققین مختلف که در زمینه‌های گوناگون آسیب‌پذیری سازه‌ای مطالعه نموده‌اند، برحسب زمینه مورد مطالعه، تعاریف متفاوتی برای مفهوم آسیب‌پذیری ارائه داده‌اند. تئوری آسیب‌پذیری سازه‌ای چندین دهه است که در جنبه‌های مختلف آسیب‌پذیری مطرح شده است:

۱- Yao (۱۹۸۷): معتقد بود آسیب‌پذیری یک بنای ساخته شده (خاک-پی-سازه) در برابر زلزله: مبتنی بر قابلیت اعتماد سازه است و بدین صورت بیان می‌شود: سازه هنگامی آسیب‌پذیر است که تقاضای زمین‌لرزه از ظرفیت مربوطه در مرحله بحرانی که منتهی به عملکرد غیرقابل قبول برای بقیه عمر سازه شود بیشتر گردد [۶].

۲- Lind (۱۹۹۵): معتقد است آسیب‌پذیری نسبت احتمال شکست سیستم آسیب‌دیده به احتمال شکست سیستم آسیب‌نندیده است [۷].

۳- Augusti (۱۹۹۹) و همکارانش: آسیب‌پذیری را حساسیت امکان وقوع خرابی معرفی می‌کنند که توسط احتمالات شرطی رسیدن یا تجاوز از هر درجه خرابی تعیین می‌گردد [۸].

۴- Agarwal (۲۰۰۳) و همکارانش: آسیب‌پذیری را این چنین تعریف نموده‌اند: سازه زمانی آسیب‌پذیر تلقی می‌شود که وقوع یک خرابی نسبتاً کوچک موجب ایجاد خرابیهای بزرگ ناشی از آن شود. به قول این محقق، سازه‌ای که حتی در یک مورد آسیب‌پذیر خوانده می‌شود، دیگر به عنوان یک سازه مقاوم تلقی نمی‌شود و هدف از تئوری آسیب‌پذیری سازه‌ای، شناسایی انواع شکستها توسط تحلیل پیوستگی فرم سازه‌ای است.

<sup>۱</sup> Vulnerability

سنجش آسیب‌پذیری می‌تواند در یافتن اطلاعاتی راجع به نقص در یکپارچگی و سلامت سازه کمک شایانی نماید [۹].

از بین این تعاریف، دیدگاه Augusti و همکارانش از نظر مفهومی و کاربردی معقول‌تر به نظر می‌رسد.

### پ-۱-۳- نظریه آسیب‌پذیری سازه‌ای

کلمه «آسیب‌پذیری» اغلب جهت بیان میزان ضعفهای بالقوه یک جزء سازه یا یک سیستم سازه‌ای، نسبت به برخی کنشهای خارجی، به کار می‌رود. یک کنش خارجی می‌تواند یک رویداد طبیعی مانند زمین‌لرزه یا حوادث ناشی از دست بشر مثل حادثه رانندگی و یا همچنین خوردگی ناشی از عدم نگهداری مناسب باشد. این کنشها معمولاً قطعی و معین نیستند و ممکن است به اعضای سازه آسیب وارد سازند و بسته به موقعیت و قرارگیری اجزای سازه‌ای ممکن است به کل سازه آسیب بزنند. زمانی که فرم سازه‌ای از لحاظ هندسی نامناسب است، ممکن است نتایج ناخوشایندی در پی آن باشد و یک خرابی جزئی منجر به شکست سازه یا فروریختگی پیش‌رونده<sup>۱</sup> گردد. یک تحلیل آسیب‌پذیری سازه‌ای، ضعفهای بالقوه را در یک سازه به سادگی ولی به صورت منطقی شناسایی می‌کند. این تحلیل اساساً با تحلیل نیروهایی که ممکن است به سازه آسیب برسانند متفاوت است؛ اما بعد از اینکه سناریوهای مهم شکست شناخته شد، طراح قادر خواهد بود که احتمال وارد شدن نیروهای به خصوصی نظیر باد و زمین‌لرزه را ارزیابی نماید [۶].

<sup>۱</sup> Progressive Collapse

### پ-۱-۴- روشهای ارزیابی مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها

در طی ۲۵ سال گذشته، تلاش فزاینده‌ای برای ارزیابی مقاومت لرزه‌ای انواع سازه‌ها به عمل آمده است اما، با توجه به تنوع سازه‌ها و پیچیده بودن اثر عوامل و پارامترهای مختلف در آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها، تهیه و تدوین استانداردهای تشخیص ضعف و درمان بسیار مشکل می‌باشد. بر اساس تحقیقات انجام گرفته در سطح جهان، روشهای تعیین آسیب‌پذیری سازه‌ها را می‌توان به دو گروه کلی طبقه‌بندی نمود که عبارتند از:

#### - روشهای کیفی

در روشهای کیفی، باتوجه به شرایط لرزه‌خیزی محل و شرایط ساخت و بر اساس تجربه زلزله‌های گذشته فرمهای ویژه‌ای تهیه می‌شود. بازرسان با استفاده از این فرمها اطلاعاتی از قبیل سیستم باربر قائم، سیستم لرزه‌بر جانبی (مانند مهاربندها و دیافراگم‌ها)، کیفیت اتصالات، شکل‌پذیری اعضا، نحوه ساخت، شرایط محل ساختمان، وضعیت پی و ... را جمع‌آوری نموده و در یک بانک اطلاعاتی رایانه‌ای ذخیره می‌کنند. از روشهای کیفی می‌توان برای برآورد اولیه و تقریبی ظرفیت مقاومت سازه‌های یک منطقه خاص استفاده نمود. اما قضاوت و تصمیم‌گیری در مورد تقویت یا تخریب سازه با استفاده از این روشها بسیار دشوار است.

#### - روشهای کمی

در روشهای کمی، روند ارزیابی با دقت بیشتری مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در این روشها عموماً مدل‌سازی کامپیوتری و در صورت لزوم تحلیل دینامیکی غیرخطی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ضروری می‌باشد. مقاومت و شکل‌پذیری اعضا از جمله پارامترهای مهم برای تعیین آسیب‌پذیری می‌باشند که می‌توانند با روشهای تجربی و نیز آزمایش مدلها تعیین شوند.

پ-۱-۵- ارزیابی آسیب‌پذیری<sup>۱</sup>

ارزیابی آسیب‌پذیری، تخمینی کمی از افراد و اموالی را ارائه می‌کند که در یک جامعه در اثر هر حادثه صدمه می‌بینند. ساده‌ترین تکنیکی که برای ارزیابی آسیب‌پذیری به کار می‌رود مقایسه نقشه نیمرخ جامعه مورد نظر با نقشه‌های میزان خطر در منطقه موردنظر است، تا مناطقی که مستعد خطر هستند و با محل زندگی افراد، سازه‌ها و تأسیسات زیربنایی همپوشانی دارند مشخص شوند.

این مناطق باید به دقت مورد مطالعه و بررسی قرارگیرند تا انواع خرابی‌هایی که ممکن است در طی یک حادثه ناگهانی روی دهد تخمین زده شود. هدف از این ارزیابی تهیه اطلاعاتی ویژه است تا بتوان میزان تهدید هر خطر (شامل شدت زمین‌لرزه، عمق سیل، توقف خدمات‌رسانی، تأخیر در عبور و مرور، تعداد تلفات و زخمی‌ها، مقدار آسیب‌های فیزیکی، تلفات اقتصادی، تعداد خانواده‌های نقل مکان کرده) را سنجید.

همان‌طور که می‌دانیم اطلاعاتی نظیر تعداد افراد در معرض خطر، تعداد سازه‌های آسیب‌پذیر، یا تخمینی از تلفات اقتصادی همگی مفاهیم قابل سنجشی می‌باشند. در این ارزیابی رسیدن به دقت کامل توسط این اندازه‌گیری‌ها لازم نیست. در تحلیل ریسک<sup>۲</sup> این اطلاعات اساساً در مقایسه خطرات مختلف با یکدیگر جهت اولویت‌بندی<sup>۳</sup> آنها و تعیین اینکه جامعه مورد نظر نسبت به کدامیک آسیب‌پذیرتر است به کار می‌روند. همچنین انجام یک تحلیل خطر پیشرفته می‌تواند به عنوان یک آنالیز اقتصادی هم به کار گرفته شود که به صورت ریاضی هزینه‌ها را محاسبه می‌کند [۱۰].

---

<sup>۱</sup> Vulnerability Assessment

<sup>۲</sup> Risk Analysis

<sup>۳</sup> Prioritizing

## پ-۱-۶- تفاوت میان ریسک و آسیب‌پذیری

معمولاً، ارزیابی آسیب‌پذیری و خطر در طرح کاهش خطرات یک جامعه توأماً صورت می‌پذیرد و زمانی که یک تحلیل ریسک صورت می‌گیرد هیچ تمایزی بین این دو مفهوم وجود ندارد.

اگر بخواهیم از نظر مفهومی بین این دو تمایزی قائل شویم می‌توان گفت که ریسک، یک مفهوم عمومی و کلی است و آسیب‌پذیری در حقیقت مفهومی ویژه و کمی است که جهت بررسی و پیش‌بینی اثرات یک خطر به کار می‌رود.

تحلیل ریسک جهت توصیف خطرات به خصوص مانند آب و هوای نامناسب (مثلاً احتمال خاصی از مقدار معین بارش برف) به کار می‌رود؛ در حالی که، تحلیل آسیب‌پذیری، نوع تأثیری که هر خطر احتمالاً روی جامعه می‌گذارد مورد آزمایش قرار می‌دهد. یک ساختمان ممکن است در یک منطقه سیل‌خیز قرار داشته باشد (بر اساس یک ارزیابی ریسک) ولی در صورتی که خانه بالاتر از تراز سیل واقع شده باشد، در برابر چنین حادثه‌ای آسیب‌پذیر نخواهد بود. به هر حال خطرات باید ارزیابی شوند و مناطق آسیب‌پذیر یک جامعه هم باید شناسایی گردند.

ریسکها باید اولویت‌بندی شوند زیرا یک آنالیز ریسک خوب مشخص می‌کند که برخی از ریسکها نسبت به سایرین تهدیدکننده‌تر می‌باشند. طبیعت خطرات، اطلاعات و منابع طراحی در هر جامعه بسیار متفاوت با جوامع دیگر است. لذا از بهترین اطلاعات و طرح ممکن در طبقه‌بندی آثار خطرات بالقوه‌ای که می‌توانند بر روی جامعه مورد نظر تأثیر گذار باشند باید بهره جست [۱۰].

## پ-۱-۷- انواع روشهای ارزیابی آسیب‌پذیری

به منظور تخمین زیانهای وارده ناشی از یک زمین‌لرزه، لازم است که برای هر نوع از سازه‌ها رابطه بین شدت حرکات زمین و میزان آسیب وارده به سازه‌ها تعیین شود. رابطه اخیر در ادبیات فنی تابع آسیب‌پذیری<sup>۱</sup> خوانده می‌شود.

روشهای مختلفی برای ارزیابی خرابی ایجاد شده در سازه بر اثر زلزله موجودند. به طور کلی همه این روشها را می‌توان در گروههای زیر طبقه‌بندی کرد [۱۱ و ۱۲]:

۱- روشهای طبقه‌بندی: دسته‌بندی سازه‌ها به کلاسهای گونه‌شناسی

۲- روشهای بازرسی و امتیازدهی: نسبت دادن مقادیر عددی (امتیاز) به هر یک از اجزای

مهم سازه

۳- روشهای تحلیلی: تعیین مقاومت مورد انتظار سازه در برابر حرکات زمین

۴- روشهای آزمایشگاهی: انجام آزمایش به منظور تعیین ویژگیهای سازه یا اجزای آن.

به مجموعه دو روش اول و دوم، تحلیل تجربی آسیب‌پذیری<sup>۲</sup> نیز اطلاق می‌شود.

در ادامه به شرح مختصر هر یک از این روشها می‌پردازیم.

## پ-۱-۷-۱ روشهای طبقه‌بندی

این روشها کاملاً برپایه مشاهدات آماری خرابیهای ناشی از زلزله‌های گذشته قرار دارند. معمولاً برای انواع مختلف سازه‌ها، توابع آسیب‌پذیری حاصل از این روشها، رابطه‌ای بین درصد خرابی و یکی از معیارهای شدت حرکت زمین در حین زلزله (از قبیل شدت مرکالی اصلاح شده یا MSK)، شتاب، سرعت یا جابجایی حداکثر زمین و یا طیف پاسخ را بیان می‌کنند. ذکر این نکته لازم است که این روابط تجربی، تنها برای پیش‌بینی آنکه یک سازه «متوسط» (در دسته سازه‌های مورد مطالعه) چگونه به شدت مشخصی از حرکت زمین پاسخ می‌دهد، اعتبار دارند و نمی‌توان آنها را برای یک سازه مشخص به کار برد.

<sup>1</sup> Vulnerability Function

<sup>2</sup> Empricial Vulnerability Analysis

مراحل به دست آوردن توابع آسیب‌پذیری در این دسته از روشها، شامل سه گام اساسی زیر می‌باشد [۱۱]:

۱- بازرسی و برآورد خسارات ناشی از زلزله‌های گذشته، به وسیله پردازش آماری داده‌های مربوط به انواع متداول سازه‌ها، کیفیت ساخت و ساز، شرایط خاک، شرایط محلی و سطوح خرابی شناسایی شده است.

۲- تعیین پارامتر شدت میانگین لرزش زمین، در منطقه مورد مطالعه، برای زلزله‌هایی که تهیه داده‌های آسیب سازه‌ای و نیز پردازش آماری این داده‌ها برای زلزله‌های مذکور، در گام قبلی صورت گرفته است.

۳- ترکیب داده‌های آسیب سازه‌ای و شدت زمین‌لرزه متناظر با آنها، به منظور تولید توابع آسیب‌پذیری برای این منظور، رابطه‌ای بین خسارات ناشی از زمین‌لرزه برای عناصر در معرض ریسک موجود در منطقه و پارامترهای ثبت شده حرکت زمین برقرار می‌شود.

#### پ-۱-۷-۲- روشهای بازرسی و امتیاز دهی

در این روشها با توجه به شرایط لرزه‌خیزی و شرایط ساخت و ساز بر اساس مشاهدات خرابی در زلزله‌های گذشته، فرمهای امتیازدهی ویژه‌ای تهیه می‌شوند. بازرسان ساختمان و یا سایر انواع سازه، با استفاده از این فرمها به هریک از عوامل مؤثر بر آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه، از قبیل وضعیت کاربری و اهمیت سازه، سیستم باربر قائم، سیستم لرزه‌بر جانی، کیفیت اتصالات، شکل‌پذیری اعضا، نحوه ساخت، شرایط محل ساختمان، وضعیت پی و ... امتیازاتی اختصاص می‌دهند. با جمع زدن امتیازات می‌توان تشخیص داد که سازه موردنظر آسیب‌پذیر است یا خیر. در صورتی که، با این روش مشخص شود که سازه آسیب‌پذیر است و احتیاج به ترمیم و بهسازی دارد، روشهای دقیق‌تر ارزیابی آسیب‌پذیری، مانند روش تحلیل آسیب‌پذیری، را می‌توان در مورد آن اعمال کرد. به کمک این روشها می‌توان نوعی «غربال کردن»<sup>۱</sup> انجام داد. به این معنی که

<sup>۱</sup> Screening

با صرف تلاش نسبتاً کمی، می‌توان سازه‌های با ریسک کمتر را از محدوده سازه‌های مورد مطالعه حذف کرد و دقت و توان بیشتری را صرف مطالعه دقیق‌تر سازه‌های آسیب‌پذیرتر نمود. در واقع، یکی از اهداف این روشها، اولویت‌بندی و تصمیم‌گیری در خصوص ترتیب زمانی انجام عملیات ترمیم و بهسازی واقع در یک منطقه می‌تواند باشد که این امر در مورد شریانهای حیاتی (راه‌های ارتباطی، تأسیسات آبرسانی، خطوط انتقال انرژی و خطوط انتقال داده‌ها) از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است [۱۳].

برای ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها با این روش، دستورالعملهای مبسوطی برای انواع مختلف سازه‌ها تهیه شده است که از آن جمله می‌توان به دستورالعملهای ارائه شده توسط ATC-21 [۱۴] برای ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های ساختمانی و نیز ATC6-2 [۵] برای ارزیابی آسیب‌پذیری پلها اشاره کرد که هر دو توسط انجمن تکنولوژی کاربردی تهیه شده‌اند. Buckle مقایسه‌ای بین چند روش پیشنهاد شده و مورد استفاده غربال کردن در ایالات متحده انجام داده و خود نیز یک روش نیز پیشنهاد کرده است [۱۵].

### پ-۱-۷-۳- روشهای نظری ارزیابی آسیب‌پذیری

در روشهای نظری (تحلیلی) ارزیابی آسیب‌پذیری، سعی می‌شود رابطه‌ای بین آسیب وارده به یک سازه مشخص و پارامترهای کلیدی و مهم پاسخ برقرار شود. این دسته روشها به طور کلی با روشهای تجربی (مجموعه دو روش قبلی)، که غالباً تنها به یک ارزیابی کلی از آسیب منجر می‌شوند، متفاوت هستند. روشهای نظری ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها نوعاً بر پایه انجام آنالیز مدلهای ریاضی سازه بنا شده‌اند. به ازای بارگذاری‌های مختلف زلزله (که معمولاً این بارگذاریهای مختلف، با تغییر دادن شتاب حداکثر و سرعت حداکثر زلزله حاصل می‌شوند)، مقادیر مختلف آسیب (شاخص‌های آسیب<sup>۱</sup>) محاسبه می‌شوند. در مرحله بعد، هزینه‌های تعمیر و بازسازی متناظر با این مقادیر آسیب به صورت نسبت هزینه تعمیر و بازسازی به هزینه جاگزینی سازه‌ای مشابه سازه مورد مطالعه به دست می‌آید. روشهای

<sup>۱</sup> Damage Indices



تحلیلی ارزیابی آسیب‌پذیری، دقیق‌تر از دو روش طبقه‌بندی و بازرسی و امتیازدهی هستند و البته اغلب هزینه بیشتری نیز نسبت به این روشها دربردارند. توصیه شده که هرگاه نیاز به اطلاعات بیشتری از آنچه که از روشهای تجربی تحلیل آسیب‌پذیری به دست می‌آید باشد، ترجیحاً، از این روشها استفاده گردد [۱۱].

#### پ-۱-۷-۴- روشهای آزمایشگاهی ارزیابی آسیب‌پذیری

در روشهای آزمایشگاهی، پاسخ لرزه‌ای مدلی از سازه یا جزء سازه‌ای، توسط انجام آزمایشهای بارگذاری سیکلیک استاتیکی، دینامیکی و یا شبه‌دینامیکی تعیین می‌شود. به علت هزینه زیاد این نوع روشهای ارزیابی آسیب‌پذیری (به خصوص برای مدل‌های سازه کامل<sup>۱</sup>)، از این روشها تنها برای سازه‌های خاص و نیز برای ارزیابی صحت نتایج<sup>۲</sup> حاصل از سایر روشهای ارزیابی آسیب‌پذیری (به ویژه روش تحلیل نظری آسیب‌پذیری) استفاده می‌شود. در واقع، یکی از منابع مهم برای کالیبره کردن مدل‌های آسیبی که در روشهای تحلیل نظری آسیب‌پذیری معرفی می‌شوند، همین روشهای آزمایشگاهی می‌باشند [۱۲]. این روشها برای بررسی آسیب وارده به اجزای سازه کاربرد وسیعتری دارند؛ به طور مثال، همانطور که قبلاً اشاره شد تعداد قابل توجهی از پلهای فلزی در زلزله کوبه آسیب دیدند. با توجه به این موضوع که بیشتر این پلها دارای پایه‌هایی از نوع جعبه‌ای بودند، Kumar و Usami به بررسی آزمایشگاهی آسیب‌پذیری این نوع پایه‌ها پرداختند و به کمک نتایج آزمایشهای انجام شده توانستند پارامترهای شاخص آسیبی را که برای این نوع پایه‌ها معرفی کرده بودند، تعیین کنند [۱۶].

<sup>۱</sup> Full Scale Models

<sup>۲</sup> Verification

## پیوست ۲

### معرفی برخی از زمین‌لرزه‌هایی که موجب آسیب‌دیدگی گسترده پلها گشته‌اند

#### پ-۲-۱- مقدمه

خرابی یک پل در اثر زلزله تبعات مختلفی دارد. به طور یقین، فروریختن یک پل برای افراد و وسایل نقلیه عبوری از آن خطرات فراوانی را در برخواهد داشت که پس از زلزله، باید در امر بازسازی آن اقدام لازم را مبذول داشت. هدف از این بخش معرفی زلزله‌هایی است که باعث آسیب‌دیدگی عمده پلها شده‌اند.

خرابی معمولاً از یک مجموعه پیچیده و اندرکنش پارامترهای دخیل نتیجه می‌شود. جزئیات خرابی اغلب توسط خود خرابی ناشناخته می‌ماند به طوری که، برای بازسازی حادثه حدس و گمان لازم است.

در موارد متعددی علت خرابی را تنها می‌توان بعد از تحلیل جزء به جزء سازه شناسایی کرد. ولی، حتی در آن حالت نیز علل واقعی و آثار آن می‌تواند گمراه‌کننده باشد. حتی هنگامی که علت یک فروریزش خاص به خوبی شناسایی می‌گردد عمومیت بخشیدن آن به عنوان علت خرابی سایر پلها دشوار است. در زمین‌لرزه‌های گذشته، طبیعت و وسعت تخریبی که هر پل متحمل گشته است مطابق با مشخصات زمین‌لرزه در محل پل و جزئیات سازه‌ای پل متغیر بوده است. همچنین، آیین‌نامه‌های طرح پلها خصوصاً طرح لرزه‌ای آنها و همچنین ویژگیهای اجرایی پلها به طور گسترده‌ای در سراسر جهان و حتی در ایالات مختلف آمریکا با هم متفاوت هستند. این آیین‌نامه‌ها با گذشت زمان تغییر کرده و روز به روز تکمیل‌تر می‌گردند.

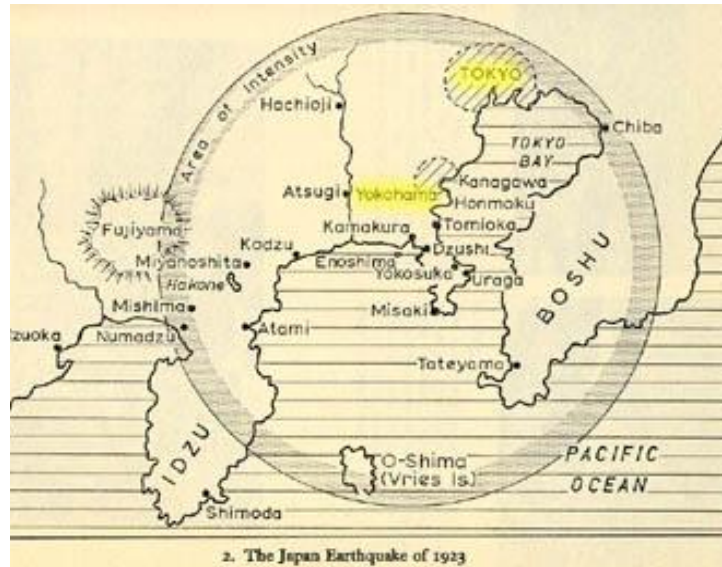
به طور مثال، پس از زلزله San Fernando (۱۹۷۱) در ایالات متحده، آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پلها توسط تجارب به دست‌آمده از زلزله به میزان قابل توجهی تغییر کرده، ارتقاء پیدا نمودند. برخلاف تمام این عدم قطعیت‌ها<sup>۱</sup> و تغییرات، می‌توان از خرابی ناشی از زلزله‌های گذشته درس گرفت، زیرا بسیاری از انواع خرابیها مکرراً در زلزله‌های بعدی رخ داده‌اند. با آشنا شدن با آسیبهای نوعی که پلها طی زلزله‌های گذشته تجربه کرده‌اند، تعیین رفتار سازه‌ای و شناخت ضعفهای بالقوه در پلهای موجود و تازه احداث میسر می‌گردد. به لحاظ تاریخی خرابیهای مشاهده شده موجب ارتقای بسیاری از روشهای اجرایی پلها شده است. در میان زمین‌لرزه‌های رخ داده تاکنون زمین‌لرزه‌های San Fernando (۱۹۷۱)، Loma Prieta (۱۹۸۹) و Northridge (۱۹۹۴) در ایالات متحده و Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵) در کوبه ژاپن مهم‌ترین زلزله‌هایی بودند که اثرات تخریبی آنها بر پلها قابل توجه بوده است، از این رو بررسی خرابیهای ایجادشده در پلها طی این زلزله‌ها آموزنده خواهد بود.

#### پ-۲-۲- معرفی زلزله‌هایی که باعث آسیب دیدگی پلها شده‌اند

##### پ-۲-۲-۱- زلزله Kanto - توکیو- ژاپن (۱۹۲۳)

سحرگاه روز شنبه اول سپتامبر سال ۱۹۲۳ ساعت ۱۱:۵۸ قبل از ظهر، زلزله‌ای مهیب به بزرگی ۷/۹ ریشتر برای دقایقی شهر توکیو و یوکوهامای ژاپن را به لرزه درآورد. بلافاصله پس از زلزله آتش‌سوزی وحشتناکی تمام شهر را فرا گرفت که این حوادث باعث کشته شدن ۱۴۰۰۰۰ نفر گردید که از این تعداد فقط ۵۸۰۰۰ تن در توکیو کشته شدند. در همان روز بیش از ۲۰۰ و فردای آن روز بیش از ۳۰۰ پسرلرزه احساس گردید که این پس لرزه‌ها تا ۵ روز ادامه داشت. مؤسسه فناوری توکیو شتاب افقی حداکثر این زلزله را ۱/۱ گرم اعلام نمود. شکل ۱۵۱ موقعیت جغرافیایی منطقه زلزله‌زده را نشان می‌دهد [۴۹].

<sup>1</sup> Uncertainties



شکل پ-۵- منطقه زلزله‌زده Tokyo و Yokohama در زلزله Kanto (۱۹۲۳) [۴۹].

#### پ-۲-۲-۲- زلزله Niigata - توکیو- ژاپن (۱۹۶۴)

۱۶ ژوئن سال ۱۹۶۴، زلزله‌ای به بزرگی  $7/4$  ریشتر، شهر Niigata را به لرزه درآورد. این زلزله ۲۶ کشته و حدود ۱۰۰۰۰ بی‌خانمان بر جای گذاشت و باعث از بین رفتن ۳۰۱۸ واحد مسکونی گردید. مرکز این زلزله در ۵۵ کیلومتری شمال Niigata قرار داشت و شتاب حداکثر زمین در این زلزله  $0/16$  گرم ثبت گردید. در این زلزله، پدیده روانگرایی خاک آسیبهای زیادی به سازه‌ها وارد کرد و پس از این زمین‌لرزه، سعی محققین بر آن بود که به شناسایی این پدیده و راهکارهای مقابله با آن بپردازند. در شکل ۱۵۲ نمونه‌ای از آسیبهای ناشی از روانگرایی خاک در این زلزله نمایش داده شده است [۵۰].



شکل پ-۶- فروریزش کامل چند مجتمع مسکونی به علت پدیده روانگرایی خاک در زلزله

Niigata (۱۹۶۴) [۵۰].

#### پ-۲-۲-۳- زلزله San Fernando - ایالات متحده - کالیفرنیا (۱۹۷۱)

ساعت ۶:۰۱ بامداد ۹ فوریه سال ۱۹۷۱، زمین‌لرزه‌ای به بزرگی ۶/۶ در مقیاس ریشتر نواحی وسیعی از کالیفرنیا را لرزاند. طی این زلزله ۶۵ تن جان باختند و بیش از ۵۰۰ میلیون دلار خسارت بر جای ماند. بیشترین کشته‌ها مربوط به تخریب سه بیمارستان و به خصوص بیمارستان Veteran، در این حادثه بود. این زلزله موجب شد تا در طرح سازه‌ها و از جمله پلها که آسیب فراوانی دیده بودند، تجدید نظرهای فراوانی صورت گیرد. آیین‌نامه‌های طراحی پلها در برابر زلزله از جمله AASHTO تغییرات اساسی کردند و بسیاری از فلسفه‌های طراحی دچار دگرگونی اساسی شدند [۵۱].



شکل پ-۷-تخریب پلی در زلزله SanFernando (۱۹۷۱) که منجر به بسته شدن مسیر یک بیمارستان هم شد [۴].

#### پ-۲-۲-۴- زلزله Loma Prieta - ایالات متحده - کالیفرنیا (۱۹۸۹)

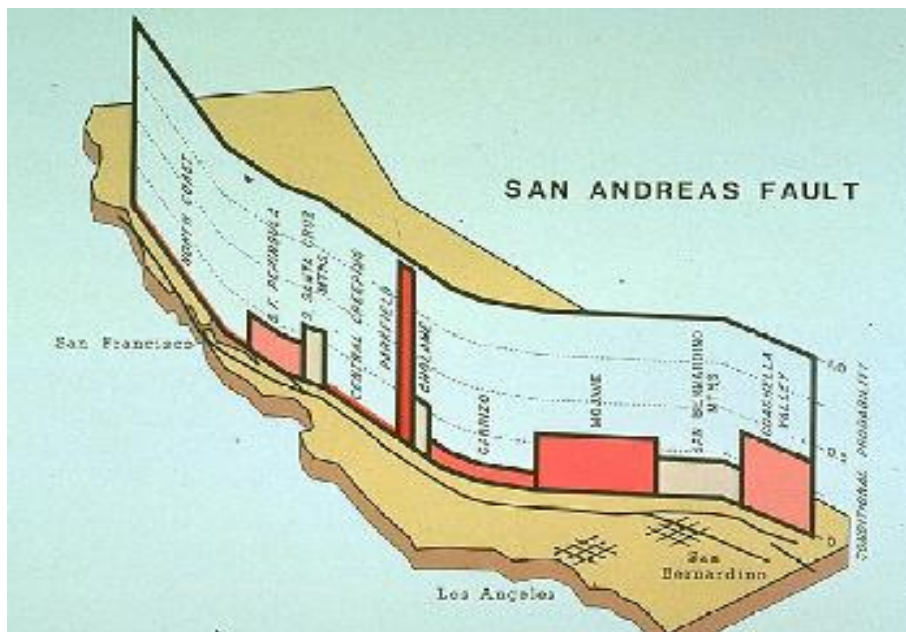
ساعت ۱۷:۰۴ به وقت محلی در روز ۱۷ اکتبر سال ۱۹۸۹، زلزله‌ای به بزرگی ۷/۱ ریشتر شمال کالیفرنیا را لرزاند. گسل San Andreas مسبب این زلزله تشخیص داد شد و مرکز آن در ۷۰ مایلی جنوب شرقی San Francisco قرار داشت. ۳۰۰۰ تن کشته و مجروح و ۱۴۰۰۰ تن بی‌خانمان شدند. مهندسين سازمان راههای ایالتی کالیفرنیا<sup>۱</sup> پس از زمین‌لرزه ۱۵۰۰ پل را در منطقه زلزله‌زده مورد بازمینی قرار دادند و مشاهده کردند که خرابیهای عمده‌ای از پلها در سطح ایالت و نزدیک ناحیه مرکزی زلزله ایجاد شده است.

<sup>۱</sup> Caltrans

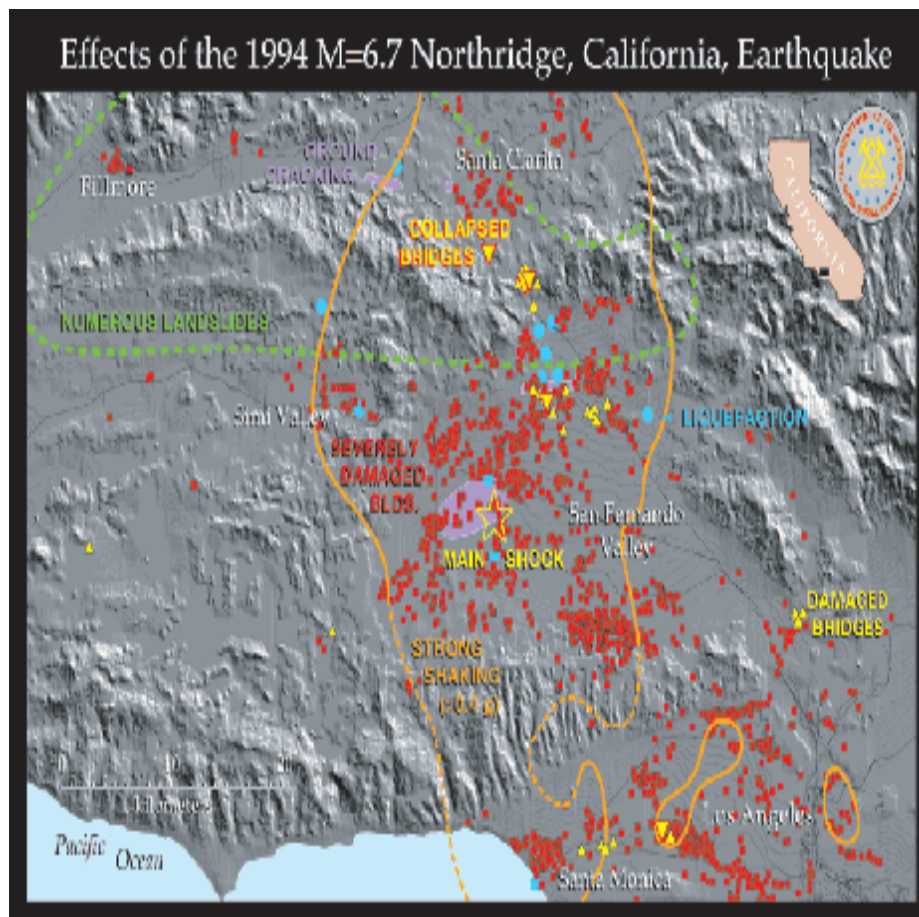
ز جمله این خرابیها می‌توان به فروریزش طبقه دوم روی طبقه اول پل Cypress اشاره کرد [۵۲].

### پ-۲-۲-۵- زلزله Northridge - ایالات متحده - کالیفرنیا (۱۹۹۴)

ساعت ۴:۳۰ بامداد روز ۱۷ ژانویه ۱۹۹۴، زلزله‌ای به بزرگی ۶/۶ در مقیاس ریشتر ناحیه وسیعی از کالیفرنیا را لرزاند که مرکز آن در ۳۰ کیلومتری شمال غربی لس‌آنجلس تشخیص داده شد. در منطقه Northridge دهکده San Fernando و همچنین شهر Santa Monica ۵۷ کشته، ۹۰۰۰ زخمی و خسارات فراوانی در حدود ۳۰ میلیارد دلار برجا گذاشت. گرچه، شدت زلزله چندان زیاد جلوه نمی‌کند اما مدت طولانی آن (حدود ۲۰ ثانیه) موجب شد تا خسارات عمده‌ای به ساختمانها و پلها وارد آید. مسبب این زلزله را یک گسل کور در نزدیکی گسل San Andreas دانسته‌اند [۵۳].



شکل پ-۸- منشأ بیشتر زلزله‌های کالیفرنیا را به گسل San Andreas مربوط دانسته‌اند [۵۱].



شکل پ-۹-نمایش اثرات بجا مانده از زلزله Northridge (۱۹۹۴) [۵۳].



## پ-۲-۲-۶- زلزله Hyogoken-Nanbu - کوبه- ژاپن (۱۹۹۵)

در طی زلزله ۱۷ ژانویه ۱۹۹۵ کوبه، با بزرگی ۷/۲ ریشتر با وجود درجه بالای آمادگی ژاپن در برابر زلزله تعداد زیادی از پلهای واقع در ناحیه زلزله‌زده متحمل خسارات وسیعی شدند که در نتیجه آن همه راههای اصلی و راه‌آهن کوبه، به علت تخریب پلها مسدود شدند. یکی از معروف‌ترین خرابیهای ایجاد شده طی این زمین‌لرزه آسیب گسترده به بزرگراه طویل Hanshin بود که به علت تشدید ناشی از نزدیکی به گسل رخ داد و سازه به طور کامل از بهره‌برداری خارج شد. کوبه شهری است که بین دریا و کوه محصور شده، به جزیره‌های مصنوعی اطراف خود مرتبط است. این زمین‌لرزه بیش از ۵۳۰۰ تن کشته، ۲۷۰۰۰ نفر مجروح و بیش از ۳۰۰۰۰۰ بی‌خانمان برجای گذاشت و آسیبهای اقتصادی فراوانی به اهالی وارد گردید. مرکز این زلزله در ۲۰ کیلومتری جنوب غرب کوبه گزارش گردید [۵۴].



شکل پ-۱۰- موقعیت جغرافیایی کوبه و ارتباط آن با جزایر اطراف [۵۴].



شکل پ-۱۱-انقطاع بزرگراه Hanshin و پل Higashinada پس از زلزله کوبه [۵۴].

## پ-۲-۲-۷- زلزله (Kocalei) Izmit - ترکیه (۱۹۹۹)

ساعت ۳:۰۱ بامداد روز ۱۷ آگوست ۱۹۹۹، زلزله شدیدی به بزرگی  $7/4$  ریشتر در ۱۱ کیلومتری جنوب شرقی ایزمیت که شهری صنعتی واقع در ۹۰ کیلومتری شرق استانبول واقع است به وقوع پیوست. این زلزله تا شعاع ۳۰۰ کیلومتری حتی تا آنکارا احساس شد و بین ۳۰۰۰۰ تا ۴۰۰۰۰ کشته برجای گذاشت. این زمین‌لرزه که ۴۵ ثانیه به طول انجامید یکی از قوی‌ترین زلزله‌های رخ داده طی قرن اخیر در ترکیه است که در محدوده خلیج ایزمیت رخ داد. این زلزله، از آنجایی که بسیار شبیه زلزله ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو بود، بسیار مورد توجه محققین کالیفرنیا قرار گرفت. گسل آناتولی شمالی، که یکی از شناخته‌شده‌ترین سیستم‌های گسل موجود در جهان است، مسبب این زلزله شناخته شد و اطراف شهر عارفیه بیشترین گستره آسیب را متحمل شد [۵۵].



شکل پ-۱۲- منطقه زلزله‌زده Izmit در ترکیه (۱۹۹۹) [۵۵].

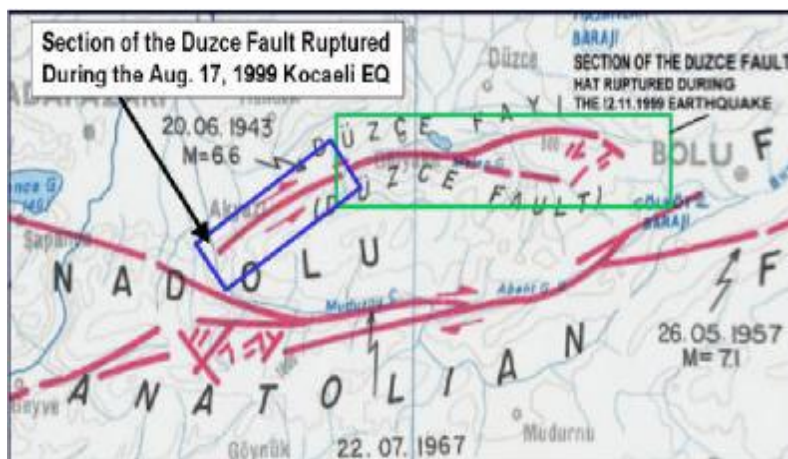


شکل پ-۱۳- صفحه آناتولی و گسل بزرگ آناتولی شمالی (۱۹۹۹) [۵۵].

#### پ-۲-۲-۸- زلزله Duzce - ترکیه (۱۹۹۹)

سه ماه پس از زلزله ایزمیت در ترکیه، زلزله شدید دیگری به بزرگی  $7/2$  ریشتر منطقه Duzce را لرزاند. در مجموع، این دو زلزله در شمال غربی ترکیه حدود ۱۵۰۰۰ کشته و بیش از ۳۰۰۰۰ مجروح برجای گذاشتند. در زلزله دوم، که در استان ساکاریا به وقوع پیوست، مقدار شتاب زمین حتی از شتاب ثقل هم تجاوز کرد. مشهورترین آسیب وارده طی این زمین‌لرزه آسیبهای وارده به دو پل و یک تونل در مسیر ترانزیتی<sup>۱</sup> TEM (بزرگراه آنکارا- استانبول) بود. مسبب این زلزله نیز گسل آناتولی شمالی و شرقی تشخیص داده شد که در اثر فشار صفحه عربستان و اوراسیا به بلوک آناتولی ایجاد شده است. متخصصان زلزله‌شناسی معتقدند که فشار ایجاد شده در لایه‌های زمین ناشی از زلزله قبل هم می‌تواند عاملی برای وقوع زلزله دوم بوده باشد [۵۶].

<sup>۱</sup> Transit European Motorway



شکل پ-۱۴-گسل Duzce مسبب زلزله نوامبر ۱۹۹۹ ترکیه [۵۶]

#### پ-۲-۲-۹- زلزله Chi Chi - تایوان (۱۹۹۹)

ساعت ۱:۴۷ بامداد روز سه‌شنبه ۲۱ سپتامبر سال ۱۹۹۹، زلزله شدیدی به بزرگی ۷/۳ در مقیاس ریشتر نواحی مرکزی تایوان را به لرزه درآورد. مطابق با گزارشهای منتشر شده پس از زلزله توسط اداره هواشناسی تایوان، مرکز این زلزله در موقعیت جغرافیایی ۲۳/۸۵ درجه شمالی و ۱۲۰/۸۱ درجه شرقی و کانون آن در عمق ۷ کیلومتری زمین قرار داشت. مسبب اصلی این زلزله دو گسل نزدیک به هم به نامهای Chelungpu و Shuontung تشخیص داده شد (خطوط ۱۸ و ۲۰ در شکل ۱۶۲). این دو گسل در فاصله ۱۰ کیلومتری و تقریباً به موازات یکدیگر قرار داشتند. محل برخورد این دو گسل شهری به نام Chi Chi بود که مرکز زلزله شناخته شد. این زمین‌لرزه شدیدترین زلزله رخ داده در تایوان و بزرگترین فاجعه ملی ۱۰۰ سال گذشته این کشور شناخته شد [۵۷ و ۵۸].



شکل پ-۱۵- موقعیت جغرافیایی منطقه زلزله‌زده Chi Chi در تایوان (۱۹۹۹) [۵۷].

طی این زمین‌لرزه مشخص گردید که در ساختگاه‌های نزدیک به مبدأ زمین‌لرزه، لرزش زمین بیشترین آسیب‌ها را برجای گذاشته است. شدت تکان‌های زمین بر حسب فاصله ساختگاه از منشأ زلزله متفاوت است و این تغییرات ممکن است برای برخی سازه‌ها اهمیتی ویژه داشته باشد. مثلاً برای سازه‌هایی نظیر پلها که به فواصل مختلفی از گسلها واقع شده‌اند، تکان‌های زمین می‌تواند روی بخشهای مختلف سازه تأثیرات متفاوتی بگذارد. اغلب آسیب‌های وارد آمده به پلها در محدوده نزدیک به خطوط گسل مشاهده شد. نزدیک به ۲۰۰ پل فروریخته یا دچار آسیب‌دیدگی شد.

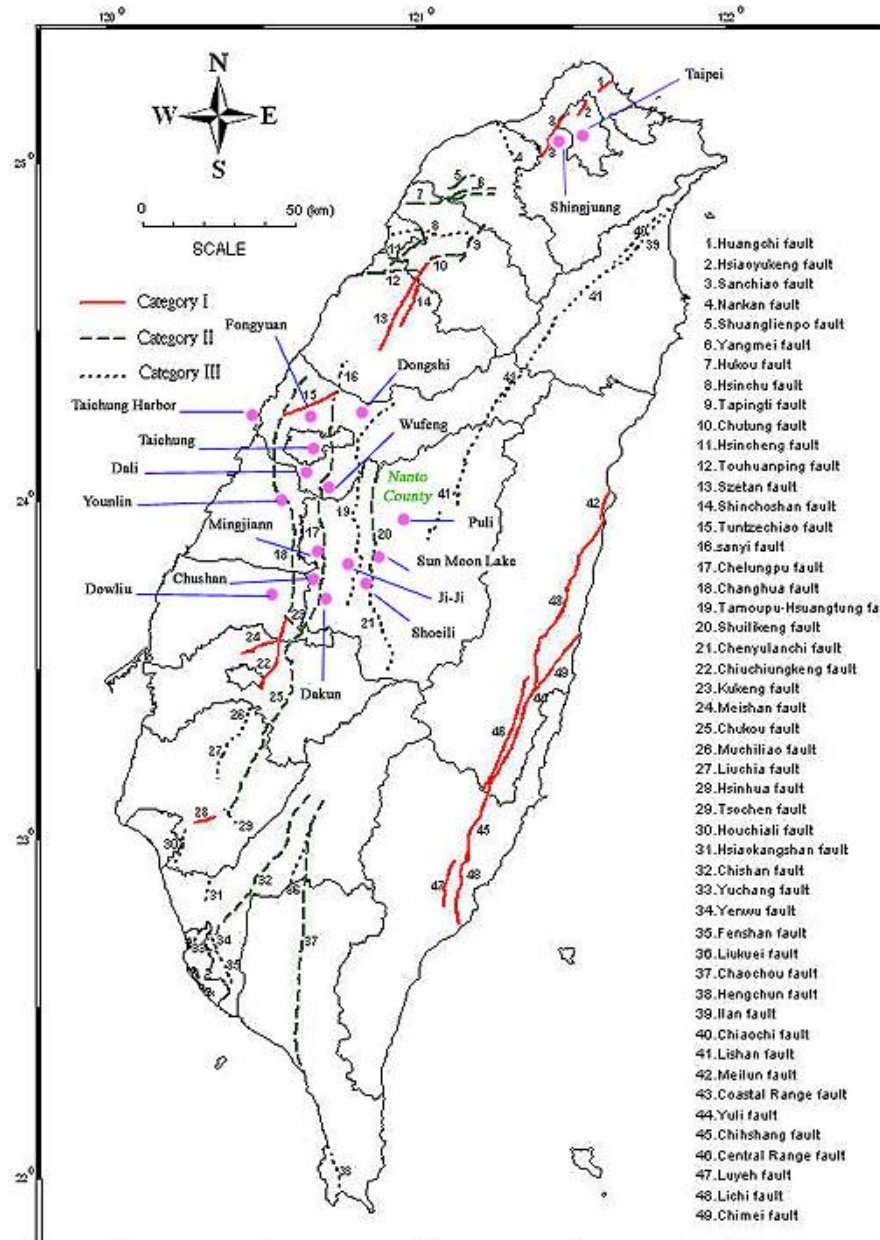
بیشترین آسیبهای وارد آمده طی این زلزله مربوط به خرابیهای ساختمانهای بتن‌آرمه فاقد شکل‌پذیری بوده است. از آنجا که حادثه نیمه‌های شب روی داد، تلفات جانی مربوط به خرابی پلها بسیار ناچیز ارزیابی گردید. اما، خسارت اقتصادی ناشی از این تخریب‌ها بسیار فراوان بود. بسیاری از پلهای آسیب‌دیده واقع در مسیرهای حساس و کلیدی به صورت موقت تعمیر شدند و بقیه هم به منظور مقاوم‌سازی مورد مطالعه قرار گرفتند. بر اساس میزان آسیب‌دیدگی و نیاز به مقاوم‌سازی حالت آسیب‌دیدگی پل‌های تایوان پس از آن زلزله به سه رده تقسیم شد:

۱- **حالت آسیب‌دیدگی شدید:** عبور و مرور به علت شکست پایه‌های پل یا افتادگی شاهتیرها مختل شد.

۲- **حالت آسیب‌دیدگی متوسط:** عبور و مرور به صورت کنترل شده به علت نشست، آسیب‌دیدگی نشیمن‌گاه‌ها و ترک‌خوردگی عرشه یا پایه‌ها انجام می‌گرفت.

۳- **حالت آسیب‌دیدگی کم:** عبور و مرور عادی در حالت نشست نسبی کم، ترک‌خوردگی ناچیز یا حرکت افقی کوچک انجام می‌شد.

آسیب‌دیدگی بزرگراهها در دو ایالت مرکزی تایوان یعنی **Nantou** و **Taichung** گستردگی بیشتری داشت. حدود ۲۰٪ پلها متحمل آسیب‌دیدگی کم تا متوسط و بقیه دچار آسیب‌دیدگی شدید شدند. طبق آمار منتشر شده بیشینه جابجایی زمین در راستای بخش‌های اصلی گسل **Chelungpu** حدود ۷ الی ۸ متر گزارش شده است. واضح است در صورت عبور چنین گسلی از ساختگاه، یک جابجایی در سازه ایجاد خواهد شد که در طراحی آن لحاظ نگردیده است و احتمال رخداد فاجعه وجود خواهد داشت [۵۸].



شکل پ-۱۶-نمایش گسل‌های فعال تایوان [۵۸].



## پ-۲-۲-۱۰- زلزله Nisqually - ایالات متحده- واشنگتن (۲۰۰۱)

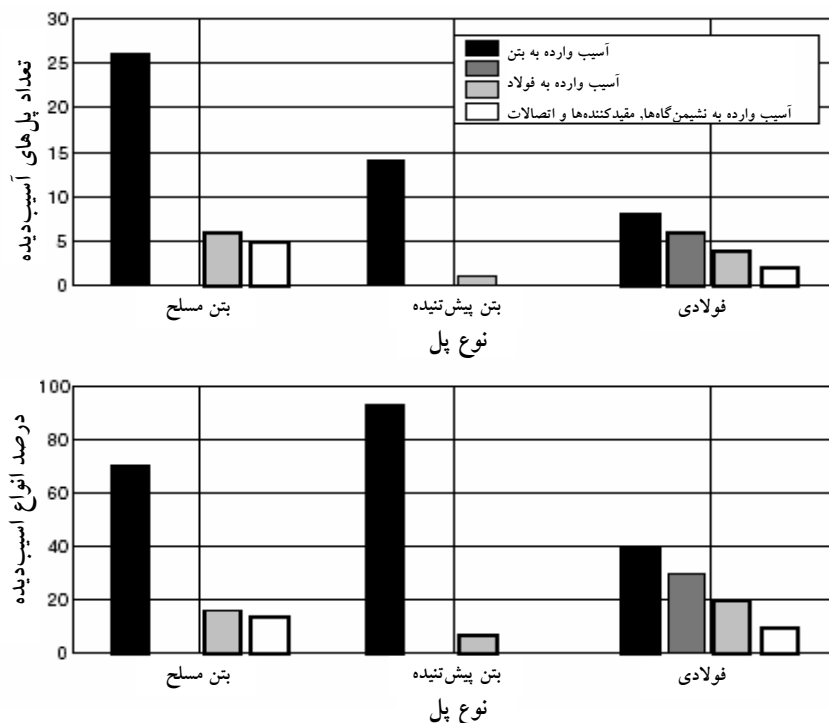
ساعت ۱۰:۵۴ بامداد ۲۸ فوریه سال ۲۰۰۱، زلزله‌ای با بزرگی  $6/8$  در مقیاس امواج درونی زمین در شمال Olympia در ایالت واشنگتن نزدیک شهر Nisqually در موقعیت جغرافیایی  $47/1525$  درجه شمالی و  $122/7197$  درجه غربی، به وقوع پیوست. در طی ۲۴ ساعت دو پس‌لرزه<sup>۱</sup> به شدت  $3/4$  و  $2/7$  ناحیه زلزله‌زده را به لرزه درآورد. مرکز این زمین‌لرزه تقریباً در  $23/7$  کیلومتری جنوب غربی Tacoma و  $57/5$  کیلومتری Seattel جنوب غربی و کانون آن در عمق ۵۰ کیلومتری زمین تشخیص داده شد. به علت عمیق بودن زلزله، خرابیها در حد متوسط به وقوع پیوست. مطابق گزارشهای منتشر شده پس از زلزله، ۷۸ پل دچار آسیب‌دیدگی متوسط شدند ولی فروریزش ایجاد نشد. مالکیت بیشتر این پلها (۴۶ عدد) متعلق به اداره راه و ترابری ایالت واشنگتن<sup>۲</sup> بود. ۱۸ پل از ۷۸ پل مورد بحث در شهر Seattel آسیب دیدند. طبق گزارشهای ایالتی منتشر شده، به پلهای چوبی و مصالح بنایی آسیبی نرسید. مطابق این آمار ۴ نوع پل در این زلزله آسیب دیدند که شامل پلهای بتن مسلح ۳۶ عدد، بتنی پیش‌تنیده ۲۰ عدد، فولادی ۱۶ عدد و پلهای متحرک ۶ عدد می‌شود. همانطور که از نمودار ستونی شکل ۱۶۳ هم دیده می‌شود، آسیبهای وارده به بتن آشکارترین نوع آسیب در پلهای آسیب‌دیده در این زلزله به شمار می‌رود. جالب توجه است که تنها ۳۰٪ از آسیب‌دیدگی فولاد در انواع فولادی به چشم می‌خورد. در پلهای دارای روسازه‌های فولادی، آسیب‌دیدگی وارد به بتن شامل خردشدگی‌های موضعی پوشش بتنی ستونها بوده است [۵۹].

در شکل ۱۶۴ نمودار درصد آسیب‌دیدگی پلها بر حسب سال ساخت آنها در زلزله Nisqually نشان داده شده است. درصد آسیب‌دیدگی برای پلهای ساخته شده قبل از سال ۱۹۴۱ بزرگترین و برای پلهای ساخته شده پس از سال ۱۹۷۱ کوچکترین است. نمودار شکل ۱۶۵ هم نشان‌دهنده احتمال آسیب بر حسب شتاب طیفی، سن و نوع پل

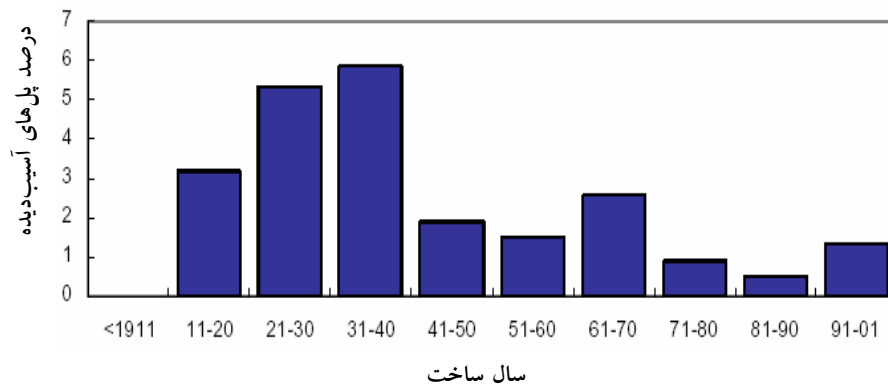
<sup>1</sup> Aftershoke

<sup>2</sup> Washington State Department of Transportation (WSDOT)

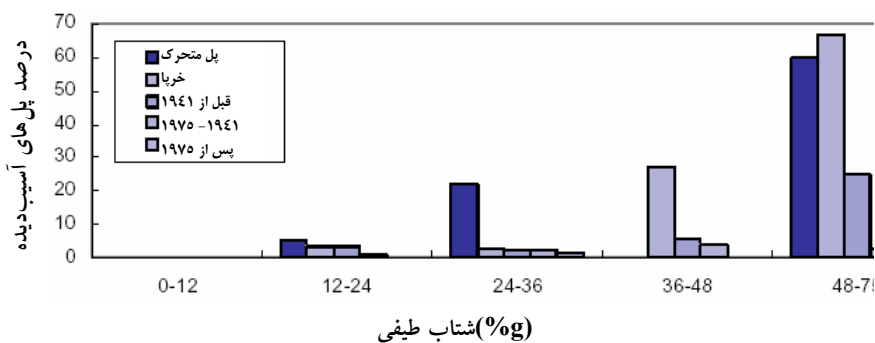
است. پلهای ثابت (و نه متحرک) ساخته شده پس از سال ۱۹۷۵ کمترین خرابی را از خود نشان دادند و این موضوع را می‌توان به تغییرات آیین‌نامه طراحی پس از زلزله San Fernando (۱۹۷۱) نسبت داد. پلهای ثابتی که قبل از سال ۱۹۴۱ ساخته شده‌اند بیشترین درصد آسیب‌دیدگی را نسبت به پلهای ساخته شده پس از آن تاریخ نشان می‌دهند. علت اصلی درصد آسیب بالای این پلها کاملاً واضح نیست. شاید برخی از آنها طی زلزله Olympia (۱۹۴۹) دچار آسیب پنهان شده بودند و زلزله اخیر آسیب‌دیدگی آنها را تشدید نموده است. پلهای متحرک و پلهای خرپایی قدیمی طی این زلزله آسیب بیشتری دیدند. به ویژه ۶ پل از ۴۳ پل متحرک و ۸ پل از ۱۰۶ پل خرپایی آسیب جدی دیدند. بدین ترتیب ۱۴٪ از پلهای متحرک و ۸٪ از پلهای خرپایی آسیب زیادی را تجربه کردند. ۳ پل از ۱۵ پل متحرک (۲۰٪) و ۵ پل از ۱۴ پل خرپایی (۳۶٪) با شتاب طیفی بالای ۰/۳۶ گرم متحمل کمترین آسیب شدند [۶۰].



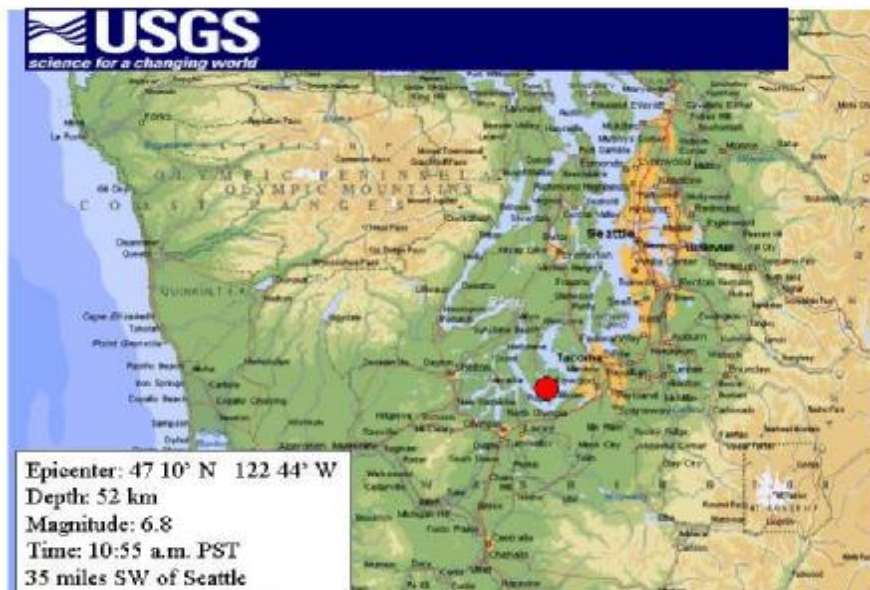
شکل پ-۱۷-توزیع آسیب برای ۴ نوع پل آسیب‌دیده در زلزله Nisqually (۲۰۰۱) [۵۹].



شکل پ-۱۸-تأثیر سال ساخت پل در آسیب‌دیدگی ناشی از زلزله Nisqually (۲۰۰۱) [۶۰].



شکل پ-۱۹-تأثیر شتاب طیفی با پریود  $T=0.3s$  و سال ساخت پل در آسیب‌دیدگی ناشی از زلزله Nisqually (۲۰۰۱) [۶۰].



شکل پ-۲۰- موقعیت جغرافیایی Olympia و Seattle و مرکز زلزله Nisqually (۲۰۰۱) [۶۰].



شکل پ-۲۱- نمایی از شهر Olympia و آزادراه درون ایالتی شماره ۵ [۶۰].

**پ-۲-۲-۱۱- زلزله Niigata Ken Chuesto - ژاپن (۲۰۰۴)**

روز ۲۳ اکتبر سال ۲۰۰۴، زلزله‌ای به بزرگی ۶/۶ ریشتر منطقه Niigata را لرزاند. پس از سال ۱۹۹۵، این زلزله شدیدترین زمین‌لرزه‌ای است که در ژاپن به وقوع پیوسته است. همانطور که قبلاً نیز ذکر شد، ۴۰ سال قبل، یعنی در سال ۱۹۶۴، همین منطقه از ژاپن در معرض زلزله‌ای به بزرگی ۷/۵ ریشتر قرار گرفته بود. طی این واقعه ۴۰ تن کشته، ۳۰۰۰ زخمی و ۱۰۰۰۰۰ بی‌خانمان برجای ماند. کل تلفات اقتصادی این زلزله را ۴۰ میلیارد دلار تخمین زده‌اند. مرکز زلزله در ۸۰ کیلومتری شمال Niigata (شهری با ۵۰۰۰۰۰ نفر جمعیت) قرار داشت. یکی از آثار مهیب این زلزله وقوع زمین‌لغزش در چندین روستا و ویرانی منازل مسکونی بود. زمین‌لغزش و تغییرشکل دائمی زمین باعث آسیب جدی به جاده‌ها، خطوط راه‌آهن و شریانهای حیاتی دیگر گردید [۵۰].

## مراجع

1. USGS (2005) "Most Destructive Known Earthquakes on Record in the World Earthquakes with 50,000 or More Deaths", United States Geological Survey, Published Electronically by: URL:<http://www.usgs.gov>.
- ۲- مقدم، ح. (۱۳۷۵) «طرح لرزه‌ای پلها»، انتشارات مرکز تحقیقات و مطالعات راه و ترابری.
- ۳- حسامی، خ.، جمالی، ف.، طبسی، هادی (۱۳۸۲) «نقشه گسل‌های فعال ایران»، گروه لرزه زمین‌ساخت- پژوهشکده زلزله‌شناسی، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تهران.
4. Nielson, B. (2003) "Bridge Seismic Fragility-Functionality Relationships: A Requirement for Loss Estimation in Mid-America", School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA., Published Electronically by URL:<http://mae.ce.uiuc.edu/Education/Student/Graduate/SCOJ/V3N2/Nielson.pdf>.
5. ATC/FHWA (1983) "Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges", Report ATC-6-2, Applied Technology Council, Redwood City, California. Also Published by Federal Highway Administration as Report FHWA/RD-83/007.
- ۶- حسینی، م.، طاووسی تفرشی، ش. (۱۳۷۷) «ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل مسطح چند دهانه تحت اثر توأم مؤلفه‌های افقی و قائم زمین‌لرزه»، چاپ اول، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.
7. Lind, N. C. (1995) "A Measure of Vulnerability and Damage Tolerance", Reliability Engineering And System Safety, Vol. 48, pp. 1-6.
8. Augusti, G., Claudio, B., Niemann, H. J. (2001) "Is Aeolian Risk Significant as Other Risks", Reliability Engineering and System Safety, Vol. 74, pp. 227-237.
9. Agrawal, J., Blockley, D., Woodman, N. (2003) "Vulnerability of Structural Systems", Structural Safety, Vol. 25, pp. 263-286.

10. "VulnerabilityAssessment", URL: [http://www.michigan.gov/documents/7pub207\\_60741.pdf](http://www.michigan.gov/documents/7pub207_60741.pdf).
11. Dolce, M., Kappos, A., Zuccaro, G., Coburn, A. W. (1994) "Vulnerability and Risk Analysis" Report of the EAEE Working Group 3, Proceedings of 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Vienna.
12. Petoskey, J., Nocevski, N., Milutinovic, Z., Vlaski, V. (1991) "Development of Vulnerability Functions of Non-Earthquake Resistant Apartment Buildings Based on the Observed Damage After Skopje 1963 Earthquake and Comparison of the Selected Vulnerability Functions", Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Cyril and Methodius", Skopje, Yugoslavia.
- ۱۳- حسین‌زاده، ن.، ناطقی‌الهی، ف. (۱۳۷۳) «ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی»، چاپ اول، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.
14. ATC (1988) "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards" Report ATC-21, Applied Technology Council, Redwood City, California.
15. Buckle, I. G., (1991) "Screening Procedures for the Retrofit of Bridges", Proceedings of 3<sup>rd</sup> U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, Los Angeles, California, pp. 156-165.
16. Kumar, S., Usami, T., (1996) "Damage Evaluation in Steel Box Columns by Cyclic Loading Tests", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 6, pp.626-634.
17. Dicleli, M., Bruneau, M. (1995) "Seismic Performance of Single-Span Simply Supported and Continuous Slab-on-Girder Steel Highway Bridges", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 10, pp. 1497-1506.
18. AASHTO (1996) Standard Specifications for Highway Bridges, 16<sup>th</sup> ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

19. Ballard, T. A., Krimotat, A., Mutobe, R., Treyger, S. (1997) "Nonlinear Seismic Analysis of Carquinez Strait Bridges", *Computers & Structures*, Vol. 64, No. 5/6, pp. 1041-1052.
20. Donikian, R., Chang, C. Y., Tabatabaie, M., Polivka, R. (1994) "Technical Issues Associated with the Seismic Analysis of the San Mateo-Hayward Bridge", *Proceedings of 5<sup>th</sup> National Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 64, No. 5/6, pp. 1041-1052.
21. Watanabe, E., Sugiura, K., Nagata, K., Kitane, Y. (1997) "Performances and Damages to Steel Structures During the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake" *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 282-290.
22. Kumar, S., Usami, T., (1996) "Inelastic Seismic Design Verification Method for Steel Bridge Piers Using A Damage Index Based Hysteretic Model", *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 472-480.
23. Saadeghvaziri, M. Ala, Rashidi, S. (1996) "Effect of Steel Bearings on Seismic Response of Bridge in Eastern United States" *Proceedings of 6<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Published electronically.
24. Zahrai, S. M., Bruneau, M. (1998) "Impact of Diaphragms on Seismic Response of Straight Slab-on-Girder Steel Bridges", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 8, pp. 938-947.
25. Rashidi, S., Saadeghvaziri, M. Ala (1997) "Seismic Modeling of Multi-Span Simply Supported Bridges Using ADINA", *Computers & Structures*, Vol. 64, No. 5/6, pp. 1025-1039.
26. Mander, J. B., Kim, D. K., Chen, S. S., Permus, G. J. (1996) "Response of Steel Bearings to Reserved Cyclic Loading", *Technical Report NCEER-96-0014*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, New York.
27. Buckle, I. G., Mayes, R. L., Button, M. R. (1996) "Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges", *Computech Engineering Services*, Berkeley, California, Published also as Rep. FHWA-IP-87-6, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.



28. Fujino, Y., Hashimoto, S., Abe, M. (2005) "Damage Analysis of Hanshin Expressway Viaducts during 1995 Kobe Earthquake. I: Residual Inclination of Reinforced Concrete Piers", ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol. 10, No. 1, pp. 45-53.
29. Kawashima, K. (2000) "Seismic Performance of RC Bridge Piers in Japan", Published Ellectronically by URL: <http://seismic.cv.titech.ac.jp/common/PDF/publication/2000/p2000-e1.pdf>
30. DesRoches, R., Muthukumar, S. (2002) "Effect of Pounding and Restrainers on Seismic Response of Multiple-Frame Bridges", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, pp. 860-869.
- ۳۱- نیکنام، ا. (۱۳۶۹) «لزوم معاینه پل‌های موجود با به کارگیری روش‌های تحلیل دینامیکی و بالابردن مقاومت آنها با سیستم ایزولاسیون پایه‌ها»، مجموعه مقالات ارائه شده در اولین کنفرانس بین‌المللی پل، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
- ۳۲- تهرانی‌زاده، م.، افتخاری، م. (۱۳۷۴) «تأثیر سیستم‌های لرزه‌جدایش بر رفتار دینامیکی پل‌ها در برابر زلزله»، چاپ اول، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.
- ۳۳- منتخب، ج.، مقدم، ح. (۱۳۷۵) «بررسی مقاومت لرزه‌ای پل‌ها»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف.
- ۳۴- برجیان، ح. (۱۳۷۷) «تکوین ضوابط طراحی پل‌ها در برابر زمین‌لرزه»، مجله عمران شریف، شماره ۲۴، صفحات ۳۲ و ۳۳.
- ۳۵- افراسیابی، ع. (۱۳۷۷) «بررسی امکان فروافتادن عرشه پل‌های بتنی پیش‌ساخته با نشیمن‌گاه الاستومری تحت اثرات ناشی از زلزله»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
- ۳۶- حاجی‌رسولپها، ا. (۱۳۷۸) «تحلیل دینامیکی غیرخطی پل‌های بتنی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف.

- ۳۷- قلی‌زاده، م.، مقدم، ح. (۱۳۸۰) «بررسی شکل‌پذیری زیرسازه پل در زلزله»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف.
- ۳۸- بانسی، م.، فرجودی، ج. (۱۳۷۵) «بررسی عوامل مؤثر بر آسیب‌پذیری ساختمان‌های با اسکلت فولادی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
- ۳۹- برکچیان، م. (۱۳۷۸) «ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های فولادی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- ۴۰- مالک، ش. (۱۳۷۸) «شناسنامه فنی ساختمان‌های فولادی»، بنیاد مسکن انقلاب اسلامی (مرکز پژوهش و مطالعات سوانح طبیعی)، تهران.
- ۴۱- تهرانی‌زاده، م.، فلاحت، ک. (۱۳۷۸) «ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های بتن مسلح شهر تهران»، اولین کنفرانس علمی- تخصصی انجمن مهندسان راه و ساختمان ایران، تهران.
- ۴۲- اخلاقی، آ.، مالک، ش. (۱۳۷۷) «اثرات میزان شکل‌پذیری پایه‌های بتن‌آرمه در آسیب‌پذیری پل‌ها»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
- ۴۳- معتمدی، م.، ناطقی‌الهی، ف. (۱۳۷۶) «ارزیابی کمی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده تحصیلات تکمیلی- دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات.
- ۴۴- محمدیان محمودی تبار، ع.، مالک، ش. (۱۳۸۰) «آسیب‌پذیری لرزه‌ای و حرارتی پل‌های دارای پایه‌های با سختی متفاوت»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

۴۵- ضمیری اخلاقی، ف.، مالک، ش. (۱۳۷۹) «ارزیابی کمی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های فولادی موجود»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

۴۶- کلانتری، ه.، مالک، ش. (۱۳۸۲) «بررسی رفتار لرزه‌ای پل‌های بتن‌آرمه دارای قوس در پلان و اثرات رفتاری تکیه‌گاه‌های الاستومری»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

۴۷- صدقی، پ.، برقیان، م. (۱۳۸۳) «بررسی رفتار لرزه‌ای پایه‌های بتنی پل‌ها»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشکده فنی، دانشگاه تبریز.

۴۸- افشاریان‌زاده، ا. (۱۳۸۳) «ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های فولادی دارای عرشه اورتوتروپیک و نشیمن‌گاه‌های الاستومری غیرمسلح»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز.

49. Cameron, C., James, C. (2005) "The 1923 Great Kanto Earthquake and Fire", National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley, CA.

50. EERI (2005) "Preliminary Observations on the Niigata Ken Chuestu, Japan, Earthquake of October 23, 2004", Learning from Earthquakes, EERI Spacial Earthquake Report, Janaury 2005, Earthquake Engineering Research Center, Oakland, CA.

51 San Fernando Earthquake, URL: <http://www.data.scec.org/index.html>

52. EERI (1990) "Loma Prieta Earthquake Reconnaissance Report", Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Insitute, Oakland, CA.

53. EERI (1994) "Northridge Earthquake Reconnaissance Report", Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Insitute, Oakland, CA.

54. EERI (1995) "Hyogoken-Nanbu Earthquake Reconnaissance Report", Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Insitute, Oakland, CA.

55. EQE (1999) "Izmit, Turkey Earthquake of 1999(M7.4)", Report Published by EQE, Online Available in: [www.eqe.com](http://www.eqe.com), 1111 BROADWAY, 10TH FLOOR, OAKLAND, CA 94607-4036.
56. Ghasemi, H, Cooper, J. D., Imbsen, R., Piskin, H., Inal, F., Tiras, A. (1999) "The November 1999 Duzce Earthquake-Post Earthquake Investigation of the Structures on the TEM", Report Published by FHWA, No. FHWA-RD-00-146.
57. Uang, C. M., Elgamal, A., Li, W. S., Chou, C. C.(1999) " Ji-Ji, Taiwan Earthquake of September 21, 1999: A Brief Reconnaissance Report", PEER Program, University of California, San Diego, Department of Structural Engineering. CA.
58. Hsu, Y. T., Fu, C. C. (2004) "Seismic Effect on Highway Bridges in Chi Chi Earthquake", ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 18, No. 1, pp. 1-7
59. Byers, W. G. (2001) "February 28, 2001 Nisqually, WA Earthquake", Earthquake Report to Committee 9, Seismic Design for Railway Structures, American Railway Engineering & Maintenance-of-Association.
60. Malone, S., Eberhard, M. O., LaBelle, J, Ranf, T. (2005) "Information Tools to Improve Post- Earthquake Prioritization of WSDOT Bridge Inspections", Final Research Report Agreement T2695, Task 37, Earthquake Bridge Inspection, University of Washington, Seattle, WA, Prepared for Washington State Transportation Commission, Department of Transportation and in cooperation with U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
61. Seismic Damage in the Past Earthquakes, URL: [seismic.cv.titech.ac.jp/ja/lecture/seismic\\_design/PDF/3Seismic\\_Damage.pdf](http://seismic.cv.titech.ac.jp/ja/lecture/seismic_design/PDF/3Seismic_Damage.pdf)
62. Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons Inc.
63. Chen, W. F., Duan, L. (1999). Bridge Engineering Handbook, CRC Press, Florida.
64. EQIIS. Structures Images After Earthquakes In the World, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, URL: <http://www.eqiis.com>.

65. Zahrai, S. M., Bruneau, M. (1998) "Ductile End Diaphragms for Seismic Retrofit of Slab-on-Girder Steel Bridges" ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 1, pp. 71-80.
66. Itani, A. M., Bruneau, M., Carden, L., Buckle, I. G. (2004) "Seismic Behavior of Steel Girder Bridge Superstructures", ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol. 9, No. 3.
67. DesRoches, R., Pfeifer, T., Leon, R. T., Lam, T. (2003) "Full-Scale Tests of Seismic Cable Restrainer Retrofits for Simply Supported Bridges." ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol.8, No.4, pp.191-198.
68. EERI (2003) "Preliminary Observations on the Tokachi-Oki, Japan, Earthquake of September 26, 2003", Special Earthquake Report, Earthquake Engineering Research Center, Oakland, CA.
69. Liquifaction, Published by URL:<http://scholar.lib.vt.edu/theses/219182249741411/unrestricted/chap01.pdf>
70. Bruneau, M. (1998) "Performance of steel bridges during the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe, Japan) earthquake – A north American perspective", Engineering Structures, Vol. 20, No. 12, pp. 1063-1078.
71. Chung, R. et al (1996) "The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) earthquake", NIST Special Publication 901, National Institute of Standards and Technology, July 1996, pp. 544.
72. EERC (1995) "Seismological and Engineering Aspects of The 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake" Report No.UCB/EERC-95/10, Earthquake Engineering Research Center, Nov. 1995, pp. 250.
- ۷۳- غفوری آشتیانی، م.، تهرانی‌زاده، م.، غفوری‌فرد، ح. و حسینی، ن. (۱۳۷۴) «گزارش زمین‌لرزه ۱۹۹۵ هانشین (شهر کوبه) ژاپن»، شماره ۸- ۷۴-۹۵، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.
74. EERC Web Site-NISEE URL: <http://gees.usc.edu/GEES>
75. Zand, K. (1999) "Seismic Vulnerability of Highway Bridges in Iran" Proceedings of 3<sup>rd</sup> International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE3), Vol. 2, pp. 1015- 1020, Tehran, Iran.

76. Maheri, M. R., (1990) "Engineering Aspects of Manjil, Iran Earthquake of 20 June 1990 – A field Report by EEFIT" Earthquake Engineering Field Investigation Team, Institute of Structural Engineers, London.

۷۷- توکلی، ش.، حائری، م.، رمضی، ح.، عشقی، س. و مقدم، ح. (۱۳۷۰) «گزارش تحلیلی شماره ۱ زلزله ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ منجیل- رودبار(ایران)» شماره ۱-۹۱-۷۰، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

۷۸- ناطقی الهی، ف.، توکلی، ش.، جعفرزاده، ف. و شهبازیان، ب. (۱۳۷۰) «گزارش زلزله ۱۵ آبان ۶۹ داراب فارس(دهستان فورک)

ایران» شماره ۵-۹۱-۷۰، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

79. EERI (1991). Manjil Earthquake Reconnaissance Report, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

80. BHRC (2002) "Preliminary Report of Avaj-Changureh Earthquake", Building and Housing Research Center, Ministry of Housing and Urban Development, Iran.