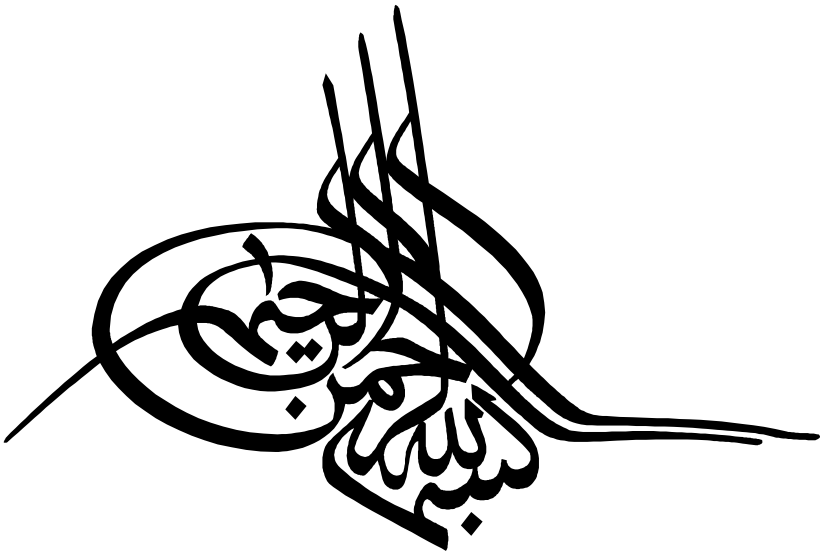

بسم الله الرحمن الرحيم

وزارت راه و ترابري
پژوهشكده حمل‌ونقل

راهنماي بهسازي لرزه‌اي تكيه‌گاه پلها

سرشناسه : پرستش، حسین، مجری طرح.
عنوان و نام پدیدآور :راهنمای بهسازی لرزه‌ای تکیه‌گاه پلها/ بخش پژوهشی مقاوم سازی راه؛ مجری حسین پرستش؛ مدیر پروژه محمدرضا یداللهی، ناظراردشیر دیلمی.
مشخصات نشر : تهران: وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل‌ونقل،۱۳۸۷.
مشخصات ظاهری : ۱۲۲،۲۰ ص.: مصور، جدول، نمودار.
شابک : ۲۰۰۰۰ ریال: ۹- ۲۳- ۲۹۹۳- ۹٦٤- ۹۷۸ ISBN: 978-964-2993-23-9
وضعیت فهرست نویسی : فیپا
یادداشت : ص.ع. به انگلیسی: Seismic Rehabilitation Guideline for Bearing of Bridges
یادداشت : کتابنامه: ص.۸۳-۸٤.
یادداشت : واژه نامه.
موضوع : پلها -- اثر زلزله.
موضوع : پلها -- طرح و ساختمان.
موضوع : زلزله -- مهندسی.
شناسه افزوده : یداللهی، محمدرضا
شناسه افزوده : ایران.وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل‌ونقل. بخش مقاوم‌سازی
شناسه افزوده : ایران.وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل‌ونقل.
رده‌بندی کنگره : ۱۳۸۷ ۲ر۲د/TG۲٦٥
رده‌بندی دیوی : ٦۲٤/۲٥
شماره کتابشناسی ملی : ۱۲٥٤۰۷۷

وزارت راه و ترابری – پژوهشکده حمل‌ونقل

عنوان : راهنمای بهسازی لرزه‌ای تکیه‌گاه پلها
بخش پژوهشی : مقاوم سازی راه
مجری : جهاد دانشگاهی صنعتی شریف- دکترحسین پرستش
مدیر پروژه : مهندس محمدرضا یداللهی
ناظر : دکتر اردشیر دیلمی
ناشر : پژوهشکده حمل‌ونقل
شابک : ۹-۲۳-۲۹۹۳-۹٦٤-۹۷۸
نوبت چاپ : اول
تاریخ انتشار : تابستان ۱۳۸۷
شمارگان : ۳٥۰ نسخه
قیمت : ۲۰۰۰ تومان
لیتوگرافی : باران
چاپ و صحافی : پژمان
نشانی : بزرگراه آفریقا- بالاتر از تقاطع وحید دستگردی(ظفر)- بن‌بست نور- پلاک ۱۹- پژوهشکده حمل‌ونقل- طبقه اول- اداره انتشارات
تلفکس ٦-۸۸۸۸۹۹۸۱ web:www.tri.gov.ir
وب‌سایت فروش web:www.Fadakbook.com
مرکز پخش و فروش (مؤسسه خدمات فرهنگی فدک ایستاتیس) ٦٦٤۸۱۰۹٦-٦٦٤۸۲۲۲۱

کلیه حقوق برای ناشر محفوظ است

پیشگفتار

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

توسعهٔ پایدار، حمل‌ونقل 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 حمل‌ونقل در توسعهٔ پایدار و اقتصاد جوامع تجلی می‌یابد.

پژوهشکدهٔ حمل‌ونقل وزارت راه و ترابری به منظور پرکردن خلاء ناشی از نبود یک مرکز توانمند علمی و پژوهشی در زمینهٔ مهندسی حمل‌ونقل و زیرساختهای مرتبط با آن، در سال ۱۳۸۲ تأسیس گردید. این پژوهشکده به عنوان مجموعه‌ای علمی در زمینهٔ حمل‌ونقل، این رسالت عظیم را برعهده دارد تا با تکیه برخلاقیت و پشتکار پژوهشگران داخلی و نیز پشتوانهٔ تجربهٔ جمعی از متخصصان در سازمانها و ادارات وزارت راه و ترابری، به مرکز تولید دانش در صنعت حمل‌ونقل ایران تبدیل شود.

از مهمترین وظایف پژوهشکدهٔ حمل‌ونقل در راستای انجام این رسالت، تولید دانش، دانش اندوزی، نشر و اطلاع‌رسانی علمی آخرین دستاوردهای پژوهشی از طریق انتشار گزارشهای علمی و پژوهشی است.

مقاوم سازی لرزه‌ای پلهای ساخته شده، از جمله روشهای موجود برای کاهش خطر ناشی از زلزله است. جنبه‌های اقتصادی مقاوم سازی لرزه‌ای پلهای موجود با هزینه‌های احداث پل جدید مقایسه می‌شود. به عبارت دیگر در برخورد با موضوع مقاوم سازی پل می‌توان یکی از سه راه عدم اقدام مقاوم سازی و پذیرش خطر ریزش پل، احداث پل جایگزین و مقاوم سازی پل را پذیرفت که این موضوع نیاز به ارزیابی اهمیت

و درجه آسیب پذیری پل دارد. پلهای مهم با خطر آسیب پذیری زیاد در مناطق لرزه خیز شدید باید در اولویت نخست مقاوم سازی قرار گیرند.

این کتاب به منظور کمک به متخصصان برای راهنمای بهسازی لرزه‌ای تکیه‌گاه پلها تدوین شده است.

در انتشار این مجموعه، افراد بسیاری همکاری داشته‌اند؛ آقای **دکتر حسین پرستش** به عنوان مجری پروژه، آقای **دکتر اردشیر دیلمی** به‌عنوان ناظر پروژه، آقایان **مهندس‌حمید عباسی** و **مهندس‌محمدرضا یداللهی**که مدیریت این پروژه را در پژوهشکدهٔ حمل و نقل عهده‌دار بوده‌اند، که از همهٔ این بزرگواران صمیمانه تشکر و قدردانی می‌شود.

محمود عامری

رئیس پژوهشکده حمل و نقل

تابستان ۱۳۸۷

راهنماي بهسازي لرزه‌اي تكيه‌گاه پلها

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل‌اول: دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای تکیه‌گاه پلها..... ۱

۱- مقدمه ۱

۱-۱- کلیات ۱

۱-۲- اهداف بهسازی ۲

۱-۳- محدوده کاربرد ۳

۱-٤- طبقه‌بندی پلها ۳

۱-۵- فرآیند مقاوم سازی..... ۵

فصل‌دوم: بازدید اولیه پل برای ارزیابی جزئی ۷

۲-۱- کلیات ۷

۲-۲- برداشت میدانی پلها..... ۹

۲-۳- رتبه‌بندی و آسیب پذیری پل ۹

۲-۳-۱- محاسبه رتبه پل ۱۰

۲-۳-۱-۱- درجه آسیب پذیری (V) ۱۰

۲-۳-۱-۲-درجه خطرپذیری لرزه‌ای (E) ۲۵

فصل سوم: ارزیابی جزئی پلهای موجود ۲۹

۳-۱- کلیات..... ۲۹

۳-۲- ارزیابی لرزه‌ای پل به روشC/D ۳۰

۳-۲-۱- شیوه تحلیل برای ارزیابی پل ۳۰
۳-۲-۲- تعیین نیروها و تغییر مکانها ۳۲
۳-۲-۳- روش نسبت C/D ۳۲
۳-۲-٤- حداقل نیروی مورد نیاز اتصالات ۳٤
۳-۲-۵- طولهای تکیه‌گاهی حداقل ۳۵
۳-۲-٦- نسبتهای C/D برای تکیه‌گاهها ۳۷
۳-۲-٦-۱ نسبت C/D تغییر مکان ٤۰
۳-۲-٦-۲- نسبت C/D نیرویی ٤۱

فصل چهارم: بهسازی لرزه‌ای تکیه‌گاهها..... ٤۳
٤-۱- کلیات ٤۳
٤-۲- مهارها ٤٤
٤-۲-۱- مهار درز طولی ٤٤
٤-۲-۱-۱- انتخاب طرح مهار ٤۵
٤-۲-۱-۲- نیروهای طراحی ۵٤
٤-۲-۲- مهار بالشتک عرضی ۵۵
٤-۲-۲-۱- انتخاب طرح مهار ۵۵
٤-۲-۲-۲- نیروهای طراحی ۵٦
٤-۲-۳- مهارهای حرکت قائم ۵٦
٤-۲-٤- تحلیل مهارها و درزهای انبساط ۵۷
٤-۲-٤-۱- تحلیل غیرخطی درزهای انبساط و مهارها ۵۸
٤-۲-٤-۲- تحلیل استاتیکی معادل مهارها ٦٤
٤-۳- تعریض نشیمنگاه بالشتک ۷۱

٤-٤- تعویض بالشتک ٧٣
٤-٥- بهسازی به روش سیستم‌های محافظت در برابر زلزله ٧٦
٤-٥-١- مفهوم ایزولاسیون لرزه‌ای ٧٦
٤-٥-٢- نرمی ٧٨
٤-٥-٣- جذب‌کننده انرژی ٧٨
٤-٥-٤- صلبیت تحت بارهای جانبی کم ٧٨
فهرست مراجع ٨٢

فهرست اشکال

عنوان **صفحه**

شکل۱-۱- دیاگرام آزاد تعیین ضرورت مقاوم‌سازی ٦
شکل۲-۱- فرآیند بازدید اولیه ۸
شکل۲-۲- دیاگرام آزاد محاسبه درجه آسیب‌پذیری پل.....۱۲
شکل۲-۳- دیاگرام آزاد محاسبه درجه آسیب‌پذیری بالشتکهای پل ١٦
شکل۳-۱- ملزومات حداقل طول تکیه‌گاهی..... ٣٦
شکل۳-۲- عرض مؤثر نشیمنگاهی.....۳۹
شکل٤-۱- جزئیات مهار نامناسب..... ٤٧
شکل٤-۲- چرخش مهارها برای تکیه‌گاههای صلب عرضی..... ٤٧
شکل٤-۳- چرخش مهار برای تکیه‌گاههای انعطاف پذیر عرضی..... ٤٨
شکل٤-٤- مهار پایه‌ها با بست ساعتگرد (مثبت)..... ٤٨
شکل٤-٥- مهار ریشه بدون بست ساعتگرد به پایه.....٤٨
شکل٤-٦- آزمایش بارگذاری تناوبی مهار تا مرحله تسلیم.....٥٠
شکل٤-۷- آزمایش بارگذاری تناوبی مهار تا مرحله قبل از تسلیم..... ٥٠
شکل٤-۸- مهار درز طولی تیرهای جعبه‌ای بتنی..... ٥٢
شکل٤-۹- جزئیات مقاوم سازی درز انبساط تیرهای T شکل..... ٥٣
شکل٤-۱۰- مهارهای درز انبساط بسته شده به عرشه بتنی..... ٥٣
شکل٤-۱۱- مقاوم سازی مهار در دهانه معلق ٥٥
شکل٤-۱۲- مقاوم‌سازی مهار عرضی برای پل بتنی ٥٦
شکل٤-۱۳- مقاوم‌سازی مهار حرکت قائم ٥٧
شکل٤-١٤- باز و بسته شدن درز تحت زلزله ٥٩

شکل٤-١٥- مدل سه بعدی المانهای گره ٦٢
شکل٤-١٦- مدل سازه‌ای جایگزین ٦٣
شکل٤-١٧- پارامترهای مدل جایگزین ٦٤
شکل٤-١٨- نمونه‌ایی از جزئیات نشیمنگاهی Caltrans ٦٦
شکل٤-١٩- تعریض نشیمنگاه در کوله ٧٢
شکل٤-٢٠- تعریض نشیمنگاه لوله‌ایی..... ٧٣
شکل٤-٢١- جایگزینی بالشتک..... ٧٤
شکل٤-٢٢- جایگزینی بالشتک‌گهواره‌ای..... ٧٥
شکل٤-٢٣- مقاوم‌سازی بالشتک‌گیردار..... ٧٥
شکل٤-٢٤- نمودار ایده‌ال پاسخ نیرو..... ٧٩
شکل٤-٢٥- نمودار ایده‌ال تغییر مکان..... ٧٩
شکل٤-٢٦- نمودار پاسخ افزایش میرایی..... ٨٠
شکل٤-٢٧- چرخه ایده‌ال بارگذاری و باربرداری..... ٨١

فهرست جداول

عنوان **صفحه**

جدول۱-۱- تعیین دسته عملکرد لرزه‌ای پل ۵
جدول۲-۱- تعیین ضریب R ۲۱
جدول۲-۲- پتانسیل خرابی ۲۵
جدول۲-۳- تعیین ضریب مکان S ۲۶
جدول۳-۱- روش تحلیل بر اساس C/D ۳۱
جدول۳-۲- ملزومات پلهای منظم ۳۱
جدول۳-۳- اجزائی از پل ۳۳

فصل اول

بهسازي لرزه‌اي تكيه‌گاه پلها

مقدمه

۱-۱- کلیات

مقـاوم سـازی لـرزه‌ای پلهـای سـاخته شـده، از جملـه روشـهای موجـود بـرای کاهش خطر ناشی از زلزله است. جنبه های اقتصادی مقاوم سازی لرزه‌ای پلهای موجود بـا هزینه‌های احداث پل جدید مقایسه می‌شود. به عبارت دیگر در برخورد با موضـوع مقـاوم سازی پل می توان یکی از سه راه عدم اقدام مقـاوم سـازی و پـذیرش خطـر ریـزش پـل، احداث پل جایگزین و مقاوم سازی پل را پذیرفت که این موضوع نیاز به ارزیابی اهمیت و درجه آسیب پذیری پل دارد. پلهای مهم با خطر آسیب پذیری زیـاد در منـاطق لـرزه خیـز شدید باید در اولویت نخست مقاوم سازی قرار گیرند[۳].

مشکلات اجرایی و هزینه بالای مقاوم سازی پل با استفاده از استانداردهای طراحـی جدید، معمولاً مقاوم سازی راغیر قابل توجیه می کند.بدین منظور، هدف مقاوم سـازی بـه جلوگیری از گسیختگی غیر قابل قبول محدود شده است. از آنجا که مقاوم سازی بـر پایـه ارزیابی خسارت غیر قابل پذیرش توسط بار زلزله صورت می پذیرد، لذا بـه دلیـل وجـود پیچیدگیها و نا محسوس بودن تصمیمات مقاوم سازی و عوامل متعدد غیر مهندسی کـه در این موضوع دخیل هستند، قضاوت مهندسی نقش بسیار مهمی در امـر مقـاوم سـازی دارد. با توجه به اهمیت هزینه در مناطق با لـرزه خیـزی کـم تـا متوسـط، مقـاوم سـازی زمـانی

توجیه پذیر است که بازسازی غیرلرزه‌ای نیز در پل صورت پذیرد، آنگاه ارزش کنترل ترافیک و کاهش آن بخش زیادی از هزینه مقاوم سازی لرزه‌ای را جبران می‌کند.

۱-۲-اهداف بهسازی

تصمیم برای بهسازی پل به برخی از عوامل غیرمهندسی از جمله ملاحظات سیاسی، اجتماعی و اقتصادی نیز وابسته است بطوریکه شاید بتوان گفت: ((مسئله هزینه برای بهسازی از دیگر مسائل مهمتر و دارای اولویت بالاتری می‌باشد)).

هدف اصلی از بهسازی، کم کردن خطر ناشی از خسارت غیرقابل پذیرش حین زلزله سطح طراحی می باشد. خسارتهایی را غیر قابل قبول گویند که منجر به یک یا تمام موارد زیر گردد:

- فروریزش کلی یا بخشی از پل
- عدم استفاده از مسیر دسترسی در شریانهای حیاتی حمل و نقل
- صدمات جدی جانی

در هنگام بهسازی لرزه‌ای اعضای آسیب پذیر سازه‌ای، باید از آیین نامه‌های طراحی ساختمانهای جدید استفاده گردد، در صورتی که امکان پذیر باشد. البته بهسازی کامل پل و تمامی اعضای آن بر اساس آئین نامه های طراحی سازه های جدید، بدلیل مسائل اقتصادی و همچنین بدلیل وجود پدیده خستگی در مصالح و اعضاء تشکیل دهندهٔ پل طی مدت عمر سازهٔ ممکن نمی باشد.

لذا بهسازی به میزان نیاز سازه پل بستگی داشته و هزینه آن بر اساس جزئیات و سطح نیاز تعیین می‌گردد که این موضوع بیانگر ضرورت بهسازی لرزهای پلها است. باید مقاوم سازی و بهسازی لرزهای پل در راستای نیل به سطح نیاز حداقل از نظر مقاومت نیرویی یا جابجایی سازه با توجه به عوامل مؤثر محیطی و غیر محیطی برنامه ریزی شود.

۱-۳- محدودهٔ کاربرد

این راهنما برای استفاده در پلهای بزرگراهی دارای شاهتیر بتنی یا فولادی و سازه‌هایی با شاهتیر جعبه‌ای و دهانه‌های کمتر از ۱۵۰ متر منظور شده است.

پلهای معلق، پلهای کابلی و قوسی با دهانه های طولانی خرپایی و پلهـای متحـرک در این راهنما پوشش داده نشده است. بهرحال، مفاهیم زیاد به کار رفتـه در ایـن راهنمـا را می توان برای این قبیل پلها در صورت وجود قضاوت صحیح بـه کـار بـرد. ایـن موضـوع بویژه در مورد دهانه‌های خرپایی صادق می باشد. ملزومات حداقل برای ارزیـابی و ارتقـا، بر پایه دسته عملکرد لرزه‌ای پل(A, B, C, D)، متفاوت است.

پلهای گروه A، برای مقاوم سازی لرزه‌ای مدنظر قرار نمی گیرند. پلهـای گـروه B، فقط نیاز به برداشت و ارزیابی و مقاوم سازی بر پایهٔ آسیب پذیری بالشتکها، مهارهای گـره اتصال و عرضهای تکیه گاهی دارد. بهرحال، برنامهٔ جامع مقاوم سازی برای تمـامی پلهـای طبقه بندی شده در دسته عملکرد لرزه‌ای C و D نیاز می‌باشد.

بازدیداولیه، ارزیابی و مقاوم سازی تمامی اعـضای اصـلی پـل (شـالوده، روسـازه و بالشتک) که بـرای گـسیختگی حـین زلزلـه شـدید مطـرح بـوده، ضـروری اسـت. اثـرات گسیختگی خاک از قبیل روانگرایی نیز برای پلها در دسته‌های عملکرد لرزه‌ای C و D باید مدنظر قرار گیرد[۳].

۱-٤- طبقه‌بندی پلها

قبل از اینکه مقاوم سازی لرزه ای برای پل مطرح شود، باید آنها را در ابتدا بر طبـق دسته عملکرد لرزه‌ای (Spc) تقسیم بنـدی نمـود. دسـته بنـدی پلهـا بـر اسـاس عملکـرد لرزه‌ای به دو عامل بستگی دارد: ۱) میزان خطرپذیری لرزه‌ای؛ ۲) اهمیت پل

میزان خطرپذیری لرزه ای به مقدار ضریب شتاب مبنای طرح(A) بـستگی دارد کـه برای تمامی مناطق کشور طبق دستورالعمل طراحی لرزه‌ای پلهای ایران تعیین شـده اسـت. با ضرب ضریب شتاب طرح در شتاب ثقـل (A.g) حـداکثر شـتاب افقـی زمـین حاصـل می‌شود. به عبارت دیگر؛ این شتاب زلزله دارای احتمال وقـوع ۱۰ درصـدی طـی دوره ۵۰ سالهٔ عمر مفید سازه می‌باشد.

میزان اهمیت پل به صورت کیفی بوده و به دو گروه تقسیم‌بندی می‌شود:

- گروه پلهای ضروری
- گروه پلهای معمولی

پلهای ضروری آنهایی هستند که باید قادر باشند، بعد از وقوع زلزله کارایی خود را ادامه دهند و شریان حیاتی رفت و آمد جاده‌های کشور را حفظ کنند تا برای انجام خدمات اورژانس و ضروری بعد از زلزله مفید واقع شوند. مابقی پلها در دسته پلهای با اهمیت معمولی طبقه بندی شده اند. پل ضروری، پلی است که حداقل شامل یک دسته از موارد زیر باشد[۳] :

- پلی که تأمین کردن ایمنی جانی ثانویه (بطور غیر مستقیم سبب خسارت جانی می‌گردد) برای آن لازم باشد، برای مثال پلی که راه دسترسی به خدمات اورژانس محلی از قبیل بیمارستانها را تأمین می‌کند. این دسته همچنین شامل پلهای مسیرهای عرضی تأمین کننده ایمنی جانی ثانویه و پلهای شریانی همچون برق فشارقوی و شبکه های آبرسانی می‌شود.
- پلی که مسدود شدن آن باعث ضرر اقتصادی در جامعه شود؛ بطور مثال: پلی که در مسیر جاده ترانزیت کشور قرار داشته باشد.
- پلی که توسط مسئولین محلی به عنوان پل بحرانی تعریف شده است؛ بطور مثال: پلی که اورژانسهاو آتش نشانیها را برای پاسخ فوری به موقعیتهای فاجعه آمیز قادر می‌سازد.
- پلی که به عنوان مسیر بحرانی در شبکه مسیرهای دفاعی- حفاظتی کشور قرار دارد.

با توجه به تشریح عوامل خطرپذیری لرزه‌ای و اهمیت پل، براین اساس طبقه‌بندی پلها به چهار دسته عملکرد لرزه‌ای مطابق جدول ۱-۱ تقسیم می‌شوند. این دسته‌های عملکرد لرزه‌ای برای پلهای جدید براساس آئین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ای پلهای ایران[۱۳] برای مناطق لرزه‌خیز با ضریب شتاب طرح کمتر از ۰/۲۹ بر اساس مطالعات دقیق محلی بدون توجه به درجه اهمیت پل باید به کار برده شود.

جدول ۱-۱- تعیین دسته عملکرد لرزه‌ای پل

طبقه‌بندی بر اساس اهمیت	ضریب شتاب

استاندارد	ضروری	
A	B	$A \leq ۰/۰۹$
B	C	$۰/۰۹ < A \leq ۰/۱۹$
C	C	$۰/۱۹ < A \leq ۰/۲۹$
C	D	$۰/۲۹< A$

۱-۵- فرایند مقاوم سازی

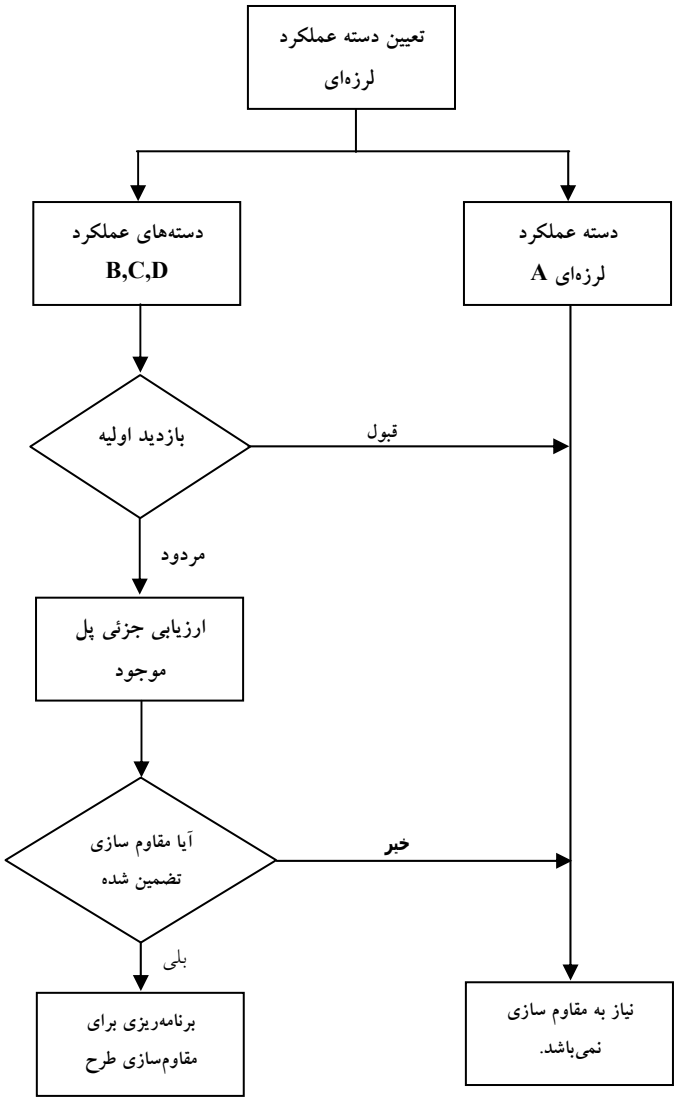
مقاوم سازی لرزه‌ای، از جمله راه حلهای ممکن برای به حداقل رساندن خسارت وارد بر پلهای موجود در هنگام وقوع زلزله است. از آنجا که امکان مقاوم سازی همزمان تمام پلهای بزرگراهها وجود ندارد، لذا انتخاب بحرانی‌ترین پل برای مقاوم سازی بر اساس عوامل اقتصادی، اجتماعی، اداری و اجرایی به اندازه مسائل مهندسی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. مقاوم سازی لرزه‌ای از جمله راهکارهای ممکن در مقایسه با مسدود کردن پل، احداث پل جدید و یا قبول خطر خسارت لرزه‌ای می‌باشد. مسدودکردن پل و یا احداث پل جدید اصولاً تنها برای رفع ضعف لرزه‌ای استفاده نمی‌شود. بر این اساس، عملاً تنها یک انتخاب بین مقاوم‌سازی و پذیرش خطر لرزه‌ای باید صورت پذیرد که این انتخاب به اهمیت پل، هزینه و اثرات مقاوم سازی بستگی دارد. فرآیند مقاوم سازی پلها، تابع پارامترهای متغیر زیادی است که با توجه به قضاوت مهندسی می‌توان آنرا به سه مرحله زیر تقسیم بندی نمود:

الف- بازدید اولیه

ب - ارزیابی جزئی

ج - طراحی ابعاد مقاوم سازی

هرکدام از این مراحل در ذیل به طور خلاصه (در پیوست چهار)، بیان شده و جزئیات بیشتر آنها درادامه ارائه شده است. شکل۱-۱ دیاگرام آزاد فرآیند مقاوم سازی را برای هر دسته عملکرد لرزه‌ای پلها ارائه می‌کند[۳].



شکل۱-۱- دیاگرام آزادتعیین ضرورت مقاوم‌سازی [۳]

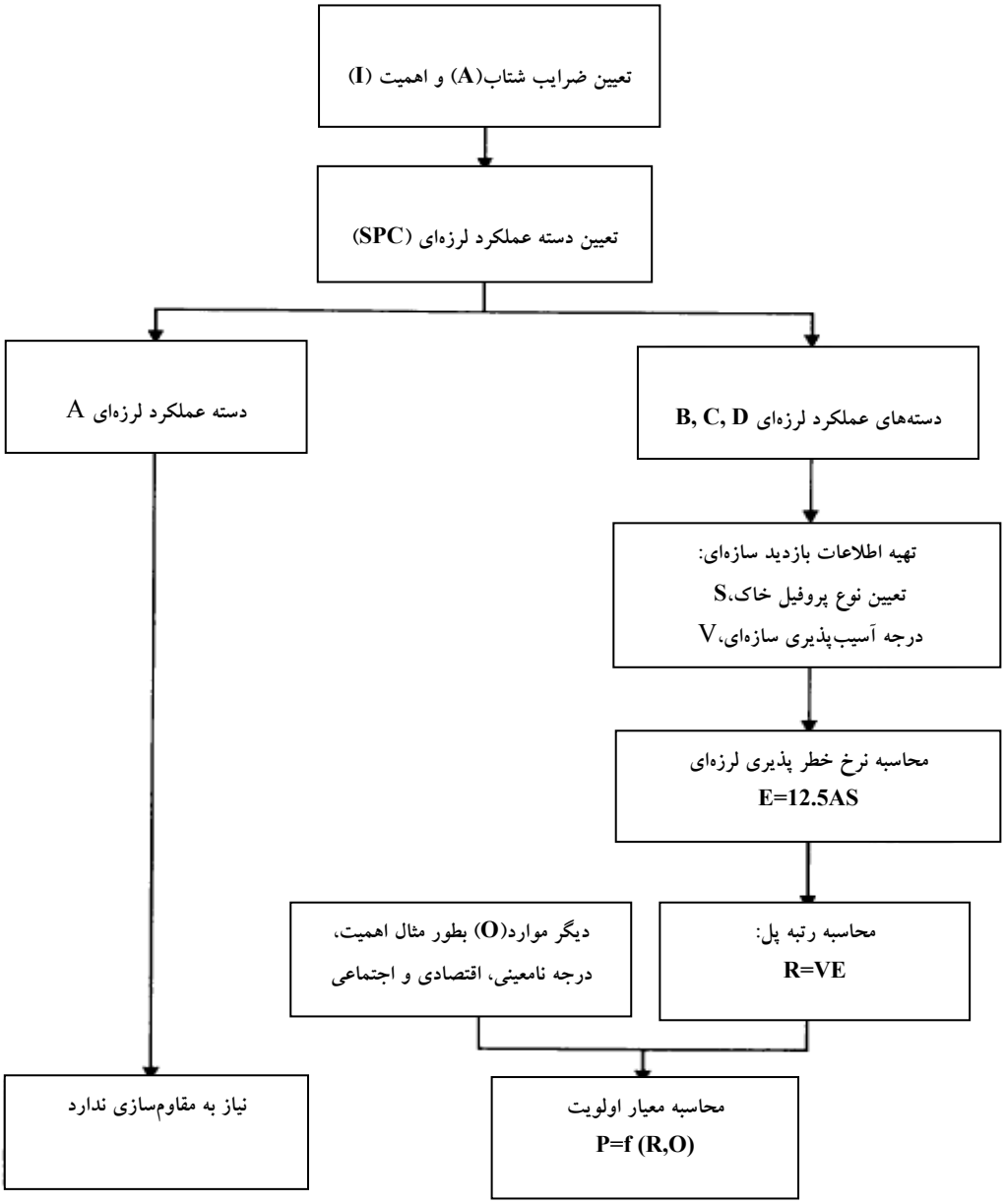
فصل دوم

بازدید اولیه پل براي ارزیابي جزئي

۲-۱- کلیات

برنامه مقاوم سازی جامع و کافی، برنامه‌ای است که پلها را بـر طبـق نیازشـان بـرای مقاوم سازی لرزه‌ای رتبه بندی کرده باشد. توصیه می‌شود که این برنامه برای تمامی پلهـای قرارگرفته در دسته عملکرد لرزه‌ای D,C,B صورت پذیرد.

دیاگرام نشان داده شده در شکل ۲-۱ رونـد بازدیـد اولیـه را بـرای پلهـای بـا دسـته عملکرد لرزه‌ای متفاوت بیان کرده است. به طور کلی، سیستم رتبه بندی لرزه‌ای نیازمنـد در نظر گرفتن مسائل فنی و ملاحظات اجرایی، اقتصادی و سیاسی است. بـدین منظـور، ابتـدا باید به محاسبه رتبه لرزه‌ای پل برطبق مسائل مهندسی، مسائل اجتماعی- اقتصادی و سـایر موارد پرداخت تا مسائل مهندسی بوسیله اختصاص معیار اولویت بـر اسـاس رتبـه پـل بـه دست می‌آید. به این نکته باید اشاره کرد که هزینه مقاوم سـازی بـه طـور مـستقیم در ایـن شیوه وارد نشده، اما می‌توان تشخیص داد که عامل تعیین کننده در تـصمیم گیـری نهـایی، هزینه مقاوم سازی است.



شکل۲-۱- فرایند بازدید اولیه [۳]

۲-۲- برداشت میدانی پلها

اولین مرحله در انجام رتبه بندی لرزه‌ای پلها، جمع آوری اطلاعات اصلی پل بر اساس محورهای ذیل می باشد:

- مشخصات سازه ای مورد نیاز برای تعیین نرخ آسیب پذیری.
- لرزه خیزی و شرایط خاک محل برای تعیین نرخ خطرپذیری لرزه‌ای.

این اطلاعات را از سازمانهای مربوطه (راه ترابری، شهرداری)، نقشه های حین ساخت، اطلاعات مراقبتی پل، اطلاعات بازرسی قبلی پل و دیگران منابع می توان بدست آورد. جزئیات محاسباتی تعیین نرخ آسیب پذیری و نرخ خطر پذیری لرزه ای در بخش ۲-۳-۱ آورده شده و فرم برداشت میدانی درپیوست ۵ آورده شده است.

۲-۳- رتبه‌بندی و آسیب‌پذیری پل

به منظور محاسبهٔ رتبه‌بندی لرزه‌ای جهت تعیین اولویتهای مقاوم سازی پل، باید آسیب پذیری سازه‌ای، خطر پذیری ژئوتکنیکی و لرزه‌ای و همچنین عوامل اقتصادی اجتماعی مد نظر قرارگیرد. بدین منظور پهنه‌بندی خطرپذیری لرزه‌ای بعنوان اولین معیار در رتبه بندی پل در نظر گرفته شده و پارامترهای دیگر از قبیل عوامل اقتصادی- اجتماعی و سایر موارد ازقبیل درجه نامعینی وعوامل سازه‌ای غیر لرزه‌ای بعنوان دومین معیار در رتبه بندی پل موثر می باشد. سیستم رتبه بندی از دو قسمت کمی و کیفی تشکیل شده است. بخش کمی، درجه لرزه‌ای را بر پایه آسیب پذیری سازه‌ای و خطر پذیری لرزه‌ای تعیین می‌کند. بخش کیفی، رتبه بندی را براساس ضرایبی از قبیل اهمیت، نامعینی شبکه، نقصهای غیرسازه‌ای، عمر باقی‌مانده سازه و دیگر عوامل مشابه برای رسیدن به یک معیار اولویت کلی بهبود می‌بخشد. قضاوتهای مهندسی و اجتماعی، کلیدی برای مرحله دوم بازدید اولیه در فرآیند مقاوم‌سازی است و بر این اساس معیار اولویت مقاوم‌سازی پل تابعی از رتبه، اهمیت و دیگر موارد است :

$$P=f(R, \text{importance}, \text{nonseismic}, \text{and other issues} \ldots)$$

که در آن:

P : معیار اولویت

R : رتبه بر مبنای آسیب پذیری سازه ای و خطرپذیری لرزه‌ای

به طور خلاصه، رتبه بر پایهٔ آسیب پذیری سازه ای و خطر پذیری لرزه‌ای است. در حالیکه اولویت مقاوم سازی بر پایهٔ رتبه، اهمیت، نقصهای غیر سازه ای و دیگر عوامل از قبیل درجه نامعینی شبکه است[۳].

۲-۳-۱- محاسبه رتبه پل

همانطور که در بالا اشاره شد، رتبهٔ پل (R)، بر پایهٔ درجهٔ آسیب پذیری سازه‌ای (V) و درجه خطرپذیری لرزه‌ای (E) به دست می‌آید. هریک از این مقادیردر محدوده‌ای بین ۰ تا ۱۰ قرار دارد و رتبهٔ پل بوسیله ضرب این دو مقدار در یکدیگر به دست می‌آید:

$$R=V. E$$

از این معادله می‌توان فهمید که R در محدوده ۰ تا ۱۰۰ است و عدد بزرگتر R نشان دهنده نیاز بیشتر پل به مقاوم سازی است. در ادامه توصیه‌هایی برای اختصاص مقادیرV و E ارائه شده است[۳].

۲-۳-۱-۱- درجه آسیب پذیری (V)

عملکرد پل، بر پایه تعامل تمامی اعضایش با یکدیگر می باشد، در زلزله های گذشته مشخص شده است که چهار بخش مهم پل که در مقابل خسارت آسیب پذیرتر هستند عبارتند از :

الف- تکیه‌گاهها (اتصالات، بالشتکها و نشیمنگاهها)

ب- ستون ها و پی‌ها

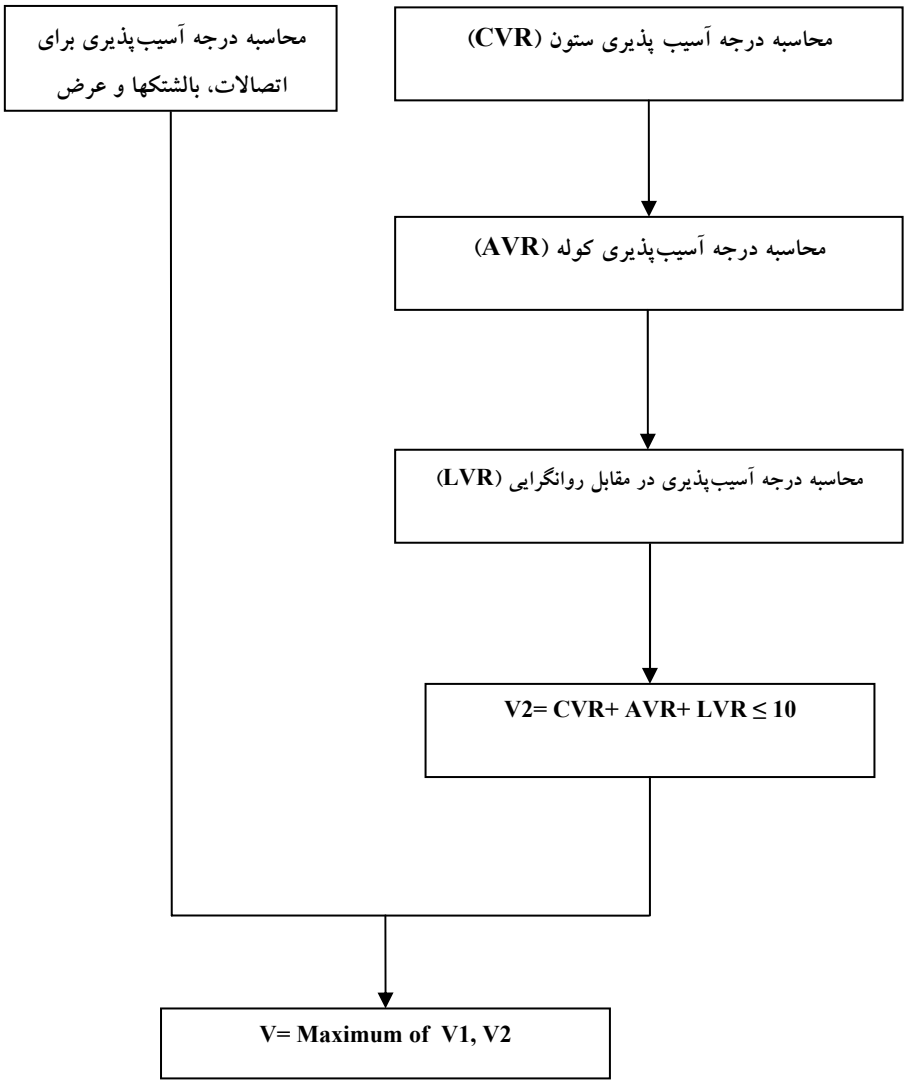
ج- کوله‌ها

د- خاک زیر پی

از بین اینها با توجه به ابعاد اعضای پل به نظر می‌رسد بالشتکها، اقتصادی‌ترین عضو برای مقاوم سازی می‌باشند. بدین علت، درجه آسیب پذیری به کار برده شده در سیستم رتبه بندی لرزه‌ای پل بوسیله آزمایش اتصالات بالشتکها و جزئیات نشیمنگاهها بطور مجزا از بقیهٔ اعضای سازه در نظر گرفته شده و درجهٔ آسیب پذیری مستقل (V_1) برای آنها

لحاظ می‌گردد. درجهٔ آسیب پذیری برای مابقی اعضای سازه (V_2) از مجموع درجه‌های آسیب پذیری برای هر یک از اعضایی که مستعد گسیخته شدن هستند تعیین شده است. درجهٔ کلی برای پل بوسیلهٔ ماکزیمم (V_1) و (V_2) به دست می‌آید. خلاصه‌ی فرایند دیاگرام آزاد خلاصه فرآیند در شکل(۲-۱۳) نشان داده شده است. تعیین این درجه‌های آسیب پذیری نیازمند قضاوتهای مهندسی قابل توجه می‌باشد[۳]. درجه‌های آسیب پذیری ممکن است هر مقداری بین صفر تا ۱۰ فرض شود. درجهٔ صفر، به معنای آسیب پذیری خیلی کم برای خسارت لرزه‌ای غیر قابل پذیرش بوده و مقدار ۵ اشاره به یک آسیب پذیری متوسط به خرابی پل و یا آسیب پذیری زیاد به حذف جاده دسترسی دارد. مقدار ۱۰ به معنای آسیب پذیری زیاد در خرابی است. این موضوع نباید طوری تفسیر شود که فقط سه مقدار فوق قابل استفاده در درجه آسیب پذیری اعضای پل می‌باشد[۳].

برای پلهای طبقه بندی شده در دستهٔ عملکرد لرزه‌ای B درجات آسیب پذیری برای بالشتکها، مهارهای اتصال و طولهای تکیه‌گاهی نیاز به لحاظ نمودن درجه اثرات روانگرایی خاک در محل‌های مشخص احداث پل دارد. تجربه نشان داده که اکثر نواقص اتصالات، بالشتکها ونشیمنگاهها را می‌توان به طور اقتصادی تصحیح کرد. برای پلهای طبقه‌بندی شده در دسته عملکرد لرزه‌ای C یا D درجات آسیب‌پذیری برای ستونها، کوله‌ها و پی‌ها تعمیم داده می‌شود. تجربه نشان داده است که اجرای مقاوم سازی این اعضا محدودیت بیشتری نسبت به بالشتکها دارد. آنها معمولاً مشکلات زیادی برای مقاوم سازی داشته و ممکن است مقرون به صرفه نباشند[۳]. مقایسه دو درجه آسیب پذیری، (V_1) و (V_2)، می‌تواند برای به دست آوردن نشانی از نوع مقاوم سازی مورد نیاز به کار برده شود. در صورتیکه درجه آسیب پذیری برای بالشتکها، معادل یا کمتر از درجه آسیب پذیری اعضای دیگر باشد، مقاوم سازی ساده تکیه گاهها به تنهایی ممکن است ارزش کمی داشته باشد. بالعکس، اگر درجه آسیب پذیری بالشتک بیشتر شود، مزایای مقاوم سازی به وسیله اصلاح بالشتکها به تنهایی حاصل می‌شود. مقایسه این دو درجه حین فرآیند بازدید اولیه ممکن است در برنامه مقاوم سازی مورد نیاز مفید باشد، اما نباید به صورت جایگزینی برای ارزیابی جزئی پلها مطرح شود [۳].



شکل۲-۲- دیاگرام آزاد محاسبه درجه آسیب پذیری پل [۳]

مرحلهٔ۱- درجهٔ آسیب‌پذیری تکیه گاهها (اتصالات، بالشتکها، نشیمن گاهها، V_1)

بالشتکها برای انتقال بار روسازه به زیر سازه و همچنین انتقال بار یک قطعه از روسازه به قطعه مجاور در محل اتصال نشیمن گاه منفصل(مفصلی) بین دهانه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدین منظور، بالشتکها همراه با قیودی بکار برده می‌شوند که این قیود شامل، برشگیرها، میله‌های مهاری و موارد نظیر آن می‌باشد. بر اساس درجات آزادی جابجایی تکیه‌گاهها می‌توان آنها را به ۵ دسته ذیل تقسیم‌بندی نمود:

۱- تکیه‌گاه گهواره‌ای، که عموماً از فلز ساخته شده و اجازه جابجایی انتقالی و دورانی را می‌دهد. آن را از نظر لرزه‌ای، آسیب پذیرترین تکیه‌گاه در نظر می‌گیرند، زیرا معمولاً دارای بعد عمودی بلند بوده که مهارکردن آن مشکل است و می‌تواند بعد از جابجایی محدود واژگون و ناپایدارشود.

۲- تکیه گاه غلطکی، که این نوع نیز از فلز ساخته شده وحین زلزله پایدار است، مگر آنکه غلطکها در اثر جابجایی زیاد از تعادل خارج شوند.

۳- صفحه تکیه گاه الاستومری، که در سالهای اخیر کاربرد زیادی پیدا کرده است و از الاستومر طبیعی یا مصنوعی که ممکن است بخش داخلی آن با فلز مسلح شده باشد، ساخته شده است. این نوع تکیه‌گاه به طور کامل حین زلزله پایدار است.

٤- تکیه‌گاه لغزشی، که یک وجه آن روی سطح دیگری می‌لغزد و اصولاً از یک صفحهٔ آزبست که بین دو سطح مقاوم مانند PTF (تفلون و مصالح مشابه) و صفحات فلزی ضد زنگ قرار دارد تشکیل می‌شود.

۵- تکیه‌گاهها با ظرفیت بار بری زیاد با چند محور چرخش از قبیل تکیه‌گاههای استوانه ای، صفحه ای و کروی که این تکیه گاهها، معمولاً مقاومت مناسبی در برابر بارهای زلزله دارند اما اتصالاتشان در زلزله‌های گذشته دچار شکست شده است.

مهار عرضی روسازه، غالبا در بالشتکها تأمین می شود. انواع متعارف مهارها شامل برشگیرها، میله‌های نگهدارنده و پیچهای مهاری می‌شود. مهارها معمولاً شکل پذیر نبوده و تحت نیرویهای لرزه‌ای شدید حاصل از باز توزیع نیرو در اجزای شکل‌پذیر از جمله ستونها قرار می‌گیرند. بعلاوه، موقعی که چند بالشتک با میله‌های نگهدارنده در یک تکیه‌گاه حضور دارند، این میله‌ها به دلیل وجود فاصله آزاد کم و متغیر بین آنها به طور

یکسان بار تحمل نمی‌کنند؛ و بدنبال آن ممکن است تحت نیروی شدید قرار گیرند. در سازه‌های آسیب‌پذیر خرابی ممکن است در اثر فقدان تکیه‌گاه، به علت تغییر مکان زیاد بالشتکها به وجود آید[۳].

حرکت مورد انتظار در بالشتک به عوامل زیادی وابسته است؛ و براحتی قابل محاسبه نمی‌باشد. ملاحظات آشتوطول تکیه گاهی‌حداقل را در تمامی بالشتکهای پلهای جدید لازم می‌داند، از آنجا که تخمین حرکت نسبی از اهمیت زیادی برخوردار است، لذا طولهای تکیه‌گاهی حداقل (N)، توسط ملاحظات آشتو بعنوان مبنایی برای کنترل کفایت طول نشیمنگاه به کار برده می‌شود[۳].

انحناء تکیه‌گاه تأثیر زیادی در عملکرد بالشتکهای پل دارد. انحنا در تکیه‌گاه به زاویه بین خط مرکزی تکیه گاه و خط عمود بر محور پل اطلاق می‌گردد. در تکیه‌گاههای با انحنای زیاد، بالشتکهای گهواره‌ای ممکن است حین تحریکات لرزه‌ای متوسط واژگون گردند. در چنین مواردی، توجه به پتانسیل خرابی دهانه پل که بستگی زیادی به هندسه نشیمن‌گاه بالشتکها دارد، ضروری بنظر می‌رسد. نشست تکیه گاهی و نامنظمی دهانهٔ قائم پل در اثر بالشتک واژگون شده ممکن است، یک مشکل کوچک باشد که بدنبال آن فقط راه دسترسی بطور موقت بسته می‌شود که در بیشتر موارد با پرکردن پشت آن از آسفالت و یا مصالح مشابه می‌تواند باز شود. پتانسیل خرابی تکیه‌گاه پل، باید به عنوان اولین معیار در تعیین ضریب آسیب پذیری بالشتکها در نظر گرفته شود [۳].

روش قدم به قدم برای تعیین درجه آسیب پذیری اتصالات، بالشتکها و نشیمنگاهها (V_1) در دیاگرام آزاد شکل۲-۳ آورده شده و به صورت زیر می‌باشد[۳]:

مرحلهٔ ۱- تعیین مناسب‌بودن جزئیات بالشتک پل

این پلها شامل حالتهای ذیل می‌باشد:

- سازه‌های یکسره با کوله‌های یکپارچه
- سازه‌های یکسره با کوله‌های نشیمنی (عرشه با کوله یکپارچه نمی‌باشد) که باید تمامی شرایط زیر را داشته باشد:

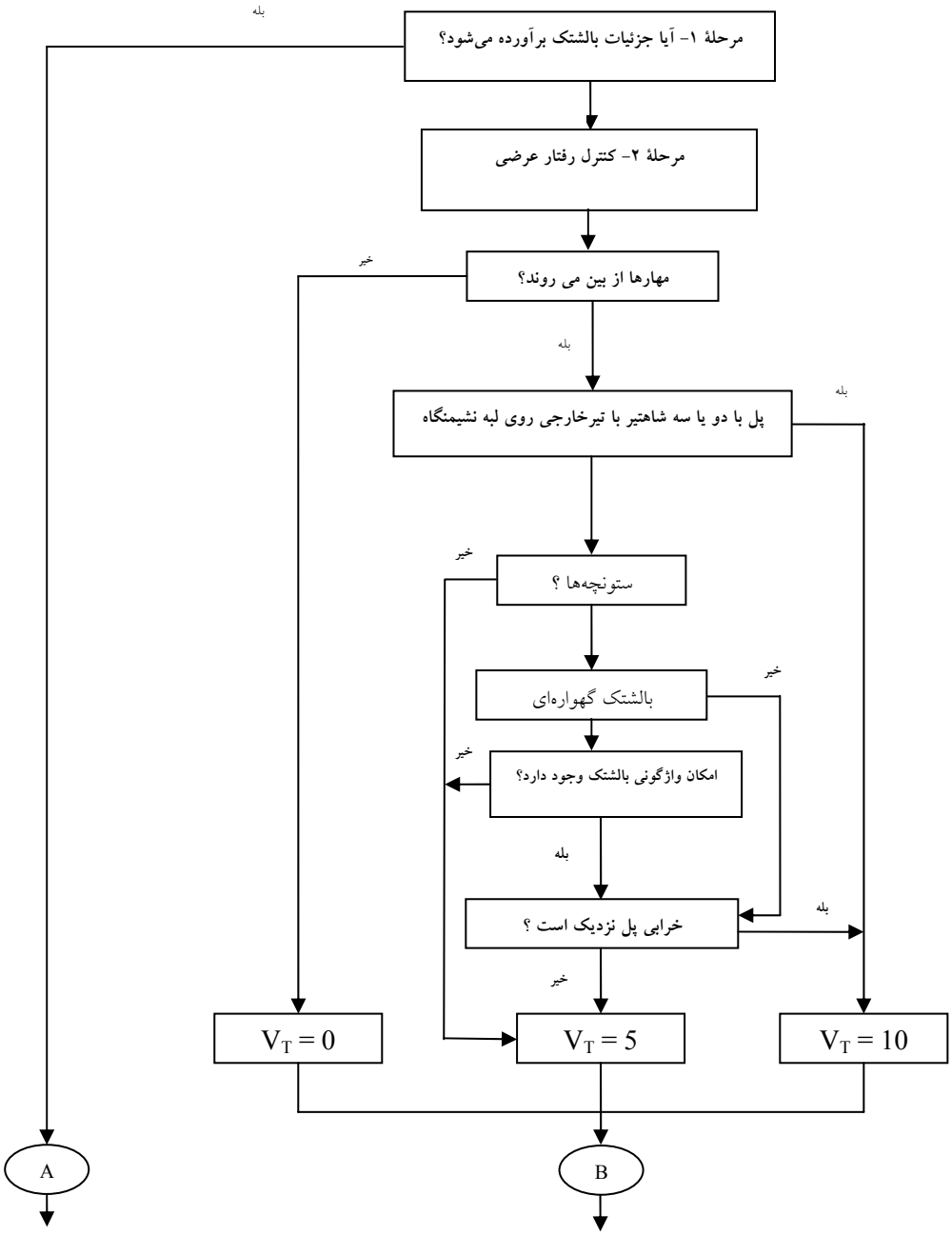
۱- انحناء نشیمنگاه کمتر از ۲۰ درجه (۰/۳۵rad) و یا بزرگتر از ۲۰ درجـه و کمتـر از ٤۰ درجه (۰/۷rad) باشد مشروط بر آنکه، نسبت طـول بـه عـرض عرشـه پـل بزرگتـر از ۱/۵ باشد.

۲- بالشتکهای گهواره‌ای استفاده نشده باشد.

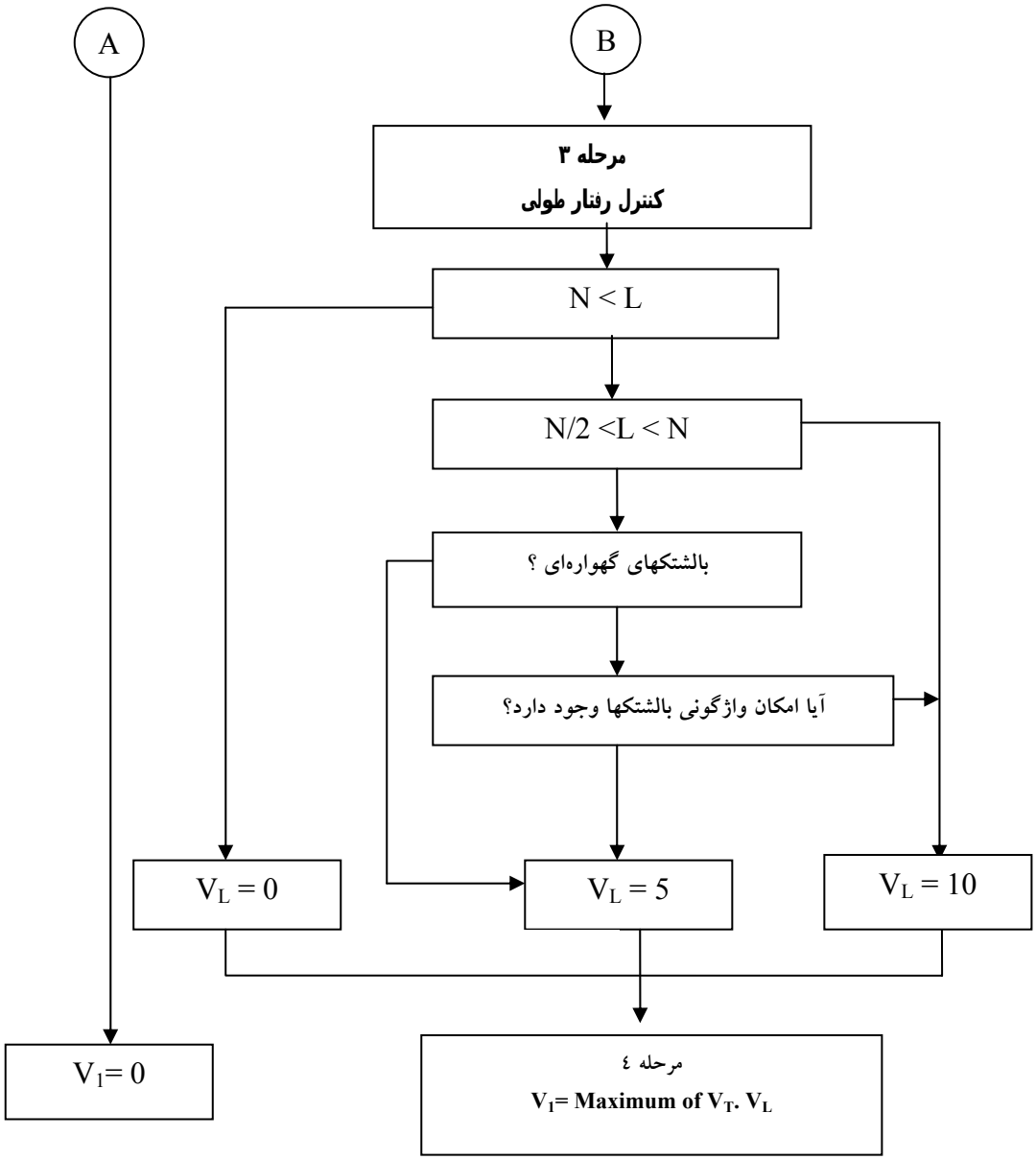
۳- نشیمنگاه بالشتک، زیر دیافراگم انتهایی کوله در جهت عرضی یکسره بوده و پل بـیش از ۳ شاهتیر داشته باشد.

٤- طول تکیه‌گاهی، معادل یا بزرگتر از حداقل طول تکیه گاهی مورد نیاز استاندارد آشتو

۵- اگر جزئیات بالشتک به صورت مناسب تعیین شده باشد، درجه آسیب پذیری (V_1) را می‌توان صفر در نظر گرفت واز گامهای مابقی برای بالشتکها صرف نظر نمود[۳].



شکل۲-۳- دیاگرام آزاد محاسبه درجه آسیب‌پذیری بالشتکهای پل [۳]



ادامه شکل ۲-۳- **L**- عرض نشیمنگاهی واقعی **N**- عرض نشیمنگاهی مورد نیاز در آشتو

مرحلهٔ ۲- تعیین آسیب‌پذیری خرابی سازه یا از بین رفتن دسترسی پل در اثر حرکت عرضی(V_T)

قبل از اینکه حرکت عرضی قابل ملاحظه‌ای بتواند اتفاق بیافتد، مهار عرضی بایدگسیخته شود. در غیاب محاسبات دقیق، فرض کنید که میله‌های نگهدارنده و پیچ‌های مهاری بالشتک در پلهای با دسته عملکرد C و D بصورت صوری گسیخته خواهند شد. همچنین در نظر بگیرید، که میلگردها و برشگیرهای بتنی شکننده در پلهای با دسته عملکرد لرزه‌ای D به صورت غیر واقعی گسیخته شوند. زمانی که مهار عرضی برای حالت گسیختگی مطرح می‌شود، شاهتیرها با از دست‌دادن تکیه‌گاه در صورتی‌که همهٔ شرایط ذیل وجود داشته باشد، آسیب پذیر می‌شوند:

۱- شاه‌تیرهایی که روی ستونچه یا ستون تکیه داده می‌شوند.

۲- شاه‌تیرهای خارجی در پلهایی با دو یا سه شاهتیر که در نزدیکی لبه‌نشیمنگاه بالشتک تکیه داده‌اند، و به موقعیت قرارگیری بالشتکها روی ستونچه‌ها توجه نشده است. در تمام این حالتها، درجهٔ آسیب‌پذیری (V_T) باید ۱۰ در نظر گرفته شود.

بالشتکهای گهواره‌ای فلزی، به ((واژگونی به طور عرضی)) شناخته شده‌اند که ناشی از تغییر مکان دائمی روسازه می‌باشد. همه پلها با دسته عملکرد لرزه‌ایD، به این نوع گسیختگی آسیب پذیر هستند.

پلهای دستهٔ C فقط زمانی که انحنای تکیه‌گاه بزرگتر از ٤٠ درجه(۰/۷rad) باشد، آسیب پذیرهستند. هنگامی که بالشتکها در اثر شکست واژگونی آسیب پذیر باشند و خرابی کامل سازه رخ ندهد، درجهٔ آسیب پذیری (V_T) برابر ۵ در نظر گرفته می‌شود.

مرحلهٔ ۳- تعیین آسیب‌پذیری سازه به فرو ریزش یا از بین رفتن جاده، دسترسی در اثرحرکت طولی زیاد (V_L)

اگر نسبت بعد عمود به تکیه گاه به طول تکیه گاه کمتر از یک و بیشتر از ۰/۵ اندزه گیری شده باشد، درجهٔ آسیب پذیری (V_L) برابر ۵ در نظر گرفته می‌شود و اگر این نسبت کمتر از ۰/۵ باشد درجه آسیب پذیری بدون توجه به نوع بالشتک برابر ۱۰ انتخاب می شود. همچنین در صورت وجود بالشتک گهواره‌ای و آسیب پذیربودن به واژگونی،

مقدار درجه آسیب پذیری (V_L) برابر ۱۰ در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که طول تکیه‌گاه کمتر از نصف طول مورد نیاز تکیه گاه باشد درجه آسیب پذیری (V_L) را بدون در نظر گرفتن نوع بالشتک برابر ۱۰ در نظر می‌گیریم.

مرحلهٔ٤- محاسبهٔ درجهٔ آسیب پذیری اتصالات (V_1) از مقادیر (V_T) و (V_L):

$$V1 = Max\ (VL, VT)$$

ب- درجهٔ آسیب پذیری برای ستونها، کوله ها و پتانسیل روانگرایی (V_2)

درجهٔ آسیب پذیری برای دیگر اعضای پل که مستعد گسیختگی هستند (V_2)، از مجموع درجات آسیب پذیری اجزای دیگر پل بصورت زیر محاسبه می شود [۳]:

$$V_2 = CVR + AVR + LVR \leq 10$$

که در آن:

CVR : درجهٔ آسیب‌پذیری ستون

AVR : درجهٔ آسیب‌پذیری کوله

LVR : درجهٔ آسیب‌پذیری روانگرایی خاک

محاسبه هر یک از درجات آسیب پذیری اجزای پل در ادامه آورده می‌شود :

- درجهٔ آسیب‌پذیری ستون (CVR)

ستونها طی زلزله‌های گذشته، بدلیل فقدان آرماتور برشی مناسب و جزئیات سازه‌ای ضعیف گسیخته شده‌اند. افت مقاومت ستون در برش و خمش، سبب نیازهای شکل پذیری بیش از حد می‌شود. با توجه به خرابی پلها طی زلزله‌های گذشته، ستونها در مود برشی، بدلیل عدم پیوستگی و یا نشست قائم گسیخته شده‌اند. گسیختگی ستون ممکن است در اثر بیرون آمدن میلگردهای طولی و بویژه، در پای ستونها اتفاق بیافتد. خوشبختانه، اکثر گسیختگیهای ستون پل در اثر زلزله‌های نسبتاً طولانی با شدت زیاد اتفاق می‌افتد، با این وجود، پلهای پایه بلند در اثر ضعف اتصالات خراب شده‌اند؛ که شکست برشی در اتصالات بالا و پایین عرشه ایجاد شده است. روش قدم به قدم زیر برای تعیین آسیب پذیری ستونها، پایه‌ها و شالوده‌ها به کار برده می‌شود[۳]:

مرحلهٔ۱- درجهٔ آسیب پذیری ستون، (CVR)، برای پلهای طبقه بندی شده در دسته عملکرد لرزه‌ایB، برابر صفر در نظر گرفته شود.

مرحلهٔ۲- در صورتیکه میله های نگهدارنده بالشتک یا پیچهای مهاری تا مرحله قبل از خرابی تحمل بار نمایند با صرف نظرکردن از انتقال بار به ستونها، پایه‌ها و پی‌ها، درجهٔ آسیب‌پذیری ستون، (CVR)، باید برابر صفر لحاظ گردد .

مرحلهٔ۳- اگر ستونها و شالوده‌ها دارای میلگرد برشی کافی مطابق با آیین نامه آشتو باشند درجه آسیب پذیری ستون، (CVR)، برابر صفر در نظر گرفته می‌شود.

مرحلهٔ٤- در مواردی به غیر از مراحل ۱ تا ۳، باید ستون را برای برش، لغزش آرماتور وضعف پی کنترل کرد و مقدار مناسب برای درجهٔ آسیب پذیری ستون، (CVR)، را لحاظ نمایید؛ که این مقدار باید بزرگترین مقدار محاسبه شده از مراحل ذیل باشد:

مرحلهٔ٤- الف- آسیب پذیری ستون در اثر شکست برشی.

$$CVR= Q- R$$

که در آن:

$$Q= 13- 6\ [L_c/\rho_s F b_{max}]$$

L_c: طول مؤثر ستون

ρ_s : درصد سطح مقطع میلگردهای طولی ستون به سطح مقطع ستون

F: ضریب قاب که برابر است با:

۲ . برای قابهای چند ستونی با اتصال گیردار بالا و پایین ستون.

۱ . برای قابهای چند ستونی با اتصال گیردار از یک طرف.

۱/۵ . برای روسازه تیر ورق جعبه‌ای شکل، با قاب یک ستونی‌گیردار در بالا وپایین.

۱/۲۵. برای روسازه بجز تیرورق جعبه‌ای شکل، با قاب تک ستونی‌گیردار در بالا و پایین.

b_{max}: حداکثر بعد مقطع ستون

R : ضریبی که از مقدار Q کسر می‌گردد و سبب کاهش درجهٔ آسیب پذیری ستون، با توجه به پارامترهای اشاره شده در جدول ۲-۱ می‌شود.

جدول۲-۱- تعیین ضریب R

R	ضریب
۳	A<۰/٤ ضریب شتاب
۲	انحنا ≥ (۰/۳۵ rad) ۲۰درجه
۱	روسازه پیوسته، کوله‌های یکپارچه با سختی معادل و نسبت طول به عرض کوچکتر از٤
۱	میلگرد با مقاومت تسلیم کمتر از M_{pa} ٤۰۰

مقادیر (CVR) کمتر از صفر یا بزرگتر از ۱۰ باید، به ترتیب صفرو ۱۰ در نظر گرفته شود. باید توجه داشت، که معادلهٔ Q بر اساس نتایج تجربی از مشاهدات شکست برشی ستون در طی زلزله‌های گذشته، برای پلها به دست آمده است. ستونهای شکسته شده در این مطالعه، در مجموعهٔ ستونهای با ارتفاع کوتاه تا متوسط می‌باشند که این معادله برای آنها قابل استفاده است و درستونهای بلند نیاز به مطالعهٔ بیشتر جهت تخمین Q، R و CVR دارد [۳].

مرحلهٔ٤- ب- آسیب‌پذیری ستون در اثر شکست خمشی در وصله‌ها

منظورکردن گسیختگی خمشی در وصله‌های ستون، مقدار درجهٔ آسیب پذیری ستون(CVR)، برای قابهای تک ستونی با دهانه، روسازه بزرگتر از۹۰ متر یا روسازه‌های شامل درز انبساط که میلگرد طولی ستون، در محل مفصل پلاستیک بالقوه به یکدیگر وصله شده‌اند به صورت زیر باید در نظرگرفته شود :

CVR= ۷ A< ۰/٤

CVR=۱۰ A≥ ۰/٤

(زمانی‌که پهنه‌بندی با جزییات بیشتری در دسترس باشد)،که A شتاب مبنای طرح می‌باشد.

مرحلهٔ ٤-ج- آسیب‌پذیری ستون در اثر ضعفهای پی

درجهٔآسیب پذیری ستون، (CVR)، برای قابهای تک ستونی تکیه داده شده بر روی پایه‌های شمعی که در مقابل بلندشدن مسلح‌نشده‌اند و یا برای شمعهای پی‌که از محصور شدگی ضعیفی برخوردار است به صورت زیر انتخاب می‌شود. این مرحله برای ناحیه لرزه‌ای با A بزرگتر یا برابر ۰/٤ قابل استفاده است:

CVR= ۵ ۰/٤≤A≤ ۰/۵

CVR= ۱۰ A>۰/۵

مرحلهٔ ٤- د- تعیین درجهٔ آسیب‌پذیری کلی ستون (CVR)

درجهٔ آسیب پذیری ستون، (CVR)، بزرگترین مقدار محاسبه شده در گامهای ٤- الف تا ٤-ج انتخاب می‌شود.

- درجهٔ آسیب پذیری کوله (AVR)

گسیختگی کوله، هنگام زلزله معمولاً به خرابی کلی پل منتج نمی‌شود. این موضوع، به ویژه در هنگام وقوع زلزله‌های ضعیف تا متوسط کاملاً صحت دارد. از اینرو، درجهٔ آسیب‌پذیری کوله باید بر پایه خسارتی که باعث مسدودشدن مسیر دسترسی پل می‌گردد، تعیین شود[۳]. از جمله مسائل مهمی که طی زلزله‌های گذشته مشاهده شده، می‌توان به نشست خاکریز پشت کوله‌ها اشاره کرد. بر اساس مشاهدات، زلزله‌های قبل نشست خاکریز پشت کوله تا ۱۵٪ ارتفاع خاکریز بوده است که مقدار آن به نوع کوله، ساختار خاکریز و سطح تراز آب زیر زمینی بستگی دارد. بدلیل افزایش فشار لرزه‌ای خاک یا انتقال نیروی ناشی از زلزله از روسازه به کوله ممکن است، نشست‌های بیش از حدی در خاکریز پشت کوله اتفاق بیافتد. حداکثر درجهٔ آسیب‌پذیری کوله (AVR)، به استثنای حالتهای غیرمعمول، برابر۵ در نظر گرفته می‌شود[۳]. مراحل قدم به قدم ذیل، برای تعیین درجهٔ آسیب‌پذیری کوله‌ها بر اساس قضاوت مهندسی و عملکرد کوله طی زلزله‌های گذشته، به کار برده می‌شود:

مرحلهٔ ۱- اگر پل در دسته عملکرد لرزه‌ای B طبقه‌بندی شده باشد، درجهٔ آسیب پذیری کوله(AVR) برابر صفر در نظر گرفته می‌شود.

مرحلهٔ ۲- تعیین آسیب پذیری سازه، به نشست خاکریز کوله

نشست خاکریز، در خاکریزهای نسبتاً متراکم می‌تواند به صورت زیر تخمین زده شود:

الف- ۱ ٪ ارتفاع خاکریز هنگامی که : ۰/۲۹ ≥A >۰/۱۹

ب- ۲ ٪ ارتفاع خاکریز هنگامی که : ۰/۳۹ ≥A >۰/۲۹

ج- ۳ ٪ ارتفاع خاکریز هنگامی که : A>۰/۳۹

مقادیر نشستهای ذکر شده در بالا در صورتی که پل بر روی رودخانه احداث شده باشد، دو برابر در نظر گرفته می‌شود. هنگامی که نشست خاکریزها بیش از ۱۵۰ میلی‌متر تخمین زده شود، درجه آسیب پذیری کوله (AVR) برابر ۵ در نظر گرفته شده، و در غیر این صورت مقدار صفر لحاظ می‌گردد.

مرحلهٔ ۳- پل‌های طبقه‌بندی شده در دسته عملکرد D، باکوله‌های کنسول و انحنای بیش از ٤٠ درجه که فاصلهٔ بین نشیمنگاه و پایین شالوده بیش از ۳ متر باشد، در این حالت درجهٔ آسیب‌پذیری کوله (AVR) برابر ۵ در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که تمام شرایط فوق برقرار نباشد، درجهٔ آسیب‌پذیری صفر برای کوله در نظر گرفته می‌شود، مگر آنکه نشست خاکریز بیش از مقدار تخمین زده شده در مرحلهٔ ۲ باشد[۳].

- درجهٔ آسیب‌پذیری روانگرایی (LVR)

با وجود چند نوع حالت گسیختگی زمین که منتج به خسارت پل حین زلزله می‌شود، ناپایداری ناشی از روانگرایی، بارزترین آنها است. درجهٔ آسیب پذیری خاک زیر پی بر اساس اطلاعات زیر به دست می‌آید:

- ارزیابی کمی استعداد روانگرایی
- مقدارضریب شتاب زلزله طرح
- ارزیابی مستعد بودن خرابی سازه پل، در اثرحرکت خاک روانگرا شده است.

آسیب‌پذیری سازه پلها در اثر روانگرایی در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد، که پلها با روسازه و تکیه‌گاه یکسره می‌توانند، تغییر مکان ناشی از جابجایی زیاد را تحمل کنند؛ و پل با حداقل تعمیرات در حالت سرویس باقی بماند.

پل با روسازهٔ ناپیوسته و یا اعـضای تکیـه‌گـاهی غیـرشـکل پـذیر، معمـولاً در اثـر روانگرایی بطور اساسی دچار خسارت می‌شوند. این بررسی‌ها منجر به تدوین مراحل ذیـل در تعیین درجه آسیب‌پذیری پل ناشی از روانگرایی شده است:

مرحلهٔ۱- تعیین قابلیت خاکهای زیر پی به روانگرایی

استعداد روانگرایی بالا در شرایط زیر اتفاق می‌افتد:

– جایی که خاک زیر پی تکیه گاه جانبی شمعها را تأمین کند و همچنین تکیـه گـاه قائم شالوده را در برگیرد، از جمله می‌توان به خاکهـای ماسـه‌ای بـا درصـد رطوبـت کـم، ماسه‌های لایه‌دار اشباع و یا لایه دار غیر پلاستیک اشاره نمود.

– جایی که خاکهای حالت قبل در زیر خاکریز کوله قرار داشته و یا به عنـوان یـک لایه انفصالی با کوله بوده، که منجر به شکست مورب کوله می‌گـردد. اسـتعداد روانگرایـی متوسط، به خاکهایی نسبت داده می‌شود که از تراکم متوسط برخوردار باشند؛ که می‌توان به ماسه‌های متراکم اشاره نمود. استعداد روانگرایی پایین، به خاکهایی نسبت داده می‌شود کـه بطور متوسط در تراکم معمولی باشند.

مرحلهٔ ۲– با استفاده از جدول (۲–۲) پتانـسیل خرابـی ناشـی از روانگرایـی خـاک مستعد، مشخص می‌شود. برای تمامی مکانهایی که A>۰/۳۹ باشد، باید قضاوت مهندسـی برای تعیین احتمال خرابی بیشتر به کار برده شود.

مرحلهٔ ۳– برای پلهای مطرح شده با خسارت روانگرایی شدید درجهٔ آسیب پذیری روانگرایی، (LVR)،۱۰ انتخاب می‌شود. این مقـدار بـرای پلهـای یـک دهانـه بـا انحنـای کمتراز۲۰ درجه یا برای پلهای جعبهای صلب به ۵ کاهش می‌یابد.

مرحلهٔ ٤– برای پلهای مطرح شده با خسارت روانگرایی زیاد، درجهٔ آسیب پـذیری روانگرایی۱۰ انتخاب می‌شود. این مقدار برای پلهای تک دهانه با انحنای کمتر از ٤۰ درجه و پلهای جعبه‌ای صلب و همچنین پلهای چند دهانه یکسره با انحنـای کمتـر از ۲۰ درجـه؛ در صورتی که یکی از شرایط زیر را برآورده سازد، به ۵ تا ۹ کاهش می‌یابد:

– ستونهای بتنی مسلح که با روسازه یکپارچه اجرا شـده و درجـهٔ آسـیب‌پـذیری سـتون (CVR) کمتراز ۵ بوده و ارتفاع آن بیش از ۸ متر باشد.

– ستونهای فولادی، (بجز آنهایی که از مصالح غیرشکل‌پذیر ساخته شده‌اند)، کـه ارتفـاع بیش از ۸ متر دارند و ستونهایی که با روسازه یکپارچه اجرا نشده و حرکت زیاد زیر سـازه منجر به ناپایداری نخواهد شد.

مرحلهٔ ۵– برای پلها با خسارت متوسـط ناشـی از روانگرایـی، بایـد درجـهٔ آسـیب پذیری روانگرایی ۵ لحاظ گردد. در صورتی که درجهٔ آسیب پذیری بالـشتکها، V_1 بیـشتر یا مساوی ۵ باشد، این مقدار به ٦ تا ۱۰ افزایش می‌یابد.

مرحلهٔ ٦– برای پلهای در نظر گرفته شده با خسارت پایین ناشی از روانگرایی، باید مقدار درجهٔ آسیب پذیری،(LVR)، صفر لحاظ گردد[۳].

جدول۲-۲- پتانسیل خرابی ناشی از روانگرایی خاک

استعداد روانگرایی خاک	ضریب شتاب(A)				
	A < ۰/۰۹	۰/۰۹<A ≤۰/۱۹	۰/۱۹ <A ≤۰/۲۹	۰/۲۹ <A ≤۰/۳۹	۰/۳۹ <A
کم	کم	کم	کم	کم	کم
متوسط	کم	کم	متوسط	زیاد	شدید
بالا	کم	متوسط	زیاد	شدید	شدید

۲-۳-۱-۲-درجهٔ خطرپذیری لرزه‌ای (E)

درجهٔ خطر پذیری لرزه‌ای (E)، به منظور اندازه‌گیری خطرپذیری لرزه ای یک زلزله از شتاب حداکثر زمین در سنگ یا خاک استفاده می‌شود؛ که توسـط ضـریب مکـان بـرای لحاظ نمودن اثرات تشدید خاک اصلاح می‌شود.

درجهٔ خطرپذیری لرزه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود[۳]:

$$E=(12.5).(A).(S)\leq ۱۰$$

A: ضریب شتاب زلزله بوده که بر اساس نقشه پهنه بندی لرزه‌ای هر منطقه تعیین می‌شود.

S: ضـریب محـل احـداث بـوده کـه بـه نـوع خـاک منطقـه بـستگی داشـته و ازجـدول ۲-٤ تعیین می‌شود.

واضح است که مقدار E، از ۰/٦۲۵ (A=۰/۰۵ و S=۱) تـا ۱۰ (A=۰/٤ و S=۲) تغییـر می‌کند.

در محلهایی که خصوصیات خاک به اندازه کافی برای تعیین نوع پروفیل خاک مـشخص نیست و یا جایی که پروفیل خاک هیچ یک از چهار نوع خاک را در بر نمی گیرد، ضـریب مکان باید بر پایهٔ قضاوت مهندسی تعیین شود، پروفیلهای خاک بـه صـورت زیـر تعریـف می‌شوند[۳]:

جدول۲-۳- تعیین ضریب مکان S

ضریب محل(S)	نوع پروفیل خاک
۱	I
۱/۲	II
۱/۵	III
۲	IV

پروفیل خاک نوع I

پروفیل خاک سنگی با هر توصیفی از جمله: خاکهـای طبیعـی کریـستالی، خاکهـای شیلی، یا خاکهای سفت که عمق خاک کمتر از ٦۰ متر و خاکهایی که از لایه‌های ترکیبـات پایدار ماسه‌ها، شن‌ها یا رسهای سخت تشکیل شده و سفت شده‌اند، باید به صورت نوع I در نظر گرفته شوند.

پروفیل خاک نوع II

پروفیل خاک با چسبندگی بالا یا خاک بدون چسبندگی که عمـق خـاک از ٦۰ متـر تجاوز کند، و خاکهایی که از لایه‌های ترکیبات پایدار ماسه‌ها، شـن‌هـا یـا رسـهای سـخت تشکیل و سفت شده‌اند، باید به صورت نوع II در نظرگرفته شود.

پروفیل خاک نوع III

پروفیل خاک تشکیل شده از رس نرم تا نیمه سخت که ارتفاع رس متراکم نشده روی بستر سنگی تا ۹ متر بوده و بین دانه‌های ماسه پیوند ضعیف یا منفصل وجود داشته باشد، باید نوع III در نظرگرفته شود.

پروفیل خاک نوع IV

پروفیل خاک از رس نرم یا سیلت که عمق بیشتر از ۱۲ متر داشته باشد، باید به صورت نوع IV در نظر گرفته شود[۳].

فصل سوم

ارزيابي جزئي پلهاي موجود

۳-۱- کلیات

دو روش برای ارزیابی پلهای موجود در دسترس هستند. یکی از اینها بر پایهٔ ارزیابی کمی «ظرفیتها» و «نیازهای» اعضای خاص سازه پل می‌باشد و در روش دیگر، میزان مقاومت جانبی پل مانند یک سازهٔ جدید مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در این دستورالعمل، تنها از روش اول برای بهسازی اتصالات استفاده شده است. در این روش، نتایج حاصل از یک تحلیل طیفی ارتجاعی برای محاسبه نیرو و تغییر مکان «نیازها» استفاده می‌شود، که با مقادیر«ظرفیتهای» هر عضو، مقایسه شده تا میزان مقاومت نیرویی و تغییر مکانی آنها مشخص شود. برای ستونها، ظرفیت نهایی با توجه به توانایی ستون در تغییر شکلهای بعد از حالت ارتجاعی تعیین می‌شود. نسبت ظرفیت به نیاز(C/D) بیانگر کسر اعشاری گسیختگی موضعی اعضا در زلزله طرح می‌باشد. از اینرو، نسبت (C/D) کوچکتر از یک، اشاره به این دارد که گسیختگی عضو حین زلزله طرح ممکن است رخ دهد و مقاوم سازی آن می‌تواند مناسب باشد. ارزیابی کلی ازپیامدهای گسیختگی موضعی عضو برای تعیین ضرورت مقاوم سازی از اهمیت خاصی برخوردار است.

مقاوم‌سازی زمانی باید مورد توجه قرارگیردکه ارزیابی گسیختگی موضعی عضو به یک عملکرد کلی غیرقابل پذیرش منتج شود. در این روش، تک تک اعضای ارزیابی شده و به پل همانند یک سیستم سازه ای واحد نگاه نمی‌شود. در این روش، صرفنظر از

اندرکنش اعضاء مختلف و رفتارهای مربوطه با یکدیگر (نیروها و ممان‌ها)، به رفتار عضو نیز تأکید دارد. در بعضی موارد می‌تواند منجر به نتایج اشتباه شود که به حجم میلگرد در عضو ایجاد کند. نتایج به دست آمده از این روش می‌تواند بسیار محافظه کارانه باشد که به طرحهای مقاوم‌سازی گران منجر می‌شود و در مواقع غیر معمول، ممکن است نتایج غیرمحافظه کارانه‌ای دهد[۳].

۳-۲- ارزیابی لرزه‌ای پل به روش (C/D)

نسبت ظرفیت به نیاز (C/D) لرزه‌ای، بیانگر معیاری از سازه مورد نظر جهت تحمل بار زلزله می‌باشد. همچنین این نسبت، برآورد قابل قبول درصدی از زلزله طرح که باعث مقاومت در برابر خسارت جدی به یک جزء از پل می‌شود را داده، و به دنبال آن می‌توان پایداری و کارایی سازهٔ پل را بعد از زلزله ارزیابی نمود. قبل از تشریح این روش ضروری است که به روشهای تحلیل سازه مناسب برای این شیوهٔ ارزیابی اشاره نمود، و سپس جزئیات محاسبات کمی این نسبت را برای اتصالات بیان کرد[۲،۳].

۳-۲-۱- شیوهٔ تحلیل برای ارزیابی پل به روش (C/D)

در این روش، میزان نیاز لرزه ای بر اساس تحلیل الاستیک طیفی که در ادامه تشریح می‌شود تعیین شده، و مقدار ظرفیت بر اساس ظرفیتهای اسمی مقاومت و یا تغییر مکان اجزاء پل بدون لحاظ نمودن ضریب اصلاحی کاهش ظرفیت ϕ در آیین نامه‌های طراحی، تعیین می شود. حداقل ملزومات جهت انتخاب روش تحلیل برای انواع پلها در جدول ۳-۱ داده شده است. کاربرد این جدول، براساس منظمی پل بوده که پل منظم، تابعی از تعداد دهانه‌ها، توزیع وزن و سختی پل می‌باشد. پلهای منظم تعداد دهانه‌های کمتر از هفت را داشته و تغییرات قابل ملاحظه‌ای در وزن، سختی و هندسه پل نداشته و پارامترهای آن از یک دهانه به دهانهٔ دیگر تغییرزیادی ندارد.

ملزومات یک پل منظم در جدول ۳-۲ آورده شده است. هر پلی که این نیازها را برآورده نسازد، به عنوان پل نامنظم تلقی می‌گردد.

برای پلهای معمولی با دسته عملکرد لرزه‌ایB نیازی به تحلیل لرزه‌ای دقیق نمی‌باشد، و تنها کنترل طول حداقل نشمینگاهها کفایت می‌کند.

جدول۳-۱- روش تحلیل بر اساس (C/D)

دسته عملکرد لرزه‌ای (Spc)	پلهای منظم با ۲تا٦ دهانه	پلهای نامنظم با دو دهانه بیشتر
B	نیاز نیست	روش۲
C,D	روش ۱یا۲	روش۳

روشهای تحلیل اشاره شده در جدول ۳-۱ بر اساس تحلیل الاستیک سازه، به شرح ذیل می‌باشد، که جزئیات هر یک از روشهای مذکور در ملاحظات آیین‌نامهٔ (AASHTO) آورده شده است[۱].

روش۱- روش بار یکنواخت

روش۲- روش طیفی تک‌مودی(Single- Mode)

روش۳- روش طیفی چندمودی(Multi mode)

جدول۳-۲- ملزومات پلهای منظم

متغیر	مقدار				
تعداد دهانه	۲	۳	٤	٥	٦
حداکثر زاویه انحنای پل (درجه)	۹۰	۹۰	۹۰	۹۰	۹۰
حداکثر نسبت طول دهانه‌های مجاور	۳	۲	۲	۱/٥	۱/٥
حداکثر نسبت سختی (پایه/قاب)	-	٤	٤	۳	۲

۳-۲-۲- تعیین نیروها و تغییر مکانها در روش (C/D)

نیروها و تغییر مکانهای الاستیک، بطور مستقل ازهم بر اساس بارگذاری لرزه ای در دو جهت عمود بر یکدیگر بر روی سازه پل مطابق روشهای تحلیل اشاره شده در بخش قبل تعیین می‌شوند. محورهای عمود بر هم، معمولاً محور طولی و عرضی پل انتخاب

می‌شود و لیکن مهندس طراح می‌تواند هر محور دلخواهی را در نظر بگیرد. برای پلهای انحنا دار محور طولی ممکن است محوری که دو کوله پل را به یکدیگر وصل می‌کند انتخاب شود[۳].

نیروهای لرزه‌ای ارتجاعی، ممانها و تغییر مکانهای ناشی از تحلیل در دو راستای عمود بر هم باید درحالتهای بارگذاری زیر ترکیب شوند:

- **حالت بارگذاری اول**

نیروها و ممانهای مورد نیاز لرزه‌ای، روی هر یک از راستاهای اصلی عضو و تغییر مکانهای مورد نیاز لرزه‌ای در هر یک از راستاهای متعامد، باید بوسیلهٔ اضافه کردن ۱۰۰ درصد مقدار واقعی ناشی از تحلیل در راستای متعامد طولی به ۳۰ درصد مقدار واقعی ناشی از تحلیل در راستای متعامد عرضی به دست آید.

- **حالت بارگذاری دوم**

نیروها و ممانهای مورد نیاز لرزه‌ای، روی هر یک از راستاهای اصلی عضو و تغییر مکانهای مورد نیاز لرزه‌ای در هر یک از راستاهای متعامد باید بوسیله اضافه کردن ۱۰۰ درصد مقدار واقعی ناشی از تحلیل در راستای متعامدعرضی به ۳۰ درصد مقدار واقعی ناشی از تحلیل در راستای متعامد طولی به دست آید.

۳-۲-۳- روش نسبت (C/D)

اجزای پل که پتانسیل خسارت در هنگام زلزله را دارند، باید بطور کمی برای توانایی مقاومت در برابر زلزله طرح ارزیابی شوند. بدین منظور روش ارزیابی لرزه‌ای براساس نسبت(C/D) برای هر عضو در حالت خرابی محتمل باید به کار برده شود. اجزای پل برای شکستهای غیر قابل قبول حین زلزله طرح براساس دسته عملکرد لرزه‌ای پل، تغییر می‌یابد. جدول۳-۳ اجزای و حالتهای شکست مورد نظر جهت کنترل را نشان می‌دهد. به طوری که دیده می‌شود، نسبت (C/D) برای اجزا از پل که امکان خرابی غیرقابل قبول نداشته باشند نباید کنترل شود و برای مابقی اجزای پل، باید محاسبه شود[۳].

جدول۳-۳- اجزایی از پل که باید نسبت (C/D) آن محاسبه شود.

دسته عملکرد لرزه‌ایی (*SPC*)	B	C	C	D
ضریب شتاب	۰/۱۹≥A>۰/۰۹	۰/۲۹≥A>۰/۱۹	A>۰/۲۹	A>۰/۲۹
اجزا جزء درز انبساط و بالشتکها				
طول تکیه‌گاهی	×	×	×	×
نیروها	×	×	×	×
ستونهای بتنی مسلح، دیوارها و پی‌ها				
طول مهاری		×	×	×
وصله		×	×	×
برش		×	×	×
محصورشدگی		×	×	×
چرخش پی			×	×
کوله				
تغییرمکان			×	×
روانگرایی	×	×	×	×

میزان نیاز لرزه‌ای (D) از تحلیل طیفی الاستیک براساس زلزله طرح تعیین می‌شود، و بدنبال آن حداقل نیرو و طول تکیه گاه مشخص می شود. مقدار ظرفیت لرزه‌ای (C)، بر اساس مقدار نهایی اسمی بدون لحاظ نمودن ضرایب کاهش ظرفیت ϕمحاسبه می‌شود. در ستونهای بتنی مسلح که رفتار پلاستیک آن قابل قبول می‌باشد، نسبت (C/D) بوسیلهٔ ضریب شکل پذیری جهت لحاظ نمودن اثر تسلیم در ظرفیت اصلاح می‌شود[۳].

معمولاً، ظرفیت موجود بر اساس موارد ذیل که تعریف شده فرض می‌شود:

– تغییر مکان در درزهای انبساط، برای حالتی که منجر به حذف کامل تکیه گاه و خرابی پل شود در نظر گرفته می‌شود.

– ظرفیت نیروی نهایی بالشتکهای گیردار و مهارهایشان

– ظرفیت شکل‌پذیری ستونها، پایه‌ها و پی‌ها بعد از کاهش مقاومت غیر قابل قبول می‌تواند داشته باشد.

– تغییر مکان‌های کوله، که منجر به عدم دسترسی پل بعد از زلزله می‌شود.

– حرکتهای پی که زیاد بوده، و یا باعث خرابی سازه یا عدم دسترسی به پل می‌شود.

معادله اساسی برای تعیین نسبت (C/D) لرزه‌ای (r) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$r = \frac{Rc \sum Qi}{Q_{Eq}} \qquad (۱-۳)$$

که در آن:

Rc– تغییر مکان نهایی اسمی یا ظرفیت نیرویی، برای اعضا سازه‌ای که مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

$\sum Qi$ – میزان نیاز مجموع تغییر مکان یا نیرو(D)، برای بارهای غیراز زلزله در ترکیب‌های بارگذاری آیین نامه آشتو

Q_{Eq}– میزان نیاز تغییر مکان یا نیروی بارگذاری زلزله طرح در محل

۳-۲-٤- حداقل نیروی مورد نیاز اتصالات (مهارها و بالشتکها)

در زمان تعیین حداقل نیروی مورد نیاز مهار و بالشتک برای ارزیابی پل موجود، حداقل نیروی افقی معادل ۲۰ درصد، بار مرده روسازه باید فرض شود.

نیروی مورد نیاز بالشتک یا مهار معمولاً از تحلیل سازه به دست می‌آید با این وجود، نیروهای مهار یا بالشتک استخراج شده از تحلیل ارتجاعی، اثرات پاسخ غیرخطی سازه یا تغییرات حرکتی تکیه گاهها در اثر موجهای سطحی عبوری را شامل نمی‌شود.

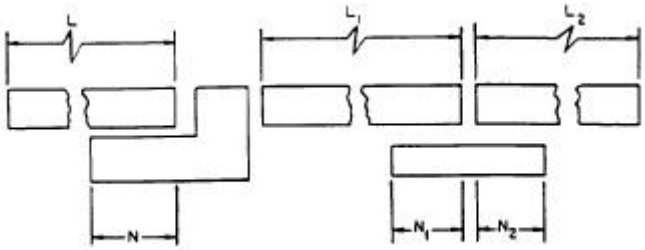
بدین منظور اغلب، تحلیل خطی پل منجر به یک سری نیروهای نسبتاً کوچک مهار یا بالشتک می‌شود. حداقل نیروی مورد نیاز برای لحاظ نمودن عدم قطعیتها در تحلیل و مشخص‌کردن اینکه بالشتکها دارای ظرفیتهای نیرویی فوق العاده کم هستند، اختصاص می‌یابد. این نیروهای حداقل (۲۰درصد بار مرده)، برای ارزیابی به کار می‌رود و نباید با حداقل نیروهای طراحی (۳۵ درصد بار مرده) برای مهارهای بالشتک اشتباه شود[۳].

۳-۲-۵- طولهای تکیه گاهی حداقل

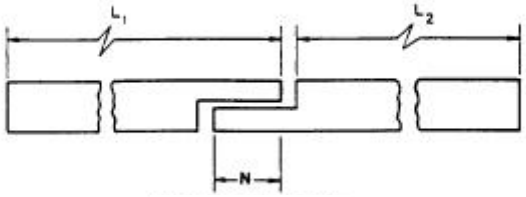
تکیه‌گاهها در کوله‌ها، ستونها و درزهای انبساط باید طول کافی برای تطبیق تغییر مکانهای نسبی پیش بینی شده را داشته باشند. طولهای تکیه گاهی، حداقل بخاطر این مشخص شده است که تحلیل ارتجاعی برای اثرات پاسخ غیر خطی سازه یا تغییر در حرکات تکیه گاه به خاطر موجهای سطحی عبوری به حساب آورده نشده است.

طولهای تکیه‌گاهی حداقل، $N(d)$، برای شاهتیرهای با انتهای آزاد و بدون مهار بطوریکه در شکل۳-۱ با طول N نشان داده شده، به منظور محاسبه نسبتهای(C/D) تغییر مکان بالشتک، r_{bd}، به کار برده می‌شود که در بخشهای بعدی بدان خواهیم پرداخت[۳].

این طولهای تکیه گاهی باید به صورت عمود از بر کوله، پایه یا درز وسط دهانه اندازه گیری شود. این مقادیر با توجه به دسته عملکرد لرزه‌ای پل، برای طول تکیه‌گاهی حداقل همانطور که در فرمولهای زیر نشان داده شده تغییر خواهد کرد[۳].



کوله ستون یا پایه



مفصل بین دهانه

شکل۳-۱- ملزومات حداقل طول تکیه گاهی[۳]

دسته عملکرد لرزه‌ای B:

$$N(d) = 200 + 1.64L + 6.64H(mm) \qquad (۲-۳)$$

دسته عملکرد لرزه‌ای D,C:

$$N(d) = 300 + 2.5L + 10H(mm) \qquad (۳-۳)$$

که درآن:

L : طول (برحسب متر) عرشه پل از تکیه گاه مورد نظر تا درز انبساط کناری یا انتهای عرشه پل، برای نشیمنگاه‌های مفصلی با یک دهانه و مجموع فاصله روی هر دو وجه مفصل مجاور می‌باشد.

برای پلهای تک دهانه، L معادل با طول عرشه پل است. این طولها در شکل۳-۱ نشان داده شده است.

برای کوله‌ها

H : متوسط ارتفاع (به متر)، از تکیه‌گاه ستونهای عرشهٔ پل تا درز انبساط بعدی؛ و برای پلهای تک دهانه صفر است.

برای ستونها یا پایه‌ها

H : متوسط ارتفاع (به متر)، از ستون یا پایهٔ و دو ستون یا پایه کناری

برای مفاصل درون دهانه

H : متوسط ارتفاع (به متر)، از دوستون یا پایهٔ کناری

۳-۲-٦- نسبتهای C/D برای تکیه گاهها (درزهای انبساط و بالشتکها)

روسازهٔ پل اغلب با درزهای انبساط میانی به منظور تطبیق حرکات روسازه از قبیل: تغییر درجهٔ حرارت یا بکارگیری مصالح نامتجانس ساخته شده است. درزها ضرورت استفاده از بالشتکها را برای تأمین حرکت انتقالی یا چرخشی ایجاب می‌نماید.حین زلزله، اثبات شده است که بالشتکهای پل یکی از آسیب‌پذیرترین عضو در بین تمامی اعضای پل هستند[۳].

در زلزله‌های گذشته، از بین رفتن تکیه‌گاه در بالشتکها سبب گسیختگی پلهای متعددی شده است، همچنین بسیاری از این گسیختگیها از تغییر مکانهای ماندگار زمین حاصل شده و برخی نیز ناشی از اثرات ارتعاشی، به تنهایی ایجاد شده است. حتی زلزله‌های نسبتاً کوچک، سبب گسیختگی پیچهای مهاری، جوشها، پیچهای نگهدارنده و برش‌گیرهای بتنی شکننده شده است و خرابی روسازه در هنگامی که زلزله شدید یا طولانی‌تر باشد، حتمی است[۳].

رفتار دینامیکی بالشتکهای پل معمولاً بسیار غیرخطی، و تحلیل آن با استفاده از تکنیکهای خطی- ارتجاعی دشوار می‌باشد. نیروهای ارتجاعی بالشتک به دست آمده از تحلیل متداول تقریباً کمتر از مقادیر واقعی تجربه شده بوسیله بالشتکها حین یک زلزله می‌باشند، زیرا بالشتکهای ترد، اغلب مقاومت در برابر بارهای را همزمان ندارند؛ و این پدیده در بعضی موارد طی زلزله‌های گذشته بوسیله گسیختگی پیچهای مهاری یا میله‌های

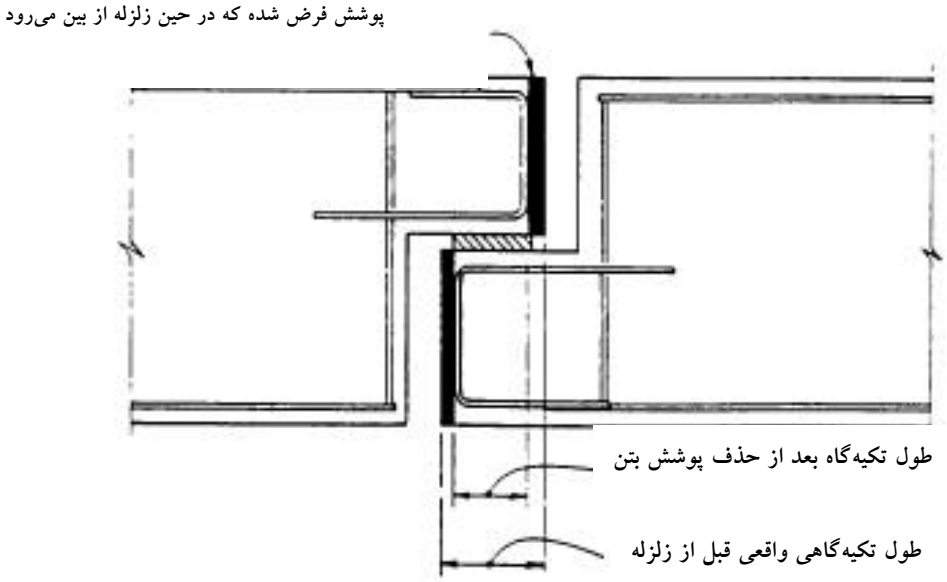
نگهدارنده در تکیه‌گاه رخ داده است. بعلاوه اعضای شکل‌پذیرجاری شونده از قبیل ستونها می‌توانند بار را به بالشتک منتقل کنند.

این پدیده، در نتایج چندین تحلیل غیرخطی پلها مشاهده شده است. بدین علت، افزایش نیروی ارتجاعی به دست آمده از تحلیل در موقع ارزیابی نیروی مورد نیاز روی اعضای ترد که در برابر حرکت مقید شده‌اند، ضروری است [۳].

تغییر مکانهای افقی مختلف در درزهای انبساط حین زلزله، ناشی از تحلیل طیف پاسخ ارتجاعی منجر به تغییر مکانهایی می‌شود که اغلب پایین‌تر از مقادیر مورد انتظار بر پایهٔ رفتار پل در زلزله‌های گذشته است. بعلاوه اینکه رفتار غیر خطی درزهای انبساط، حرکت احتمالی مستقل بخشهای مختلف زیر سازه و حرکت خارج از صفحه کوله‌ها و ستونها در اثرعبور موج سطحی، باعث تغییر مکانهای بزرگتری می‌شود. طولهای تکیه گاهی در ارزیابی نشیمن گاههای تیرهای پل موجود در درزهای انبساط مهار نشده مفید هستند[۳].

زمانی درزهای انبساط مقاوم سازی می‌شوند، که افزایش طول تکیه‌گاهی موجود اغلب مشکل یا غیر ممکن باشد. در این حالت، مهارهای طولی یا دیگر تجهیزات محدودکنندهٔ تغییرمکان تنها روشهای عملی برای جلوگیری از حذف و از بین رفتن تکیه گاه بالشتکها می‌باشد[۳]. برآورد تأثیر این تجهیزات در کاهش تغییر مکانها، نیاز به تحلیل‌های دقیق‌تری در حرکت بالشتکها دارد. برای به دست آوردن تخمین مناسب از تغییر مکانهای واقعی، روش تحلیل طیفی چند مودی با اثرات انعطاف‌پذیری پی باید صورت پذیرد[۳].

هنگام ارزیابی اثر تغییر مکانهای لرزه‌ای لازم است به این نکته توجه شود، که عرض کل نشیمنگاه حین زلزله در دسترس نخواهد بود. کوتاه شدن رو سازهٔ پل بخاطر انقباض (جمع شدگی)، حرارت یا خزش می‌تواند عرض مؤثر تکیه‌گاه را کاهش دهد، بعلاوه ضربه بخشهای روسازه کناری حین حرکات شدید گاهاً سبب خسارت درزهای انبساط خواهد شد. این خسارت سبب خردشدن بتن و احتمالاً از بین رفتن پوشش بتن می‌شود که این موضوع، باعث کاهش‌عرض نشیمنگاه موجود می‌شود که به صورت شماتیک در شکل ۳-۲ نشان داده شده است[۳].



شکل۳-۲- عرض مؤثر نشیمنگاهی[۳]

پلهایی که دارای شیب قائم باشند، در هنگام زلزله تمایل به حرکت بـه سـمت پـایین داشته که باعث بسته شدن بعضی از درزهای انبساط و بـاز شـدن برخـی دیگـر مـی‌شـود. حرکت در سرازیری پل می‌تواند در اثر عوامل دیگـری از جملـه: حرکـت ناشـی از تغییـر درجهٔ حرارت، ارتعاشات ناشی از ترافیـک و نیـروی ترمـز وسـایل نقلیـه بـه وجـودآیـد. این موضوع، باید در تعیین طول تکیه‌گاهی موجود لحاظ گردد.

در تعیین ظرفیت نیرویی بالشتکها، باید به کاستی‌های ذیل توجه شود:

- لایهٔ دوغابی زیر سطوح، با مصالح بنایی تکیه گـاه در زمـان احـداث و بعـد از آن دچـار مشکل شده و می‌تواند یکی از منابع اصلی مشکل ساز، در زلزلـه‌هـای کوچـک باشـد. گسیختگی لایه دوغابی، باعث حرکت بالشتک شده و پیچهای مهاری را تحـت ترکیـب برش و خمش قرار می دهد.

- پیچهای مهاری که از درون صفحه بالشتک الاستومری عبور می‌کند تحت برش و خمش ترکیب شده، قرار می‌گیرند.
- پیچهای مهاری، که در ناحیه رزوه، اتصال تکیه گاه را تأمین می‌نماید باعث کاهش سطح برش پیچ شده و بدنبال آن علاوه بر کاهش ظرفیت برشی پیچ، ظرفیت خمشی پیچ را نیز به خاطر حساسیت دندانه‌ها در ریشه رزوه کاهش می‌دهد که این امر، سبب خرابی شکننده می‌شود.
- پیچهای مهاری که بدلیل عدم تعبیهٔ صفحهٔ مهاری انتهایی، ظرفیت کششی کافی ندارند.
- پیچهای مهاری، ممکن است بسیار نزدیک به لبهٔ نشیمنگاه بالشتک باشند که می‌تواند بتن را در زمانی که تحت بارهای افقی قرار می‌گیرد، خرد کند.
- تمامی تکیه‌گاههای بالشتکی یک طرف دهانه در برابر نیروهای افقی به صورت یکسان و همزمان مقاومت نمی کنند زیرا میله های نگهدارنده بالشتکها یا دیگر تجهیزات قرار گرفته با فواصل آزاد یکسان، بصورت مساوی در برابر بار مقاوم، مؤثر نیستند. برای بالشتکهایی که روی خط تکیه گاهی یکسان قرار دارند، ترازهای مختلفی از آسیب دیدگی می‌تواند حین زلزله وجود داشته باشد.
- بالشتکهای پل ممکن است مطابق نقشه‌های اجرایی و اطلاعات تعمیر و نگهداری نباشند. تنظیم میله‌های نگهدارنده و دیگر جزئیات گاهی بعد از اینکه کار ساخت انجام شد، صورت می‌گیرد. مهارت اجرایی و جزئیات آن ممکن است در این حالت، باعث کاهش کیفیت ساخت گردد.

۳-۲-٦-۱ نسبت (C/D) تغییر مکان

نسبت (C/D) تغییر مکان، r_{bd}، باید برای درزهای انبساط مهار شده ومهار نشده و همچنین برای بالشتکهایی که امکان حرکت در راستای افقی را دارند محاسبه شود. نسبت (C/D) تغییر مکان، بر اساس مقدار کوچکتر محاسبه شده با استفاده از دو روش زیر به دست می‌آید، باستثناء حالتی که تجهیزات محدود کننده تغییر مکان از قبیل مهار، تعبیه شده باشد که در این حالت از روش دوم باید استفاده گردد[۳].

روش اول: در معادله صفحه بعد با روش اول آشنا می‌شویم.

$$r_{bd} = \frac{N_{(c)}}{N_{(d)}} \qquad (۴-۳)$$

که در آن:

$N(c)$: طول تکیه گاهی تعبیه شده

این طول، از خط عمود درز انبساط یا خط بالشتک اندازه‌گیری شده است.

$N(d)$: حداقل طول تکیه گاهی که در بخش۳-۲-۵- محاسبه شده است.

روش دوم:

$$r_{bd} = \frac{\Delta_{s(c)}\ \Delta_{1(d)}}{\Delta_{eq(d)}} \qquad (۵-۳)$$

که در آن:

$\Delta_{s(c)}$ ظرفیت موجود درز انبساط یا بالشتک برای حرکت

برای سازه‌هایی در دسته عملکرد لرزه‌ای D پوشش بتنی نباید در تعیین حرکت مجاز بحساب آورده شود.

$\Delta_{1(d)}$: حداکثر حرکت محتمل ناشی از کوتاه شدن تحت تغییر درجه حرارت، انقباض و خزش

اگر اندازه گیری محلی ظرفیت موجود حرکتی پلهای قدیمی برای محاسبه $s(c)$ Δ به کار برده شود، در این حالت تنها اثر درجه حرارت باید، لحاظ گردد.

$\Delta_{eq(d)}$: حداکثر تغییر مکان نسبی محاسبه شده در اثر بار زلزله برای حالتهای بارگذاری ۱و۲ تشریح شده در بخش ۳-۲-۲.

۳-۲-۶-۲- نسبت (C/D) نیرویی

نسبت (C/D) نیرو برای بالشتکها و مهارهای درزهای انبساط به صورت زیر ارزیابی شده است.

$$r_{bf} = \frac{V_{b(c)}}{V_{b(d)}} \qquad (۶-۳)$$

که در آن:

$V_b(c)$: ظرفیت اسمی نهایی عضو در راستای مورد بررسی.

$V_b(d)$: نیروی لرزه‌ای اعمال شده روی عضو.

این نیرو، نیروی ارتجاعی براساس۱/۲۵ برابر نیروی تحلیل ارتجاعی مورد اشارهٔ بخش ۳-۲-۲ می‌باشد. زمانی که تحلیلی صورت نگیرد یا مقدارآن از نیروی مورد نیاز حاصل از تحلیل بیشتر باشد حداقل نیروی بالشتک مورد نیاز براساس بخش۳-۲-٤ محاسبه می‌شود.

فصل چهارم

بهسازي لرزه‌اي تكيه‌گاهها، نشيمنگاهها و درزهاي انبساط

٤-١- كليات

برخی پلها طی زلزله‌های گذشته در اثر کمبود مقاومت تکیه‌گاه، نشیمنگاه و یا درزهای انبساط تخریب شده‌اند، هر چند که در بیشتر موارد گسیختگی‌ها نسبتاً ساده بوده، و جلوگیری از آن بواسطه مقاوم سازی از نظر اقتصادی کم هزینه است. به همین علت تا کنون اکثر تلاشهای مقاوم‌سازی به بستن پلها به یکدیگر در قسمت تکیه‌گاههایشان و درزهای انبساط توسط مهارها معطوف شده است که باعث افزایش ظرفیت مقاومت حرکتی سازه و کاهش تغییر مکانها می‌شود. همچنین استفاده از سیستم محافظتی زلزله، از قبیل جداکننده لرزه‌ای، شاید یک روش بهسازی در راستای کاهش نیاز سازه باشد، که می‌تواند در بهسازی لرزه‌ایی اتصالات پل به کار گرفته شود. به این نکته نیز باید توجه داشت که مسئلهٔ بهسازی مناسب ممکن است ترکیبی از هر دو استراتژی افزایش مقاومت حرکتی سازه، و سیستم محافظت‌کننده لرزه‌ای باشد[۳].

به عبارت دیگر، در راستای بهسازی اتصالات پلها دو استراتژی اساسی افزایش ظرفیت جابجایی تکیه‌گاهها با استفاده از مهارها و یا تعویض ناحیه اتصال وجود داشته و یا کاهش نیاز سازه با بهره‌گیری از سیستم محافظت لرزه‌ای اتصالات می‌باشد، که جزییات هریک از روشهای فوق در ادامه خواهد آمد.

در این قسمت ضمن مروری بر انواع مهارهـای اتـصال پـل، بـه تـشریح جزئیـات و محاسبات دقیق طراحی آنها از نظر مقاومت و سختی پرداخته می‌شود. به عبارت دیگـر نحـوهٔ مدل سازی مهارها از نظر میزان سختی و مقاومت حداکثر، طراحی آنها در تحلیـل اتـصال بـا حضور مهار بطور کامل تشریح شـده اسـت. در ادامـه بـه لحـاظ افـزایش ظرفیـت جابجـایی تکیه‌گاههای پل، روشهای افزایش عرضی اتصالات و تیرهای بالاسری و یـا تعـویض اتـصال بهمراه محاسبات طراحی مرتبط با آن آورده شده است. مفاهیم اصلی روش جداسازی لرزه‌ای به عنوان روش بهسازی اتصالات پل، در بحش بعدی تشریح شده است.

٤-٢- مهارها

مهارها ممکن است برای سه هدف مختلف، زمانی که می‌خواهیم قسمتهای مختلف پل را به یکدیگر متصل کنیم، به کار رود که آنها عبارتند از:

- مهار درز طولی
- مهار بالشتک عرضی
- مهار حرکت قائم[٣]

٤-٢-١- مهار درز طولی

مهار درز طولی، برای محدود کردن تغییـر مکـان نـسبی درزهـای انبـساط طـولی پـل به کار می‌روند. بنابراین احتمال از بین رفتن تکیه‌گاه در این محلها کاهش می‌یابد. زمـانی کـه پیچهای مهاری بالشتک و جزءهای الحاقی جهت جلوگیری از حذف تکیه گاه ناکـافی فـرض شود، از مهارهای طولی به عنوان روشی برای بهبود این اجزا می‌توان استفاده کرد. مهارها باید برای مقاومت‌کردن در برابر حداکثر نیروها در محدودهٔ ارتجاعی طراحی شده باشـند. حـداقل دو مهار متقارن در گره، نامعینی و کاهش بـرون محـوری درز را تـأمین خواهـد کـرد. تـأمین فاصلهٔ مناسب برای حرکت عرشهٔ پـل تحـت بـار سـرویس، در درزهـای انبـساط ضـروری می باشد. برای درزهای قرار گرفته در محل پایه‌ها، مهارها باید یک قید اضافی بین روسـازه و پایه ایجاد نمایند، مگر اینکه سر ستونها به اندازهٔ کافی عریض باشند[٣].

٤-٢-١-١- انتخاب طرح مهار

یک مهار ایده‌آل، باید مقاومت کافی در برابر نیروهای ناشی از حرکت اجزای پل را داشته باشد، و اتلاف انرژی مناسب را در سازه ایجاد نموده و اجزای سازه را به موقعیتهای نسبی قبل از زلزله برگرداند. این مهارها باید دارای درجهٔ نامعینی کافی به منظور خرابی برخی از اعضای سیستم مهار باشد. مهار باید به طور متقارن، با حداقل خروج از مرکزیت قرار داده شوند. پیامدهای گسیختگی زود هنگام مهار، باید به دقت مورد توجه قرار گیرد. برای مثال جزء مهاری نشان داده شده در شکل٤-١ می‌تواند نامطلوب باشد. در هنگام گسیختگی زود هنگام یکی از کابلها، نیروی خارج از محور ایجاد شده ناشی از کابل دوم حول محور تقارن جان می‌تواند به جان تیر آسیب رسانده و سبب کاهش ظرفیت سازه شود، مگر اینکه جان تیر را به طور مناسب برای جلوگیری در برابر این قبیل گسیختگیها تقویت کرده باشیم. توجه به کم‌کردن مشکلات دسترسی حین ساخت و حفاظت لازم مهار ضروری می‌باشد. برای مثال: در تیرهای جعبه‌ای، تعداد دهانه‌هایی که مهارها در آن قرار گرفته‌اند باید حداقل باشد. مهارهای طولی باید در مسیر راستای اصلی حرکت مورد انتظار، تنظیم شده باشد. اگر پایه‌ها در راستای عرضی صلب باشند، شکل٤-٢ حرکت روسازه در راستای محور طولی پل خواهد بود و مهارها باید بر طبق آن قرار داده شوند. بهرحال، در یک پل مورب با تکیه گاههای انعطاف‌پذیرعرضی، چرخش روسازه می‌تواند اتفاق افتد. در این حالت، مهارها اگر عمود به درز انبساط قرار داده شود مؤثرتر خواهد بود [٣].

همانطور که در شکل٤-٣ نشان داده شده است، این آرایش فقط زمانی باید به کار برده شود که حرکات موازی با مفصلی باشد که بتواند مهارهایی که حداقل هستند را قطع کند. هنگامی که درز انبساط در محل پایه‌ها قرارگرفته باشد، مهارها باید بست ساعت گرد (مثبت) را همانطور که در شکل٤-٤ نشان داده شده است، تأمین نمایند[٣].

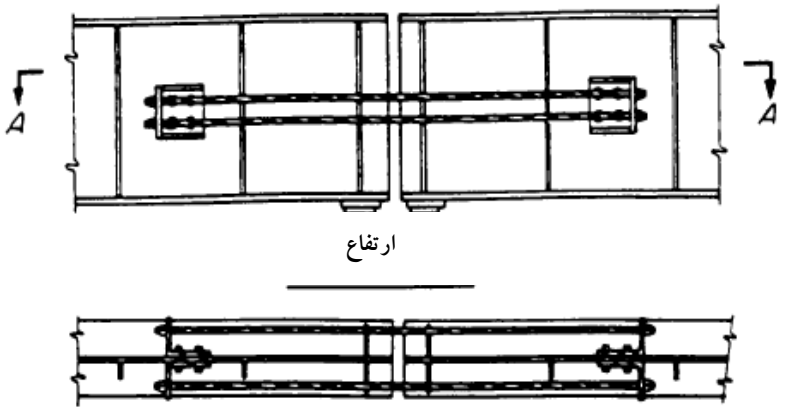
این نوع مهار، مانع از حذف نشمینگاه بالشتکها می شود. باید به این نکته توجه نمود که در صورت بسته شدن درز انبساط، نیروی اینرسی یک دهانه می تواند به مهار دهانه دیگر انتقال پیدا کند که در این صورت باید در طراحی مهار هر دهانه نیروی اینرسی دهانه های مجاور را لحاظ نمود تا مهار بتواند آن را تحمل نماید. با توجه به شکل٤-٤ مهارها به بال

پائین متصل شده‌اند که این موضوع باعث کاهش احتمال پارگی جان می‌شود. در این نوع مهار، فاصله آزاد بین روسازه و پایه کاهش می‌یابد. در صورتی‌که چنین فاصله‌ای موجود نباشد، مهارها می‌توانند مطابق شکل٤-٥ در نظرگرفته شود مشروط برآنکه تمامی شرایط زیر برقرار باشد:

الف- فاصله درزهای انبساط به قدری کوچک باشند که از حذف نشیمنگاه دهانه‌ها جلوگیری کند.

ب- بستهای ساعتگرد می‌توانند به طور قابل ملاحظه‌ای ظرفیت پایه را افزایش دهد.

ج- یکی از دهانه‌ها دارای اتصال کافی موجود به پایه باشد.



شکل٤-١- جزئیات مهار نامناسب [٣]

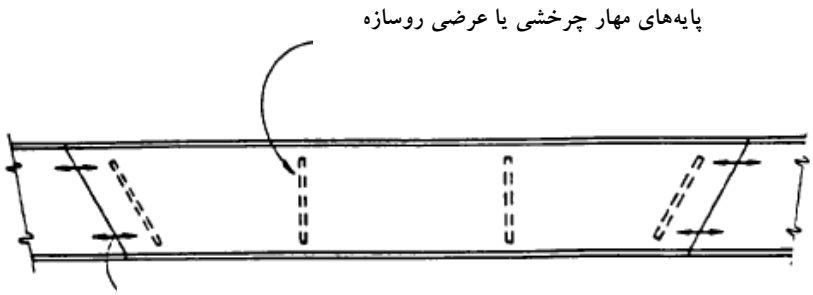
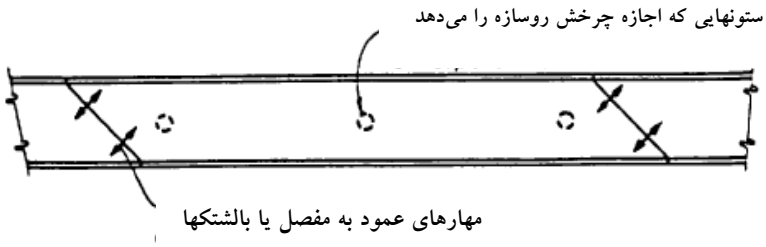
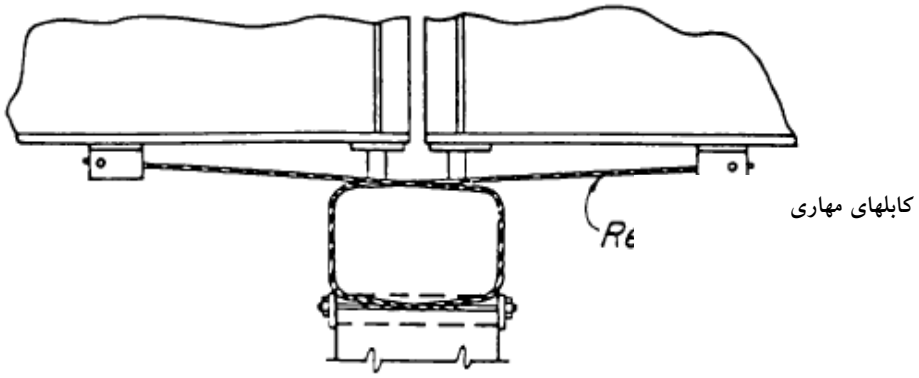


Figure 27. Restrainer orientation for transversely rigid supports.

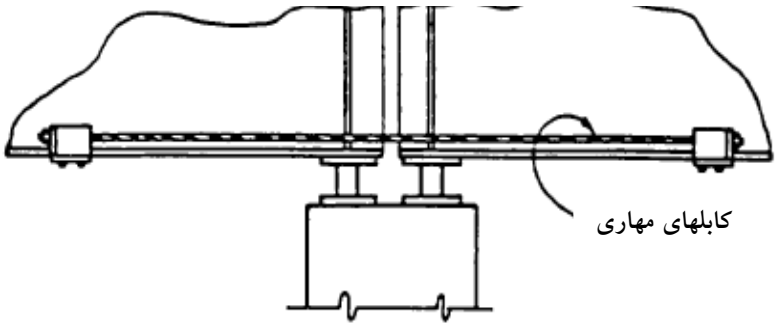
شکل٤-٢- چرخش مهارها برای تکیه‌گاههای صلب عرضی [٣]



شکل٤-٣-چرخش مهار برای تکیه‌گاههای انعطاف پذیرعرضی[٣]



شکل٤-٤- مهار پایه‌ها با بست ساعتگرد (مثبت) [٣]



شکل٤-٥- مهار در پایه بدون بست ساعتگرد به پایه [٣]

کابلهای فلزی و میله ها فقط به صورت عضو کششی رفتار می کنند و بهترین روش کاربردی برای مهار درزهای انبساط در مقابل جابجایی های زیاد می باشد. این تجهیزات اگر چه این تکنیک مقاوم‌سازی برای جلوگیری‌کردن از واژگونی بالشتکهای گهواره‌ای نامناسب است ولیکن از ریزش دهانهٔ پل بواسطه حضور پایه جلوگیری نموده و با تعمیرات جزئی امکان استفاده سریع مجدد از پل فراهم می‌شود [۳].

کابلهای فلزی و میله‌ها، فقط به صورت عضو کششی رفتار می‌کنند و بهترین روش کاربردی برای مهار درزهای انبساط در مقابل جابجایی‌های زیاد می‌باشد. این تجهیزات مقدار قابل ملاحظه‌ای از انرژی را جذب نمی‌کند، زیرا آنها برای ناحیهٔ ارتجاعی طراحی شده‌اند. مهارهای کابلی و میله‌ای ممکن است اجازه خسارت به انتهای تیرها بدهند، ولیکن این خسارت معمولاً قابل تعمیر است و باعث خرابی تکیه‌گاهها نمی‌شود.

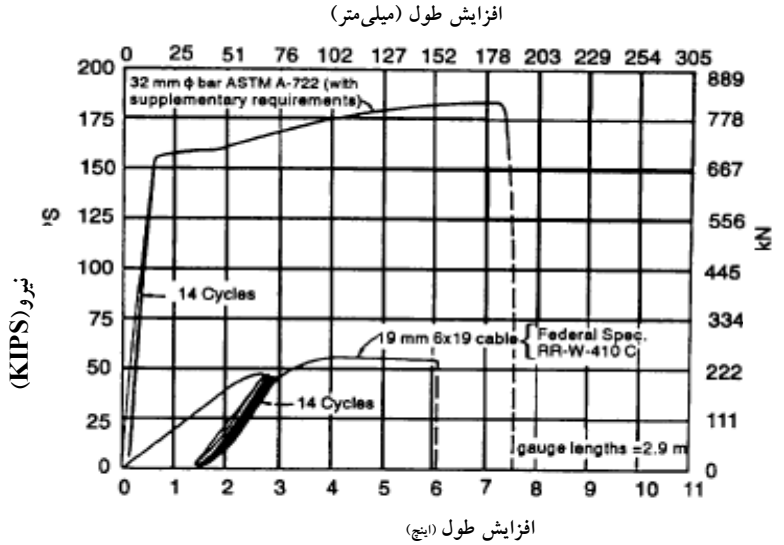
با وجود اینکه قرارگیری کابلها و مهارها نسبتاً ساده بوده و ابزاری اقتصادی برای جلوگیری از فروریزش فاجعه‌آمیز حین زلزله می باشد، ولیکن تمامی معیارهای ایده آل را برآورده نمی‌کند، *Caltrans* از دو نوع مصالح برای مهارها استفاده کرد. نوع اول سیمهای فلزی گالوانیزه به قطر ۱۹ میلی‌متر با ٦ رشته ۱۹ سیمی مشابه با مصالح معمولی به کار رفته که برای پیچ کردن انتهای ریل گذاری جان پناه جلوی پل است[۳].

نوع دوم مصالح دارای قطر۳۲ میلی‌متر از میله‌های فلزی گالوانیزه با مقاومت بالا است که مطابق با استانداردهای (*ASTM- A- 722*) به کار می‌رود. در *Caltrans* چندین آزمایش برای رسیدن به رفتار ریسمان سیمی و میله‌ها تحت بارهای رفت و برگشتی در محدوده تنش جاری شدن انجام داده است.

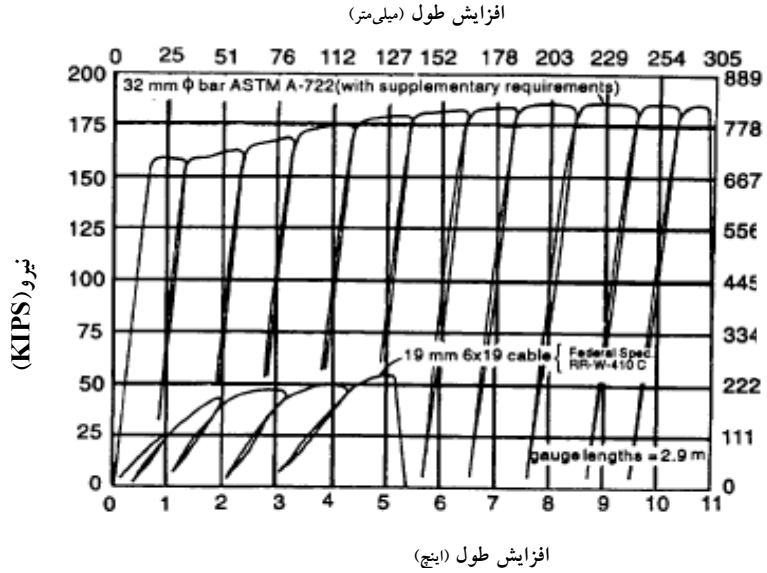
نمودار نشان داده شده در شکل ٤-٦ بوسیلهٔ نمونه‌های بارگذاری با تنش جاری شدن خاصی (f_u ۰/۸۵ برای ریسمان سیمی فرض شده) برای ۱۵ سیکل و سپس گسیخته شدن انجام گرفته است. توجه کنید که هر دو مصالح قابلیت افزایش طول زیر حد الاستیک را دارا می باشند[۳]. در این سری از آزمایشات در ناحیه قبل از جاری شدن ١٤ چرخه بارگذاری صورت گرفته و سپس در سیکل آخر، تا مرحله گسیختگی پیش رفته است.

در سری دوم آزمایشات، نمونه‌ها بوسیلهٔ اعمال افزایش تغییر مکانهای ۲۵ میلی‌متر تا رسیدن به گسیختگی بارگذاری شده بودند. بین هر افزایش تغییر مکان، نمونه تا رسیدن به

کشش صفر باربرداری شده بود. نتایج تحلیل از این آزمایشات در شکل٤-٧ نشان داده شده است.



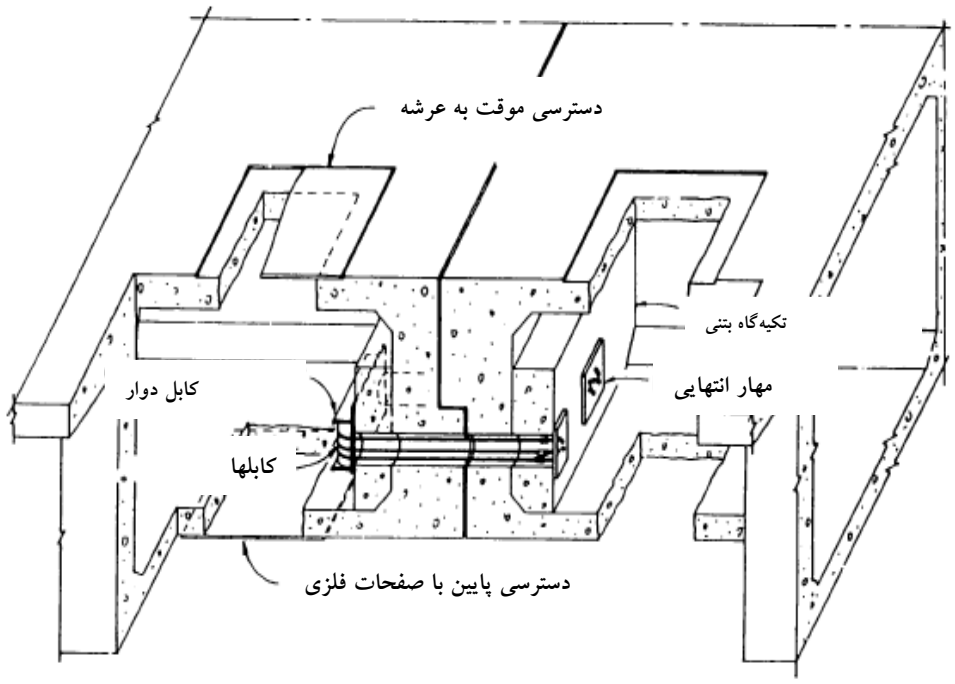
شکل٤-٦-آزمایش بارگذاری تناوبی مهار تا مرحله تسلیم [۳]



شکل٤-٧- آزمایش بارگذاری تناوبی مهار تا مرحله قبل از تسلیم [۳]

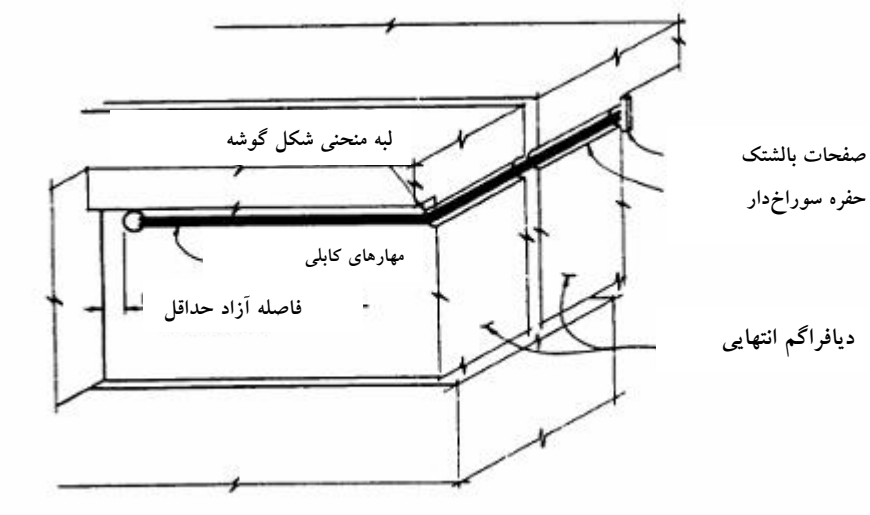
این نکته جالب توجه است که میله‌هایی با قطر ۳۲ میلی‌متر تا جابجایی بالادر حدود ۲۸۰ میلی‌متر مقاومت کرده‌اند که این موضوع، بیشتر از تجربیاتی که در سری اول آزمایشات که شرایط بارگذاری متفاوتی به کار رفته بود، می‌باشد. طنابهای سیمی در اضافه طول حدود ۱۲۷ میلی‌متر از بین می‌روند که کمتر از نتایجی که بوسیلهٔ آزمایشات سری اول اعلام شده بود می‌باشد. *Caltrans* هیچ قانون به ثبت رسیده‌ای در مورد استفاده از طنابهای سیمی یا میله‌ها را ترجیح نداده است[۳]. مقدار جابجایی مجاز در درز انبساط، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. تغییر طول ارتجاعی مهارها باید بدلیل جلوگیری از حذف تکیه‌گاه در نزدیکی نشیمنگاههای بالشتک، محدود شود. به عبارت دیگر مهار بسیار سخت، اگر چه در محدود کردن حرکت مؤثرتر است، اما در مقابل نیروهای بیشتری قرار خواهد گرفت. طنابهای سیمی غالباً دارای امتیاز اقتصادی هستند، که طولهای کوتاه تری برای مقدار حرکت داده شده لازم است، بعلاوه، طنابهای سیمی انعطاف پذیر بوده و قابلیت فراهم آوردن حرکات قائم و عرضی را دارا می‌باشند. اگر مهار از نوع میله ای مورد استفاده قرار گرفته شود، مهارهای قائم و عرضی برای جلوگیری از تغییر شکلهای خمشی و برشی در میله ها مورد نیاز می‌باشد[۳].

شکل٤-٨ یک روش برای مقاوم سازی درز انبساط وسط دهانه در تیرهای بتنی جعبه‌ای شکل را نشان می‌دهد. از کابل یا میله فلزی صلب برای جلوگیری‌کردن از جدا شدگی درز انبساط استفاده شده است. بالشتکهای بتنی گاهی اوقات برای مقاوم‌کردن دیافراگم‌های بتنی جهت نیروی انتقال یافته از مهارها ضروری است. در پلهای بتنی با بازشدگی در جان مانند تیرهای T شکل، فقدان تکیه گاه در لبه پائین دیافراگم ممکن است قرار گرفتن مهارها را همانطور که در شکل٤-٩ نشان داده شده، ضروری سازد. این نوع مهار معمولاً در موقعیتهایی که نیروهای مهار مورد نیاز نسبتاً کم هستند، ممنوع شده است. زمانی که درز در محل قوس قرار گرفته باشد، استفاده از قید مهاری لنگرمثبت، بین روسازه و زیرسازه بدون توجه به کوتاهی دهانه‌ها و عریض‌بودن سرستونهای پل توصیه می‌شود. زمانی که دیافراگم ضعیف است، اتصال مهارها به وجهای تیر یا به لبه پایین عرشه، روش جایگزینی برای درزهای مهاری می‌باشد. در این حالت، قرار گرفتن پیچهای مهاری با فاصلهٔ کافی از درز برای جلوگیری از خسارت به انتهای دهانه ضروری است. جزئیات A درحالتی که مهارها به عرشه پیچ شده‌اند در شکل٤-١٠ نشان داده شده است.

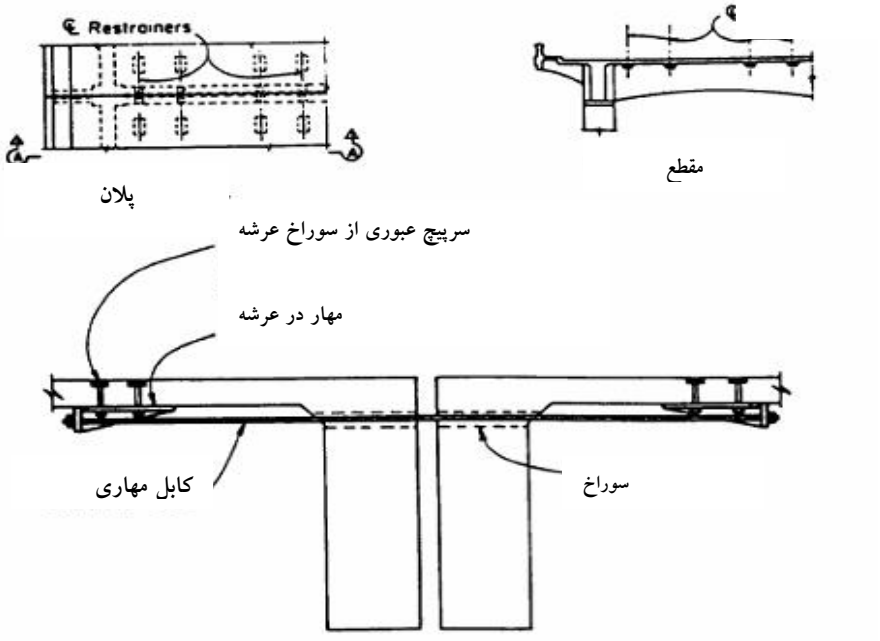


شکل٤-٨- مهار درز طولی تیرهای جعبه‌ای بتنی [۳]

بستن مستقیم A به تیر زمانی که مهارها بـه ایـن روش پـیچ شـده‌انـد، مـشکل اسـت. در محلهای خاص بعضی تغییرات در استفاده از جزئیات مهار، مجاز دانـسته مـی‌شـود. بـرای مثال: شکل٤-١١ گامهای پیوسته استفاده شده برای مهار یک دهانه معلـق را نـشان مـی‌دهـد. استفاده از طولهای مهاری بلند ضرورت افزایش‌دادن تعـداد مهارهـا را جهـت محـدودکـردن جابجایی حرکت نسبی درزها بیان می‌کند. با این وجود، هزینه‌های پیچ‌کردن با ایـن جزئیـات کـه شـاید بخـاطر اسـتفاده از مهارهـای خیلـی طـولانی غیـر اقتـصادی باشـد را کـاهش داده می‌شود[۳].



شکل ٤-۹- جزئیات مقاوم سازی درز انبساط تیرهای T شکل [۳]



شکل٤-۱۰- مهارهای درز انبساط بسته شده به عرشه بتنی[۳]

٤-٢-١-٢- نیروهای طراحی

نیروهای مهاری و سختی مؤثر عموماً، از تحلیل سازه تعیین می‌شود. روش تحلیل طیفی ارتجاعی یا تحلیل استاتیکی معادل، برای تعیین نیروهای مهاری مورد استفاده در مدلهای کششی و فشار مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این حالتها، طراحی سیستم مهاری معمولاً از روشی که جلوتر توضیح داده خواهد شد، تبعیت می‌کند. در هیچ حالتی نباید ظرفیت نیروی مهار کمتر از مقدار مورد نیاز، برای مقابله‌کردن با نیروی استاتیکی افقی، (معادل ۰/۳۵ بار مرده روسازه) باشد. هنگامی که دو بخش روسازه به یکدیگر بسته می‌شوند، حداقل ظرفیت مهار باید ماکزیمم ظرفیتهای به دست آمده این دو بخش با توجه به مقطع هر یک به طور مستقل در نظر گرفته شود.

برای پلهای معمولی با دسته عملکرد لرزه‌ای B، تحلیل ضرورتی ندارد و حداقل ظرفیت نیروی مورد نیاز مهار ۰/۳۵ برابر بار مرده روسازه در نظر گرفته می‌شود. مهارها باید قادر به تحمل نیروی طراحی قبل از حذف نشیمنگاه یا بالشتک باشند. در مناطق با لرزه خیزی کم، برای مهارکردن درز با نشیمنگاه بالشتکی مورب، استفاده از مهارهای کوتاه و سخت در محدوده، قبل از جاری شدن مطلوبتر است. زمانیکه نیروهای مهار در مناطق لرزه‌خیزی کم در سطح قابل قبولی نگه داشته شود، سختی مهار به تغییر مکانهای کوچک درز منجر خواهد شد. نتایج حاصل از تحلیل معمولاً باید به دقت امتحان شوند و با قضاوت مهندسی در تحلیل دینامیکی صورت گرفته تفسیر شود.

هنگامی که نیروهای بالاتر به نظر صحیح می‌رسند، از آنها باید برای طراحی استفاده شود. اتصالات مهار به روسازه یا زیرسازه باید قادر به تحمل ۱۲۵ درصد ظرفیت نهایی مهار باشد. بعلاوه، اعضاء سازه‌ای موجود که تحت گسیختگی ترد قرار گرفته‌اند، باید قادر به تحمل ۱۲۵ درصد ظرفیت نهایی مهار باشند. اتصالات مهار و اعضای سازه‌ای موجود، باید قادر به تحمل خروج از مرکزیت‌ها، به سبب تغییر در نیروهای مهار تا ۱۰٪ ظرفیت اسمی نهایی مهار باشند[۳].

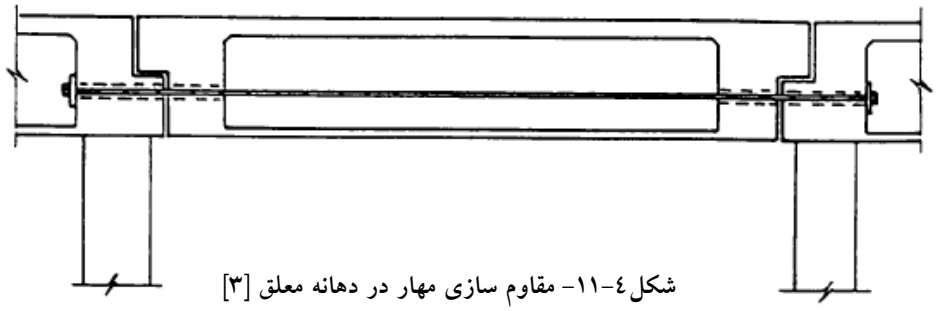
٤-۲-۲- مهار بالشتک عرضی

مهارهای عرضی در بیشر موارد برای حفظ رو سازه از لغزش به سمت تکیه گاه، به کار گرفته می‌شود؛ که در این حالت، باید بالشتکها در جهت عرضی گسیخته شوند. این نوع مهار، در شرایط آسیب‌پذیری خاص از جمله پل با ستونچه‌های بتنی بلند در محل‌های نشیمنگاه بالشتکی زیر تیر، پل با نشیمنگاه بالشتکی باریک که دارای انحراف از محور زیاد است و پلهای با دو تیر اصلی که فاصله عرضی بین بالشتک و لبهٔ نشیمنگاه کوتاه باشد، استفاده می‌شود. هرگاه حرکت عرضی منجر به از بین رفتن تکیه‌گاه شود، مهار عرضی باید به عنوان یک روش مقاوم سازی تأمین گردد.

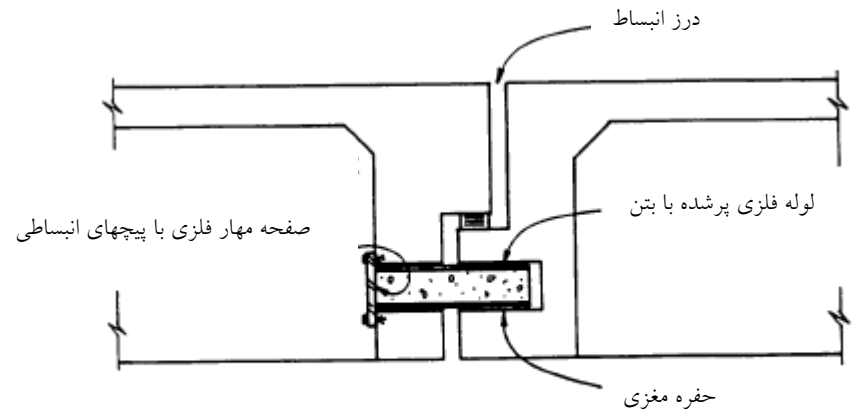
٤-۲-۲-۱- انتخاب طرح مهار

یکی از روشهای مورد استفاده قرار گرفته برای تأمین قید عرضی در سازه‌های بتنی، به کار بردن لوله‌های فلزی بسیار قوی دوتایی که با بتن پر شده و از میان درز عبور می‌کند، می‌باشد. این مفهوم در شکل ٤-۱۲ نشان داده شده است.این طرح، بر پایهٔ تحمل باربری لوله در مقابل دیواره های حفره مغزی می‌باشد. تمام مقاومت فشاری بتن، در دیافراگم‌های بتن مسلح درز انبساط استفاده می‌شود.

به هر حال، به مقاومت کل گوشه‌های نوک تیز در درزهای مورب نباید اطمینان کرد، بخاطر اینکه آنها براحتی می‌توانند بشکنند[۳].



شکل٤-۱۱- مقاوم سازی مهار در دهانه معلق [۳]



شکل٤-١٢- مقاوم‌سازی مهار عرضی برای پل بتنی [٣]

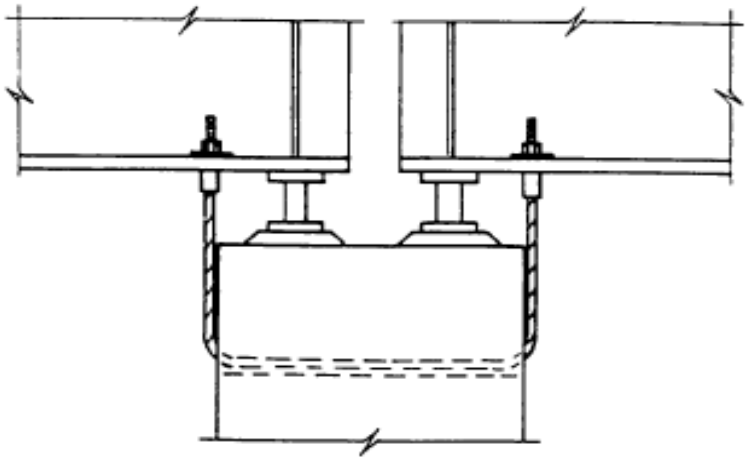
٤-٢-٢-٢- نیروهای طراحی

مهارهای بالشتک عرضی، معمولاً برای مقابله کردن در مقابل بار به صورت ارتجاعی طراحی می شوند. تحقیقات تحلیلی نشان می دهد، زمانی که ستون ها جاری می‌شوند، نیروهای اضافی به اعضایی که برای جاری شدن طراحی نشده اند، انتقال می‌یابند. بعلاوه، مهارهای عرضی نصب شده، دارای اختلاف کمی در شیوهٔ ساختشان می‌باشد که سبب خواهد شد تا آنها در مقابل بار نامتعادل مقاومت کنند. به حساب آوردن بار اضافی احتمالی به خاطر این اثرات، نیروهای ارتجاعی تحلیل را تا ٢٥ درصد در تحلیل افزایش می‌دهد. حداقل ظرفیت طراحی مهار عرضی نباید کمتر از مقدار مورد نیاز برای مقاومت‌کردن در برابر بار استاتیکی افقی که معادل ٠/٣٥ بار مردهٔ رو سازه است، باشد. برای پلهای تک دهانه یا پلهایی معمولی با دسته عملکرد لرزه‌ای B، تحلیل ضروری نیست؛ و حداقل نیروهای طراحی مهار عرضی، مورد استفاده قرار می‌گیرد[٣].

٤-٢-٣- مهارهای حرکت قائم

تجهیزات مهاری قائم، ممکن است در بالشتکها برای جلوگیری از بلند شدن به کار رود؛ که اگر مانعی برای روی دادن آن وجود نداشته باشد، می‌تواند به خسارت یا از دست رفتن پایداری منجر شود. هر چند بلندشدن به تنهایی منجر به تخریب سازه نمی‌شود.

تجهیزات مهاری قائم باید زمانی مدنظر قرار گیرد که نیروهای لرزه‌ای قائم در حالت ترکیب بار شماره یک از ۵۰ درصد عکس العمل بار مرده تجاوز کنند. مهارهای حرکت قائم معمولا از نظر اقتصادی توجیه پذیر نیستند، مگر بعضی مقاوم سازی‌هایی که بالشتک اضافه شده به کار رفته و پل در دسته عملکرد لرزه‌ای D طبقه‌بندی شده باشد. نمونه‌ای از جزئیات این نوع مهار در شکل٤-١٣ نشان داده شده است. شتابهای قائم معمولاً در تحلیل لرزه‌ای به حساب آورده نمی‌شوند، اما اگرنیروی کششی (*Uplift*) از اهمیت برخوردار باشد، تحلیلی که مولفهٔ عمودی حرکت زمین را شامل می‌شود باید مورد توجه قرار گیرد[۳].



شکل٤-١٣- مقاوم سازی مهار حرکت قائم [۳]

٤-٢-٤- تحلیل مهارها و درزهای انبساط

پاسخ پلی که با مهارها مقاوم سازی شده است غیرخطی است، حتی اگر ستونها و پی‌ها در حالت ارتجاعی باقی مانده باشند. این بدین خاطر است که مهارها در ابتدا شل هستند و فقط بعد از اینکه بعضی تغییر مکانها اتفاق می‌افتد وارد کار می‌شوند. مهارها همچنین لزوماً تجهیزات تحت کشش هستند و هنگامی که درزها بسته شوند، بلا استفاده می‌باشند. علاوه بر این، ضربه‌ای که در بتن درز اتفاق می‌افتد یک مسئله کاملاً غیرخطی بوده که نمی‌توان بوسیله روشهای ساده شده آن را تحلیل نمود[۳]. بر این اساس، روش تحلیل

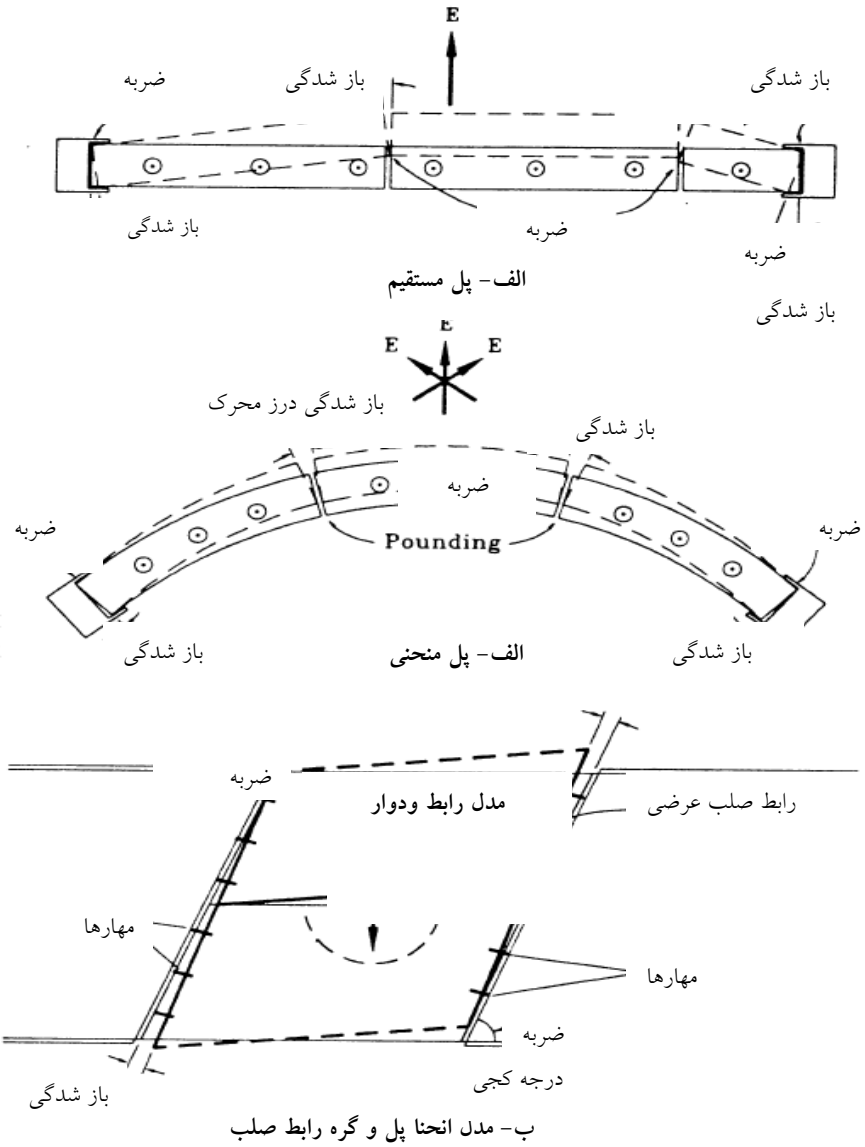
دقیق غیرخطی بهمراه تحلیل معادل استاتیکی برای درزهای انبساط و مهارها، بطـور جداگانـه در ذیل تشریح شده است.

٤-٢-٤-١- تحلیل غیرخطی درزهای انبساط و مهارها

پلهای طویل بوسیلهٔ درزهای انبـساط جهـت جبـران تغییـر شـکلهای حرارتـی، پـیش تنیدگی، جمع شدگی و خزش جدا شده‌اند. رفتـار مـستقل قابهـای جداسـازی شـده توسـط درزهای انبساط باید بواسطهٔ اندرکنش قابهای مجاور به یکدیگر و تأثیر مهارها اصـلاح شـود. بعلاوهٔ اینکه، حین وقوع زلزله باید به اصطکاک و ضربه ناشی از حرکت قطعـات مجـاور بـه درزها توجه شود. این اصلاح پاسخ دینامیکی، می‌تواند با کاهش تراز پاسخ دینامیکی ناشی از افزایش میرایی اصطکاکی، پاسخ هارمونیکی ناشی از نیروی مهـاری اضـافی ضـربه را از بـین ببرد[۲].

درزهای انبساط معمولاً اجازه تغییر شکل طولی پل و چرخش خمشی حول محور درز را می‌دهند اما حرکتهای قائم بر محور پل، با استفاده از تجهیزات برشگیر مهار شـده و انتقـال برش قائم بوسیلهٔ نشیمنگاههای بالشتکی و مهارهای قائم صورت می‌گیرد. به هرحال درزهای محرک نمی‌توانند فقط بعنوان جداکننده‌های طولی پل در هنگام زلزله تلقی شوند بلکه حرکت عرضی زلزله می‌تواند درزهای انبساط را به جهات مختلف باز و بسته کنـد. ایـن موضـوع بـا توجه به شکل٤-١٤ به هندسهٔ سازهٔ پل بستگی دارد.

قابها با تیرهای عرضی صلب غیریکنواخت، و بویژه کوله‌های صلب مـی‌تواننـد سـبب چرخش روسازه پل در صفحه عرشه پل حتی برای پلهای مستقیم شوند. تغییرشکلهای عرضی لرزه‌ای همانطورکه درشکل (٤-١٤-الف) نشان داده شده است، منجر به باز شدن و ضـربه در محل درز می‌شود. به طور مشابه برای پل های منحنی تحت حرکات عرضی همانطور کـه در شکل٤-١٤- ب نشان داده شده است صادق است. در نهایت، همانطور که در شـکل٤-١٤-ج نشان داده شده است، پلها با درزهای انبساط مورب وبازشدگی محل بین درزها مطابق شـکل می‌شود[۲].



شکل٤-١٤- باز و بسته شدن درز تحت زلزله[۲]

باز و بسته شدن غیر یکنواخت درزهای انبساط ضرورت مدل سازی دقیق هندسه درز را مشخص می‌کند. این مسئله همچنین در درزهای مورب از نوع چرخشی می‌تواند،

با استفاده از اعضای رابط صلب در طول درز همانطور که در شکل٤-١٤-ج نشان داده شده، متصل شود. بالشتکهای تکیه‌گاهی، مهارهای کابلی، لوله‌های بازشو و برشگیرها می‌توانند در محل هندسی صحیح‌شان قرارگیرند و مشخصات سختی آنها بر پایهٔ سطح مهار Ar ، مدول مهار Er و طول مهار Lr، محاسبه شود. مقادیر حداکثر سختی مهارها به سادگی به یک صورت از سختی فنری، براساس معادلات زیر محاسبه می‌شوند :

$$K_S=\frac{E_r A_r}{L_r} \quad \text{(کشش)}$$

$$K_S=0 \quad \text{(شل)} \qquad (١-٤)$$

$$K_S=\infty \quad \text{(فشار)}$$

به عبارت دیگر، سختی حین بارگذاری تناوبی تغییر کرده و ضرروت تحلیل غیر خطی را ایجاب می‌کند. زمانی که ابزار تحلیل مودال ارتجاعی خطی بطور فراگیر برای تحلیل پل به کار می‌رود، سازمان حمل و نقل کالیفرنیا (*Caltrans*) شیوهٔ تحلیل دوگانه مدلهای فشاری و کششی که درمدل کششی تمامی درزها با سختی‌های مهار ارتجاعی خطی $K_s = \frac{E_r A_r}{L_r}$ و در مدل فشاری تمامی درزها بصورت صلب در راستای محور پل چسبیده بهم باشند و جهت چرخش حول محور قائم آزاد می‌باشد، مجاز داشته شده است. همچنین نگرش مدل تحلیل دوگانه، تخمینهای مناسبی را از نیرو و تغییر مکان، حداکثر عضو را به همراه دارد.

مقادیر تغییر مکانهای حداکثر به دست آمده در تحلیل ارتجاعی مودال، درزهای انبساط که با استفاده از روشهای ترکیبی (*SRSS* یا *CQC*) به دست می‌آید خیلی بیشتر از مقادیر تغییر مکانهای درز در حالت تحلیل غیرخطی می‌باشد. برای تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، اجزای درز با سختی غیرخطی و میرایی اصطکاکی کولمب در نظر گرفته می‌شوند. مدل سازی درز انبساط مطابق شکل٤-١٥ شامل سه مؤلفهٔ مجزا می‌باشد:

١- مدل مهار

٢- مدل اصطکاک لغزشی (بالشتک)

٣- مدل اصطکاک کولمب برشگیر

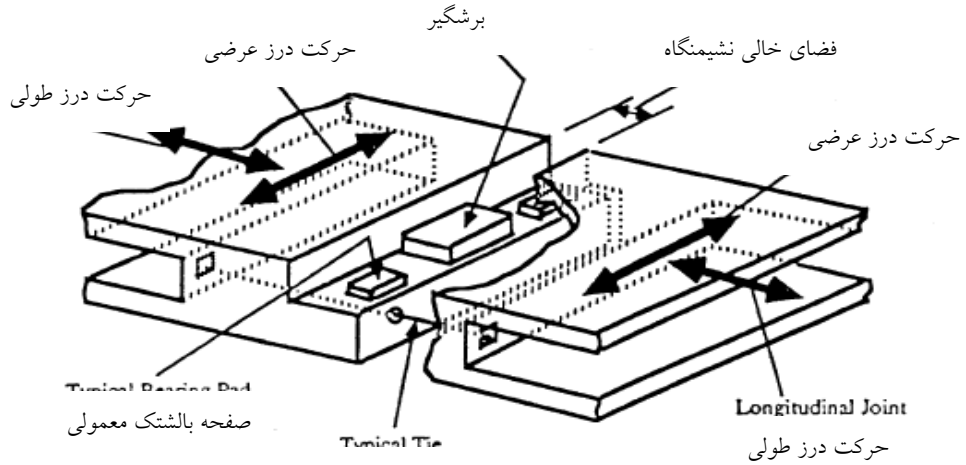
مدل مهار: اثر تجهیزات مهار طولی روی بازشدگی طولی درز را شبیه‌سازی می‌کند. در فشار هرگاه فاصله اولیه بسته شده باشد، مدل بصورت کاملاً صلب می‌باشد و در

کشش هنگامی که شل بودن مهار از بین رود، سختی مهار بوسیلهٔ معادلات گفته شده به دست می‌آید.

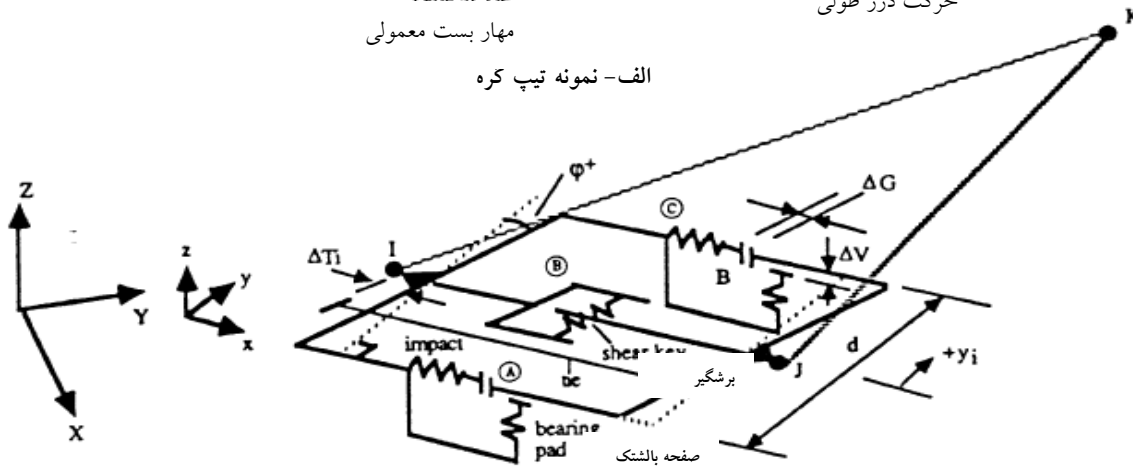
خصوصیات فیزیکی مصالح مهار، می‌تواند مانند شکل٤-١٥-ج در نظر گرفته شود. برشگیر در جهت عرضی هرگاه فاصله عرضی اولیه صفر باشد به صورت صلب تا مرحله گسیختگی برشگیر در نظر گرفته می شود[٢].

برش اولیه به صفحات بالشتک در درز انبساط همانطور که در شکل٤-١٥ نشان داده شده، انتقال می‌یابد. مشخصهٔ نیرو،تغییر مکان بالشتک در اصطکاک لغزشی همانطور که در شکل٤-١٥-ج نشان داده شده، با ضریب اصطکاکی بین ٢تا٢٠ درصد بسته به جنس بالشتک می‌توانند در نوسان باشد. تمامی رفتارها می‌تواند با فنر و میراگر مجزا از هم همانطور که در شکل٤-١٥-ب نشان داده شده است مدل شوند. پارامترهای کمی برای این قبیل مدل‌سازی درز انبساط بسیار مشکل است و نیاز به آزمایشات دقیق برای بیان نتایج پاسخ ارزیابیها دارد[٢].

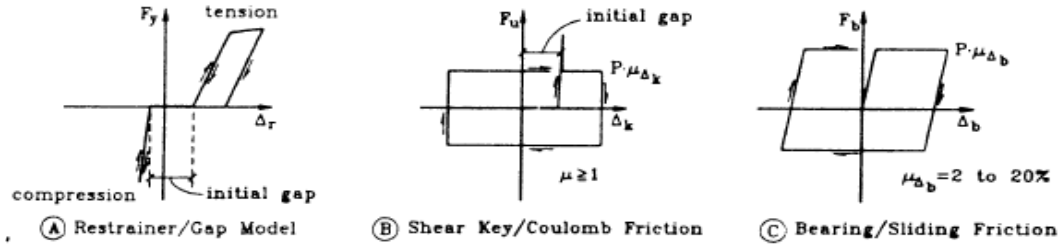
با توجه به اهمیت جابجایی نسبت به نیرو، برای کنترل خسارت، ایمنی و قابلیت سرویس‌دهی در زلزلهٔ شدید، ساده‌سازی روش تحلیل بر پایه تغییر مکان با استفاده از یک مدل جایگزین، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.



الف- نمونه تیپ کره



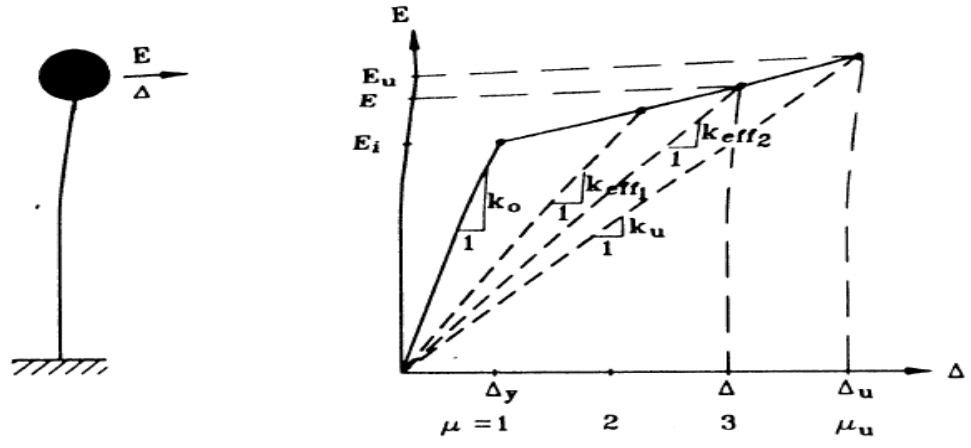
ب- مدل تشریحی گره



ج- مشخصات المانهای مدل

شکل٤-١٥- مدل سه بعدی المانهای گره [٢]

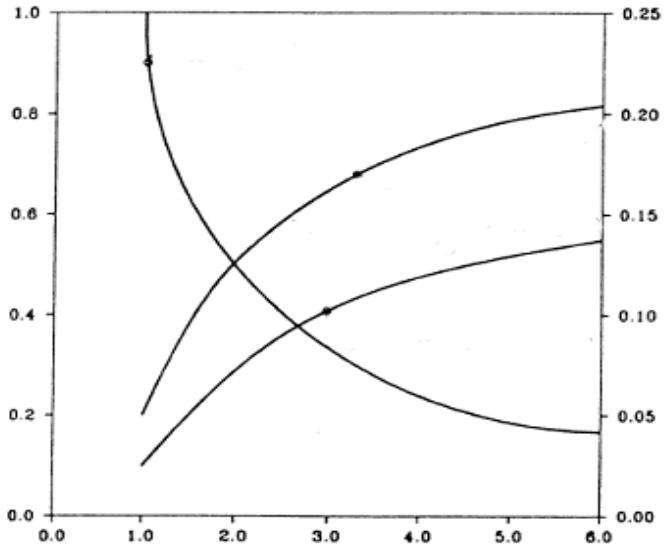
مفهوم پایه‌ای نگرش تحلیل سازه‌ای جایگزین در شکل٤-١٦ بیان شده که پل به صورت کامل با مقیاس واقعی غیر ارتجاعی بوسیلهٔ سیستم ارتجاعی خطی ایده‌آل مدل شده، یا سازهٔ جایگزین با سختی خطی معادل و میرایی تشریح شده در ادامه، مدل می‌شود. جرم مدل سازهٔ جایگزین ثابت نگه داشته شده، و دو نسبت سختی و میرایی موثر بر اساس تغییرمکان غیرارتجاعی مدل اصلی، که مشابه باتغییرمکان مدل سازه جایگزین می‌باشد محاسبه می شود. برای مشخصات مدل سازهٔ جایگزین نیاز به دو پارامتر، سختی مؤثر و میرایی مؤثر می‌باشد، که نمودار آن در شکل٤-١٧ براساس تابعی از شکل‌پذیری تغییر مکان سازه (μ_∇) ترسیم شده است. برای پاسخ سیستمهای الاستو پلاستیک کامل ایده‌آل، سختی موثر به صورت هندسی با افزایش شکل پذیری کاهش می‌یابد، بطوریکه در شکل٤-١٧ نشان داده شده است. با توجه به مکانیسم غیر ارتجاعی غالب و پاسخ نیرو- جابجایی تناوبی مناسب، مقدار میرایی مؤثر در محدوده کمتر از ۲ درصد، در شکل پذیری یک تا بیشتر از۲۰ درصد در شکل پذیری ٦ قرار می‌گیرد[۲].



الف) مدل

ب) مشخصات سختی جایگزین

شکل٤-١٦- مدل سازه‌ای جایگزین [۲]



شکل٤-١٧- پارامترهای مدل جایگزین

٤-٢-٤-٢- تحلیل استاتیکی معادل مهارها

بمنظور تحلیل استاتیکی معادل برای نیروها و تغییر شکلهای مهار، فرضیات زیر توسط (*Caltrans*) توصیه شده است:

- مهار به عنوان یک جز از روسازه، بین درزهای انبساط تعریف می‌شود.
- سه تحلیل مجزا در کشش، فشار و قوس برای ارزیابی مهارها در محل درز مورد نیاز است.
- مهارها باید برای حرکت طولی درز، در نظر گرفته شوند.
- در جرم به کار رفته برای محاسبه نیروی زلزله، باید جرم جزء مجاور به درز انبساط مورد ارزیابی باشد.

شیوه کلی تحلیل مهارها شامل ۵ مرحله به شرح ذیل می‌باشد :

مرحلهٔ ۱- محاسبهٔ نسبت حداکثر تغییر شکل مجاز مهار و تغییر شکل حدی، به عرض نشیمنگاه.

مرحلهٔ ۲- محاسبهٔ حداکثر تغییر شکلهای طولی ناشی از زلزلهٔ روسازه در دو طرف درز تحت بررسی برای پلهای قوسی و محاسبه بازشدگی درز در اثر جابجایی لرزه‌ای

مرحلهٔ ۳- مقایسه تغییر شکلهای مرحله ۱ و ۲ و تعیین مسیر بعدی

مرحلهٔ ٤- تعیین تعداد مهارهای مورد نیاز

مرحلهٔ ۵- کنترل تغییر شکلهای سیستم مهاری و بازنگری مهار و یا تغییر مکان ستون در صورت نیاز، تکرار مراحل ۱– ۵ اگر ضروری باشد[۳].

شیوه های تفضیلی برای هر مرحله، به صورت زیر می‌باشد:

مرحلهٔ۱- محاسبهٔ حداکثر تغییر شکلهای مجاز مهار و مقایسه با عرض نشیمنگاه مفصلی

مرحلهٔ ۱- الف

محاسبهٔ ظرفیت تغییر شکلهای مهار، D_r، به صورت زیر:

$$D_r = D_y + D_g \qquad (٢-٤)$$

D_r: حداکثر تغییر شکلهای مجاز مهار

D_y: تغییر شکل مهار در لحظه جاری شدن

D_g: فاصله در سیستم مهاری

تغییر شکل جاری شدن بوسیله رابطه زیر به دست می‌آید:

$$D_y = F_y \, L/E \qquad (٣-٤)$$

F_y: تنش‌جاری‌شدن در مهار (۱۲۰۰ Mpa برای کابلها و ۸۲۵ Mpa برای میله‌ها)

L : طول مهار

E : مدول ارتجاعی اولیه برای مهار (۶۹۰۰۰ Mpa برای کابلها و ۲۰۷۰۰۰ Mpa برای میله‌ها قبل از کشش اولیه)

D_g: فاصلهٔ ایمن تأمین شده برای سازگاری انبساط حرارتی و دیگر اثرات غیر لرزه‌ای است.

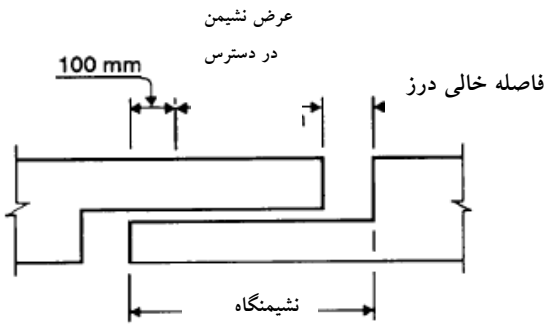
مرحلهٔ۱- ب مقایسه عرض نشیمنگاه مفصلی با حداکثر تغییر شکل مجاز مهار Dr

اگر حداکثر تغییر شکل مجاز Dr، بیشتر از عرض نشیمنگاه موجود باشد شکل۱۸-٤ را ببینید، مفصل قبل از اینکه به ظرفیت مهار برسد، نشیمنگاه خود را از دست خواهد داد. در این حالت، عرض نشیمنگاه باید، افزایش یابد یا Dr بوسیلهٔ روشهای ذیل باید کاهش یابد:

الف- کوتاه‌کردن مهار

ب- کاهش شلی مهاری

ج- کاهش تنش در مهار به مقدار کمتر از جاری شدن



شکل٤-۱۸- نمونه‌ایی از جزئیات نشیمنگاهی *Caltrans* [۳]

مرحلهٔ۲- محاسبه حداکثر تغییر شکلهای طولی ناشی از زلزلهٔ روسازه، در دو طرف درز مورد بررسی

مرحلهٔ۲- الف محاسبهٔ سختی سیستم، بدون قید ku، نزدیکترین نقطه به اتصال تحت بررسی.

فرض کنید یک طرف درز شروع به حرکت به سمت باز شدن درز نمود. به تمامی ستونها یا پایه‌هایی را که می‌توانند به حرکت درآورند، توجه کنید. طرف دیگر درز (شامل کوله، اگر وجود داشته باشد) ممکن است با حرکت خود، باعث اضافه شدن حرکت شود. بخشهای هر طرف درز باید، به صورت جداگانه مورد ارزیابی قرار گیرند. مهارها در این

محاسبه، در نظر گرفته نمی‌شوند؛ مگر در حالتی کـه بخـشهای مجـاور درز کـاملاً آزاد شـده، یا دهانهٔ پل ساده باشد. بنابراین:

K_u= سختی کل سیستم مهار نشده که برابر است با: جمع سـختی‌هـای (K) تمـام اجـزاء مـرتبط بـا درز، کـه k مربـوط بـه هـر المـان مـرتبط بـا درز، بـه صـورت زیـر محاسبه می‌شود:

– ستونها و پایه‌ها برای دو انتهای گیردار

$$k = \frac{12\ EI}{L^3}$$

– برای یک انتهای آزاد و یک انتهای مفصل

$$k = 3\ EI / L^3$$

– برای دو انتهای مفصل

$$k = 0$$

(٤–٤)

– کوله‌ها

$$K = 3.25\ W\ (m)$$

– شمعها

$$K = 7000\ KN/m\ /\ pile$$

که در آن:

E= مدول ارتجاعی

I= ممان اینرسی

L= ارتفاع ستون یا پایه

w= عرض عمودی پل

به منظور بررسی کفایت مقدار سختی‌های فرض شده باید، ظرفیـت خاکهـای کولـه و تمامی ستونها و اتصالات پایه نسبت به مقدار مورد نیاز مقایسه شـود. بعنـوان مثـال: حـداکثر نیرویی که می‌توان به خاک انتقال داد توسط رابطه‌ی، A_n ٣٦٨ به دست می‌آیـد کـه حـداکثر تنش خاک kpa ٣٦٨ بوده و A_n سطح کوله خاک رانش یافته که در راستای عمود بـر دهانـه بوده می‌باشد. این فشار خاک مجاز بر اساس عمق مؤثر کوله ٢/٤ متر فرض شده است، و اگر عمق واقعی D باشد، فشار مجاز ممکن اسـت بـه صـورت $368(\frac{D}{2.4})^2$ بـر حـسب Kpa در نظرگرفته شود. در صورتیکه گسیختگی ستون یا پایه مورد نظر باشد، شرایط گـسیختگی بایـد

با سختی کاهش یافته، مدل شود. فرض آسیب دیدگی ۵۰ درصدی ستون‌ها و پایه‌ها در یک زلزله‌ی بزرگ خیلی غیر منطقی نمی‌باشد؛ و همچنین بعید به نظر می‌رسد که ستون‌ها و پایه‌ها به طور همزمان، گسیخته شوند. مهم، استفاده‌کردن از شرایط واقعی انتهایی برای ستون‌ها و اعمال اثرات مقاوم‌سازی زیر سازه (در صورت انجام پذیرفتن) می‌باشد. دهانه‌های ساده، روی بالشتکها نیاز به محاسبه‌ی مشابه(ku) خواهند داشت. اگر گسیختگی بالشتکها در اثر نیروهای طولی مورد انتظار باشد، سختی سیستم برابر سختی مهارها، در نظر گرفته خواهد شد[۲].

مرحلهٔ۲- ب محاسبهٔ تغییر شکل طولی ناشی از زلزله، برای اجزای مجاور به درز مورد بررسی فرض کنید که هیچ مهاری در سیستم برای این محاسبه وجود ندارد؛ (باستثنای بخشهای کاملاً آزاد از قبیل دهانه‌های ساده) در این حالت، مقدار تغییر شکل حداکثر کنترل کننده‌تر خواهد بود. محاسبهٔ تغییر شکل طولی به صورت زیر می‌باشد:

$$D_l = ASW/Tk_u \ (in) \qquad (۵-٤)$$

که در آن :

D_l : تغییر شکل طولی سیستم ناشی از زلزله‌ی بدون مهار

A : ضریب شتاب (مطابق نقشه‌های لرزه‌ای منطقه‌ای)

T : پریود اصلی ارتعاش محاسبه شده با استفاده از وزن بخش مجاور به اتصال با سختی سیستم بدون مهار

S : ضریب محل (مطابق آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای)

W : وزن بخش مجاور به اتصال (KN)

k_u : سختی سیستم بدون مهار (KN/mm) از مر حلهٔ ۲- الف

برای بخشهای قوسی پل، در ابتدا تغییر شکل عرضی در درز به خاطر زلزله عرضی با استفاده از یک تحلیل مجزا محاسبه شده و سپس محاسبه مقدار باز شدن طولی درز در اثر این جابجایی عرضی با استفاده از رابطهٔ زیر محاسبه می شود:

$$G_{h=D} t \ \frac{L}{2R} \qquad (٦-٤)$$

که در آن :

G_h: نصف فاصلهٔ آزاد انتهای المان مجاور قوس

D_t : تغییر شکل عرضی المان ناشی از زلزله

L : طول المان

R: شعاع المان قوسی

معادلهٔ بالا برای زمانی که L از R کمتر بوده صادق است؛ و در دیگر موارد رابطهٔ دقیقتری برای h باید استفاده شود.

برای اجزای قوسی، فاصله باز شوی کلی از درز ناشی از زلزله‌ی عرضی بوسیله اضافه کردن نصف فاصله از انتهای ۲ المان کنار هم به دست می‌آید:

$$G_t = G_{h1} + G_{h2} \qquad (۷-٤)$$

که در آن:

G_t: باز شدگی آزاد کل ناشی از زلزله‌ی عرضی

G_{h1} و G_{h2}: نصف بازشدگی آزاد درز بر اساس معادله‌ی (٤-٦)

مرحلهٔ ۲- ج محاسبه‌ی حداکثر بازشدگی درز، (D_{eq})، با ترکیب اثرات جابجایی‌های طولی و عرضی

D_{eq}: تغییرشکل سیستم بدون مهار ناشی از زلزله که حداکثر دو مقدار $D_l+۰/۳G_t$ و $۰/۳D_l+G_t$ می‌باشد.

مرحلهٔ ۳- مقایسه تغییر شکل‌های مرحلهٔ ۱ و ۲ و تعیین مرحلهٔ بعدی رفتار

مقایسه‌ی تغییر شکل کنترل‌کننده‌ی ناشی از زلزله از مرحله‌ی ۲- ج با حداکثر تغییر شکل مجاز مهار از مرحله۱- الف که اگر Deq کمتر از Dr باشد آنگاه حداقل مقدار مهار مورد نیاز خواهد بود. تهیه حداقل دو کابل مجزا در عرض درز و قراردادن آنها به نزدیکترین بخش انتهایی خارجی پل نیاز می‌باشد. اگر Deq به مقدار قابل ملاحظه‌ای بیشتر از Dr باشد، آنگاه تعداد زیادی مهار مورد نیاز می‌باشد.

مرحلهٔ٤- تعیین مقدار مهارهای مورد نیاز

$$N_r = K_u (D_{eq} - D_r) / (F_y . A_r) \qquad (۸-٤)$$

که در آن :

N_r : مقدار مهارهای مورد نیاز

K_u : سختی سیستم بدون مهار با استفاده از مرحلهٔ ۲- الف

D_{eq} : حداکثر تغییر شکل ناشی از نیروهای زلزله با استفاده از مرحله ۲- ج، (حداکثر دو مقدار هر طرف درز در نظر گرفته می‌شود)

D_r = حداکثر تغییر شکل مهار بر اساس مرحلهٔ۱- الف

F_y = تنش جاری شدن که ۱۲۰۰Mpa برای کابلها و ۸۲۵Mpa برای میله‌ها می‌باشد.

A_r = سطح یک مهار که به شرح ذیل می‌باشد:

کابلهایی به قطر ۱۹ میلی‌متر = ۱٤۳ میلی‌متر مربع

میله‌هایی به قطر ۲۵ میلی‌متر= ٥٤۹ میلی‌متر مربع

میله‌هایی به قطر ۳۲ میلی‌متر= ۸۰۷ میلی‌متر مربع

میله‌هایی به قطر ۳۸ میلی‌متر= ۱۰۲۰ میلی‌متر مربع

مرحلهٔ۵- کنترل تغییر شکل سیستم مهاری و اصلاح فرضیات مهار و یا ستونها در صورت نیاز

مرحلهٔ۵- الف تعیین تغییر شکل سیستم مهار براساس حداکثر مقادیر محاسبه شده از معادلات ذیل:

$$D_t = ASW/TK_t + 0.3\,(G_t) \qquad (۹-٤)$$

$$D_t = 0.3ASW/TK_t + G_t$$

که در آن:

D_t = تغییر شکل سیستم مهاری

A = ضریب شتاب

T = پریود اصلی ارتعاش

S = ضریب محل

W = وزن جز المان

K_t = سختی کل سیستم مهاری که برابر $K_u + K_r$

K_u = سختی سیستم بدون مهار

$$K_r = F_y(N_r)\, A_r/D_r \qquad (۱۰-٤)$$

که در آن:

F_y : تنش تسلیم، که برابر ۱۲۰۰ *Mpa* برای کابلها و ۸۲۵ *Mpa* برای میله‌ها می‌باشد.

N_r = تعداد مهارها

A_r = سطح یک مهار که مشابه مرحلهٔ قبل می‌باشد.

D_r = حداکثر تغییر شکلها مهار از مرحلهٔ (۱- الف)

مرحلهٔ ۵- ب شیوهٔ سازگاری

اگر تغییر شکل سیستم مهار شده *Dt* برابر با تغییر شکل مجاز مهار *Dr* نباشد، یک شیوه سازگاری تغییر مکان باید مورد استفاده قرار گیرد. معمولاً این سازگاری بوسیلهٔ تغییر تعداد مهارها صورت می‌گیرد؛ ولیکن فاصله‌ها گاهی اوقات برای تأمین شرایط سازگاری کم، مورد استفاده قرار می گیرند[۳].

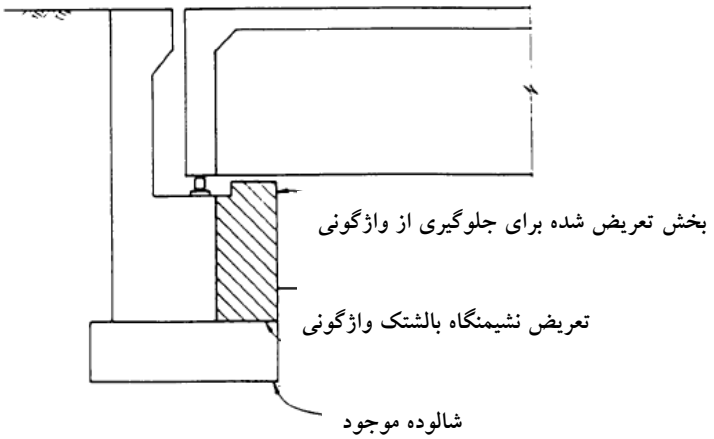
٤-۳- تعریض نشیمنگاه بالشتک

تعریض نشیمنگاه بالشتک ممکن است به عنوان یک روش مقاوم سازی در زمانی که مهار کردن حرکت به مقدار کافی برای جلوگیری از آسیب دیدن تکیه‌گاه در بالشتکها غیر اجرایی است، مد نظر قرار می‌گیرد. اگر نشیمنگاه در کوله‌ها قرار داشته باشند، این تعریض باید به طور مستقیم روی پی تکیه داده شود همانطور که در شکل٤-۱۹- نشان داده شده است[۳].

مهار نشیمنگاه بالشتک در وجه قائم بتنی موجود با میخ یا پیچ مهاری از اطمینان مناسبی برخوردار نیست، زیرا نیروهای عمودی و افقی بزرگی به نشیمنگاه بالشتک وارد می‌شود که در این حالت، بالشتک روسازه به ناحیه‌ی تعریض شده حرکت می‌کند.

بالشتک‌های قدیمی زیادی توسط صفحات بزرگ واحد مهار شده‌اند که به زیر بال پائینی تیر اصلی متصل شده است. باید فاصله ایمنی کافی برای این صفحه که حرکت آزادانه روی بخش اضافه شده‌ی نشیمنگاه بسط یافته، وجود داشته باشد؛ و از برخورد یا مداخله با

بسط نشیمنگاه جلوگیری کند. اگر نشیمنگاه بالشتک تعریض شده باشد، عرضشان باید به حداقل عرض نشیمنگاه توصیه شده در بخش‌های قبل، افزایش یابد. این عرضهای توصیه شده، احتمال حرکات نسبی در بالشتکها را ناشی از پاسخ غیر ارتجاعی کلی پل، احتمال حرکت مستقل بخشهای مختلف زیر سازه و چرخش خارج از صفحه‌ی کوله‌ها و ستونها ناشی از حرکت موج سطحی را انعکاس می‌دهد[۳].



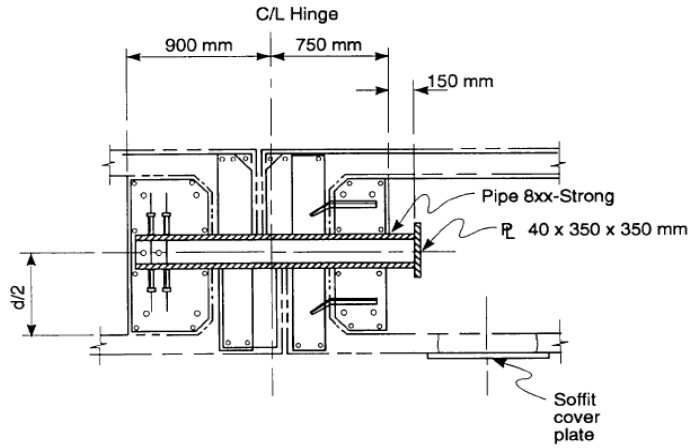
شکل ٤-۱۹- تعریض نشیمنگاه در کوله [۳]

در زمان حرکت نشیمنگاه بالشتک حین یک زلزله‌ی شدید به ناحیه تعریض شده، باید بار قائم ناشی از بار مرده به همراه بار زنده‌ی حداکثر یا بار مرده بهمراه بار افقی معادل حاصلضرب بار مرده و ضریب شتاب، در طراحی نشیمنگاه در نظر گرفته شود. این نیروهای طراحی بیان کننده‌ی نیروهای بزرگی به نشیمنگاه بالشتک است که ممکن است در حین زلزله، تحت تأثیر آنها قرار گیرد که به مقدار کافی برای خرابی نشیمنگاه بالشتکها بزرگ است. برای بارگذاری دو شرط زیر توصیه شده است:

– اول اینکه نیروهای عمودی با در نظر گرفتن اثرات ضربه بصورت تشدید بار به بالشتک اعمال شود.

– دوم اینکه بارهای عمودی و افقی در زمانی که روسازه روی نشیمنگاه تعریض شده بالشتک قرار می‌گیرند و هنوز حرکات ناشی از زلزله وجود دارد برای طراحی در نظر گرفته شود.

برای نشیمنگاه‌ها در مفاصل میان دهانه‌ای، لوله‌های مخصوص برای افزایش ظرفیت عرضی نشیمنگاه مورد استفاده قرار می‌گیرد، که جزئیات معمولی آن در شکل٤-۲۰ نشان داده شده است[۳].

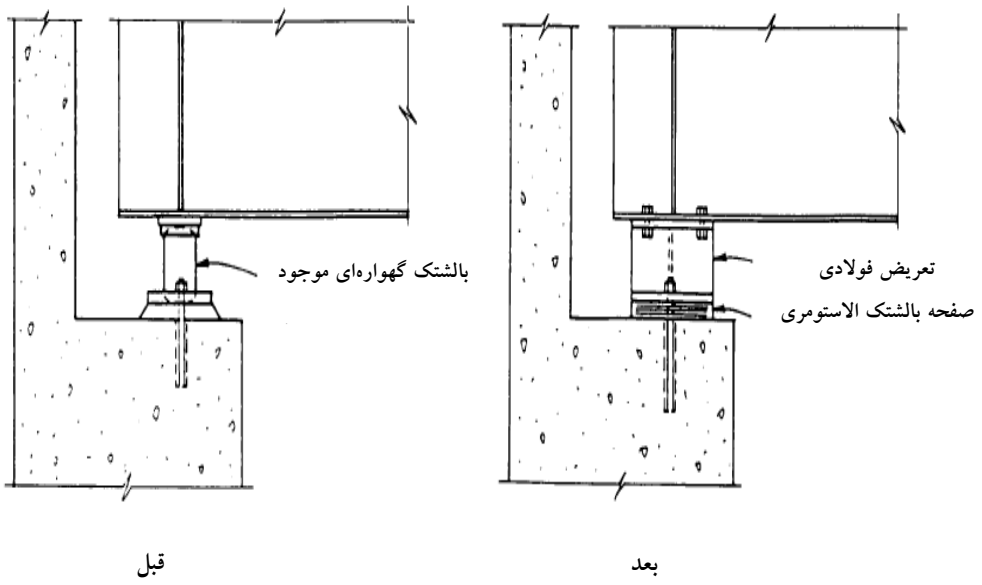


شکل٤-۲۰- تعریض نشیمنگاه لوله‌ایی در دهانه‌های مفصلی [۳]

٤-٤- تعویض بالشتک

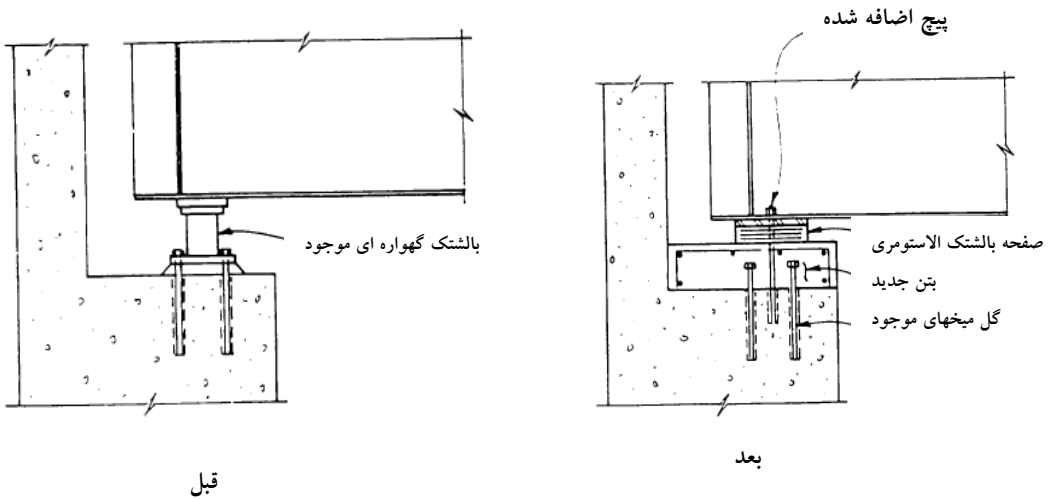
تعویض بالشتکها در صورتیکه گسیختگی‌هایشان به ریزش یا عدم کارایی روسازه منتج شود، باید بعنوان یک روش مقاوم سازی مد نظر قرار گیرند. انواع بالشتکهایی که به طور ضعیف در زلزله‌های قبل رفتار کرده‌اند در شکل٤-۲۱ نشان داده شده است. هنگامیکه این بالشتکها حضور داشته باشند، توجه باید برروی جایگزینی آنها متمرکز شود. بالشتکهای فلزی گهواره‌ای به طور خاص آسیب‌پذیر نسبت به خسارت حین زلزله هستند. این نوع بالشتک اولین کاندید برای جایگزینی بوسیله بالشتکهای مقاوم لرزه‌ای از قبیل صفحات بالشتک الاستومری یا برای مقاوم کردن بوسیله دیگر تجهیزات می‌باشد. بالشتکهای گهواره‌ای

بلند بوسیله‌ی بالشتک فلزی پیش ساخته مونتـاژ و صـفحات بالـشتک الاسـتومری جـایگزین می‌شود. ضخامت بالشتک فلزی مونتاژی به مقداری تنظیم شده که از سطح روسازه محافظت کند، و حرکت چرخش و انتقال در بالشتک را فراهم نماید. بعضی از جزئیات برای ایـن نـوع مقاوم سازی، در شکل٤-۲۱ نشان داده شده است [۳].



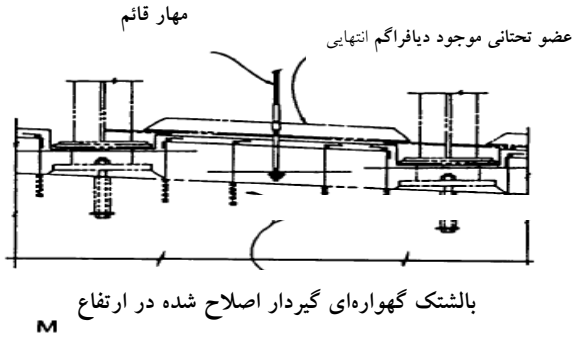
شکل ٤-۲۱- جایگزینی بالشتک گهواره‌ی با استفاده از تعریض فلزی [۳]

مسئله محتمل دیگر برای جایگزینی بالشتکهای فلزی گهواره‌ای در شـکل٤-۲۲ نـشان داده شده است. در این حالت، از یک کلاهک بتنی برای بالا آوردن اختلاف تراز بتنی بالشتک جایگزین شده و بالشتک گهواره‌ای فلزی اولیه اسـتفاده مـی‌شـود. بـا ایـن روش جـایگزینی، کلاهک بتنی را می‌توان در تراز بالاتر بین تیرهـای اصـلی بـرای تـأمین کلیـد برشـی عرضـی ساخت. بعلاوه حرکت عمودی می‌تواند به وسیله کلاهک بتنی جدید مهار شود.



شکل ٤-۲۲- جایگزینی بالشتک گهواره‌ای با استفاده از تعریض بتنی[۳]

در بالشتکهای گیردار اغلب مدفون‌کردن کامل پایه ستون در بتن مناسب‌تر است بطوریکه در شکل٤-۲۳- نشان داده شده است، زیرا از گسیختگی برشی و واژگونی بالشتکها جلوگیری خواهد کرد. بعلاوه اگر دهانه‌ها از روی بالشتکها حرکت کنند، کلاهک بتنی از فروریزش پل جلوگیری خواهد کرد[۳].



شکل٤-۲۳- مقاوم سازی بالشتک گیردار با جایگزین بتنی[۳]

باید به این نکته توجه کرد که بالشتکهای جایگزین در انتهای متحرک و گیردار تیر، باید از نوع مشابه باشد تا چرخش انتهای تیر به صورت مشابه و متقارن صورت گیرد. جایگزینی بالشتکهای مقاوم شده و مشارکت مؤلفه‌های مهاری باید قادر به مقابله با نیروهای طراحی عمودی، عرضی و طولی تعیین شده از تحلیل باشد. برای پلهای تک دهانه یا پلهای معمولی در دسته عملکرد لرزه‌ای B، تحلیل نیاز نمی باشد و حداقل نیازهای زلزله بالشتک همانطور که در بخشهای قبل توضیح داده شده برای نیروهای طراحی به کار می‌رود. همچنین ظرفیت پایه ستونها یا تکیه‌گاه نشیمنگاه بالشتک تعویض شده باید در مقابل نیروهایی که از انتقال بالشتک جدید به وجود می‌آید کنترل شود. تأمین نشیمنگاه موقت بالشتک جایگزین یا تکیه‌گاه در زمانی که بالشتک در حال جایگزین شدن می‌باشد، ضروری خواهد بود [۳].

٤-٥- بهسازی به روش سیستم‌های محافظت در برابر زلزله

دو سیستم نوین برای اتصالات وجود دارد که شامل: میراگرها و ایزولاتورها می‌باشد، که با استفاده از این تجهیزات اتلاف انرژی در سیستم افزایش می‌یابد. در این بخش کلیاتی از این فناوری جدید تشریح شده، لذا برای جزئیات بیشتر به مراجع [۲و۲۲] رجوع گردد.

٤-٥-١- مفهوم ایزولاسیون لرزه‌ای

ایزوله کردن سازه‌ها در برابر اثرات مخرب زلزله، ایده‌ی چندان جدیدی نمی‌باشد، ابداع ایزولاسیون لرزه‌ای در آغاز قرن حاضر به ثبت رسیده است، اما تاکنون، تعداد اندکی از سازه‌ها با استفاده از این تکنیک ساخته شده‌اند. نگرانی‌های اولیه در این روش بر روی وقوع تغییر مکانهای کنترل نشده متمرکز شده بود. اما این مسئله با پیشرفت موفق تجهیزات جذب کننده‌ی انرژی مکانیکی، بطورکامل پوشش داده شده است. هنگام استفاده از یک وسیله منعطف نظیر بالشتک الاستومری یا صفحه‌ی لغزنده شده، جذب‌کننده انرژی می‌تواند پاسخ سازه‌ی ایزوله شده را با محدود کردن تغییر مکانها و نیروها کنترل کند. تمایل به استفاده از جداسازی لرزه‌ای به عنوان روشی مؤثر در محافظت لرزه‌ای پلها در هنگام وقوع زلزله در سالهای اخیر گسترش یافته است.

امروزه، صدها پل در نیوزلند، ژاپن، ایتالیا و ایالات متحده وجود دارند که از اصـول و فن‌آوری جداسازی در طراحی لرزه‌ای آنها استفاده شده است.

هدف اصلی جداسازی لرزه‌ای، افزایش پریود اصلی ارتعاش پـل بـوده تـا در معـرض نیروهای لرزه‌ای کوچکتری قرار گیرد. بهرحال، کاهش در مقدار نیرو با افزایش نیاز جابجـایی پل توام خواهد بود که باید در محدوده منعطف سازگار با دیگر اجزای پل قرار گرفته باشد. از سوی دیگر، پلهای با پریـود طـولانی مـی‌تواننـد بـصورت زنـده تحـت بارهـای سـرویس و بهره‌برداری قرار گیرند. به همین دلایل، میرایی اضافی اغلب در هنگـام پریـود طـولانی پـیش بینی می شود. در این روش افزایش های جابجایی می تواند کنترل شود در حالی که در همان لحظه، سختی در برابر بارهای بهره‌برداری می‌تواند ایجاد شود. مطالعات نشان مـی‌دهنـد کـه قیمت تجهیزات مورد نیاز جداسازی با صرفه جویی در مصالح روسازه و پی (بخاطر نیروهای کاهش یافته) و همچنین کاهش درازمدت هزینه‌های تعمیر پل در آسیب‌هـای لـرزه‌ای جبـران می‌شود[۳]. بر این اساس سه مولفه اصلی در سیستم جداسازی لرزه‌ای پل وجـود دارنـد کـه عبارتند از:

- پایه نرم بطوری که بتوان پریود ارتعاشی پل را به اندازه کافی بـرای کـاهش پاسـخ نیـرو افزایش داد.
- میراگر یا جذب کننده انرژی بطوری که تغییر شکلهای نسبی در طول پایه نرم را بتوان به یک تراز مشخص طراحی محدود کرد.
- وسیله‌ای برای ایجاد صـلبیت تحـت بارهـای بهـره‌بـرداری همچـون بـاد و نیـرو ناشـی از ترمز

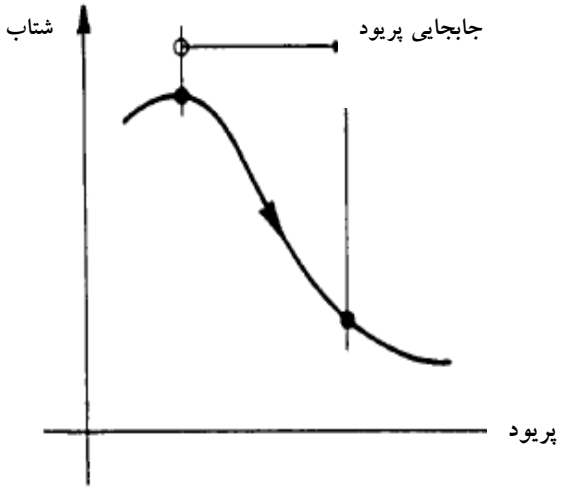
٤-٥-٢- نرمی

بالشتک الاستومریک تنها وسیله‌ی افزایش انعطاف‌پذیری یک سازه نیست اما بدون شک به نظر می‌رسد که عملی‌ترین گسترده‌ترین کاربرد را دارد. پاسخ نیروی ایده‌آل با افزایش پریود (نرمی) بصورت شماتیک در نمودار پاسخ شتاب شکل٤-٢٤ نشان داده شده است. کاهش در برش پایه بگونه‌ای روی می‌دهد که گویی دامنه‌ی تناوب ارتعاشی سازه افزایش یافته است.

محدوده‌ایی که این نیروها کاهش می‌یابند، اساساً به ماهیت حرکت زمین در زلزله و پریود اصلی سازه بستگی دارد. بهرحال، چنانچه در بالا ذکر شد، نرمی اضافی که برای افزایش پریود سازه مورد نیاز است، موجب تغییر مکانهای نسبی بزرگ در طول پایه نرم خواهد شد. شکل٤-٢٥ یک منحنی پاسخ تغییر مکان ایده آل از تغییر مکانهایی که با طولانی شدن پریود سازه، افزایش می‌یابند، نشان می‌دهد[٣].

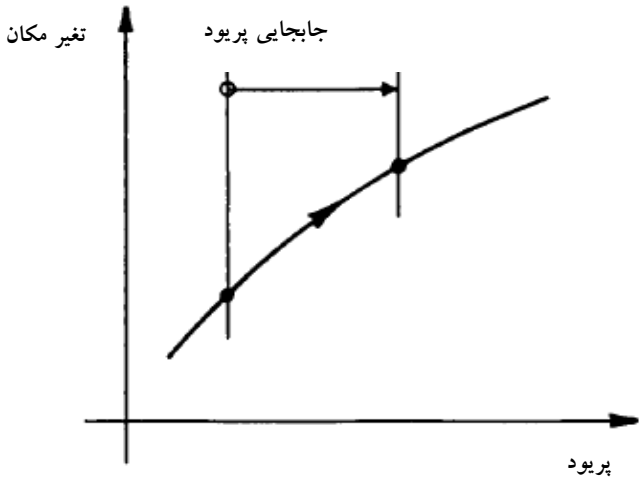
٤-٥-٣- جذب کننده انرژی

اگر میرایی قابل توجهی در سطح جداسازی به سازه اضافه شود، می‌توان تغییر مکانهای نسبی بزرگ را کنترل کرد. این مسئله بصورت شماتیک در شکل ٤-٢٦ نشان داده شده است. در این شکل، اثرات ملایم میرایی بالاتر نیز بصورت شماتیک نشان داده شده است. یکی از مؤثرترین روشهای فراهم کردن سطح بالای میرایی جذب انرژی چرخه‌ای است. عبارت چرخه‌ای از موازنه بین منحنی بارگذاری و بار برداری تحت یک بارگذاری تناوبی ناشی می‌شود.



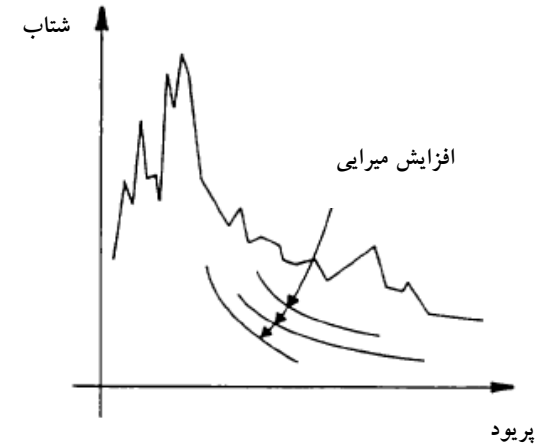
طیف پاسخ شتاب

شکل٤-٢٤- نمودار ایده‌ال پاسخ نیرو [۳]

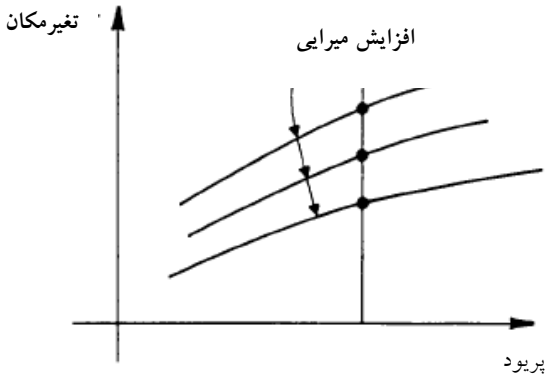


طیف پاسخ تغیر مکان

شکل٤-۲۵- نمودار ایده ال تغییر مکان [۳]



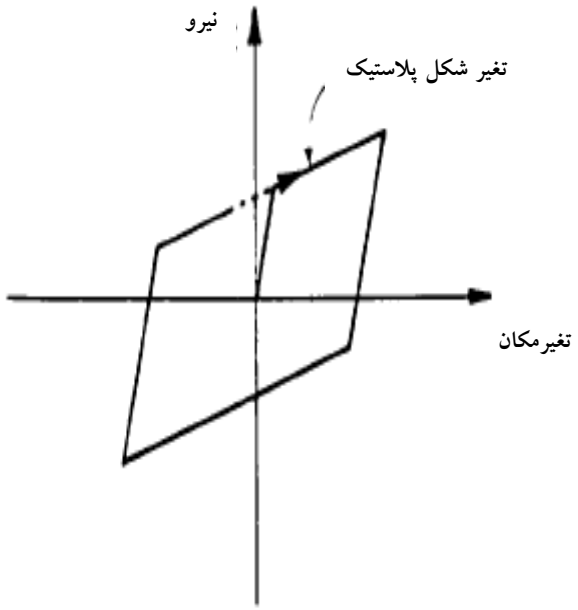
طیف پاسخ شتاب



طیف پاسخ تغیرمکان

شکل٤-٢٦- نمودار پاسخ افزایش میرایی [۳]

انرژی بازیافت نشده، معمولاً طی باربرداری در سیستم بصورت انرژی گرمایی از بین می رود. شکل٤-۲۷ یک چرخه‌ی ایده آل تغییر مکان- نیرو را نشان می‌دهد؛ که در آن ناحیه محصور میزان انرژی تلف شده طی یک تناوب است. تجهیزات مکانیکی خاصی، با بهره‌گیری از تغییر شکل نرم فولاد و یا فراهم نمودن چنین رفتاری ساخته شده است. میله‌های فولادی نرم درپیچش، کنسول‌ها در خمش و تجهیزات اکستروژن سربی آزمایش و بهسازی شده و هم اکنون در تعداد زیادی از پلها استفاده می‌شوند. بالشتکهای سرب- لاستیک (الاستومریک) نیز ساخته شده و در کشورهایی همچون نیوزلند، ژاپن، ایتالیا و ایالات متحده آمریکا استفاده می‌شوند[۳].



شکل٤-۲۷- چرخه ایده‌ال بارگذاری و باربرداری

٤-٥-٤- صلبیت تحت بارهای جانبی کم

زمانی که نرمی جانبی برای بارهای بزرگ لرزه‌ای مناسب است، پر واضح است که داشتن یک سیستم سازه‌ای که تحت بارهای دینامیکی نظیر: بار، باد و یا بار ترمز ارتعاش کند، مطلوب ما نیست. جذب کننده‌های انرژی مکانیکی ممکن است برای فراهم‌کردن صلبیت در بارهای سرویس با استفاده از سختی الاستیک اولیه بالای خود به کار برده شوند. در مقابل، برخی از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای از وسیله‌ای مجزا برای مقاومت در برابر باد استفاده می‌کنند، بعنوان نمونه: عضو صلبی که برای شکستن در سطح بار جانبی معینی طراحی شده است[۳].

مراجع

1-American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO),"Standard Specification for Highway Bridges", 16th Edition, Washington, D.C., 1996.

2-Priestley, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", 1996, Seible & Calvi.Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc. New York, NY 1996.

3-FHWA, "Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridge", Publication No.FHWA-RD-94-052, Mclean, VV.May 1995.

4-Montana Department of Transportation,"Structural Design, Volume II: Criteria for The Structural Dedign of Bridges", August 2002.

5- Caltrans,"Seismic Design Criteria", Version1.1, July 1999.

6- Caltrans Interim Memo to Designer."Bridge Retrofit Procedure", April 1992.

7- Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC).

8- Denis Mitchell, Michel Bruneau,"Seismic Design Provisions-The Canadian Highway Bridge Design Code", University of Ottawa.

9- European Standard, "Eurocode8: Design of Structure for Earthquake Resistance, Part2: Bridge", Final Project Team Draft, January 2003.

10- Pinto.p.e.,"Eurocode8 part2: Earthquake Resistance Design of Bridge", Proc.1st, Workshop on Seismic Design of Bridge, 1995.

11- British Columbia Ministry of Transportation,"Manual of Bridge standard & procedures".

12- H.Hausammann,"Seismic Bridge Design According to Eurocode8 and SIA160", Department of Civil Engineering, Switzerland.

۱۳- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن،"آیین نامه طرح پلهای شوسه و راه آهـن در برابـر زلزله" ابلاغیه‌ی شماره‌ی ۲۰۱۹٦، ۱۳۷٤.

14- ATC,"Improved Seismic Design Criteria for California Bridge: Provisional Recommendations", ATC32, Applied Tech. Redwood City, CA, USA, 1996.

15- American Association of State Highway Transportation Officials(AASHTO),"Guide Specification for Seismic Isolation Design ",1991.

16- California Department of Transportation. "Bridge Memo to Designers-Seismic Design Methodology", Sacramento, CA, USA, 1999.

17-Kazuhiko Kawashima,"Seismic Design and Retrofit of Bridge"Department of Civil Engineering, Tokyo Institue of Technology.

۱۸- مؤسسه‌ی بین المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله،"تأثیرسیـستم‌هـای لـرزه جـدایش بررفتار دینامیکی پلها دربرابرزلزله"، دکتر محسن تهرانی زاده، ۱۳۷٤.

19- Priestley, M.J., N., Seible, F., and Chai, Y.H., "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance", Report No. SSRP-92/01, Dept. Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, 1992, 266 pp.

۲۰- "طراحی پل"، شاپور طاحونی، جلد دوم.

21- Trevor E. Kelly, S.E. Holmes Consulting Group Ltd "Base Isolation of Structures" Design Guidelines, July 2001.

22- Skinne, R.G., W.H., Robinson, and G.H., McVerry, "An introduction to seismic isolation", Wiley, New York, 1993.

پیوست- ۱ « واژه نامه فنی»

Abutment	کوله
Assessment	ارزیابی
Abutment Fill	خاک ریز کوله
Amplification	بزرگنمایی (تشدید)
As – Built	حین ساخت (چون ساخت)
Angle	زاویه
Anchorage	مهار (پیچ و مهره)
Bridge Classification	طبقه‌بندی پل
Back Fill	خاک‌ریز پشت بنددار
Bed rock	سنگ بستر
Bracket	دستک
Bolster	تکیه گاه عمودی
Compliance criteria	معیار پذیرش
Capacity	ظرفیت
Cantilever	کنسول
Cap	کلاهک
Collapse	فروریزش
Connections	اتصالات
Confine	محصور شدن
Cover Plate	ورق پوشش
Cohesionless	بدون چسبندگی
Clay	رس
Compact Sand	ماسه فشرده
Concrete Deck	عرشه بتنی

Cap Beam	تیر بالاسری
Curved Bridge	پل منحنی شکل
Coredhole	حفره‌ی سوراخ شده
Deck	عرشه
Ductility	شکل پذیری
Demand	نیاز
Demand Capacity Ratio (D.C.R)	نسبت ظرفیت به نیاز
Detailed Evaluation	ارزیابی دقیق
Dead Load	بار مرده
Deflection	تغییر شکل
Expansion Join	درز انبساط
Elastic	ارتجاعی
Expansion Rocker Bearing	باتشتک گهواره ای انبساط
Extension	توسعه، افزایش
Electrometric Bearing	تکیه‌گاه یا بالشتک الاستوری
Elevation	تراز
Energy Dissipation	اتلاف انرژی
Equivalent Strength	مقاومت معادل
Failure	گسیختگی
Foundation	پی
Footing	شالود
Flexibility	انعطاف پذیری–نرمی
Friction Damper	میراگراصطکاکی
Fixed	گیردار
Flexural Confinement	محصور شدگی خمشی
Fundamental Period	پریود اصلی

Gravel	شن
Gap	فاصله
Gravel Drain System	سیستم زه کشی شنی
Girders	شاه تیرها
Hysteretic	چرخه ای- تاریخچه ای
Hinge	مفصل
Horizontal Movement	حرکت افقی
Inspectian	بازرسی
Low Earthquake	زلزله کوچک (با شدت کم)
Loss of Support	از دست رفتن (خرابی) تکیه گاه
Liquey Faction	روانگرایی
Longitudinal Behavior	رفتار طولی
Live Load	بارزنده
Lateral Strength	مقاومت جانبی
Link Beam	تیر رابط
Load Case	حالت بارگذاری
Manual	دستورالعمل
Moderate Earthquake	زلزله‌ی متوسط
Multi Column Bents	قابهای چند ستونه
Maximum Transverse Column Dimension	حداکثر بعد عرضی ستون
Modules of Elasticity	مدول الاستیسیته
Spectral Method Multi-Mode	روش طیفی چند مودی
Moment Resisting Nominal	ممان گیر
Over Lay	اندود، پوشش
Orthogonal Elastic Seismic Force	نیروی لرزه‌ای ارتجاعی متعامد

Over Turning	واژگون
Revisions	مقرارت
Piles	شمع
Pier	پایه
Preliminary Screening	بازدید اولیه
Procedure	شیوه
Process	روند
Priority Index	معیار اولویت
Positive Tie	بست
Pinned	مفصلی
Pedestal	ستونچه
Priestesses Wire Wrapping	سیستم (وایر) بافته شده پیش تنیده
Pipe Extender	لوله مخصوص
protective	محافظ
Quantitative	کمی
Qualitative	کیفی
Requirements	ملزومات
Redundancy	نامعینی
Retrofit	بهسازی
Risk	خطرپذیری
Restrainer	مهار
Rehabilitation	نوسازی
Retrofit Measures	تمیدات بهسازی
Replacement	جایگزینی
Rocker Bearing	بالشتک گهواره‌ای

Specifications	ملاحظات
Strength	مقاومت
Seat	نشیمنگاه
Settlement Slab	دال نشیمنگاهی
Seismic Rating System	سیستم درجه بندی لرزه‌ای
Seismic Hazard	خطرپذیری لرزه‌ای
Seism City	لرزه‌خیزی
Severe Earthquake	زلزله‌ی شدید
Seismic Performance Category	دسته عملکرد لرزه‌ای
Sliding Bearing	بالشتک لغزشی
Shear Failure	گسیختگی برشی
Shear Key	برشگیر
Spherical	کروی
Span	دهانه
Skew Bridge	پل کج
Slope Failure	گسیختگی شیب‌دار
Super Structure	روسازه
Simple Bearing	تکیه‌گاه یا بالشتک ساده
Shear Lcey	برشگر
Spine	چرخشی
Silt	لای
Stiff	سخت
Service Load	بار سرویس
Seismic Load	بار لرزه‌ای
Spectral Analysis Method	روش تحلیل طیفی
Single – Mode Spectrol Method	روش طیفی تک مودی

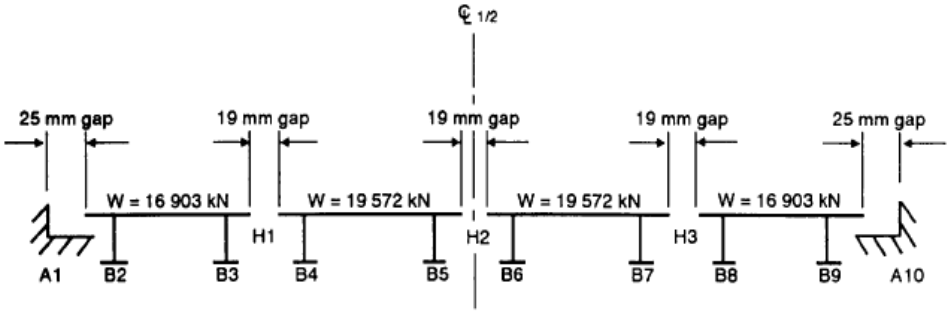
Seismic Response	پاسخ لرزه‌ای
Simplified	ساده شده
Seismic Isolation	جداسازی لرزه‌ای
Steel Jacketin	ژاکت فولادی
Site Coefficient	ضریب سایت
Supergirde	شاهتیر
Traffic Loading	بار ترافیک
Torsion	پیچش
Uniform-Load Method	روش با ر یکنواخت
Timate	نهایی
Vulnerability	آسیب پذیری
Vulnerability	نرخ آسیب پذیری

پیوست-۲ «مثال‌های عملی»

در این قسمت، دو مثال برای کاربرد روش Caltrans در طراحی مهارهـای کـابلی که در بخش‌های قبل تشریح شده بیان گردیده است. مرجع اطلاعات مصالح بـه کـار بـرده شده بر اساس راهنمای طراحی پل Caltrans شماره ١٤ در سال ١٩٨٩ می‌باشد[٣].

مثال یک: پل با سه درز بهسازی شده

مقطع طولی پل، مطابق شکل١-پ٢ می‌باشد که اطلاعات مربوط به درزهای انبساط و بار ناشی از وزن سازه داده شده است.



شکل١- پ٢- مقطع طولی مثال یک

اطلاعات و مشخصات پل به شرح ذیل می‌باشد:

اطلاعات لرزه‌ای

- $A=۰/٦g$
- بستر پل از آبرفت به عمق ٣ تا ٢٤ متر می‌باشد.

اطلاعات درز

- عرض نشیمنگاه ١٥٢ میلی‌متر
- نوع دیافراگم کف دال به ضخامت ١٧٢ میلی‌متر
- فاصله‌ی آزاد فیمابین ١٩ میلی‌متر

- مصالحی در محل درز وجود ندارد.
- درز دارای نشیمنهای فلزی است
- حداقل طول نشیمنگاهی مجاز ۷۵ میلی‌متر

اطلاعات کوله

- ابعاد کوله ۱۲/۱۹ متر عرض، و ۳/۰۵ متر ارتفاع
- فاصله آزاد درز کوله ۲۵ میلی‌متر
- در محل درز کوله مصالحی وجود ندارد.

ستونها

- تمامی ستونها دارای ۷/۳۲ متر طولی و ممان اینرسی طولی $0/276m^4$ می‌باشد.
- پایه‌های ستون دارای میلگرد وصله کمی بوده و پی آن ضعیف فرض شده است.
- ریشه‌ی همه ستونها خراب شده و به صورت مفصل در نظر گرفته می‌شود و همچنین ۵۰ درصد قسمت فوقانی ستونها نیز خراب شده فرض می‌گردد.

مهارها

طول حداقل= ۷۶۲ میلی‌متر در دیافراگم

۶۱۰ میلی‌متر در تکیه‌گاه

حداقل ۱۳۷۲ میلی‌متر

مهارهای با طول ۱/۵۲۴ متر و قطر۱۹میلی‌متر، بعنوان سعی اول در طراحی لحاظ می‌گردد. همچنین فاصله‌ی آزاد ۱۹ میلی‌متری، برای انبساط حرارتی پل در نظر گرفته شده است.

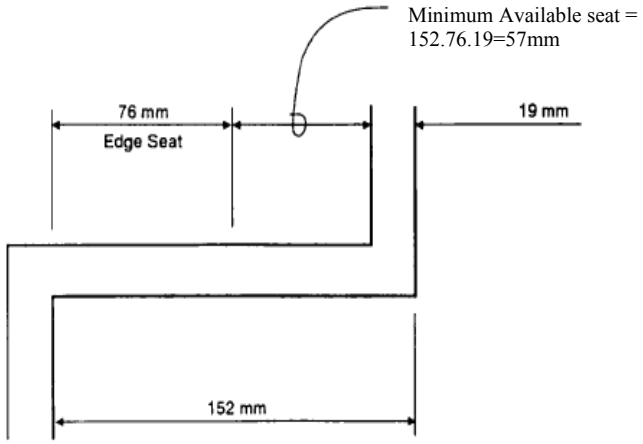
مرحله ۱- الف: محاسبهٔ حداکثر تغییر شکل مهار: D_r

برای کابل به طول ۱/۵۲۴ متر و فاصله آزاد ۱۹ میلی‌متر

$$D_r = D_y + D_g = \frac{1.21 \times 1.524 \times 1000}{69.57} + 19 = 46\,mm$$

مرحله ۱- ب: کنترل عرض نشیمنگاه

با توجه به شکل۲- پ۲ نشیمنگاه تا ۵۷ میلی‌متر اجازه حرکت می‌دهد و یا ۳۸ میلی‌متر (۳۸=۱۹-۵۷) کابل را به حرکت در می‌آورد.



شکل۲- پ۲- جزئیات نشیمنگاه

با احتساب فاصله‌ی آزاد ۱۹ میلی‌متر

$$\text{حداکثر طول کابل} = \frac{38\ (69\ .57\ )}{1.21\ (1000\ )} = 2.18\ \text{m}$$

جدول۱- پ۲- خلاصه اطلاعات مهار

طول (متر)	D_y (میلی‌متر)	D_g (میلی‌متر)	D_r (میلی‌متر)
۱/۵۲	۲۷	۱۹	٤٦
۲/۱۸	۳۸	۱۹	۵۷

مرحلهٔ۲- محاسبه تغییر شکل لرزه‌ای طولی مهارنشده

سختی یک واحد رو سازه $= \frac{3EI}{L^3} = \frac{3(22.41\times10^6\times(0.276)}{(7.32)^3\times1000}) = 47.31\frac{KN}{m}/unit$

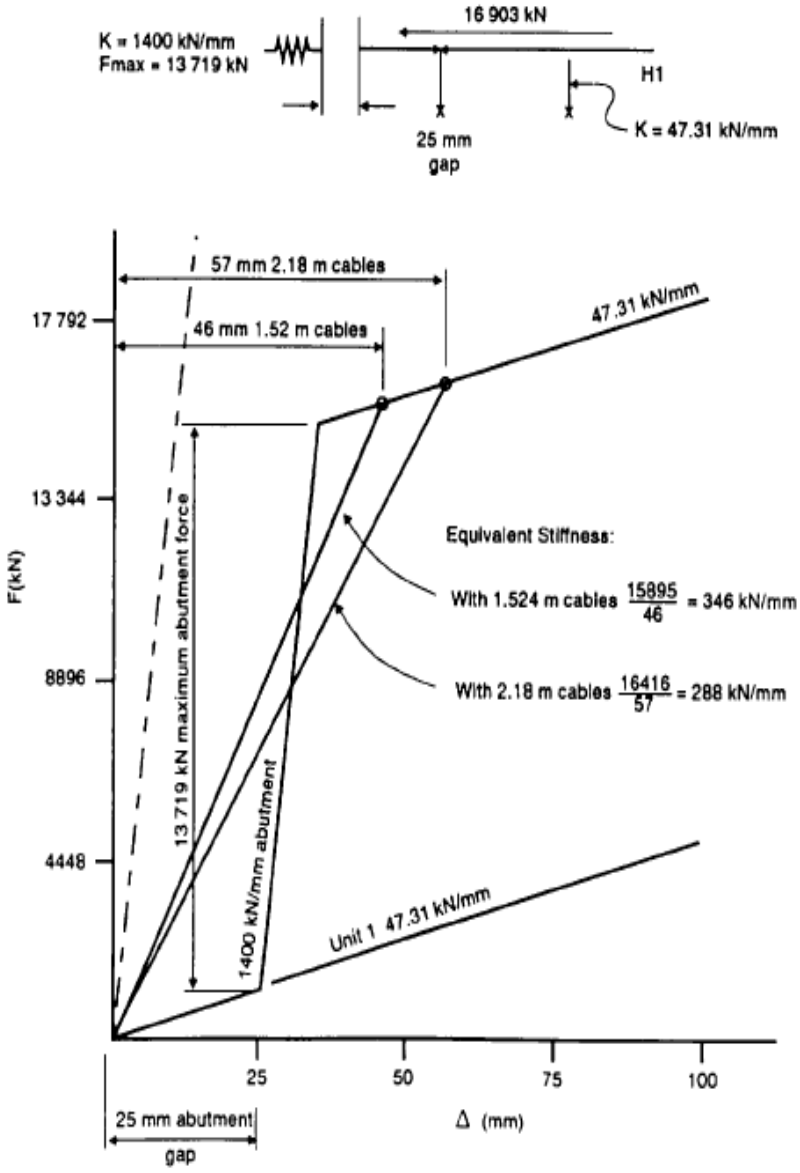
سختی کوله $= 114.91(12.19) = 1400\,KN/mm$

نیروی حداکثر کوله $= 369(12.19\times3.05) = 13719KN$

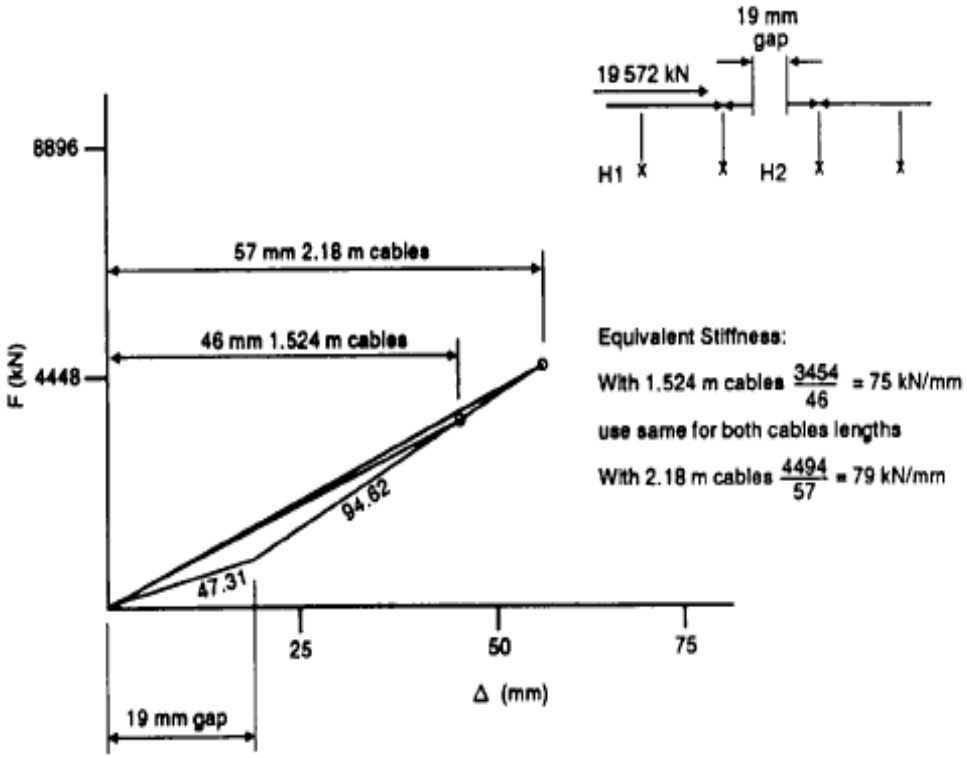
مرحلهٔ۲- الف- ارزیابی سختی سیستم ku

سختی مؤثر سیستم در سه حالت ذیل محاسبه می‌شود:

- قسمت اول: پل از درز اول به سوی کوله حرکت می‌کند. نمودار سختی در این حالت مطابق شکل۳- پ۲ خواهد بود.
- قسمت دوم: پل از درز اول به سوی قسمت سوم حرکت کند که نمودار سختی در این حالت مطابق شکل٤- پ۲ خواهد شد.
- قسمت دوم (یا سوم) از درز دوم، به سوی قسمت اول یا کوله حرکت کند؛ که نمودار سختی دراین حالت مطابق شکل۵- پ۲ خواهد شد.



شکل ۳-پ۲- حرکت قسمت اول پل از درز به سوی کوله



شکل٤-پ۲- حرکت قسمت دوم پل از درز یک به سوی قسمت سوم و محاسبه سختی

مرحلهٔ۲-ب محاسبه حداکثر تغییر شکل لرزه‌ای مهار نشده

قسمت اول پل به سوی درز اول حرکت کند:

$$W = 16903 KN$$

با کابل به طول ۱/۵۲٤ متر

$$k_u = 346 \, KN/mm$$

با کابل به طول۲/۱۸ متر

$$= 288 \, KN/mm$$

با کابل به طول ۱/۵۲٤ متر

$$T = 0.063\sqrt{\frac{W}{K\,u}} = 0.063\sqrt{\frac{1690\,3}{346}} = 0.45 \text{ sec}$$

با کابل به طول۲/۱۸ متر $= 0.063\sqrt{\frac{16903}{288}} = 0.49\,\text{sec}$

با کابلهای به طول ۱/۵۲٤متر ARS =۱/۷g (با استفاده از منحنی‌ها)

با کابلهای به طول۲/۱۸ متر ۱/٦٥g= کابلهای به طول ۱/۵۲٤متر

$$D_{eq} = \frac{ARS(W)}{Ku} = \frac{1.7(16903)}{346}$$

کابلهای به طول۲/۱۸ متر

قسمت دوم، پل از درز یک دور شود:

$$W = 19572KN$$

$$\frac{1.65\,(16903\ )}{288} = 97\ \text{mm}$$

برای هر دو کابل با طول ۱/۵۲٤و ۲/۱۸متر $K_u = 75\,KN/\text{mm}$

$$T = 0.063\sqrt{\frac{W}{Ku}} = 0.063\sqrt{\frac{19752}{75}} = 1.02\,\text{sec}$$

ARS= 0.93g

$$D_{eq} = \frac{ARS(W)}{Ku} = \frac{0.93(19572)}{75} = 243mm$$

قسمت دوم به سوی دور شدن از درز دوم باشد.

$$W = 19572kN$$

با کابل به طول۱/۵۲٤متر $Ku = 136\ KN/\text{mm}$

با کابلهای به طول۲/۱۸متر $= 320\ \text{k}\ N/\text{mm}$

$$T = 0.063\sqrt{\frac{W}{Ku}} = 0.063\sqrt{\frac{19572}{136}} = 0.75\,\text{sec}.$$

$$= 0.063\sqrt{\frac{19572}{320}} = 0.50\,\text{sec.}$$

برای کابلهای به طول ۱/۵۲٤ متر ARS=1.2g

برای کابلهای به طول ۲/۱۸ متر

کابلهای با طول ۱/۵۲٤ متر $D_{eq} = \frac{ARS\,(W)}{Ku} = \frac{1.2(19572)}{136} = 173\,mm$

کابلهای با طول۲/۱۸ متر $= \frac{1.7(19572)}{320} = 104mm$

مرحلهٔ۳ مقایسه تغییر شکلها

جدول ۲- پ۲- تغییر شکلها در مثال یک

درز	طول (متر)	D_{eq}	D_r	D_{eq}-D_r
۱	۱/۵۲٤	۸۳	٤٦	۳۷
۱	۲/۱۸	۹۷	۵۷	٤۰
۲	۱/۵۲٤	۱۷۳	٤٦	۱۲۷
۲	۲/۱۸	۱۰٤	۵۷	٤۷

مرحلهٔ٤- تعین تعداد مهارها

جدول ۳-پ۲- تعداد مهار مثال یک

درز	طول (متر)	D_{eq}- D_r	K_u	F_y (AR)	$N_r = \frac{k_u(D_{eq}-D_r)}{F_y\,(AR)}$	تعداد کابل ده رشته‌ای
۱	۱/۵۲٤	۳۷	۳٤٦	۱۷٤	۷٤	۸
۱	۲/۱۸	٤۰	۲۸۸	۱۷٤	٦٦	۷
۲	۱/۵۲٤	۱۲۷	۱۳٦	۱۷٤	۹۹	۱۰
۲	۲/۱۸	٤۷	۳۲۰	۱۷٤	۸٦	۹

کابل (۱۰-۸) رشته‌ای برای درز به طول ۱/۵۲٤ متـر در مفاصـل H_1 و H_3 اسـتفاده می‌شود و همچنین کابل(۱۰-۹) رشته‌ای برای درز به طول ۲/۱۸ متر در مفصل H_2 استفاده می‌شود.

مرحلهٔ۵- کنترل تغییر شکلها

محاسبهٔ K_r برای مهارها:

(کابل به طول ۱/۵۲٤ متر) $10 \times 8 = 80$

(کابل با طول ۲/۱۸متر) $10 \times 9 = 90$

(کابل به طول ۲/۱۸ متر) $k_r = \frac{F_y N_r A_r}{D_r} = \frac{174\times90}{57} = 275\, KN/m.$

(کابل با طول ۱/۵۲٤ متر) $= \frac{174\times80}{46} = 303\, KN/m.$

جدول٤-پ۲- کنترل تغییر شکلهای مثال یک

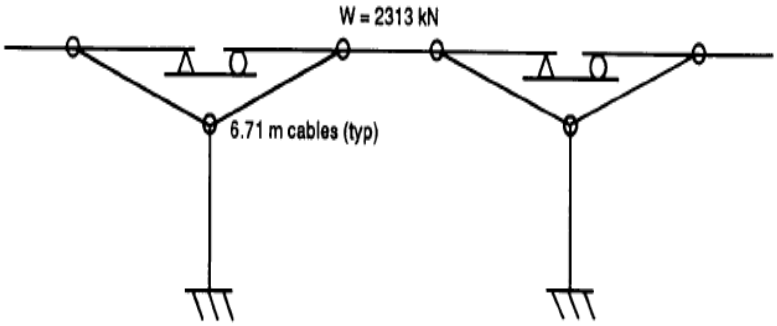
درز	w	K_u	k_r	$K_t = k_u + k_r$	$T = 0.063\sqrt{\frac{W}{KT}}$	ARS
۱	۱٦۹۰۳	۳٤٦	۳۰۳	٦٤۹	۰/۳۲	۱/۸۲ کیلوگرم
۲	۱۹۵۷۲	۳۲۰	۲۷۵	۵۹۵	۰/۳٦	۱/۷۸ کیلوگرم

$D_t = \frac{ARS(W)}{K_t} = \frac{1.82(16903)}{649} = 47mm \geq 46mm(D_r)$ مناسب است

$= \frac{1.78(19572)}{595} = 59mm \geq 57mm(D_r)$ مناسب است

مثال۲: پل با دهانه‌های چند گانه

همانطوری که در شکل٦–پ۲ نشان داده شده است، پل از دهانه‌های ساده با اتصالات مفصلی و درزهای ساده تشکیل شده‌اند .



شکل۵–پ۲- مقطع طولی مثال دوم

اطلاعات کلی پل برای بهسازی اتصال یا مهار به شرح ذیل می‌باشد:

اطلاعات لرزه‌ای

- ابعاد $A= ۰/۷_g$
- بستر پل از آبرفت به عمق ۳ تا ٢٤ متر می‌باشد.

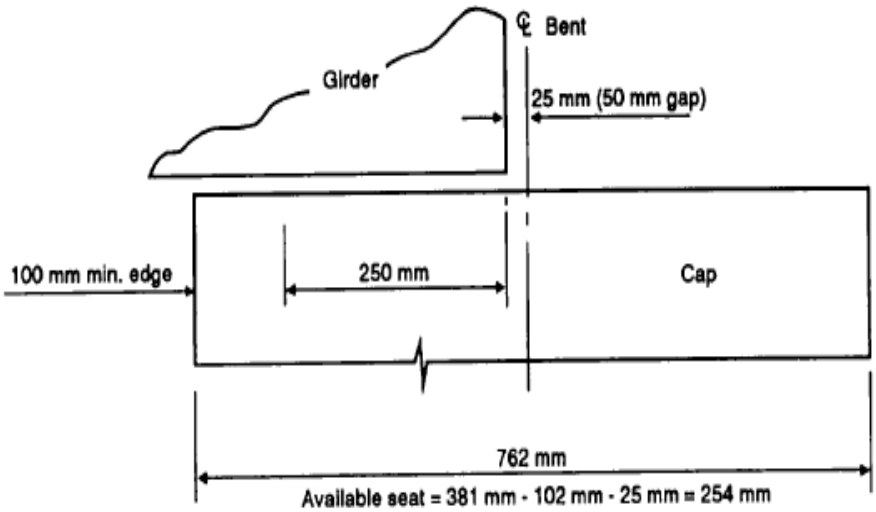
بالشتکها

فرض کنید بالشتکهای ثابت (گیردار) در راستای طولی مناسب نباشند.

توجه: اگر بالشتکها مناسب بودند، آنها می‌توانستند برای اضافه کردن سختی سیستم در راستای طولی به کار گرفته شوند). فرض کنید برشگیرها در راستای عرضی کنترل و مقاوم خواهند شد.

مهارها

- ٦/٧١ متر طول با فاصله آزاد درز ۱۳ میلی‌متر
- عرض نشیمنگاه در دسترس مطابق شکل ۷–پ۲ می‌باشد.



شکل ٦-پ۲- جزئیات نشیمنگاهی

• حداکثر تغییر شکل مهار (D_y):

$$D_y = \frac{F_{y.L}}{E} = \frac{1.21(6.71)(1000)}{69.57} = 117mm$$

D_g =13mm

D_r=130mm≤254^{mm} مناسب است

• سختی کل مهارها را، با ۲۰ کابل به عنوان سعی اول محاسبه می‌کنیم.

$$k_t = \frac{F_y.N_r(A_r)}{D_r} = \frac{1.21(20)(143)}{130} = 26.62\,{}^{kN}\!/_{mm}$$

$$T = 0.063\sqrt{\frac{2313}{26.62}} = 0.59\,\text{sec} \qquad \text{ARS=1.62g}$$

$$D_t = \frac{ARS(W)}{K_t} = \frac{1.62(2313)}{26.62} = 141mm \geq 130mm\,(8\%)$$

تعداد کابل یا طول آن باید اضافه شود که با ٢٤ کابل امتحان می‌کنیم:

$$k_t = \frac{1.21(24)(143)}{130} = 31.94\,kN/mm$$

$$T = 0.063\sqrt{\frac{2313}{31.94}} = 0.54\,\text{sec}$$

ARS=1.7g

$$D_t = \frac{1.7(2313)}{31.94} = 123mm \le 130mm$$ مناسب است

پس از ۲٤ کابل با طول ٦/۷۱ متر استفاده می‌شود.

توجه: بخاطر اینکه D_t کم است، این کابلها می‌توانند کوتاه‌تر شوند. براین اساس از ۲٤ کابل به طول ٦/۱ متر استفاده می‌شود:

$$D_y = \frac{6.1}{6.71}(117) = 106mm$$

۱۳ میلی‌متر= فاصله درز

D_r = ۱۱۹ میلی‌متر

$$k_t = \frac{1.21(24)(143)}{119} = 34.9\,kN/mm$$

ARS=1.78g

$$Dt = \frac{1.78(2313)}{34i9} = 118mm \le 119mm$$ مناسب است

بنابراین ۲٤ کابل به طول ٦/۱۰ متر مناسب است.

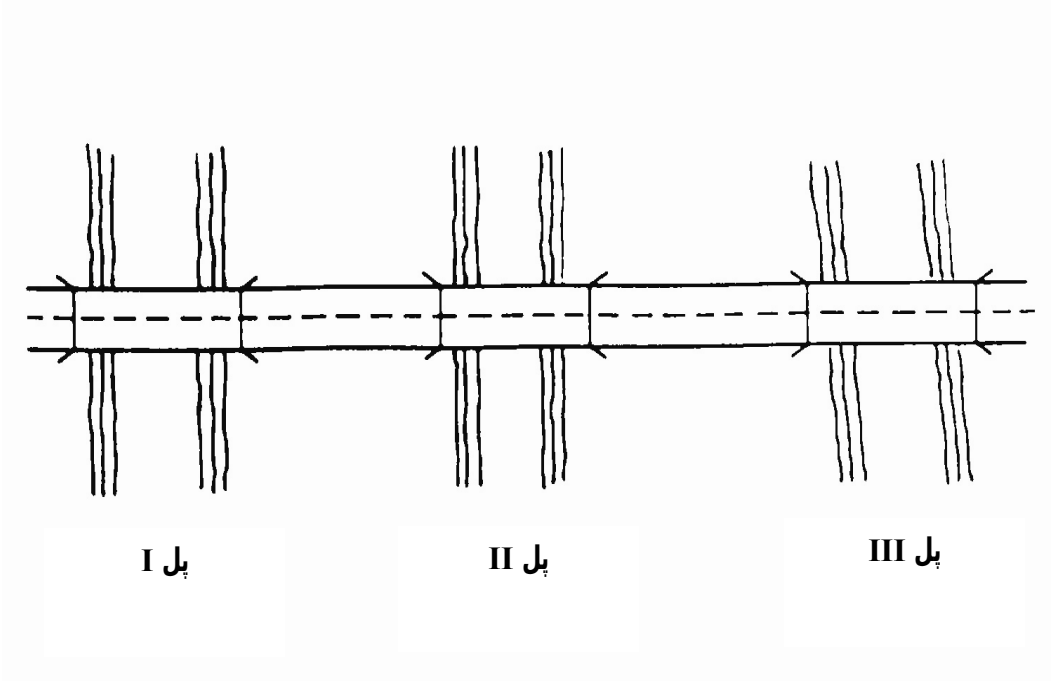
پیوست-۳ «پلهای سری و موازی»

فرض کنید پل I دارای رتبه بندی بالای لرزهای باشد و روی یک جاده مهم به طور سری با پلهای رتبه بندی پایین‌تر II و III از نظر لرزه‌ای قرارگرفته است، که اینها نیز آسیب‌پذیر به بارگذاری لرزه‌ای هستند اما در درجه پایین‌تری نسبت به پل I قرار گرفته‌اند. این موقعیت در شکل۱- پ۳ نشان داده شده است. همچنین در نظر بگیرید که هیچ راه انحرافی مناسبی برای این جاده وجود ندارد و هر کدام از پلها را می‌توان از نظر اقتصادی مورد مقاوم سازی قرار داد. توجه به مقاوم‌سازی پل با رتبه‌بندی بالاتر به تنهایی، یک نقطه از جاده را می‌تواند بهبود بخشد و برای جلوگیری از ریزش پلهای II یا III هیچ کاری نمی‌توان انجام داد و به دلیل صرفه جوئیهای ساخت و اجرا که می‌تواند بواسطه مقاوم سازی بیش از یک پل در یک منطقه جغرافیایی بطور همزمان به دست آید، پلهای II وIII که دارای رتبه‌بندی پایین‌تری از نظر مقاوم‌سازی هستند باید برای مقاوم‌سازی در نظر گرفته شوند. خلاف این حالت نیز ممکن است به وجود آید، اگر پل II یک رتبه‌بندی بالایی از نظر لرزه‌ای داشته، اما از نظر اقتصادی مقاوم سازی آن مقرون به صرفه نباشد.

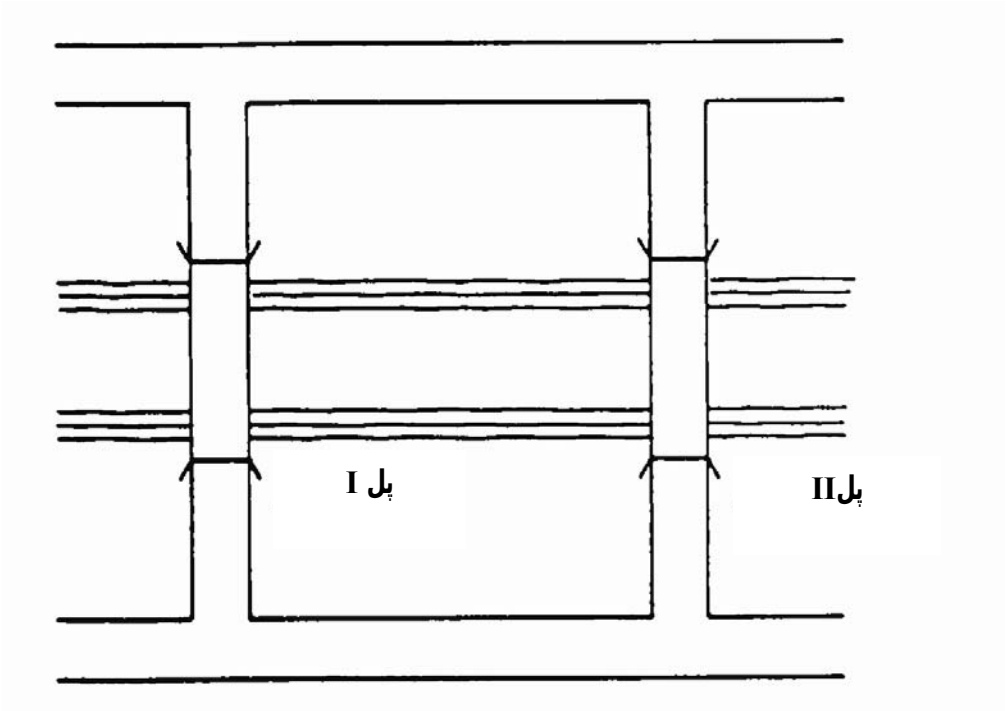
اگر پل II فرو بریزد از آنجا که این پل به طورسری با پلهای I وIII قرار دارد، جاده بسته خواهد شد. بنابراین، لحاظ نمودن درجه اولویت مقاوم سازی پایین‌تر برای پلهای I و III منطقی‌تر است، زیرا تقویت‌کردن این دو پل به تنهایی نیز ممکن است از مسدود شدن جاده جلوگیری نکند[۳].

حالت دیگر، دو پل که بصورت موازی هستند مانند پل های I وII که در شکل ۲- پ۳- نشان داده شده است را در نظر بگیرید. اگرپل I از رتبه کمتری نسبت به پل II برخوردار باشد، ممکن است مقاوم‌سازی پل I با شرط کم بودن مقدار نیروی تقویت، اقتصادی‌تر باشد. در این حالت، از آنجا که خارج شدن دو پل از حالت سرویس نسبت به ریزش یکی از آنها در مقابل مقاوم سازی دیگری غیر منطقی به نظر می‌رسد، لذا مقاوم سازی پل I قبل از II ارجح‌تر بوده حتی اگر پل II در رتبه‌بندی بالاتری قرار داشته باشد.

در هنگام تصمیم نهایی برای مقاوم سازی باید، به عوامل دیگری از جمله عمر و وضعیت پل نیز توجه داشت. به طور مثال منطقی به نظر نمی‌رسد که مقدار زیادی انرژی را صرف مقاوم‌سازی پلی کنیم که ۵ سال بیشتر از عمر سرویس‌دهی آن باقی نمانده است. یک پل با شرایط فیزیکی ضعیف که قبلاً برای بازسازی عملکرد سازه‌ای در برنامه قرار داده شده باید تقدم بیشتری برای مقاوم سازی داشته باشد، تا صرفه جوئیهای ساختی برای انجام کارهای لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای به طور همزمان تحقق یابد. موارد ذکر شده در بالا تمامی حالتهای ممکن را ارائه نداده است، اما بعضی از اصول بغرنج در تصمیم‌گیری مقاوم سازی ارائه شده است. قضاوت صحیح مهندسی، در سنجیدن هزینه‌های واقعی و منافع مقاوم سازی در مقابل خطراتی که ممکن است در هنگام انجام دادن کاری صورت گیرد، ضروری خواهد بود.[۳]



شکل۱-پ۳- پلهای سری [۳]



شکل۲-پ۳- پلهای موازی [۳]

پیوست-٤ «کلیات فرآیند بهسازی»

۱-پ٤- بازدید اولیه

در بازدید اولیه ازفهرست پلهای موجود توصیه می‌شود آن پلهایی که دارای ضعف لرزه‌ای بوده و بیشترین نیاز مقاوم‌سازی را دارند مشخص شوند. این دستورالعمل، یک روش را برای سامان دهی‌سیستم رتبه بندی لرزه‌ای تشریح می‌کند، که برای اولویت‌بندی پلهای بزرگراهی براساس میزان کاهش خطرپذیری لرزه‌ای مورد نیاز به کار برده می‌شود. عوامل مؤثردر فرایند رتبه‌بندی لرزه‌ای شامل آسیب پذیری سازه‌ای، خطرات ژئوتکنیکی ولرزه‌ای، اهمیت پل یا بحرا نی بودن پل می‌باشد.

بدین ترتیب، خطر پذیرترین پلها تشخیص داده می‌شوند. پلهایی که در بالای لیست قراردارند باید برای تعیین مزایای مقاوم‌سازی بیشتر مورد توجه قرار گیرند. زیرا، تصمیم به مقاوم‌سازی کردن به عوامل سیاسی، اجتماعی و اقتصادی هم ارزمسائل مهندسی بستگی دارد، لذا ممکن است پل با رتبه پایین تر نیاز به مقاوم سازی فوری داشته باشد[۳]

یک نکته قابل توجه که به اندازه کافی در سیستم رتبه‌بندی لرزه‌ای پل انعکاس پیدا نکرده است، ارتباط پل با دیگرپلهای مسیر که ممکن است در حین زلزله خسارت دیده باشند. این توجهات باید قبل ازمرحله ارزیابی دقیق، برای مقاوم سازی صورت پذیرد. دو مثال برای بیان تأثیر این موضوع برتصمیم مقاوم‌سازی پل، درپیوست سه آورده شده است.

۲-پ٤- ارزیابی جزئی

دو روش ارزیابی جزیی برای پلهای موجود در نظر گرفته شده است. روش اول بر پایه ارزیابی کمی مقادیر «ظرفیتها» و «نیازهای» هر یک از اعضای سازه پل می‌باشد. در روش دیگر مقاومت جانبی پل مانند یک سازه جدید مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در روش اول نتایج حاصل از یک تحلیل طیفی ارتجاعی برای محاسبه نیرو و تغییر مکان «نیازها» استفاده می‌شود که با مقادیر «ظرفیتهای» هر عضو مقایسه شده تا میزان مقاومت نیرویی و تغییر مکانی آنها مشخص شود. برای ستونها، ظرفیت نهایی با توجه به توانایی

ستون در تغییر شکلهای بعد از حالت ارتجاعی اصلاح می‌شود. نسبت ظرفیت به نیاز (C/D)، بیانگر کسر اعشاری گسیختگی موضعی اعضا در زلزله طرح می‌باشد. از اینرو، نسبت (C/D) کوچکتر از یک، اشاره به این دارد که گسیختگی عضو حین زلزله طرح ممکن است رخ دهد و مقاوم سازی آن می‌تواند مناسب باشد[۳].

ارزیابی کلی از پیامدهای گسیختگی موضعی عضوبرای تعیین ضرورت مقاوم سازی از اهمیت خاصی برخوردار است. مقاوم سازی زمانی باید مورد توجه قرارگیردکه ارزیابی گسیختگی موضعی عضو به یک عملکرد کلی غیرقابل پذیرش منتج شود. اثر مقاوم سازی بالقوه باید بوسیله بازنگری دقیق پل مقاوم سازی شده، مورد ارزیابی قرار گیرد[۳].

میزان اهمیت پل در تعیین عوامل مؤثر در خرابی اجزا پل دخالت دارد. خرابی سازه در مواردی که پتانسیل از بین رفتن ایمنی جانی وجود داشته باشد، جدی است. در دیگر موارد، تغییر شکل زیاد یا فقدان مقاوت کافی به توانایی پل در تردد وسایل نقلیه اورژانس آسیب می‌رساند که این موضوع برای پلهای با اهمیت خاص غیر قابل پذیرش است. قابل تعمیربودن خسارت لرزه‌ای نیز باید مد نظرقرارگیرد. اگر بتوان تعمیر پل را به سرعت و بدون تأخیرجدی در ترافیک انجام داد، خسارت ممکن است قابل پذیرش باشد. این مورد، از جمله حالتهایی است که نیازمند قضاوت مهندسی صحیح است[۳].

۳-پ٤- طراحی ابعاد مقاوم سازی

در صورت نیاز به مقاوم‌سازی بخشهای مختلف پل، هر یک از اجزا بر اساس میزان مقاومت مورد نیاز بر اساس ضوابط آیین نامه‌های طراحی پل و راهنمای دستورالعمل مقاوم‌سازیFHWA مورد بررسی قرار گرفته و روش مقاوم سازی مناسب با توجه به وضعیت پل پیشنهاد می‌گردد.

پیوست-۵ «فرم برداشت میدانی اطلاعات لرزه‌ای پل»

کلیات:

نام پل: شماره‌ی پل:

محل (موقعیت):

طول مسیر: اهمیت پل: زیاد/کم

راستا: مستقیم/ کج / منحنی ملاحظات:

طول: ویژگیهای محوری:

عرض: ویژگی مقطع:

سال ساخت:

مقاوم سازی لرزه‌ای: بله/ خیر شرح / زمان:

هندسه : منظم / نامنظم ملاحظات:

محل:

شتاب حداکثر:

نوع پروفیل خاک: I II III IV

دسته عملکرد لرزه‌ای: A B C D

روسازه:

مصالح و نوع:

تعداد دهانه‌ها:

پیوسته: بله/ خیر تعداد درزهای انبساط:

بالشتکها:

نوع:

شرایط: کارایی دارد/کارایی ندارد

نوع مهار عرضی:
نوع مهار طولی:
طول واقعی مهار: حداقل طول مهار مورد نیاز:
ملاحظات:

ستونها و پایه‌ها:

مصالح و نوع:
حداقل بعد عرضی مقطع:
حداقل بعد طولی مقطع:
محدوده ارتفاع: گیرداری بالا: پایین:
درصد میلگرد طولی:
وجود وصله درون میلگرد طولی در نواحی انتهایی: بله/ خیر
محصورشدگی عرضی مطابق با دستورالعمل طراحی دارد؟ بله/ خیر

کوله‌ها:

نوع:
ارتفاع:
نوع پی: محل: قطع خاکریز
دیوارهای کناری: پیوسته/ گسسته طول:
دالهای کناری: بله/ خیر طول:

رتبه لرزه‌ای:

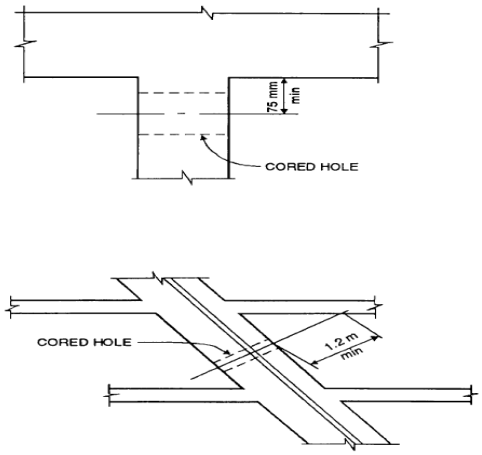
نرخهای آسیب پذیری
اتصالات، بالشتکها و عرضهای نشیمنگاهی V_1
دیگر عضوها (مؤلفه‌ها)(CVR) (AVR) (LVR) V_2
نرخ کلی (V)
نرخ خطر لرزه‌ای(E)
رتبه لرزه‌ای $R=V.E$

پیوست-٦ «روش اجرایی مقاوم سازی»

۱-پ٦- نمونه‌گیری از بتن موجود

در تکنیک‌های مقاوم سازی، بالشتک و درزهای انبساط نمونه‌گیری از بتن موجود ضروری خواهد بود. در هنگام نمونه‌گیری از بتن باید به دو نکته‌ی ذیل توجه داشت:

- برای نصب تجهیزات نمونه‌گیری فاصله مجاز مورد نیاز است که حداقل فاصله بین مرکز حفره نمونه‌گیری و سطح کناری باید ۷۵ میلی‌متر باشد. بعلاوه حفره‌های نمونه‌گیری شده باید در جایی قرار گرفته باشند که حداقل ۱/۲ میلی‌متر از فاصله مجاز مینیمم در یک وجه و در راستای خط مرکزی حفره باشد که این فواصل مجاز در شکل ۱-پ٦ نشان داده شده است.
- امکان مداخله با میلگردهای طولی تجهیزات درز انبساط و تاندونهای پیش تنیده شده نباید وجود داشته باشد، و باید توجه خاصی به میلگرد بحرانی سازه‌ای و سیم‌های پیش تنیده در اعضای پل پس کشیده داشت. اگر نوع سیستم پیش تنیده استفاده شده را نمی‌توان از نقشه‌های ساخت یا ثبتهای ساختمانی تعیین کرد، میله‌ها و تاندونها را باید بزرگ فرض کرد. به پرسنل ساختمان باید هشدار داده شود که برای حضور این اعضا، احتیاط‌های مناسب در این زمینه را باید مد نظر داشت[۳].



شکل ۱-پ٦- فاصله آزاد مغزه‌گیری بتنی

۲-پ٦- دستکها و ورقهای بالشتک

مهارها باید به صورت فیزیکی به سازه‌ی موجود وصل شده باشند و توجه باید کرد مؤلفه‌های بحرانی ضعیف نشده باشند. دسته‌ها و اتصالات باید برای ۲۵ درصد تنش اضافی در تمامی مهارها طراحی شوند بعلاوه، آنها باید برای مقابله در برابر خروج از مرکزیت ناشی از گسیختگی احتمالی بعضی اعضاء مهار طراحی شود. صفحات بالشتک روی سطوح بتنی باید برای جلوگیری از گسیختگی بتنی در ظرفیت حداکثر مهار (با توجه به ۲۵ درصد تنش اضافی) طراحی شود.

برای اجرای این نوع مقاوم سازی اغلب نیاز به دیافراگمهای درز انبساط است که اندازه صفحه برش پانچ را می‌توان از نمودار شکل ۲- پ٦ به دست آورد[۳].

۳-پ٦- مصالح مهار

مصالح استانداری برای مهارها وجود دارد، که جزییات آنها به شرح ذیل می‌باشد:

کابل به قطر۱۹ میلی‌متر مطابق با مقررات استاندارد *Caltrans*،که مشخصات فیزیکی آن عبارت است از:

- حداقل مقاومت شکست کششی ۲۰۵ KN
- سطح مقطع(A_n) ۱٤۳ میلی‌مترمربع

حداقل مدول الاستیسیته(E) قبل از تسلیم ۹٦۵۰۰ M_{pa} و بعد از کشش اولیه ۱۲٤۱۰۰M_{pa}

اگر از روش طراحی با ضریب بار استفاده شود، تنش تسلیم بصورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

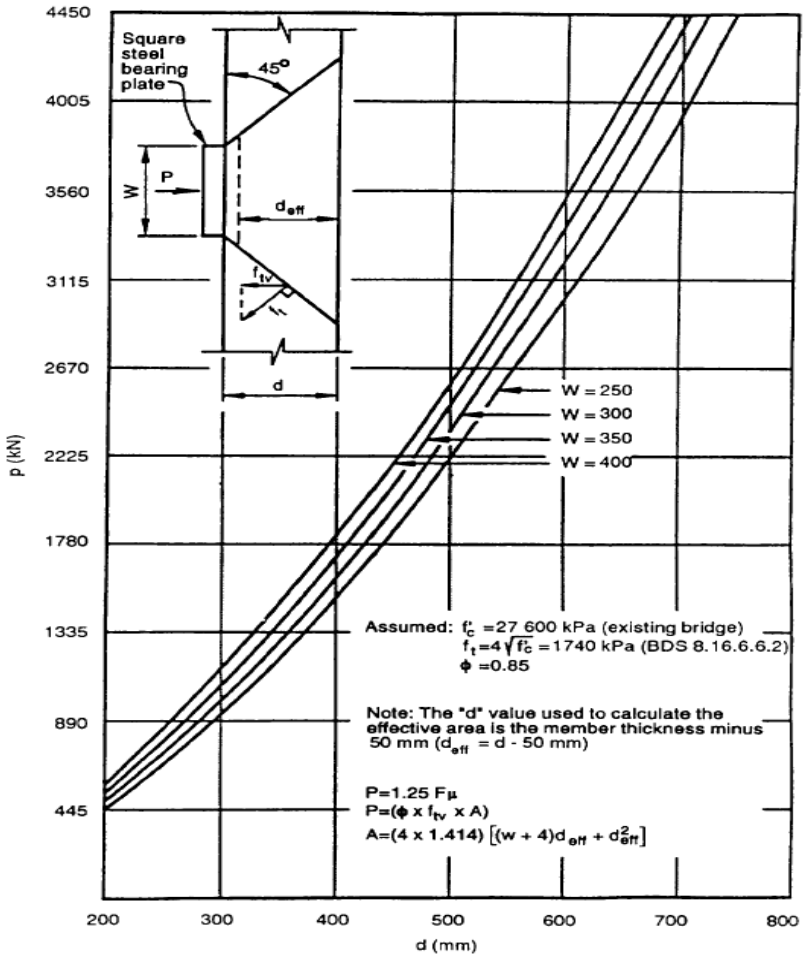
F_y=۰/۸۵×۲۰۵=۱۷٤ KN

- میله‌های با مقاومت بالا (گالوانیزه)، مطابق با استاندارد *ASTM A- 722* که حداقل اضافه طول ۷ درصد در میله با قطر۱۰ میلی‌متر را دارا بوده، و مشخصات اصلی آن مطابق با جدول ۱-پ٦ می‌باشد:

جدول۱-پ۲- مشخصات فیزیکی مصالح مهار

قطر (میلی‌متر)	سطح (میلی‌مترمربع)	تنش نهائی (Mpa)	تنش تسلیم (Mpa)	بار تسلیم (KN)
۲۵	۵٤۹	۱۰۳۰	۸۲۷	۷۰۳
۳۲	۸۰۷	۱۰۳۰	۸۲۷	۱۰۳۰
۳۵	۱۰۲۰	۱۰۳۰	۸۲۷	۱۳۱۰

E=۲۰٦۸۵۰ Mpa



شکل۲-پ٦- مقاومت پانچ دیوار بتنی

به لحاظ جلوگیری از مشکلات گالوانیزه‌کردن معمولاً دو نوع میله مورد استفاده قرار می‌گیرند :

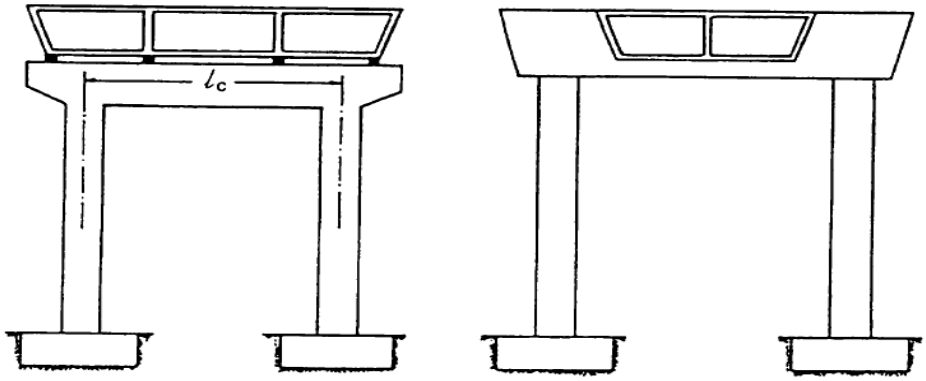
- میله‌های حدیده شده
- میله‌های نرم با انتهای حدیده شده

که میله‌های حدیده شده بعد از اینکه حدیده می‌شوند گالوانیزه می‌شود. از اینرو انتهای میله باید بلافاصله بعد از گالوانیزه‌کردن شستشو داده شود. میله‌های نرم معمولاً بعد از گالوانیزه شدن حدیده‌شده و سپس بعد از استقرار، انتهای آنها با رنگ روکش می‌شود. اگر خسارتی به بخش گالوانیزه شده وارد آید، رنگ غنی شده با فلز روی باید برای قسمتهای تأثیر یافته به کار رود.

به منظور جلوگیری از صدمات ناشی از دسترسی مهارها معمولاً از پیچ و پرچ حدید شده استفاده می‌شود. میله‌های مهار بلندتر از ۹ میلی‌متر نباید استفاده شود. زیرا تانکهای گالوانیزه برای طولهای بیشتر از ۹ میلی‌متر پاسخگو نمی‌باشند[۳].

پیوست-۷ «روشهای مقاوم سازی تیرهای بالاسری»

تیر بالاسری رابطی در ا نتقال نیرو بین روسازه و ستون‌ها می‌باشد و تحت پاسخ لرزه‌ای عرضی، تیرهای بالاسری قابهای چند ستونه تحت برش، خمش و برش گره‌ای قرار خواهد گرفت. ضعفهایی در تمامی این سه ناحیه رایج است. تحت پاسخ طولی، تیرهای بالاسری، روسازه‌ها را از طریق بالشتکها حمایت می کنند شکل ۱- پ۷- الف که مسئله داشتن آنها بعید به نظر می‌رسد. اما طراحی های روسازه‌های یکپارچه (ستون و تیر بالاسری مطابق شکل۱-پ۷-ب باعث بروز مسائلی در پیچش تیرهای بالاسری نمایان می‌شود[۳].



ب- روسازه داخل تیر بالا سری الف- روسازه بر روی تیر بالاسری

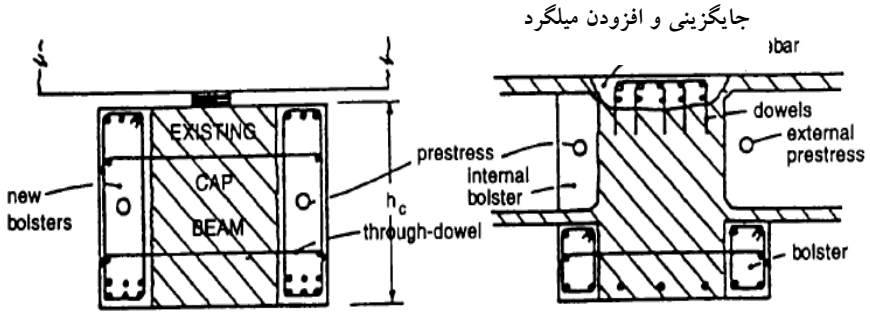
شکل ۱-پ۷- اتصال تیپ تیر بالاسری به روسازه [۳]

۱-پ۷- مقاومت خمشی و شکل‌پذیری

معمولاً مقاومت خمشی تیربالاسری کمتر از ستونهای متصل به خود که به صورت قاب در آمده‌اند، در نظر گرفته می‌شود. بویژه برای ممان مثبت تیر (کشش در پایین تیر) در نتیجه مهار ناکافی میلگرد تحتانی درون ناحیه گره محسوس می‌باشد. ظرفیت ممان منفی نیز ممکن است برای ایجاد مفصل پلاستیک اجباری در ستونها ناکافی باشد. بویژه هنگامی که میلگرد فوقانی زودتر از موعد دچار شکست شده باشد. هر دو حالت برای پلهای

قدیمی بر اساس روش تنش مجاز بکار برده شده که تمام بار مرده و بار زلزله کاهش یافته را در طراحی لحاظ می‌کردند. معمولاً فلسفه بهسازی باید به افزایش مقاومت خمشی تیربالاسری به اندازه کافی برای تشکیل مفصل پلاستیک در ستونها منجر شود تا تیر بتواند روسازه را از طریق بالشتکها تحمل نماید. ارتقاء خمشی می‌تواند بوسیله اضافه کردن بالشتک مسلح به سطوح زبر شده به دست آید. بتن جدید و قدیم باید بوسیله میخ پرچ به یکدیگر وصل شوند. فرض‌کنید سطح مقطع میلگرد کششی در تکیه‌گاه Asb باشد و به حد جاری شدن در برستون تکیه‌گاه رسیده است، در این صورت مقدار میخ پرچ مورد نیاز برای انتقال نیرو به تیربالاسری با در نظرگرفتن اثر مقطع مرکب برابر Asb با فرض ضریب اصطکاک برشی یک می‌باشد. به عنوان مثال برای شش میلگرد تحتانی تیر شکل ۲-پ۷- الف به سطح مقطع کل Asb تعداد میخ پرچ مورد نیاز (n) با سطح مقطع Ad برای هر میخ برابر نسبت (Asb/Ad) خواهد بود. این میخها باید روی سطح ($hclc$/۲) مطابق شکل۲-پ۷ که دربرگیرنده حداقل نیمی از عمق تیربالاسری است توزیع شوند. مقاومت خمشی همچنین بوسیله پیش تنیدگی نیز بهبود می یابد. پیش تنیدگی می‌تواند همانطور که در شکل ۲-پ۷-ب نشان داده شده، درون تکیه گاه بودن و یا خارج از آن صورت پذیرد. ارتقاء ظرفیت خمشی تیرهای بالاسری یکپارچه بخاطر قیودی که بوسیله روسازه موجود روی لبه‌ها قرار گرفته‌اند مشکل‌تر است. تکیه گاهها ممکن است در قسمت تحتانی برای بهبود ظرفیت خمشی مثبت به یکدیگر پیوسته شوند و همچنین ظرفیت خمشی منفی می‌تواند بوسیله حذف بتن فوقانی و افزایش میلگرد اضافی به دست آید.

اصولاً پیش تنیدگی خارجی داخل محفظه گالوانیزه شده بهترین روش اقتصادی برای بهبود ظرفیت خمشی مثبت و منفی می‌باشد. فولاد پیش تنیدگی در صورت اطمینان از رفتار ارتجاعی ناحیه بالاسری باید بطورکامل مهار شود, همچنین فولاد پیش تنیده باید در نواحی مفصل پلاستیک قابل پیش‌بینی بالاسری رها شود. فلسفه تشکیل مفصل پلاستیک در ستونهای کاملاً محصور شده شدیداً توصیه می‌شود ولیکن پرواضح است که تیرهای بالاسری حتی در صورت وجود خاموت، باز دارای مقداری شکل پذیری هستند[۳].



ب- تیر بالا سری یکپارچه الف- روسازه بر روی تکیه‌گاه

شکل۲- پ۷- بهسازی برشی و خمشی تیر بالاسری

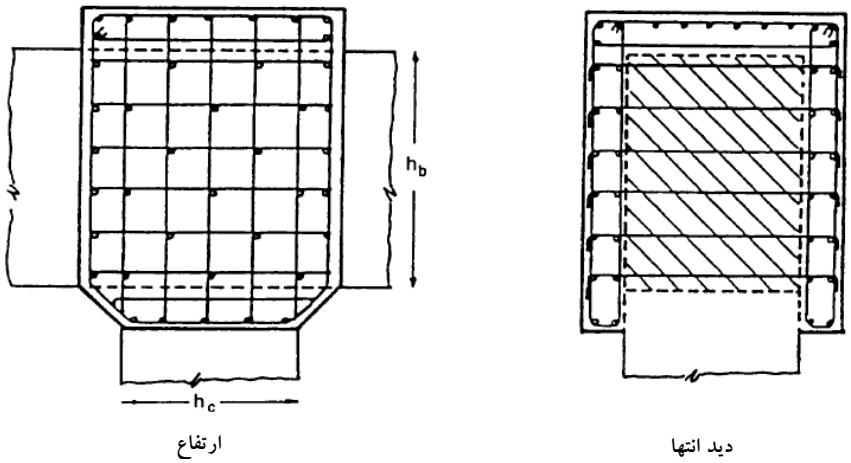
۲-پ۷- مقاومت برشی عضو

تکیه‌گاههای عمیق همانطور که در شکل۲- پ۷-الف نشان داده شده، می‌تواند برای بهبود مقاومت برشی تقویت شوند. مقاومت برشی می‌تواند با استفاده از روشهای مختلف آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتنی از جمله مدل خرپایی و یا روش اصلاح شده آن مورد استفاده قرار گیرد. معمولاً زاویه مورب اعضاء خرپای مدل برشی را ٤٥ درجه در نظرمی‌گیرند. پیش‌تنیدگی همچنین مقاومت برشی را بوسیله افزایش عمق ناحیه فشاری خمشی و گسترش دادن زاویه المان فشاری مورب بحرانی بهبود می‌بخشد.

۳-پ۷- مقاومت برشی گره

ضعفهای برشی گره در تیرهای بالاسری یکپارچه با ستون بیشتر رایج است. مفاهیم طراحی بعد از زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا برای بهسازی تیربالاسری مطابق شکل۲-پ۷ باید استفاده شود. معمولاً هر دو تقویت برشی افقی و قائم گره نیاز خواهد بود. قانع‌کننده‌ترین راه حل برای بهبود مقاومت گره جایگزینی کامل گره خواهد بود که شامل برداشتن بتن موجود و قراردادن تکیه‌گاه موقت برای روسازه می‌باشد که بدنبال آن ضعف‌های مهار آرماتور ستون و تیر اصلاح می‌شود. با این وجود، عملکرد خوب اتصال از حضور مقدار

کافی میلگرد اضافی در ناحیه بتن ریزی شده جدید مطابق شکل ۳-پ۷ به دست می‌آید. از آنجا که انتقال برشی از طریق میلگردهای خارجی به ناحیه گره اصلی می‌باشد، لذا ضروری است که بتن جدید با گره اصلی توسط میخ پرچ اتصال داشته باشد تا برش را از طریق اصطکاک انتقال دهد. این موضوع بخاطر رفتارهای برشی به‌وجودآمده در گره اصلی در نتیجه رفتارهای خمشی ستون است و باید بوسیله میلگرد خارجی به گره انتقال یابد.



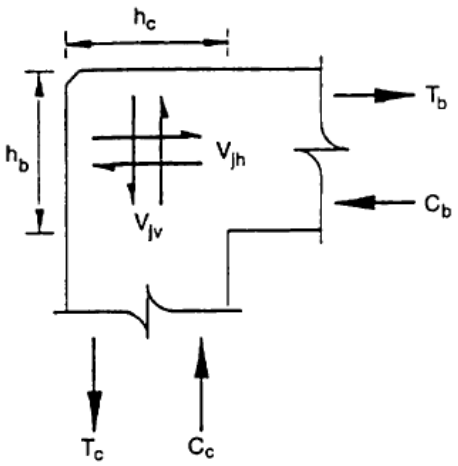
شکل ۳-پ۷- بهسازی گره با پوشش بتنی خارجی

با مراجعه به شکل٤٤-پ۷ سطح مشترک بین بتن جدید و قدیم تحت نیروهای اصطکاک برشی همزمان در راستاهای افق و قائم قرار می‌گیرد. نیروهای برشی از تعادل با رفتارهای خمشی سرستون و تیر با توجه به شکل٤-پ۷ بصورت زیر محاسبه می‌شود[۳]:

معادلات (۱-پ۷)

۱- الف $$Vjh = T_b$$

۱- ب $$Vjv = Vjh\frac{h_b}{h_c}$$



شکل٤-پ۷- نیروی برشی در گره گوشه

با فرض اینکه تمامی مقاومت برشی گره‌ها بوسیله میلگرد در لبه بتن جدید تأمین شده باشد، تنشهای برشی افقی و قائم کل سطح برابر است با:

$$Vih = \frac{Vjh}{2h_b h_c} \qquad (۲- پ۷)$$

$$Viv = \frac{Vjv}{2h_b h_c}$$

که ضریب ۲ در مخرج ناشی از انتقال۵۰ درصد برش از طریق هر یک از سطوح تماس بین بتن جدید و قدیم در هر وجه گره می‌باشد. حداکثر برش سطح تماس برابر ترکیب برداری V_{ih}و V_{iv} است.

$$v_i = \sqrt{v_{ih}^2 + v_{iv}^2} \qquad (۳- پ۷)$$

با جایگزینیV_{jv} از معادله (۱-پ۷) در معادله (۲-پ۷) و سپس جایگزینی در معادله (۳-پ۷) و ساده سازی خواهیم داشت:

$$v_i = \frac{v_{jh}}{2h_b h_c}\sqrt{1+(\frac{hb}{hc})^2} \qquad (۷پ-٤)$$

تنش ناشی از اصطکاک برشی معادل v_i باید در عرض سطح تماس تامین شده باشد. اگر گل میخها با سطح مقطع دایره‌ای A_d و تنش جاری شدن f_y به صورت شبکه مربعی به فاصله s قرار گرفته باشند پس باید رابطه زیر را ارضاء کنند:

$$\frac{A_d f_y}{S^2} \geq v_i \qquad (۷پ-٥)$$

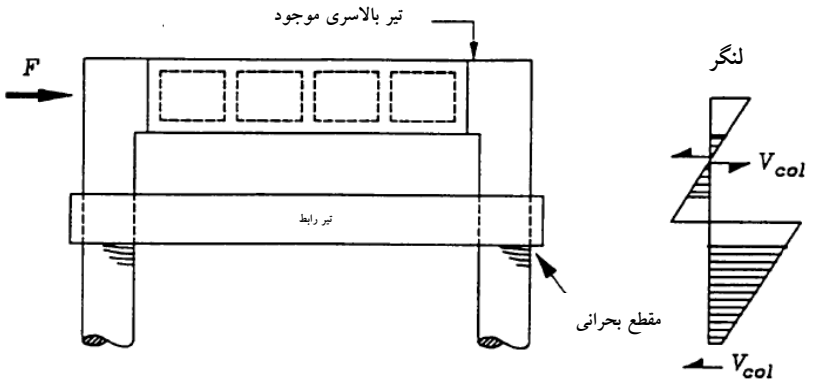
در هر جای ممکن، ژاکت باید روی بالا و پایین تیر بالاسری همانطور که در شکل (۳-پ۷) نشان داده شده گسترش یابد تا اتصال به تیر بهبود یابد. توصیه شده که در صورت عدم وجود اطلاعات آزمایشگاهی، مقدار تنش اصطکاک برشی سطح تماس معادله (٤-پ۷) به مقادیر زیر محدود شود:

$$v_i \leq 0.2\, f'c \leq 6.9\, Mpa \qquad (۷پ-٦)$$

که $f'c$ کوچکترین مقدار دو مقاومت بتن جدید و قدیم می‌باشد. نکته این که پیش‌تنیدگی عرضی، نیاز برای میلگرد برشی افقی گره را کاهش می‌دهد و با این شرایط امکان انتقال بخشی از برش عمودی گره فراهم می‌شود. با این وجود، باید احساس شود که صفحات فلزی متصل به سطوح گره کاملاً در ارتقاء مقاومت برشی همانند ژاکت بتنی مؤثر نیستند. با پیچ کردن صفحات از درون گره، با نیروی اصطکاک برشی معادل، انتظار ایجاد شرایط بهتری وجود ندارد، زیرا صفحه فلزی که تنش اصطکاک برشی در نزدیکی گل میخ یا میله پیش‌تنیده با تنش‌کم یا بدون تنش را تحمل می‌کند انعطاف پذیر است و نتیجه اینکه انتقال برشی ضعیف صورت می‌گیرد[۳].

٤-پ۷- تیرهای رابط عرضی- پاسخ عرضی

یک روش جایگزینی برای کاهش مسائل تیربالاسری قراردادن یک تیر رابط جدید زیر سرستون موجود همانطور که در شکل (۵-پ۷) نشان داده شده، می‌باشد.



شکل۵-پ۷- مفهوم تیر رابط برای مقاوم سازی جانبی

تیررابط با قالب بندی دور ستون موجود ساخته شده و ایجاد یک مقطع بحرانی برای ستون در محل زیر تیررابط می‌کند. ارتفاع ایجاد شده بین تیررابط و تیر بالاسری موجود به اندازه کافی کوچک است. ممانهای ستون بین دو تیر مذکورکوچک خواهد بود و نیروهای برشی بوسیله مقاومت خمشی ستون در محل زیر تیر رابط جایی که مفاصل پلاستیک انتظار شکل گرفتنشان می‌رود منتقل خواهد شد. تعادل ممان در گره‌های تیربالاسری اشاره به نیروهای تیر دراثر رفتارهای لرزه‌ای دارد که از مقادیر کمی برخوردار بوده و نیازی به بهسازی ندارد.

تیر بالاسری باید برطبق اصول طراحی ظرفیت برای اطمینان از شکل گرفتن مفاصل پلاستیک در ستون، نه در تیر رابط طراحی شده باشد. استفاده از تیرهای رابط در بهسازی پایه‌های بلند بسیار مفید است. انتخاب منطقی موقعیت تیررابط می‌تواند براساس محافظت تیر بالاسری موجود، افزایش مقاومت جانبی و سختی خمشی صورت پذیرد. محل جدید

برای تشکیل مفصل پلاستیک ستون نیاز به کنترل برای ظرفیت شکل‌پذیری دارد. نیروهای برشی سرستونها همچنین بخاطر طول ستون کوتاهتر زیر تیر رابط افزایش خواهد یافت[۳].

۵-پ۷- چرخش تیربالاسری- مقاومت طولی

اگر تیر بالاسری و روسازه یکپارچه باشند، مسیر انتقال بار از عرشه به زمین در تحلیل طولی پل به رفتار خمشی روسازه و چرخش تیر بالاسری وابسته است, بخصوص هنگامی که تیر شامل دیوار حائل نیز باشد. ممان چرخشی تیر با ظرفیت ممان پلاستیک طولی ستون معادل است. همچنین توزیع ممان چرخشی به تیرهای روسازه (یا بالعکس) یکنواخت نیست و بدنبال سختی چرخشی تیربالاسری تیرهای قرار گرفته بر روی ستون بیشترین مقدار لنگر تحمل نموده و تیرهای نزدیک به محور پل تحت ممان‌های کمتری قرار می‌گیرند. این اثر هنگامی که سرستون در اثر چرخش ترک بخورد تشدید می‌شود و سختی پیچشی تیر بعد از ترک خوردگی معمولاً ۱۰ درصد کاهش می‌یابد. برای طرح بهسازی پل راه‌آهن سان فرانسیسکو راه حل عمومی اضافه کردن یک تیر مرزی در لبه خارجی پل بین ستونها جهت مهار پیچش تیر بالاسری بوده است. تیر کناری به اندازه کافی سخت و مقاوم تهیه شده تا مقاومت ناکافی پیچشی تیربالاسری و ظرفیت خمشی روسازه را بهبود ببخشد. تحت این شرایط، نگرش طراحی باید به سمت ایجاد مفاصل پلاستیک درون ستون به جای شاهتیر پل باشد تا مفاصل پلاستیک در شاه‌تیر اصلی اجازه چرخش بزرگ تیربالاسری با پتانسیل کاهش ظرفیت حمل بارثقلی را فراهم نماید. اگر شاه‌تیر برای چرخشی پلاستیک بوسیله نگرش طراحی ظرفیت محافظت شده باشد، چرخشهای پیچشی تیربالاسری کوچک بوده و چرخش سازگار با شاهتیر به آن تحمیل خواهد شد. اگر ترک پیچشی تیربالاسری، رخ دهد ممان پیچشی کاهش یافته و چرخش پیچشی افزایش خواهد یافت. تحت این شرایط نقش بحرانی تیربالاسری تکیه‌گاه بارهای ثقلی بوده و مشارکت کردن در پاسخ لرزه‌ای عرضی بر طبق فرضیات طراحی می‌باشد[۳].