



جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس‌جمهور

دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی

بخش هشتم: تاسیسات پهلوگیری (مهارج)

نشریه شماره ۶۳۷

معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfanni.ir

وزارت راه و شهرسازی

سازمان بنادر و دریانوردی

معاونت توسعه و تجهیز بنادر


اداره کل مهندسی سواحل و بنادر

<http://coastseng.pmo.ir>



بسمه تعالی

معاون برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

شماره:	۹۲/۲۷۲۷۶
تاریخ:	۱۳۹۲/۰۴/۰۲
بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	
موضوع: دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی بخش هشتم - تاسیسات پهلوگیری (مهاری)	
<p>به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی - مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۶۳۷ امور نظام فنی، با عنوان «دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، بخش هشتم - تاسیسات پهلوگیری (مهاری)» از نوع گروه دوم ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۳۹۲/۷/۱ به اجرا درآید.</p> <p>یادآور می‌شود نشریات ابلاغی از نوع گروه دوم مطابق بند (۲) ماده (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، مواردی هستند که بر حسب مورد مفاد آنها با توجه به کار مورد نظر و در حدود قابل قبولی که در آن نشریه‌ها تعیین شده ضمن تطبیق با شرایط کار، مورد استفاده قرار می‌گیرند.</p> <p>امور نظام فنی این معاونت در مورد مفاد نشریه پیوست، دریافت کننده نظرات و پیشنهادات اصلاحی مربوط بوده و عهده‌دار اعلام اصلاحات لازم به طور ادواری خواهد بود.</p>	
<p>بهرروز مرادی</p> 	

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور و سازمان بنادر و دریانوردی، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده‌اند. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان مربوطه نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه:

۱- امور نظام فنی:

تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی‌علی‌شاه، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی.

Email: info@nezamfanni.ir

web: Nezamfanni.ir

۲- سازمان بنادر و دریانوردی-معاونت توسعه و تجهیز بنادر- اداره کل مهندسی سواحل و بنادر:

تهران، میدان ونک، بزرگراه شهید حقانی، بعد از چهارراه جهان کودک، خیابان دکتر جعفر شهیدی، ساختمان سازمان بنادر و دریانوردی، طبقه ششم، اداره کل مهندسی سواحل و بنادر.

Email: cped@pmo.ir

web: coastseng.pmo.ir

پیشگفتار

استفاده از ضوابط و معیارهای فنی در مراحل امکان‌سنجی، مطالعات پایه، مطالعات تفصیلی، طراحی و اجرای طرح‌های تملک سرمایه‌ای به لحاظ توجیه فنی اقتصادی طرح‌ها، ارتقای کیفیت، تامین پایایی و عمر مفید از اهمیت ویژه برخوردار است. نظام فنی و اجرایی طرح‌های تملک دارایی سرمایه‌ای کشور، موضوع تصویب نامه شماره ۳۳۴۹۷/ت/۴۲۳۳۹ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه ناظر بر به‌کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل مختلف طرح‌ها می‌باشند.

بنابر مفاد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین‌نامه‌های فنی و معیارهای مورد نیاز طرح‌های عمرانی کشور است، لیکن با توجه به تنوع و گستردگی طرح‌های عمرانی و افزایش ظرفیت تخصصی دستگاه‌های اجرایی طی سالیان اخیر در تهیه و تدوین این‌گونه مدارک فنی از توانمندی دستگاه‌های اجرایی نیز استفاده شده است. بر این اساس و با اعلام لزوم بازنگری نشریه شماره ۳۰۰ با عنوان «آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران» و آمادگی سازمان بنادر و دریانوردی به‌عنوان دستگاه اجرایی مربوط، کار تدوین مجدد دستورالعملی برای طراحی سازه‌های ساحلی با مدیریت و راهبری سازمان بنادر و دریانوردی به انجام رسید.

سازمان بنادر و دریانوردی در راستای وظایف قانونی و حاکمیتی خود در سواحل، بنادر و آبراه‌های تحت حاکمیت کشور مبنی بر ساخت و توسعه و تجهیز بنادر کشور و نیز صدور هرگونه مجوز ساخت‌وساز دریایی و به پشتوانه مطالعات و تحقیقات صورت پذیرفته در بخش مهندسی سواحل و بنادر از جمله مطالعات پایش و شبیه‌سازی سواحل کشور، شبکه اندازه‌گیری مشخصه‌های دریایی و طرح مدیریت یکپارچه مناطق ساحلی کشور (ICZM) و به منظور ایجاد زمینه‌های لازم برای طراحی و احداث سازه‌ها و تاسیسات دریایی مطمئن و با دوام در سطح کشور لازم دید تا نشریه ویژه طراحی سازه‌های ساحلی تدوین شود و در این کار مدیریت تهیه و تدوین را به‌عهده گرفت.

آن سازمان کار تدوین دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی را با همکاری پردیس دانشکده‌های فنی دانشگاه تهران به انجام رساند و با تشکیل کمیته‌هایی از دیگر کارشناسان و مهندسان مشاور، مراحل نظرخواهی ادواری و اصلاحات آن صورت پذیرفت. امور نظام فنی- معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی نیز به لحاظ ساختاری در تنظیم و تدوین متن نهایی اقدام نمود.

دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی به منظور ایجاد هماهنگی و یکنواختی در معیارهای طراحی، ساخت، نظارت و اجرای سازه‌های ساحلی و پروژه‌های موضوع آن دستورالعمل، و همچنین رعایت اصول، روش‌ها و فناوری‌های متناسب با تجهیزات کاربردی و سازگار با شرایط و مقتضیات کشور تهیه و تدوین گردیده و سعی شده است علاوه بر استفاده از بازخوردهای دریافتی نشریات شماره ۳۰۰، دستورالعمل‌ها و متون فنی ارائه شده با ویرایش‌های جدید استانداردها و سایر آیین‌نامه‌های ملی نیز هماهنگ شود و در مواردی که ضوابط و معیارهای ملی نظیر موجود نبوده از استانداردهای معتبر

بین‌المللی استفاده گردد. همچنین سعی شده نشریه به‌گونه‌ای تدوین شود که باتوجه به محدودیت دسترسی به متون استانداردها و آیین‌نامه‌ها و به منظور بسط و توسعه فرهنگ دانش فنی و انتقال آن به عوامل طراحی و اجرایی پروژه‌ها، محتوای دستورالعمل‌ها و ضوابط فنی لازم‌الاجرا تا حد امکان در اختیار استفاده‌کنندگان قرار گیرد.

امروزه حدود ۹۰ درصد مبادلات تجارت جهانی از طریق دریاها و کشتیرانی انجام می‌گردد و نقش و اهمیت بنادر به عنوان حمل‌ونقل دریایی در پاسخ‌گویی به این حجم عظیم اعم از کالا و مسافر بیش از پیش نمایان می‌شود. در کشورهای همجوار با دریا، سواحل به‌عنوان کانون فعالیت‌های اقتصادی اعم از تجارت، صنعت و حمل‌ونقل کالا و مسافر، تفریحی، گردشگری و شیلات و پرورش آبزیان محسوب گردیده و در همه حال فرصت‌های ایده‌آلی را برای توسعه اقتصادی و سرمایه‌گذاری‌های کلان فراهم می‌سازد. وجود قریب به ۵۸۰۰ کیلومتر طول سواحل کشور سبب شده است تا طی دهه‌های اخیر سرمایه‌گذاری‌های قابل توجهی در جهت ساخت و توسعه سازه‌ها و تاسیسات ساحلی و دریایی صورت پذیرد و فاصله پیشرفت‌های قابل توجه در علمی و فنی و اجرائی در زمینه طراحی و ساخت بنادر، احداث سازه‌های ساحلی نظیر موج‌شکن، اسکله، ابنیه حفاظتی و تجهیزات دریایی و بندری و سایر تاسیسات ساحلی و فراساحلی، به نحوی که متضمن تردد ایمن شناورها باشد، حاصل گردد. رفع مشکلات فنی و اجرایی احداث انواع سازه‌های ساحلی و فراساحلی در محیط دریا و صرف هزینه‌های هنگفت اینگونه سازه‌ها و تاسیسات مهندسی اهتمام ویژه به طراحی مهندسی صحیح و مناسب بر طبق ضوابط، استانداردها و معیارهای طراحی بیش از پیش ضروری می‌سازد.

دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی مشتمل بر ۱۱ بخش به شرح زیر است که هر یک موضوع نشریه‌ای مستقل می‌باشد و نشریه حاضر با شماره ۶۳۷ بخش هشتم از آیین‌نامه سازه‌های ساحلی را شامل می‌شود. همچنین مستندات مربوط به تدوین دستورالعمل موضوع نشریه شماره ۶۴۱ می‌باشد.

بخش اول: ملاحظات کلی، موضوع نشریه شماره ۶۳۰

بخش دوم: شرایط طراحی، موضوع نشریه شماره ۶۳۱

بخش سوم: مصالح، موضوع نشریه شماره ۶۳۲

بخش چهارم: قطعات بتنی پیش ساخته، موضوع نشریه شماره ۶۳۳

بخش پنجم: پی‌ها، موضوع نشریه شماره ۶۳۴

بخش ششم: کانال‌های ناوبری و حوضچه‌ها، موضوع نشریه شماره ۶۳۵

بخش هفتم: تجهیزات محافظت بندر، موضوع نشریه شماره ۶۳۶

بخش هشتم: تاسیسات پهلوگیری (مهار)، موضوع نشریه شماره ۶۳۷

بخش نهم: سایر تجهیزات بندر، موضوع نشریه شماره ۶۳۸

بخش دهم: اسکله‌های ویژه، موضوع نشریه شماره ۶۳۹

بخش یازدهم: اسکله‌های تفریحی، موضوع نشریه شماره ۶۴۰

مستندات تدوین دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، نشریه شماره ۶۴۱

این دستورالعمل مرهون تلاش و زحمات عده کثیری از متخصصین، کارشناسان، صاحب‌نظران و نمایندگان دستگاه‌های اجرایی بوده و نقطه عطفی در تهیه مراجع طراحی سازه‌های ساحلی به شمار می‌رود. اما باید اذعان داشت که برای رسیدن به آیین‌نامه مطلوب‌تر با توجه به شرایط محیطی و منطقه‌ای و با توجه به حجم عظیم سرمایه‌گذاری‌ها و انجام پروژه‌های متنوع، انجام مطالعات و تحقیقات گسترده‌تری در این حوزه و ایجاد سازوکار مناسبی برای بازنگری، به‌روز رسانی و توسعه این دستورالعمل ضروری است.

تمامی عوامل اجرایی که در تدوین آیین‌نامه حاضر مشارکت داشتند شایسته تقدیر و تشکر می‌باشند. آقای دکتر خسرو برگی- مجری طرح از دانشگاه تهران، آقای مهندس سید عطااله صدر- معاون وزیر و مدیر عامل، آقای مهندس رمضان عرب سالاری- سرپرست وقت معاونت فنی و مهندسی، آقای مهندس علیرضا کبریایی- معاون توسعه و تجهیز بنادر، آقای مهندس محمدرضا الهیار- مدیرکل مهندسی سواحل و بنادر همگی از سازمان بنادر و دریانوردی، آقای مهندس غلامحسین حمزه مصطفوی- رییس امور نظام فنی، اساتید دانشگاه‌ها، متخصصین و کارشناسان شرکت‌های مهندسی مشاور و پیمانکاران که بنحوی در تهیه، تکمیل و ارائه نظرات تخصصی و کارشناسی نقش موثر داشته‌اند. به این وسیله مراتب تشکر خود را از همگی این عزیزان ابراز می‌نمایم.

امید است تلاش صورت گرفته در ایجاد این اثر با ارزش به‌عنوان گامی موثر در راستای توسعه پایدار و اعتلای علمی و فناوری کشور مورد استفاده کلیه متخصصین، مهندسیین مشاور، پیمانکاران و سازندگان قرار بگیرد.

معاون نظارت راهبردی

تابستان ۱۳۹۲

تهیه و کنترل دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، بخش هشتم - تاسیسات پهلوگیری (مه‌ار) [نشریه شماره ۶۳۷]

مجری و مسئول تهیه متن:

خسرو برگی دکتراى مهندسى عمران دانشگاه تهران

گروه تهیه کننده:

سید عطاءاله صدر	کارشناس مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
خسرو برگی	دکتراى مهندسى عمران	دانشگاه تهران
علی اکبر رضانیانپور	دکتراى مهندسى عمران	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
علیرضا کبریایی	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
بهروز گتمیری	دکتراى مهندسى عمران	دانشگاه تهران
مجید جندقی علایی	دکتراى مهندسى عمران	مهندسان مشاور
محمد رضا اله یار	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
سید رسول میرقادری	دکتراى مهندسى عمران	دانشگاه تهران
محسن سلطانپور	دکتراى مهندسى عمران	دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
رضا کمالیان	دکتراى مهندسى عمران	موسسه تحقیقات آب- وزارت نیرو

بررسی و اظهار نظر کنندگان:

علی طاهری مطلق	دکتراى مهندسى عمران	شرکت تاسیسات دریایی ایران
بابک بنی جمالی	دکتراى مهندسى عمران	مهندسان مشاور
بهروز عسگریان	دکتراى مهندسى عمران	مهندسان مشاور
میراحمد لشته نشایی	دکتراى مهندسى عمران	دانشگاه گیلان
عرفان علوی	دکتراى مهندسى عمران	مهندسان مشاور
مرتضی بیک لریان	دکتراى مهندسى عمران	مهندسان مشاور
شاهین مقصودی زند	کارشناس ارشد مهندسی عمران	مهندسان مشاور

تنظیم و آماده سازی:

رضا سهرابی قمی	کارشناس ارشد فیزیک دریا	سازمان بنادر و دریانوردی
به‌رنگ نیرومند	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
سمیه شوقیان	کارشناس مترجمی زبان	سازمان بنادر و دریانوردی
مانی مقدم	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی

هماهنگی ابلاغ:

علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی
حمیدرضا خاشعی	کارشناس مسئول پروژه در امور نظام فنی

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
	فصل ۱- کلیات
۵	۱-۱- ملاحظات کلی.....
۵	۲-۱- تفسیر.....
۶	۳-۱- نگهداری و تعمیر تاسیسات پهلوگیری.....
	فصل ۲- ابعاد تاسیسات پهلوگیری
۹	۱-۲- طول و عمق پهلوگیر.....
۱۲	۲-۲- ارتفاع تاج تاسیسات پهلوگیری.....
۱۲	۳-۲- فاصله مجاز کشتی از تاسیسات پهلوگیری.....
۱۳	۴-۲- عمق آب طراحی.....
۱۳	۵-۲- حفاظت در برابر آبشستگی.....
۱۳	۶-۲- تاسیسات فرعی.....
	فصل ۳- انواع سازه‌های تاسیسات پهلوگیری
۱۷	۱-۳-
	فصل ۴- اسکله دیواری وزنی
۲۱	۱-۴- اصول طراحی.....
۲۱	۲-۴- نیروهای خارجی و بارهای وارده به دیوارها.....
۲۴	۳-۴- محاسبات پایداری.....
۲۴	۳-۴-۱- موارد مورد توجه در محاسبات پایداری.....
۲۵	۳-۴-۲- بررسی لغزش دیوار.....
۲۵	۳-۴-۳- بررسی ظرفیت باربری پی.....
۲۶	۳-۴-۴- بررسی واژگونی دیوار.....

- ۲۶.....۵-۳-۴- بررسی پی ضعیف (بستر نرم).....
- ۲۶.....۴-۴- محاسبات پایداری بلوک‌های بتنی سلولی.....
- ۲۸.....۵-۴- اثرات خاکریز پشت اسکله.....
- ۳۰.....۶-۴- طراحی جزئیات.....

فصل ۵- اسکله سپری

- ۳۳.....۱-۵- کلیات.....
- ۳۴.....۲-۵- نیروهای خارجی موثر بر دیوار سپری.....
- ۳۴.....۱-۲-۵- نیروهای خارجی که در نظر گرفته می‌شود.....
- ۳۶.....۳-۵- طراحی سپر.....
- ۳۶.....۱-۳-۵- تراز نصب میل مهار.....
- ۳۷.....۲-۳-۵- طول مدفون سپرها.....
- ۳۸.....۳-۳-۵- لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل مهار.....
- ۳۹.....۴-۳-۵- مقطع عرضی سپر.....
- ۳۹.....۵-۳-۵- بررسی اثر سختی مقطع سپر.....
- ۴۷.....۴-۵- طراحی میل مهار.....
- ۴۷.....۱-۴-۵- کشش میل مهار.....
- ۴۸.....۲-۴-۵- مقطع میل مهار.....
- ۴۸.....۵-۵- طراحی تیر اتصال سپر.....
- ۴۹.....۶-۵- ارزیابی در برابر لغزش دایروی.....
- ۴۹.....۷-۵- طراحی تکیه‌گاه میل مهار.....
- ۴۹.....۱-۷-۵- انتخاب نوع سازه تکیه‌گاه میل مهار.....
- ۴۹.....۲-۷-۵- محل تکیه‌گاه میل مهار.....
- ۵۱.....۳-۷-۵- طراحی تکیه‌گاه میل مهار.....

۵۴	۵-۸- طراحی جزئیات
۵۴	۵-۸-۱- تیر پیشانی
۵۴	۵-۸-۲- نصب میل مهار و تیر اتصال سپر بر روی سپر
۵۴	۵-۸-۳- میل مهار
۵۵	۵-۸-۴- نصب میل مهار بر تکیه گاه
۵۵	۵-۹- نکات ویژه برای طراحی سپر بر روی خاک نرم

فصل ۶- اسکله دیواری سپری با سکوی کمکی

۵۹	۶-۱- دامنه کاربرد
۶۰	۶-۲- اصول طراحی
۶۰	۶-۳- تعیین ارتفاع و پهنای عرشه سکوی کمکی
۶۱	۶-۴- فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارد بر دیوار سپری
۶۱	۶-۵- طراحی سپر
۶۲	۶-۵-۱- طول مدفون سپر
۶۲	۶-۵-۲- سطح مقطع سپر
۶۲	۶-۶- طراحی عرشه و شمع‌های سکوی کمکی
۶۲	۶-۶-۱- نیروهای خارجی موثر بر عرشه سکوی کمکی
۶۳	۶-۶-۲- طراحی سکوی کمکی
۶۴	۶-۶-۳- طراحی شمع‌ها
۶۴	۶-۷- بررسی پایداری به صورت دیوار وزنی
۶۵	۶-۸- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی

فصل ۷- اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی

۶۹	۷-۱- اصول طراحی
۷۰	۷-۲- نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی

۷۲	۳-۷- بررسی عرض دیوار در مقابل تغییر شکل برشی.....
۷۲	۱-۳-۷- کلیات.....
۷۳	۲-۳-۷- عرض معادل دیوار.....
۷۴	۳-۳-۷- محاسبه لنگر ایجاد تغییر شکل.....
۷۴	۴-۳-۷- محاسبه لنگر مقاوم.....
۷۹	۴-۷- بررسی پایداری کلی بدنه دیوار.....
۷۹	۱-۴-۷- کلیات.....
۷۹	۲-۴-۷- ضریب واکنش بستر.....
۸۰	۳-۴-۷- محاسبه واکنش بستر و تغییر مکان دیوار.....
۸۶	۵-۷- بررسی ظرفیت باربری زمین.....
۸۶	۶-۷- بررسی لغزش دیوار.....
۸۶	۷-۷- بررسی تغییر مکان بالای دیوار.....
۸۸	۸-۷- بررسی پایداری شیب در برابر لغزش دایروی.....
۸۸	۹-۷- جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها.....
۸۸	۱۰-۷- محاسبه کشش کمربندی.....
۸۹	۱۱-۷- طراحی سپر T شکل.....
۸۹	۱-۱۱-۷- کلیات.....
۸۹	۲-۱۱-۷- ساختار سپر T شکل.....
۹۰	۱۲-۷- طراحی تفصیلی (جزئیات).....
۹۰	۱-۱۲-۷- طراحی شمع پایه تیر پیشانی.....
۹۱	۲-۱۲-۷- طراحی تیر پیشانی.....

فصل ۸- اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی

۹۵	۱-۸- دامنه کاربرد.....
----	------------------------

- ۸-۲- اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع درجا..... ۹۵
- ۸-۲-۱- اصول طراحی..... ۹۵
- ۸-۲-۲- نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری فولادی..... ۹۷
- ۸-۲-۳- کنترل عرض دیوار در برابر تغییر شکل برشی..... ۹۷
- ۸-۲-۴- کنترل پایداری کل بدنه دیوار..... ۹۸
- ۸-۲-۵- بررسی ظرفیت باربری زمین..... ۱۰۰
- ۸-۲-۶- بررسی پایداری شیب در برابر لغزش دایروی..... ۱۰۱
- ۸-۲-۷- تعیین ضخامت صفحه فولادی پوسته سلول..... ۱۰۱
- ۸-۲-۸- جانمایی سلولها و قوسها..... ۱۰۱
- ۸-۲-۹- طراحی تفصیلی (جزئیات)..... ۱۰۲
- ۸-۳- اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع مدفون..... ۱۰۲
- ۸-۳-۱- اصول طراحی..... ۱۰۲
- ۸-۳-۲- نیروهای خارجی وارد بر سلول فولادی نوع مدفون..... ۱۰۳
- ۸-۳-۳- بررسی عرض دیوار در برابر تغییر شکل برشی..... ۱۰۳
- ۸-۳-۴- بررسی پایداری کلی بدنه دیوار..... ۱۰۴
- ۸-۳-۵- بررسی ظرفیت باربری زمین..... ۱۰۴
- ۸-۳-۶- بررسی لغزش دیوار..... ۱۰۴
- ۸-۳-۷- بررسی تغییر مکان بالای دیوار..... ۱۰۴
- ۸-۳-۸- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی..... ۱۰۴
- ۸-۳-۹- جانمایی سلولها و قوسها..... ۱۰۴
- ۸-۳-۱۰- تعیین ضخامت صفحه برای پوسته سلول و مقطع قوس..... ۱۰۴
- ۸-۳-۱۱- اتصالات و سخت‌کننده‌ها..... ۱۰۵
- ۸-۳-۱۲- طراحی تفصیلی (جزئیات)..... ۱۰۵

فصل ۹- اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم

- ۱-۹- اصول طراحی ۱۰۹
- ۲-۹- جانمایی و ابعاد ۱۱۲
- ۱-۲-۹- اندازه بلوک عرشه و جانمایی شمع‌ها ۱۱۲
- ۲-۲-۹- ابعاد عرشه ۱۱۳
- ۳-۲-۹- چیدمان ضربه‌گیرها و مهاربندها ۱۱۳
- ۳-۹- نیروهای خارجی اعمال شده بر اسکله شمع و عرشه موازی ساحل ۱۱۳
- ۱-۳-۹- نیروهای خارجی طراحی ۱۱۳
- ۲-۳-۹- محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر ۱۱۵
- ۴-۹- فرضیات مربوط به خاک بستر دریا ۱۱۶
- ۱-۴-۹- تعیین زاویه شیب شیروانی ۱۱۶
- ۲-۴-۹- سطح مجازی زمین ۱۱۷
- ۵-۹- طراحی شمع ۱۱۷
- ۱-۵-۹- کلیات ۱۱۷
- ۲-۵-۹- ضریب عکس‌العمل افقی خاک ۱۱۸
- ۳-۵-۹- نقطه گیرداری مجازی ۱۱۹
- ۴-۵-۹- نیروهای عضو وارد بر شمع‌های منفرد ۱۱۹
- ۵-۵-۹- تنش‌های مقطع عرضی شمع‌ها ۱۲۱
- ۶-۵-۹- بررسی عمق مدفون برای ظرفیت باربری ۱۲۲
- ۷-۵-۹- بررسی عمق مدفون برای مقاومت جانبی ۱۲۲
- ۸-۵-۹- بررسی اتصالات شمع ۱۲۳
- ۹-۵-۹- تغییر ضخامت صفحه یا جنس شمع لوله‌ای فولادی ۱۲۳
- ۶-۹- بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله ۱۲۳
- ۱-۶-۹- فرض مقطع عرضی برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله ۱۲۵

- ۹-۶-۲- روش بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله..... ۱۲۵
- ۹-۶-۳- تعیین حرکت لرزه‌ای برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله..... ۱۲۷
- ۹-۶-۴- بررسی ظرفیت باربری با استفاده از روش ساده شده..... ۱۳۰
- ۹-۶-۵- بررسی ظرفیت باربری با استفاده از تحلیل الاستوپلاستیک..... ۱۳۳
- ۹-۷- طراحی مقطع حائل خاک..... ۱۳۶
- ۹-۸- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی..... ۱۳۶
- ۹-۹- طراحی تفصیلی (جزئیات)..... ۱۳۶
- ۹-۹-۱- ترکیبات بار برای طراحی عرشه..... ۱۳۶
- ۹-۹-۲- محاسبه چیدمان میلگرد مسلح کننده عرشه..... ۱۳۷
- ۹-۹-۳- طراحی سر شمع..... ۱۳۷

فصل ۱۰- اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل

- ۱۰-۱- اصول طراحی..... ۱۴۳
- ۱۰-۲- جانمایی و ابعاد..... ۱۴۳
- ۱۰-۲-۱- اندازه بلوک عرشه و جانمایی شمع‌ها..... ۱۴۳
- ۱۰-۲-۲- ابعاد عرشه..... ۱۴۴
- ۱۰-۲-۳- آرایش ضربه‌گیرها (فندرها) و مهاربندها (بولاردها)..... ۱۴۵
- ۱۰-۳- نیروهای خارجی وارد بر اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل..... ۱۴۵
- ۱۰-۳-۱- نیروهای خارجی طراحی..... ۱۴۵
- ۱۰-۳-۲- محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر..... ۱۴۵
- ۱۰-۴- فرضیات مربوط به خاک کف دریا..... ۱۴۵
- ۱۰-۴-۱- تعیین زاویه شیب شیروانی..... ۱۴۵
- ۱۰-۴-۲- سطح مجازی زمین..... ۱۴۵
- ۱۰-۵- تعیین نیروهای وارد بر شمع‌ها و مقاطع عرضی شمع‌ها..... ۱۴۵

- ۱۴۵.....۱-۵-۱۰- نیروی افقی منتقل شده بر سر شمع‌های زوج مایل
- ۱۴۷.....۲-۵-۱۰- بار قائم انتقال یافته به سر شمع‌های مایل
- ۱۴۸.....۳-۵-۱۰- نیروهای کششی (بیرون‌کشنده) و فشاری (فروکننده) شمع‌های زوج مایل
- ۱۴۸.....۴-۵-۱۰- تنش‌های مقطع عرضی شمع‌ها
- ۱۴۹.....۶-۱۰- بررسی مقاومت اسکله در راستای محور طولی
- ۱۴۹.....۷-۱۰- عمق مدفون شمع‌های مایل
- ۱۴۹.....۸-۱۰- طراحی مقطع حائل خاک
- ۱۴۹.....۹-۱۰- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی
- ۱۴۹.....۱۰-۱۰- طراحی تفصیلی (جزئیات)

فصل ۱۱- اسکله جدا از ساحل

- ۱۵۳.....۱-۱۱- گستره کاربرد
- ۱۵۳.....۲-۱۱- اصول طراحی
- ۱۵۳.....۳-۱۱- طراحی اسکله جدا از ساحل
- ۱۵۳.....۱-۳-۱۱- جانمایی و ابعاد
- ۱۵۴.....۲-۳-۱۱- بارها و نیروهای خارجی
- ۱۵۴.....۳-۳-۱۱- طراحی اسکله
- ۱۵۴.....۴-۳-۱۱- طراحی تیر
- ۱۵۵.....۴-۱۱- تجهیزات فرعی
- ۱۵۵.....۵-۱۱- طراحی تفصیلی (جزئیات)
- ۱۵۵.....۱-۵-۱۱- عرشه
- ۱۵۵.....۲-۵-۱۱- پل ارتباطی

فصل ۱۲- اسکله شناور

- ۱۵۹.....۱-۱۲- گستره کاربرد

- ۱۶۰ ۱۲-۲- اصول طراحی
- ۱۶۰ ۱۲-۳- طراحی پانتون
- ۱۶۰ ۱۲-۳-۱- ابعاد پانتون
- ۱۶۰ ۱۲-۳-۲- بارها و نیروهای خارجی وارد بر پانتون
- ۱۶۱ ۱۲-۳-۳- پایداری پانتون
- ۱۶۳ ۱۲-۳-۴- طراحی جداگانه اجزای پانتون
- ۱۶۴ ۱۲-۴- طراحی سیستم مهار
- ۱۶۴ ۱۲-۴-۱- روش مهار
- ۱۶۴ ۱۲-۴-۲- طراحی زنجیر مهار
- ۱۶۶ ۱۲-۴-۳- طراحی لنگر مهاری
- ۱۶۷ ۱۲-۵- طراحی پل دسترسی و پل ارتباطی
- ۱۶۷ ۱۲-۵-۱- ابعاد و شیب
- ۱۶۷ ۱۲-۵-۲- طراحی پل دسترسی و پل ارتباطی
- ۱۶۷ ۱۲-۵-۳- برج تنظیم

فصل ۱۳- دلفین (ستون مهاربند)

- ۱۷۱ ۱۳-۱- اصول طراحی
- ۱۷۱ ۱۳-۲- جانمایی
- ۱۷۲ ۱۳-۳- نیروهای خارجی موثر بر دلفین
- ۱۷۳ ۱۳-۴- دلفین شمعی
- ۱۷۳ ۱۳-۵- دلفین نوع دیواری سلولی فلزی
- ۱۷۴ ۱۳-۶- دلفین نوع صندوقه‌ای

فصل ۱۴- سرسره و اسکله با عمق آب کم

- ۱۷۷ ۱۴-۱- سرسره

۱۷۷	۱۴-۱-۱- اصول طراحی
۱۷۷	۱۴-۱-۲- محل قرارگیری سرسره
۱۷۷	۱۴-۱-۳- ابعاد اجزای مختلف سرسره
۱۸۰	۱۴-۱-۴- دیوار جلویی و روسازی
۱۸۱	۱۴-۲- اسکله با عمق آب کم

فصل ۱۵- تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا

۱۸۵	۱۵-۱- اصول طراحی
۱۸۵	۱۵-۲- جانمایی
۱۸۷	۱۵-۳- تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا
۱۸۷	۱۵-۴- ابعاد قسمت‌های مختلف

فصل ۱۶- بویه مهاری و ستون مهاری

۱۸۹	۱۶-۱- بویه مهاری
۱۸۹	۱۶-۱-۱- اصول طراحی
۱۹۱	۱۶-۱-۲- نیروی کشش مهاری وارد بر بویه مهاری
۱۹۲	۱۶-۱-۳- طراحی اجزای بویه مهاری
۱۹۷	۱۶-۲- ستون مهاری

فصل ۱۷- انواع دیگر تاسیسات پهلوگیری

۲۰۱	۱۷-۱- اسکله دیواری نوع جاذب موج
۲۰۱	۱۷-۱-۱- اصول طراحی
۲۰۱	۱۷-۱-۲- تعیین شکل سازه‌ای
۲۰۳	۱۷-۲- اسکله دیواری با سپر طره‌ای
۲۰۳	۱۷-۲-۱- اصول طراحی
۲۰۴	۱۷-۲-۲- نیروهای خارجی اعمال شده بر دیوار سپری

- ۲۰۵.....۱۷-۲-۳- تعیین سطح مقطع سپر.....
- ۲۰۶.....۱۷-۲-۴- تعیین طول مدفون سپر.....
- ۲۰۶.....۱۷-۲-۵- بررسی تغییر مکان تاج سپر.....
- ۲۰۷.....۱۷-۲-۶- نیروهای خارجی در طول دوره ساخت.....
- ۲۰۷.....۱۷-۲-۷- طراحی تفصیلی (جزئیات).....
- ۲۰۷.....۱۷-۳-۳- اسکله سپری با شمع مهاری مایل.....
- ۲۰۷.....۱۷-۳-۱- اصول طراحی.....
- ۲۰۹.....۱۷-۳-۲- نیروهای خارجی اعمال شده بر دیوار سپری با شمع مهاری مایل.....
- ۲۰۹.....۱۷-۳-۳- محاسبه نیروهای افقی و عمودی وارد بر نقطه اتصال.....
- ۲۰۹.....۱۷-۳-۴- تعیین سطح مقطع سپر و شمع مهاری مایل.....
- ۲۰۹.....۱۷-۳-۵- تعیین طول مدفون سپر و شمع مهاری مایل.....
- ۲۰۹.....۱۷-۳-۶- طراحی تفصیلی (جزئیات).....
- ۲۱۰.....۱۷-۴-۴- اسکله دیواری سپری با شمع مایل در جلو.....
- ۲۱۰.....۱۷-۴-۱- اصول طراحی.....
- ۲۱۰.....۱۷-۴-۲- جانمایی و تعیین ابعاد.....
- ۲۱۰.....۱۷-۴-۳- طراحی دیوار سپری.....
- ۲۱۲.....۱۷-۴-۴- طراحی سازه شمع و عرشه.....
- ۲۱۳.....۱۷-۴-۵- طول مدفون.....
- ۲۱۳.....۱۷-۴-۶- طراحی تفصیلی (جزئیات).....
- ۲۱۳.....۱۷-۵-۵- اسکله دیواری دو سپری.....
- ۲۱۳.....۱۷-۵-۱- اصول طراحی.....
- ۲۱۵.....۱۷-۵-۲- نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری دو سپری.....
- ۲۱۵.....۱۷-۵-۳- طراحی اسکله دیواری دو سپری.....

فصل ۱۸- بخش انتقالی اسکله دیواری

- ۱۸-۱- اصول طراحی..... ۲۱۹
- ۱۸-۲- بخش انتقالی در محلی با عمق آب متغیر..... ۲۱۹
- ۱۸-۳- بخش انتقالی در محلی که اسکله‌های دیواری از انواع متفاوت متصل می‌باشد..... ۲۱۹
- ۱۸-۴- گوشه برجسته..... ۲۱۹

فصل ۱۹- تجهیزات فرعی

- ۱۹-۱- کلیات..... ۲۲۳
- ۱۹-۲- تجهیزات پهلوگیری..... ۲۲۴
- ۱۹-۳- ستون مهاری، مهاربند و حلقه مهار..... ۲۲۴
- ۱۹-۳-۱- کلیات..... ۲۲۴
- ۱۹-۳-۲- چیدمان ستون‌های مهاری، مهاربندها و حلقه‌های مهار..... ۲۲۴
- ۱۹-۳-۳- نیروی کششی مهار شناور..... ۲۲۵
- ۱۹-۳-۴- سازه..... ۲۲۶
- ۱۹-۴- سیستم ضربه‌گیر..... ۲۲۶
- ۱۹-۴-۱- کلیات..... ۲۲۶
- ۱۹-۴-۲- آرایش ضربه‌گیرها..... ۲۲۷
- ۱۹-۴-۳- انرژی پهلوگیری شناور..... ۲۲۷
- ۱۹-۴-۴- انتخاب ضربه‌گیر..... ۲۲۸
- ۱۹-۵- تاسیسات ایمنی..... ۲۳۱
- ۱۹-۵-۱- کلیات..... ۲۳۱
- ۱۹-۵-۲- حفاظ اطراف..... ۲۳۱
- ۱۹-۵-۳- حصار و طناب‌کشی..... ۲۳۱
- ۱۹-۵-۴- تابلو و علائم هشدار..... ۲۳۱

۲۳۱ ۱۹-۵-۵- جدول گذاری
۲۳۲ ۱۹-۶- تاسیسات خدماتی
۲۳۲ ۱۹-۶-۱- کلیات
۲۳۲ ۱۹-۶-۲- تاسیسات روشنایی
۲۳۲ ۱۹-۶-۳- تاسیسات سوار و پیاده شدن مسافر
۲۳۲ ۱۹-۶-۴- پل ارتباطی (رمپ) خودرو
۲۳۳ ۱۹-۶-۵- تاسیسات آبرسانی
۲۳۳ ۱۹-۶-۶- تاسیسات زهکشی
۲۳۳ ۱۹-۶-۷- تاسیسات سوخت رسانی و برق رسانی
۲۳۳ ۱۹-۶-۸- تابلو و علائم هشدار
۲۳۳ ۱۹-۷- راه پله و نردبان
۲۳۴ ۱۹-۸- تاسیسات نجات غریق
۲۳۴ ۱۹-۹- جدول گذاری
۲۳۴ ۱۹-۱۰- پل ارتباطی (رمپ) خودرو
۲۳۴ ۱۹-۱۱- تابلو، علائم هشدار و حصار محافظ
۲۳۴ ۱۹-۱۱-۱- کلیات
۲۳۴ ۱۹-۱۱-۲- الزامات تابلو
۲۳۵ ۱۹-۱۱-۳- انواع و محل قرارگیری تابلو
۲۳۵ ۱۹-۱۱-۴- محل تابلو
۲۳۶ ۱۹-۱۱-۵- سازه تابلو
۲۳۷ ۱۹-۱۱-۶- مصالح
۲۳۸ ۱۹-۱۱-۷- تعمیرات، نگهداری و مدیریت
۲۳۸ ۱۹-۱۱-۸- حصار محافظ
۲۳۸ ۱۹-۱۱-۹- مانع

۲۳۸ تاسیسات روشنایی..... ۱۲-۱۹
۲۳۸ کلیات..... ۱-۱۲-۱۹
۲۳۹ شدت استاندارد روشنایی..... ۲-۱۲-۱۹
۲۴۰ انتخاب منبع نور..... ۳-۱۲-۱۹
۲۴۳ انتخاب تجهیزات روشنایی..... ۴-۱۲-۱۹
۲۴۳ طراحی روشنایی..... ۵-۱۲-۱۹
۲۴۷ نگهداری و مدیریت..... ۶-۱۲-۱۹

فصل ۲۰- بارانداز

۲۵۳ اصول طراحی..... ۱-۲۰
۲۵۳ نوع بارانداز..... ۲-۲۰
۲۵۳ عرض..... ۱-۲-۲۰
۲۵۳ شیب..... ۲-۲-۲۰
۲۵۴ نوع روسازی..... ۳-۲-۲۰
۲۵۴ تمهیدات لازم برای جلوگیری از نشست بارانداز..... ۳-۲۰
۲۵۴ شرایط بارگذاری..... ۴-۲۰
۲۵۵ طراحی روسازی بتنی..... ۵-۲۰
۲۵۵ شرایط طراحی..... ۱-۵-۲۰
۲۵۷ ساختار روسازی..... ۲-۵-۲۰
۲۶۱ درز..... ۳-۵-۲۰
۲۶۴ میله مهاری (کش) و میل مهار لغزشی..... ۴-۵-۲۰
۲۶۴ محافظت از انتهای روسازی..... ۵-۵-۲۰
۲۶۴ طراحی روسازی آسفالتی..... ۶-۲۰
۲۶۴ شرایط طراحی..... ۱-۶-۲۰

۲۶۵	۲۰-۶-۲- ساختار روسازی
۲۶۸	۲۰-۶-۳- محافظت از انتهای روسازی
۲۶۸	۲۰-۷-۷- طراحی روسازی با بلوک بتنی
۲۶۸	۲۰-۷-۱- شرایط طراحی
۲۶۹	۲۰-۷-۲- ساختار روسازی
۲۶۹	۲۰-۷-۳- درزها

فصل ۲۱- پی (شالوده) برای تجهیزات جابجایی کالا

۲۷۵	۲۱-۱- اصول طراحی
۲۷۵	۲۱-۲- نیروهای خارجی موثر بر پی تجهیزات جابجایی کالا
۲۷۶	۲۱-۲-۱- ظرفیت باربری شمع
۲۷۷	۲۱-۳- طراحی پی به صورت شمع
۲۷۷	۲۱-۳-۱- تیر بتنی
۲۷۷	۲۱-۴- طراحی پی بدون شمع
۲۷۷	۲۱-۴-۱- بررسی اثر بر اسکله
۲۷۸	۲۱-۴-۲- تیر بتنی
۲۸۱	مراجع

خلاصه انگلیسی

فهرست شکل‌ها

صفحه	عنوان
۹.....	شکل ۸-۱- آرایش طناب‌های مهار.....
۱۳.....	شکل ۸-۲- فاصله مجاز کشتی از تاسیسات پهلوگیری.....
۲۱.....	شکل ۸-۳- نمونه‌ای از سطح مقطع یک اسکله دیواری وزنی.....
۲۲.....	شکل ۸-۴- تعیین بدنه اسکله دیواری.....
۲۳.....	شکل ۸-۵- تعیین قسمت بدنه دیوار برای پایداری لغزشی درزهای افقی.....
۲۳.....	شکل ۸-۶- تعیین بدنه دیوار برای پایداری واژگونی.....
۲۴.....	شکل ۸-۷- فرضیات محاسبه نیروی شناوری.....
۲۸.....	شکل ۸-۸- تعیین مقاومت اصطکاکی.....
۲۹.....	شکل ۸-۹- شکل خاکریز.....
۳۳.....	شکل ۸-۱۰- مثالی از طراحی اسکله سپری (نوع شمع قائم مهار).
۳۵.....	شکل ۸-۱۱- فشار خاک و فشار آب باقیمانده برای طراحی دیواره سپر.....
۳۵.....	شکل ۸-۱۲- فشار خاک و فشار آب باقیمانده برای طراحی دیواره سپر با استفاده از روش <i>P.W.Rowe</i>
۳۹.....	شکل ۸-۱۳- تیر معادل برای به دست آوردن لنگر خمشی.....
۴۱.....	شکل ۸-۱۴- توزیع فشار خاک برای تحلیل دیواره سپر.....
۴۳.....	شکل ۸-۱۵- رابطه بین ضریب عکس‌العمل l_h و عدد N
۴۳.....	شکل ۸-۱۶- رابطه بین ضریب عکس‌العمل l_h و زاویه اصطکاک داخلی ϕ
۴۵.....	شکل ۸-۱۷- رابطه بین ضریب اصلاح μ و عدد تشابه ω
۴۶.....	شکل ۸-۱۸- رابطه بین ضریب اصلاح τ و عدد تشابه ω
۵۰.....	شکل ۸-۱۹- محل عملیات دیوار بتنی تکیه‌گاه.....
۵۰.....	شکل ۸-۲۰- شمع عمودی تکیه‌گاه.....
۵۱.....	شکل ۸-۲۱- محل قرارگیری زوج شمع تکیه‌گاه.....
۵۲.....	شکل ۸-۲۲- نیروهای خارجی وارد بر دیوار بتنی تکیه‌گاه.....
۵۲.....	شکل ۸-۲۳- فشار خاکی که از فشار خاک مقاوم که بر دیوار تکیه‌گاه وارد می‌گردد کم می‌شود.....
۵۴.....	شکل ۸-۲۴- فشار خاک مجازی برای تکیه‌گاه سپری کوتاه.....
۵۶.....	شکل ۸-۲۵- فشار خاک و انحنای تغییر شکل.....
۵۹.....	شکل ۸-۲۶- سازه اسکله سپری با سکوی کمکی (عرشه L شکل).

- شکل ۸- ۲۷- سازه اسکله سپری با سکوی کمکی (عرشه قوطی شکل)..... ۵۹
- شکل ۸- ۲۸- فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارد به سپر..... ۶۱
- شکل ۸- ۲۹- نیروهای خارجی وارد بر عرشه سکوی کمکی..... ۶۳
- شکل ۸- ۳۰- تیر پیوسته فرضی در طراحی سکوی کمکی..... ۶۴
- شکل ۸- ۳۱- دیوار مجازی به عنوان دیوار وزنی..... ۶۵
- شکل ۸- ۳۲- مراحل طراحی اسکله دیواری سلولی..... ۶۹
- شکل ۸- ۳۳- نمونه‌ای از یک اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی..... ۷۰
- شکل ۸- ۳۴- فشار خاک موثر بر پشت بدنه دیوار (برای بررسی تغییر شکل برشی)..... ۷۱
- شکل ۸- ۳۵- فشار خاک وارد بر پشت بدنه دیوار (برای بررسی پایداری دیوار وزنی)..... ۷۱
- شکل ۸- ۳۶- ضریب زلزله طراحی برای مصالح پرکننده..... ۷۲
- شکل ۸- ۳۷- پلان سازه دیوار حائل سلولی و عرض معادل (B)..... ۷۳
- شکل ۸- ۳۸- بارها و نیروهای مقاوم برای بررسی تغییر شکل برشی..... ۷۴
- شکل ۸- ۳۹- رابطه بین لنگر مقاوم و نسبت طول مدفون..... ۷۶
- شکل ۸- ۴۰- صفحه برش فرضی مصالح پرکننده..... ۷۶
- شکل ۸- ۴۱- ارتفاع معادل دیوار..... ۷۸
- شکل ۸- ۴۲- نمونه‌ای از توزیع واکنش افقی بستر..... ۸۱
- شکل ۸- ۴۳- نحوه توزیع بارهای خارجی روی اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی..... ۸۲
- شکل ۸- ۴۴- شکل (مود)های تغییر مکانی دیوار..... ۸۲
- شکل ۸- ۴۵- مدل محاسباتی واکنش بستر و تغییر مکان دیوار..... ۸۳
- شکل ۸- ۴۶- سطوح خرابی و نسبت تغییر مکان بالای سازه به ارتفاع آن..... ۸۷
- شکل ۸- ۴۷- سپر T شکل..... ۸۹
- شکل ۸- ۴۸- سطح مقطع استاندارد سپر T شکل (اتصال پرچی و فواصل پرچ ۸۵ میلی‌متر)..... ۹۰
- شکل ۸- ۴۹- سطح مقطع استاندارد سپر T شکل (اتصال جوشی)..... ۹۰
- شکل ۸- ۵۰- مراحل طراحی اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع درجا..... ۹۶
- شکل ۸- ۵۱- نمونه اسکله دیواری سلولی فولادی..... ۹۶
- شکل ۸- ۵۲- ، رابطه بین R_t ، ϕ و v ۹۹
- شکل ۸- ۵۳- مراحل طراحی اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی مدفون..... ۱۰۲
- شکل ۸- ۵۴- نمونه‌ای از یک اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی مدفون..... ۱۰۳
- شکل ۸- ۵۵- مراحل کلی طراحی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم..... ۱۱۰

- شکل ۸-۵۶- نمونه‌ای از اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم..... ۱۱۱
- شکل ۸-۵۷- منحنی خصوصیات ضربه‌گیر لاستیکی..... ۱۱۶
- شکل ۸-۵۸- موقعیت سازه حائل خاک پشت شیروانی..... ۱۱۷
- شکل ۸-۵۹- سطح مجازی زمین..... ۱۱۷
- شکل ۸-۶۰- فاصله بین مرکز ثقل گروه شمع و شمع‌های منفرد..... ۱۲۰
- شکل ۸-۶۱- لنگرهای سر شمع..... ۱۲۱
- شکل ۸-۶۲- نمودار مراحل ارزیابی عملکرد مقاومت در برابر زلزله اسکله شمع و عرشه موازی ساحل..... ۱۲۴
- شکل ۸-۶۳- مراحل تعیین ضریب زلزله برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله..... ۱۲۷
- شکل ۸-۶۴- ضریب زلزله استاندارد برای زلزله سطح ۱..... ۱۲۹
- شکل ۸-۶۵- پاسخ تغییر مکان افقی الاستوپلاستیک مربوط به عرشه اسکله..... ۱۳۱
- شکل ۸-۶۶- بررسی ظرفیت باربری با استفاده از روش الاستوپلاستیک..... ۱۳۳
- شکل ۸-۶۷- رابطه لنگر خمشی-انحنای شمع لوله‌ای فولادی..... ۱۳۴
- شکل ۸-۶۸- رابطه لنگر خمشی-انحنای مربوط به عرشه بتنی..... ۱۳۵
- شکل ۸-۶۹- تنش برشی تولید شده در سر شمع..... ۱۳۹
- شکل ۸-۷۰- نمونه اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل..... ۱۴۴
- شکل ۸-۷۱- فاصله بین خط مرکزی گروه شمع مایل و هر زوج از شمع‌های زوج مایل..... ۱۴۶
- شکل ۸-۷۲- نمونه‌ای از سطح مقطع اسکله جدا از ساحل..... ۱۵۳
- شکل ۸-۷۳- توضیحات اجزای اسکله شناور..... ۱۵۹
- شکل ۸-۷۴- توضیحات اجزای پانتون..... ۱۶۰
- شکل ۸-۷۵- پایداری پانتون تحت بار خارج از مرکز..... ۱۶۲
- شکل ۸-۷۶- توضیحات مرتبط با زنجیر مهاری..... ۱۶۵
- شکل ۸-۷۷- نمونه‌هایی از برج تنظیم..... ۱۶۸
- شکل ۸-۷۸- نمونه‌ای از دلفین شمعی..... ۱۷۱
- شکل ۸-۷۹- فاصله بین دلفین‌های پهلوگیری..... ۱۷۲
- شکل ۸-۸۰- سرسره..... ۱۷۷
- شکل ۸-۸۱- ضخامت مورد نیاز برای بلوک بتنی پیش ساخته و ارتفاع امواج جلوی سرسره..... ۱۸۱
- شکل ۸-۸۲- وسیله نقلیه روی بالشتک هوا (MV-PP5)..... ۱۸۶
- شکل ۸-۸۳- نمونه‌ای از جانمایی ایستگاه وسیله نقلیه روی بالشتک هوا..... ۱۸۶
- شکل ۸-۸۴- انواع بویه مهاری..... ۱۸۹

- شکل ۸- ۸۵- روند طراحی بویه مهاری..... ۱۹۰
- شکل ۸- ۸۶- شکل عمومی بویه مهاری..... ۱۹۰
- شکل ۸- ۸۷- نمایی از بویه مهار از نوع ترکیب وزنه و لنگر زنجیری..... ۱۹۴
- شکل ۸- ۸۸- کشش‌های زنجیر زمینی..... ۱۹۶
- شکل ۸- ۸۹- مدل آزمایشگاهی برای اسکله صندوقه‌ای با دیواره شیاردار..... ۲۰۲
- شکل ۸- ۹۰- رابطه بین ضریب انعکاس و طول شیار در یک اسکله صندوقه‌ای با دیوار شیاردار..... ۲۰۲
- شکل ۸- ۹۱- ضریب انعکاس صندوقه سوراخ‌دار تحت تاثیر موج نامنظم..... ۲۰۳
- شکل ۸- ۹۲- نمونه‌ای از اسکله دیواری سپری طره‌ای..... ۲۰۴
- شکل ۸- ۹۳- تعیین سطح مجازی کف بستر..... ۲۰۵
- شکل ۸- ۹۴- تغییر مکان تاج شمع..... ۲۰۷
- شکل ۸- ۹۵- مراحل کلی طراحی اسکله دیواری سپری با شمع مهاری مایل..... ۲۰۸
- شکل ۸- ۹۶- نمونه‌ای از مقطع یک اسکله سپری با شمع‌های مهاری مایل..... ۲۰۸
- شکل ۸- ۹۷- مراحل کلی طراحی اسکله دیواری سپری با شمع‌های مایل در جلو..... ۲۱۱
- شکل ۸- ۹۸- نمونه‌ای از اسکله دیواری سپری با شمع مهاری مایل در جلو..... ۲۱۲
- شکل ۸- ۹۹- مراحل کلی طراحی اسکله دیواری دو سپری بر اساس روش متعارف..... ۲۱۴
- شکل ۸- ۱۰۰- یک نمونه چیدمان ستون مهاری و مهاربند..... ۲۲۶
- شکل ۸- ۱۰۱- نمودار طراحی ضربه‌گیر..... ۲۲۷
- شکل ۸- ۱۰۲- محاسبه نیروی پهلوگیری..... ۲۲۸
- شکل ۸- ۱۰۳- انرژی جذب شده در اثر تغییر شکل شمع..... ۲۲۹
- شکل ۸- ۱۰۴- محدوده مجاز راه..... ۲۳۵
- شکل ۸- ۱۰۵- ارتفاع تابلو..... ۲۳۶
- شکل ۸- ۱۰۶- انواع اصلی صفحات شیتاب و ساختار آن..... ۲۳۸
- شکل ۸- ۱۰۷- انواع منبع نور..... ۲۴۱
- شکل ۸- ۱۰۸- شدت روشنایی افقی در نقطه P..... ۲۴۶
- شکل ۸- ۱۰۹- تقسیم‌بندی محیط روشن به شبکه مستطیلی..... ۲۴۷
- شکل ۸- ۱۱۰- ضریب نگهداری شار نور طراحی منبع نور..... ۲۴۸
- شکل ۸- ۱۱۱- شار نور طراحی لوازم روشنایی..... ۲۵۰
- شکل ۸- ۱۱۲- منحنی‌های طراحی ضخامت اساس..... ۲۵۸
- شکل ۸- ۱۱۳- رابطه بین ضخامت دال بتنی و تنش خمشی..... ۲۶۰

۲۶۳	شکل ۸-۱۱۴- درز اجرایی طولی.....
۲۶۳	شکل ۸-۱۱۵- درز انقباض عرضی.....
۲۶۳	شکل ۸-۱۱۶- درز اجرایی عرضی.....
۲۶۳	شکل ۸-۱۱۷- درز انبساط عرضی.....
۲۷۱	شکل ۸-۱۱۸- ساختار درز.....

فهرست جدول‌ها

عنوان	صفحه
جدول ۸-۱- ابعاد اصلی استاندارد پهلوگیر هنگامی که شناور طرح مشخص نباشد.....	۱۰
جدول ۸-۲- ارتفاع متعارف تاج تاسیسات پهلوگیری بالاتر از تراز بالای آب.....	۱۲
جدول ۸-۳- ضریب عکس‌العمل خاک برای سپر در خاک ماسه‌های (l_h) (MN/m^3).....	۴۲
جدول ۸-۴- سطوح خرابی.....	۸۷
جدول ۸-۵- نیروهای خارجی طراحی.....	۱۱۴
جدول ۸-۶- ضریب میرایی.....	۱۲۸
جدول ۸-۷- ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز استاندارد برای زلزله سطح ۱.....	۱۳۲
جدول ۸-۸- نمونه‌هایی از شرایط و بارهای طراحی بویه مهاری.....	۱۹۲
جدول ۸-۹- فاصله و حداقل تعداد مهاربند (در هر محل پهلوگیری).....	۲۲۵
جدول ۸-۱۰- مقادیر ضریب تاثیر ناشی از بارگذاری مکرر.....	۲۳۰
جدول ۸-۱۱- عرض و شیب پل ارتباطی خودرو.....	۲۳۳
جدول ۸-۱۲- شدت استاندارد روشنایی برای روشنایی فضای باز.....	۲۴۰
جدول ۸-۱۳- شدت استاندارد روشنایی برای روشنایی فضای داخلی.....	۲۴۰
جدول ۸-۱۴- مشخصات انواع لامپ.....	۲۴۲
جدول ۸-۱۵- رده بندی عملکرد ارائه رنگ برای روشنایی فضای باز.....	۲۴۲
جدول ۸-۱۶- دمای رنگ و احساس گرمی یا سردی.....	۲۴۳
جدول ۸-۱۷- منحنی درجه ضریب نگهداری برای ترکیبات انواع لوازم روشنایی و محیط اطراف.....	۲۴۹
جدول ۸-۱۸- عرض استاندارد بارانداز.....	۲۵۳
جدول ۸-۱۹- شرایط بار.....	۲۵۵
جدول ۸-۲۰- مقادیر d_2	۲۵۶
جدول ۸-۲۱- ضخامت اساس روسازی بتنی.....	۲۵۸
جدول ۸-۲۲- ضخامت دال بتنی.....	۲۵۹
جدول ۸-۲۳- دسته‌بندی بارهای طراحی.....	۲۵۹
جدول ۸-۲۴- ضریب هم‌ارزی لایه.....	۲۶۵
جدول ۸-۲۵- ترکیبات استاندارد روسازی آسفالتی.....	۲۶۶
جدول ۸-۲۶- دسته‌بندی بار طراحی.....	۲۶۸

- جدول ۸- ۲۷- نوع و کیفیت بتن آسفالتی..... ۲۶۸
- جدول ۸- ۲۸- ترکیب استاندارد روسازی با بلوک بتنی..... ۲۷۰
- جدول ۸- ۲۹- دسته‌بندی بار طراحی..... ۲۷۰
- جدول ۸- ۳۰- الزامات برای نصب ریل‌ها برای حرکت تجهیزات..... ۲۷۵
- جدول ۸- ۳۱- مشخصات برای حداکثر بار چرخ..... ۲۷۶

بخش ۸

تاسیسات پهلوگیری (مهاری)

فصل ۱

کلیات

۱-۱- ملاحظات کلی

در طراحی تاسیسات پهلوگیری، باید ملاحظات دقیقی درباره رابطه این تاسیسات با کانال‌های ناوربری، حوضچه آرامش و تاسیسات حفاظتی و نیز تاثیر آن بر توپوگرافی، لنگرگاه و سایر تاسیسات و محیط‌زیست مناطق مجاور و البته فضاهای مورد نظر در طرح توسعه بندر، صورت گیرد.

۱-۲- تفسیر

(۱) انواع تاسیسات پهلوگیری عبارت از اسکله دیواری، بویه مخصوص پهلوگیری، شمع مهاربندی، اسکله شمع‌وعرشه، اسکله شناور و اسکله‌های شناورهای کوچک و سرسره می‌باشد.

(۲) در تعیین ابعاد یک سازه پهلوگیری باید الگوی بار و مسافر، الگوی اندازه کشتی و تغییرات در سیستم حمل‌ونقل در آینده، با دقت ارزیابی گردد.

(۳) جانمایی تاسیسات پهلوگیری باید به‌گونه‌ای انجام گیرد که مانور کشتی برای لنگراندازی و لنگربرداری با توجه به شرایط دریایی و جوی و شرایط توپوگرافی و خاک بستر به‌سادگی صورت پذیرفته و مسائل مربوط به شبکه حمل‌ونقل زمینی و به‌کارگیری زمین‌های مجاور در بررسی جانمایی باید با دقت مورد مطالعه قرار گیرد. به هنگام تعیین جانمایی انواع تاسیسات پهلوگیری موارد زیر باید به‌طور خاص رعایت شود:

الف) تاسیسات پهلوگیری مورد استفاده توسط کشتی مسافربری باید از محوطه مربوط به حمل بار پرخطر جدا بوده و محوطه و فضای کافی برای اتاق انتظار و پارکینگ در مجاورت این تاسیسات وجود داشته باشد.

ب) تاسیسات پهلوگیری برای بارگیری کشتی ویژه بار خطرناک باید طبق شرایط زیر جانمایی شود:

(۱) باید از تاسیسات و اماکنی همچون اماکن مسکونی، مدارس و بیمارستان کاملاً مجزا باشد.

(۲) باید فاصله ایمنی لازم از تاسیسات پهلوگیری دیگر و شناورهای در حال حرکت تامین گردد.

(۳) اقدامات لازمه جهت مقابله با ریزش مواد خطرناک به سادگی قابل انجام باشد.

پ) تاسیسات پهلوگیری که عملکرد آن در اثر کار کشتی و یا حمل‌ونقل و جابه‌جایی بار، صدای زیادی تولید می‌کند، باید در مقابل تاسیسات و مکان‌هایی چون اماکن مسکونی، مدرسه و بیمارستان عایق صوتی شود تا محیط‌زیست مناسبی برای کار روزانه فراهم شود.

ت) تاسیسات پهلوگیری که عملکرد آن در حین باراندازی و بارگیری موجب تولید گردوغبار و بوی نامطبوع می‌شود باید از مکان‌هایی چون اماکن مسکونی، مدرسه و بیمارستان عایق گردد تا محیط زیست مناسبی برای کار روزانه فراهم شود.

ث) تاسیسات پهلوگیری دور از ساحل نباید مانع تردد شناورها یا ایجاد مزاحمت برای مهار آن‌ها گردد.

۳-۱- نگهداری و تعمیر تاسیسات پهلوگیری

اصولا تاسیسات پهلوگیری باید مطابق با استانداردهای مناسب با خصوصیات سازه‌ای آن نگهداری شود تا عملکرد مناسب و مورد انتظار آن فراهم شود.

نکات فنی

برای بازرسی و یا تشخیص آسیب و تعمیر تاسیسات پهلوگیری به بخش ۱، فصل ۳، نگهداری مراجعه شود.

فصل ۲

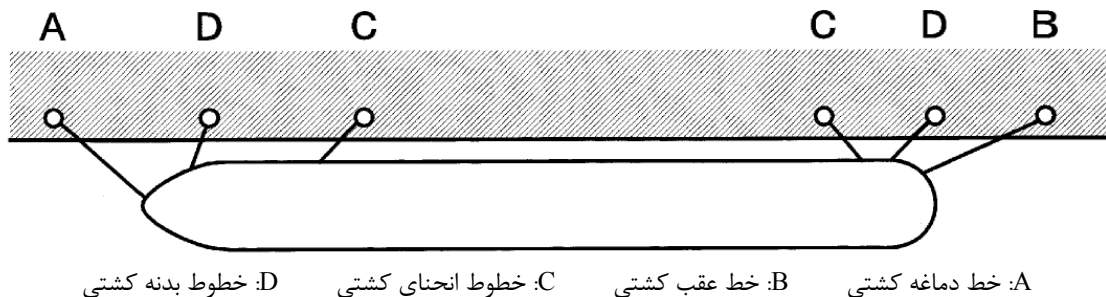
ابعاد تاسیسات پهلوگیری

۲-۱- طول و عمق پهلوگیر

- (۱) بعد از تعیین شناور طرح، طول و عمق پهلوگیر باید مطابق بندهای زیر تعیین گردد:
- (الف) طول پهلوگیر با جمع طول طناب‌های مهار جلو و عقب با طول کل شناور طرح به دست می‌آید.
- (ب) اصولاً عمق پهلوگیر، از جمع فاصله مناسب کف کشتی تا کف دریا با حداکثر آبخور شناور به دست می‌آید.
- (۲) وقتی که شناور طرح مشخص نباشد باید طول و عمق مناسب برای پهلوگیر انتخاب شود.
- (۳) تراز مبنا برای اندازه‌گیری عمق آب برای تاسیسات پهلوگیری باید تراز مبنای مربوط به عملیات ساخت و اجرا که در بخش ۱، فصل ۲، تراز مبنا برای کارهای اجرایی، آمده است، باشد.

نکات فنی

- (۱) با توجه به اینکه پهلوگیر برای سرویس‌دهی به تنها یک شناور طرح در نظر گرفته می‌شود، طول استاندارد پهلوگیر از جمع طول طناب‌های مورد نیاز برای مهار جلو و عقب با طول کامل شناور طرح به دست می‌آید.
- (۲) وقتی که شناور به موازات یک اسکله مهار شده است، طناب‌های مهاربندی باید مطابق شکل (۸-۱) باشد. طناب‌های عقب و جلو معمولاً با زاویه ۳۰ تا ۴۵ درجه با دیوار اسکله قرار می‌گیرد، زیرا از این طناب‌ها برای جلوگیری از حرکت طولی شناور (در راستای جلو و عقب شناور یعنی به موازات دیوار اسکله) و حرکت عرضی شناور (در راستای نزدیک و دور شدن به ساحل) استفاده می‌شود.



شکل ۸-۱- آرایش طناب‌های مهار

- (۳) عمق استاندارد یک پهلوگیر از جمع حداقل فاصله آزاد کف شناور تا کف دریا با حداکثر ارتفاع آبخور شناور به دست می‌آید. برای فاصله آزاد کف شناور تا کف دریا، طولی در حدود ۱۰٪ حداکثر عمق آبخور شناور به عنوان یک مقدار استاندارد در نظر گرفته می‌شود. برای تاسیسات پهلوگیری که مورد استفاده توسط شناور در شرایط طوفانی است، باید یک مقدار اضافی برای تکان شناور در اثر باد و موج به مقدار فاصله آزاد کف شناور تا کف دریا در نظر گرفته شود.
- (۴) در مواردی که شناور طرح قبل از طراحی به طور دقیق قابل تعیین نباشد مثلاً در مورد تاسیسات بندری برای کاربرد عمومی، برای تعیین ابعاد پهلوگیر می‌توان از جدول (۸-۱) به عنوان مرجع استفاده نمود. در اینجا فرض اساسی آن است که شناور به موازات اسکله مهار شده است. برای پهلوگیری قایق‌ها نیز ابعاد پهلوگیر برای مهار جلو و عقب ارائه شده است.

۵) در جدول (۱-۸) عمق آب پهلوگیر را براساس جدول (۱-۲) بخش ۲، بند (۱-۲) ابعاد شناور طرح، و با حداقل واحد ۵۰ سانتی‌متر تعیین کرده است. در طراحی یک پهلوگیر، در نظر داشتن طول و عمق آب‌خور شناور و سایر عوامل موثر در یک شرایط مناسب ضروری است.

۶) در مورد قایق‌ها، ابعاد پهلوگیر برای قایق‌های دوربرد (مخصوص دریانوردی در مسافت ۳۰۰ کیلومتر و بیشتر) و قایق‌های نزدیک‌برد (مخصوص دریانوردی برای مسافت ۳۰۰ کیلومتر و کمتر) در جداول متفاوتی ارائه شده است، چرا که در این حالت ابعاد شناورها متفاوت می‌باشد.

۷) در پهلوگیری که در آن مواد قابل اشتعال خطرناک جابجا می‌شود، رعایت فاصله ایمنی ۳۰ متری یا بیشتر بین مخازن نفت، بویلر و محوطه آتش آزاد (باز) با محل حمل و جابه‌جایی این نوع بارها و شناور پهلوگرفته لازم است. با این وجود، در مواردی که به علت توپوگرافی اطراف یا ساختار تاسیسات پهلوگیر، احتمال خطر آتش گرفتن بار به دلیل نشتی وجود ندارد، این فاصله را می‌توان تا ۱۵ متر کاهش داد.

۸) در پهلوگیری که در آن مواد قابل اشتعال خطرناک جابه‌جا می‌شود، فاصله ایمنی ۳۰ متری یا بیشتر از دیگر شناورهای پهلوگرفته و فاصله ۳۰ متری یا بیشتر از شناورهای در حال تردد، برای ایجاد فضای لازم برای مانور آنها لازم است. با این وجود این فاصله ممکن است با توجه به اندازه شناور حمل کالا، نوع و اندازه شناورهای پهلوگرفته یا در حال تردد در نزدیکی اطراف پهلوگیر و وضعیت تراکم کشتی‌ها کم یا زیاد شود.

جدول ۸-۱- ابعاد اصلی استاندارد پهلوگیر هنگامی که شناور طرح مشخص نباشد

(۱) کشتی کالابر

وزن مرده به تن (DWT)	طول پهلوگیر (m)	عمق آب پهلوگیر (m)
۱۰۰۰	۸۰	۴/۵
۲۰۰۰	۱۰۰	۵/۵
۳۰۰۰	۱۱۰	۶/۵
۵۰۰۰	۱۳۰	۷/۵
۱۰۰۰۰	۱۶۰	۹/۰
۱۲۰۰۰	۱۷۰	۱۰/۰
۱۸۰۰۰	۱۹۰	۱۱/۰
۳۰۰۰۰	۲۴۰	۱۲/۰
۴۰۰۰۰	۲۶۰	۱۳/۰
۵۵۰۰۰	۲۸۰	۱۴/۰
۷۰۰۰۰	۳۰۰	۱۵/۰
۹۰۰۰۰	۳۲۰	۱۶/۰
۱۰۰۰۰۰	۳۳۰	۱۷/۰
۱۵۰۰۰۰	۳۷۰	۱۹/۰

جدول ۸-۱- ادامه- ابعاد اصلی استاندارد پهلوگیر هنگامی که شناور طرح مشخص نباشد

۲) کشتی کانتینری

عمق آب پهلوگیر (m)	طول پهلوگیر (m)	وزن مرده به تن (DWT)
۱۲/۰	۲۵۰	۳۰۰۰۰
۱۳/۰	۳۰۰	۴۰۰۰۰
۱۴/۰	۳۳۰	۵۰۰۰۰
۱۵/۰	۳۵۰	۶۰۰۰۰

۳) کشتی مسافربری

عمق آب پهلوگیر (m)	طول پهلوگیر (m)	وزن کل (GT)
۹/۰	۲۲۰	۲۰۰۰۰
۹/۰	۲۶۰	۳۰۰۰۰
۹/۰	۳۱۰	۵۰۰۰۰
۹/۰	۳۴۰	۷۰۰۰۰

۴) شناور مخصوص حمل خودرو

عمق آب پهلوگیر (m)	طول پهلوگیر (m)	وزن کل (GT)
۴/۵	۹۰	۵۰۰
۵/۵	۱۲۰	۱۵۰۰
۶/۵	۱۵۰	۳۰۰۰
۷/۵	۱۷۰	۵۰۰۰
۹/۰	۲۱۰	۱۲۰۰۰
۱۰/۰	۲۴۰	۱۸۰۰۰
۱۱/۰	۲۶۰	۲۵۰۰۰

۵) تانکر

عمق آب پهلوگیر (m)	طول پهلوگیر (m)	وزن مرده به تن (DWT)
۴/۵	۸۰	۱۰۰۰
۵/۵	۱۰۰	۲۰۰۰
۶/۵	۱۱۰	۳۰۰۰
۷/۵	۱۳۰	۵۰۰۰
۹/۰	۱۷۰	۱۰۰۰۰
۱۰/۰	۱۹۰	۱۵۰۰۰
۱۱/۰	۲۱۰	۲۰۰۰۰
۱۲/۰	۲۳۰	۳۰۰۰۰
۱۴/۰	۲۷۰	۵۰۰۰۰
۱۶/۰	۳۰۰	۷۰۰۰۰
۱۷/۰	۳۰۰	۹۰۰۰۰

۹) ابعاد اصلی پهلوگیر برای کشتی کانتینری و قایق که در جدول (۱-۸) ارائه شده، در بخش ۱۰، بند (۱-۲-۱) طول و عمق پهلوگیر، و بخش ۱۰، بند (۱-۲-۲) طول و عمق پهلوگیر، نیز آمده است. برای جزئیات بیشتر به بخش‌های مربوطه مراجعه شود.

۲-۲- ارتفاع تاج تاسیسات پهلوگیری

بلندی تاج تاسیسات پهلوگیری باید متناسب با ابعاد اصلی شناور طرح و شرایط طبیعی محیط اطراف باشد. تراز جزرومدی که به عنوان تراز مبنا در تعیین ارتفاع تاج تاسیسات به کار می‌رود باید برابر تراز میانگین مد ماهیانه باشد.

نکات فنی

در مواردی که شناور طرح مشخص نیست از مقادیر جدول (۲-۸) به عنوان استاندارد استفاده می‌شود.

جدول ۸-۲- ارتفاع متعارف تاج تاسیسات پهلوگیری بالاتر از تراز بالای آب

دامنه جزرومدی کمتر از ۳ متر	دامنه جزرومدی ۳ متر یا بیشتر	
۱/۰ تا ۲/۰ متر	۰/۵ تا ۱/۵ متر	تاسیسات پهلوگیری برای شناور بزرگ (با عمق آب ۴/۵ متر یا بیشتر)
۰/۵ تا ۱/۵ متر	۰/۳ تا ۱/۰ متر	تاسیسات پهلوگیری برای شناور کوچک (با عمق آب کمتر از ۴/۵ متر)

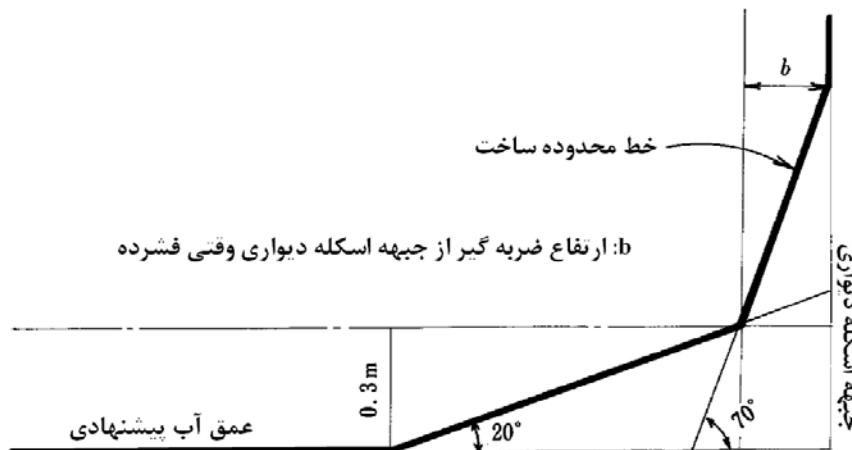
۲-۳- فاصله مجاز کشتی از تاسیسات پهلوگیری

دیوار و پاشنه جلویی اسکله دیواری نباید با شناور برخورد داشته باشد.

نکات فنی

۱) در مقطع عرضی یک شناور و در قسمت‌های کناری کف، یک انحنای ملایم وجود دارد که محل قرارگیری تیرهای طولی کناری شناور می‌باشد. در اکثر موارد، شعاع انحنای قسمت‌های کناری و ارتفاع تیرهای طولی کناری به ترتیب ۱ تا ۱/۵ متر و ۳۰ تا ۴۰ سانتی‌متر بوده و بنابراین زوایای مقاطع کناری با لحاظ نمودن تیرهای طولی کناری را می‌توان نزدیک به ۹۰ درجه فرض نمود. معمولاً عمق آب مورد انتظار ۰/۳ متر یا بیشتر از آبخور شناور طرح در حالت حداکثر بارگیری می‌باشد.

۲) در شکل (۲-۸) فواصل مجاز کشتی از تاسیسات پهلوگیری با توجه به موارد بالا و تجربیات گذشته نشان داده شده است که از آن می‌توان فواصل مجاز کشتی از تاسیسات پهلوگیری را تعیین نمود. با این وجود باید توجه داشت که در این شکل حرکات مختلف و محتمل شناور در جهت‌های متفاوت، هنگام پهلوگیری در نظر گرفته نشده است.



شکل ۸-۲- فاصله مجاز کشتی از تاسیسات پهلوگیری

۲-۴- عمق آب طراحی

عمق آب طراحی تاسیسات پهلوگیری باید با توجه به عمق آب مورد انتظار، نوع سازه، عمق بستر طبیعی دریا، روش و دقت عملیات اجرایی و میزان حساسیت در برابر آب شستگی پای سازه تعیین شود.

تفسیر

- (۱) معمولاً عمق آب طراحی جلوی سازه با عمق آب مورد انتظار برابر نمی‌باشد. عمق آب طراحی در حالت عادی با جمع عمق آب مورد انتظار با یک مقدار اضافی به دست می‌آید تا پایداری مورد نیاز سازه تضمین گردد. از آنجا که این مقدار اضافی متناسب با نوع سازه، عمق آب در محل، روش ساخت و دقت کار و میزان احتمال آب شستگی تغییر می‌کند، عمق آب طراحی باید با لحاظ دقیق هر یک از این پارامترها تعیین شود.
- (۲) وقتی تعیین میزان عمق آب شستگی ناشی از پهلوگیری شناور یا در اثر جریان دشوار باشد، توصیه می‌شود از تمهیدات لازم برای جلوگیری از آب شستگی در بند (۲-۵) حفاظت در برابر آب شستگی، استفاده شود.

۲-۵- حفاظت در برابر آب شستگی

در مواردی که آب شستگی در جلوی تاسیسات پهلوگیری در اثر جریان و گردابه‌ها انتظار می‌رود، باید جلوی این تاسیسات به وسیله سنگ آرمور، بلوک بتنی و یا دیگر مصالح در مقابل آب شستگی مورد حفاظت قرار گیرد.

۲-۶- تاسیسات فرعی

به بخش ۸، فصل ۱۹، تجهیزات فرعی، مراجعه گردد.

فصل ۳

انواع سازه‌های تاسیسات پهلوگیری

۳-۱-

انواع سازه‌های تاسیسات پهلوگیری با در نظر داشتن مشخصات و ویژگی‌های سازه‌های آن و ارزیابی هر یک از موارد زیر تعیین می‌شود.

- (۱) شرایط طبیعی
- (۲) شرایط کاربردی
- (۳) شرایط عملیات اجرایی و ساخت
- (۴) هزینه‌های ساخت و نگهداری
- (۵) به‌کارگیری انواع سازه‌های در یک بندر

نکات فنی

تاسیسات پهلوگیری معمولاً از لحاظ مشخصات سازه‌های به‌دسته‌های زیر طبقه‌بندی می‌شود.

- (۱) اسکله دیواری
- (۲) اسکله سپری
- (۳) اسکله سپری با سکوی کمکی
- (۴) اسکله دیواری سلولی
- الف) اسکله سپری سلولی صفحه فولادی
- ب) اسکله سلولی صفحه فولادی
- (۵) اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل
- الف) اسکله شمع‌وعرشه با شمع‌های قائم
- ب) اسکله شمع‌وعرشه با شمع‌های زوج (جفتی مورب)
- (۶) اسکله جدا از ساحل
- (۷) اسکله شناور
- (۸) دلفین (ستون‌های مهاربند)
- (۹) سرسره و اسکله با آب‌خور کم‌عمق
- (۱۰) تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا
- (۱۱) بویه مهاربندی و ستون مهاربندی

فصل ۴

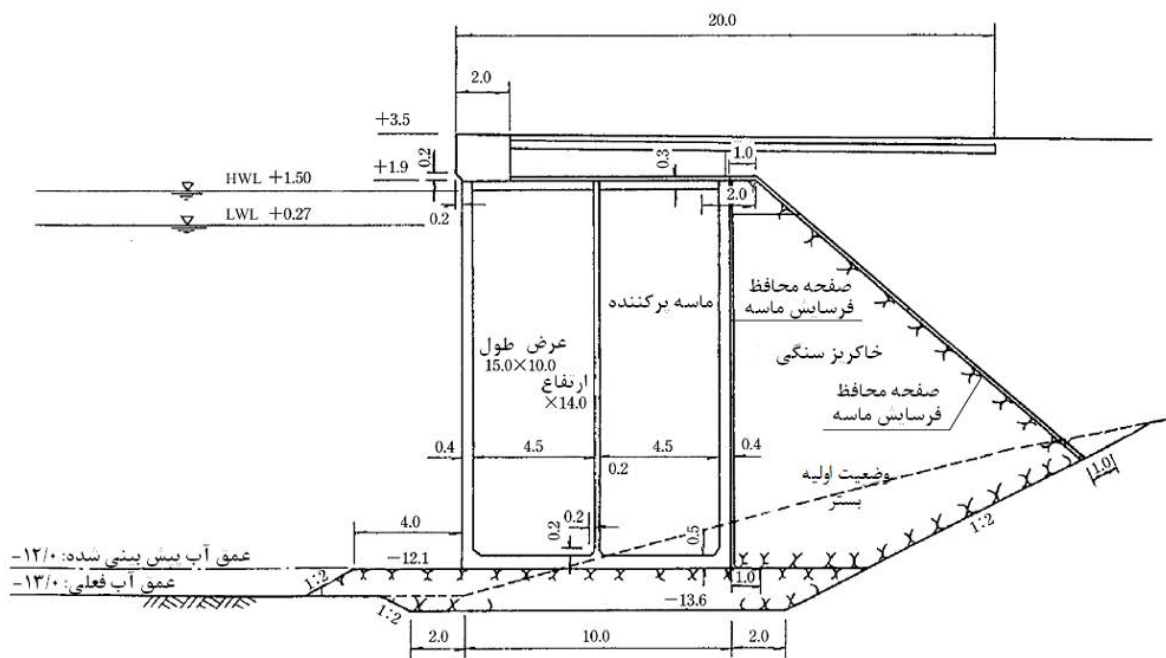
اسکله دیواری وزنی

۴-۱- اصول طراحی

اسکله دیواری وزنی به انواع اسکله‌های صندوقه‌ای (کیسونی)، اسکله‌های بلوکی L شکل، اسکله‌های بلوکی بتنی مکعب مستطیل، اسکله‌های بلوکی بتنی سلولی و اسکله‌های بتنی پیش‌ساخته تقسیم‌بندی شده و الزامات بیان شده در این فصل در مورد تمامی انواع نامبرده شده اسکله دیواری وزنی کاربرد دارد.

نکات فنی

(۱) شکل (۳-۸) یک نمونه اسکله دیواری وزنی را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۸- نمونه‌ای از سطح مقطع یک اسکله دیواری وزنی

(۲) اسکله دیواری صندوقه‌ای با کف گوه‌مانند، که کف آن دارای شیبی رو به پایین در سمت ساحل می‌باشد، به دلیل نیروی مقاوم بسیار زیاد و در نتیجه تحمل بار افقی بیشتر (مانند نیروهای زلزله) به اسکله دیواری معمولی ترجیح دارد. از طرف دیگر، در طراحی باید به نیروی بزرگ عکس‌العمل کف و همچنین حرکات سنگ بستر حین زلزله توجه بیشتری شود.

۴-۲- نیروهای خارجی و بارهای وارده به دیوارها

نیروهای خارجی و بارهای وارده به دیوار ساحلی وزنی به شرح ذیل می‌باشد:

- (۱) سربار
- (۲) بار مرده ناشی از وزن دیوار
- (۳) فشار خاک و فشار آب باقیمانده

(۴) نیروی شناوری

(۵) نیروهای لرزه‌ای

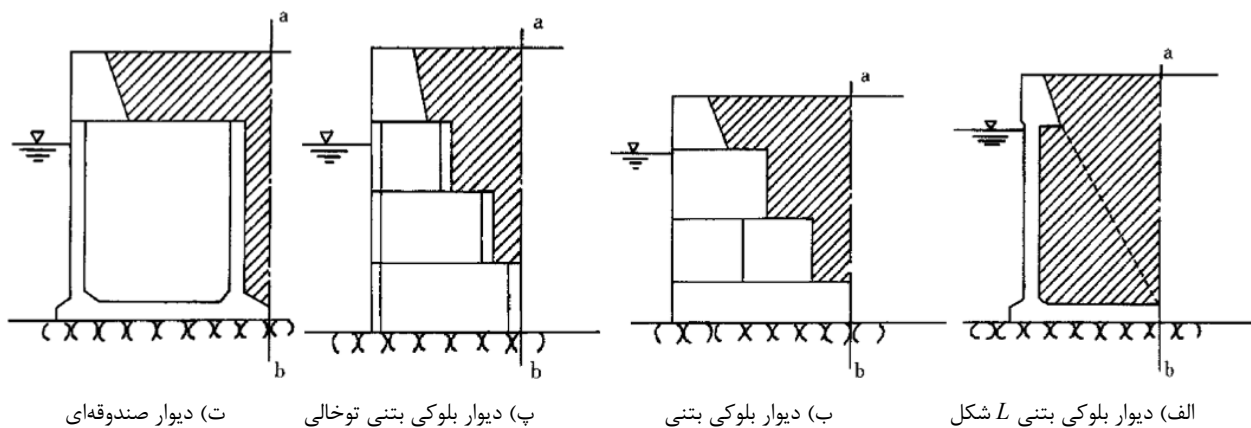
(۶) فشارهای دینامیکی آب در طول زلزله

(۷) نیروی مهار شناورها

آن دسته از بارهای خارجی که میزان احتمال وقوع همزمان آن‌ها با نیروهای لرزه‌ای ناچیز باشد را می‌توان نادیده گرفت و یا کاهش داد.

نکات فنی

(۱) همانطور که در شکل (۴-۸) دیده می‌شود، بدنه دیواره اسکله دیواری وزنی را می‌توان قسمت بین خط جلویی اسکله دیواری و صفحه قائم گذرنده از پاشنه عقبی آن در نظر گرفت. معمولاً پشت اسکله دیواری، خاکریز اجرا شده و در بسیاری از انواع اسکله دیواری وزنی، بخشی از این خاکریز به وزن اسکله دیواری اضافه می‌گردد و قسمتی از آن را نیز می‌توان به‌عنوان بدنه اسکله دیواری در نظر گرفت. البته کاربرد بدون قید و شرط این مفهوم در همه موارد، دشوار می‌باشد زیرا مقدار خاکریز در نظر گرفته شده به‌عنوان بدنه دیوار با توجه به شکل بدنه دیوار و شکل (مود) خرابی متغیر است. به هر حال در شکل (۴-۸) برای ساده شدن محاسبات طراحی، مقداری از خاکریز را که می‌توان به‌عنوان بدنه اسکله دیواری در نظر گرفت، با هاشور مشخص شده است. در این دیوارها به علت تغییرات نسبتاً کم محل صفحه مرزی بدنه اسکله دیواری، پایداری بدنه اسکله دیواری تاثیر قابل ملاحظه‌ای نخواهد پذیرفت.

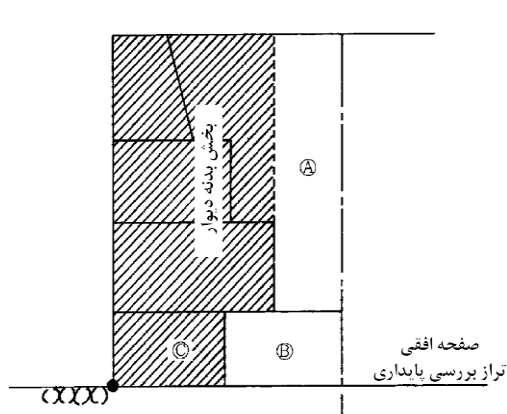


شکل ۸-۴ - تعیین بدنه اسکله دیواری

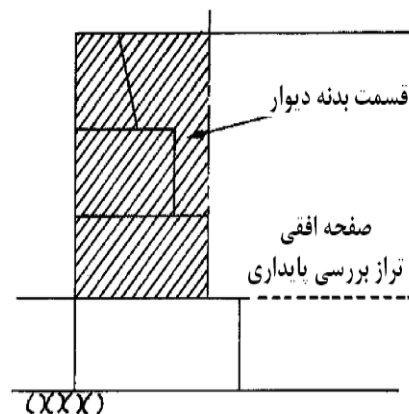
(۲) برای سازه‌هایی مانند اسکله دیواری از نوع بلوکی بتنی که پایداری باید برای هر لایه افقی ارزیابی شود، بدنه مجازی دیوار باید از ابعاد زیر بررسی گردد (البته اغلب بین بلوک‌ها برای درگیری بهتر از زائده‌هایی استفاده می‌گردد، ولی در این بررسی می‌توان از اثر آن‌ها صرف نظر نمود).

الف) ارزیابی لغزش: همانطور که در شکل (۵-۸) مشخص است، قسمت جلویی صفحه قائم گذرنده از پاشنه عقبی در تراز مورد بررسی، به‌عنوان بدنه دیوار در نظر گرفته می‌شود.

ب) ارزیابی واژگونی: وقتی که در تراز مورد بررسی دو بلوک وجود داشته باشد، برای بررسی واژگونی می‌توان قسمت جلویی صفحه قائم گذرنده از پاشنه عقبی بلوک بالایی در طرف دریا را به‌عنوان قسمتی از بدنه دیوار در نظر گرفت. برای مثال همانند شکل (۸-۶)، فرض می‌شود که وزن قطعه B و خاکریز A بالای قطعه B به‌عنوان نیروی مقاوم در مقابل واژگونی عمل نمی‌کند.



شکل ۸-۶- تعیین بدنه دیوار برای پایداری واژگونی



شکل ۸-۵- تعیین قسمت بدنه دیوار برای پایداری لغزشی درزهای افقی

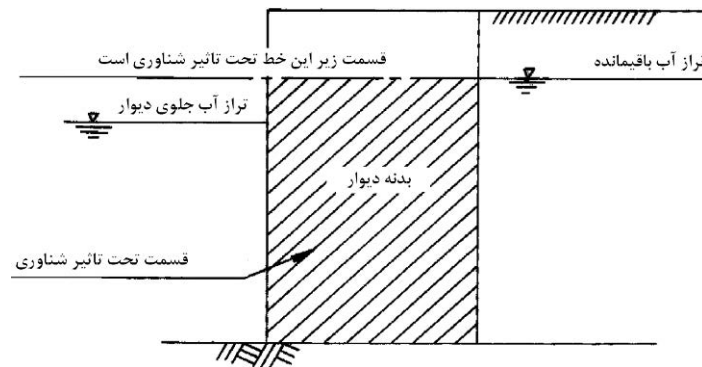
پ) ارزیابی ظرفیت باربری: با در نظر گرفتن همان بدنه مجازی دیوار در نظر گرفته شده برای بررسی واژگونی، ضریب اطمینان محاسباتی ظرفیت باربری، بسیار کم به دست می‌آید. اگرچه وقتی وزن بدنه دیوار در یک محل روی زمین متمرکز باشد، در آن قسمت نشست اتفاق می‌افتد اما انتظار می‌رود که بار در سطح زیادی پخش شده و بیش از اندازه متمرکز نشود. نتایج بررسی پایداری سازه‌های موجود نشان می‌دهد که قسمت جلوی صفحه قائم عبوری از پاشنه عقبی اسکله دیواری را می‌توان به‌عنوان بدنه مجازی دیوار در نظر گرفت. گرچه طراحی باید ترجیحاً به صورتی باشد که تک‌تک بلوک‌های صلب زیرین به تنهایی قادر به تامین ظرفیت باربری لازم باشد.

۳) تراز آب باقیمانده باید در تراز معادل یک سوم دامنه جزرومد بالای تراز میانگین جزر ماهیانه (LWL) قرار گیرد. تراز آب طراحی با توجه به بخش ۲، بند (۶-۱) تراز آب طراحی، تعیین می‌شود.

۴) به‌طور کلی هرچه محدوده تغییرات جزرومدی افزایش و نفوذپذیری مصالح بدنه دیوار کاهش یابد، محدوده اختلاف تراز آب باقیمانده بیشتر می‌گردد. از آنجا که آب پشت دیوار از حفره‌های موجود در درزهای دیوار، بالای پی و خاکریز نفوذ می‌کند، اختلاف تراز آب باقیمانده را می‌توان با افزایش نفوذپذیری مصالح به‌کاررفته کاهش داد. البته باید مراقب بود که با این عمل مصالح خاکریز شسته نشود.

اختلاف آب باقیمانده استاندارد (یک سوم دامنه تغییرات جزرومدی) برای حالتی است که مقدار نفوذپذیری مشخص و ثابت بعد از یک دوره طولانی حفظ شود. در حالتی که نفوذپذیری از ابتدا کم باشد و یا اینکه کاهش نفوذپذیری بعد از گذشت مدت طولانی حاصل شود، پیشنهاد می‌گردد که اختلاف تراز آب بیشتری برای در نظر گرفتن شرایط فوق پیش‌بینی شود. وقتی که قعر موج به سطح جلویی بدنه دیوار برخورد می‌کند، اختلاف تراز آب باقیمانده افزایش می‌یابد. گرچه در طراحی اسکله دیواری معمولی نیاز به در نظر گرفتن افزایش اختلاف تراز آب باقیمانده ناشی از موج نمی‌باشد.

- (۵) مقدار زاویه اصطکاک پیشنهادی دیوار برای همه انواع ساختار دیوار، ۱۵ درجه می‌باشد.
- (۶) مقدار سربار نیز با توجه به بخش ۲، فصل ۱۵، بارها، تعیین می‌گردد.
- (۷) طبق شکل (۷-۸) محاسبه نیروی شناوری با در نظر گرفتن این موضوع که قسمت زیر تراز آب باقیمانده بدنه دیوار، مستغرق می‌باشد، انجام می‌شود.



شکل ۸-۷- فرضیات محاسبه نیروی شناوری

- (۸) برای نیروی لرزه‌ای می‌توان مقادیر و توضیحات بخش ۲، فصل ۱، زلزله و نیروهای لرزه‌ای، را به‌عنوان مرجع استفاده نمود. بارهایی را که به علت احتمال بسیار کم هم‌زمانی وقوع آن‌ها می‌توان در محاسبات پایداری در طول زلزله حذف نمود، در زیر بیان می‌شود:
- الف) نیروی مهار شناور
- ب) نیروهای عکس‌العمل تجهیزات بارگیری و تخلیه کالا در زمان بهره‌برداری و یا در شرایط طوفانی
- پ) بار زنده راهروها و بار برف (البته بار برف را باید در مناطق پربرف طبق اطلاعات قبلی در نظر گرفت).
- (۹) برای فشار دینامیکی آب هنگام زلزله به بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، مراجعه گردد.
- (۱۰) در بسیاری از موارد، نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر (فن‌در) در طراحی دیوار ساحلی در نظر گرفته نمی‌شود. زیرا بار مرده وزن تیر پیشانی و فشار خاک مصالح پشت اسکله دیواری به‌عنوان نیروی مقاوم عمل می‌کنند. البته در طراحی تیر پیشانی نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر لحاظ می‌شود.

۳-۴- محاسبات پایداری

۳-۴-۱- موارد مورد توجه در محاسبات پایداری

- در محاسبات پایداری اسکله دیواری وزنی، موارد زیر باید به‌طور کلی بررسی شود.
- ۱- لغزش دیوار، ۲- ظرفیت باربری پی، ۳- واژگونی دیوار، ۴- پایداری شیب با سطح لغزش دایروی و ۵- نشست.

۴-۳-۲- بررسی لغزش دیوار

ضریب اطمینان اسکله دیواری وزنی در برابر لغزش از رابطه (۴-۱) حساب شده و مقدار آن باید متناسب با مشخصات سازه تعیین گردد.

$$F_s \leq \frac{fW}{P} \quad (4-1)$$

که در آن:

W: نیروی برآیند قائم روی دیوار (kN/m)

P: نیروی برآیند افقی روی دیوار (kN/m)

f: ضریب اصطکاک بین کف بدنه دیوار و پی

F_s: مقدار ضریب اطمینان

نکات فنی

- (۱) ضریب اطمینان در شرایط معمولی باید برابر ۱/۲ یا بیشتر و در شرایط فوق‌العاده باید برابر ۱/۰ یا بیشتر باشد.
- (۲) نیروی برآیند قائم شامل وزن بدنه مجازی دیوار منهای نیروی شناوری و بدون سربار روی دیوار مجازی می‌باشد. درضمن مولفه قائم فشار خاک روی صفحه مجازی نیز باید اضافه گردد.
- (۳) نیروی برآیند افقی شامل موارد زیر می‌باشد.
 - (۱) مولفه افقی فشار خاک وارد به صفحه پشتی بدنه مجازی دیوار به همراه سربار اعمال شده
 - (۲) فشار آب باقیمانده
 - (۳) در محاسبات پایداری هنگام زلزله، نیروی لرزه‌ای وارد به جرم بدنه دیوار بدون اعمال نیروی شناوری به‌علاوه نیروهای افقی قبلی (بند ۱ و ۲)، نیروی برآیند افقی را تشکیل می‌دهند. مولفه افقی فشار خاک نیز در حالت زلزله باید اعمال گردد. به‌علاوه، اگر روی دیوار تجهیزات بارگیری و تخلیه کالا وجود داشته باشد، نیروی افقی انتقالی ناشی از پایه‌های آن نیز باید اعمال گردد.
- (۴) برای ضریب اصطکاک به بخش ۲، فصل ۱۶، ضریب اصطکاک، مراجعه شود.

۴-۳-۳- بررسی ظرفیت باربری پی

بررسی ظرفیت باربری پی باید طبق بخش ۵، بند (۲-۵) ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل، انجام گیرد.

نکات فنی

- (۱) در بررسی پی سطحی، نیروی وارده به کف اسکله دیواری، حاصل برآیند نیروهای افقی و قائم می‌باشد که باید طبق بخش ۵، بند (۲-۵) ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل، انجام می‌گیرد.

۲) به‌طور کلی تعیین نیروی وارد به کف اسکله دیواری در حالاتی تعیین می‌گردد که سربار وجود نداشته باشد. وقتی سربار به اسکله دیواری اعمال شود، طول خروج از مرکز کاهش می‌یابد، اما نیروی عکس‌العمل کف به علت افزایش مولفه قائم نیروها، زیادتر می‌شود. لذا در مواردی در حالت اعمال سربار نیاز به تعیین نیروی عکس‌العمل خواهد بود.

۳) ضخامت پی با بررسی ظرفیت باربری پی، هموارسازی سطح شیب‌دار بستر برای استقرار بدنه دیوار و همچنین میزان کاهش تمرکز تنش جزئی در زمین تعیین می‌گردد. حداقل ضخامت پی بر اساس موارد زیر تعیین می‌شود.

الف) درحالی‌که عمق آب کمتر از ۴/۵ متر باشد: ضخامت حداقل ۰/۵ متر یا بیشتر و یا ۳ برابر قطر بزرگترین سنگ و یا بیشتر

ب) درحالی‌که عمق آب بیشتر از ۴/۵ متر باشد: ضخامت حداقل ۱/۰ متر یا بیشتر و یا ۳ برابر قطر بزرگترین سنگ و یا بیشتر

۴-۳-۴- بررسی واژگونی دیوار

ضریب اطمینان اسکله دیواری وزنی در برابر واژگونی از رابطه (۲-۴) محاسبه می‌شود.

$$F_s \leq \frac{Wt}{Ph} \quad (2-4)$$

که در آن:

t: فاصله بین خط اثر نیروی برآیند قائم روی اسکله دیواری و پنجه آن (m)

h: ارتفاع خط اثر نیروی برآیند افقی روی اسکله دیواری از کف آن (m)

F_s : مقدار ضریب اطمینان

و مقادیر W و P همان مقادیر رابطه (۱-۴) می‌باشد.

نکات فنی

ضریب اطمینان در شرایط معمولی حداقل ۱/۲ و در شرایط فوق‌العاده حداقل ۱/۱ می‌باشد.

۴-۳-۵- بررسی پی ضعیف (بستر نرم)

برای اسکله دیواری وزنی، پایداری مورد نیاز سازه در مقابل لغزش دایروی شیب و نشست ناشی از تحکیم باید مطابق بخش ۵، بند (۲-۶) تحلیل شیب، با توجه به مشخصات زمین و سازه تامین گردد.

۴-۴- محاسبات پایداری بلوک‌های بتنی سلولی

برای اسکله‌های دیواری از نوع بلوک بتنی سلولی (بدون دال کف)، بررسی واژگونی اسکله با توجه به کاهش نیروی مقاوم به علت جدایی بلوک سلولی از مصالح پرکننده ضروری می‌باشد.

تفسیر

بلوک بتنی توخالی بدون دال کف با انواع دیگر اسکله دیواری وزنی متفاوت است زیرا پایداری و مقاومت آن به کمک مصالح پرکننده تامین می‌شود. بنابراین لازم است در محاسبات پایداری آن در برابر واژگونی، علاوه بر بررسی‌های رایج مانند انواع دیگر اسکله‌های دیواری وزنی، امکان جدایی بلوک‌ها و مصالح پرکننده آنها جداگانه مورد ارزیابی قرار گیرد.

نکات فنی

(۱) ضریب اطمینان در برابر واژگونی باید از رابطه (۳-۴) محاسبه شود.

$$F_t \leq \frac{Wt + M_f}{Ph} \quad (3-4)$$

که در آن:

W : نیروی برآیند قائم روی اسکله دیواری منهای وزن مصالح پرکننده (kN/m)

P : نیروی برآیند افقی روی اسکله دیواری (kN/m)

t : فاصله بین خط اثر نیروی برآیند قائم روی اسکله دیواری (به جز وزن مصالح پرکننده) و پنجه دیوار (m)

h : ارتفاع خط اثر نیروی برآیند افقی روی اسکله دیواری از کف آن (m)

M_f : لنگر مقاوم ناشی از اصطکاک بین بلوک‌های سلولی و مصالح پرکننده ($kN.m/m$)

F_t : مقدار ضریب اطمینان

مقدار ضریب اطمینان در شرایط معمولی حداقل ۱/۲ و در شرایط ویژه حداقل ۱/۱ می‌باشد.

(۲) ضریب اطمینان کمتر از ۱ نشان دهنده این است که لنگر واژگونی ناشی از بار خارجی بزرگتر از لنگر مقاوم ناشی از نیروی برآیند قائم روی بلوک‌های بتنی توخالی و نیروی اصطکاک بین قطعات و مصالح پرکننده شده است. در این شرایط بلوک‌های بتنی توخالی با جدا شدن از مصالح پرکننده، واژگون می‌شوند که باید اقداماتی برای جلوگیری از آن از جمله افزایش وزن بلوک‌های بتنی توخالی و یا پیش‌بینی دیواره‌های جداکننده داخلی انجام داد.

(۳) لنگر مقاوم M_f ناشی از اصطکاک بین بلوک‌های سلولی و مصالح پرکننده، به صورت زیر به دست می‌آید.

در شکل (۸-۸)، لنگر حول نقطه A برابر $l_1 F_1 + l_2 F_2$ می‌باشد. نیروهای عمود به سطح، P_1 و P_2 ، نیروهای برآیند فشار خاک ناشی از مصالح پرکننده وارد به وجه داخلی دیواره‌های جلویی و پشتی بلوک‌های بتنی بوده و $F = fP$ ، که f ضریب اصطکاک بین مصالح پرکننده و دیواره‌های داخلی بلوک‌های سلولی است. در شکل (۸-۸):

q : فشار خاک ناشی از بار قائم منتقل شده به مصالح پرکننده

H : برابر b

p : فشار خاک ناشی از مصالح پرکننده (KH')

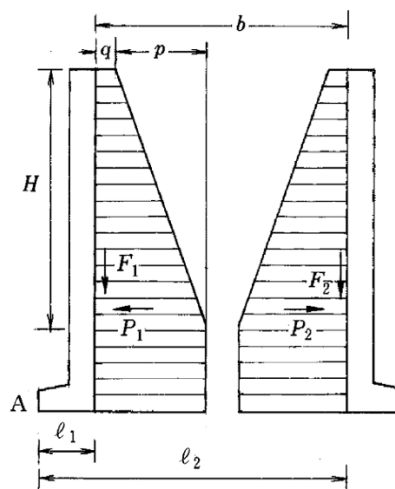
K : ضریب فشار خاک

H' : وزن مخصوص مصالح پرکننده

P_1 و P_2 : نیروی برآیند فشار خاک.

برای اطلاعات بیشتر در مورد فشار خاک مصالح پرکننده به وجه داخلی دیوارها به بخش ۴، بند (۳-۳-۲) فشار جانبی مصالح پرکننده و فشار آب باقیمانده، مراجعه شود.

به‌طور مشابه، نیروی اصطکاک موثر بر دیوارهای جداکننده داخلی بلوک‌های سلولی نیز باید مورد توجه قرار گیرد. ضریب اصطکاک مورد استفاده در بررسی لغزش بلوک‌های بتنی سلولی فاقد دال کف، برای قسمت بتن مسلح برابر $0/6$ و برای بخش سنگ‌های پرکننده $0/8$ در نظر گرفته شود. برای ساده‌تر شدن می‌توان به‌طور کلی مقدار متوسط $0/7$ را به کار برد.



شکل ۸-۸ - تعیین مقاومت اصطکاکی

۴-۵- اثرات خاکریز پشت اسکله

وقتی که خاکریز پشت اسکله دیواری وزنی کیفیت خوبی داشته باشد، اسکله دیواری را می‌توان با در نظر گرفتن اثرات خاکریز طراحی نمود.

تفسیر

اثرات زیر از یک خاکریز انتظار می‌رود.

- (۱) کاهش فشار خاک در اثر افزایش زاویه اصطکاک داخلی
- (۲) افت تراز آب باقیمانده در اثر افزایش نفوذپذیری
- (۳) جلوگیری از خروج مصالح ریزدانه

نکات فنی

- (۱) اثر کاهش فشار خاک توسط خاکریز

اثر کاهش فشار خاک توسط خاکریز را می‌توان با استفاده از روش تحلیلی با توجه به ترکیب و مقاومت لایه‌های خاک پشت اسکله دیواری، محاسبه نمود. در اسکله دیواری وزنی معمولی، از لاشه سنگ و قلوه سنگ به‌عنوان مصالح خاکریز استفاده می‌شود که در این حالت اثر کاهش فشار خاک را می‌توان با روش ساده شده زیر تعیین کرد.

الف) خاکریز با سطح مقطع مثلثی:

وقتی خاکریز به شکل مثلثی از نقطه تقاطع خط قائم عبوری از پاشنه اسکله دیواری و خط زمین شروع شده و با زاویه شیب کمتر از شیب طبیعی α مصالح خاکریز مطابق شکل (۸-۹-الف) ادامه یابد، می‌توان فرض نمود که کل فضای پشت دیوار با مصالح خاکریز پر شده است.

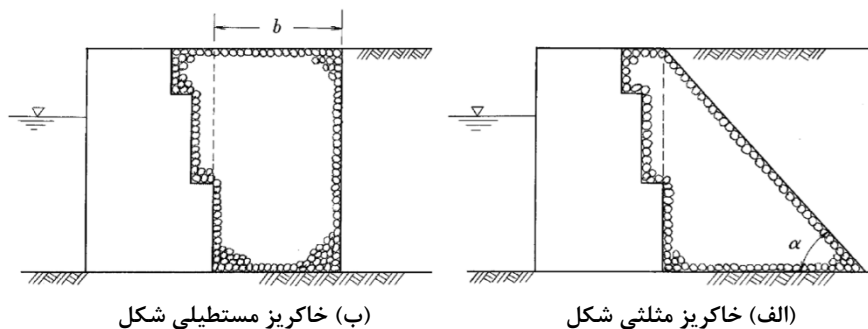
وقتی خاک طبیعی محلی از نوع خاک چسبنده شل باشد، باید استفاده از صفحات و یا لایه‌های فیلتر در سطح خاکریز برای جلوگیری از عبور این خاک چسبنده شل از حفره‌های خاکریز و رسیدن به اسکله دیواری مدنظر قرار گیرد.

ب) خاکریز با سطح مقطع مستطیلی:

اثر خاکریز مثلثی با شیب تندتر از زاویه طبیعی مصالح خاکریز و یا خاکریز با هر شکل غیرعادی، مانند اثر خاکریز مستطیلی شکلی است که مساحتی برابر خاکریز واقعی موجود دارد.

اثر خاکریز مستطیلی که در شکل (۸-۹-ب) دیده می‌شود، باید به‌صورت زیر در نظر گرفته شود.

وقتی عرض b خاکریز مستطیلی بزرگتر از ارتفاع دیوار باشد، با آن مانند خاکریز مثلثی در شکل (۸-۹-الف) رفتار می‌شود. وقتی عرض b برابر نصف ارتفاع دیوار باشد، فشار خاک برابر متوسط فشار خاک ناشی از خاکریز و فشار خاک ناشی از خاک اولیه روی دیوار در نظر گرفته می‌شود. وقتی عرض b یک پنجم ارتفاع دیوار یا کمتر باشد، اثر کاهش فشار خاک خاکریز در نظر گرفته نمی‌شود.



شکل ۸-۹- شکل خاکریز

(۲) توصیه می‌شود که صفحات و یا لایه فیلتر در سطح پشتی خاکریز تعبیه شود تا با تغییر در تراز آب باقیمانده، مصالح ریزدانه از داخل خاکریز به بیرون حرکت نکنند و از نشست سطح اسکله جلوگیری شود.

(۳) هنوز روشی برای تعیین مقدار افزایش فشار خاک ناشی از نفوذ مصالح ریزدانه به خاکریز پیشنهاد نشده است، زیرا بسته به اندازه دانه‌های مصالح ریزدانه و اندازه مصالح خاکریز تغییر می‌کند. بنابراین معمولاً عملیات پیش‌گیرانه پیش‌بینی صفحات و یا لایه‌های فیلتر روی شیب خاکریز در شرایط احتمال نفوذ ریزدانه به داخل خاکریز انجام می‌گیرد.

۴) وقتی که خطر خروج مصالح خاکریز در اثر شرایطی مانند نشست وجود دارد، باید صفحات درزگیر در درزهای اسکله دیواری تعبیه شود.

۴-۶- طراحی جزئیات

طراحی جزئیات اسکله دیواری وزنی باید در موارد زیر انجام گیرد:

- ۱) مقاومت اعضای سازه‌ای
- ۲) جلوگیری از عبور خاک طبیعی اولیه
- ۳) شکل و ابعاد قفل و بست‌های بین بلوک‌های بتنی
- ۴) سازه تیر پیشانی
- ۵) عملیات فرعی و ثانویه

فصل ۵

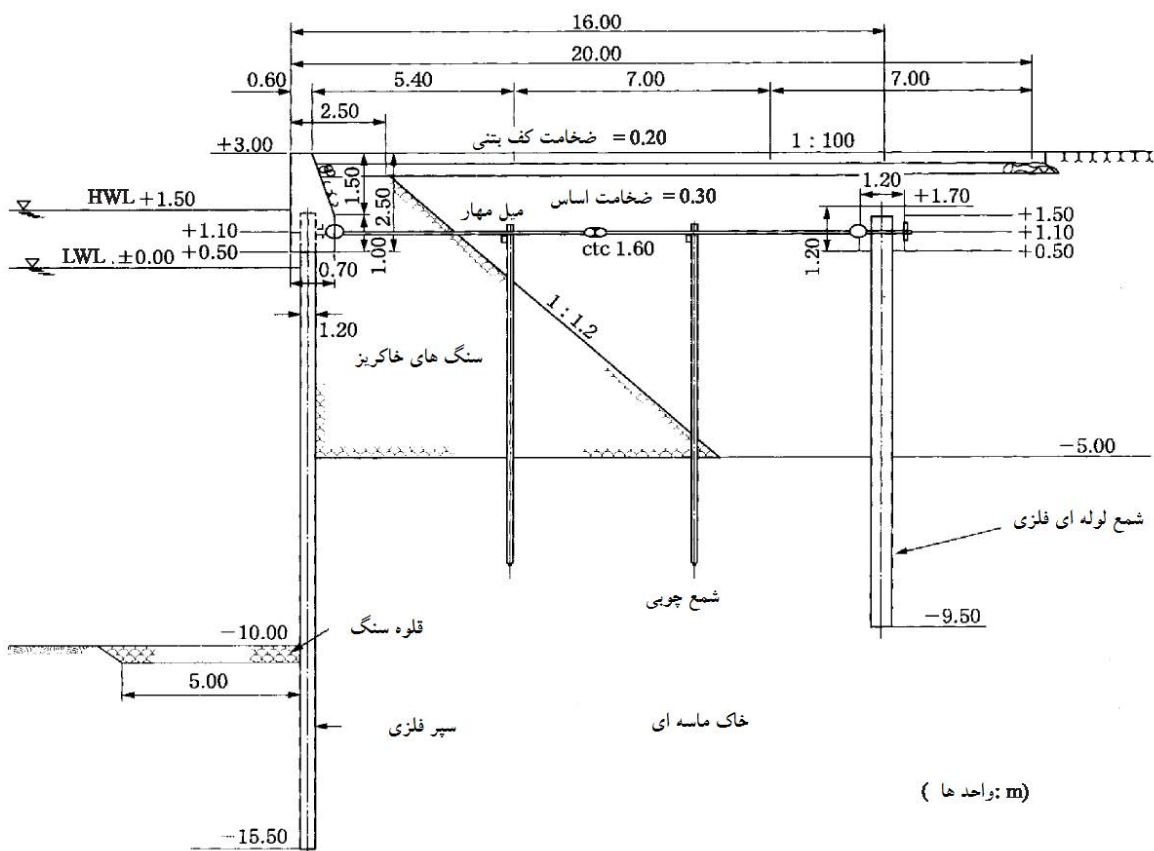
اسکله سپری

۵-۱- کلیات

ارزیابی پایداری سازه‌ای یک اسکله سپری فلزی مهارشده باید از طریق بررسی پایداری اسکله سپری و سیستم مهار انجام شود.

نکات فنی

(۱) شکل (۸-۱۰) مثالی از طراحی اسکله سپری را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۱۰- مثالی از طراحی اسکله سپری (نوع شمع قائم مهار)

(۲) شیوه‌های طراحی اسکله سپری که امروزه استفاده می‌شوند به شرح زیر می‌باشند:

الف) روش‌های طراحی بر اساس نظریه‌های کلاسیک فشار خاک:

(۱) روش پای مفصلی

(۲) روش پای گیردار

ب) روش طراحی که قسمت مدفون را به صورت تکیه‌گاه ارتجاعی در نظر می‌گیرد (روش P.W.Rowe).

۵-۲- نیروهای خارجی موثر بر دیوار سپری

۵-۲-۱- نیروهای خارجی که در نظر گرفته می‌شود

نیروهای زیر باید به‌عنوان نیروهای خارجی موثر بر سپر در نظر گرفته شود:

(۱) فشار خاک

الف) فشار محرک خاک پشت سپر

ب) عکس‌العمل خاک مدفون در جلوی سپر

(۲) فشار آب باقیمانده

(۳) نیروی زلزله که بر مورد (۱) اثر می‌کند.

(۴) فشار دینامیکی آب در هنگام زلزله

(۵) نیروهای کششی ناشی از شناور

(۶) نیروهای پهلوگیری شناور

تفسیر

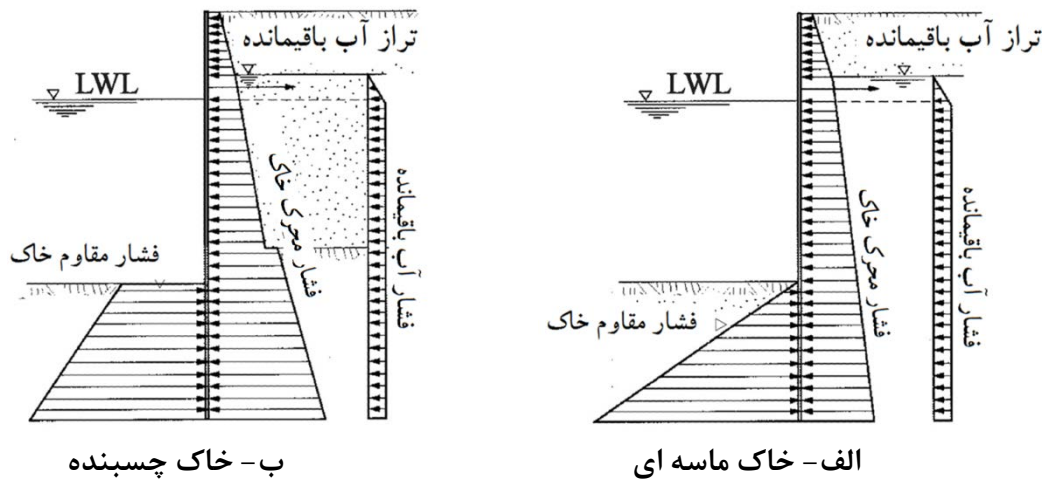
نیروهای فوق‌الذکر تاثیر بیشتری نسبت به بقیه نیروها دارند. در مواردی که تیر پیشانی سپر، بزرگ باشد ممکن است نیاز به لحاظ نیروهای زلزله موثر بر آن نیز باشد. هر نیروی خارجی دیگری که انتظار می‌رود تاثیر قابل توجهی بر سپر داشته باشد نیز، باید به‌طور مناسب در نظر گرفته شود.

نکات فنی

(۱) فشار محرک خاک معمولاً به‌عنوان فشار خاکی که بر پشت سپر وارد می‌شود استفاده می‌شود. برای عکس‌العمل جلوی دیوار که بر قسمت مدفون سپر وارد می‌شود لازم است از مقادیر مناسبی مانند فشار مقاوم خاک یا عکس‌العمل خاک متناظر با تغییر شکل سپر استفاده شود.

(۲) وقتی از روشهای «پای مفصلی» و «تیر معادل» در محاسبات پایداری سپر استفاده می‌شود اصولاً باید فرض شود که فشار خاک و فشار آب باقیمانده به‌صورتی که در شکل (۸-۱۱) نشان داده شده است عمل می‌کند و مقادیر این فشار باید براساس بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، محاسبه شود.

زاویه اصطکاک دیوار برای محاسبه فشار خاک وارد بر سپر معمولاً ۱۵ درجه برای فشار محرک و ۱۵- درجه برای فشار مقاوم خاک در نظر گرفته می‌شود (وقتی خاک ماسه‌ای باشد).



شکل ۸-۱۱- فشار خاک و فشار آب باقیمانده برای طراحی دیواره سپر

۳) با توجه به اینکه فشار خاک با تغییر مکان سپر تغییر می‌کند، فشار واقعی خاک که بر سپر وارد می‌شود متناسب با موارد زیر متفاوت خواهد بود.

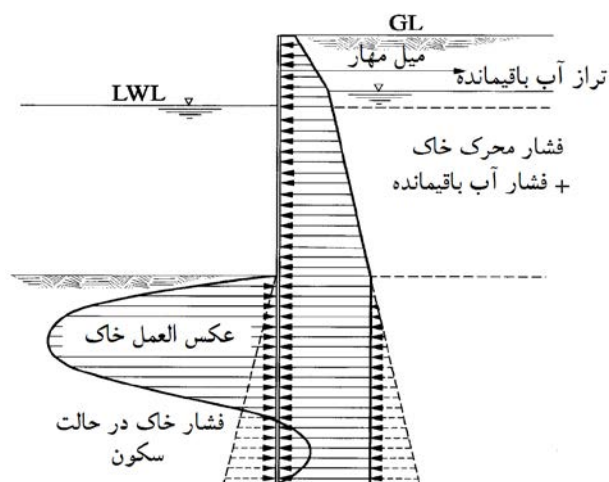
الف) روش ساخت (اینکه خاک پشت دیوار ریخته شده یا جلوی سپر پس از کوبیدن سپر تا عمق مورد نیاز لایروبی شده است)

ب) تغییر مکان جانبی سپر در محل نصب میل مهار

پ) طول قسمت مدفون سپر

ت) رابطه بین سختی سپر و خصوصیات خاک بستر دریا

۴) وقتی روش Rowe (روش تحلیل تیر ارتجاعی) برای محاسبات پایداری سپر استفاده شود، فرض می‌شود که فشار خاک و فشار آب باقیمانده به صورت نشان داده شده در شکل (۸-۱۲) عمل می‌کند و نیروی فشار خاک متناظر با ضریب عکس‌العمل خاک و نیروی خاک در حال سکون بر سطح جلوی سپر وارد می‌شود.



شکل ۸-۱۲- فشار خاک و فشار آب باقیمانده برای طراحی دیواره سپر با استفاده از روش P.W.Rowe

- (۵) هنگامی که وسایل و تجهیزات جابه‌جایی بار (مانند جرثقیل) بر روی اسکله موجود باشد، لازم است فشار خاک ناشی از بار مرده و سربار تجهیزات را نیز لحاظ کرد.
- (۶) برای تعیین نیروی عکس‌العمل خاک که بر سطح مدفون جلوی سپر وارد می‌شود، لازم است با توجه به دقت عملیات لایروبی فرض شود لایروبی تا عمق معینی پایین‌تر از عمق طراحی انجام می‌شود.
- (۷) خاک بستر دریا در جلوی دیوار سپری به‌عنوان دیوار نگه‌دارنده خاک در حالت اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل، شکل ترکیبی متشکل از سطوح افقی و شیب‌دار دارد که در این حالت می‌توان فشار مقاوم خاک را از روش کولمب که در آن فشار مقاوم طراحی به روش آزمون‌وخطا و با در نظر گرفتن چندین صفحه گسیختگی برای زوایای مختلف به‌دست می‌آید، محاسبه کرد و کوچکترین مقدار به‌دست آمده از بین آنها را برای حالت فشار مقاوم خاک انتخاب نمود. هر چند لازم است ملاحظات تجربی به‌دست آمده از تجربیات عملی مبنی بر فرض رفتار ارتجاعی زمین در جلوی سپر را در نظر گرفت.
- (۸) در تعیین تراز آب باقیمانده که برای تعیین فشار آب باقیمانده استفاده می‌شود باید ساختار دیوار سپر و شرایط خاک به‌طور مناسب ارزیابی شوند. تراز آب باقیمانده بسته به خصوصیات خاک و اتصالات سپرها و غیره تغییر می‌کند اما در بسیاری از موارد این تراز برابر با ارتفاع معادل دو سوم دامنه جزرومدی بالاتر از تراز میانگین جزر ماهیانه (LWL) برای سپرها استفاده می‌شود.
- برای سپر فلزی کوبیده شده در خاک چسبنده باید در تعیین تراز آب باقیمانده دقت زیادی به خرج داد زیرا گاهی این تراز تقریباً برابر با تراز آب مد می‌باشد. اگر سپر ساخته شده از مواد دیگری به کار رود، برای تعیین تراز آب باقیمانده مطلوب است که از نتایج بررسی سازه‌های مشابه استفاده شود.
- (۹) برای تعیین فشار دینامیکی آب هنگام زلزله به بخش ۲، فصل ۱۴، فشار آب و فشار خاک، مراجعه شود.
- (۱۰) معمولاً نیروی ناشی از پهلوگیری شناور ممکن است فقط برای طراحی تیر پیشانی لحاظ شود. هنگامی که پی مهاربند به‌صورت جداگانه ساخته شده باشد نیروی کشش طناب مهار شناور لحاظ نمی‌شود هر چند وقتی مهاربند روی تیر پیشانی اسکله سپری نصب شده باشد، لازم است که نیروی کششی شناور در طراحی تیر پیشانی، میل‌مهار و ضربه‌گیر لحاظ شود.

۵-۳- طراحی سپر

۵-۳-۱- تراز نصب میل‌مهار

تراز نصب میل‌مهار باید با در نظر گرفتن سهولت اجرا و هزینه ساخت تعیین شود.

تفسیر

طراحی مقاطع سپر و میل‌مهار، بسته به محل نصب میل‌مهار بسیار متغیر بوده و بنابراین لازم است که سهولت اجرا و هزینه ساخت در طراحی لحاظ شود.

۵-۳-۲- طول مدفون سپرها

اصولا طول مدفون سپر باید به گونه‌ای تعیین شود که قسمت انتهایی سپر در زمین به شکل مناسبی ثابت شده باشد و سطح مناسبی از ضریب اطمینان تامین گردد.

تفسیر

رفتار مکانیکی سپر بر اساس طول مدفون آن تغییر می‌کند. وقتی طول مدفون کوتاه باشد، سپر به صورت پای مفصلی و هنگامی که این طول بلند باشد سپر به صورت پای گیردار عمل می‌کند. برای طراحی ایمن سپر ضروری است که از گیردار شدن انتهایی سپر اطمینان حاصل شود و این امر بدین معناست که دیوار باید به صورت گیردار طراحی شود. به طور سنتی از روش «پای مفصلی» که بر اساس یک نظریه کلاسیک فشار خاک بنا نهاده شده برای تعیین طول مدفون استفاده شده است. Takahashi و همکارانش نشان داده‌اند که طول مدفون حاصل از این روش در صورت استفاده از ضریب اطمینان مناسب اغلب با شرایط پای گیردار متناظر می‌باشد. در روش تیر معادل که برای تعیین مقطع عرضی سپر استفاده می‌گردد فرض می‌شود که سپر در شرایط پای گیردار قرار دارد.

نکات فنی

رفتار مکانیکی سپر مجهز به میل مهار به طور قابل ملاحظه‌ای تحت تاثیر سختی، خصوصیات زمین و طول مدفون قرار داشته و به ویژه رفتار مکانیکی بر اساس طول مدفون تغییر می‌کند. روش طراحی که در این فصل شرح داده می‌شود بر اساس فرض انتهایی سپر به صورت گیردار است. طول مدفونی که در آن انتهایی سپر به صورت گیردار فرض می‌شود بر اساس سختی سپر و خصوصیات زمین تغییر می‌کند. روش تعیین طول مدفون به صورت پای مفصلی بر اساس تئوری فشار خاک بوده و اشکالاتی دارد: به عنوان مثال (۱) سختی سپر لحاظ نشده است، (۲) هنگامی که انتهایی سپر گیردار باشد، توزیع فرضی فشار مقاوم خاک با توزیع مثلی کولمب تطبیق ندارد. به هر حال طول مدفونی که بدین گونه تعیین می‌شود تحت شرایط معینی حالت پای گیردار را تامین می‌کند. روش تعیین طول مدفون در حالت پای مفصلی در ذیل ارائه شده است:

(۱) هنگامی که طول مدفون سپر با استفاده از روش پای مفصلی محاسبه می‌شود، رابطه (۵-۱) باید برای لنگرهای حاصل از فشار خاک و فشار آب باقیمانده (به شکل (۸-۱) در بند (۵-۲-۱) نیروهای خارجی که در نظر گرفته می‌شود، مراجعه شود) با توجه به محل نصب میل مهار ارضا شود.

$$M_P = FM_A \quad (1-5)$$

که در آن:

M_P : لنگر حاصل از فشار مقاوم خاک در محل نصب میل مهار ($kN.m/m$)

M_A : لنگر حاصل از فشار محرک خاک و فشار آب باقیمانده در محل نصب میل مهار ($kN.m/m$)

F : ضریب اطمینان

ضریب اطمینان را می‌توان در شرایط عادی $1/5$ یا بیشتر و در شرایط فوق‌العاده که سپر در خاک ماسه‌ای کوبیده شده است $1/2$ یا بیشتر و در هر دو شرایط عادی و فوق‌العاده در خاک سخت چسبنده هم $1/2$ یا بیشتر فرض نمود.

(۲) در خاک چسبنده، پایداری قسمت مدفون فقط در صورت ارضا رابطه (۲-۵) تامین می‌شود:

$$4c > w + \sum \gamma h + \gamma_w h_w \quad (2-5)$$

که در آن:

c : چسبندگی خاک در کف دریا (kN/m^2)

w : سرپار (kN/m^2)

γ : وزن مخصوص خاک (kN/m^3) (وزن مخصوص مستغرق برای بخش پایین‌تر از آب باقیمانده)

h : ضخامت لایه خاک بالای کف دریا و پشت سپر (m)

γ_w : وزن مخصوص آب دریا (kN/m^3)

h_w : اختلاف بین تراز آب باقیمانده و سطح آب جلوی سپر (m)

در صورتی که خاک کف دریا نرم بوده و رابطه (۲-۵) ارضا نشود، باید خاک کف دریا با روش مناسب تقویت شود و یا

اقدامات مناسبی مانند استفاده از سیستم سکوی کمکی پشت سپر انجام گیرد.

۵-۳-۳- لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل‌مه‌ار

حداکثر لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل‌مه‌ار باید با روش مناسبی که سختی و طول مدفون سپر و

سختی زمین را لحاظ کند محاسبه شود.

تفسیر

تأثیر سختی و طول مدفون سپر و سختی زمین بر رفتار مکانیکی سپر موضوعی شناخته شده است. در گذشته عمق آب طراحی برای اسکله دیواری نسبتاً کم بوده و برای سپر از مقاطع با سختی نسبتاً کم مانند پروفیل‌های فلزی U شکل استفاده می‌شد.

ضمناً نقطه عطف لنگر در کف دریا و یا نقطه کم‌عمق‌تر برای خاک ماسه‌ای با درجه تراکم متوسط و یا بالا حاصل می‌گردید و بنابراین امکان استفاده از روش ساده شده «تیر معادل» فراهم بود.

به هرحال در سال‌های اخیر در نتیجه افزایش تعداد اسکله‌های دیواری با عمق طراحی بیشتر، امروزه سپرهایی با سختی نسبتاً بالا مانند سپرهای لوله‌ای فلزی به وفور استفاده می‌شود و لازم است دقت بیشتری در استفاده از روش تیر معادل به عمل آید، زیرا ممکن است نقطه عطف لنگر پایین‌تر از تراز کف دریا قرار داشته باشد و نیروهای مقطع کمتر از مقدار واقعی به دست آید.

نکات فنی

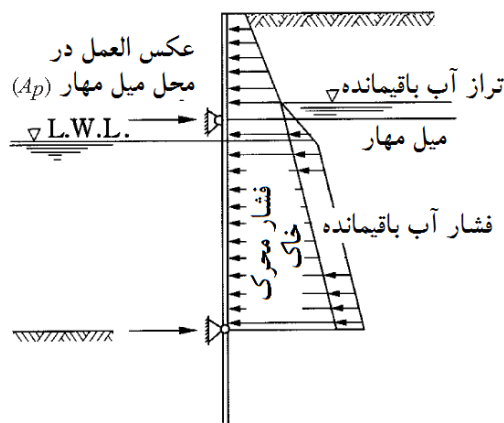
(۱) حداکثر لنگر خمشی و نیروی عکس‌العمل در محل نصب میل‌مه‌ار در سپر را می‌توان با استفاده از روش تیر معادل که در

زیر شرح داده شده و یا روش Rowe به دست آورد. البته در هنگام استفاده از روش تیر معادل باید دقت بیشتری کرد زیرا

وقتی سختی سپر زیاد باشد ممکن است نیروهای مقطع کمتر از مقدار واقعی به دست آید.

۲) روش تیر معادل

در روش تیر معادل، حداکثر لنگر خمشی و نیروی عکس‌العمل در محل نصب میل‌مه‌ار در سپر با فرض سپر به صورت تیر با تکیه‌گاه‌های ساده در محل نصب میل‌مه‌ار و در محل بستر دریا و با در نظر گرفتن فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارد بر سپر به عنوان بارگذاری در بالای تراز کف دریا محاسبه می‌شود (شکل ۸-۱۳).



شکل ۸-۱۳- تیر معادل برای به دست آوردن لنگر خمشی

۵-۳-۴- مقطع عرضی سپر

مقطع عرضی سپر باید به صورتی تعیین شود که تنش‌های محاسبه شده بر اساس بند (۵-۳-۳) لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل‌مه‌ار، به هیچ وجه از تنش‌های مجاز مصالح تجاوز نکند.

۵-۳-۵- بررسی اثر سختی مقطع سپر

اصولاً مقطع عرضی سپر باید به شکل مناسب و با در نظر گرفتن سختی مقطع عرضی سپر انتخاب شده باشد.

تفسیر

همانطور که در نکات فنی بند (۵-۳-۲) طول مدفون سپرها، شرح داده شد، رفتار سپر مجهز به میل‌مه‌ار به طور قابل توجهی تحت تاثیر سختی و طول مدفون سپر و خصوصیات زمین قرار داشته و به ویژه سختی سپر تاثیر زیادی بر تعیین طول مدفون دارد. بنابراین توجه به تاثیر سختی مقطع سپر هنگام انتخاب سپر در طرح، امری ضروری است.

نکات فنی

- ۱) رویکردی که در آن از روش پای مفصلی و تیر معادل به صورت ترکیبی استفاده می‌شود، با توجه به سهولت استفاده در بین طراحان رایج است، اما باید توجه شود که در این روش سختی مقطع سپر لحاظ نمی‌شود.
- ۲) روش تحلیلی که در ادامه ارائه گردیده است یک روش اصلاح شده Rowe می‌باشد که قسمت مدفون سپر را به عنوان تیر بر روی بستر ارتجاعی در نظر می‌گیرد.

الف) تحلیل سپر به روش تیر ارتجاعی

در این روش تحلیل که براساس رابطه نظری برای تیر روی بستر ارتجاعی است و برای سپر به کار می‌رود، یک ضریب ارتجاعی خاک برای زمینی که در آن کوبیده می‌شود معرفی می‌شود. رابطه اصلی برای قسمت مدفون عبارتست از:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p(x) = p_{A0} - (l_h / D)xy \quad (3-5)$$

که در آن:

E : ضریب ارتجاعی سپر (MN/m^2)

I : ممان اینرسی هندسی سپر در واحد عرض (m^4/m)

p_{A0} : شدت بار در بستر دریا که توسط فشار محرک خاک و فشار آب باقیمانده ایجاد می‌شود ($MN/m^2/m$)

l_h : ضریب عکس‌العمل خاک نسبت به سپر (MN/m^3)

D : عمق نفوذ سپر (m)

از آنجا که راه حلی کلی برای معادله دیفرانسیلی این چنینی وجود ندارد، یک روش ویژه برای حل رابطه (۳-۵) مورد نیاز است که Bloom و Rowe یک راه حل برای به دست آوردن ضریب هر جمله در قالب یک حل عددی با فرض جواب به صورت سری توانی ارائه کرده‌اند.

بر اساس روش Rowe جزئیات یک روش برای تعیین رابطه منحنی تغییر شکل سپر و همچنین یک روش محاسبه عددی به کمک رایانه توسط Ishiguro ارائه شده است. Takahashi و همکارانش روش اخیر را برای ارائه بهتر خواص رفتاری سپر واقعی به شرح زیر اصلاح کرده‌اند (به شکل (۱۴-۸) مراجعه شود):

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p(x) = p_{A0} + K_{AD}\gamma x - K_0\gamma x - \left[l_h / (D_F r_f) \right] xy \quad (4-5)$$

که در آن:

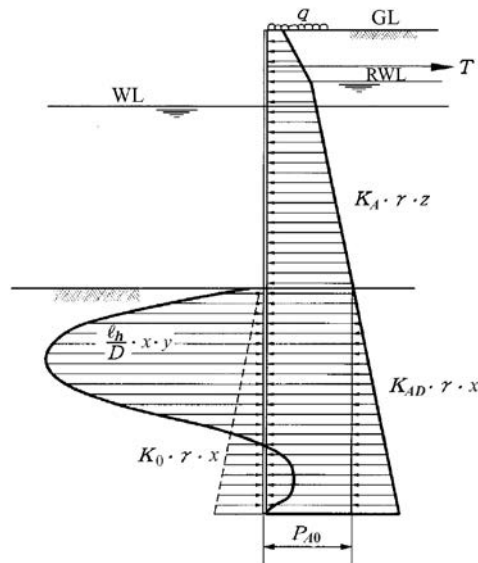
K_{AD} : ضریب فشار محرک خاک در قسمت مدفون سپر

γ : وزن مخصوص خاک (MN/m^3)

K_0 : ضریب فشار خاک در حالت سکون

D_F : طول مدفون همگرا شده سپر (m)

r_f : عمق به کار رفته برای فشار خاک محرک مثبت که بر سطح جلویی قسمت مدفون سپر عمل می‌کند نسبت به D_F



شکل ۸-۱۴- توزیع فشار خاک برای تحلیل دیواره سپر

ب) خصوصیات طول مدفون سپر

استفاده از روش تحلیلی پیش گفته نشان می‌دهد که خصوصیات رفتاری سپر بر اساس طول مدفون آن تغییر می‌کند. در حقیقت پایداری سپر هنگامی حاصل می‌شود که طول عمق مدفون سپر به مقدار مشخصی برسد. عمق مدفونی که در این حالت پایداری بحرانی برقرار می‌شود را طول مدفون بحرانی D_C می‌نامند. هنگامی که طول مدفون بیشتر شود و از طول مدفون بحرانی فراتر رود، لنگر خمشی سپر به مقدار حداکثر لنگر خمشی M_p حالت پای مفصلی می‌رسد. طول مدفونی که این شرایط را ایجاد می‌کند طول مدفون گذرا D_p نامیده می‌شود. اگر طول مدفون باز هم بیشتر شود، لنگر خمشی به حداکثر لنگر همگرایی در حالت پای گیردار M_F می‌رسد. حداقل طول مدفونی که این شرایط را ایجاد می‌کند طول مدفون همگرایی D_F نام دارد.

پ) عدد انعطاف پذیری

عدد انعطاف پذیری زیر توسط Rowe پیشنهاد شده است به عنوان یک روش برای نشان دادن سختی یک سپر به عنوان یک سازه به کار می‌رود.

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (5-5)$$

که در آن:

ρ : عدد انعطاف پذیری (m^3/MN)

H : طول سپر (m)

در روش Rowe از مجموع ارتفاع کل سپر H (از بستر دریا تا نوک سپر) و طول مدفون D برای حالت پای گیردار (یعنی $H+D$) به عنوان طول کل سپر استفاده می‌شود.

شاخص جدیدی توسط Takahashi و همکارانش به نام عدد تشابه پیشنهاد شده که با استفاده از عدد انعطاف‌پذیری و خصوصیات زمین استخراج شده است. با استفاده از ارتفاع H_T از بستر دریا تا نقطه نصب میل‌مهار به جای طول H در رابطه (۵-۵)، عدد تشابه به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\omega = \rho l_h \quad (۵-۶)$$

که در آن:

ω عدد تشابه

l_h ضریب عکس‌العمل خاک در برابر سپر (MN/m^3)

با بیان خصوصیات مکانیکی سپر توسط عدد تشابه، اثر سختی سپر را می‌توان به صورت کمی تخمین زد.

(ت) ضریب عکس‌العمل خاک در برابر سپر

مراجع بسیار کمی وجود دارند که مقدار اندازه‌گیری شده یا پیشنهاد شده برای ضریب عکس‌العمل خاک در برابر سپر l_h را ارائه دهند. بنابراین برای به دست آوردن این مقادیر مناسب است از آزمایش مدل و یا اندازه‌گیری در محل استفاده شود. مقادیر پیشنهاد شده که به صورت سنتی استفاده می‌شود عبارت از مقادیر پیشنهاد شده توسط ترزاقی و مقادیر پیشنهاد شده توسط Takahashi و همکارانش که با اصلاح مقادیر ترزاقی به دست آمده است، می‌باشد.

تحقیقی که به وسیله Takahashi و همکارانش اجرا شده نشان می‌دهد که اثر خطا در تعیین ضریب عکس‌العمل خاک برای مصارف کاربردی خطر زیادی ندارد. بنابراین معمولاً از مقادیر پیشنهاد شده توسط Takahashi و همکارانش به عنوان ضریب عکس‌العمل خاک در برابر سپر استفاده می‌شود.

(۱) مقادیر پیشنهاد شده توسط ترزاقی

مقادیر پیشنهاد شده توسط ترزاقی در جدول (۸-۳) ارائه شده است.

جدول ۸-۳- ضریب عکس‌العمل خاک برای سپر در خاک ماسه‌ای (l_h) (MN/m^3)

متراکم	متوسط	شل	چگالی نسبی ماسه
۵۸	۳۸	۲۴	ضریب عکس‌العمل خاک (l_h)

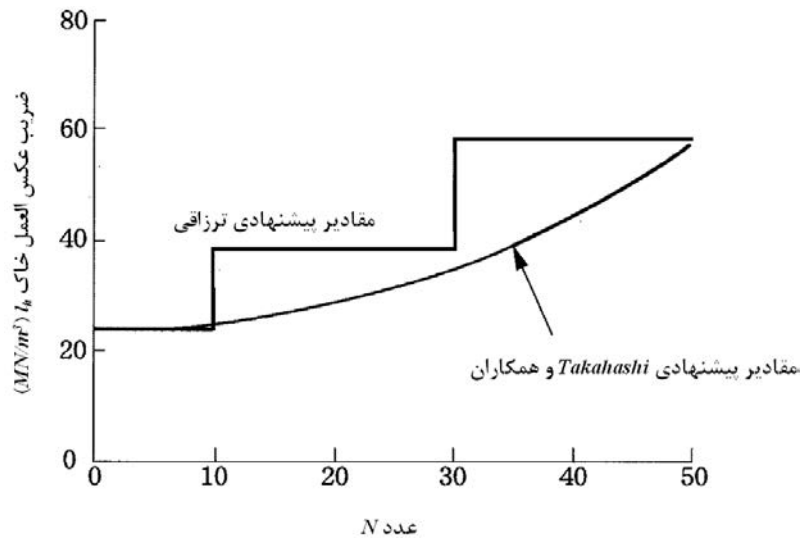
(۲) مقادیر پیشنهاد شده توسط Takahashi و همکارانش

Takahashi و همکارانش تایید کرده‌اند که نتایج آزمایش مدل سپر Tschebotarioff با مقادیر پیشنهادی ترزاقی تناقض ندارد و با استفاده از رابطه ترزاقی بین ضریب عکس‌العمل خاک و چگالی نسبی و رابطه دیگر ترزاقی بین عدد N و چگالی نسبی، ضریب عکس‌العمل ارائه شده در جدول (۸-۳) را با عدد N مرتبط کرده‌اند. آنها برای ایمنی بیشتر مقدار کوچکتر ضریب عکس‌العمل خاک را انتخاب کردند و نتایج را با یک خط هموار (صاف) به هم وصل کرده‌اند که در شکل (۸-۱۵) نشان داده شده است.

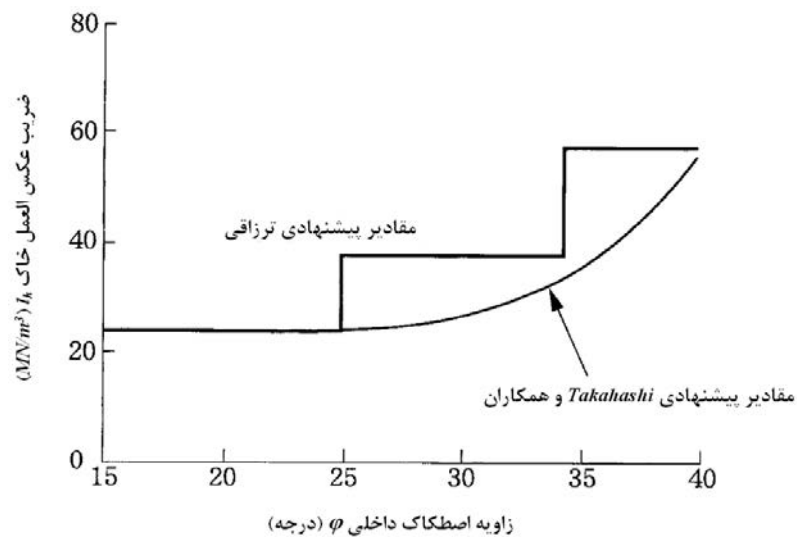
آنها همچنین ضرایب عکس‌العمل خاک را طبق شکل (۸-۱۶) با زاویه اصطکاک داخلی ϕ ارتباط داده‌اند. این موضوع با استفاده از رابطه (۵-۷) از رابطه Dauham که زاویه اصطکاک داخلی کوچکتری را برای عدد N داده شده به دست می‌دهد، صورت پذیرفته است.

$$\phi = \sqrt{12N} + 15 \quad (\text{درجه}) \quad (7-5)$$

به هر حال باید توجه داشت که شکل (۱۶-۸) کمی محافظه کارانه است، زیرا رابطه *Dauham* شامل مواردی است که در آن بسته به شکل دانه‌های خاک ماسه‌ای، زاویه اصطکاک داخلی بزرگتری به دست می‌آید. شکل‌های (۱۵-۸) و (۱۶-۸) مقادیر پیشنهادی ترزاقی را نیز علاوه بر مقادیر پیشنهادی *Takahashi* و همکارانش نشان می‌دهد.



شکل ۸-۱۵- رابطه بین ضرب عکس العمل I_h و عدد N



شکل ۸-۱۶- رابطه بین ضرب عکس العمل I_h و زاویه اصطکاک داخلی ϕ

(ث) طول مدفون طراحی

در تعیین طول مدفون سپر با استفاده از روش Rowe مقدار طولی که رابطه (۸-۵) را ارضا کند را می‌توان به کار برد.

$$\delta_s = D_F / H_T \geq 5.0916 \times \omega^{-0.2} - 0.2591 \quad (8-5)$$

که در آن:

δ_s : نسبت طول مدفون سپر به ارتفاع سپر در محل نصب میل‌مهار از کف دریا

D_F : طول مدفون سپر (m)

H_T : ارتفاع محل نصب میل‌مهار از کف دریا (m)

ω : عدد تشابه (ρl_{ii})

ρ : عدد انعطاف‌پذیری ($H_T^4/EI =$) (m^3/MN)

E : ضریب ارتجاعی سپر (MN/m^2)

I : ممان اینرسی هندسی سپر در واحد عرض (m^4/m)

l_{ii} : ضریب عکس‌العمل خاک در برابر سپر (MN/m^3)

طول مدفونی که با این روش به دست می‌آید، طول مدفون همگرا شده می‌باشد. بر اساس مطالعاتی که توسط Takahashi و همکارانش انجام شده است، وقتی طول مدفون برابر با ۷۰ درصد طول همگرا شده استفاده شود، فقط یک افزایش ۲ درصدی در حداکثر لنگر خمشی رخ می‌دهد و بنابراین استفاده از طول مدفون همگرا شده به‌عنوان طول مدفون طراحی، خود منجر به فراهم شدن یک ضریب اطمینان شده و نیازی به در نظر گرفتن ضریب اطمینان نمی‌باشد.

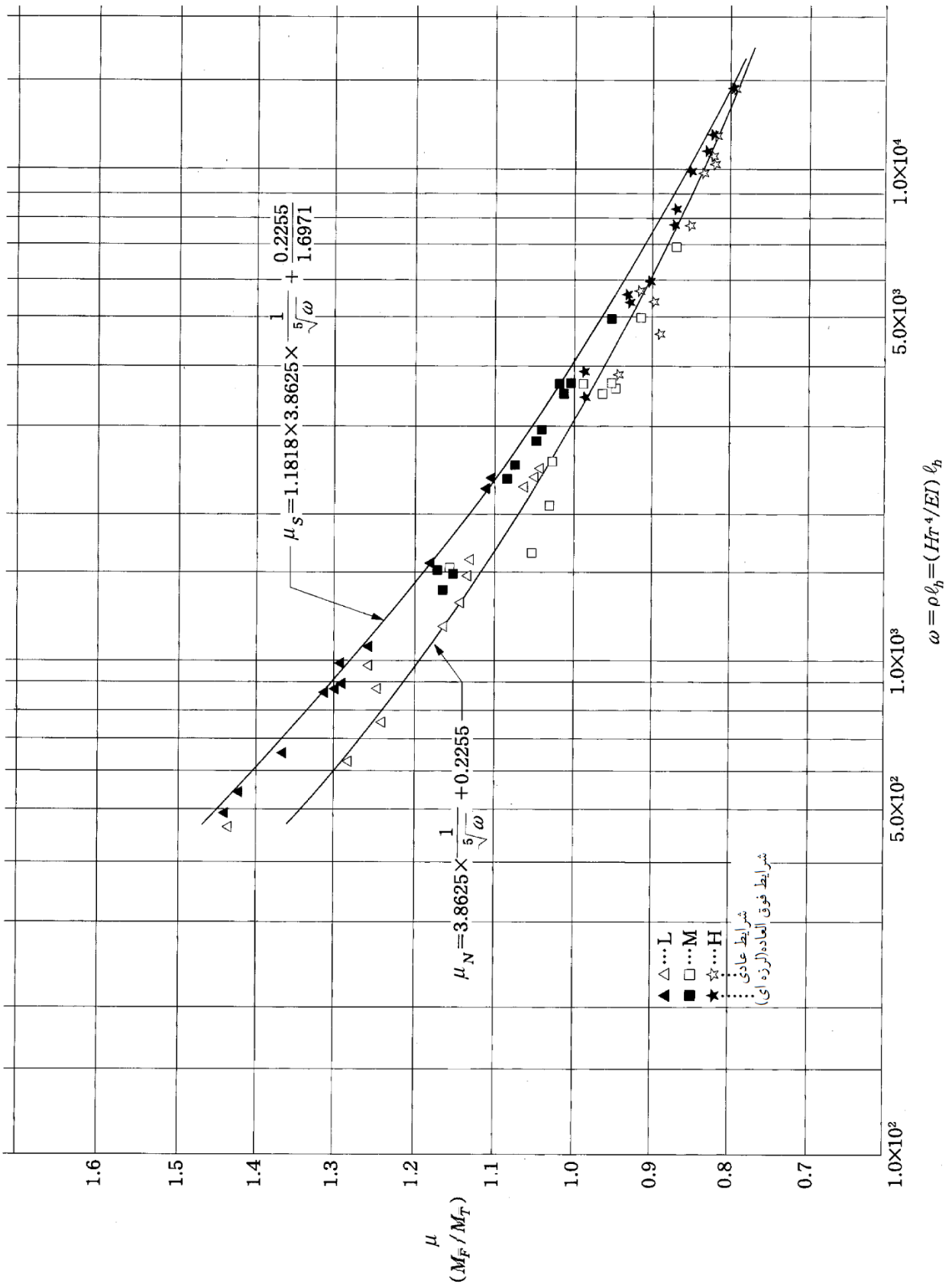
(ج) حداکثر لنگر خمشی سپر و نیروی عکس‌العمل در محل نصب میل‌مهار

در تعیین حداکثر لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل مهار در محل نصب آن، با در نظر گرفتن اثرات ضریب عکس‌العمل خاک و لنگر خمشی سپر، ضرایب تصحیحی که در شکل‌های (۱۷-۸) و (۱۸-۸) نشان داده شده است استفاده می‌شود. حداکثر لنگر خمشی و عکس‌العمل در محل نصب میل‌مهار که بوسیله روش تیر معادل محاسبه می‌شوند در این ضرایب تصحیح ضرب می‌گردد تا مقادیر تصحیح شده حاصل شود.

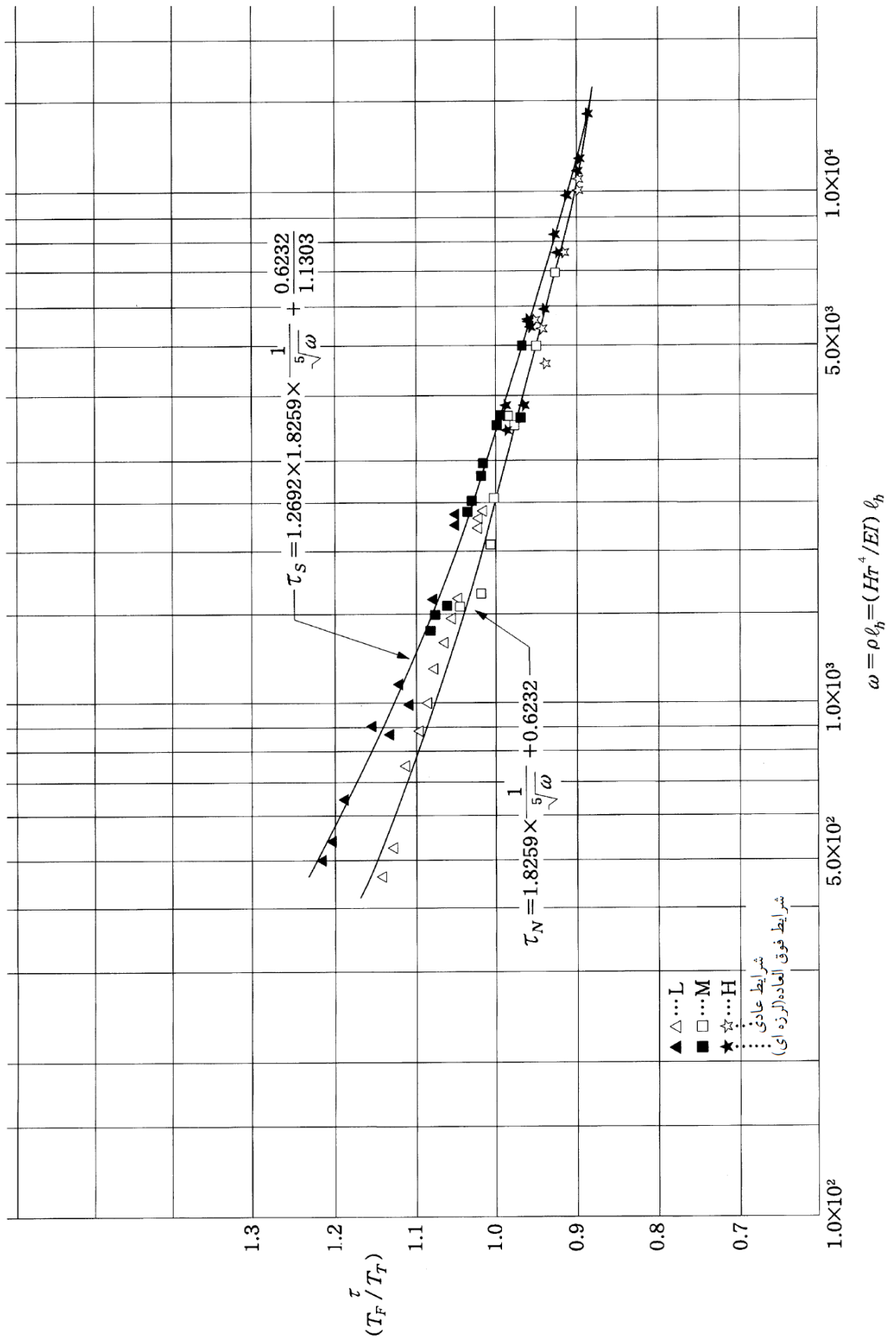
ضریب لرزه‌ای ۰/۲ برای تهیه شکل‌های (۱۷-۸) و (۱۸-۸) استفاده شده است و در صورتی که طراحی با جزئیات زیاد مورد نیاز نباشد مقادیری که از این شکل‌ها به دست می‌آید را می‌توان برای طراحی لرزه‌ای استفاده کرد.

نماد μ در شکل (۱۷-۸) بیانگر نسبت M_F به M_T است که در آن M_F نشان‌دهنده حداکثر لنگر خمشی بوده و هنگامی ایجاد می‌شود که طول مدفون برابر با طول مدفون همگرا شده D_F در تحلیل منحنی تغییر شکل باشد. همچنین M_T بیانگر حداکثر لنگر خمشی به دست آمده از روش تیر معادل می‌باشد که از محل نصب میل‌مهار و بستر دریا به‌عنوان تکیه‌گاه استفاده می‌کند.

نماد τ در شکل (۱۸-۸) بیانگر نسبت T_T به T_F است که در آن T_F نیروی عکس‌العمل مهار در محل نصب را نشان می‌دهد و هنگامی ایجاد می‌شود که طول مدفون برابر طول مدفون همگرا شده D_F در تحلیل منحنی تغییر شکل باشد. همچنین T_T نیروی عکس‌العمل در محل نصب میل‌مهار می‌باشد که به روش تیر معادل محاسبه شده است.



شکل ۸-۱۷- رابطه بین ضریب اصلاح μ و عدد تشابه ω



شکل ۸-۱۸- رابطه بین ضریب اصلاح τ و عدد تشابه ω

۴-۵- طراحی میل مهار

۴-۵-۱- کشش میل مهار

نیروی کششی که بر یک عضو مهار وارد می‌شود باید بر اساس بند (۳-۳-۵) لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل مهار، محاسبه شود.

تفسیر

نیروی کششی میل مهار که بر اساس بند (۳-۳-۵) لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل مهار، محاسبه شده است، نیروی کشش در هر متر طول اسکله می‌باشد، اما میل مهارها معمولاً با فاصله‌های ثابتی نصب می‌شوند و در برخی موارد ممکن است به دلیل سازه موجود پشت سپر با زاویه مشخصی نسبت به خط عمود بر سپر نصب شوند. بنابراین در نظر گرفتن این شرایط در محل اجرا برای محاسبه نیروی کشش میل مهار ضروری است.

نکات فنی

۱) نیروی کشش وارد بر میل مهار با رابطه (۹-۵) محاسبه می‌شود.

$$T = A_p l \sec \theta \quad (9-5)$$

که در آن:

T : کشش میل مهار (kN)

A_p : عکس‌العمل در محل نصب میل مهار بر اساس بند (۳-۳-۵) لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل مهار، (kN/m)

l : فاصله نصب میل مهارها از یکدیگر (m)

θ : زاویه انحراف میل مهار نسبت به خط عمود بر سپر (درجه)

۲) بعضاً بر روی تیر پیشانی روی سپر، مهاربند نصب شده و نیروهای کششی شناور که بر مهاربند وارد می‌شود به میل مهار منتقل می‌شود. معمولاً تیر پیشانی به صورت تیری که میل مهارها تکیه‌گاه‌های ارتجاعی آن هستند فرض شده و کشش میل مهار با این فرض که نیروی کششی فقط بین چهار میل مهار نزدیک مهاربند توزیع می‌شود با استفاده از رابطه (۱۰-۵) محاسبه می‌گردد. هنگامی که نیروی کششی ناشی از شناور به میل مهار وارد شود، تنش مجاز میل مهار را می‌توان به عنوان تنش مجاز شرایط فوق‌العاده ارزیابی نمود.

$$T = (A_p l + P/4) \sec \theta \quad (10-5)$$

که در آن:

P : مولفه افقی نیروی کششی وارد بر مهاربند (kN)

نیروی کششی ناشی از شناور باید بر اساس بخش ۲، بند (۴-۲-۲) نیروی کششی مهاری وارد بر ستون‌های مهاری و مهاربندها، باشد.

۵-۴-۲- مقط‌ع میل مه‌ار

مقط‌ع میل مه‌ار باید به‌صورتی تعیین شود که تنش کششی حاصل از عکس‌العمل در محل نصب میل مه‌ار در محدوده قابل قبولی قرار گیرد. اصولاً عکس‌العمل در محل نصب میل مه‌ار باید با لحاظ کردن سختی مقط‌ع سپر محاسبه شود.

تفسیر

اصولاً مقط‌ع میل مه‌ار با استفاده از روش تنش مجاز تعیین می‌شود.

نکات فنی

- (۱) تنش کششی مجاز میل مه‌ار باید برابر و یا کمتر از ۴۰ درصد تنش تسلیم در شرایط عادی و ۶۰ درصد و یا کمتر در شرایط فوق‌العاده باشد.
 - (۲) تنش کششی مجاز کابل مه‌ار باید با ضریب اطمینان برابر ۳/۸ و یا بیشتر در مقابل نیروی مقاوم در برابر پاره شدن در شرایط عادی و برابر ۲/۵ و یا بیشتر در شرایط فوق‌العاده تعیین شود.
 - (۳) توضیحات ارائه شده در موارد بالا (۲ و ۱) با توجه به مطالب زیر بوده است:
 - الف) مطالعه موردی در خصوص فروریختن اسکله سپری هنگام زلزله Niigata در سال ۱۹۶۴ و نتیجه آزمایش لرزه روی مدل یک اسکله سپری که توسط PHRI ارائه شده است، نشان می‌دهد که ممکن است تنشی بزرگتر از آنچه که براساس بند (۵-۴-۱) کشش میل مه‌ار محاسبه شده، در طول زلزله بر میل مه‌ار وارد شود.
 - ب) اگر در شرایط عادی، در خاکریز پشت سپر، نشست رخ دهد ممکن است میل مه‌ار خم شده و تنشی بزرگتر از مقدار محاسبه شده بر میل مه‌ار وارد شود.
- برای مصالح میل مه‌ار، نسبت تنش کششی مجاز به تنش تسلیم به دو سوم مقدار آن برای سازه‌های فلزی معمولی کاهش داده می‌شود.

۵-۵- طراحی تیر اتصال سپر

حداکثر لنگر خمشی تیر اتصال سپر باید با یک روش مناسب محاسبه شود.

تفسیر

برای محاسبه حداکثر لنگر خمشی تیر اتصال سپر، روابط زیادی پیشنهاد شده است. حداکثر لنگر خمشی باید به‌صورتی تعیین شود که یک مقط‌ع ایمن و اقتصادی با در نظر گرفتن شرایط محل اجرا به‌دست آید.

نکات فنی

- (۱) حداکثر لنگر خمشی تیر اتصال سپر را می‌توان با استفاده از رابطه (۵-۱۱) محاسبه کرد.

$$M = Tl/10$$

(۵-۱۱)

که در آن:

M : حداکثر لنگر خمشی تیر اتصال سپر (kN.m)

T : کشش میل مهار که بر اساس بند (۵-۴-۱) کشش میل مهار، محاسبه شده است (kN)

l : فاصله بین محل نصب میل مهارها (m)

رابطه (۵-۱۱) با تحلیل یک تیر پیوسته سه دهانه که در محل نصب میل مهارها دارای تکیه‌گاه بوده و تحت باری برابر با مقدار عکس‌العمل در محل نصب میل مهار (A_p) به صورت یکنواخت قرار گرفته، به دست آمده است.

(۲) هنگامی که مهاربند روی تیر پیشانی نصب می‌شود لازم است که تیر اتصال سپر نزدیک یکی از مهاربندها و با استفاده از نیروی کشش یک میل مهار که نیروی کشش ناشی از شناور را بر اساس قسمت (۲) نکات فنی از بند (۵-۴-۱) کشش میل مهار لحاظ می‌کند، طراحی شود. در این حالت، تنش مجاز $1/5$ برابر حالت عادی فرض می‌شود. در هر حال هنگامی که تیر اتصال سپر داخل تیر پیشانی مدفون باشد، ممکن است از نیروی کششی صرف نظر شود.

۵-۶- ارزیابی در برابر لغزش دایروی

اسکله سپری باید به گونه‌ای طراحی شود که ضریب اطمینان مناسبی در برابر لغزش دایروی داشته و سطح لغزش آن بر اساس بخش ۵، بند (۶-۲) تحلیل شیب، تا پایین‌تر از انتهای کف سپر امتداد داشته باشد.

۵-۷- طراحی تکیه‌گاه میل مهار

۵-۷-۱- انتخاب نوع سازه تکیه‌گاه میل مهار

نوع سازه تکیه‌گاه میل مهار باید با در نظر گرفتن هزینه ساخت، مدت زمان ساخت، روش ساخت و ارتفاع تراز زمین قبل از اجرای عملیات، انتخاب شود.

۵-۷-۲- محل تکیه‌گاه میل مهار

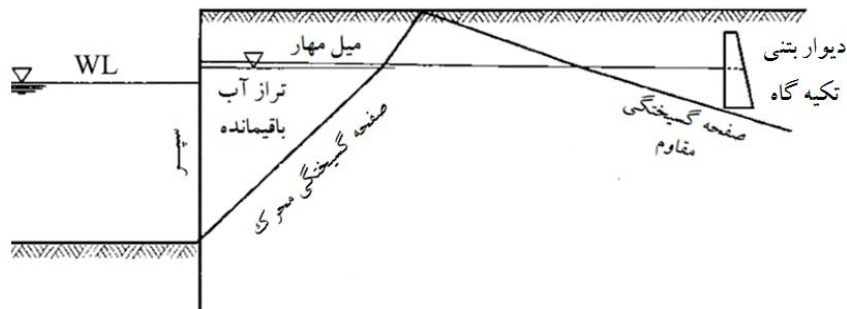
اصولاً محل تکیه‌گاه میل مهار باید با فاصله مناسبی از سپر باشد تا پایداری سازه‌ای اسکله با توجه به خصوصیات تکیه‌گاه میل مهار، تضمین شود.

تفسیر

محل تکیه‌گاه باید با در نظر گرفتن نوع سازه تکیه‌گاه تعیین شود، زیرا الف) پایداری خود تکیه‌گاه تحت تاثیر محل آن قرار دارد و ب) محلی که در آن پایداری حاصل می‌شود با توجه به نوع سازه‌ای آن متغیر است. باید فاصله مناسبی بین تکیه‌گاه میل مهار و سپر وجود داشته باشد تا هم پایداری سپر و هم پایداری تکیه‌گاه تامین شود.

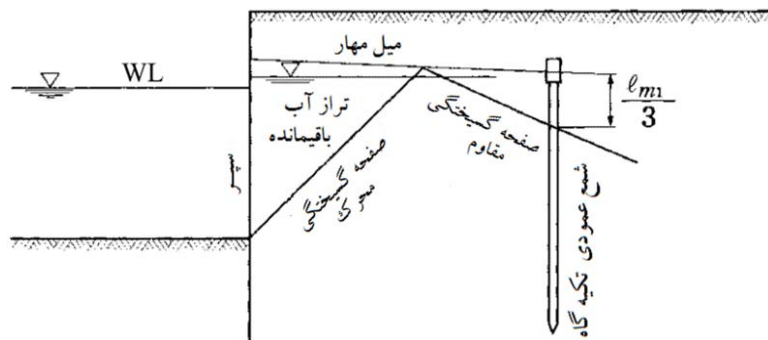
نکات فنی

(۱) محل دیوار بتنی تکیه‌گاه باید به صورتی تعیین شود که سطح گوه گسیختگی محرک که از محل تقاطع بستر دریا و سپر شروع می‌شود، با سطح گوه گسیختگی مقاوم دیوار بتنی تکیه‌گاه که از پایین تکیه‌گاه کشیده می‌شود (مشابه شکل (۱-۱۹)) پایین‌تر از سطح زمین با یکدیگر تقاطع پیدا نکنند.



شکل ۸-۱۹- محل عملیات دیوار بتنی تکیه‌گاه

(۲) محل شمع قائم تکیه‌گاه باید به صورتی تعیین شود که سطح گوه گسیختگی مقاوم گذرنده از محل $l_{m1}/3$ پایین‌تر از محل نصب میل‌مهاری روی تکیه‌گاه با سطح گوه گسیختگی محکم گذرنده از تقاطع سپر و بستر دریا (شکل ۸-۲۰) در تراز پایین‌تر از سطح افقی دربردارنده محل نصب میل‌مهاری روی تکیه‌گاه، یکدیگر را قطع نکنند.



شکل ۸-۲۰- شمع عمودی تکیه‌گاه

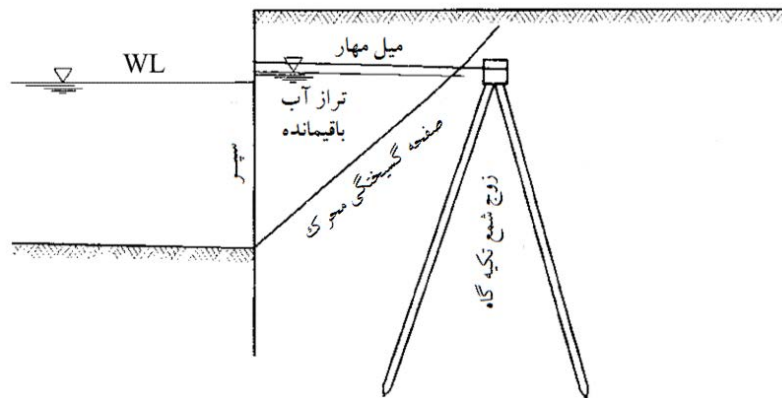
(۳) محل تکیه‌گاه سپر را می‌توان بر اساس روشی که در مورد (۲) شرح داده شده تعیین کرد که در آن با سپر مانند شمع طویل رفتار می‌شود. هنگامی که نتوان سپر را به عنوان شمع طویل در نظر گرفت، محل تکیه‌گاه را می‌توان با صرف نظر کردن از قسمت عمیق‌تر از تراز $l_{m1}/2$ زیر تراز محل نصب میل‌مهاری روی تکیه‌گاه سپری و استفاده از روش شرح داده شده در (۱) تعیین کرد.

(۴) برای روش به دست آوردن نخستین نقطه صفر لنگر خمشی در شمع قائم تکیه‌گاه و تکیه‌گاه سپری و روش تعیین اینکه آیا می‌توان تکیه‌گاه سپری را به عنوان شمع طویل در نظر گرفت می‌توان به روش PHRI که در بخش ۵، بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی ارائه شده، مراجعه نمود.

(۵) برای اسکله سپری معمولی که در آن میل‌مهاری به صورت افقی نصب می‌شود، می‌توان از یک زاویه ۱۵- درجه به عنوان زاویه اصطکاک دیوار در تعیین سطح گوه گسیختگی مقاوم که از شمع قائم تکیه‌گاه یا تکیه‌گاه سپری کشیده می‌شود، استفاده نمود.

(۶) هنگامی که فرض شود کشش میل‌مهاری فقط به وسیله مقاومت محوری شمع‌ها تحمل می‌شود، محل تکیه‌گاه به صورت جفت شمع مایل پشت سطح گوه گسیختگی محکم سپر که از بستر دریا رسم می‌شود قرار گیرد (شکل ۸-۲۱)،

هنگامی که فرض شود کشش میل مهار به وسیله مقاومت توام محوری و جانبی با در نظر گرفتن مقاومت خمشی شمع‌ها تحمل می‌شود، لازم است که تکیه‌گاه بر اساس روش شرح داده شده در (۲) تعیین شود.



شکل ۸-۲۱- محل قرارگیری زوج شمع تکیه‌گاه

۵-۷-۳- طراحی تکیه‌گاه میل مهار

اصولا تکیه‌گاه میل مهار باید با در نظر گرفتن خصوصیات سازه‌ای اسکله سپری و تکیه‌گاه به روش مناسبی طراحی شود تا پایداری تکیه‌گاه تامین گردد.

نکات فنی

(۱) طراحی دیوار بتنی تکیه‌گاه میل مهار

(الف) پایداری دیوار بتنی تکیه‌گاه میل مهار

ارتفاع و عمق نصب دیوار بتنی تکیه‌گاه میل مهار را می‌توان با فرض اینکه کشش میل مهار و فشار محرک خاک پشت دیوار بتنی تکیه‌گاه به وسیله فشار مقاوم خاک جلوی دیوار بتنی تکیه‌گاه تحمل می‌شود (شکل ۸-۲۲)، با به کارگیری رابطه (۵-۱۲) تعیین کرد.

$$F = E_P / (A_P + E_A) \quad (۵-۱۲)$$

که در آن:

F ضریب اطمینان

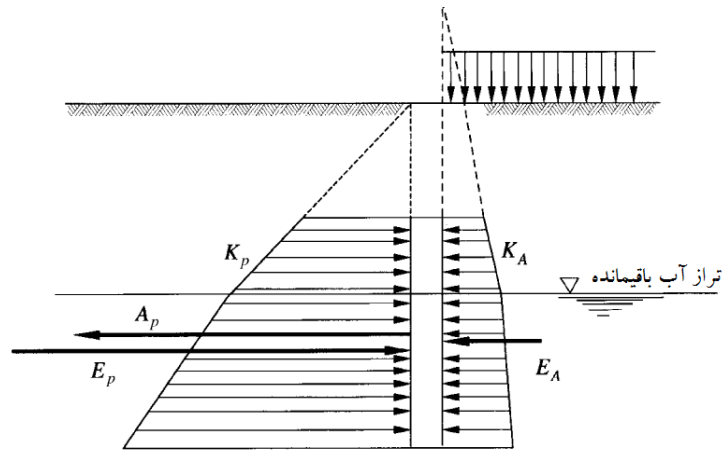
A_P : عکس‌العمل در محل نصب میل مهار بر اساس بند (۵-۳-۳) لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل مهار (N/m)

E_A : برآیند فشار محرک خاک وارد بر دیوار بتنی تکیه‌گاه (N/m)

E_P : برآیند فشار مقاوم خاک وارد بر دیوار بتنی تکیه‌گاه (N/m)

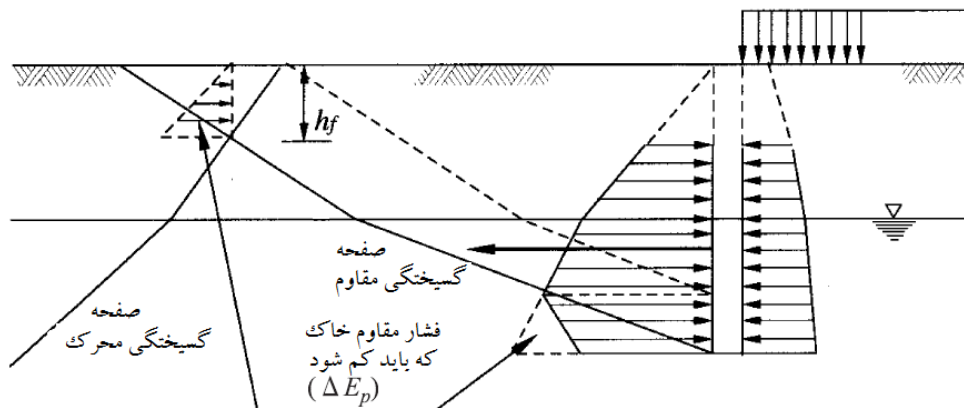
در محاسبه فشار خاک وارد بر دیوار بتنی تکیه‌گاه، باید فرض شود که سربار به صورتی که در شکل (۸-۲۲) نشان داده شده است، عمل می‌کند (به عنوان مثال سربار فقط در محاسبه فشار محرک خاک در نظر گرفته شده و در فشار مقاوم

لحاظ نشده است). در این محاسبات، ضریب اطمینان باید در شرایط عادی برابر ۲/۵ یا بیشتر و در شرایط فوق‌العاده ۲ یا بیشتر باشد.



شکل ۸-۲۲- نیروهای خارجی وارد بر دیوار بتنی تکیه‌گاه

ب) هنگامی که صفحه گوه گسیختگی محرک سپر و صفحه گوه گسیختگی مقاوم دیوار بتنی تکیه‌گاه رسم شده براساس بند (۵-۷-۲) محل تکیه‌گاه میل‌مه‌ار، پایین‌تر از سطح زمین با یکدیگر تقاطع پیدا کنند، فشار مقاوم خاک ΔE_p که بر سطح قائم بالای نقطه تقاطع وارد می‌شود، به‌عنوان نیروی مقاوم عمل نخواهد کرد (شکل ۸-۲۳) و این مقدار را باید از مقدار E_p در رابطه (۵-۱۲) کم نمود.



شکل ۸-۲۳- فشار خاکی که از فشار خاک مقاوم که بر دیوار تکیه‌گاه وارد می‌گردد کم می‌شود (هنگامی که صفحه گسیختگی محرک سپر و صفحه گسیختگی دیوار بتنی تکیه‌گاه متقاطع هستند)

هنگامی که نقطه تقاطع بالاتر از تراز آب باقیمانده قرار داشته باشد، فشارمحرک خاکی که باید کم شود را می‌توان با استفاده از رابطه (۵-۱۳) محاسبه کرد.

$$\Delta E_p = K_p \gamma h_f^2 / 2 \quad (۵-۱۳)$$

که در آن:

K_p ضریب فشار مقاوم خاک

γ : وزن مخصوص خاک (N/m^3)

h_f : عمق از سطح زمین تا نقطه تقاطع صفحات گوه گسیختگی (m)

(پ) مقطع دیوار بتنی تکیه‌گاه

دیوار بتنی تکیه‌گاه باید به صورت ایمن در مقابل لنگر خمشی ناشی از فشار خاک و کشش میل‌مهار طراحی شود. معمولاً حداکثر لنگر خمشی را می‌توان با دو فرض محاسبه کرد: (۱) فشار خاک تقریباً به صورت یک بار گسترده یکنواخت عمل می‌کند و (۲) دیوار بتنی تکیه‌گاه یک دال پیوسته در جهت افقی و یک دال طره‌ای گیردار در محل نصب میل‌مهار در جهت عمودی می‌باشد و سپس لنگر در دو جهت از رابطه (۵-۱۴) حاصل می‌شود:

$$\begin{cases} M_H = Tl/12 \\ M_V = Th/8l \end{cases} \quad (5-14)$$

که در آن:

M_H : حداکثر لنگر خمشی در جهت افقی ($N.m$)

M_V : حداکثر لنگر خمشی در هر متر طول ($N.m/m$)

T : کشش میل‌مهار بر اساس بند (۵-۴-۱) کشش میل‌مهار (N)

l : فاصله میل‌مهاریها (m)

h : ارتفاع دیوار بتنی تکیه‌گاه (m)

جانمایی میلگردها برای M_H را می‌توان با فرض اینکه عرض موثر دیوار بتنی تکیه‌گاه برابر $2b$ است (محل نصب میل‌مهار وسط باشد) تعیین نمود، که b ضخامت دیوار بتنی تکیه‌گاه در محل نصب میل‌مهار است.

(۲) طراحی تکیه‌گاه میل‌مهار به صورت شمع قائم

شمع قائم تکیه‌گاه را می‌توان به صورت یک شمع قائم با یک نیروی خارجی ناشی از کشش میل‌مهار طراحی کرد.

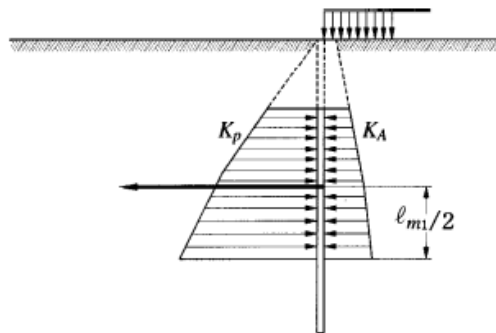
(۳) طراحی زوج شمع مایل تکیه‌گاه

زوج شمع مایل تکیه‌گاه را می‌توان نظیر یک زوج شمع مایل با یک نیروی خارجی ناشی از کشش میل‌مهار طراحی کرد.

(۴) طراحی تکیه‌گاه به صورت سپری

الف) وقتی که تکیه‌گاه سپری پایین‌تر از محل نصب میل‌مهار به اندازه‌ای ادامه داشته باشد که بتوان آن را شمع طویل فرض کرد، مقطع تکیه‌گاه سپری را می‌توان بر اساس بند (۲) که در بالا ارائه شده، تعیین کرد.

ب) چنانچه تکیه‌گاه سپری را نتوان به صورت شمع مایل فرض کرد، می‌توان با این فرض که فشار خاک از پایین تا نقطه $l_{m1}/2$ زیر نقطه محل نصب میل‌مهار عمل کند (مشابه شکل (۸-۲۴))، آن را بر اساس بند (۱) در بالا طراحی کرد. طول l_{m1} برابر است با فاصله قائم از محل نصب میل‌مهار تا نخستین نقطه صفر لنگر خمشی سپر با این فرض که تکیه‌گاه سپری یک شمع طویل باشد.



شکل ۸-۲۴- فشار خاک مجازی برای تکیه‌گاه سپری کوتاه

۵-۸- طراحی جزئیات

۵-۸-۱- تیر پیشانی

تیر پیشانی باید به گونه‌ای طراحی شود که در برابر فشار خاک پشت دیوار، نیروهای کششی ناشی از شناور و نیروهای پهلوگیری شناور ایمن باشد.

نکات فنی

تیر پیشانی را می‌توان به عنوان تیر طره‌دار که در بالای سپر گیردار شده و تحت بارگذاری فشار خاک قرار دارد طراحی کرد. البته لازم است موارد زیر مدنظر قرار گیرد:

- ۱) نیروهای کششی ناشی از مهار شناور و فشار محرک خاک پشت دیوار برای قسمت‌هایی که مهاربند روی آن نصب می‌شود.
- ۲) نیروهای ناشی از پهلوگیری شناور و فشار مقاوم خاک پشت دیوار برای قسمت‌هایی که ضربه‌گیر روی آن نصب می‌شود. تنها موردی که باید در شرایط فوق‌العاده لحاظ شود فشار محرک خاک در هنگام زلزله است.

۵-۸-۲- نصب میل‌مهاری و تیر اتصال سپر بر روی سپر

اتصال بین سپر و میل‌مهاری و اتصال بین سپر و تیر اتصال آن باید به گونه‌ای طراحی شود که نیروی افقی وارد بر سپر به‌طور مساوی و ایمن از طریق تیر اتصال به هر میل‌مهاری منتقل شود.

۵-۸-۳- میل‌مهاری

میل‌مهاری باید به گونه‌ای طراحی شود که بتواند کشش میل‌مهاری که در بند (۵-۴-۱) کشش میل‌مهاری، به دست آمده را به صورت ایمن به تکیه‌گاه آن منتقل کند. هنگامی که تنش خمشی ناشی از نشست خاکریز محتمل باشد، باید این مورد را نیز در طراحی میل‌مهاری لحاظ کرد.

۵-۸-۴- نصب میل مهار بر تکیه‌گاه

اتصال بین میل مهار و تکیه‌گاه باید به‌گونه‌ای باشد که کشش میل‌مهار به‌دست آمده در بند (۵-۴-۱) کشش میل‌مهار را به‌صورت ایمن و برابر به تکیه‌گاه منتقل کند.

نکات فنی

معمولا یک تیر پیوسته به موازات پیشانی اسکله بر بالای شمع‌های تکیه‌گاه متصل می‌شود و میل‌مهاریها به این تیر وصل می‌شود. این تیر را می‌توان به‌عنوان یک تیر پیوسته تحت بارگذاری کشش میل‌مهار و عکس‌العمل شمع‌ها طراحی کرد.

۵-۹- نکات ویژه برای طراحی سپر بر روی خاک نرم

نکات فنی

۱) طراحی سپر در خاک نرم باید با مقایسه و بررسی روش‌های بندهای ۵-۳- طراحی سپر، ۵-۴- طراحی میل‌مهار و ۵-۷- طراحی تکیه‌گاه میل‌مهار با دیگر روش‌ها انجام شود.

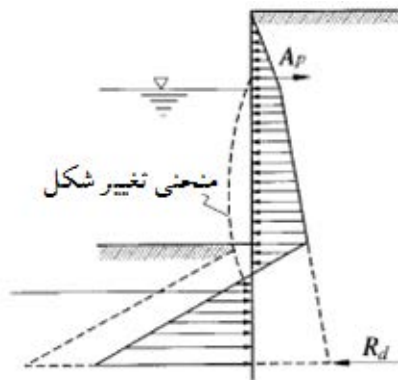
ممکن است به دلیل جریان جانبی ناشی از نشست زمین پشت سپر، در مسیر ساخته شده در خاک نرم تغییر شکل‌های بزرگ غیرمنتظره رخ دهد. چنین سپرهایی باید با استفاده از یک روش مناسب برای پیش‌بینی جریان جانبی (چندین روش توسط محققان پیشنهاد شده است) به‌صورت ایمن در برابر این نوع تغییرشکل‌ها طراحی شود.

۲) در استفاده از روش‌های طراحی برای اسکله‌های سپری شرح داده شده در قسمت قبل باید دقت زیادی به خرج داد زیرا در بسیاری از این روشها فرض می‌شود که سپر اصولا در خاک ماسه‌ای یا رس سخت کوبیده شده است. برای زمین نرم، مطلوب خواهد بود که عملیات بهسازی خاک اجرا شود.

هنگامی که عملیات بهسازی خاک به دلیل شرایط محل اجرا ممکن نباشد، لازم است از روش‌های دیگر طراحی علاوه بر روش‌های ذکر شده در قسمت‌های قبل استفاده شده تا اسکله به‌صورت مناسبی طراحی شود.

۳) عبارت «زمین نرم» در اینجا بستر دریا با رس آبرفتی ضعیف یا نوعی خاک شبیه به آن می‌باشد.

۴) غیر از روش‌های ارائه شده در بند (۵-۳-۲) طول مدفون سپرها، می‌توان از روش «منحنی تغییر شکل» در طراحی طول مدفون سپرهای کوبیده شده در خاک نرم استفاده کرد که روشی به‌صورت پای گیردار بر اساس نظریه کلاسیک فشار خاک اعمال‌شده بر روی سپر با طول مدفون زیاد است. در این روش، روابط ارتجاعی تحت شرایط نیروهای خارجی نشان داده شده در شکل (۸-۲۵) با این شرط حل شده است که جابجایی زاویه و تغییر شکل در انتهای قسمت مدفون سپر صفر بوده و جابجایی در محل نصب میل‌مهار نیز صفر باشد.



شکل ۸-۲۵- فشار خاک و انحنای تغییر شکل

- (۵) در تعیین لنگر خمشی سپر و کشش میل‌مه‌ار مطلوب خواهد بود که از روش شرح داده شده در بند (۳-۳-۵) لنگر خمشی سپر و عکس‌العمل در محل نصب میل‌مه‌ار، همانند روش خط ارتجاعی شرح داده شده در بند (۴) استفاده و نتایج به صورت جامع بررسی شود.
- (۶) باید به یاد داشت که در طراحی یک سپر، طول مدفون و مقطع سپر باید از یک روش منفرد و نه از ترکیب چند روش مختلف تعیین شود.

فصل ٦

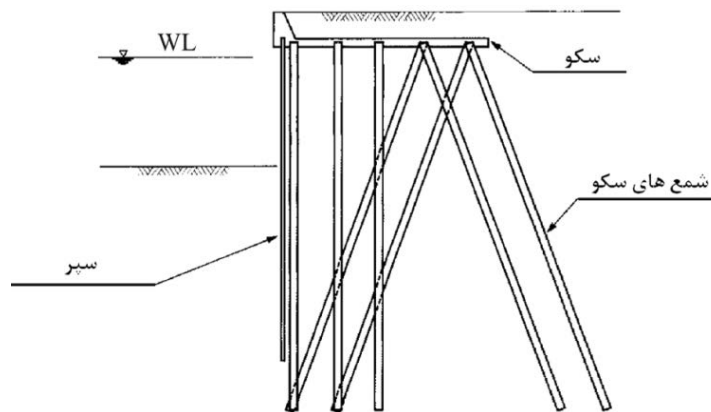
اسكله ديوارى سپرى با سكوى كمكى

۶-۱- دامنه کاربرد

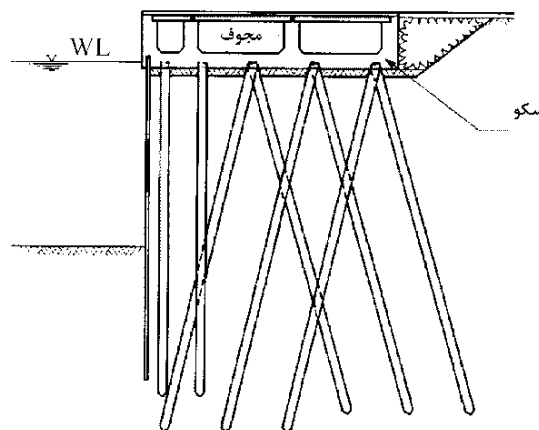
مقررات موجود در این بخش برای طراحی اسکله دیواری با سکوی کمکی که از یک عرشه، یک دیوار به صورت سپری در جلوی سکو و شمع‌های سکو تشکیل شده است، استفاده می‌شود.

تفسیر

اسکله دیواری سپری با سکوی کمکی معمولاً شامل عرشه، دیوار سپری در جلوی سکو برای نگه داشتن زمین و شمع‌های سکو می‌باشد. این بخش مقرراتی برای طراحی این نوع اسکله ارائه شده است. عرشه سکوی کمکی اغلب به صورت یک سازه I شکل و از بتن مسلح درجا ایجاد شده و در زیر مصالح خاکی مدفون می‌شود، اما گاهی اوقات نیز به شکل یک قوطی است که برای کاهش وزن عرشه و نیروهای لرزه‌ای وارد بر آن به این صورت ساخته می‌شود (شکل‌های (۸-۲۶) و (۸-۲۷)).



شکل ۸-۲۶- سازه اسکله سپری با سکوی کمکی (عرشه I شکل)



شکل ۸-۲۷- سازه اسکله سپری با سکوی کمکی (عرشه قوطی شکل)

۶-۲- اصول طراحی

- (۱) در طراحی اسکله دیواری با سکوی کمکی باید سپر و عرشه و شمع‌های سکو به‌طور جداگانه طراحی شود.
- (۲) در طراحی اسکله با سکوی کمکی باید پایداری کلی سازه در برابر لغزش، واژگونی و لغزش دایروی بررسی شود.

تفسیر

- (۱) سپر باید بر اساس فصل ۵، اسکله‌های سپری طراحی شود. سکوی کمکی و شمع‌های نگه‌دارنده آن بر اساس نیروهای عکس‌العمل وارد بر قسمت بالایی سپر، فشار خاک، سربار، بار مرده و نیروی زلزله به‌عنوان نیروهای خارجی و طبق بخش ۵، فصل ۴، ظرفیت باربری شمع‌ها، طراحی می‌شود.
- (۲) برای تحلیل پایداری کلی سازه از الزامات فصل ۴، اسکله دیواری وزنی، که بر اساس لغزش و واژگونی سازه بوده و همین‌طور الزامات بخش ۵، فصل ۶، پایداری شیب‌ها، که بر اساس لغزش دایروی است، استفاده شود. بررسی پایداری بر اساس لغزش دایروی، برای خاک نرم صورت می‌گیرد اما معمولاً برای خاک سخت مانند خاک ماسه‌ای لازم نمی‌باشد.

۶-۳- تعیین ارتفاع و پهناي عرشه سکوی کمکی

تراز نصب و شکل عرشه سکوی کمکی باید بر اساس نیروهای خارجی وارد بر سکو، هزینه، سادگی ساخت و غیره تعیین شود.

نکات فنی

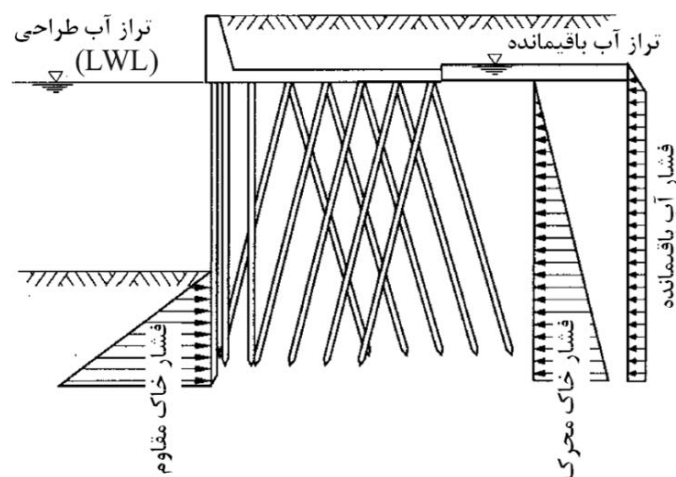
- طراحی تراز نصب عرشه سکوی کمکی و شکل آن باید با ملاحظات دقیق به شرح زیر انجام شود:
- (۱) وقتی ارتفاع عرشه سکوی کمکی زیاد و انتهای آن در تراز پائین قرار گرفته باشد، فشار خاک وارد بر سپر را می‌توان کاهش داد و در نتیجه سطح مقطع سپر و طول فرورفته آن در خاک را کمتر نمود. اما این موضوع معمولاً نیازمند وزن بیشتر عرشه سکوی کمکی بوده و لذا نیروی زلزله وارد بر آن افزایش می‌یابد و نهایتاً نیاز به تعداد و طول بیشتر شمع‌های سکو خواهد بود. در این حالت باید بررسی برای یافتن راه حلی با کمترین هزینه صورت گیرد.
 - (۲) توصیه می‌شود که کف عرشه سکوی کمکی تا تراز آب باقیمانده پایین آورده شود تا از خوردگی شمع‌های سکو جلوگیری به عمل آید، زیرا خاک زیر عرشه ممکن است نشست کرده و باعث ایجاد حفره در زیر آن شود و با حضور هوا باعث تسریع در خوردگی گردد.
 - (۳) پهناي عرشه سکو معمولاً به‌گونه‌ای تعیین می‌شود که عرشه و صفحه گوه گسیختگی محرک سپر که از کف دریا رسم می‌شود طوری همدیگر را قطع کنند که فشار خاک وارد بر دیوار سپری کاهش یابد. در انجام این موضوع، لازم است که وجود پهناي کافی برای دربرگرفتن مناسب تمامی شمع‌ها کنترل شود.

۶-۴- فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارد بر دیوار سپری

باید فشار خاک و فشار آب باقیمانده، با توجه به مشخصات سازه‌ای اسکله با سکوی کمکی، به‌طور دقیق محاسبه شود.

نکات فنی

- ۱) وقتی صفحه گوه‌گسیختگی محرک دیوار سپری رسم‌شده از تقاطع بین کف دریا و دیوار سپری با سکوی کمکی برخورد می‌کند، باید فشار محرک خاک عمل‌کننده روی سپر با این فرض که کف عرشه سکوی کمکی سطح مجازی زمین است، مطابق شکل (۸-۲۸) محاسبه شود.
- ۲) باید فشار آب باقیمانده عمل‌کننده روی سپر مشابه حالتی در نظر گرفته شود که عرشه سکوی کمکی وجود ندارد. اما نیرویی که در نظر گرفته می‌شود باید به اندازه فشار آب باقیمانده که به محدوده زیر تراز کف عرشه سکو وارد می‌شود، باشد (شکل (۸-۲۸)).
- ۳) نیروی مقاوم خاک در جلوی دیوار سپری باید با توجه به فصل ۵، اسکله‌های سپری، محاسبه شود.



شکل ۸-۲۸- فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارد بر سپر

۶-۵- طراحی سپر

طول مدفون سپر در خاک باید به اندازه‌ای باشد که انتهای سپر به اندازه کافی در برابر نیروهای خارجی که به سپر وارد می‌شود مقاوم باشد. سطح مقطع سپر باید به اندازه‌ای باشد که تنش محاسبه شده با روشی متناسب با مشخصات سازه اسکله، از مقاومت مجاز مصالح تجاوز نکند.

۶-۵-۱- طول مدفون سپر

نکات فنی

طول مدفون سپر با یک سکوی کمکی باید با توجه به بند (۳-۵) طراحی سپر، و بند (۹-۵) نکات ویژه برای طراحی سپر بر روی خاک نرم با فرض محل اتصال سپر و سکوی کمکی به صورت تکیه‌گاه مفصلی و جایگزینی محل تعبیه میل‌مهار با تراز کف عرشه سکوی کمکی، طراحی شود.

۶-۵-۲- سطح مقطع سپر

نکات فنی

- ۱) سطح مقطع سپر باید بر اساس بند (۳-۵) طراحی سپر، و بند (۹-۵) نکات ویژه برای طراحی سپر بر روی خاک نرم با جایگزینی محل تعبیه میل‌مهار با تراز کف عرشه سکوی کمکی، طراحی شود.
- ۲) لنگر خمشی و نیروی قائم منتقل شده از عرشه سکوی کمکی نیز علاوه بر لنگر خمشی ناشی از فشار خاک بر دیواره سپری وارد می‌شود، اما معمولاً لنگر خمشی منتقل شده از عرشه سکوی کمکی در نظر گرفته نمی‌شود زیرا این لنگر عموماً در خلاف جهت حداکثر لنگر خمشی وارده بر سپر عمل می‌کند (بنابراین حداکثر لنگر خمشی را کاهش می‌دهد).
- ۳) به‌طور طبیعی نیروی قائم منتقل شده از عرشه سکوی کمکی به سپر در نظر گرفته نمی‌شود، زیرا ردیف جلویی شمع‌های سکو معمولاً تا حد امکان نزدیک به دیواره سپری کوبیده می‌شود و این موضوع به‌طور قابل توجهی نیروی قائم وارد بر سپر را کاهش می‌دهد.

۶-۶- طراحی عرشه و شمع‌های سکوی کمکی

۶-۶-۱- نیروهای خارجی موثر بر عرشه سکوی کمکی

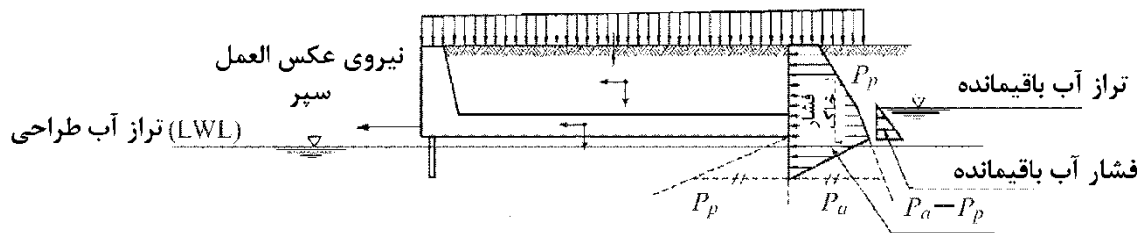
موارد زیر باید به‌عنوان نیروهای خارجی وارد بر عرشه سکوهایی کمکی در نظر گرفته شود:

- ۱) نیروی افقی منتقل شده از دیواره سپری
- ۲) فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارد بر پشت عرشه سکوی کمکی
- ۳) وزن مرده عرشه سکوی کمکی، وزن خاک روی آن و وزن سربار
- ۴) نیروی زلزله وارد بر موارد بند ۳
- ۵) فشار آب دینامیکی در زمان زلزله

نکات فنی

- ۱) نیروی افقی منتقل شده از دیواره سپر باید با روشی مشابه با روش تعیین عکس‌العمل در محل تعبیه میل‌مهار که در بند (۴-۵) طراحی میل‌مهار، بیان شد و با قرار دادن تراز کف عرشه سکوی کمکی در تراز محل تعبیه میل‌مهار محاسبه شود.

۲) باید فرض شود که الف) فشار خاک موثر بر قسمت پشتی عرشه سکوی کمکی بر روی یک صفحه قائم شامل سطح پشتی عرشه وارد می‌شود و ب) قسمتی که بالای کف عرشه سکو واقع است تحت فشار محرک خاک قرار دارد و قسمت زیر کف عرشه سکو تواما تحت فشار محرک و مقاوم تا نقطه‌ای که مجموع آنها صفر شود، قرار دارد (شکل ۸-۲۹).



شکل ۸-۲۹- نیروهای خارجی وارد بر عرشه سکوی کمکی

۳) نیروی کششی شناور و نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر نیز بر عرشه سکوی کمکی وارد شده اما معمولاً این نیروهای خارجی در نظر گرفته نمی‌شود.

۴) نیروهای خارجی منتقل شده از دیوار سپری به عرشه سکوی کمکی شامل نیروی افقی و لنگر خمشی است. با این وجود از انتقال لنگر خمشی به عرشه سکو برای ایمنی چشم‌پوشی می‌شود، زیرا اتصال سپر به سکو ممکن است در این حالت دارای ایمنی کافی نباشد.

۵) فشار خاک و فشار آب باقیمانده که در قسمت پشتی عرشه سکوی کمکی وارد می‌شوند باید با توجه به بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، محاسبه و در محاسبه فشار خاک، سربار باید در نظر گرفته شود. در قسمت زیر کف عرشه سکوی کمکی فشار مقاوم خاک وجود دارد که بر قسمت جلوی صفحه قائمی که در پشت عرشه سکو قرار دارد، وارد شده و فشار محرک بر قسمت پشت صفحه مذکور وارد می‌شود. اختلاف بین آنها به عنوان فشار محرک عمل می‌کند و تا عمقی که دو فشار به تعادل در می‌آیند، وارد می‌شود.

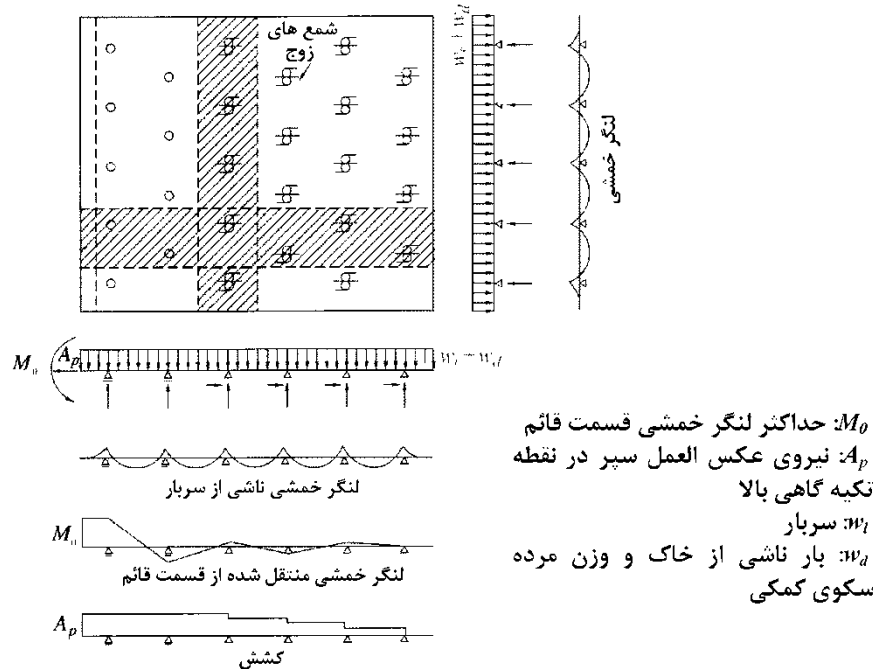
۶-۶-۲- طراحی سکوی کمکی

سکوی کمکی باید با توجه دقیق به شکل سازه‌های آن طراحی شود.

نکات فنی

۱) سکوی کمکی باید به صورت تیری پیوسته متکی بر سر شمع‌ها طراحی شود. وقتی سکوی کمکی به صورت یک سازه L شکل باشد، قسمت قائم آن باید به صورت یک تیر طره که در داخل دال بتنی مقید شده است طراحی شود.

۲) سکوی کمکی باید به صورت یک تیر پیوسته در هر دو جهت اسکله (جهت محور طولی و جهت عمود بر آن)، طراحی شود (شکل ۸-۳۰) و بارها نباید در دو جهت توزیع شود.



شکل ۸-۲۰- تیر پیوسته فرضی در طراحی سکوی کمکی

۳-۶-۶- طراحی شمع‌ها

شمع‌های سکوی کمکی باید با توجه دقیق به شرایط زمین، اعمال نیروهای خارجی و بارها به شمع‌ها، سهولت اجرا، هزینه و غیره طراحی شوند.

نکات فنی

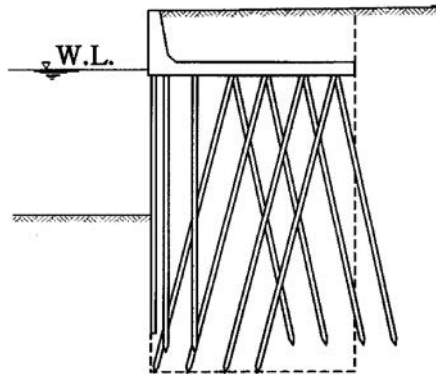
- (۱) شمع باید با توجه به بخش ۵، فصل ۴، ظرفیت باربری شمع‌ها به‌عنوان شمع تحت اثر نیروهای خارجی موثر بر سکوی کمکی، توضیح داده شده در بند (۳-۶-۶)، طراحی شود.
- (۲) اصولاً شمع‌های سکوی کمکی باید شامل ترکیبی از شمع‌های زوج مایل و شمع‌های قائم باشد. نیروهای خارجی افقی تنها به شمع‌های زوج مایل و نیروهای خارجی قائم فقط به شمع‌های قائم منتقل می‌شود. می‌توان فرض کرد که هر یک از شمع‌های زوج مایل سهم مساوی از نیروهای افقی می‌برد.
- (۳) در طراحی شمع‌های سکوی کمکی، هر شمع باید برای خطرناک‌ترین حالت طراحی با تغییر سربار، تغییر جهت نیروی زلزله و تراز سطح دریا در محدوده شرایط طراحی، ارزیابی شود.

۷-۶- بررسی پایداری به‌صورت دیوار وزنی

بررسی پایداری کلی اسکله دیواری با سکوی کمکی باید با فرض اینکه این نوع اسکله، نوع سازه وزنی است، انجام گیرد.

نکات فنی

یک اسکله دیواری با سکوی کمکی را می‌توان به صورت یک دیوار وزنی مستطیلی با صفحه قائم گذرنده از وجه پشتی عرشه سکو و صفحه افقی گذرنده از انتهای زیرین شمع‌های مایل جلویی مطابق شکل (۸-۳۱) در نظر گرفت.



شکل ۸-۳۱- دیوار مجازی به عنوان دیوار وزنی

۸-۶- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی

وقتی اسکله سپری با یک سکوی کمکی در زمین نرم ساخته می‌شود باید بررسی پایداری سازه در برابر لغزش دایروی که از خاک زیر انتهای دیوار سپری می‌گذرد، صورت گیرد.

فصل ۷

اسکله دیواری سلولی

ساخته شده با سیر فولادی

۷-۱- اصول طراحی

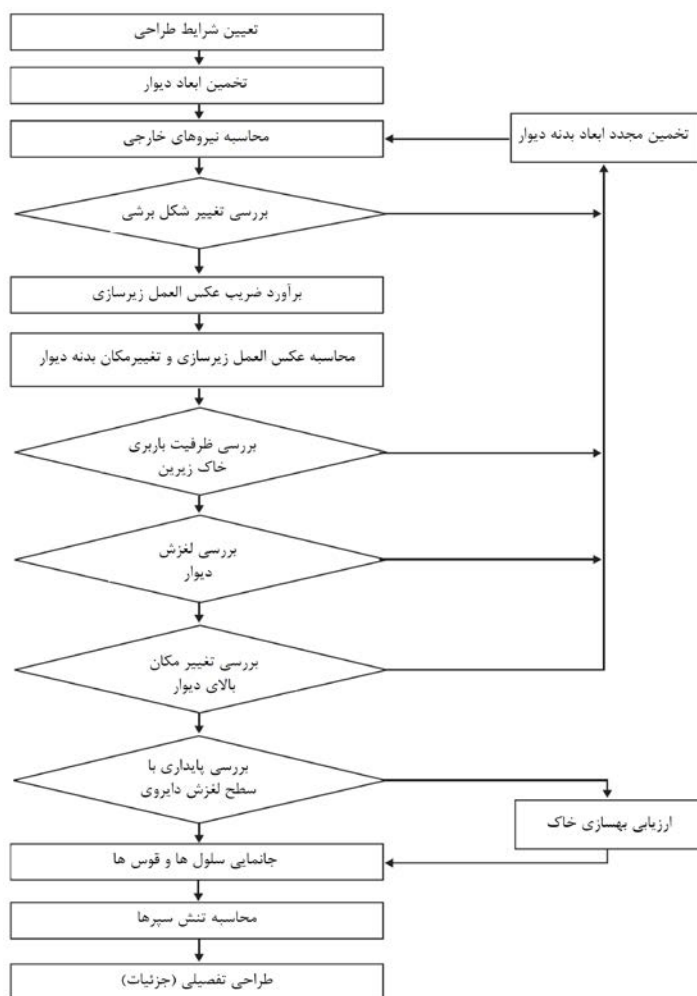
الزامات بیان شده در این فصل در طراحی اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی کاربرد دارد.

تفسیر

روش طراحی بیان شده در این فصل بر اساس نتایج آزمایش مدل دیواره سلولی در خاک ماسه‌ای با نسبت طول مدفون شده صفر تا ۱/۵ و نسبت عرض معادل به ارتفاع ۱ تا ۲/۵ می‌باشد. اگر (۱) نسبت طول مدفون شده بسیار کم باشد (کمتر از ۱:۸)، (۲) نسبت عرض معادل به ارتفاع دیوار بسیار کم باشد و یا (۳) قرار باشد که اسکله روی زمین با خاک رسی یا زمین بهسازی شده با شمع تراکم ماسه‌ای و غیره ساخته شود، برای روش طراحی نیاز به مطالعات تکمیلی علاوه بر مطالعات مطرح شده در این فصل وجود دارد، زیرا در این موارد عواملی وجود دارد که نمی‌توان با روش طراحی ارائه شده در اینجا کاملاً توضیح داد.

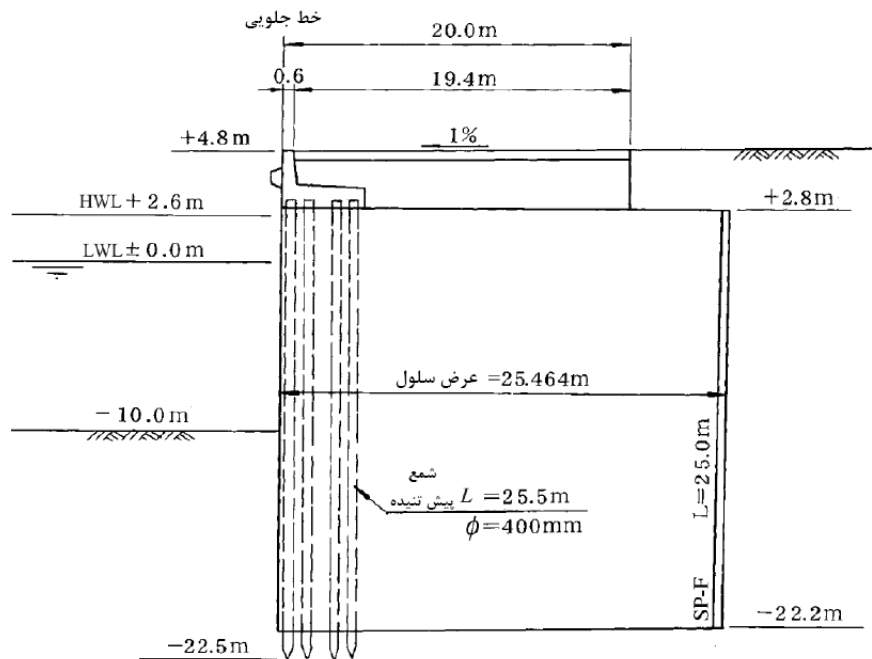
نکات فنی

(۱) طراحی اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی ترجیحاً طبق مراحل شکل (۸-۳۲) انجام شود.



شکل ۸-۳۲- مراحل طراحی اسکله دیواری سلولی

- (۲) پیشنهاد می‌شود که فضای خالی داخل سلول برای رسیدن به چگالی کافی با شن یا ماسه با کیفیت خوب پر شود. استفاده از خاک رسی به‌عنوان مصالح پرکننده توصیه نمی‌شود. وقتی خاک رسی داخل سلول باقی بماند، بررسی جداگانه به دلیل احتمال تغییر شکل بسیار زیاد سلول، لازم می‌باشد.
- (۳) در صورتی که نیاز به پیش‌بینی پی برای جرثقیل، انبار ساحلی و یا انبار کالا باشد، توصیه می‌شود از شمع اتکایی برای انتقال بار این سازه‌ها به لایه بستر استفاده شود.
- (۴) نمونه‌ای از اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی در شکل (۸-۳۳) مشاهده می‌گردد.



شکل ۸-۳۳- نمونه‌ای از اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی

۲-۷- نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی

توجه به نیروهای خارجی زیر در طراحی اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی ضروری است.

(۱) نیروهای خارجی اعمال شده بر روی دیوار سلولی

الف) فشار خاک: ۱- فشار خاک پشت دیوار، ۲- فشار خاک جلوی دیوار، ۳- فشار خاک مصالح پرکننده

ب) فشار آب باقیمانده

پ) نیروی لرزه‌ای و فشار آب دینامیکی موثر روی دیوار

ت) وزن دیوار

ث) سربار

(۲) نیروهای خارجی اعمال شده بر روی تیر پیشانی

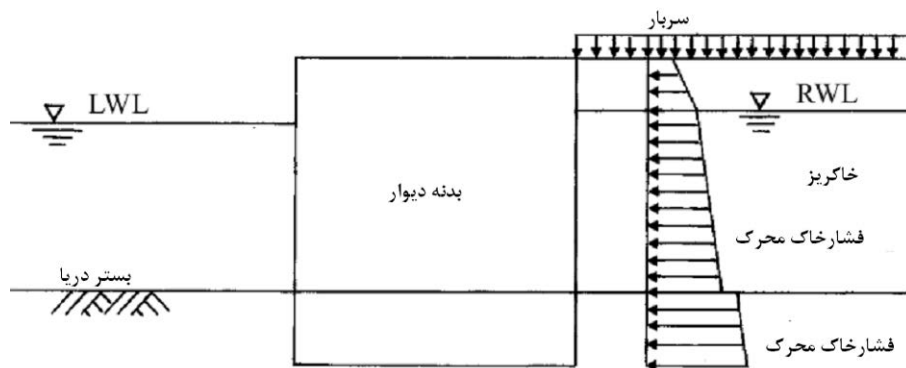
الف) نیروهای افقی: ۱- مولفه افقی فشار خاک، ۲- فشار آب باقیمانده، ۳- نیروهای لرزه‌ای موثر روی تیر پیشانی، خاک بالای تیر پیشانی و سربار

ب) نیروهای قائم: ۱- وزن تیر پیشانی و خاک بالای آن و سربار، ۲- مولفه قائم فشار خاک

نکات فنی

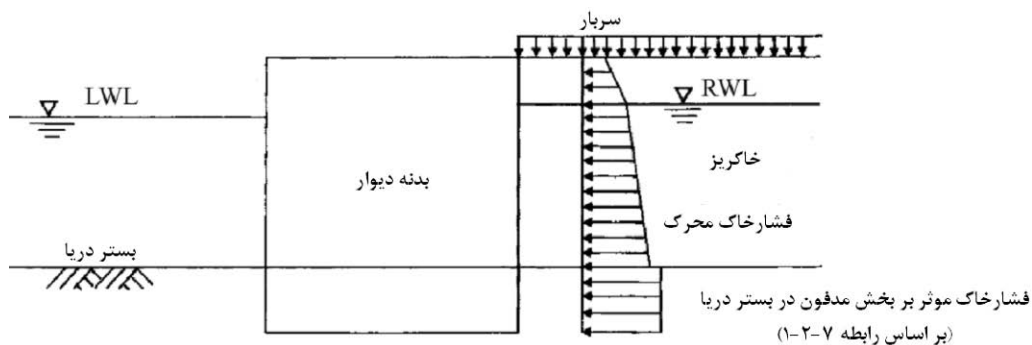
۱) محاسبه نیروهای خارجی بر اساس بخش ۲، فصل ۱۲، زلزله نیروهای لرزه‌ای، بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، و بخش ۲، فصل ۱۵، بارها، انجام گیرد.

۲) پشت دیوار تحت تاثیر فشار خاک محرک بالای بستر دریا می‌باشد. فرض می‌شود آن قسمت از دیوار که زیر بستر دریا قرار دارد، (۱) در بررسی تغییر شکل برشی، در معرض فشار خاک محرک و (۲) در بررسی پایداری کلی سازه، در معرض فشار خاک ناشی از فشار سربار، مثلا وزن خاکریز و بار سربار، قرار دارد (شکل ۸-۳۴).



شکل ۸-۳۴- فشار خاک موثر بر پشت بدنه دیوار (برای بررسی تغییر شکل برشی)

بر اساس آزمایش مدل، می‌توان گفت که قسمتی از دیوار که زیر بستر دریا واقع است در معرض فشار خاک حالت سکون قرار دارد، زیرا تغییر شکل بخش مدفون سلول کوچک است. بر اساس نتایج آزمایش لرزشی، فشار خاک موثر بر قسمت مدفون دیوار به‌عنوان نیروی مقاوم در برابر واژگونی دیوار عمل کرده و بنابراین در طراحی اسکله در شرایط عادی، باید فشار خاک ناشی از خاکریز و سربار به‌عنوان فشار خاک پشت دیوار همانند رابطه (۷-۱) اعمال گردد (شکل ۸-۳۵).



شکل ۸-۳۵- فشار خاک وارد بر پشت بدنه دیوار (برای بررسی پایداری دیوار وزنی) (بر اساس رابطه ۷-۲)

$$p_{ac} = \frac{\sum \gamma_i h_i + w}{2} \quad (1-7)$$

که در آن:

p_{ac} فشار خاک موثر بر پشت دیوار زیر بستر دریا (kN/m^2)

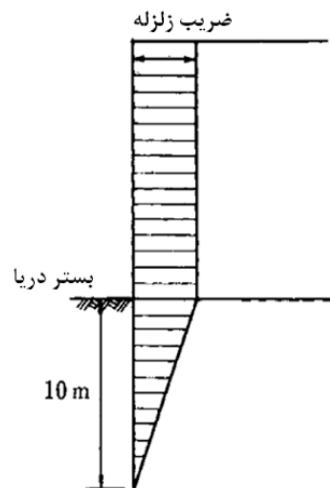
γ_i وزن مخصوص هر لایه خاکریز (kN/m^3)

h_i ضخامت هر لایه خاکریز (m)

w سربار (kN/m^2)

۳) اصولاً، تراز آب باقیمانده خاکریز باید در تراز دو سوم دامنه جزرومدی بالای تراز میانگین جزر ماهیانه (LWL) در نظر گرفته شود. به هر حال اگر نفوذپذیری خاکریز کم باشد، تراز آب باقیمانده ممکن است بیشتر شود، بنابراین بهتر است در این حالت، تراز آب باقیمانده بر اساس نتایج تحقیقات روی سازه‌های مشابه تعیین گردد. تراز آب باقیمانده در مصالح پرکننده سلول را می‌توان در تراز مشابه آب در خاکریز بدنه دیوار در نظر گرفت.

۴) ضریب زلزله مورد استفاده در محاسبه نیروی لرزهای موثر بر مصالح پرکننده در تراز بستر دریا و بالای آن، همان ضریب زلزله طراحی می‌باشد و برای بخش‌های زیر بستر دریا، این ضریب را می‌توان به صورت خطی کاهش داد به طوری که در عمق ۱۰ متری زیر بستر دریا این ضریب صفر گردد. اصولاً ضریب زلزله در عمق بیشتر از ۱۰ متر در نظر گرفته نمی‌شود (شکل ۸-۳۶).



شکل ۸-۳۶- ضریب زلزله طراحی برای مصالح پرکننده

۳-۷- بررسی عرض دیوار در مقابل تغییر شکل برشی

۳-۷-۱- کلیات

بررسی مقاومت بدنه دیوار در مقابل تغییر شکل برشی باید در برابر نیروهای وارد به دیوار تحت شرایط عادی انجام شود.

تفسیر

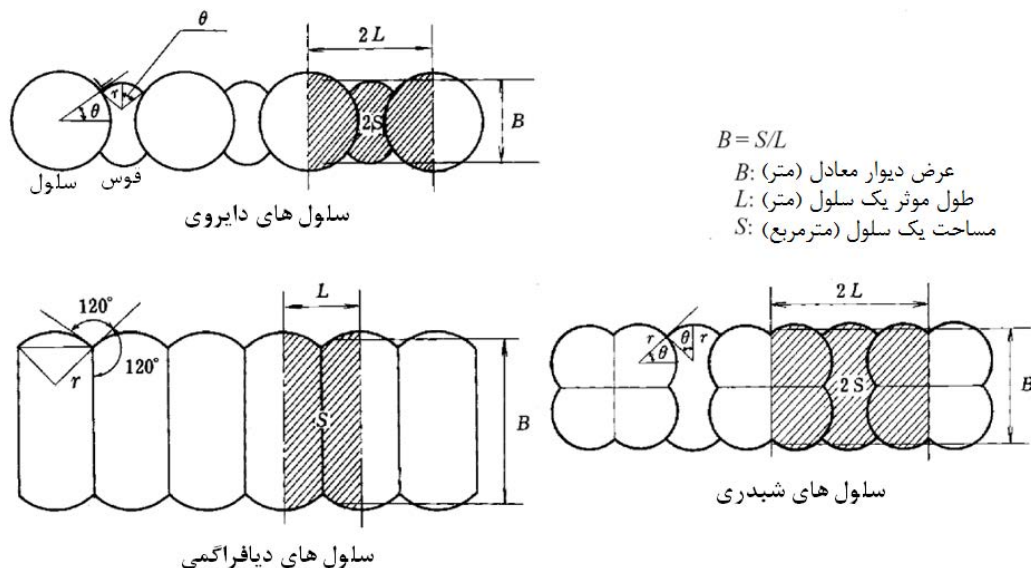
پوسته سلول و مصالح پرکننده دیوار سلولی ساخته شده با سپر فولادی اغلب به عنوان یک سازه واحد عمل می کند، زیرا مصالح پرکننده در پوسته سلول فشرده شده است. بنابراین تغییر شکل بدنه دیوار سلول در مقایسه با تغییر مکان آن نادیده گرفته شده و رفتار کلی بدنه دیوار سلول را می توان مانند بدنه صلب در نظر گرفت. صحت این موضوع توسط آزمایش مدل تایید شده است که در آن بدنه دیوار سلول تحت بارهای وارده بسیار بیشتر از بارهای خارجی محتمل روی بدنه دیواره سلول چه در شرایط عادی و چه هنگام زلزله، دچار تغییر شکل خیلی اندک می شود، بنابراین در حالت کلی می توان گفت که شکست برشی در مصالح پرکننده اتفاق نمی افتد. با این حال وقتی قطر سلول بسیار کم و یا مقاومت مصالح پرکننده بسیار ناچیز باشد، نمی توان بدنه دیوار سلول را صلب در نظر گرفت. بنابراین بررسی مقاومت مصالح پرکننده در برابر تغییر شکل برشی در اثر بارهای شرایط عادی به منظور کاهش تغییر شکل بدنه دیوار سلول به مقداری ناچیز، لازم و ضروری می باشد.

۷-۳-۲- عرض معادل دیوار

برای طراحی عرض دیوار، می توان از عرض معادل استفاده نمود. عرض معادل دیوار باید عرض یک دیوار مستطیلی فرضی که سطح مقطع آن برابر ترکیب سلول و قسمت قوسی است، باشد.

تفسیر

عرض معادل دیوار، عرض بدنه دیوار مستطیلی فرضی است که به جای بدنه دیوار، از عرض سلول ها و قسمت های قوسی، استفاده می شود تا محاسبات طراحی آسان گردد (شکل ۸-۳۷). دیوار فرضی به گونه ای تعریف می شود که سطح مقطع افقی بدنه دیوار فرضی برابر سطح مقطع سلول ها و قسمت های قوسی شود.



شکل ۸-۳۷- پلان سازه دیوار حائل سلولی و عرض معادل (B)

نکات فنی

عرض معادل دیوار باید چنان باشد که روابط (۲-۷) و (۳-۷) برای تغییر شکل برشی بدنه دیوار ارضا شود.

$$M_d F \leq M_r \quad (2-7)$$

$$M'_d F \leq M'_r \quad (3-7)$$

که در آن:

M_d : لنگر ایجاد تغییر شکل نسبت به کف دیوار ($kN.m/m$)

M'_d : لنگر ایجاد تغییر شکل نسبت به بستر دریا ($kN.m/m$)

M_r : لنگر مقاوم نسبت به کف دیوار ($kN.m/m$)

M'_r : لنگر مقاوم مصالح پرکننده سلول نسبت به بستر دریا ($kN.m/m$)

F : ضریب اطمینان

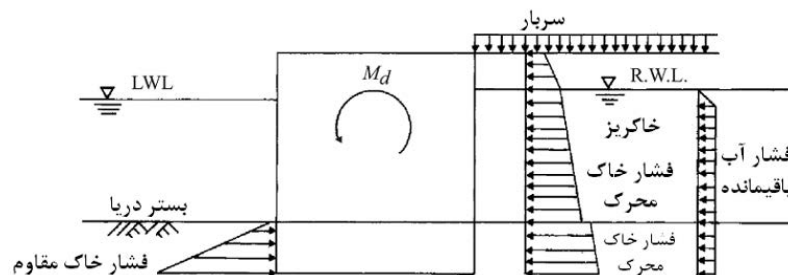
اصولا ضریب اطمینان در برابر تغییر شکل برشی باید $1/2$ یا بیشتر باشد.

۷-۳-۳- محاسبه لنگر ایجاد تغییر شکل

لنگر ایجاد تغییر شکل، عبارت از لنگر واژگونی در بستر دریا و یا کف دیوار در اثر نیروهای خارجی مانند فشار خاک محرک و مقاوم بالای بستر دریا و یا کف دیوار و همچنین فشار آب باقیمانده می‌باشد.

تفسیر

در محاسبه لنگر ایجاد تغییر شکل، فقط مولفه افقی فشار خاک در نظر گرفته شده و مولفه قائم فشار خاک در نظر گرفته نمی‌شود. نیروی قائم سربار هم در محاسبه لنگر ایجاد تغییر شکل در نظر گرفته نمی‌شود. البته در محاسبه فشار خاک محرک، سربار در نظر گرفته می‌شود (شکل ۸-۳۸).



شکل ۸-۳۸- بارها و نیروهای مقاوم برای بررسی تغییر شکل برشی

۷-۳-۴- محاسبه لنگر مقاوم

لنگر مقاوم باید با در نظر گرفتن مشخصات سازه‌ای دیوار سلولی و تغییر شکل دیوار محاسبه گردد.

نکات فنی

۱) نتایج آزمایش مدل نشان می‌دهد که لنگر مقاوم نسبت به کف دیوار با افزایش نسبت طول مدفون (D/H) شکل (۳۷-۸) افزایش می‌یابد که این افزایش از رابطه (۴-۷) محاسبه می‌گردد.

$$M_r = \left(1 + \alpha \frac{D}{H}\right) (M_{ro} + M_{rs}) \quad (۴-۷)$$

که در آن:

M_r : لنگر مقاوم نسبت به کف دیوار (kN.m/m)

M_{ro} : لنگر مقاوم مصالح پرکننده نسبت به کف دیوار (kN.m/m)

M_{rs} : لنگر مقاوم ناشی از نیروی اصطکاک اتصالات سپر نسبت به کف دیوار (kN.m/m)

D : طول مدفون (m)

H : ارتفاع کف دیوار تا بالای دیوار (m) (شکل (۴۰-۸))

α : ضریب افزایش برای نسبت طول مدفون (D/H)

مقدار توصیه شده α برابر ۱/۰ می‌باشد که نزدیک به کمترین مقدار نتایج حاصل از تجربیات مطابق شکل (۳۹-۸) است، زیرا رابطه بالا از تجربیات به دست آمده است و کاملاً تئوریک نمی‌باشد.

الف) رابطه محاسبه لنگر مقاوم مصالح پرکننده

در تعیین لنگر مقاوم مصالح پرکننده نسبت به کف دیوار، فرض می‌شود که یک صفحه گوه گسیختگی محرک از کف جلویی دیوار و یک صفحه گوه گسیختگی مقاوم از کف پشتی دیوار ایجاد می‌گردد. در ضمن فرض می‌شود که فشار خاک محرک و مقاوم بر روی صفحات گوه گسیختگی ذکر شده همانند شکل (۴۰-۸) ایجاد می‌گردد. زوایای گوه گسیختگی محرک و مقاوم و نیز فشار خاک مربوط از روابط رانکین (رابطه (۵-۷)) محاسبه می‌گردد.

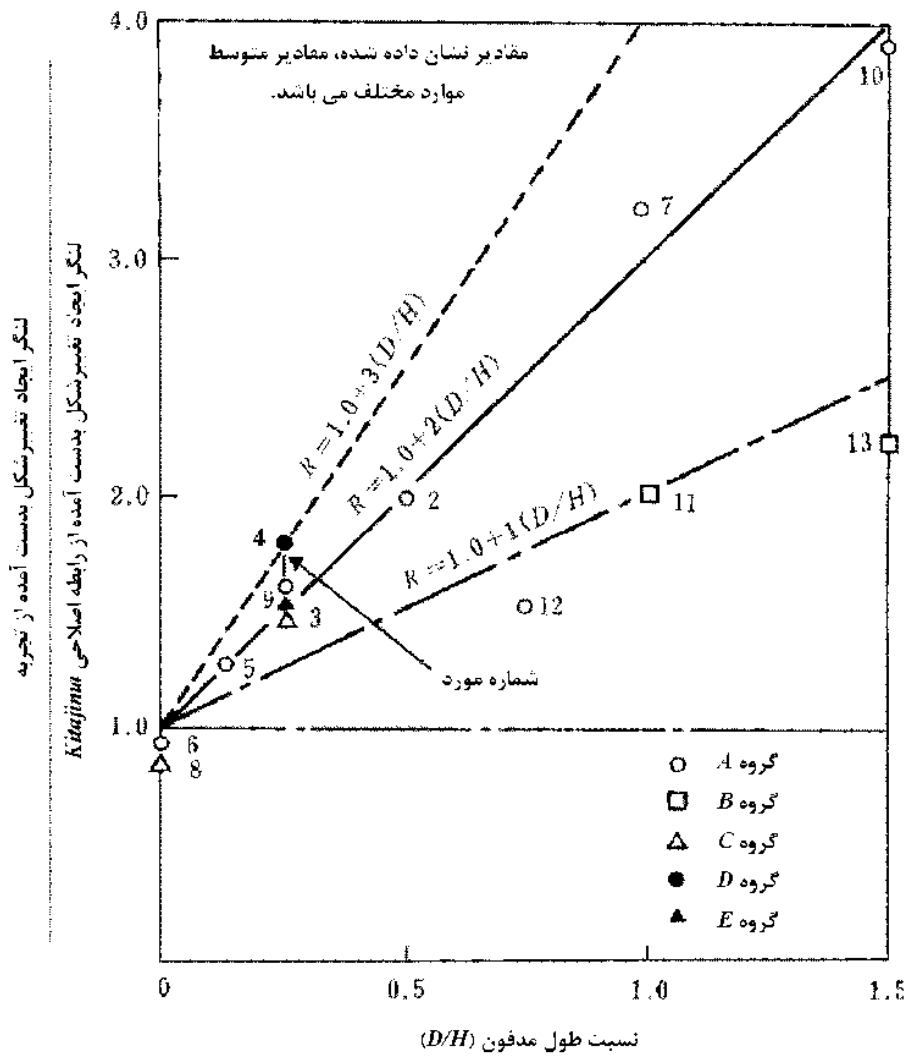
$$\left. \begin{aligned} \zeta_a &= \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} && \text{صفحه گوه گسیختگی محرک:} \\ \zeta_p &= \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} && \text{صفحه گوه گسیختگی مقاوم:} \\ p_a &= K_a \gamma h, \quad K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} && \text{فشار خاک محرک:} \\ p_p &= K_p \gamma h, \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} && \text{فشار خاک مقاوم:} \end{aligned} \right\} \quad (۵-۷)$$

که در آن:

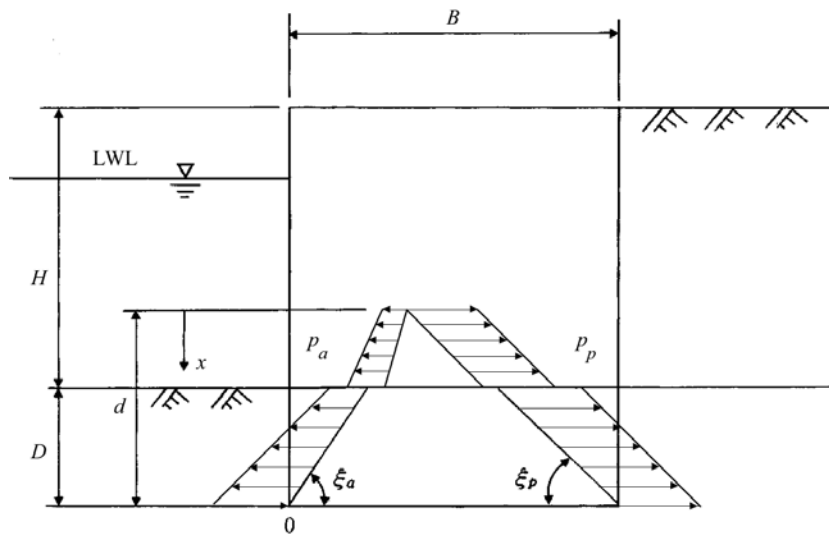
ϕ : زاویه اصطکاک داخلی مصالح پرکننده (بر حسب درجه)

لنگر ناشی از فشار خاک وارد بر صفحه برش را می‌توان از رابطه (۶-۷) بر اساس شکل (۴۰-۸) محاسبه نمود.

$$M_{ro} = \int_0^d (p_p - p_a) (d-x) \frac{2}{3} \tan \theta dx \quad (۶-۷)$$



شکل ۸-۳۹- رابطه بین لنگر مقاوم و نسبت طول مدفون



شکل ۸-۴۰- صفحه برش فرضی مصالح پرکننده

وقتی که ثابت‌های ژئوتکنیکی زمین و مصالح پرکننده متفاوت باشد، رابطه (۶-۷) پیچیده می‌گردد، زیرا زاویه گوه گسیختگی و مقدار فشار خاک در لایه‌های مختلف فرق می‌کند. البته اگر تفاوت زیادی بین زاویه داخلی زمین و مصالح پرکننده وجود نداشته باشد و یا اگر نسبت طول مدفون زیاد بوده و صفحه گوه گسیختگی به مصالح پرکننده نرسد، رابطه ساده زیر قابل استفاده خواهد بود.

$$\begin{cases} M_{ro} = \frac{1}{6} \gamma_0 R_0 H_0^3 \\ R_0 = \frac{2}{3} v_0^2 (3 - v_0 \cos \phi) \tan \phi \sin \phi \end{cases} \quad (7-7)$$

که در آن:

γ_0 : وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده (با فرض یکسان بودن وزن مخصوص مصالح پرکننده درهمه جا، معمولاً ۱۰ کیلونیوتن بر متر مکعب استفاده می‌شود)

v_0 : برابر B/H_0

B : عرض معادل دیوار (m)

H_0 : ارتفاع معادل دیوار محاسبه شده از کف دیوار

ارتفاع معادل دیوار برای محاسبه لنگر مقاوم ناشی از مصالح پرکننده با استفاده از وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده به کار رفته و از رابطه (۸-۷) محاسبه می‌گردد.

$$H_0 = \frac{1}{\gamma_0} \sum \gamma_i h_i \quad (8-7)$$

که در آن:

γ_i : وزن مخصوص i -امین لایه مصالح پرکننده (kN/m^3)

h_i : ضخامت لایه i -ام (از پایین تا بالای دیوار) (m)

(ب) رابطه محاسبه لنگر مقاوم ناشی از نیروی اصطکاک اتصالات سپرها لنگر مقاوم ناشی از نیروی اصطکاک اتصالات سپرها از روابط زیر به دست می‌آید:

$$M_{rs} = \frac{1}{6} \gamma_0 R_s H_s^3 \quad (9-7)$$

$$R_s = \frac{3}{2} v_s f \tan \phi \quad (10-7)$$

که در آن:

γ_0 : وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده (kN/m^3)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی مصالح پرکننده (بر حسب درجه)

v_s : برابر B/H_s

B : عرض معادل دیوار (m)

f : ضریب اصطکاک بین اتصالات سپرها که معمولاً از ۰/۳ استفاده می‌شود

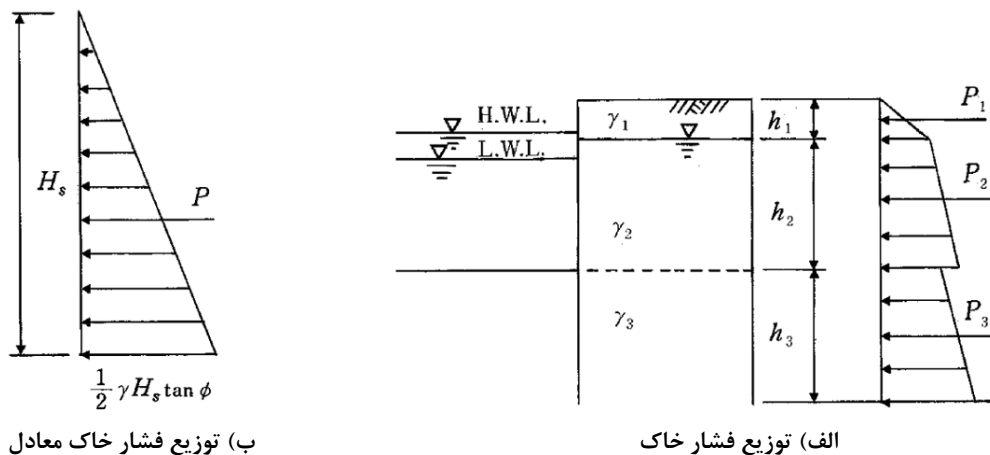
H_s : ارتفاع معادل دیوار از کف دیوار

ارتفاع معادل دیوار (H_s) برای محاسبه لنگر مقاوم ناشی از نیروی اصطکاک بین اتصالات سپر با استفاده از وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده به کار رفته و از رابطه (۷-۱۱) محاسبه می‌گردد، به طوری که نیروی برآیند فشار خاک توزیع شده بین کف و بالای دیوار با نادیده گرفتن سربار (شکل (۸-۴۱-الف)) برابر نیروی معادل فشار خاک توزیع شده می‌گردد (شکل (۸-۴۱-ب)). در این محاسبه، $\frac{1}{2} \tan \phi$ ضریب فشار خاک مصالح پرکننده بوده و توجه شود که این ضریب با ضریب فشار خاک در محاسبه کشش کمربندی متفاوت می‌باشد.

$$H_s = 2 \sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma_0 \tan \phi}} \quad (11-7)$$

که در آن:

P_i : برآیند فشار خاک لایه i -ام مصالح پرکننده (kN/m)



شکل ۸-۴۱- ارتفاع معادل دیوار

(۲) در محاسبه لنگر مقاوم مصالح پرکننده نسبت به بستر دریا، روابط (۷-۱۲) و (۷-۱۳) استفاده می‌شود.

$$M'_r = \frac{1}{6} \gamma_0 R'_0 H'_0{}^3 \quad (12-7)$$

$$R'_0 = v'_0{}^2 (3 - v'_0 \cos \phi') \sin \phi' \quad (13-7)$$

که در آن:

v'_0 : برابر B/H'_0

M'_r : لنگر مقاوم سلول ساخته شده با سپر فولادی نسبت به کف دریا ($kN.m/m$)

ϕ' : زاویه اصطکاک داخلی مصالح پرکننده بالای بستر دریا (بر حسب درجه)

H'_0 : ارتفاع معادل دیوار بالای بستر دریا

ارتفاع معادل دیوار (H'_0) برای محاسبه لنگر مقاوم ناشی از مصالح پرکننده با استفاده از وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده، کاربرد دارد. این ارتفاع به وسیله رابطه (۷-۱۴) محاسبه می‌گردد.

$$H'_0 = \frac{1}{\gamma_0} \sum \gamma'_i h'_i \quad (۷-۱۴)$$

که در آن:

γ'_i : وزن مخصوص i-امین لایه مصالح پرکننده بالای بستر دریا (kN/m^3)

h'_i : ضخامت لایه i-ام بالای بستر دریا (m)

۳) افزایش مقاومت مصالح پرکننده، صلبیت دیوار سلولی را زیاد کرده، بنابراین بهبود مصالح پرکننده باعث افزایش پایداری آن می‌گردد.

۷-۴- بررسی پایداری کلی بدنه دیوار

۷-۴-۱- کلیات

برای بررسی پایداری کلی بدنه دیوار، آن را باید مانند یک دیوار وزنی متکی به زمین در نظر گرفت.

نکات فنی

۱) در بررسی پایداری کلی دیوار، واکنش بستر ایجاد شده در مقابل بار و تغییر مکان با در نظر گرفتن دیوار به صورت صلب بر روی بستر ارتجاعی زمین محاسبه می‌گردد.

۲) طبق محدوده رفتار ارتجاعی زمین، نیروی واکنش بستر از ضرب ضریب واکنش ارتجاعی بستر در تغییر مکان به دست می‌آید و فرض می‌شود که پایداری دیوار به عنوان یک دیوار وزنی زمانی است که نیروی واکنش بستر و تغییر مکان دیوار از مقدار مجاز خود تجاوز نکند.

۷-۴-۲- ضریب واکنش بستر

اصولاً برای تعیین ضریب واکنش بستر جهت استفاده در بررسی پایداری دیوار به شکل دیوار وزنی، از نتایج مطالعات میدانی استفاده می‌شود.

تفسیر

ضریب واکنش بستر شامل ضریب واکنش افقی بستر، ضریب واکنش قائم بستر و مدول برشی افقی در کف دیوار می‌باشد.

نکات فنی

ضریب واکنش بستر را می‌توان بر اساس نتایج مطالعات میدانی به شرح زیر محاسبه نمود:

(۱) ضریب واکنش افقی بستر

ضریب واکنش افقی بستر را می‌توان از نمودار Yokoyama در بخش ۵، بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی، نکات فنی بند ۳ مطابق رابطه زیر محاسبه نمود.

$$K_H = 2N \quad (15-7)$$

که در آن:

K_H : ضریب واکنش افقی بستر (N/cm^3)

N : مقدار عدد

وقتی زمین از چند لایه با مشخصات مختلف تشکیل شده باشد، ضریب واکنش افقی بستر باید برای هر لایه محاسبه گردد.

(۲) ضریب واکنش قائم بستر

برای ضریب واکنش قائم بستر در کف دیوار از مقدار ضریب واکنش افقی بستر در کف دیوار استفاده می‌شود. اگر زمین دارای لایه‌هایی با مشخصات متفاوت باشد، ضریب واکنش قائم بستر باید مربوط به لایه کف دیوار باشد. البته اگر لایه زیر کف دیوار بسیار نرم باشد، لازم است که اثرات این لایه به دقت بررسی گردد.

(۳) مدول برشی افقی

مدول برشی افقی کف دیوار را می‌توان از رابطه (۷-۱۶) با استفاده از ضریب واکنش قائم بستر محاسبه نمود.

$$K_S = \lambda K_V \quad (16-7)$$

که در آن:

K_S : مدول برشی افقی (N/cm^3)

λ : نسبت مدول برشی افقی به ضریب واکنش قائم بستر

K_V : ضریب واکنش قائم بستر (N/cm^3)

در مطالعات گذشته پیشنهاد شده است که مقدار λ در محدوده ۰/۲ تا ۰/۵ انتخاب گردد که در مورد دیوار سلولی ساخته شده با سپر فولادی، مقدار λ حدود ۰/۳۳ فرض می‌گردد.

۷-۴-۳- محاسبه واکنش بستر و تغییر مکان دیوار

مقدار واکنش بستر و تغییر مکان دیوار با این فرض محاسبه می‌شوند که دیوار تحت بار به وسیله نیروی واکنش بستر و نیروی اصطکاکی قائم در طول سطح دیوار پشتیبانی می‌گردد.

تفسیر

واکنش بستر، روی قسمت مدفون دیوار سلولی ساخته شده با سپر فولادی وارد می‌شود و تغییر مکان دیوار با این فرض محاسبه می‌گردد که دیوار تحت نیروهای خارجی به وسیله واکنش افقی بستر، واکنش قائم بستر و واکنش برشی افقی کف دیوار و نیروی اصطکاکی قائم در جلو و پشت دیوار حمایت می‌شود.

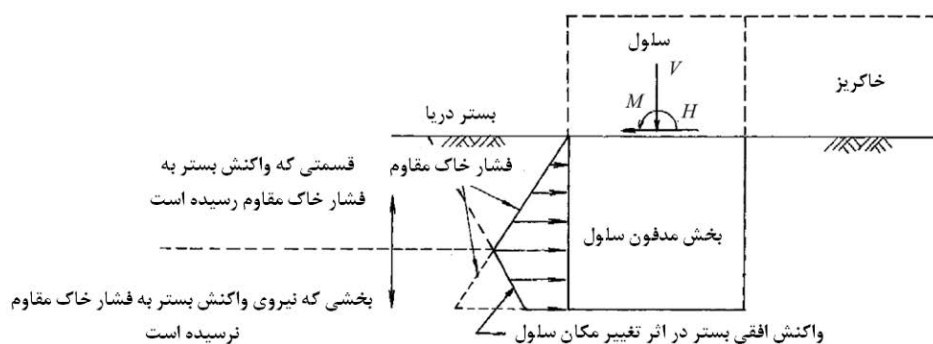
نکات فنی

(۱) واکنش بستر

الف) واکنش افقی بستر

واکنش افقی بستر را می‌توان از رابطه (۷-۱۷) محاسبه نمود. اما این مقدار نباید از فشار خاک مقاوم محاسبه شده در بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، تجاوز کند در غیر این صورت خاک تسلیم خواهد شد. زاویه اصطکاک دیوار برای محاسبه فشار خاک مقاوم، به‌طور کلی ۱۵ درجه در نظر گرفته شود.

شکل (۸-۴۲) توزیع واکنش بستر در یک مورد ساده که واکنش بستر تا یک عمق مشخص به فشار خاک مقاوم رسیده است را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۴۲- نمونه‌ای از توزیع واکنش افقی بستر

ب) واکنش قائم بستر

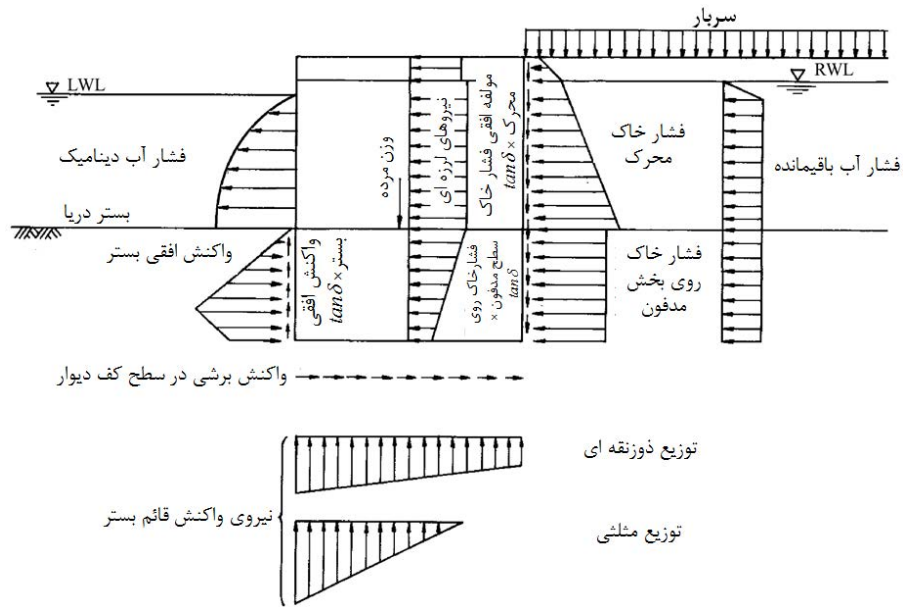
واکنش قائم بستر در کف دیوار دارای توزیع مثلثی یا دوزنقه‌ای می‌باشد. در ضمن فرض می‌شود که هیچ‌گونه تنش کششی به وجود نمی‌آید.

(۲) نیروی اصطکاکی قائم

فرض می‌شود که نیروی اصطکاکی قائم بر پشت و جلوی دیوار وارد شده و از حاصل ضرب فشار خاک افقی یا نیروی واکنش بستر در $\tan \delta$ (زاویه اصطکاک دیوار است) محاسبه می‌گردد.

(۳) توزیع نیروهای خارجی

شکل (۸-۴۳) نحوه توزیع استاندارد نیروهای خارجی روی اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی شامل بار، نیروهای واکنش بستر و غیره را نشان می‌دهد.



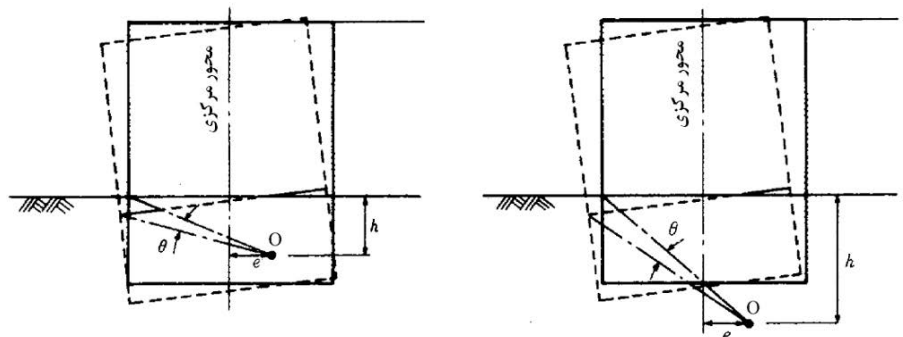
شکل ۸-۴۳- نحوه توزیع بارهای خارجی روی اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی

۴) شکل‌های (مودهای) تغییر مکانی دیوار

همانطور که در شکل (۸-۴۴) دیده می‌شود، فرض شده است که دیوار حول مرکز دوران خود (O) که دارای خروج از مرکز افقی به اندازه e نسبت به محور مرکزی سلول و خروج از مرکز قائم نسبت به بستر دریا به اندازه h می‌باشد، دوران می‌کند. واکنش افقی بستر در حالتی که مرکز دوران در داخل سلول قرار گیرد، در پشت دیوار برای بخش زیر مرکز دوران ایجاد می‌شود.

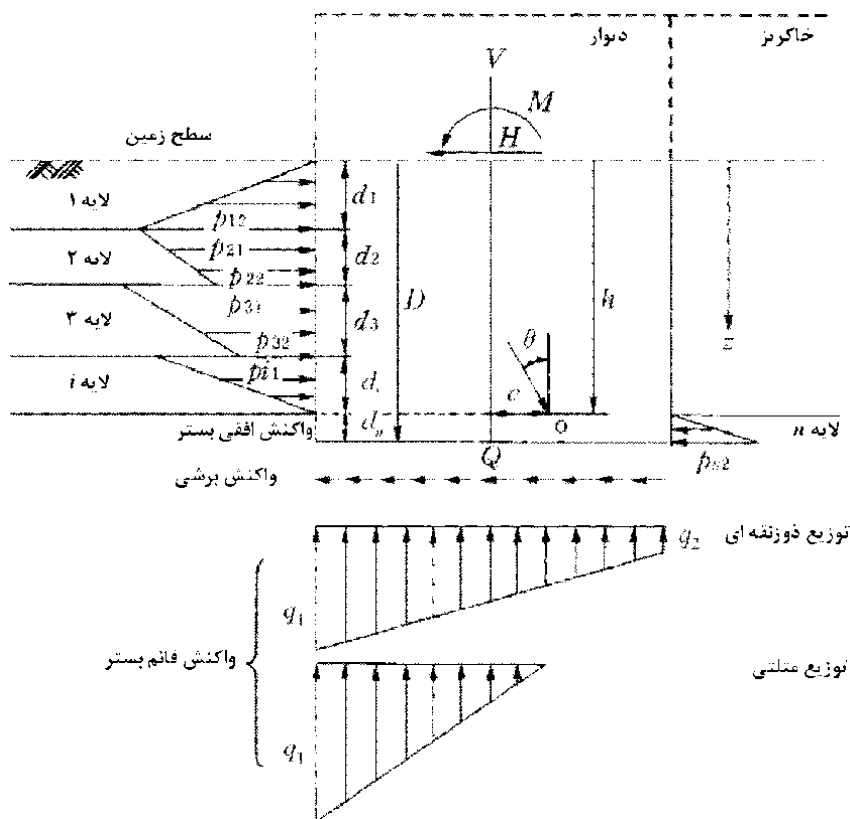
۵) رابطه محاسبه واکنش بستر و تغییر مکان دیوار

شکل (۸-۴۵) مدلی محاسباتی را برای موردی که در آن نیروی افقی، نیروی قائم و لنگر روی تقاطع سطح زمین و محور مرکزی دیوار سلول اعمال می‌شود و زمین دارای n لایه خاک است، نشان می‌دهد. روابط برای محاسبه واکنش بستر و تغییر مکان دیوار سلول در مدل نشان داده شده در شکل (۸-۴۵) در ادامه ارائه می‌شود.



الف) وقتی مرکز دوران خارج بدنه دیوار باشد ب) وقتی مرکز دوران داخل بدنه دیوار باشد

شکل ۸-۴۴- شکل (مودهای) تغییر مکانی دیوار



شکل ۸-۴۵- مدل محاسباتی واکنش بستر و تغییر مکان دیوار

الف) توزیع دوزنقه‌ای واکنش قائم بستر

(۱) واکنش افقی بستر (kN/m)

$$\left. \begin{aligned} p_{12} &= K_{H1}(h-d_1)\theta \\ p_{21} &= K_{H2}(h-d_1)\theta \\ p_{22} &= K_{H2}(h-d_1-d_2)\theta \\ &\vdots \\ p_{i1} &= K_{Hi}\left(h-\sum_{j=1}^{i-1}d_j\right)\theta \\ p_{i2} &= K_{Hi}\left(h-\sum_{j=1}^i d_j\right)\theta \\ &\vdots \\ p_{n1} &= K_{Hn}\left(h-\sum_{j=1}^{n-1}d_j\right)\theta \\ p_{n2} &= K_{Hn}\left(h-\sum_{j=1}^n d_j\right)\theta \end{aligned} \right\}$$

(۱۷-۷)

(۲) واکنش قائم بستر (kN/m^2)

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= K_V \left(e + \frac{B}{2} \right) \theta \\ q_2 &= K_V \left(e - \frac{B}{2} \right) \theta \end{aligned} \right\} \quad (18-7)$$

(۳) نیروی واکنش برشی موثر بر کف دیوار (kN/m)

$$Q = K_S (h - D) \theta A \quad (19-7)$$

(۴) تغییر مکان افقی دیوار (m)

$$\delta_z = (h - z) \theta \quad (20-7)$$

(۵) زاویه دوران دیوار (درجه)

$$\theta = \frac{MK_1 + HK_3}{K_1 K_4 - K_2 K_3} \quad (21-7)$$

(۶) عمق مرکز دوران دیوار (m)

$$h = \frac{MK_2 + HK_4}{MK_1 + HK_3} \quad (22-7)$$

(۷) فاصله محور مرکزی دیوار از مرکز دوران دیوار (m)

$$e = \frac{I}{K_V A} \left\{ \frac{V}{\theta} - h \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \tan |\delta_i| + \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan |\delta_i| \right\} \quad (23-7)$$

که در آن:

$$K_1 = \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i + K_S A$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \right\} + K_S A D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2} \tan \delta_i \right) \right\} + K_S A D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^i d_j \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{B}{2} \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + K_S A D^2 + \frac{I}{12} K_V A^3$$

زاویه اصطکاک دیوار (δ) برای لایه‌هایی که نیروی واکنش افقی بستر آن بر جلوی دیوار اعمال می‌گردد، منفی و برای

لایه‌هایی که نیروی واکنش افقی بستر آن بر پشت دیوار وارد می‌شود، مثبت است.

(ب) توزیع مثلثی واکنش قائم بستر

واکنش افقی بستر، تغییر مکان افقی دیوار، زاویه دوران و عمق مرکز دوران مانند توزیع دوزنقه‌ای محاسبه می‌شود.

(۱) واکنش قائم بستر (kN/m^2)

$$q_1 = K_V \left(e + \frac{B}{2} \right) \theta \quad (24-7)$$

(۲) نیروی واکنش برشی موثر بر کف دیوار (kN/m)

$$Q = K_S(h-D)\theta A' \quad (۲۵-۷)$$

که در آن $A' = e + \frac{B}{2}$ می باشد.

(۳) فاصله محور مرکزی دیوار از مرکز دوران دیوار (m)

$$e = \sqrt{\frac{2}{K_V} \left\{ \frac{V}{\theta} - h \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \tan|\delta_i| + \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan|\delta_i| \right\} - \frac{B}{2}} \quad (۲۶-۷)$$

که در آن:

$$K_1 = \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i + K_S A'$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \right\} + K_S A' D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2} \tan \delta_i \right) \right\} + K_S A' D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^i d_j \sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{B}{2} \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + K_S A' D^2 + \frac{1}{6} K_V A'^2 (B - e)$$

زاویه اصطکاک دیوار (δ) برای لایه‌هایی که نیروی واکنش افقی بستر آن بر جلوی دیوار اعمال می‌گردد، منفی و برای لایه‌هایی که نیروی واکنش افقی بستر آن بر پشت دیوار وارد می‌شود، مثبت است.

در همه روابط ارائه شده در قسمت الف و ب:

V : نیروی قائم موثر بر دیوار (kN/m)

H : نیروی افقی موثر بر دیوار (kN/m)

M : لنگر موثر در مرکز دیوار در تراز سطح زمین ($kN.m/m$) (منظور از نیروهای خارجی موثر بر دیوار، نیروهای وارد بر واحد طول در جهت خط جلویی دیوار می‌باشد)

D : عمق مدفون شده (m)

di : ضخامت هر لایه خاک بین بستر دریا و کف دیوار (m)

B : عرض معادل (m)

K_{Hi} : ضریب واکنش افقی بستر برای هر لایه خاک بین بستر دریا و کف دیوار (kN/m^3)

K_V : ضریب واکنش قائم بستر موثر در کف سلول (kN/m^3)

K_S : مدول برشی افقی در کف (kN/m^3)

A : مساحت کف دیوار در واحد طول دیوار در جهت خط جلویی (m^2/m)

A' : مساحت کف دیوار در واحد طول دیوار در جهت خط جلویی (وقتی مقدار واکنش قائم بستر مثبت است)

(m^2/m)

۷-۵- بررسی ظرفیت باربری زمین

عکس‌العمل بستر موثر بر کف دیوار نباید از ظرفیت باربری مجاز زمین بیشتر شود.

۷-۶- بررسی لغزش دیوار

برای بررسی پایداری دیوار در برابر لغزش، تنش برشی بین کف دیوار و زمین نباید از تنش برشی مجاز بیشتر شود.

نکات فنی

(۱) نیروی مقاوم برشی مجاز بین کف دیوار و زمین از رابطه (۷-۲۷) محاسبه می‌گردد.

$$Q_a = \frac{I}{F_s} (\times \tan \phi) \text{ (نیروی برآیند قائم واکنش بستر)} \quad (۷-۲۷)$$

که در آن:

Q_a : نیروی مقاوم برشی مجاز (کیلو نیوتن بر متر)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی خاک زیر دیوار (بر حسب درجه)

F_s : ضریب اطمینان، برای شرایط عادی برابر ۱/۲ یا بیشتر و در هنگام زلزله برابر ۱/۰ یا بیشتر می‌باشد

(۲) مولفه‌های قائم فشار خاک جلو و پشت دیوار که باید مورد توجه قرار گیرد شامل مولفه قائم فشار خاک محرک، نیروی اصطکاک ناشی از فشار خاک زیر سطح زمین و مولفه قائم فشار خاک مقاوم می‌باشد. اگر مولفه قائم فشار خاک هم‌جهت با وزن دیوار اثر کند، مثبت فرض می‌شود.

(۳) اگر زاویه اصطکاک داخلی خاک بالای کف دیوار با خاک زیر کف دیوار متفاوت باشد، توصیه می‌شود از مقدار زاویه کوچکتر اصطکاک داخلی برای زیر کف دیوار استفاده گردد.

۷-۷- بررسی تغییر مکان بالای دیوار

اصولا تغییر مکان افقی بالای دیوار نباید از حد مجاز تغییر مکان تجاوز کند.

نکات فنی

(۱) معمولا تغییر مکان مجاز با توجه به پایداری سازه‌ای و کاربری سازه تعیین می‌گردد. از آنجا که ممکن است تغییر مکان اضافی بالای دیوار حتی در صورت کمتر بودن مقدار نیروی واکنش بستر و غیره از مقادیر مجاز متناظر در عملکرد تاسیسات پهلوگیری ایجاد اختلال نماید، پیشنهاد می‌شود تغییر مکانی مجاز برای بالای دیوار تعریف گردد.

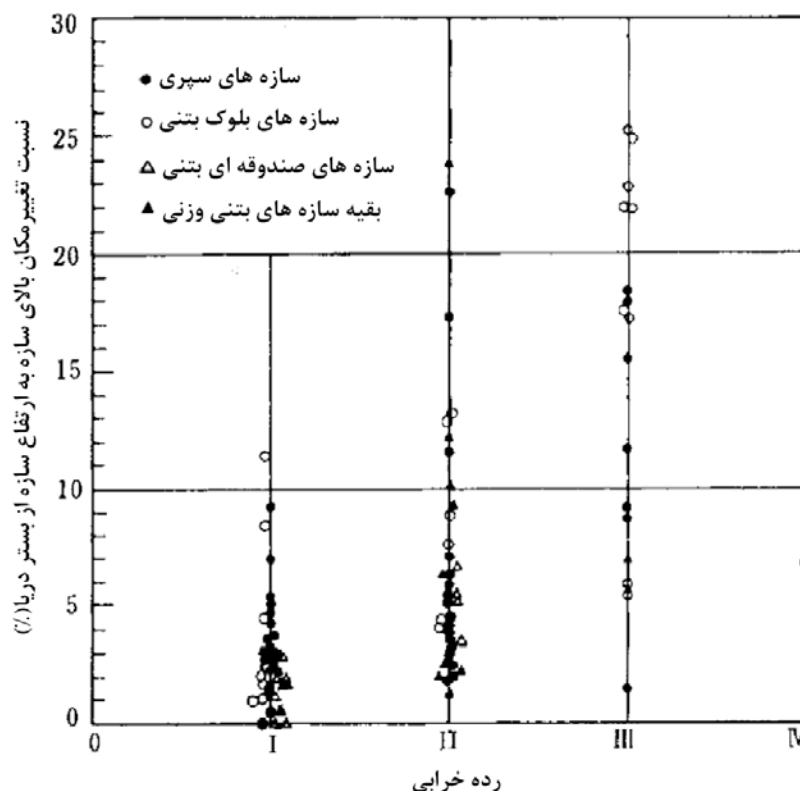
(۲) برای تعیین تغییر مکان مجاز در رابطه با تاسیسات پهلوگیری، عوامل زیر باید مدنظر قرار گیرد:

الف) پایداری سازه‌ای

ب) کاربری

پ) هزینه‌های ساخت و نگهداری

۳) بهتر است در تعیین تغییر مکان مجاز از ارتباط بین میزان تغییر مکان به وجود آمده در بالای سازه نوع وزنی یا سازه سپری و تاثیر آن در سطح خرابی گزارش شده در زلزله های گذشته استفاده شود. این ارتباط در شکل (۸-۴۶) ارائه شده است و در این شکل مشاهده می شود که نسبت تغییر مکان بالای دیوار به ارتفاع دیوار (d/H) برای اکثر سازه هایی که در سطح خرابی ۲ قرار گرفته است بیشتر از ۱/۵ درصد بوده و بنابراین در هنگام انجام محاسبات طراحی مربوط به روش بیان شده در این قسمت، بهتر است تغییر مکان افقی مجاز بالای دیوار کمتر و یا مساوی ۱/۵ درصد ارتفاع دیوار باشد. سطوح خرابی نیز در جدول (۸-۴) معرفی شده اند.



شکل ۸-۴۶- سطوح خرابی و نسبت تغییر مکان بالای سازه به ارتفاع آن

جدول ۸-۴- سطوح خرابی

توضیح	سطح خرابی
بدون خرابی	۰
در بدنه اصلی خرابی وجود ندارد ولی خرابی و یا تغییر شکل در سازه های جانبی دیده می شود	۱
تغییر شکل زیادی در بدنه اصلی اتفاق افتاده است	۲
سازه هنوز شکل اصلی خود را حفظ کرده ولی بدنه اصلی دچار شکستگی شده است.	۳
سازه خراب شده و فرو ریخته است	۴

۷-۸- بررسی پایداری شیب در برابر لغزش دایروی

اگر زمین خیلی سفت نباشد، باید پایداری شیب در مقابل لغزش دایروی بررسی گردد. اصولاً در این تحلیل سطح لغزش دایروی نباید به طرف داخل دیوار حرکت کند.

تفسیر

وقتی زاویه اصطکاک داخلی زمین و خاک پشت دیوار ۳۰ درجه یا بیشتر باشد، غالباً بررسی پایداری شیب با سطح لغزش دایروی انجام نمی‌شود. در اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی، فرض می‌گردد که دیوار یک بدنه صلب است و در نتیجه سطح لغزش دایروی به سمت داخل دیوار حرکت نمی‌کند.

۷-۹- جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها

چیدمان سلول‌ها و قوس‌ها باید طوری باشد که مساحت دیوار سلولی برابر مساحت دیوار مجازی با عرض معادل مطابق بند (۷-۳) بررسی عرض دیوار در مقابل تغییر شکل برشی، یا بند (۷-۴) بررسی پایداری کلی بدنه دیوار، شود.

نکات فنی

- ۱) سلول‌ها باید در هر جای ممکن به‌طور مرتب در تمام طول خط جلویی اسکله دیواری قرار داده شود. معمولاً پیشنهاد می‌گردد که فاصله مرکز به مرکز سلول‌ها ۱۰ تا ۱۵ درصد بزرگتر از قطر سلول قرار تنظیم شود.
- ۲) قوس‌ها باید به‌گونه‌ای چیده شود که به‌طور عمودی به دیواره پوسته سلول‌ها متصل شود و شعاع قوس نیز باید کوچکتر از شعاع سلول باشد.
- ۳) به‌طور کلی، نوک جلویی قوس‌ها در هنگام و یا بعد از عملیات خاک‌ریزی، تمایل به جابجایی دارند. بنابراین پیشنهاد می‌گردد قوس‌ها به نحوی چیده شود که نوک جلویی آنها ۱۰۰ تا ۱۵۰ سانتی‌متر داخل خط وجه جلویی دیواره سلول قرار گیرد. همچنین پیشنهاد می‌گردد سلول‌ها به نحوی چیده شود که خط وجه جلویی آنها ۳۰ سانتی‌متر داخل خط طراحی جلوی اسکله دیواری قرار گیرد.

۷-۱۰- محاسبه کشش کمربندی

کشش کمربندی سپر سلول‌ها و قوس‌ها نباید از کشش کمربندی مجاز تجاوز کند.

نکات فنی

- ۱) کشش سپر معمولاً در تراز بستر دریا محاسبه می‌گردد. اصولاً، کشش کمربندی مجاز برابر ۲۰۰۰ کیلو نیوتن بر متر برای سپر قائم با مقاومت کششی اتصالات برابر ۵۹۰۰ کیلو نیوتن بر متر، استفاده می‌گردد. برای سپرهای قائم دارای مقاومت کششی اتصالات برابر ۳۹۰۰ کیلو نیوتن بر متر، کشش مجاز سپر برابر ۱۵۰۰ کیلو نیوتن بر متر خواهد بود.
- ۲) کشش کمربندی طبق رابطه (۷-۲۸) محاسبه می‌گردد.

$$T = [(\gamma_0 H'_0 + q)K_i + \gamma_w h_w]R \quad (7-28)$$

که در آن:

T : کشش سپر (kN/m)

K_i : ضریب فشار خاک مصالح پرکننده

γ_0 : وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده (kN/m^3)

γ_w : وزن مخصوص آب دریا (kN/m^3)

H'_0 : ارتفاع معادل دیوار (m)

h_w : اختلاف تراز آب داخل و جلوی سلول (m)

R : شعاع سلول (m)

q : سربار (kN/m^2)

۳) ارتفاع معادل دیوار (H'_0) باید طبق رابطه (۷-۱۴) در نکات فنی بند (۷-۳-۴) محاسبه لنگر مقاوم، محاسبه گردد.

۴) وقتی که عملیات تراکم وجود نداشته باشد، ضریب فشار خاک برای مصالح پرکننده را می توان 0.6 در نظر گرفت. وقتی قرار است مصالح پرکننده متراکم شوند، $\tan \phi$ به عنوان ضریب فشار خاک مصالح پرکننده استفاده می شود زیرا فشار داخلی سلول و زاویه اصطکاک داخلی مصالح پرکننده بزرگتر شده است. ضریب فشار خاک مصالح پرکننده در قسمت قوس ها $\frac{1}{2} \tan \phi$ قرار داده شود.

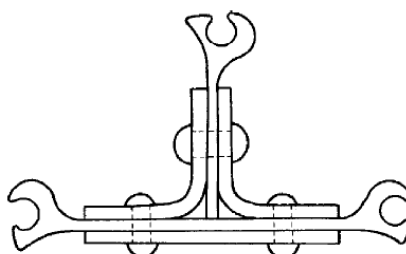
۷-۱۱- طراحی سپر T شکل

۷-۱۱-۱- کلیات

سلول ها و قوس ها باید توسط سپرهای T شکل به هم متصل گردند.

نکات فنی

سپر T شکل، سپری است که دارای یک سطح مقطع خاص برای اتصال سلول به قوس ها می باشد (شکل (۸-۴۷)).



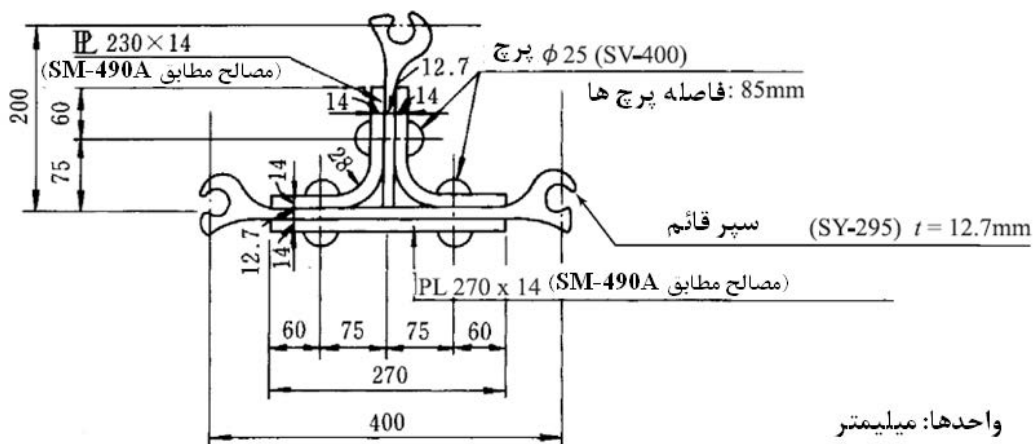
شکل ۸-۴۷- سپر T شکل

۷-۱۱-۲- ساختار سپر T شکل

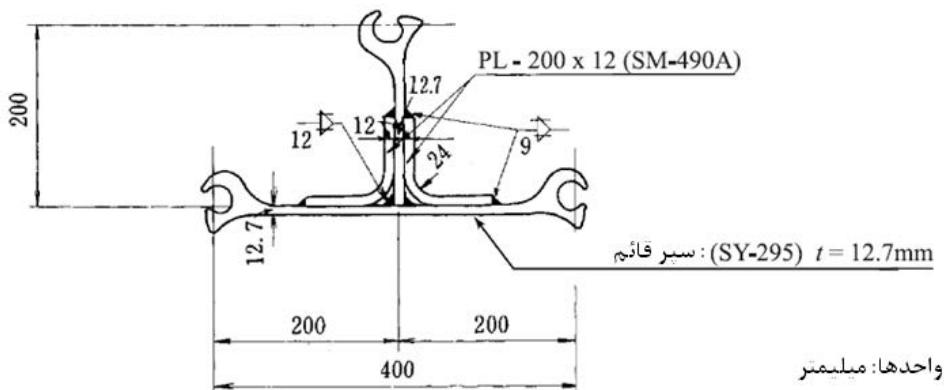
ساختار سپر T شکل باید ایمنی لازم در برابر کشش موثر بر سپر سلول ها و قوس ها را داشته باشد.

نکات فنی

(۱) ساختار استاندارد سپر T شکل در شکل‌های (۴۸-۸) و (۴۹-۸) ارائه شده است.



شکل ۸-۴۸- سطح مقطع استاندارد سپر T شکل (اتصال پرچی و فواصل پرچ ۸۵ میلی‌متر)



شکل ۸-۴۹- سطح مقطع استاندارد سپر T شکل (اتصال جوشی)

(۲) مقاومت سطوح مقطع نشان داده شده در شکل‌های (۴۸-۸) و (۴۹-۸) با آزمایش شکست در حالتی که مقاومت کششی اتصال سپر در سلول برابر ۳۹۰۰ کیلو نیوتن بر متر (کشش مجاز سپر برابر ۱۵۰۰ کیلو نیوتن بر متر) و قطر قوس برابر حداکثر دو سوم قطر سلول (مقاومت کششی برابر ۲۶۰۰ کیلو نیوتن بر متر و کشش مجاز سپر برابر ۹۸۰ کیلو نیوتن بر متر) بوده، تایید شده است. اتصالات پرچی و جوشی در این آزمایش در کارخانه اجرا شده است.

۷-۱۲- طراحی تفصیلی (جزئیات)

۷-۱۲-۱- طراحی شمع پایه تیر پیشانی

شمع‌های نگهدارنده پایه تیر پیشانی باید در برابر نیروی قائم و افقی و لنگر خمشی طراحی گردد.

۷-۱۲-۲- طراحی تیر پیشانی

محاسبات چیدمان آرماتورهای تیر پیشانی باید در (۱) قسمت قائم و (۲) دال زیرین تیر پیشانی به طور مناسب انجام

شود.

فصل ۸

اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی

۸-۱- دامنه کاربرد

مطالب این فصل باید برای طراحی دیوار ساحلی با سازه سلولی صفحه فولادی در دو نوع درجا و مدفون استفاده شود.

تفسیر

اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع درجا، سازه‌ای بدون مقطع مدفون شده است و اغلب بر روی شالوده مقاومی از خاک زیرین با ظرفیت باربری زیاد و یا بر روی خاک بهسازی شده‌ای که ظرفیت باربری کافی دارد، ساخته می‌شود. اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع مدفون نوع دیگری است که بخشی از سلول‌های صفحه فولادی آن برای افزایش پایداری سازه در خاک ماسه‌ای زیرین مدفون شده است.

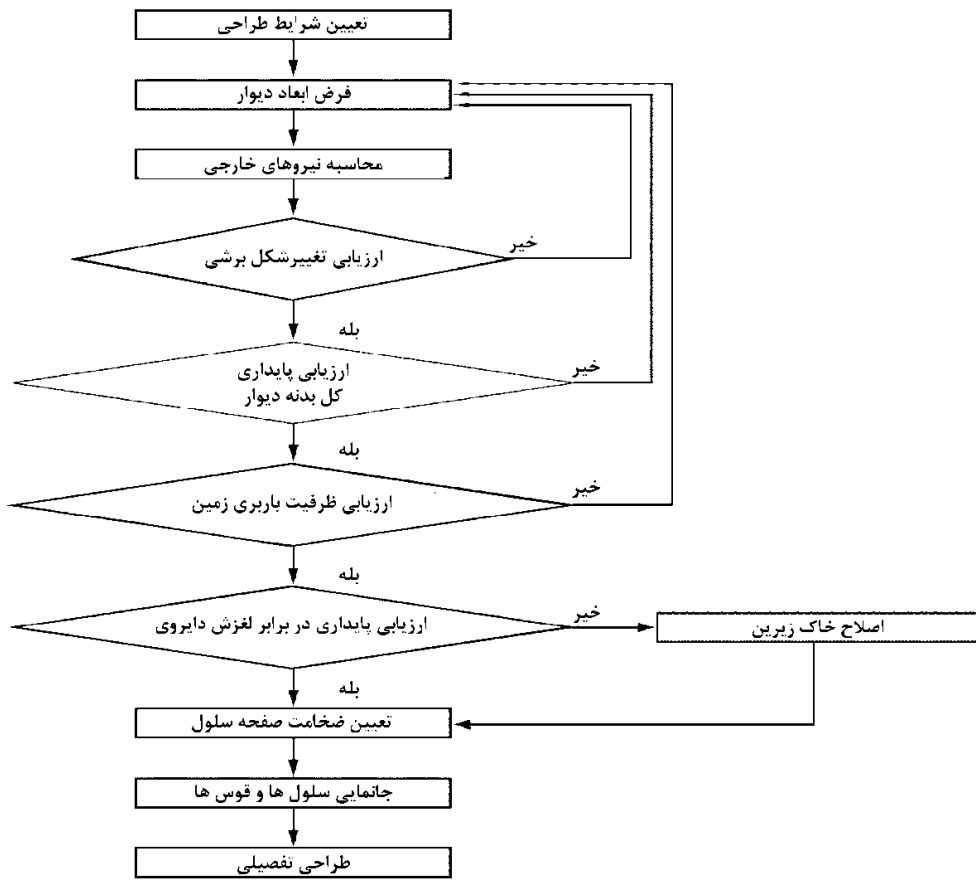
۸-۲- اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع درجا

۸-۲-۱- اصول طراحی

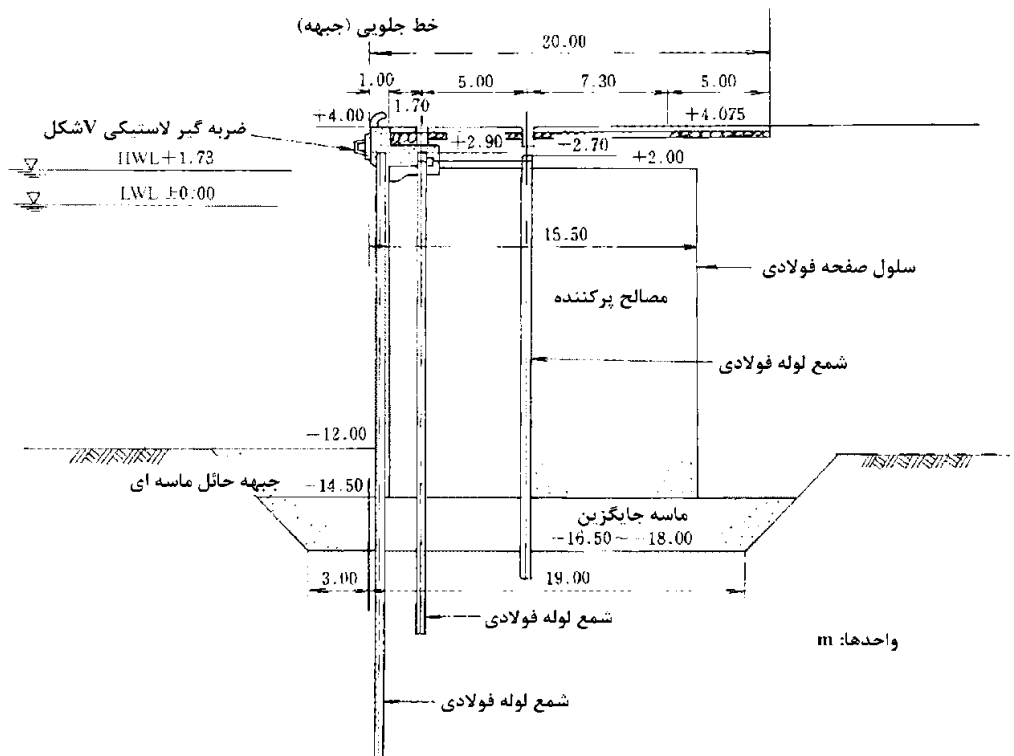
مطالب این بخش باید برای طراحی اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی فاقد مقطع مدفون استفاده شود.

نکات فنی

- ۱) طراحی اسکله دیواری سلولی فولادی نوع درجا معمولاً براساس مراحل نشان داده شده در شکل (۸-۵۰) صورت می‌گیرد.
- ۲) شکل (۸-۵۱) نمونه‌ای از اسکله دیواری سلولی فولادی نوع درجا را نشان می‌دهد.
- ۳) در حالت کلی، الف) کنترل تغییر شکل دیوار فقط برای طراحی در شرایط عادی لازم است و ب) کنترل پایداری دیوار در برابر واژگونی، فقط برای طراحی لرزه‌ای ضروری می‌باشد.
- ۴) برای مصالح پرکننده سلول و مصالح خاکریز پشتی آن باید از ماسه با کیفیت مناسب که خوب متراکم شده یا مصالحی که روانگرا نمی‌شود (مانند شن) استفاده شود تا از خطر وقوع روانگرایی هنگام وقوع زلزله جلوگیری به عمل آید.



شکل ۸-۵۰- مراحل طراحی اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع درجا



شکل ۸-۵۱- نمونه اسکله دیواری سلولی فولادی

۸-۲-۲- نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری فولادی

نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری سلولی فولادی باید مطابق بند (۲-۷) نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی، باشد.

۸-۲-۳- کنترل عرض دیوار در برابر تغییر شکل برشی

کنترل تغییرشکل برشی بدنه دیوار باید برای بارهای وارده در شرایط عادی، صورت گیرد. عرض معادل دیوار برای بدنه دیوار باید طبق بند (۲-۳-۷) عرض معادل دیوار، محاسبه شود و محاسبه لنگر تغییرشکل باید طبق بند (۳-۳-۷) محاسبه لنگر ایجاد تغییرشکل، انجام پذیرد. لنگر مقاوم باید به طور مناسبی با در نظر گرفتن خصوصیات سازه‌ای سلول و تغییرشکل دیوار محاسبه شود.

تفسیر

منظور از عبارت «لنگر تغییر شکل» در بند فوق، لنگر حاصل در تراز کف دریا در اثر نیروهای خارجی وارد بر بدنه دیوار در بالای کف دریا است که این نیروها شامل فشار خاک فعال و فشار آب باقی مانده می‌باشد.

نکات فنی

(۱) اصولاً ضریب اطمینان در برابر تغییر شکل برشی در شرایط عادی باید برابر با ۱/۲ یا بیشتر باشد (یعنی برای مناطقی که لرزه خیز نیست).

(۲) هنگامی که بدنه دیوار اجازه تغییر شکل نداشته باشد (یعنی هنگامی که جابه‌جایی افقی نوک سلول تقریباً کمتر از ۰/۵٪ از ارتفاع سلول است) لنگر مقاوم در برابر تغییرشکل با استفاده از روابط (۱-۸) و (۲-۸) محاسبه می‌شود.

$$M_{rd} = \frac{1}{6} \gamma_0 H_d^3 R_d \quad (1-8)$$

$$R_d = v_d^2 (3 - v_D \cos \phi) \sin \phi \quad (2-8)$$

که در آن:

M_{rd} : لنگر مقاوم در برابر تغییر شکل دیواره سلولی فولادی ($kN.m/m$)

H'_d : ارتفاع معادل دیوار که برای کنترل تغییر شکل سلول استفاده می‌شود (m).

R_D : ضریب مقاومت (در برابر) تغییر شکل

γ_0 : وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده سلول (kN/m^3)

v_d : نسبت عرض دیوار به ارتفاع دیوار معادل که در محاسبه لنگر مقاوم استفاده می‌شود، $v_d = B/H'_d$

B : عرض معادل دیوار (m)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی مصالح پرکننده سلول (درجه)

(۳) در محاسبه لنگر مقاوم، ارتفاع معادل دیوار، H'_d با استفاده از رابطه (۳-۸) محاسبه می‌شود. H'_d بخشی از ارتفاع است که بالاتر از کف دریا قرار گرفته باشد.

$$H'_d = \frac{1}{\gamma_0} \sum \gamma_i h_i \quad (۳-۸)$$

که در آن:

γ_i : وزن مخصوص i -امین لایه مصالح پرکننده سلول (kN/m^3)

h_i : ضخامت i -امین لایه (از کف دریا تا بالای دیوار) (m)

γ_0 : وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده سلول (kN/m^3) که معمولاً $\gamma_0 = 10 kN/m^3$ است.

در محاسبه ارتفاع معادل دیوار H'_d ممکن است همانطور که در بند (۷-۳-۴) محاسبه لنگر مقاوم، ذکر شد، از سربار صرف‌نظر شود.

(۴) اگر بتوان مصالح پرکننده سلول را یکنواخت در نظر گرفت، ارتفاع H_d دیوار ساحلی که بالای کف دریا قرار گرفته است را می‌توان به جای ارتفاع معادل دیوار H'_d در رابطه (۱-۸) استفاده نمود.

۸-۲-۴- کنترل پایداری کل بدنه دیوار

بررسی پایداری بدنه دیوار به‌عنوان یک جسم یکپارچه در برابر لغزش باید طبق بند (۴-۳-۲) بررسی لغزش دیوار، صورت گیرد. در محاسباتی که برای بررسی پایداری سلول فولادی در برابر واژگونی صورت می‌گیرد، باید پایداری سلول در برابر نیروهای خارجی وارد بر بخش بالاتر از کف دیوار بررسی شود که این نیروها شامل فشار خاک، فشار آب باقیمانده و نیروهای زلزله می‌شود.

نکات فنی

(۱) ضریب اطمینان در برابر واژگونی برای شرایط فوق‌العاده باید ۱/۱ یا بیشتر در نظر گرفته شود.

(۲) لنگر مقاوم سلول فولادی در برابر واژگونی، با استفاده از روابط (۸-۴) و (۸-۵) محاسبه می‌شود.

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \gamma_0 H'^3 R_t \quad (۴-۸)$$

$$R_t = v'^2 (3 - v' \cos \phi) \sin \phi + 3(\alpha^2 - \beta^2) + 6v\beta \quad (۵-۸)$$

که در آن:

M_{ro} : لنگر مقاوم سلول فولادی در برابر واژگونی ($kN.m/m$)

$$\alpha = K_a \tan \delta$$

$$\beta = K_a \tan \delta + \frac{v'}{2} (4 - v' \cos \phi) \tan \phi \tan \delta$$

$$v' = v - (\alpha + \beta)$$

H' : ارتفاع معادل سلول برای به‌دست آوردن لنگر مقاوم در برابر واژگونی (m)

R_t : ضریب مقاومت در برابر واژگونی

v : نسبت عرض دیوار به ارتفاع دیوار معادل برای سلول $v = B/H'$

B : عرض معادل سلول (m)

δ : زاویه اصطکاک دیوار با مصالح پرکننده سلول (درجه)، معمولاً از $\delta = 15^\circ$ استفاده می‌شود.

K_a : ضریب فشار محرک خاک برای مصالح پرکننده سلول

برای آشنایی با سایر پارامترها به توضیحات مربوط به روابط (۱-۸) و (۲-۸) مراجعه شود.

(۳) ارتفاع معادل دیوار H' که برای محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی استفاده می‌شود باید از رابطه (۶-۸) محاسبه گردد.

$$H' = \frac{1}{\gamma_0} \sum \gamma_i h_i \quad (۶-۸)$$

که در آن:

γ_i : وزن مخصوص i -امین لایه مصالح پرکننده سلول (kN/m^3)

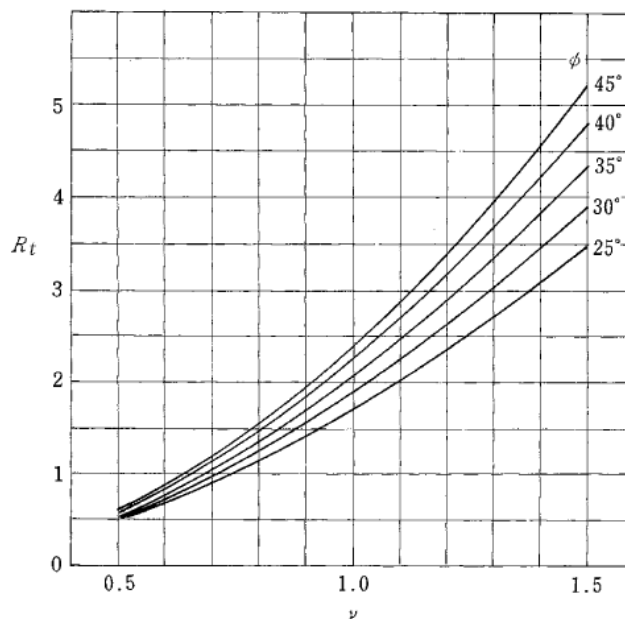
h_i : ضخامت i -امین لایه (از کف دریا تا بالای دیوار) (m)

(۴) از آنجا که رابطه محاسبه ضریب مقاومت در برابر واژگونی R_t پیچیده است، رابطه بین R_t و ϕ و ν در نمودار شکل (۸-۵۲) ارائه شده که در آن δ برابر با 15° درجه فرض شده است.

(۵) در حالت کلی، مصالح داخل سلول فولادی که به‌عنوان یک دیوار ساحلی به کار رفته است، یکنواخت نیست، زیرا بخش عمده چنین مصالحی پایین‌تر از سطح آب واقع شده است و بنابراین در معرض غوطه‌وری قرار دارد. در نتیجه ارتفاع معادل دیوار که در اینجا استفاده شده همان ارتفاعی است که در محاسبه لنگر مقاوم سلول سپری فولادی در برابر تغییر شکل به کار می‌رود.

اگر بتوان مصالح پرکننده سلول را یکنواخت در نظر گرفت، ارتفاع کل دیوار سلول H را می‌توان به جای ارتفاع معادل دیوار H' در رابطه (۶-۸) به کار برد. از شکل (۸-۵۲) نیز در این محاسبه می‌توان استفاده کرد.

(۶) لنگر واژگونی، لنگری است که در پائین سلول در اثر نیروهای خارجی وارد بر بخش بالاتر از کف آن به‌وجود می‌آید. ارتفاع معادل دیوار سلول H' که در محاسبه لنگر مقاوم استفاده شده است باید ارتفاعی بالای کف سلول باشد.



شکل ۸-۵۲، رابطه بین R_t ، ϕ و ν

۸-۲-۵- بررسی ظرفیت باربری زمین

حداکثر نیروی عکس‌العمل خاک زیرین که در پنجه جلویی سلول ایجاد می‌شود. باید با در نظر گرفتن اثر مصالح پرکننده سلول بر دیوار جلویی سلول، محاسبه شود.

نکات فنی

(۱) حداکثر نیروی عکس‌العمل خاک زیرین که در پنجه جلویی سلول ایجاد شده است باید توسط رابطه (۷-۸) کنترل شود.

$$V_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \phi \quad (7-8)$$

که در آن:

V_t : حداکثر نیروی عکس‌العمل ایجاد شده در پنجه جلویی سلول (kN/m)

γ : وزن مخصوص مصالح پرکننده سلول (kN/m^3)

H: ارتفاع کل دیوار سلول (m)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی مصالح پرکننده سلول (درجه)

رابطه (۷-۸) در واقع بیانگر وزن بخشی از مصالح پرکننده سلول است که بر دیوار جلویی سوار می‌باشد، البته با این فرض که حاصل ضرب ضریب فشار خاک مصالح پرکننده سلول و ضریب اصطکاک دیوار برابر با $\tan^2 \phi$ باشد. اگر مصالح پرکننده سلول یکنواخت نباشد، می‌توان محاسبه را با روشی مشابه آنچه برای محاسبه فشار خاک استفاده می‌شود، انجام داد.

(۲) ارتفاع دیوار H، معمولا باید معادل ارتفاعی در نظر گرفته شود که بالای کف دیوار است. اگر چه در حالتی که سازه مستقر روی سلول توسط شالوده‌ای از شمع‌ها نگه داشته شده است، این ارتفاع را می‌توان برابر ارتفاع از کف عرشه بالای کف دیوار در نظر گرفت.

(۳) رابطه (۷-۸) نیروی عکس‌العمل پنجه جلویی سلول را در حالتی که لنگر واژگونی تقریبا برابر با لنگر مقاوم در برابر واژگونی از رابطه (۴-۸) است نشان می‌دهد. بدون بروز واژگونی، نیروی عکس‌العمل کوچکتر از مقدار به دست آمده از رابطه ۷-۸ است. براساس یک مدل آزمایشگاهی، حداکثر نیروی عکس‌العمل پاشنه جلویی V_t تقریبا با لنگر واژگونی متناسب است و بنابراین نیروی عکس‌العمل در صورت عدم واژگونی باید با استفاده از رابطه (۸-۸) محاسبه شود.

$$V = V_t (M/M_{T0}) \quad (8-8)$$

که در آن:

V : نیروی عکس‌العمل پنجه جلویی سلول متناظر با لنگر واژگونی M (kN/m)

M: لنگر واژگونی (kN.m/m)

M_{T0} : لنگر مقاوم در برابر واژگونی (kN.m/m)

در نتیجه، در نظر گرفتن شعاع بزرگتر برای سلول با افزایش لنگر مقاوم M_{T0} و کاهش نیروی عکس‌العمل پنجه جلویی V باعث ایمنی بیشتر سلول در برابر واژگونی می‌شود.

(۴) بررسی ظرفیت باربری زمین باید براساس بخش ۵، فصل ۲، ظرفیت باربری پی‌های سطحی، محاسبه شود.

۸-۲-۶- بررسی پایداری شیب در برابر لغزش دایروی

بررسی پایداری دیوار در برابر لغزش دایروی باید طبق بند (۷-۸) بررسی پایداری شیب در برابر لغزش دایروی، انجام شود.

۸-۲-۷- تعیین ضخامت صفحه فولادی پوسته سلول

ضخامت صفحه فولادی پوسته سلول، باید به طور مناسب با محاسبه حداکثر کشش افقی وارد بر پوسته سلول تعیین شود.

نکات فنی

(۱) حداکثر کشش افقی وارد بر پوسته سلول باید با استفاده از رابطه (۸-۹) محاسبه شود.

$$T = [(\gamma_0 H'_d + q) \tan \phi + \gamma_w h_w] R \quad (8-9)$$

که در آن:

T: کشش افقی (kN/m)

R: شعاع سلول (m)

H'_d : ارتفاع معادل دیوار بالای سطح کف دریا (m) (براساس رابطه (۸-۳))

hw: اختلاف بین تراز آب در جلوی سلول و در داخل سلول (m)

γ_0 : وزن مخصوص معادل مصالح پرکننده سلول (kN/m³)

γ_w : وزن مخصوص آب دریا (kN/m³)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی مصالح پرکننده سلول (درجه)

q: سربار (kN/m³)

اگر مصالح پرکننده سلول یکنواخت باشد، H'_d ارتفاعی از سلول که بالای کف دریا است را می‌توان به جای ارتفاع H'_d استفاده نمود.

(۲) ضخامت صفحه سلول باید به اندازه‌ای باشد که تنش ناشی از کشش رابطه (۸-۹) برابر یا کمتر از تنش مجاز متناظر با بخش ۳، بند (۲-۳) تنش‌های مجاز، باشد. با در نظر گرفتن پدیده خوردگی و صلبیت پوسته سلول، حداقل ضخامت صفحه سلول باید ۶ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۸-۲-۸- جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها

جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها باید براساس بند (۷-۹) جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها، تعیین شود.

۸-۲-۹- طراحی تفصیلی (جزئیات)

طراحی جزئیات اسکله دیواری سلولی فولادی نوع درجا باید براساس بند (۷-۱۲) طراحی تفصیلی (جزئیات)، انجام شود.

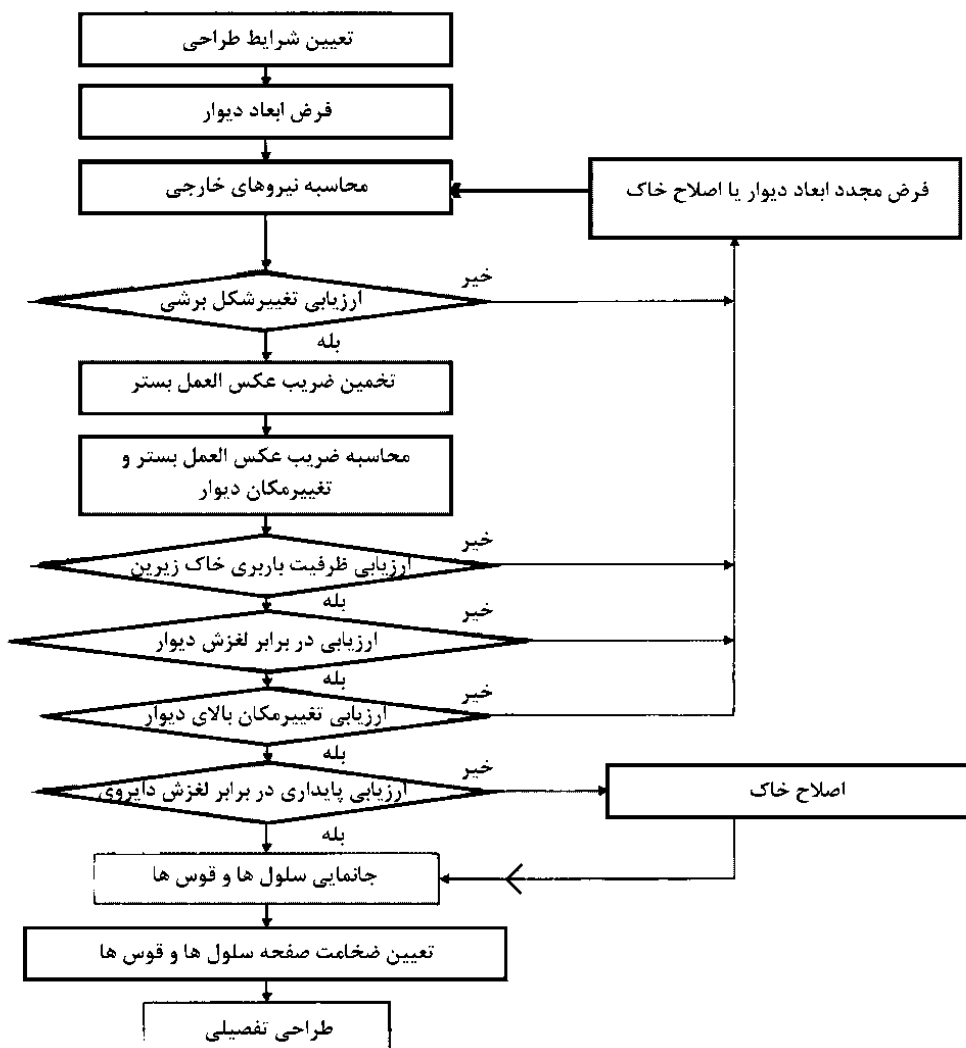
۸-۳- اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی نوع مدفون

۸-۳-۱- اصول طراحی

مطالب این بخش باید برای طراحی اسکله دیواری سلولی فولادی که دارای یک مقطع مدفون می‌باشد، استفاده شود.

نکات فنی

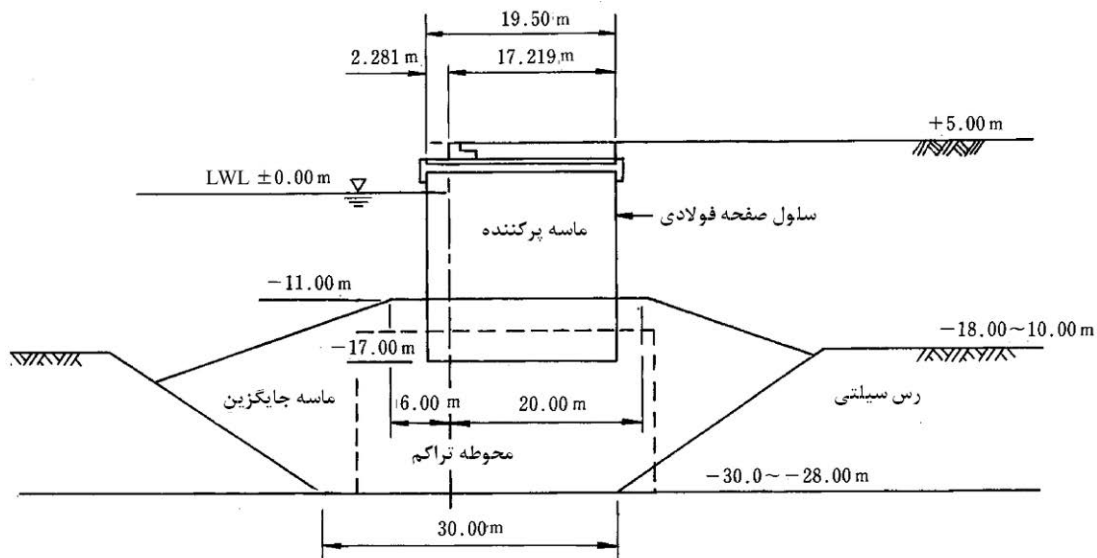
۱) طراحی اسکله دیواری سلولی فولادی نوع مدفون براساس مراحل نشان داده شده در شکل (۸-۵۳) صورت می‌گیرد.



شکل ۸-۵۳- مراحل طراحی اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی مدفون

۲) سازه سلولی فولادی نوع مدفون، سازه‌ای است که پایداری آن با دفن پوسته سلول صفحه فولادی در خاک ماسه‌ای زیرین، افزایش داده شده است. روش طراحی که در این بخش شرح داده می‌شود، بر مبنای نتایج مدل آزمایشگاهی پوسته سلول فولادی کوبیده شده در خاک ماسه‌ای می‌باشد و برای آن نوع از سازه‌های سلولی فولادی مدفون که عمق مدفون آنها حدود یک هشتم ارتفاع دیوار یا بیشتر باشد، قابل استفاده است. در مواردی که الف) خاک زیرین سخت بوده و ایجاد عمق مدفون به اندازه یک هشتم ارتفاع دیوار یا بیشتر امکان پذیر نباشد، ب) نسبت عرض دیوار معادل به ارتفاع دیوار، به‌طور قابل ملاحظه‌ای با نسبت متعارف برای سلول‌های معمولی که حدود ۰/۵ تا ۰/۲ است، اختلاف داشته باشد و یا پ) سازه در حال اجرا بر روی خاک رسی یا خاک بهسازی شده توسط شمع‌های تراکم ماسه و غیره می‌باشد، باید علاوه بر روش طراحی که اینجا شرح داده شده، کنترل‌های بیشتری نیز انجام گیرد، چرا که ممکن است این موارد مشکلات غیر قابل حلی را دربرداشته باشد.

۳) شکل (۸-۵۴) نمونه‌ای از یک اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی مدفون را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۵۴- نمونه‌ای از یک اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی مدفون

۸-۳-۲- نیروهای خارجی وارد بر سلول فولادی نوع مدفون

نیروهای خارجی وارد بر سلول‌های فولادی نوع مدفون، باید طبق بند (۷-۲) نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی، محاسبه شود.

۸-۳-۳- بررسی عرض دیوار در برابر تغییر شکل برشی

بررسی مقاومت بدنه دیوار در برابر تغییر شکل برشی باید طبق بند (۷-۳) بررسی عرض دیوار در برابر تغییر شکل برشی، انجام شود.

۸-۳-۴- بررسی پایداری کلی بدنه دیوار

بررسی پایداری سلول صفحه فولادی نوع مدفون به‌عنوان یک جسم یکپارچه، باید طبق بند (۴-۷) بررسی پایداری کلی بدنه دیوار، انجام گیرد.

۸-۳-۵- بررسی ظرفیت باربری زمین

بررسی ظرفیت باربری زمین، باید طبق بند (۵-۷) بررسی ظرفیت باربری زمین، انجام شود.

۸-۳-۶- بررسی لغزش دیوار

بررسی پایداری سلول در برابر لغزش، باید طبق بند (۲-۳-۴) بررسی لغزش دیوار، و (۶-۷) بررسی لغزش دیوار، انجام گیرد.

۸-۳-۷- بررسی تغییر مکان بالای دیوار

بررسی تغییر مکان افقی در بالای سلول باید طبق بند (۷-۷) بررسی تغییر مکان بالای دیوار، صورت گیرد.

۸-۳-۸- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی

بررسی پایداری سلول در برابر لغزش دایروی، باید طبق بند (۸-۷) بررسی پایداری شیب در برابر لغزش دایروی، انجام گیرد.

۸-۳-۹- جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها

جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها باید طبق بند (۹-۷) جانمایی سلول‌ها و قوس‌ها، تعیین گردد.

۸-۳-۱۰- تعیین ضخامت صفحه برای پوسته سلول و مقطع قوس

حداکثر تنش کششی افقی ایجاد شده در مقاطع پوسته سلول و قوس نباید بیشتر از تنش مجاز باشد.

نکات فنی

(۴) حداکثر تنش کششی افقی ایجاد شده در پوسته سلول و مقطع قوس با استفاده از رابطه (۸-۱۰) محاسبه می‌شود.

$$\sigma = T/t \quad (۸-۱۰)$$

که در آن:

σ : حداکثر تنش کششی افقی ایجاد شده در پوسته سلول و مقطع قوس (kN/mm^2)

t : ضخامت صفحه پوسته سلول و مقطع قوس (mm)

T : حداکثر کشش افقی وارد بر پوسته سلول یا مقطع قوس، تحت شرایط عادی (kN/mm^2)

پوسته سلول علاوه بر تنش کششی افقی ناشی از مصالح پرکننده سلول در معرض تنش قائم و تنش برشی نیز قرار دارد. اما براساس نتایج مدل آزمایشگاهی و اندازه‌گیری میدانی، در میان تنش‌های ایجاد شده در پوسته سلول، تنش کششی افقی غالب بوده و بنابراین، لازم است که بررسی مقاومت فقط در برابر کشش افقی انجام گیرد.

(۵) حداکثر کشش افقی وارد بر پوسته سلول و مقطع قوس باید طبق بند (۸-۲-۷) تعیین ضخامت صفحه فولادی پوسته سلول، محاسبه شود.

(۶) رابطه (۸-۱۱) به‌عنوان روشی برای تعیین ضخامت صفحه سلول در برابر تنش ایجاد شده در طول کوبیدن پوسته سلول، پیشنهاد شده و این رابطه براساس نتایج آزمایش کمانش سلول استوانه‌ای و اطلاعات مربوط به اجراهای قبلی، به‌دست آمده است.

$$t \geq 0.032(R\bar{N}D' / E)^{0.5} \quad (۸-۱۱)$$

که در آن:

t ضخامت صفحه پوسته سلول (mm)

E ضریب ارتجاعی مصالح فولادی (kN/mm^2)

R شعاع پوسته سلول (cm)

\bar{N} : مقدار میانگین N برای خاکی که پوسته سلول در آن کوبیده می‌شود

D' : عمق کوبش پوسته سلول (cm)

مطلوب خواهد بود که ضخامت صفحه بیشتر از حدود ۸ میلی‌متر در نظر گرفته شود، زیرا ۸ میلی‌متر حداقل ضخامت است که ایمنی آن براساس تجربیات اجرا در گذشته اثبات شده است.

۸-۳-۱۱- اتصالات و سخت‌کننده‌ها

اتصالات بین پوسته سلول و مقطع قوس باید از نظر سازه‌ای در برابر حداکثر کشش افقی وارد بر قوس، ایمن باشد. همچنین این اتصالات باید از نظر سازه‌ای در برابر تنش‌های ایجاد شده در طول ساخت، حمل‌ونقل و نصب ایمن باشد.

۸-۳-۱۲- طراحی تفصیلی (جزئیات)

جزئیات اسکله دیواری سلولی فولادی نوع مدفون باید طبق بند (۷-۱۲) طراحی تفصیلی (جزئیات)، طراحی شود.

فصل ۹

اسکله شمع و عرشه موازی

ساحل با شمع‌های قائم

۹-۱- اصول طراحی

- ۱) مطالب این فصل باید برای طراحی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم استفاده شود.
- ۲) اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم باید برای تامین عملکرد مناسب در برابر نیروهای ناشی از پهلوگیری و مهار کشتی، زلزله و غیره طراحی شود.

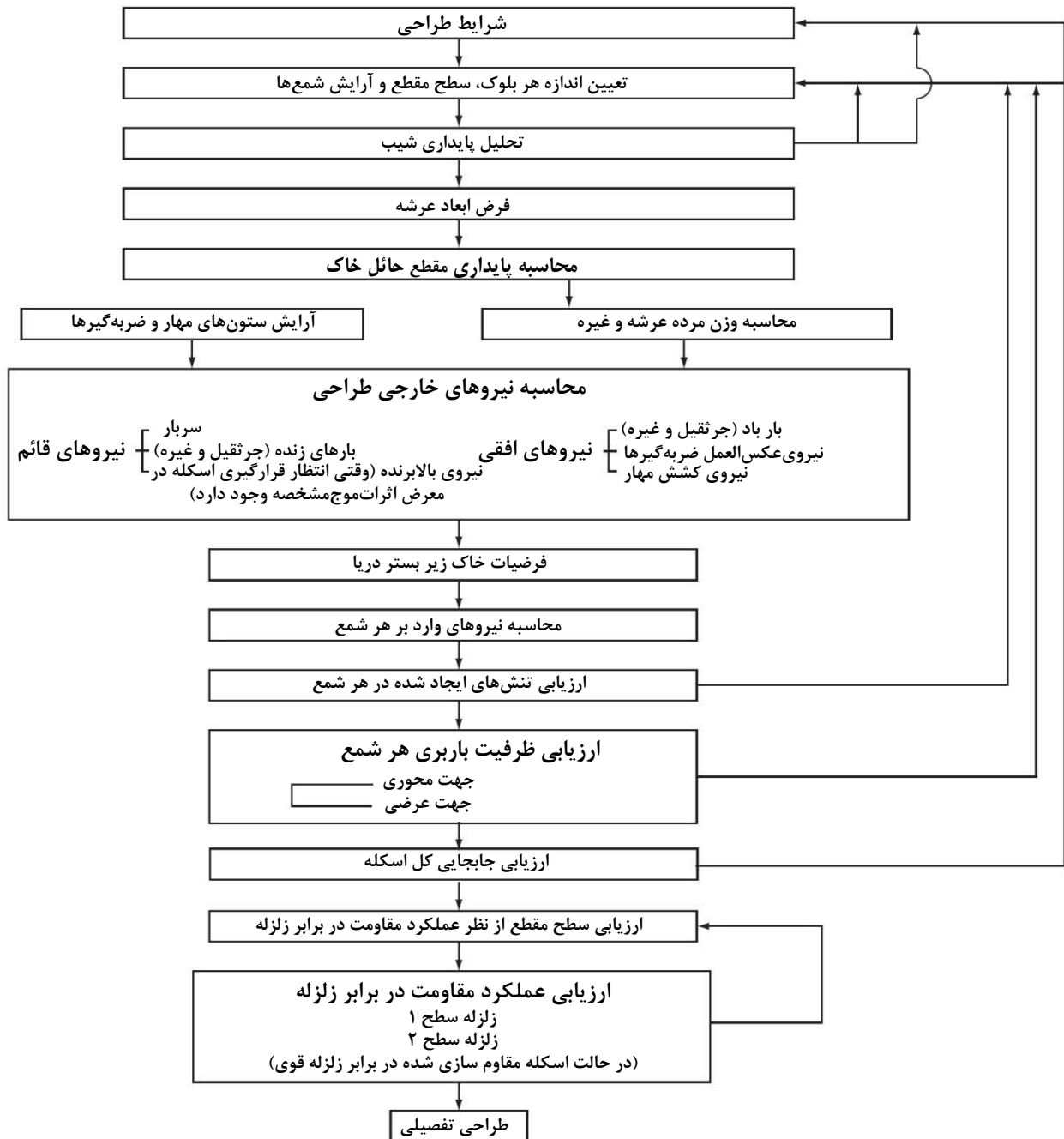
تفسیر

- ۱) مطالب این فصل اساساً برای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم یا شمع‌های فولادی شکل‌دار به کار می‌رود و همچنین قابل استفاده برای سازه مشابه با ویژگی‌های دینامیکی یکسان نیز می‌باشد.
- ۲) اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم باید براساس روش مشروح در این فصل طراحی شود. بررسی خصوصیات کلی مقاومت لرزه‌ای این سازه به استثنای مواردی که در این فصل شرح داده شده است، باید بر اساس بخش ۲، فصل ۱۲، زلزله و نیروهای لرزه‌ای، انجام شود.
- ۳) در طراحی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، لازم است که رفتار دینامیکی آن هنگام یک زلزله مورد ملاحظه قرار گیرد، چرا که در حالت کلی این سازه از دیگر انواع سازه از جمله نوع وزنی، انعطاف‌پذیرتر می‌باشد. بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله باید با در نظر گرفتن رفتار دینامیکی سازه بر اساس بند (۹-۶) بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله، انجام شود.

نکات فنی

- ۱) طراحی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم معمولاً باید طبق مراحل نشان داده شده در شکل (۸-۵۵) صورت گیرد.
- در طراحی کلی نشان داده شده در شکل مذکور، الف) در ابتدا یک سطح مقطع از اسکله شمع و عرشه موازی ساحل برای تحمل نیروهای غیرلرزه‌ای طراحی می‌شود، ب) سطح مقطع در برابر نیروی زلزله ارزیابی می‌شود، پ) اگر عملکرد مقاومت در برابر زلزله برای سطح مقطع رضایت‌بخش باشد، طراحی وارد مرحله جزئیات می‌شود و در غیر این صورت باید سطح مقطع اصلاح و مجدداً کنترل شود. به عبارت دیگر، در نخستین گام از مراحل طراحی، شمع‌های لوله‌ای فولادی برای نیروهای غیرلرزه‌ای و بر اساس روش تنش مجاز طراحی شده و در مرحله دوم از روش طراحی ظرفیت باربری نیروهای لرزه‌ای استفاده و در این مرحله فرض می‌شود تغییر شکل شمع‌های لوله‌ای فولادی در طول یک زلزله برای جذب انرژی لرزه‌ای، وارد مرحله پلاستیک می‌شود.
- ۲) اصولاً شرط عملکرد باید به این مفهوم باشد که، الف) تنش تولید شده در شمع لوله‌ای فولادی باید کمتر از تنش مجاز در برابر نیروهای غیرلرزه‌ای باشد و ب) اینکه نشست، سطح خرابی و غیره در محدوده مقادیر مجاز تعریف شده براساس اهمیت تاسیسات یا دیگر معیارهای مرتبط با نیروی زلزله، قابل قبول باشد. ظرفیت باربری شمع و پایداری کلی سازه را نیز می‌توان به‌عنوان معیار شرط عملکرد استفاده نمود.

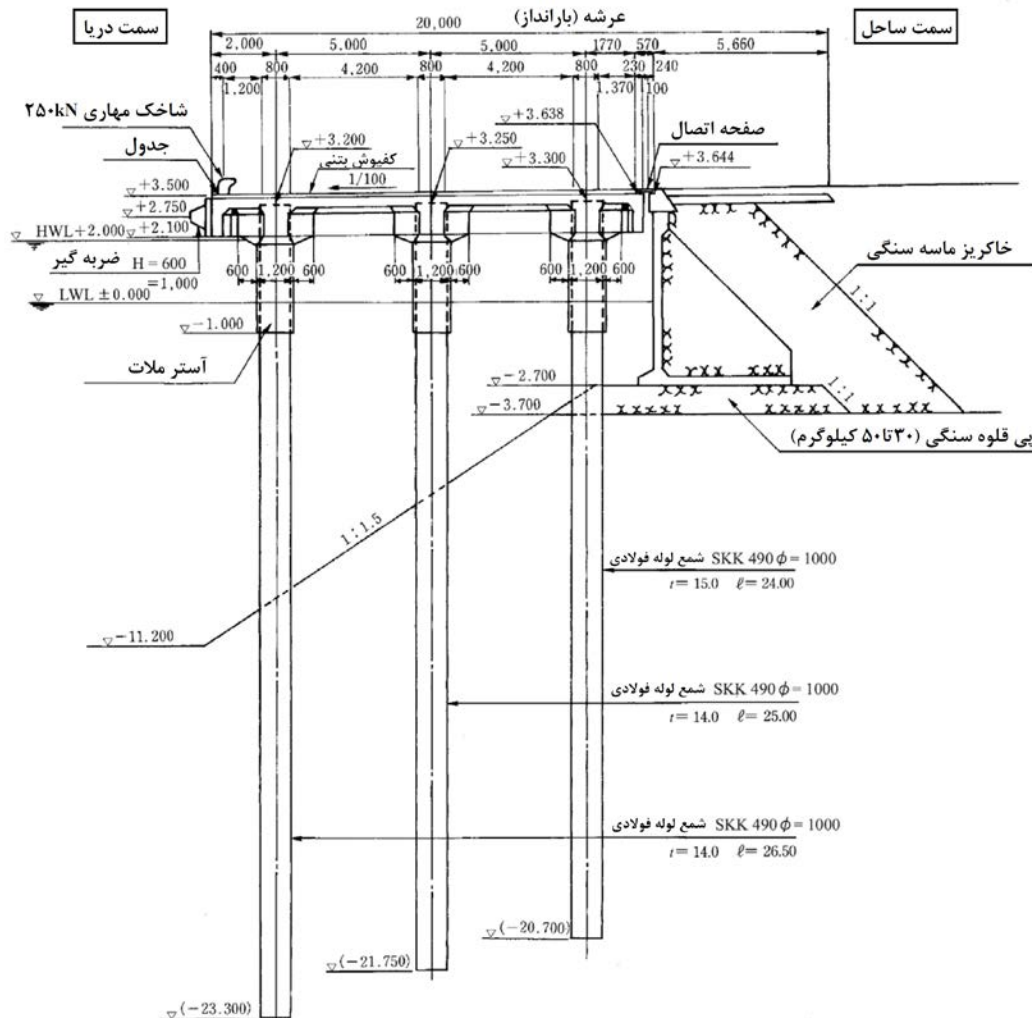
۳) شکل (۸-۵۶) نمونه‌ای از اسکله شم‌وعرشه موازی ساحل با شم‌های قائم را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل نشان داده شده است، یک اسکله شم‌وعرشه به‌طور کلی دارای یک مقطع با تکیه‌گاه‌های به‌صورت شم و یک مقطع حائل خاک می‌باشد.



شکل ۸-۵۵- مراحل کلی طراحی اسکله شم‌وعرشه موازی ساحل با شم‌های قائم

۴) اگر قرار باشد این نوع اسکله روی زمینی ساخته شود که انتظار می‌رود تحکیم و تراکم خاک در آن اتفاق بیفتد، بهتر است که مقطع حائل خاک از مقطع تکیه‌گاه شمعی جدا شود، چرا که معمولاً مقطع حائل خاک بیش از مقطع با تکیه‌گاه شمعی نشست می‌کند. توصیه می‌شود در طراحی و یا مراحل اجرایی کار، ملاحظات محتاطانه‌ای در نظر گرفته شود، چرا

که ممکن است نشست ناشی از لایروبی یا حرکت جانبی خاک زیرین در کل یا بخشی از مقطع تکیه‌گاه شمعی به علت نشست مقطع خاکریز یا حائل خاک اتفاق بیافتد، حتی اگر مقطع تکیه‌گاه شمعی از مقطع خاکریز جدا شده باشد.



شکل ۸-۵۶- نمونه‌ای از اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم

(۵) در زلزله‌ها، مقاطع تکیه‌گاه شمعی به علت روانگرایی پی خود و یا زمین مجاور پوشش حفاظتی حائل خاک، خسارت دیده‌اند. آسیب کلی عبارت از الف) کمانش شمع‌های لوله‌ای فولادی واقع در نزدیکی مرزهای میان لایه‌های مختلف خاک به علت روانگرایی زمین و ب) کمانش نوک شمع لوله‌ای فولادی و یا ترک خوردگی سر شمع، در اثر نیروهای ایجاد شده در هنگام حرکت سنگ چین پوششی به سمت دریا، بوده است. از آنجا که هنوز روشی برای چگونگی لحاظ این پدیده‌ها در طراحی ارائه نشده است، در بند ۴ تفسیر این قسمت چنین ذکر شده که باید تمهیدات کافی برای پیشگیری از وقوع چنین پدیده‌هایی در نظر گرفته شود.

با وجود اینکه جلوگیری کامل از بروز تغییر شکل زمین در حین وقوع زلزله دشوار است، اما مطلوب خواهد بود که تغییر شکل مورد انتظار زمین و تاثیر این تغییر شکل بر تاسیسات از قبل و از طریق تحلیل عددی یا روش مناسب دیگری برای تاسیسات مهم بررسی شود.

۶) اگر قرار باشد تجهیزات جابجایی بار مانند جرثقیل کانتینری بر روی یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم نصب شود، بهتر است که این وسایل به‌گونه‌ای نصب شود که همه پایه‌های آن یا فقط روی مقطع تکیه‌گاه شمعی یا فقط روی مقطع حائل خاک واقع شوند. برای مثال، اگر یکی از پایه‌های این تجهیزات روی مقطع تکیه‌گاه شمعی و پایه دیگر بر روی مقطع حائل خاک قرار گیرد، تجهیزات مورد نظر به علت تفاوت خصوصیات واکنش دو مقطع، تحت تاثیرات نامطلوبی مانند نشست ناهمگن و حرکات لرزه‌ای غیر هم‌فاز قرار خواهد گرفت. اگر استقرار یک پایه از تجهیزات حمل بار بر روی مقطع تکیه‌گاه شمعی و قرار دادن پایه دیگر بر مقطع حائل خاک، اجتناب ناپذیر باشد، توصیه می‌شود که تدابیر لازم در پی‌سازی (از جمله طراحی پی شمعی) برای جلوگیری از نشست ناهمگن در اثر نشست پایه‌های سمت ساحل تجهیزات حمل بار اندیشیده شود. در این حالت، معمولاً پایه ثابت تجهیزات حمل بار (مانند جرثقیل متحرک) بر روی مقطع تکیه‌گاه شمعی قرار داده نمی‌شود.

۷) اگر قرار باشد تجهیزات جابجایی بار مانند جرثقیل کانتینری بر روی یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم نصب شود، توصیه می‌گردد که تحلیل پاسخ لرزه‌ای با در نظر گرفتن ارتعاش ترکیب تجهیزات حمل بار با مقطع تکیه‌گاه شمعی انجام شود، زیرا خصوصیات لرزه‌ای مقطع تکیه‌گاه شمعی در حین یک زلزله ممکن است متناسب با نسبت جرم و نسبت پرید طبیعی بین تجهیزات جابجایی بار و مقطع تکیه‌گاه شمعی، به‌طور قابل توجهی تغییر کند. برای جزئیات بیشتر به بخش ۹، بند (۲-۴) تاسیسات جابجایی، کالا مراجعه شود.

۸) توصیه می‌شود که محاسبه لنگر خمشی شمع‌ها در هر دو جهت موازی و عمود بر محور طولی اسکله انجام شود.

۹) چنانچه ارزیابی تاثیر چرخش بلوک عرشه در محاسبه نیروهای وارد بر شمع ضروری باشد، باید این موضوع در محاسبات طراحی لحاظ گردد.

۱۰) در مناطقی که برخورد موج شدید انتظار رود، توصیه می‌شود که ویژگی‌های مقاومتی زیر در برابر نیروهای بالابرنده وارد بر عرشه و پل دسترسی بررسی شود:

الف) پایداری پل دسترسی در برابر نیروی بالابرنده و مقاومت کششی شمع

ب) مقاومت اعضای عرشه و پل دسترسی در برابر نیروی بالابرنده

برای ملاحظه جزئیات درباره نیروی بالابرنده ناشی از امواج به بخش ۲، بند (۵-۵-۱) نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی نزدیک تراز آب ساکن، مراجعه شود.

۹-۲- جانمایی و ابعاد

۹-۲-۱- اندازه بلوک عرشه و جانمایی شمع‌ها

اندازه بلوک عرشه و فواصل بین شمع‌ها و ردیف شمع‌ها، باید با توجه به موارد زیر تعیین شود:

۱) عرض محوطه بارگیری

۲) موقعیت انبارهای اسکله

۳) زمین بستر دریا (مخصوصاً پایداری شیروانی)

- ۴) سنگ‌چین‌های موجود (پوشش حفاظتی)
- ۵) موارد مربوط به عملیات اجرایی مانند ظرفیت بتن‌ریزی
- ۶) بارهای استاتیکی و بارهای زنده (مخصوصاً اندازه جرثقیل)

۹-۲-۲- ابعاد عرشه

ابعاد عرشه مستقر بر مقطع تکیه‌گاه شمعی باید با ملاحظه موارد زیر تعیین شود.

- ۱) فواصل بین شمع‌ها و ردیف شمع‌ها و شکل و ابعاد شمع‌ها
- ۲) بارهای استاتیکی و بارهای زنده
- ۳) تراز جزرومد
- ۴) سهولت عملیات قالب‌بندی
- ۵) شرایط زمین
- ۶) چیدمان مهاربندها
- ۷) چیدمان، شکل و ابعاد ضربه‌گیرها (فندرها)

۹-۲-۳- چیدمان ضربه‌گیرها و مهاربندها

ضربه‌گیرها و مهاربندها باید طوری چیده شوند که اعمال نیروهای خارجی با خروج از مرکز، به یک بلوک منفرد عرشه تا حد امکان حداقل باشد.

۹-۳-۳- نیروهای خارجی اعمال شده بر اسکله شمع و عرشه موازی ساحل

۹-۳-۱- نیروهای خارجی طراحی

- ۱) نیروهای خارجی اصلی وارد بر مقطع تکیه‌گاه شمعی مربوط به یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل به شرح ارائه شده در جدول (۸-۵) می‌باشد.
- ۲) نیروهای زلزله وارد بر عرشه، بارهای استاتیکی و بارهای زنده، باید در بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله مقطع تکیه‌گاه شمعی لحاظ شوند.
- ۳) نیروهای خارجی وارد بر مقطع حائل خاک باید بر اساس نوع ساختار خود و با در نظر گرفتن نیروهای مرتبط که در فصل‌های این قسمت شرح داده شده است تعیین و سپس نیروی عکس‌العمل پل دسترسی به آنها افزوده شود.
- ۴) نیروهای زلزله وارد بر عرشه، بارهای استاتیکی و بارهای زنده، باید در بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله مقطع تکیه‌گاه شمعی لحاظ شوند.

۵) نیروهای خارجی وارد بر مقطع حائل خاک باید بر اساس نوع ساختار خود و با در نظر گرفتن نیروهای مرتبط که در فصل‌های این قسمت شرح داده شده است تعیین و سپس نیروی عکس‌العمل پل دسترسی به آنها افزوده شود.

جدول ۸-۵- نیروهای خارجی طراحی

نیروهای قائم	نیروهای افقی
وزن مرده عرشه	نیروهای زلزله وارد بر عرشه
بارهای استاتیکی	نیروهای زلزله وارد بر بارهای استاتیکی
بارهای زنده	نیروهای زلزله وارد بر بارهای زنده
بار قطار	نیروی باد وارد بر بارهای زنده
بار خودرو	نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر
بار تجهیزات حمل بار	نیروی کششی مهار شناور
بار زنده پیاده رو	
نیروی کششی مهار شناور	
نیروی بالابرنده	

نکات فنی

- ۱) از بین نیروهای خارجی که در جدول (۵-۸) ارائه شده است، معمولاً نیروی زلزله، بار باد و نیروی کششی مهار شناور باید به‌عنوان نیروهای تحت شرایط فوق‌العاده در نظر گرفته شود.
- ۲) معمولاً وزن مرده عرشه و نیروهای زلزله وارد بر عرشه که در جدول (۵-۸) ارائه شده است، به ترتیب وزن مرده شمع‌ها و نیروهای لرزه‌ای وارد بر شمع‌ها را نیز شامل می‌شود.
- ۳) بارهای استاتیکی باید طبق بخش ۲، بند (۳-۱۵) بار ایستا، تعیین شود. معمولاً نیروهای لرزه‌ای ناشی از بارهای استاتیکی، وارد بر سطح بالایی دال عرشه در نظر گرفته می‌شوند. اما اگر مرکز ثقل بارهای استاتیکی در یک تراز نسبتاً بالا واقع شده باشد، این نکته مهم است که ارتفاع مرکز ثقل به‌عنوان نقطه اعمال نیروی افقی در نظر گرفته شود.
- ۴) بارهای زنده را باید طبق بخش ۲، بند (۴-۱۵) بار زنده تعیین نمود. نیروی لرزه‌ای ناشی از جرتقیل ریلی باید از ضرب وزن مرده آن در ضریب لرزه‌ای محاسبه شود و می‌توان این نیرو را از چرخ‌ها به مقطع تکیه‌گاه شمعی، قابل انتقال در نظر گرفت (به بند (۱-۹) اصول طراحی، نکات فنی بند ۷ مراجعه شود). بار باد وارد بر جرتقیل و غیره باید طبق بخش ۲، بند (۳-۳) فشار باد، محاسبه شود.
- ۵) نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر معمولاً باید طبق بند (۴-۱۹) سیستم ضربه‌گیر، با استفاده از نیروهای خارجی به‌دست آمده بر اساس بخش ۲، بند (۲-۲-۲) پهلوگیری، و بخش ۲، بند (۳-۲-۲) شناورهای مهارشده، محاسبه شود و بسته به سرعت نزدیک شدن کشتی، باید نیروی عکس‌العمل را به‌عنوان یک بار تحت شرایط عادی یا فوق‌العاده در نظر گرفت. اگر سرعت نزدیک شدن یک شناور حمل کالای معمولی تقریباً 10 cm/s یا بیشتر فرض شود، می‌توان نیروی عکس‌العمل را به‌عنوان یک بار تحت شرایط فوق‌العاده در نظر گرفت. در سرعت‌هایی که کشتی‌ها اغلب پهلوگیری می‌کنند، توصیه می‌شود که نیروی عکس‌العمل به‌عنوان یک بار تحت شرایط عادی در نظر گرفته شود.

نیروی ضربه‌ای ناشی از حرکات نوسانی شناور در حال پهلوگیری باید بسته به شرایط آب‌وهوایی و دریایی محل، به‌عنوان یک بار تحت شرایط عادی یا فوق‌العاده در نظر گرفته شود. برای پهلوگیری معمولی، هنگامی که یک شناور در شرایط غیرعادی مانند طوفان پهلوگیری کرده است، این نیرو را می‌توان به‌عنوان یک بار تحت شرایط فوق‌العاده در نظر گرفت.

(۶) نیروی کششی مهار شناور باید بر اساس بخش ۲، بند (۲-۲-۴) نیروی کششی مهار و وارد بر ستون‌های مهار و مهاربندها، محاسبه شود. در بسیاری از موارد یک مهاربند بر روی یک بلوک عرشه نصب می‌شود.

۹-۳-۲- محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر

محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر باید بر اساس بخش ۲، بند (۲-۲) نیروهای خارجی ایجاد شده توسط شناورها، انجام شود.

نکات فنی

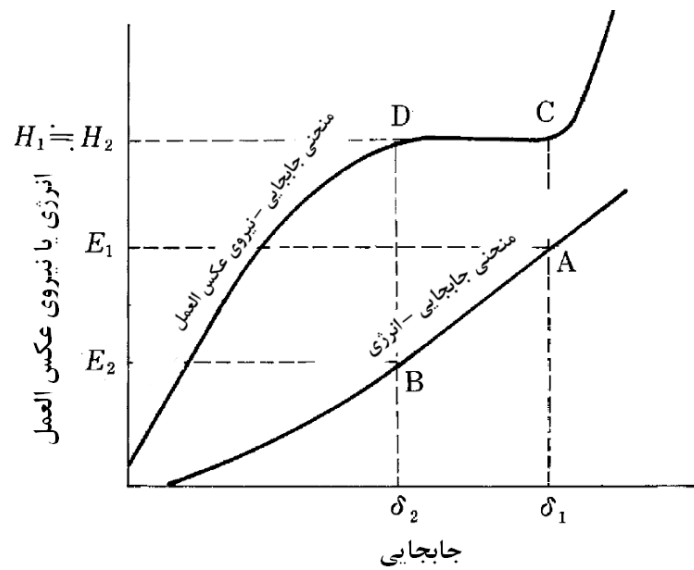
(۱) هنگامی که ضربه‌گیر لاستیکی به‌عنوان میراگر بر روی یک اسکله بزرگ عادی با بلوک‌های عرشه به طول ۲۰ تا ۳۰ متر نصب شده باشد، معمولاً دو ضربه‌گیر لاستیکی روی یک بلوک در نظر گرفته می‌شود و در بسیاری از موارد فواصل ضربه‌گیرها ۸ تا ۱۳ متر می‌باشد. در یک بررسی، رفتار پهلوگیری شناور در اندازه‌های مختلف با نصب ضربه‌گیرهای لاستیکی با طول ۱/۵ متر بر روی یک اسکله بزرگ عادی موازی ساحل مورد ارزیابی قرار گرفت و نشان داده شد که بهتر است محاسبه نیروی پهلوگیری بر اساس این فرض انجام گیرد که انرژی پهلوگیری شناور توسط یک ضربه‌گیر جذب می‌شود و بنابراین نیروی عکس‌العمل را هنگامی که از ضربه‌گیر لاستیکی به‌عنوان میراگر استفاده می‌شود می‌توان اصولاً بر اساس این فرض محاسبه نمود که انرژی پهلوگیری توسط یک ضربه‌گیر جذب می‌شود. با این حال، اگر ضربه‌گیرها به‌طور پیوسته در طول خط وجه اسکله قرار داده شده باشند، این موضوع قابل اعمال نیست.

(۲) انرژی پهلوگیری با جابجایی مقطع تکیه‌گاه شمعی نیز جذب می‌شود. اما معمولاً این انرژی در نظر گرفته نمی‌شود، چرا که در بسیاری از موارد انرژی جذب شده توسط مقطع تکیه‌گاه شمعی کمتر از ۱۰٪ از کل انرژی پهلوگیری می‌باشد.

(۳) شکل (۸-۵۷) نمونه‌ای از دو منحنی جابجایی-انرژی و منحنی جابجایی-نیروی عکس‌العمل، مربوط به یک ضربه‌گیر لاستیکی را نشان می‌دهد. اگر یک ضربه‌گیر، انرژی پهلوگیری E_1 را جذب کند، تغییر شکل مربوطه δ_1 برای ضربه‌گیر حاصل می‌شود. سپس با استفاده از منحنی دیگر، نیروی عکس‌العمل متناظر وارد بر اسکله برابر H_1 به‌دست می‌آید ($\delta_1 \rightarrow C \rightarrow H_1$). اما اگر ضربه‌گیرها خیلی نزدیک به یکدیگر قرار گرفته باشد و انرژی پهلوگیری توسط دو ضربه‌گیر

جذب شود، در نتیجه انرژی پهلوگیری که بر یک ضربه‌گیر وارد می‌شود برابر $E_2 = \frac{E_1}{2}$ است که تغییر شکل متناظر δ_2

را برای ضربه‌گیر سبب می‌شود. همانطور که در شکل قابل مشاهده است ($\delta_2 \rightarrow C \rightarrow H_2$) نیروی عکس‌العمل وارد بر اسکله به خاطر ویژگی‌های ضربه‌گیر لاستیکی اکثراً مشابه نیرویی است که در حالت ضربه‌گیر واحد تولید می‌شود. بنابراین نیروی عکس‌العمل افقی وارد بر اسکله برابر $2H_2 = 2H_1$ خواهد شد، به این معنا که نیروی افقی مورد استفاده در طراحی دو برابر خواهد شد. بنابراین هنگام استفاده از ضربه‌گیرهایی که چنین ویژگی‌هایی دارند، مطلوب خواهد بود که برای این رفتار نیروی عکس‌العمل در طراحی و جانمایی ضربه‌گیرها ملاحظات دقیقی صورت گیرد.



شکل ۸-۵۷- منحنی خصوصیات ضربه‌گیر لاستیکی

۹-۴- فرضیات مربوط به خاک بستر دریا

۹-۴-۱- تعیین زاویه شیب شیروانی

اگر قرار باشد یک سازه حائل خاک در پشت یک شیروانی در زیر عرشه اسکله شمع و عرشه موازی ساحل ساخته شود، سازه باید با ملاحظه پایداری شیروانی احداث شود.

نکات فنی

برای خاک نرم توصیه می‌شود که پایداری شیروانی در برابر یک لغزش دایروی نیز بررسی شود. البته یک شیروانی در زیر عرشه اسکله شمع و عرشه، به ندرت شامل یک لایه رس نرم شده و معمولاً از لایه‌های خاک ماسه‌ای یا قلوه‌سنگ تشکیل می‌شود. هنگامی که قرار باشد یک سازه حائل خاک در مجاورت یک شیروانی ساخته شود، مطلوب خواهد بود که در ناحیه‌ای پشت یک شیروانی فرضی با کشیدن یک خط راست از پایین شیب شیروانی با زاویه α نسبت به خط افق که مقدار آن با رابطه (۹-۱) ارائه می‌شود، قرار داده شود (شکل (۸-۵۸)).

$$\alpha = \phi - \varepsilon \tag{۹-۱}$$

که در آن:

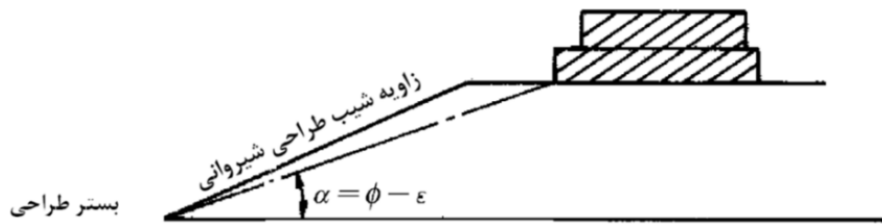
α : زاویه شیروانی فرضی نسبت به خط افق (درجه)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی مصالح اصلی شیروانی موجود (درجه)

$$\varepsilon: k'_h \tan^{-1}$$

k'_h : ضریب لرزه‌های افقی در آب

رابطه (۹-۱) برای شیروانی سنگ بستر یا کلوخه سخت قابل اعمال نمی‌باشد.



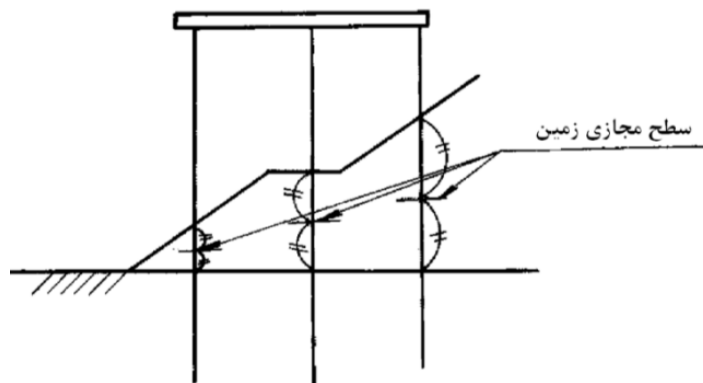
شکل ۸-۵۸- موقعیت سازه حائل خاک پشت شیروانی

۹-۴-۲- سطح مجازی زمین

در محاسبه مقاومت جانبی و ظرفیت باربری شمع، باید یک سطح مجازی زمین در تراز مناسبی فرض شود.

نکات فنی

اگر شیب شیروانی به‌طور قابل ملاحظه‌ای تند باشد، سطح مجازی زمین مورد استفاده برای هر شمع در محاسبه مقاومت جانبی یا ظرفیت باربری را می‌توان در تراز مربوط به نصف فاصله قائم بین سطح شیروانی در محل محور شمع و کف دریا در جلوی شیروانی در نظر گرفت (شکل (۸-۵۹)).



شکل ۸-۵۹- سطح مجازی زمین

۹-۵- طراحی شمع

۹-۵-۱- کلیات

برای محاسبه مقاومت جانبی، لنگر خمشی و نیروی محوری شمع‌ها و لنگر خمشی و نیروی برشی عرشه باید از یک روش مناسب که بر اساس ویژگی‌های سازه‌ای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم انتخاب شده، استفاده شود.

تفسیر

(۱) شمع‌های استفاده شده برای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم معمولاً به شکل گروه شمع چیده می‌شود و اتصال بین شمع‌ها و سر شمع‌ها اغلب به شکل اتصال صلب است. در چنین حالتی، تحلیل سازه‌ای مقطع تکیه‌گاه شمعی را

می‌توان با جایگزین کردن این مقطع با یک قاب صلب یا یک سازه قاب (که در آن زمین به صورت یک فنر الاستیک در نظر گرفته می‌شود) و با این فرض که هر شمع تا عمق مناسبی مدفون شده است، انجام داد.

(۲) برای تحلیل یک شمع تک تحت نیروهای جانبی، روش PHRI یا روش Chang قابل استفاده است. بر اساس بخش ۵، بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی، توصیه می‌شود که از روش اول استفاده شود. اما برای رفتار شمع با انتهای آزاد (مانند شمعی که برای سازه اسکله استفاده می‌شود) تحت عملکرد بارهای طراحی، از روش نقطه گیرداری مجازی بر اساس روش Chang می‌توان استفاده کرد، زیرا تقریباً تفاوتی بین نتایج به دست آمده از روش PHRI و روش Chang وجود ندارد.

۹-۵-۲- ضریب عکس‌العمل افقی خاک

در محاسبه مقاومت جانبی شمع‌ها مطلوب خواهد بود که ضریب عکس‌العمل افقی خاک برای خاک اطراف شمع از طریق آزمایش بارگذاری جانبی شمع‌ها در محل، به دست آورده شود. اگر هیچ آزمایشی انجام نشده باشد، می‌توان این ضریب را از روش‌های تحلیلی تخمین زد.

تفسیر

تعدادی داده اندازه‌گیری شده برای تعیین ضریب عکس‌العمل افقی خاک از طریق انجام آزمایش‌هایی به صورت اعمال بار جانبی به شمع تا رسیدن به نزدیکی نقطه تسلیم خود (همانند مورد شمع اسکله شمع وعرشه) موجود است. هرچند که برخی از این داده‌ها به مقدار N نسبت داده شده است، اما ضریب عکس‌العمل افقی خاک را نمی‌توان با استفاده از مقدار N به طور دقیق تخمین زد و بنابراین مطلوب خواهد بود که این ضریب با استفاده از آزمایش بارگذاری جانبی در محل تخمین زده شود (به بخش ۵، بند (۴-۳-۳) برآورد رفتار شمع با استفاده از آزمایش بارگذاری مراجعه شود).

نکات فنی

اگر آزمایش بارگذاری جانبی شمع انجام نشده باشد، ضریب عکس‌العمل افقی خاک را می‌توان با روش ارائه شده در بخش ۵، بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی، برآورد نمود. هنگامی که از روش Chang استفاده می‌شود، رابطه (۲-۹) را می‌توان به کار برد. اما برخی از داده‌های اندازه‌گیری در محل نشان می‌دهد که مقدار ضریب عکس‌العمل افقی برای قله سنگ‌ها کمتر از مقداری است که از رابطه (۲-۹) با روش Chang به دست می‌آید. بنابراین در این موارد لازم است بررسی و قضاوت دقیقی صورت گیرد.

$$k_h = 1.5N \quad (۲-۹)$$

که در آن:

k_h : ضریب عکس‌العمل افقی خاک (N/cm^3)

N : مقدار N میانگین زمین تا عمق حدود $1/\beta$

β : به بند (۹-۵-۳) نقطه گیرداری مجازی مراجعه شود.

۹-۵-۳- نقطه گیرداری مجازی

در هنگام تحلیل اسکله شمع و عرشه به‌عنوان یک سازه قاب صلب با فرض یک نقطه گیرداری واقع در زیر کف دریا، نقاط گیرداری مجازی شمع‌ها را باید به‌طور مناسبی تعریف نمود.

نکات فنی

هنگام انجام محاسبات یک قاب صلب برای یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، می‌توان نقاط گیرداری مجازی شمع‌ها را واقع در عمق I/β در زیر سطح مجازی زمین در نظر گرفت. مقدار β از رابطه (۳-۹) محاسبه می‌شود.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (cm^{-1}) \quad (3-9)$$

که در آن:

k_h : ضریب عکس‌العمل افقی خاک (N/cm^3)

D : قطر یا عرض شمع (cm)

EI : سختی خمشی شمع ($N.cm^2$)

۹-۵-۴- نیروهای عضو وارد بر شمع‌های منفرد

محاسبه مواردی مانند نیروهای افقی وارد بر سر شمع‌های منفرد، فاصله شمع‌ها، جابجایی کل اسکله و شمع‌های منفرد، لنگر سر شمع برای شمع‌های منفرد و نیروهای محوری شمع‌های منفرد باید با در نظر گرفتن چرخش هر بلوک از مقطع تکیه‌گاه شمعی و سایر عوامل موثر، به‌طور مناسبی صورت گیرد.

نکات فنی

(۱) نیروی افقی وارد بر سر شمع‌های منفرد را می‌توان با استفاده از روابط زیر محاسبه نمود:

(الف) اگر لازم نباشد چرخش بلوک عرشه در نظر گرفته شود:

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H \quad (4-9)$$

(ب) اگر لازم باشد چرخش بلوک عرشه در نظر گرفته شود:

اگر محور تقارن بلوک عرشه بر محور طولی اسکله عمود بوده و راستای اعمال نیروی افقی با محور تقارن موازی باشد، نیروی افقی را می‌توان با استفاده از رابطه (۵-۹) محاسبه نمود:

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H + \frac{K_{Hi} x_i}{\sum_i K_{Hi} x_i^2} eH \quad (5-9)$$

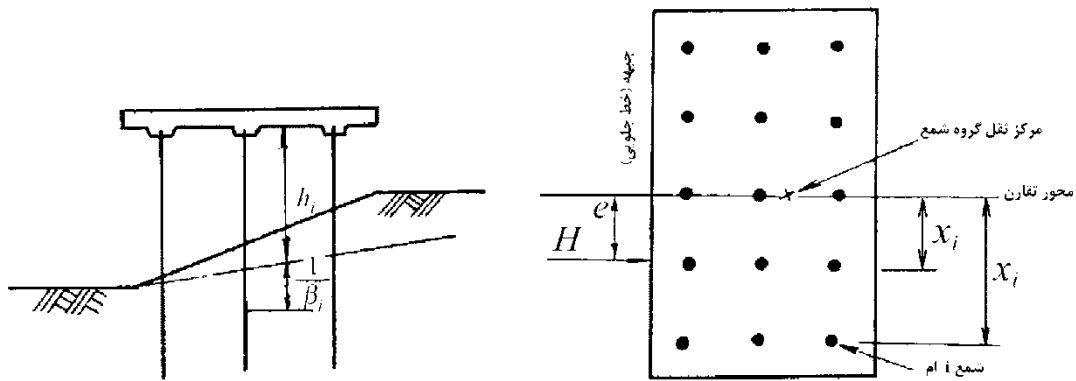
که در آن:

H_i : نیروی افقی وارد بر شمع i -ام (kN)

$$K_{Hi} = 12EI_i / \left(h_i + \frac{1}{\beta_i} \right)^3$$

\$KH_i\$: ثابت فنر افقی شمع \$i\$-ام (\$kN/m\$):

- \$h_i\$ فاصله قائم بین سر شمع \$i\$-ام و سطح مجازی زمین (\$m\$)
- \$\beta_i\$: به بند (۳-۵-۹) نقطه گیرداری مجازی، مراجعه شود (\$m^{-1}\$)
- \$EI_i\$ سختی خمشی شمع \$i\$-ام (\$kN.m^2\$)
- \$H\$ نیروی افقی وارد بر بلوک (\$kN\$)
- \$e\$ فاصله بین محور تقارن بلوک و خط اعمال نیروی افقی (\$m\$)
- \$x_i\$ فاصله بین محور تقارن بلوک و شمع \$i\$-ام (\$m\$) (شکل ۸-۶۰)



شکل ۸-۶۰- فاصله بین مرکز ثقل گروه شمع و شمع‌های منفرد

۲) تغییر مکان‌های کل اسکله و شمع‌های منفرد را می‌توان با استفاده از روابط (۶-۹) تا (۸-۹) محاسبه نمود. توضیح متغیرها مشابه موارد ارائه شده در بند قبل می‌باشد.

الف) تغییر مکان افقی مقطع تکیه‌گاه شمعی \$\delta\$ (\$m\$)

$$\delta = \frac{H}{\sum_i K_{Hi}}$$

(۶-۹)

ب) زاویه چرخش مقطع تکیه‌گاه شمعی \$\alpha\$ (درجه)

$$\alpha = \frac{eH}{\sum_i K_{Hi} x_i^2}$$

(۷-۹)

پ) تغییر مکان‌های افقی سر شمع‌های منفرد \$\Delta i\$ (\$m\$)

$$\Delta i = \delta + \alpha x_i$$

(۸-۹)

۳) لنگرهای سر شمع مربوط به شمع‌های منفرد را می‌توان با استفاده از رابطه (۹-۹) محاسبه کرد.

$$M_i = \frac{1}{2} \left(h_i + \frac{1}{\beta_i} \right) H_i$$

(۹-۹)

که در آن:

\$M_i\$: لنگر سر شمع مربوط به شمع \$i\$-ام (\$kN/m\$)

۴) نیروی محوری شمع‌های منفرد را می‌توان با استفاده از رابطه (۹-۱۰) محاسبه نمود.

$$P_i = P_{i,h} + P_{i,v} \quad (9-10)$$

که در آن:

P_i : نیروی محوری شمع i -ام (kN)

$P_{i,h}$: نیروی محوری شمع i -ام ناشی از نیروی افقی (kN)

$P_{i,v}$: نیروی محوری شمع i -ام ناشی از بار قائم (kN)

$$P_{i,h} = S_{i,i-1} + S_{i,i+1} = \frac{M_{i-1,i} + M_{i,i-1} - M_{i,i+1} - M_{i+1,i}}{l}$$

$S_{i,i-1}$: نیروی برشی وارد بر سر شمع i -ام ناشی از نیروی افقی تیر جانبی شمع ($i-1$)ام (kN)

$S_{i,i+1}$: نیروی برشی وارد بر سر شمع i -ام ناشی از نیروی افقی تیر جانبی شمع ($i+1$)ام (kN)

$M_{i-1,i}$: لنگر خمشی وارد بر سر شمع ($i-1$)ام ناشی از نیروی افقی تیر جانبی شمع i -ام ($kN.m$)

$M_{i,i-1}$: لنگر خمشی وارد بر سر شمع i -ام ناشی از نیروی افقی تیر جانبی شمع ($i-1$)ام ($kN.m$)

$M_{i,i+1}$: لنگر خمشی وارد بر سر شمع i -ام ناشی از نیروی افقی تیر جانبی شمع ($i+1$)ام ($kN.m$)

$M_{i+1,i}$: لنگر خمشی وارد بر سر شمع ($i+1$)ام ناشی از نیروی افقی تیر جانبی شمع i -ام ($kN.m$)

l : طول دهانه تیر (فاصله بین شمع‌ها) (m)

مقادیر $M_{i,i-1}$ و $M_{i,i+1}$ باید از رابطه (۹-۱۱) برای تکیه‌گاه‌های میانی محاسبه شود و باید آنها را مساوی با لنگر سر شمع

M_i برای تکیه‌گاه‌های انتهایی در نظر گرفت (شکل ۸-۶۱)).

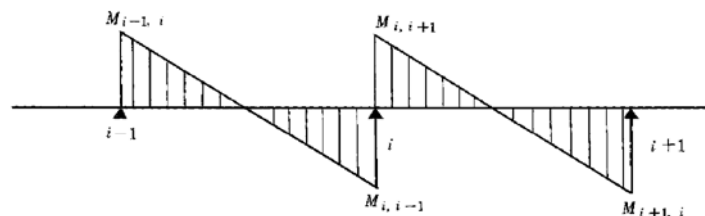
$$\left. \begin{aligned} M_{i,i-1} &= aM_i \\ M_{i,i+1} &= bM_i \end{aligned} \right\} \quad (9-11)$$

مقادیر a و b را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

تیر با دو دهانه: $a=0.6$, $b=0.6$

سر شمع دوم: تیر با سه دهانه: $a=0.5$, $b=0.7$

سر شمع سوم: $a=0.7$, $b=0.5$



شکل ۸-۶۱- لنگرهای سر شمع

۹-۵-۵- تنش‌های مقطع عرضی شمع‌ها

در محاسبه تنش‌های مقطع عرضی شمع‌های قائم نگهدارنده عرشه اسکله، باید از روش‌های مناسبی استفاده نمود.

نکات فنی

(۱) تنش‌های مقطع عرضی شمع‌های قائم باید با استفاده از رابطه (۹-۱۲) محاسبه شود و تنش‌های مجاز شمع‌ها باید بر اساس اعضای تحت نیروی محوری، لنگر خمشی و طبق جدول (۳-۳) از بخش ۳، بند (۲-۳-۳) شمع فولادی و سپر لوله فولادی، محاسبه شود.

$$\sigma_c = \frac{P}{A}, \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} \quad (9-12)$$

که در آن:

σ_c : تنش ناشی از نیروی محوری شمع (N/mm^2)

σ_b : تنش ناشی از لنگر خمشی شمع (N/mm^2)

A : سطح مقطع عرضی شمع (mm^2)

P : نیروی محوری شمع (N)

Z : مدول مقطع شمع (mm^3)

M : لنگر خمشی شمع ($N.mm$)

(۲) تنش برشی معمولا در شمع‌های قائم اسکله شمع و عرشه موازی ساحل ناچیز و قابل صرف‌نظر است. بنابراین از بررسی تنش برشی برای این شمع‌ها می‌توان صرف‌نظر کرد مگر اینکه شرایط بارگذاری خاصی وجود داشته باشد.

۹-۵-۶- بررسی عمق مدفون برای ظرفیت باربری

عمق مدفون هر شمع قائم باید با در نظر گرفتن خصوصیات زمین و مقاومت جانبی شمع به‌طور مناسبی بر اساس بخش ۵، بند (۴-۱) ظرفیت باربری محوری مجاز شمع، محاسبه شود. در این مورد، ظرفیت باربری شمعی که در زمین شیب‌دار کوبیده شده را می‌توان با این فرض که لایه‌های خاک زیر سطح مجازی زمین، لایه‌های نگهدارنده موثری می‌باشد، محاسبه نمود.

۹-۵-۷- بررسی عمق مدفون برای مقاومت جانبی

عمق مدفون هر شمع قائم را باید با روش تحلیل مقاومت جانبی شمع تعیین کرد.

نکات فنی

عمق مدفون شمع‌های قائم معمولا بر اساس نتایج تحلیل مقاومت جانبی شمع، در $\frac{3}{\beta}$ زیر سطح مجازی زمین در نظر گرفته

می‌شود. مقدار β باید طبق بند (۹-۵-۳) نقطه گیرداری مجازی، محاسبه شود.

۹-۵-۸- بررسی اتصالات شمع

- (۱) اگر قرار باشد از اتصال شمع استفاده شود، شمع باید طوری طراحی شود که علاوه بر ایمنی در برابر نیروهای خارجی شرح داده شده در بند (۹-۳-۱) نیروهای خارجی، در برابر تنش ضربه‌ای که در حین کوبش در اتصال ایجاد می‌شود نیز ایمن باشد.
- (۲) موقعیت اتصال شمع باید با در نظر گرفتن شرایط اجرا، به دقت و به گونه‌ای که هیچ تنش اضافی در شمع تولید نشود، تعیین گردد.

نکات فنی

برای ملاحظه روش مربوط به اتصال شمع‌ها به بخش ۵، بند (۴-۶-۳) اتصالات شمع‌ها، مراجعه شود.

۹-۵-۹- تغییر ضخامت صفحه یا جنس شمع لوله‌ای فولادی

- هرگونه تغییر در ضخامت صفحه یا جنس یک شمع لوله‌ای فولادی باید طبق بخش ۵، بند (۴-۶-۴) تغییر ضخامت صفحه و یا جنس شمع لوله‌ای فولادی، انجام شود.

نکات فنی

- (۱) در بسیاری از موارد، ضخامت صفحه و یا جنس شمع‌های لوله‌ای فولادی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل معمولی در عمق $\frac{2}{\beta}$ تا $\frac{3}{\beta}$ زیر سطح زمین تغییر داده می‌شود.
- (۲) مقاومت اتصالات و مقاطع تغییر ضخامت داده شده باید به دقت بررسی شود، چرا که نمونه‌هایی وجود دارد که در آن شمع اسکله شمع و عرشه در این مقاطع، در اثر تغییر شکل زمین و عوامل دیگر در زمان وقوع زلزله در زمینی با عمق زیاد که در آن هیچ تنش خمشی تحت شرایط بارگذاری عادی وجود نداشته، کمانش کرده است.

۹-۶- بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله

- مقاومت لرزه‌ای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل باید برای اطمینان از عملکرد ایمن آن در برابر حرکات لرزه‌ای مورد انتظار، بررسی شود.

تفسیر

- (۱) همان‌طور که در بند (۹-۱) اصول طراحی، شرح داده شد، تامین تمهیدات عملکردی مقاومت مقطع تکیه‌گاه شمعی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل در هنگام زلزله باید با استفاده از یک روش مناسب، بررسی و تایید گردد. در این بررسی، عملکرد اسکله شمع و عرشه‌ای که قرار است به‌عنوان تاسیسات عادی برای پهلوگیری اجرا شود، باید همان‌طور که در بخش ۲، فصل ۱۲، زلزله و نیروهای لرزه‌ای، شرح داده شد، در برابر زلزله سطح ۱ بررسی شده و عملکرد اسکله‌های شمع و عرشه‌ای که قرار است به‌عنوان تاسیسات با مقاومت لرزه‌ای بالا اجرا شود باید در برابر زلزله سطح ۲ بررسی گردد.

۲) در مواردی که پریود طبیعی یک مقطع تکیه‌گاه شمعی و زمین به یکدیگر نزدیک باشند یا پریود طبیعی حرکت لرزه‌ای نزدیک به آن دو باشد، ممکن است تشدید رخ دهد و باعث بزرگتر شدن پاسخ مقطع تکیه‌گاه شمعی نسبت به آنچه در شرایط عادی مورد انتظار است، گردد. در چنین مواردی، لازم است که تدابیر مناسبی مانند در نظر گرفتن یک نوع ساختار متفاوت برای مقطع تکیه‌گاه شمعی در راستای تغییر پریود طبیعی آن و اتخاذ روشی برای بهسازی خاک برای تغییر دادن پریود طبیعی زمین در نظر گرفته شود.

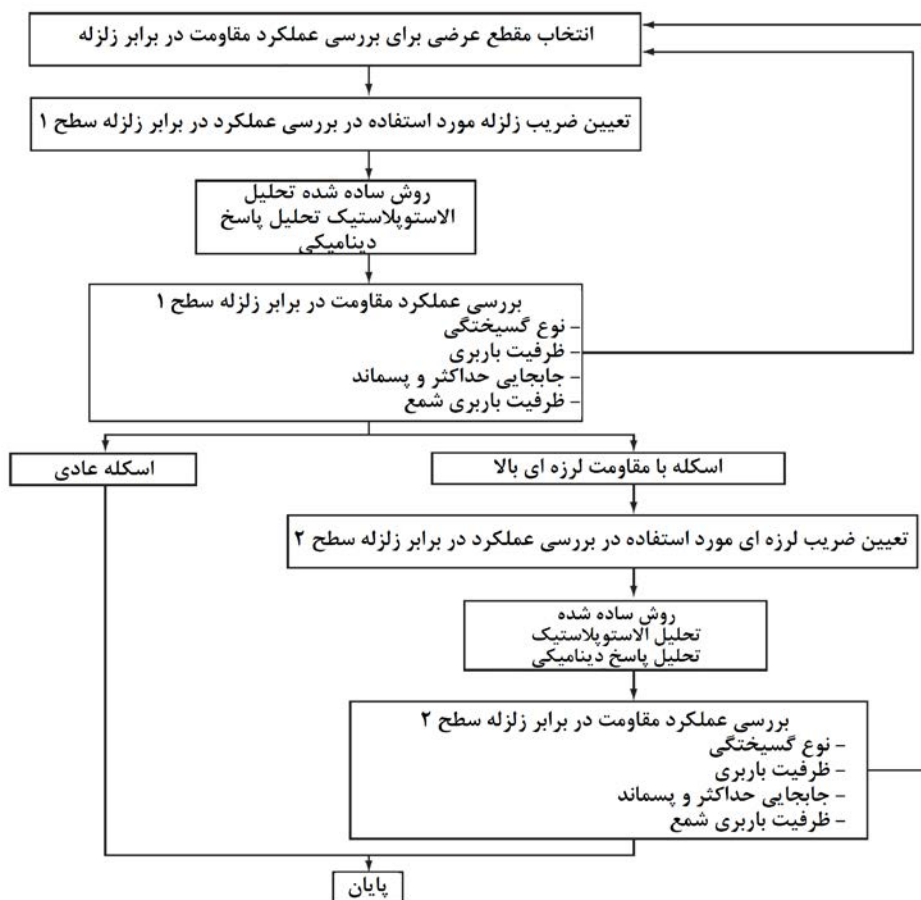
۳) سازه پل دسترسی متصل کننده مقطع تکیه‌گاه شمعی و پوشش حائل خاک باید با لحاظ موارد زیر تعیین شود:

الف) اگر پل دسترسی کاملاً محکم و ثابت باشد، ممکن است هنگام زلزله یک نیروی افقی قابل توجه و غیرمنتظره بر عرشه مقطع تکیه‌گاه شمعی به دلیل کوتاه شدن فاصله میان مقطع با تکیه‌گاه شمعی و مقطع حائل خاک وارد شود.

ب) سازه یک پل دسترسی باید طوری باشد که بتواند به اندازه کافی جابجایی مورد انتظار مقطع تکیه‌گاه شمعی را تحمل کرده و از واژگونی خود در حالتی از حرکات لرزه‌ای که در آن فاصله بین مقطع تکیه‌گاه شمعی و مقطع حائل خاک افزایش می‌یابد، جلوگیری کند.

نکات فنی

۱) توصیه می‌شود که طراحی لرزه‌ای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل طبق روند نشان داده شده در شکل (۸-۶۲) انجام گیرد.



شکل ۸-۶۲- نمودار مراحل ارزیابی عملکرد مقاومت در برابر زلزله اسکله شمع و عرشه موازی ساحل

۲) اگر قرار باشد تجهیزات جابجایی بار مانند جرثقیل کانتینری نصب شود، مطلوب خواهد بود که عملکرد کلی مقاومت در برابر زلزله با در نظر گرفتن ترکیب ارتعاش مقطع تکیه‌گاه شمعی و تجهیزات مورد نظر (همانطور که در ۹-۱- اصول طراحی، نکات فنی بند ۷ بررسی شد) علاوه بر ارزیابی عملکرد مقاومت در برابر زلزله فقط مقطع تکیه‌گاه شمعی، مورد بررسی قرار گیرد.

۳) سطوح لازم عملکردی مقاومت در برابر زلزله مقاطع تکیه‌گاه شمعی، بسته به اهمیت تاسیسات و سایر معیارها، تفاوت می‌کند. اما سطح خرابی، جابجایی حداکثر، جابجایی پسماند و غیره را می‌توان به‌عنوان شاخص‌های نمونه عملکردی مورد استفاده قرار داد. در تعیین سطح عملکردی، لازم است که سهولت تعمیر و یا عملیات بازسازی مقطع تکیه‌گاه شمعی به دقت مورد ملاحظه قرار گیرد.

۴) روش بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله که در این قسمت شرح داده شد، برای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با ابعاد عادی واقع بر شمع‌های لوله‌ای فولادی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. بنابراین، این روش را می‌توان برای سازه‌هایی که در حین زلزله رفتار مشابهی نشان می‌دهند نیز اعمال نمود. اما، اگر قرار باشد سازه بر روی زمین افقی فاقد شیب ساخته شود و یا از شمع‌های مایل استفاده گردد، لازم است که قابلیت اعمال آن به دقت مورد ملاحظه قرار گیرد.

۹-۶-۱- فرض مقطع عرضی برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله

مقطع عرضی یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله را باید با روش مناسبی انتخاب کرد.

نکات فنی

- ۱) اصولاً یک مقطع عرضی که برای بارهای خارجی به غیر از بارهای زلزله طراحی شده را باید برای بررسی عملکرد مقاومت مقاطع تکیه‌گاه شمعی در برابر زلزله استفاده کرد (همانطور که در ۹-۱-۱- اصول طراحی، نکات فنی، بند ۱ شرح داده شد). در مناطقی که امکان وقوع زلزله نسبتاً شدید وجود دارد، بهتر است که از اطلاعات مربوط به سازه‌های موجود مشابه و تاسیساتی که در همسایگی آنجا موجود است، به‌عنوان اطلاعات مبنا برای انتخاب مقطع عرضی استفاده شود، زیرا احتمالاً مقطع عرضی نهایی قرار است با عملکرد مقاومت در برابر زلزله تعیین گردد.
- ۲) هنگامی که نتایج ارزیابی عملکرد مقاومت در برابر زلزله بیانگر آن باشد که مقطع عرضی انتخابی نمی‌تواند عملکرد لازم در حین زلزله را ارائه دهد، باید اصلاح مقطع عرضی صورت گیرد.

۹-۶-۲- روش بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله

بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل، باید با مدل سازی مناسب از زمین و مقطع تکیه‌گاه شمعی، برای نیروهای زلزله مورد نظر در طراحی، انجام گیرد.

تفسیر

- ۱) از آنجا که بررسی عملکرد مقاومت یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل در برابر زلزله بر اساس نوع گسیختگی و یا خرابی در حین زلزله، ظرفیت باربری، جابجایی حداکثر و پسماند و ظرفیت باربری شمع‌ها انجام می‌شود، لازم است که از مدل

تحلیلی زمین و مقطع تکیه‌گاه شمعی که قادر به ارائه ارزیابی مناسبی از این ویژگی‌ها باشد، استفاده شود. به‌ویژه اگر انتظار می‌رود یک نیروی زلزله شدید مانند زلزله سطح ۲ بر اسکله اعمال شود، لازم است که غیر خطی بودن اجزای سازه‌ای مدلسازی شود.

(۲) در بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله، نیروهای زلزله را می‌توان فقط در جهت افقی در نظر گرفت مگر اینکه اسکله به دلایل سازه‌ای نیاز به بررسی خاصی نسبت به جهت قائم داشته باشد.

نکات فنی

(۱) هر چند که مطالعات متعددی روی رفتار دینامیکی و عملکرد مقاومت در برابر زلزله اسکله شمعوعرشه موازی ساحل در برابر زلزله در حال انجام است، اما همچنان ویژگی‌های زیادی وجود دارد که هنوز بررسی نشده است. معمولاً برای اسکله شمعوعرشه موازی ساحل، ظرفیت باربری بالایی در برابر زلزله شدید (مانند زلزله سطح ۲) مورد انتظار است زیرا باید بتواند تغییر شکل‌های بزرگی را تحمل کند. اما از آنجا که حرکت زمین و تغییر شکل اعضای سازه‌ای یک اسکله موازی ساحل ممکن است تحت حرکات لرزه‌ای شدید از محدوده الاستیک خود تجاوز کرده و وارد محدوده رفتار پلاستیک خود شود، ممکن است طراحی اسکله با استفاده از روش نقطه‌گیری مجازی که در بند (۹-۵) طراحی شمعی، شرح داده شد، منجر به نتایج خطرناک در جهت عدم ایمنی طرح شود.

توصیه می‌شود که بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله اسکله شمعوعرشه موازی ساحل با استفاده از الف) روش ساده‌شده، ب) تحلیل الاستوپلاستیک یا پ) روش تحلیل دینامیکی غیرخطی که در زیر شرح داده شده اند، انجام شود.

الف) روش ساده شده

این روش، ظرفیت باربری اسکله شمعوعرشه موازی ساحل را از جمع مقاومت شمعی‌های لوله‌ای فولادی با فرض عرشه به‌صورت صلب، برآورد می‌کند. این روش برای اسکله با شمعی‌های قائم که در آنها نسبت صلبیت بین ردیف‌های شمعی، اساساً با یکدیگر تفاوتی ندارد قابل اعمال است. انجام بررسی‌ها بدان جهت است که (۱) تایید شود که نیروی اینرسی کوچکتر از ظرفیت باربری است و نیروی تحمل شمعی کمتر از ظرفیت باربری نهایی است و (۲) اینکه میزان جابجایی حداکثر و پسماند با در نظر گرفتن ظرفیت جذب انرژی زلزله متناظر با ضریب شکل‌پذیری مجاز برای شمعی، کنترل شود.

ب) روش تحلیل الاستوپلاستیک

این روش، ظرفیت باربری اسکله شمعوعرشه موازی ساحل را با در نظر گرفتن مقطع شمعوعرشه به‌عنوان یک مدل سازه قاب صلب-شمعی و با لحاظ مقاومت جانبی خاک و رفتار الاستوپلاستیک شمعی‌های لوله‌ای فولادی و عرشه، ارزیابی می‌کند. اگر سازه اسکله سازه پیچیده‌ای باشد یا شمعی‌های مایل همراه با شمعی‌های قائم استفاده شده باشد، انتظار می‌رود تاثیر توزیع مجدد نیروی مقطع قابل ملاحظه باشد. در چنین مواردی انجام تحلیل دقیق‌تر با استفاده از روش الاستوپلاستیک یا روش‌های مشابه دیگر ضروری است، چرا که روش ساده شده ممکن است ظرفیت باربری را بیش از مقدار واقعی ارائه دهد.

در روش الاستوپلاستیک، ابتدا نوع گسیختگی اسکله بر اساس بررسی تخریب‌هایی که در اسکله اتفاق خواهد افتاد (مانند ایجاد مفصل پلاستیک، تسلیم فنر در مدل‌سازی خاک، آسیب عرشه و غیره) تحلیل و سپس عملکرد مقاومت در

برابر زلزله متناسب آن بررسی می‌شود. به علاوه، بزرگی جابجایی‌های حداکثر و پسماند نیز مورد بررسی واقع خواهد شد.

(پ) روش تحلیل دینامیکی غیر خطی

در این روش، مقاومت اسکله شمع و عرشه موازی ساحل را با مدل‌سازی کل سازه و انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از تحلیل اجزای محدود و غیره، بررسی می‌شود. اگر کل سازه با لحاظ سازه پوشش حفاظتی واقع در پشت مقطع تکیه‌گاه شمعی، پیچیده باشد و یا اگر تغییر شکل زیادی برای زمین مورد انتظار باشد، بررسی با مدل‌سازی کل سیستم، شامل اسکله و زمین، انجام خواهد گرفت. برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، روشی مشابه آنچه در تحلیل الاستوپلاستیک مورد استفاده قرار گرفت را می‌توان به کار برد.

(۲) ارزیابی به وسیله ظرفیت باربری، روشی است که اجازه می‌دهد تخریبی معین و یا گسیختگی در بخشی از اسکله اتفاق بیفتد. در نتیجه، مشخص کردن محدوده و درجه خرابی قابل تحمل بر اساس عملکردهای لازم برای اسکله پس از زلزله، اهمیت اسکله، سهولت عملیات تعمیر و بازسازی و غیره، ضروری می‌باشد.

۹-۶-۳- تعیین حرکت لرزه‌ای برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله

اصولاً حرکت لرزه‌ای که در بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید از طریق تحلیل دینامیکی زمین به دست آید.

نکات فنی

(۱) وقتی که تحلیل دینامیکی غیر خطی که در ۹-۶-۲ روش بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله شرح داده شد، انجام نشود، تعیین نیروهای زلزله وارد بر مقطع تکیه‌گاه شمعی باید با استفاده از روش ضریب زلزله اصلاح شده انجام شود. ضریب زلزله باید بر اساس پیوند طبیعی مقطع تکیه‌گاه شمعی با استفاده از طیف پاسخ شتاب خطی استخراج شده از شتاب پاسخ در عمق $\frac{1}{\beta}$ در زیر سطح مجازی زمین که از تحلیل دینامیکی زمین در محل موردنظر به دست می‌آید، تعیین شود. شکل (۸-۶۳) مراحل تعیین ضریب زلزله را برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله نشان می‌دهد.



شکل ۸-۶۳- مراحل تعیین ضریب زلزله برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله

(۲) در تعیین سطح مقاومت زلزله سطح ۱ معمولاً یک حرکت لرزه‌ای با دوره بازگشت ۷۵ سال فرض می‌شود. مقدار مورد انتظار برای شتاب سنگ بستر، مشابه مقادیری است که در جدول ۲-۳۲ (از بخش ۲، بند (۴-۱۲) ضریب زلزله طراحی مطابق با طبقه‌بندی منطقه‌ای محل اجرای اسکله) ارائه شده است. ضریب زلزله طراحی برای بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله، از تقسیم شتاب پاسخ زمین مربوط به پریود طبیعی مقطع تکیه‌گاه شمعی بر شتاب ثقل به دست می‌آید. شتاب پاسخ زمین با استفاده از طیف پاسخ شتاب در عمق $\frac{1}{\beta}$ پایین‌تر از کف دریا (با استفاده از رابطه (۳-۹) از بند (۳-۵-۹) نقطه‌گیری مجازی، به دست می‌آید) که محاسبه آن از طریق وارد کردن مقدار مورد انتظار برای شتاب سنگ بستر در مدل انعکاس متعدد SHAKE که در بخش ۲، بند (۵-۱۲) تحلیل پاسخ لرزه‌ای، شرح داده شده است، انجام می‌شود. برای ضریب میرایی مورد استفاده در محاسبه طیف پاسخ شتاب، مقادیری که در جدول (۶-۸) ارائه شده است را می‌توان برحسب نوع زمین به کار برد.

جدول ۸-۶- ضریب میرایی

ضریب میرایی	پریود طبیعی زمین (T_g)
۰/۱	کمتر از ۰/۱ ثانیه
۰/۲	۰/۱ ثانیه یا بیشتر و کمتر از ۰/۵ ثانیه
۰/۳	۰/۵ ثانیه یا بیشتر

(۳) اگر تحلیل دینامیکی زمین که در بند ۴ شرح داده شده است، انجام نشود، مقادیر ضریب زلزله استاندارد که در شکل (۶۴-۸) ارائه شده است (به دست آمده از نتایج تحلیل اسکله شمعه‌ورشره موازی ساحل با ابعاد استاندارد) را می‌توان به کار برد. با استفاده از نمودار می‌توان ضریب زلزله را برای طبقه‌بندی‌های منطقه‌ای متفاوت (براساس ضرایب زلزله منطقه‌ای تعریف شده در بخش ۲، بند (۴-۱۲) ضریب زلزله طراحی) و پریودهای طبیعی زمین و مقطع تکیه‌گاه شمعی به دست آورد.

(۴) ضریب زلزله برای زلزله سطح ۲ با تعیین مقدار مورد انتظار برای حداکثر شتاب سنگ بستر با استفاده از روشی که در بخش ۲، بند (۴-۱۲) ضریب زلزله طراحی، شرح داده شده است و با استفاده از روش مطرح شده در بند ۲ بالا، به دست می‌آید. اصولاً ضریب زلزله سطح ۲ باید با انجام تحلیل دینامیکی زمین به دست آید، چرا که تاکنون هیچ روش قابل اعتمادی برای تعیین ضریب زلزله استاندارد برای زلزله سطح ۲ ارائه نشده است.

(۵) پریود طبیعی زمین که در بندهای ۱ و ۲ شرح داده شد را می‌توان با به کار بردن رابطه (۱۳-۹) با استفاده از سرعت موج برشی و ضخامت لایه برای هر لایه از خاک بین سطح فوقانی سنگ حفاظ و سطح سنگ بستر، مستقیماً برای تحلیل مهندسی زیر تکیه‌گاه شمعی، محاسبه کرد.

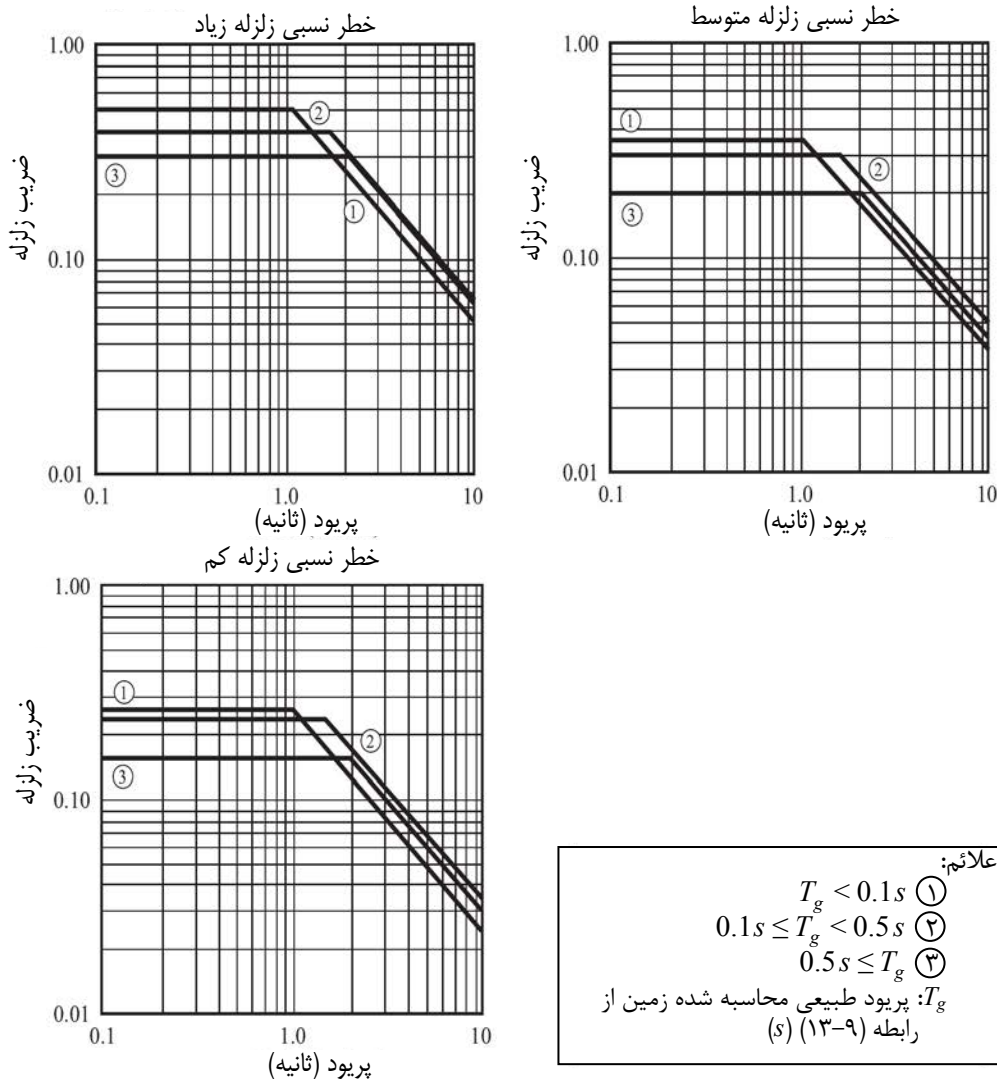
$$T_g = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad (13-9)$$

که در آن:

T_g : پریود طبیعی زمین (s)

H_i : ضخامت i -امین لایه (m)

V_{si} : سرعت موج برشی در i -امین لایه (m/s)



شکل ۸-۶۴- ضریب زلزله استاندارد برای زلزله سطح ۱

(۶) پریود طبیعی مقطع تکیه‌گاه شمعی را می‌توان از رابطه (۹-۱۴) با استفاده از الف) ثابت فنر افقی برای مقطع تکیه‌گاه شمعی به‌عنوان یک سازه قاب صلب که نقطه گیردار مجازی آن (بند ۹-۵-۳) نقطه گیرداری مجازی، ملاحظه شود) در عمق $\frac{1}{\beta}$ پایین‌تر از کف دریا واقع شده است و ب) مجموع وزن مرده مقطع تکیه‌گاه شمعی و سربار وارد بر آن در حین زلزله، محاسبه نمود.

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{Hi}}} \quad (14-9)$$

که در آن:

T_s : پریود طبیعی مقطع تکیه‌گاه شمعی (s)

W : مجموع وزن مرده وارد بر یک ردیف شمع و سربار در حین یک زلزله (kN)

g : شتاب ثقل (m/s^2)

K_{Hi} : ثابت فنر افقی برای i -امین شمع (kN/m) (بند (۹-۵-۴) نیروهای عضو وارد بر شمع‌های منفرد).

برای به دست آوردن مقدار K_{Hi} لازم است که β را با فرض مقدار مناسبی برای ضریب عکس‌العمل افقی خاک بستر برآورد نمود. رابطه (۹-۲) که در بند (۹-۵-۲) ضریب عکس‌العمل افقی خاک، شرح داده شده است، رابطه‌ای است که با استفاده از آن می‌توان یک ضریب عکس‌العمل استاتیکی برای خاک محاسبه نمود و استفاده از این رابطه در تحلیل دینامیکی مناسب نمی‌باشد. از آنجا که اطلاعات و نتایج تحقیقات اندکی در مورد ضریب عکس‌العمل دینامیکی خاک وجود دارد، توصیه می‌شود که برای محاسبه پیروید طبیعی مقطع تکیه‌گاه شمعی از مقداری حدود دو برابر ضریب به دست آمده از رابطه

(۹-۲) استفاده شود. همچنین بر اساس یک تحقیق، اگر سطح مجازی زمین در نظر گرفته نشود، پیروید طبیعی یک مقطع تکیه‌گاه شمعی را می‌توان با دقت بیشتری محاسبه نمود.

اگر لنگر خمشی ایجاد شده در شمع از لنگر شرایط پلاستیک کامل بیشتر باشد (یعنی ایجاد مفصل پلاستیک) باید از صلبیت شمع در شرایط پلاستیک کامل (M_p / ϕ_p) در شکل (۸-۶۵) برای صلبیت خمشی یک شمع استفاده شود.

۹-۶-۴- بررسی ظرفیت باربری با استفاده از روش ساده شده

در بررسی ظرفیت باربری یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با استفاده از روش ساده شده، باید مقطع تکیه‌گاه شمعی با یک مدل سازه‌ای قاب نشان داده شده و از ضریب شکل‌پذیری جابجایی افقی مربوط به مقطع تکیه‌گاه شمعی نیز استفاده نمود.

نکات فنی

(۱) در روش ساده شده که در بند (۹-۶-۲) روش بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله، شرح داده شد، اساساً بررسی ظرفیت باربری با در نظر گرفتن فرضیاتی بر اساس «اصل تساوی انرژی نیومارک» که در شکل (۸-۶۵) نشان داده شده است و با استفاده از یک سیستم خطی معادل یک درجه آزادی و با سختی مشابه با سختی اولیه سیستم سازه‌ای اسکله - زمین انجام داده می‌شود که رابطه اصلی برای این بررسی به صورت زیر است:

$$R_a \geq k_h W \quad (۹-۱۵)$$

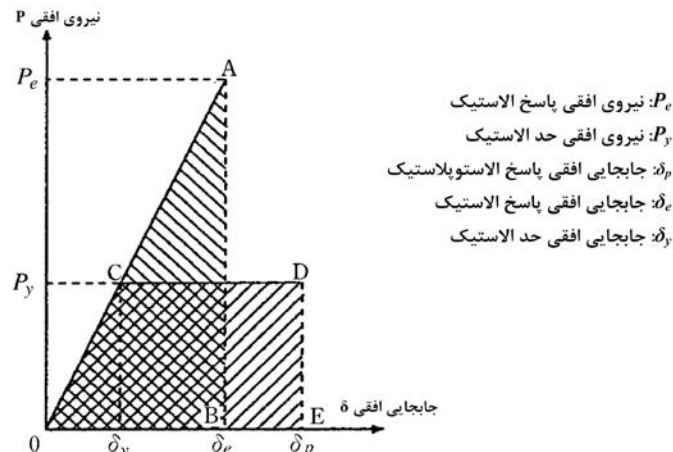
که در آن:

R_a : ظرفیت باربری مقطع تکیه‌گاه شمعی در حین یک زلزله (kN)

k_h : ضریب زلزله به دست آمده از پاسخ خطی (با استفاده از روشی که در بند (۹-۶-۳) تعیین حرکت لرزه‌ای برای بررسی

عملکرد مقاومت در برابر زلزله، شرح داده شده است)

W : وزن مرده مقطع تکیه‌گاه شمعی و سربار وارد بر آن در حین یک زلزله (kN)



شکل ۸-۶۵- پاسخ تغییر مکان افقی الاستوپلاستیک مربوط به عرشه اسکله

ظرفیت باربری مقطع تکیه‌گاه شمعی در حین یک زلزله R_a با استفاده از رابطه (۹-۱۶) محاسبه می‌شود:

$$R_a = \sqrt{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2} P_y \quad (۹-۱۶)$$

که در آن:

μ_a : ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز

θ : نسبت گرادیان ثانویه (گرادیان خط CD در شکل (۸-۶۵)) به گرادیان اولیه (گرادیان خط OC) در منحنی بار-تغییر مکان افقی می‌باشد. وقتی که ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز با استفاده از روشی که در بند ۳ شرح داده شد، تعیین می‌شود، θ را باید صفر در نظر گرفت.

P_y : نیروی افقی مربوط به حد الاستیک (kN)

۲) ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز که در بند ۱ استفاده شده است، در واقع نسبت تغییر مکان افقی مجاز به تغییر مکان افقی در حد الاستیک عرشه است. حد الاستیک نقطه‌ای است که در آن تغییر مکان افقی در رابطه مربوط به تغییر مکان افقی عرشه-بار افقی مربوط به اسکله با شیب تندی افزایش می‌یابد. این حالت ممکن است در شرایطی در نظر گرفته شود که در آن لنگر خمشی سر شمع در اکثر شمع‌های واقع در ردیف‌های عمود بر پیشانی اسکله، به لنگر شرایط پلاستیک کامل می‌رسند (رابطه (۹-۱۹)).

۳) ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز را اساساً باید با در نظر گرفتن پیشرفت گسیختگی و یا خرابی اسکله تعیین نمود. ظرفیت شکل‌پذیری تغییر مکان کل یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با استفاده از ظرفیت شکل‌پذیری تغییر مکان شمع‌های لوله‌ای فولادی به دست می‌آید. ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز استاندارد (که بر پایه P_y از رابطه (۹-۱۶) می‌باشد) را معمولاً می‌توان با استفاده از مقادیری که در جدول (۸-۷) برای زلزله سطح ۱ ارائه شده و آنچه از رابطه (۹-۱۷) برای زلزله سطح ۲ به دست آمده است، تعیین کرد. این توصیه‌ها بر اساس نتایج بررسی رابطه بار-تغییر شکل با استفاده از یک مدل سازه قابی شکل که برای شمع‌های لوله‌ای فولادی مربوط به اسکله شمع و عرشه بکار رفته و آنچه از آزمایش بارگذاری آزمایشگاهی بر روی یک مدل سازه‌ای به دست آمده است، می‌باشد. سطوح اهمیت که در جدول (۸-۷) ارائه شده، مواردی است که در جدول (۲-۳۵) از بخش ۲، بند (۴-۱۲) ضریب زلزله طراحی، تعریف شده است.

$$\mu_a = 1.25 + 62.5(t/D) \leq 2.5 \quad (17-9)$$

که در آن:

μ_a : ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز برای زلزله سطح ۲

t : ضخامت شمع لوله‌ای فولادی (mm)

D : قطر شمع لوله‌ای فولادی (mm)

جدول ۸-۷- ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز استاندارد برای زلزله سطح ۱

سطح اهمیت	ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز (μ_a)
درجه A	۱/۳
درجه B	۱/۶
درجه C	۲/۳

(۴) نیروی افقی P_y مربوط به حد الاستیک را می‌توان با فرض اینکه همه جابجایی‌های سر شمع در مدل سازه شمع-قاب صلب با هم برابرند، محاسبه کرد. از آنجا که این کار محاسبات پیچیده‌ای را در پی دارد، می‌توان P_y را در روش ساده شده با به‌کارگیری رابطه (۹-۱۸) که بر اساس نتایج بررسی رابطه بار-تغییر شکل در مدل «شمع-قاب صلب» و با استفاده از ابعاد متعارف شمع‌های لوله‌ای فولادی به کار رفته در اسکله شمع‌وعرشه به‌دست آمده است، محاسبه نمود.

$$P_y = 0.82P_{uall} \quad , \quad P_{uall} = \sum \frac{2M_{pi}}{\left(h_i + \frac{l}{\beta_i}\right)} \quad (18-9)$$

که در آن:

M_{pi} : لنگر شرایط پلاستیک کامل مربوط به i -امین شمع که با استفاده از رابطه (۹-۱۹) که در ادامه خواهد آمد، محاسبه می‌شود (kN.m)

h_i و β_i : به بند (۹-۵-۴) نیروهای اعضا وارد بر شمع‌های منفرد، نکات فنی بند ۱ مراجعه شود.

عبارت P_{uall} حدی از بار افقی را نشان می‌دهد که در آن حد، لنگرهای خمشی همه شمع‌های اسکله به لنگرهای شرایط پلاستیک کامل در سر شمع و همین‌طور در نقاط گیرداری مجازی زیر زمین، می‌رسد. در واقع این بار بیشترین بار قابل تحمل اسکله از نظر تحلیل سازه‌ای می‌باشد. رابطه‌ای که P_y را برابر با ۸۲ درصد P_{uall} قرار می‌دهد، بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل پارامتری انجام شده بر روی اسکله‌های شمع‌وعرشه موازی ساحل با اندازه‌های متعارف است.

(۵) تغییر مکان پسماند را می‌توان با ترسیم یک خط‌مستقیم با شیب گرادیان اولیه (سختی اولیه) از نقطه حداکثر پاسخ تغییر مکان در رابطه بار افقی- تغییر مکان و قرائت تغییر مکان در نقطه تقاطع خط و محور افقی مختصات به‌دست آورد.

۹-۶-۵- بررسی ظرفیت باربری با استفاده از تحلیل الاستوپلاستیک

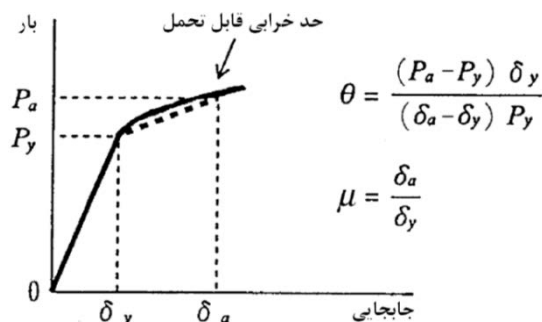
در بررسی ظرفیت باربری یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با استفاده از تحلیل الاستوپلاستیک باید مقطع تکیه‌گاه شمعی را توسط یک مدل سازه قاب بیان کرده و رفتار غیر خطی شمع‌های لوله‌ای فولادی، عرشه بتنی و زمین را نیز باید در نظر گرفت.

نکات فنی

(۱) در بررسی عملکرد مقاومت یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل در برابر زلزله به‌عنوان یکی از تاسیسات عادی پهلوگیری (مهاری)، توصیه شده است که یک حالت برای وضعیت پیش از تشکیل یک مفصل پلاستیک در زمین (یعنی لنگر حالت پلاستیک کامل) به‌عنوان حالت حد نهایی تعریف شود، چرا که تشخیص بروز کمانش یک شمع لوله‌ای فولادی درون زمین و تعمیر آن دشوار است. به‌علاوه، بررسی تغییر مکان حداکثر تغییر مکان پسماند نیز باید با استفاده از ضریب و شکل‌پذیری تغییر مکان مجاز به‌عنوان مرجع که در جدول (۸-۷) ارائه شده است، انجام شود. نیروهای ایجاد شده در مقطع عرشه بتن مسلح و ظرفیت باربری شمع را نیز باید بررسی کرد.

(۲) در ارزیابی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل به‌عنوان تاسیسات با مقاومت لرزه‌ای بالا در حالت زلزله سطح ۱، باید رفتار آن در محدوده رفتار الاستیک باشد. ارزیابی این نوع اسکله در حالت زلزله سطح ۲ را می‌توان مشابه حالت بند ۱ انجام داد.

(۳) ظرفیت باربری در طول یک زلزله، با به کار بردن رابطه (۹-۱۶) و با استفاده از تغییر مکان افقی عرشه مرتبط با حالت حد خرابی قابل تحمل و بار حد الاستیک به‌دست آمده از تحلیل الاستوپلاستیک، محاسبه می‌شود. در این محاسبه، نسبت θ گرادان‌های ثانویه به اولیه در رابطه بار- تغییر مکان افقی و ضریب شکل‌پذیری تغییر مکان μ مربوط به تغییر مکان در حالت حد خرابی قابل تحمل را می‌توان مشابه شکل (۸-۶۶) تعریف نمود.

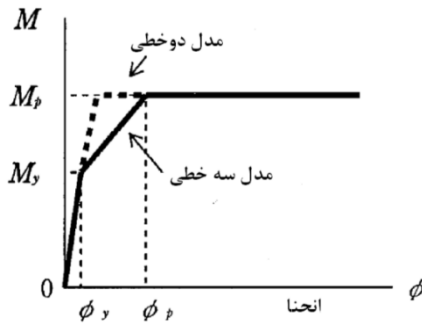


شکل ۸-۶۶- بررسی ظرفیت باربری با استفاده از روش الاستوپلاستیک

(۴) تحلیل با استفاده از روش الاستوپلاستیک را معمولاً می‌توان با استفاده از الگوی زیر انجام داد:

الف) تحلیل همراه با کاهش سختی خمشی یک شمع لوله‌ای فولادی متناسب با میزان نیروی محوری و لنگر خمشی تولید شده در شمع، انجام می‌شود. رابطه بین لنگر خمشی و انحنای یک شمع لوله‌ای فولادی با یک مدل سه‌خطی که مقدار حد بالای آن برابر لنگر شرایط پلاستیک کامل است، بیان می‌شود (شکل (۸-۶۷)). برای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل در ابعاد متعارف، یک مدل دوخطی (که با خط شکسته در شکل (۸-۶۷) نشان داده شده است) را

می‌توان برای ساده‌تر کردن محاسبات به جای مدل سه‌خطی استفاده نمود، چرا که برای این اسکله، تفاوت خاصی میان نتایج به‌دست آمده از مدل‌های سه‌خطی و دو خطی وجود ندارد.



شکل ۸-۶۷- رابطه لنگر خمشی-انحنای برای شمع لوله‌ای فولادی

لنگر شرایط پلاستیک کامل M_p ، لنگر تسلیم M_y ، انحنای تسلیم ϕ_y و انحنای شرایط پلاستیک کامل ϕ_p را می‌توان توسط رابطه (۹-۱۹) محاسبه کرد.

$$\left. \begin{aligned} M_p &= M_{p0} \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right) \\ M_y &= \left(f_y - \frac{N}{A}\right) Z_e \\ \phi_y &= \frac{M_y}{EI}, \quad \phi_p = \frac{M_p}{M_y} \phi_y \end{aligned} \right\} \quad (9-19)$$

که در آن:

M_{p0} : لنگر حالت پلاستیک کامل شمع لوله‌ای فولادی وقتی نیروی محوری وارد نمی‌شود ($N=0$): $M_{p0} = Z_p f_y$ ($N \cdot mm$)

$$Z_p: \text{ضریب مقطع پلاستیک شمع لوله‌ای فولادی (mm}^3\text{)}$$

t : شعاع شمع لوله‌ای فولادی (mm)

t : ضخامت شمع لوله‌ای فولادی (mm)

α : نسبت نیروی محوری اعمال شده N به نیروی محوری N_0 ($N_0 = A f_y$) وقتی که لنگر خمشی وجود ندارد

A : مساحت مقطع عرضی شمع لوله‌ای فولادی (mm^2)

EI : سختی خمشی شمع لوله‌ای فولادی ($N \cdot mm^2$)

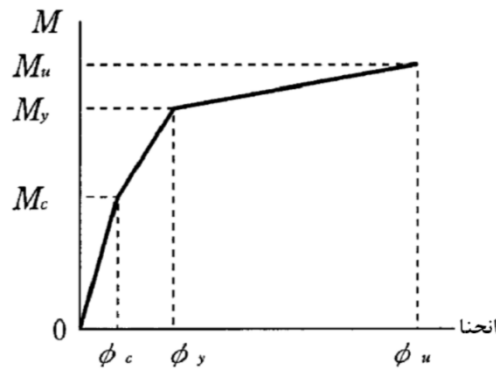
f_y : مقاومت تسلیم طراحی شمع لوله‌ای فولادی ($N \cdot mm^2$)

(ب) ویژگی‌های اجزاء عرشه بتن مسلح یا بتن پیش تنیده را باید از یک مدل الاستوپلاستیک که توسط رابطه لنگر خمشی-

انحنا، نشان داده شده در شکل (۸-۶۸) تعریف شده است، به‌دست آورد.

لنگرهای M_c ، M_y و M_u در شکل، به ترتیب بیانگر لنگر ترک خوردگی، لنگر تسلیم میلگرد مسلح‌کننده و لنگر خمشی نهایی می‌باشد. به‌عنوان یک روش استاندارد، لنگر خمشی نهایی و غیره را باید با استفاده از روش طراحی حالت حدی

که در بخش ۳، فصل ۳، بتن، شرح داده شده است، محاسبه نمود.



شکل ۸-۶۸- رابطه لنگر خمشی-انحنا مربوط به عرشه بتنی

از آنجا که وقتی یک گسیختگی برشی در سازه بتنی اتفاق می‌افتد، ظرفیت باربری به شدت کاهش پیدا می‌کند، ضروری است که سازه به‌گونه‌ای طراحی شود که گسیختگی خمشی پیش از گسیختگی برشی اتفاق بیفتد و درجه بالایی از ایمنی در برابر گسیختگی برشی فراهم شود.

ب) ظرفیت باربری کوبش شمع را باید با استفاده از مدل دوخطی که گرادیان اولیه و حد بالای آن به ترتیب مساوی با ضریب عکس‌العمل محوری خاک شمع و حد بالای کوبش شمع P_{NU} است، محاسبه نمود. مقدار P_{NU} را می‌توان با استفاده از رابطه (۹-۲۰) محاسبه کرد.

$$P_{NU} = \min(R_u, R_{pu}) \quad (۹-۲۰)$$

که در آن:

R_u : ظرفیت باربری حدی شمع که با توجه به شرایط خاک محاسبه می‌شود (kN) (به بخش ۵، بند (۴-۱-۵) تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی با روابط ظرفیت باربری استاتیک، مراجعه شود)

R_{pu} : حد بالای باربری کوبش که از بار فشاری محوری مربوط به نقطه تسلیم شمع لوله‌ای فولادی به‌دست می‌آید (kN)

ت) ظرفیت باربری بیرون کشیدگی شمع را باید با یک مدل الاستوپلاستیک نوع دو خطی برآورد نمود. حد بالای ظرفیت باربری بیرون کشیدگی باید طبق بخش ۵، بند (۴-۲-۳) بیشینه مقاومت کششی برای تک شمع، محاسبه شود.

ث) معمولاً عکس‌العمل افقی خاک را می‌توان به وسیله یک مدل الاستوپلاستیک نوع دوخطی بیان کرد.

۵) در بسیاری از موارد، حد نهایی عملکرد با تغییر شکل خمشی مربوط به یک شمع لوله‌ای فولادی، به وسیله کماتش پلاستیک و یا کماتش ستون بلندی از لوله فولادی، قابل تعیین است. کرنش (ϵ_{max}) در کماتش موضعی در یک شمع لوله‌ای فولادی با رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\epsilon_{max} = 0.44t/D \quad (۹-۲۱)$$

که در آن:

t : ضخامت شمع لوله‌ای فولادی (mm)

D : قطر شمع لوله‌ای فولادی (mm)

اگر جلوگیری از کم‌انگشت موضعی شمع‌های لوله‌ای فولادی ضروری باشد، باید بررسی با این فرض انجام شود که ایجاد کرنش محاسبه شده از رابطه (۹-۲۱) حد نهایی خواهد بود. بزرگی لنگر خمشی که کرنش را در کم‌انگشت موضعی ایجاد می‌کند، تقریباً برابر است با مقدار لنگر خمشی حالت پلاستیک کامل به دست آمده از رابطه (۹-۱۹) در شمع‌های لوله‌ای فولادی با ابعاد متعارف که برای اسکله شمع‌و‌عرشه موازی ساحل استفاده می‌شود.

۹-۷- طراحی مقطع حائل خاک

بررسی پایداری سازه‌ای مقطع حائل خاک در یک اسکله شمع‌و‌عرشه موازی ساحل روی شمع‌های قائم، را باید با در نظر گرفتن نوع سازه‌ای آن مطابق با راهنمایی‌های پایداری سازه‌ای نظیر فصل ۴، اسکله دیواری وزنی، و فصل ۵، اسکله سپری، انجام داد.

نکات فنی

عرشه و مقطع حائل خاک مربوط به یک اسکله شمع‌و‌عرشه موازی ساحل باید حتی الامکان با استفاده از یک دال با اتصال ساده و پیش‌بینی فاصله مجاز آزاد یا مصالح حدفاصل در هر دو طرف دال به منظور جلوگیری از اعمال نیروهای عرشه به مقطع حائل خاک و تامین امکان تطبیق نشست‌های نسبی بین عرشه و مقطع حائل خاک، متصل شود. عرشه و مقطع حائل خاک معمولاً طوری ساخته می‌شود که فاصله آزاد حداقل، تقریباً مساوی با حداکثر تغییر مکان افقی اسکله شمع‌و‌عرشه میان آنها باشد.

۹-۸- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی

اصولاً پایداری مقطع حائل خاک مربوط به اسکله شمع‌و‌عرشه موازی ساحل مستقر بر شمع‌های قائم، در برابر لغزش دایروی باید بر اساس بخش ۵، بند (۶-۲-۱) تحلیل شیب با بکارگیری روش صفحه لغزش دایروی، انجام شود.

۹-۹- طراحی تفصیلی (جزئیات)

۹-۹-۱- ترکیبات بار برای طراحی عرشه

بارهای مورد استفاده در طراحی عرشه باید ترکیب مناسبی از وزن مرده و سربار وارد بر دال عرشه، پل‌های دسترسی و تیرها باشند تا ایمنی اسکله و عرشه تامین شود.

نکات فنی

در طراحی عرشه، ترکیبات بار به شرح زیر را باید در نظر گرفت و عرشه باید در برابر، عملکرد آنها ایمن باشد.

(۱) دال عرشه و پل دسترسی

(۱) وزن مرده و بار استاتیکی

(۲) وزن مرده و بار زنده

(۳) وزن مرده و نیروی بالابرنده

(۲) تیر

(۱) وزن مرده و بار استاتیکی

(۲) وزن مرده و بار زنده

(۳) وزن مرده، لنگر تولیدشده در سر شمع در اثر عملکرد نیروی افقی و بار استاتیکی هنگام اعمال نیروی افقی.

(۴) نیروی ناشی از نشست الاستیک شمع‌ها

۹-۹-۲- محاسبه چیدمان میلگرد مسلح کننده عرشه

اصولا محاسبه چیدمان میلگرد مسلح کننده بتن مسلح یا بتن پیش تنیده عرشه باید بر اساس روش طراحی حالت حدی انجام گیرد.

تفسیر

(۱) آرماتورگذاری کافی باید در برابر گسیختگی برشی در نظر گرفته شود، به طوری که گسیختگی برشی پیش از گسیختگی خمشی اتفاق نیافتد.

(۲) از آنجا که عرشه نسبت به سایر سازه‌ها در معرض آسیب محیطی شدیدتری قرار دارد، ضروری است که تمهیدات مناسبی برای ارضا نمودن ملزومات مربوط به جزئیات سازه‌ای مانند عمق پوشش و آرماتورگذاری مورد نیاز برای کنترل عرض ترک تحت شرایط حدی بهره‌برداری، در نظر گرفته شود تا سطح مطلوبی از دوام حاصل گردد.

۹-۹-۳- طراحی سر شمع

سر شمع‌ها باید طوری طراحی شوند که در برابر تنش‌های مختلف ایجاد شده در آنجا، ایمن باشد.

تفسیر

(۱) طراحی سر شمع‌ها باید بر اساس مطالب بخش ۵، بند (۴-۶-۲) طراحی اتصال شمع و عرشه، انجام شود.

(۲) با توجه به اینکه نتیجه طراحی لرزه‌ای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل به صورتی است که اتصالات بین عرشه و شمع‌ها دارای عملکرد اتصال کاملا صلب است، لذا طراحی جزئیات هنگام زلزله باید با توجه به این شرایط انجام شود.

(۳) اگر در ساخت از جوشکاری استفاده شود، باید بررسی‌های لازم برای تضمین تامین مقاومت لازم اتصالات جوشی میان میلگردهای مسلح کننده و صفحات و همچنین اتصالات جوشی بین شمع‌های فولادی و صفحات صورت گیرد.

نکات فنی

(۱) توصیه می‌شود که روش اتصال سر شمع‌ها و عرشه و عمق مدفون شمع‌ها در عرشه با استفاده از آزمایش بارگذاری یا روش‌های دیگر تعیین شود، چرا که تاکنون ویژگی‌های مقاومتی پیوستگی میان یک لوله فولادی و بتن به طور کامل مشخص نشده است. اگر انجام آزمایش بارگذاری ممکن نباشد، عمق مدفون را می‌توان با استفاده از روش‌های شرح داده شده در بندهای ۲ و ۳ که در زیر آمده است، تعیین کرد. باید در نظر داشت که وقتی شرایط گیرداری (اتصال کاملا صلب)

تعریف شده در طراحی یا بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله در مقطع سر شمع تامین نمی‌شود، میزان تغییر مکان افقی عرشه از مقدار برآورد شده در طراحی بیشتر خواهد شد.

(۲) اگر نیروی محوری از طریق اتصال میان محیط سر شمع‌ها و بتن، از تیرها به شمع‌ها منتقل می‌شود، عمق مدفون را می‌توان با در نظر گرفتن شکل سطح مقطع شمع‌ها، از طریق روش زیر تعیین نمود.

(۳) با توجه به اینکه در اسکله شمع و عرشه موازی ساحل معمولاً ضخامت بتن روی سر شمع‌ها کم است، عمق مدفون شمع با استفاده از معادله ۹-۹-۱ و با این فرض که برش سوراخ‌کننده (پانچ) در بتن وجود ندارد و بار از طریق اتصال بین محیط شمع و بتن و بدون کمک مقاومت برشی در برابر سوراخ شدن بتن، به شمع‌ها منتقل می‌شود، محاسبه می‌شود.

$$l \geq \frac{P}{\Psi f_{bod}} \gamma_b \quad (9-22)$$

که در آن:

l : عمق مدفون (mm)

P : مقدار محاسبه شده برای نیروی محوری وارد بر شمع در طراحی (N)

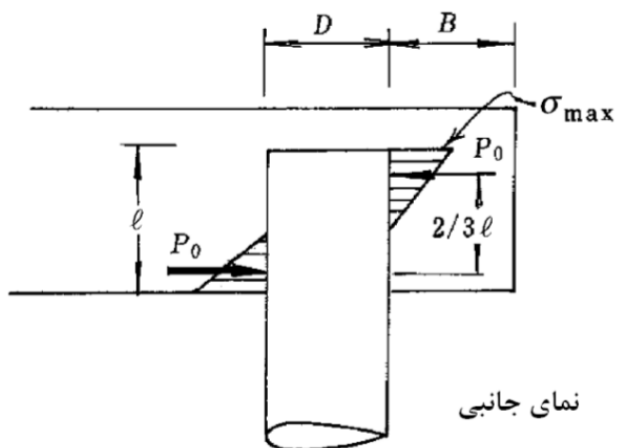
Ψ : قطر خارجی مقطع شمع (mm)

f_{bod} : مقاومت طراحی اتصال بین بتن و شمع (N/mm^2)

γ_b : ضریب عضو (می‌توان γ_b را برابر با ۱/۰ فرض کرد)

اگر مقدار طراحی f_{bod} برای مقاومت اتصال میان شمع و بتن را نتوان از طریق آزمایش و غیره به دست آورد، می‌توان از رابطه $f_{bod} = 0.11 f_{ck}'^{2/3} / \gamma_c$ استفاده نمود، زیرا آرماتورهای اصلی تیر معمولاً با اتصال صلب به سر شمع‌ها متصل شده و این موضوع سبب می‌شود که مقاومت اتصال بین شمع و بتن نسبتاً مساوی با مقدار مقاومت اتصال بین آرماتورها و بتن باشد. متغیرهای f_{ck}' و γ_c به ترتیب بیانگر مقدار مقاومت فشاری بتن (N/mm^2) و ضریب مصالح بتنی می‌باشد (می‌توان γ_c را برابر با ۱/۳ فرض کرد).

(۳) عمق مدفون لازم برای انتقال لنگر سر شمع را باید بر اساس بخش ۵، بند (۴-۶-۲) طراحی اتصال شمع و عرشه، تعیین کرد. تعیین این عمق به صورت تئوری باید برای تحمل ترکیب تنش برشی ناشی از نیروی افقی در شمع و تنش ناشی از لنگر خمشی باشد. اما تنش برشی ناشی از نیروی افقی معمولاً بسیار کوچک است و بنابراین می‌توان از آن صرف نظر کرد. توصیه می‌شود که عرض دال بتنی B متصل به شمع، مقدار خیلی کمی در نظر گرفته نشود (شکل (۸-۶۹)). اگر این عرض کافی نباشد، بتن تحت شرایط برش سوراخ‌کننده، گسیخته شده و نمی‌تواند تنش برشی را تحمل کند.



شکل ۸-۶۹- تنش برشی تولید شده در سر شمع

فصل ۱۰

اسکله شمع و عرشه موازی

ساحل با شمع‌های زوج مایل

۱۰-۱- اصول طراحی

مباحث مطرح شده در این فصل باید به اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل که نیروی افقی وارد بر اسکله را تحمل می‌کنند، اعمال شود.

تفسیر

اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل سازه است که نیروی افقی وارد بر اسکله (شامل نیروی زلزله، نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر و نیروی کششی مهار شناور) را با شمع‌های زوج مایل تحمل می‌کند. بنابراین، این نوع اسکله‌ها باید روی زمینی اجرا شود که ظرفیت باربری کافی برای شمع‌های مایل را تامین نماید.

از آنجا که شمع‌های مایل طوری طرح می‌شوند که قادر به مقاومت در برابر نیروهای افقی در جهت عمود بر محور طولی اسکله باشند، تغییر مکان افقی در آن جهت نسبت به اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم کمتر خواهد بود. شمع‌های زوج مایل به ندرت برای مقاومت در برابر نیروهای افقی در جهت محور طولی اسکله، طراحی می‌شوند و بنابراین بهتر است که مقاومت اسکله در برابر نیروهای افقی موازی با محور طولی، با روشی مشابه روش بررسی اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، بررسی شود.

بررسی مقاومت اسکله در طول زلزله باید با استفاده از روش ضریب زلزله صورت گیرد، اما اگر بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله ضروری باشد باید از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی یا روش تحلیل الاستوپلاستیک که در بند (۹-۶-۲) روش بررسی عملکرد مقاومت در برابر زلزله، نکات فنی بند ۱ شرح داده شده است، استفاده نمود. در غیر این صورت، اساساً می‌توان اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل را مشابه با اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم در نظر گرفت.

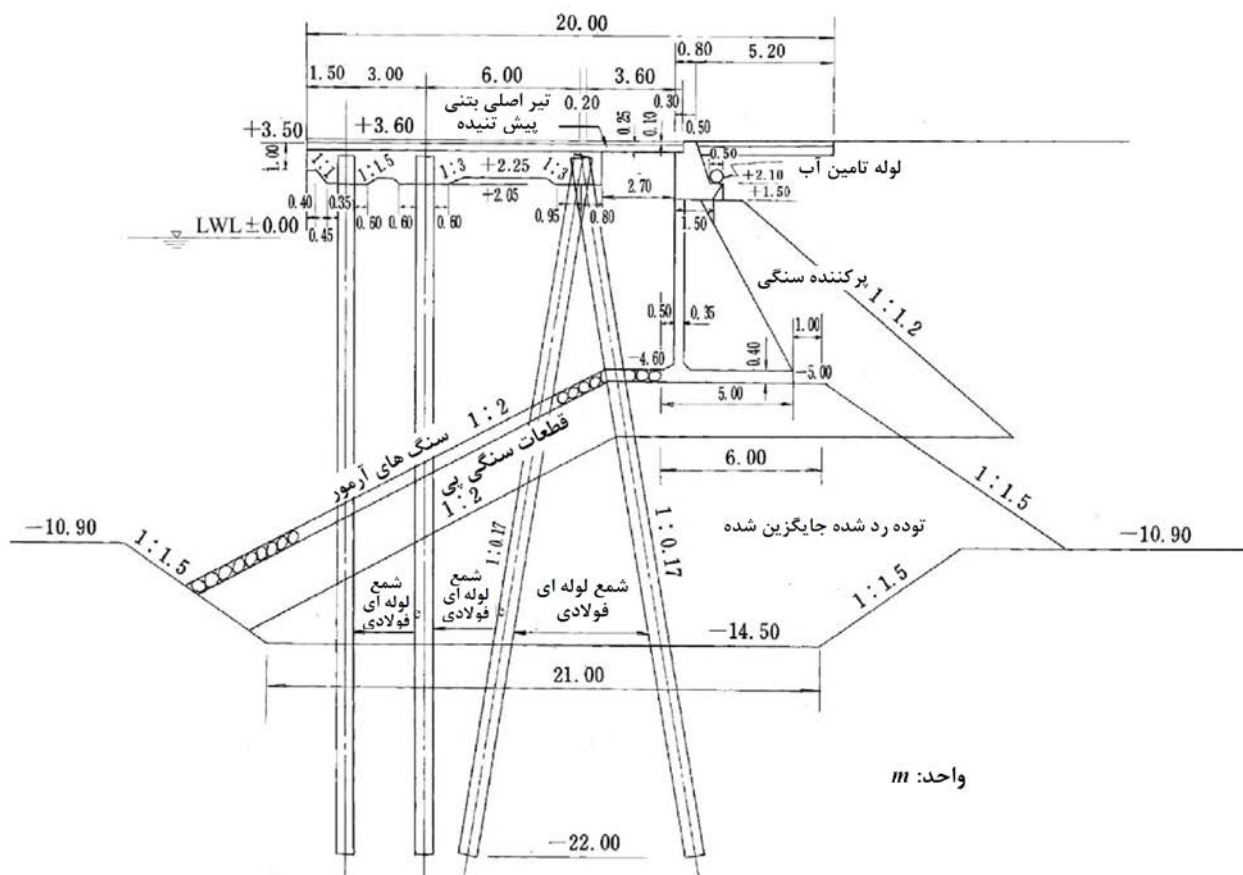
نکات فنی

- ۱) شکل (۸-۷۰) نمونه‌ای از یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل را نشان می‌دهد.
- ۲) اگر شمع‌های زوج مایل طوری طراحی نشده باشند که بتوانند در برابر نیروهای در جهت محور طولی اسکله مقاومت کنند، سازه اسکله این نیروها را با کمک مقاومت جانبی شمع‌ها تحمل خواهد کرد. در این حالت، محاسبه عمق مدفون شمع‌ها باید با بررسی مقاومت جانبی آنها صورت گیرد.
- ۳) نیروهای بالابرنده وارد بر عرشه و پل‌های دسترسی باید طبق بخش ۲، بند (۵-۵-۱) نیروی بالابرنده وارد بر صفحه افقی نزدیک تراز آب ساکن، محاسبه شود.

۱۰-۲- جانمایی و ابعاد

۱۰-۲-۱- اندازه بلوک عرشه و جانمایی شمع‌ها

اندازه بلوک عرشه و جانمایی شمع‌های اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل باید براساس بند ۹-۲-۱- اندازه بلوک عرشه و جانمایی شمع‌ها تعیین شود.



شکل ۸-۷۰- نمونه اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل

نکات فنی

فاصله میان شمع‌ها یا بین مراکز شمع‌های مایل معمولاً متناسب با شرایط بارگذاری و عملیات اجرایی، ۴ تا ۶ متر لحاظ می‌شود. از دیدگاه تامین مقاومت در برابر نیروی افقی، بهتر است برای شمع‌های مایل از زاویه شیب بزرگ استفاده شود، اما در بسیاری از موارد به دلیل محدودیت‌های موجود برای حفظ حداقل فاصله از سایر شمع‌ها و محدودیت‌های مربوط به عملیات اجرایی مانند ظرفیت تجهیزات شمع‌کوبی موجود، از شیبی برابر با $1:0/33$ تا $1:0/2$ استفاده می‌شود.

۱۰-۲-۲- ابعاد عرشه

ابعاد عرشه اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل را باید براساس بند (۹-۲-۲) ابعاد عرشه، تعیین کرد.

نکات فنی

عرض تیر عرشه در اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، بسته به روش اتصال سر شمع‌های مایل به یکدیگر متفاوت بوده، اما معمولاً این اندازه از عرض مربوط به حالت شمع‌های قائم بزرگتر است.

۱۰-۲-۳- آرایش ضربه‌گیرها (فندرها) و مهاربندها (بولاردها)

آرایش ضربه‌گیرها و مهاربندها باید بر اساس بند (۹-۲-۳) چیدمان ضربه‌گیرها و مهاربندها، تعیین شود.

۱۰-۳- نیروهای خارجی وارد بر اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل

۱۰-۳-۱- نیروهای خارجی طراحی

نیروهای خارجی وارد بر اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل را باید بر اساس بند (۹-۳-۱) نیروهای خارجی طراحی، تعیین نمود.

نکات فنی

برای طراحی شمع‌های یک اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل می‌توان از وزن مرده‌ای برابر با 21 kN/m^2 به‌عنوان وزن عرشه بتن مسلح استفاده کرد.

۱۰-۳-۲- محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر

محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر باید طبق بند (۹-۳-۲) محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر، انجام شود.

۱۰-۴-۱- فرضیات مربوط به خاک کف دریا

۱۰-۴-۱-۱- تعیین زاویه شیب شیروانی

شیب شیروانی زیر عرشه را باید بر اساس بند (۹-۴-۱) تعیین زاویه شیب شیروانی، تعیین نمود.

۱۰-۴-۲- سطح مجازی زمین

به بند (۹-۴-۲) سطح مجازی زمین، مراجعه شود.

۱۰-۵-۱- تعیین نیروهای وارد بر شمع‌ها و مقاطع عرضی شمع‌ها

۱۰-۵-۱-۱- نیروی افقی منتقل شده بر سر شمع‌های زوج مایل

نیروهای افقی که به سر شمع‌های مایل اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل منتقل می‌شود باید با در نظر گرفتن مقاطع عرضی، زاویه مایل بودن و طول شمع‌های مایل محاسبه کرد. در این محاسبه می‌توان چنین فرض کرد که نیروهای افقی تماما توسط شمع‌های مایل تحمل می‌شود.

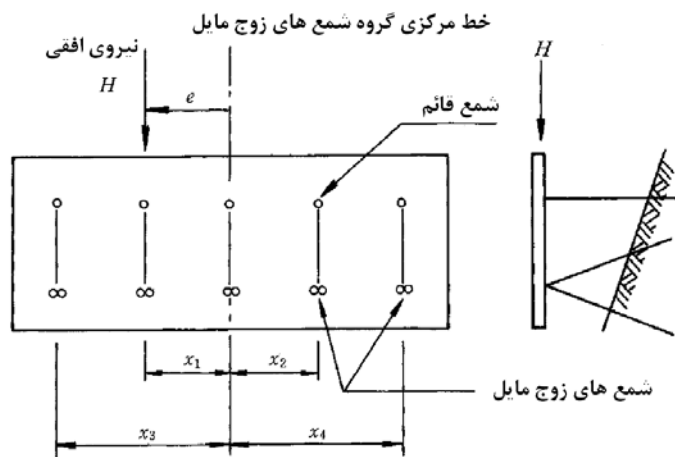
نکات فنی

- (۱) اگر مقطع عرضی و یا زاویه مایل بودن شمع‌ها با یکدیگر تفاوت داشته باشد، نیروی افقی که به سر هر جفت از شمع‌های مایل منتقل می‌شود باید با استفاده از رابطه (۱-۱۰) یا (۲-۱۰) محاسبه شود (شکل ۸-۷۱)
- الف) حالتی که می‌توان شمع‌ها را کاملاً به‌عنوان شمع‌های اتکایی در نظر گرفت.
- (۱) وقتی که در نظر گرفتن چرخش بلوک عرشه ضروری نباشد:

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \quad (1-10)$$

- (۲) وقتی که در نظر گرفتن چرخش بلوک عرشه ضروری باشد:

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H + \frac{C_i x_i}{\sum C_i x_i^2} eH \quad (2-10)$$



شکل ۸-۷۱- فاصله بین خط مرکزی گروه شمع مایل و هر زوج از شمع‌های زوج مایل

که در آن:

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i2})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1}E_{i1}} \cos^2 \theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2}E_{i2}} \cos^2 \theta_{i1}} \left(\frac{N}{m} \right)$$

H : نیروی افقی وارد بر بلوک عرشه (N/m)

H_i : نیروی افقی اعمالی به i -امین زوج از شمع‌های مایل (N/m)

e : فاصله میان خط مرکزی گروه شمع‌های مایل و نقطه‌ای که نیروی افقی بر آن وارد می‌شود (m)

x_i : فاصله میان i -امین زوج از شمع‌های مایل و خط مرکزی گروه شمع‌های مایل (m)

l_i : طول کل شمع (m)، وقتی که نیروی کششی وجود داشته باشد از طول l مربوط به شمع اصطکاکی استفاده می‌شود.

A_i : سطح مقطع عرضی یک شمع از i -امین زوج از شمع‌های مایل (m^2)

E_i : مدول ارتجاعی یک شمع از i -امین زوج از شمع‌های مایل (N/m^2)

θ_{i1} و θ_{i2} : زاویه میان شمع‌های i -امین زوج از شمع‌های مایل و صفحه قائم (درجه)

اندیس ۱ و ۲ در بالا، نشان‌دهنده شماره شمع‌های یک زوج از شمع‌های زوج مایل است. مختصات خط مرکزی گروه شمع‌های مایل را می‌توان با استفاده از رابطه $\sum C_i \xi_i / \sum C_i$ محاسبه کرد.

مقدار ξ_i نشان‌دهنده مختصات هر زوج از شمع‌های مایل در راستای محور طولی اسکله نسبت به یک مرکز مختصات داده شده، می‌باشد.

(ب) حالتی که بتوان شمع‌ها را تماماً به‌عنوان شمع‌های اصطکاکی در نظر گرفت:

(۱) خاک ماسه‌ای

روابط (۱-۱۰) و (۲-۱۰) با جایگزین کردن $(2l_i + \lambda_i)/3$ به جای l_i استفاده می‌شود.

(۲) خاک چسبنده

روابط (۱-۱۰) و (۲-۱۰) با جایگزین کردن $(l_i + \lambda_i)/2$ به جای l_i استفاده می‌شود.

که در آن:

λ_i : طول قسمتی از i -امین شمع که در آن قسمت، اصطکاک پوسته به‌طور موثر عمل نمی‌کند (m)

l_i : طول کل i -امین شمع (m)

(۲) وقتی که مقطع عرضی، زاویه مایل بودن و طول تمام شمع‌های مایل یکسان باشد، نیروی افقی که به هر زوج از شمع‌های

مایل منتقل می‌شود را می‌توان با استفاده از روابط (۳-۱۰) و (۴-۱۰) محاسبه نمود.

(الف) حالتی که در نظر گرفتن چرخش بلوک ضروری نباشد:

$$H_i = \frac{l}{n} H \quad (3-10)$$

که در آن:

N : تعداد زوج شمع‌ها

(ب) حالتی که در نظر گرفتن چرخش بلوک ضروری باشد:

$$H_i = \frac{l}{n} H + \frac{x_i}{\sum x_i^2} eH \quad (4-10)$$

۱۰-۵-۲- بار قائم انتقال یافته به سر شمع‌های مایل

بار قائم انتقال یافته به هر زوج از شمع‌های مایل را باید متناسب با جانمایی سازه شمع‌ها و همچنین نیروهای خارجی وارد بر اسکله محاسبه کرد.

نکات فنی

برای نیروی رو به پایین وارد بر شمع‌ها ناشی از هر بار قائم، می‌توان از نیروی عکس‌العمل محاسبه شده با فرض یک تیر با اتصال ساده در محل شمع به جای عرشه استفاده نمود.

۱۰-۵-۳- نیروهای کششی (بیرون‌کشنده) و فشاری (فروکننده) شمع‌های زوج مایل

نیروهای کششی و فشاری هر زوج از شمع‌های مایل را باید با توجه به بارهای قائم و افقی که متناسب با وضعیت کاربری اسکله تعریف شده‌اند، محاسبه نمود.

نکات فنی

- ۱) نیروهای کششی و فشاری شمع‌های مایل را می‌توان طبق بخش ۵، بند (۴-۳-۶) ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج، با استفاده از الف) نیروی افقی انتقال یافته به هر زوج از شمع‌های زوج مایل که براساس بند (۱۰-۵-۱) نیروی افقی منتقل شده بر سر شمع‌های زوج مایل محاسبه می‌شود و ب) بار قائم انتقال یافته به سر یک زوج شمع مایل که براساس بند (۱۰-۵-۲) بار قائم انتقال یافته به سر شمع‌های مایل، محاسبه می‌شود، تعیین نمود.
- ۲) نیروی فشاری هر شمع قائم از یک اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل را باید مانند نیروی عکس‌العمل محاسبه شده طبق بند (۱۰-۵-۲) بار قائم انتقال یافته به سر شمع‌های مایل، برآورد نمود.

۱۰-۵-۴- تنش‌های مقطع عرضی شمع‌ها

تنش‌های مقطع عرض شمع‌ها را باید با در نظر گرفتن هر شمع به‌عنوان یک شمع تحت بار محوری و لنگر خمشی محاسبه کرد.

نکات فنی

- ۱) تنش‌های مقطع عرضی شمع‌های قائم باید مانند یک شمع تحت بار محوری و تنش‌های مقطع عرضی شمع‌های مایل باید مانند یک شمع تحت بار محوری تنها یا تحت ترکیب بار محوری و لنگر خمشی محاسبه شود (بند (۹-۵-۵) تنش‌های مقطع عرضی شمع‌ها).
- ۲) ظرفیت باربری شمع‌های مایل را می‌توان با مراجعه به بند ۱ یا ۲ نکات فنی در بخش ۵، بند (۴-۳-۶) ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج، محاسبه کرد. اگر از روش بند ۱ استفاده شود، توصیه می‌شود تنش‌های مجاز شمع‌ها ۲۰ تا ۳۰ درصد نسبت به مقادیری که در بند ۳ نکات فنی از بند (۹-۵-۵) تنش‌های مقطع عرضی شمع‌ها، شرح داده شده است، کاهش داده شود تا اثرات لنگرهای خمشی و تنش‌های ثانویه که در این روش طراحی در نظر گرفته شده است، خنثی شود.
- ۳) معمولاً شیب شمع‌های زوج مایل، در جهت عمود بر محور طولی یک اسکله شمع‌وعرشه، در نظر گرفته می‌شود. بنابراین، معمولاً شمع‌ها طوری طراحی می‌شود که در حالت تحت بار محوری در برابر نیروهای خارجی وارد بر راستای عمود بر محور طولی، قرار داشته باشد (به بند (۱۰-۶) بررسی مقاومت اسکله در راستای محور طولی، مراجعه شود).
- ۴) اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، معمولاً روی زمین با ظرفیت باربری زیادی ساخته می‌شود و بنابراین شمع‌ها را باید به دقت و با بررسی تاثیرات تنش‌های ضربه‌ای، کماتش و سایر مواردی که در حین کوبش پیش می‌آید، طراحی نمود (به بخش ۵، بند (۴-۶-۱) بررسی بارهای حین ساخت، مراجعه شود).

۱۰-۶- بررسی مقاومت اسکله در راستای محور طولی

۱) اگر شمع‌های زوج مایل طوری طراحی شوند که قادر به مقاومت در برابر نیروهای وارد بر اسکله در جهت محور طولی آن باشند، مقاومت اسکله در راستای محور طولی آن را باید طبق روش بند (۱۰-۵) تعیین نیروهای وارد بر شمع‌ها و مقاطع عرضی شمع‌ها، مشابه آنچه که برای بررسی مقاومت اسکله در جهت عمود بر محور طولی آن به کار رفت، بررسی نمود.

۲) اگر برای تحمل نیروهای وارد بر اسکله در راستای محور طولی آن هیچ شمع زوج مایلی طراحی نشده باشد، بررسی مقاومت باید بر اساس بند (۹-۵) طراحی شمع، و یا روش مشابه برای اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، انجام شود.

۱۰-۷- عمق مدفون شمع‌های مایل

ظرفیت باربری شمع‌های مایل را باید طبق بند (۹-۵-۶) بررسی عمق مدفون برای ظرفیت باربری، و بند (۹-۵-۷) بررسی عمق مدفون برای مقاومت جانبی، انجام داد.

۱۰-۸- طراحی مقطع حائل خاک

طراحی مقطع حائل خاک باید طبق بند (۹-۷) طراحی مقطع حائل خاک، صورت گیرد.

۱۰-۹- بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی

بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی باید طبق بند (۹-۸) بررسی پایداری در برابر لغزش دایروی، انجام شود.

۱۰-۱۰- طراحی تفصیلی (جزئیات)

طراحی جزئیات تیر پیشانی و صفحه اتصال باید طبق بند (۹-۹) طراحی تفصیلی (جزئیات)، انجام داد.

فصل ۱۱

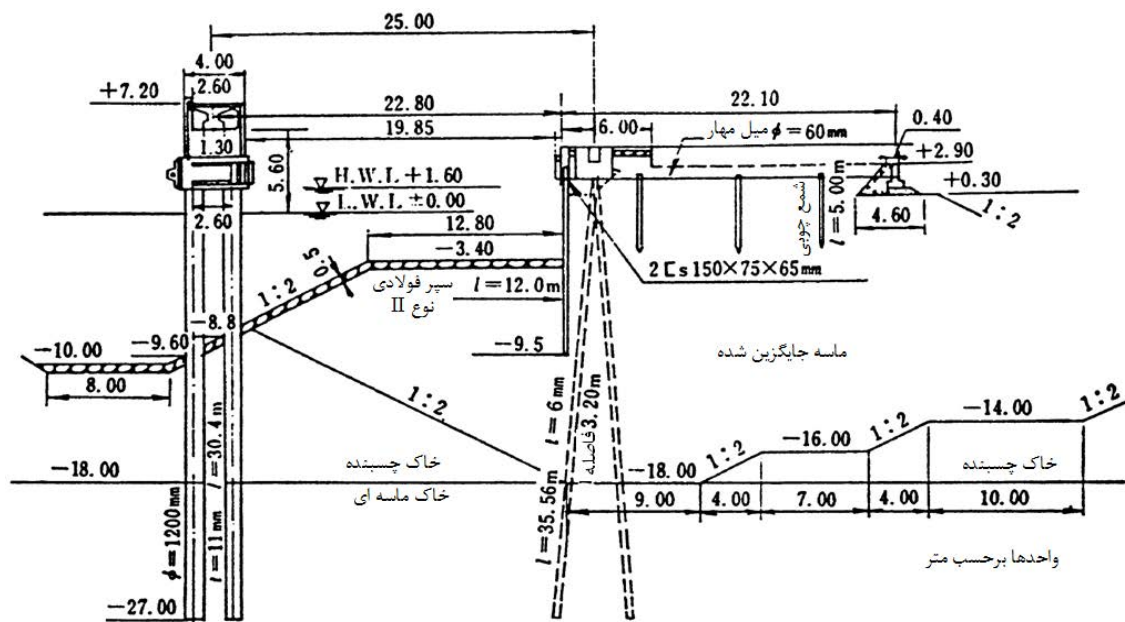
اسکله جدا از ساحل

۱۱-۱- گستره کاربرد

الزامات بیان شده در این فصل در طراحی اسکله جدا از ساحل که شامل دو بخش اسکله جدا از ساحل و دیوارحائل پشت اسکله می باشد، کاربرد دارد.

نکات فنی

شکل (۸-۷۲) نمونه‌ای از سطح مقطع یک اسکله جدا از ساحل را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۷۲- نمونه‌ای از سطح مقطع اسکله جدا از ساحل

۱۱-۲- اصول طراحی

اسکله جدا از ساحل باید به گونه‌ای طراحی شود که در برابر تمام بارهای موثر بر پهلوگیرها و تیرهای آن پایدار باشد. علاوه بر آن نوع و ابعاد پل جرثقیل، مشخصات حرکتی جرثقیل و نشست ریل‌ها بعد از نصب به نوبه خود در تعیین سازه اسکله جدا از ساحل در نظر گرفته می‌شود.

۱۱-۳- طراحی اسکله جدا از ساحل

۱۱-۳-۱- جانمایی و ابعاد

فاصله پهلوگیرها و ساحل، فاصله ریل‌های جرثقیل و فاصله پهلوگیرها در جهت محور طولی اسکله بر اساس هزینه و سهولت عملیات اجرا، ابعاد جرثقیل، شرایط خاک بستر دریا و غیره تعیین می‌گردد.

۱۱-۳-۲- بارها و نیروهای خارجی

اصولا، بارها و نیروهای خارجی که در طراحی اسکله دور از ساحل مدنظر قرار می‌گیرند عبارتند از:

(۱) نیروهای قائم

الف) بارهای چرخ تجهیزات جابجایی کالا

ب) نیروی مهار شناورها

پ) بار مرده عرشه

ت) بار مرده اسکله

(۲) نیروهای افقی

الف) نیروی مهار شناورها

ب) نیروی پهلوگیری شناورها

پ) نیروی باد موثر روی تجهیزات جابجایی کالا

ت) نیروی لرزه‌ای موثر روی تجهیزات جابجایی کالا

ث) نیروی لرزه‌ای موثر بر عرشه

و) نیروی لرزه‌ای موثر روی پهلوگیرها

تفسیر

(۱) در طراحی اسکله جدا از ساحل، علاوه بر نیروی‌های فوق‌الذکر، نیروی موج و نیروی بالابرنده و نیروی باد موثر بر عرشه، نیز

باید به نحوه مناسبی مدنظر قرار گیرد.

(۲) نیروی ترمز تجهیزات جابجایی کالا همیشه به‌عنوان نیروی افقی در طراحی تیرها مطرح می‌باشد، اما در طراحی اسکله،

وقتی این نیرو موجود باشد، در نظر گرفته خواهد شد.

۱۱-۳-۳- طراحی اسکله

اسکله باید بر اساس نوع سازه موجود، به‌طور مناسبی طراحی گردد.

تفسیر

طراحی اسکله باید مطابق فصل ۹، اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، یا فصل ۱۰، اسکله شمع‌وعرشه موازی

ساحل با شمع‌های زوج مایل، انجام گیرد. البته طراحی اسکله وزنی یا اسکله سلولی ساخته شده با سپر فولادی باید به ترتیب

مطابق فصل ۴، اسکله دیواری وزنی، یا فصل ۷، اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی، انجام شود.

۱۱-۳-۴- طراحی تیر

تیر باید در برابر بارها و نیروهای افقی و همچنین قائم، طوری طراحی شود که ایمن باشد.

تفسیر

اعضای سازه‌ای مورد استفاده در تیرهای اسکله جدا از ساحل باید مقاومت کافی در برابر نیروهای مورد انتظار افقی و قائم داشته باشند زیرا ریل‌های جرثقیل مستقیماً روی تیرها نصب می‌شوند. در ارزیابی نیروهای قائم، افزایش در بارهای چرخ به دلیل بار باد یا زلزله وارد بر پل جرثقیل، باید در نظر گرفته شود.

نکات فنی

(۱) تیرها اغلب به‌عنوان تیر ساده‌ای که توانایی مقابله با نشست اسکله را دارد، طراحی می‌گردند.

(۲) وقتی که هر دو پایه پل جرثقیل ثابت باشد، بار افقی هر پایه از تقسیم کل بار افقی بر اساس نسبت بار چرخ، بین دو پایه حاصل می‌گردد. وقتی که پل جرثقیل دارای یک پایه ثابت و یک پایه معلق می‌باشد، کل بار افقی را باید به پایه ثابت وارد نمود تا طراحی ایمن‌تر گردد. البته در حالت دو پایه ثابت، همزمان نصف نیروی افقی وارده به یک پایه باید به پایه معلق وارد گردد.

۱۱-۴- تجهیزات فرعی

تجهیزات فرعی مانند ضربه‌گیر (فندر)، ستون مهاری و پل ارتباطی باید برای اسکله جدا از ساحل نیز در نظر گرفته شود.

نکات فنی

برای ضربه‌گیر و ستون مهاری به فصل ۱۹، تجهیزات فرعی، مراجعه شود. برای پل ارتباطی و دال، بار زنده پیاده‌رو حدود ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود.

۱۱-۵- طراحی تفصیلی (جزئیات)

۱۱-۵-۱- عرشه

سطح مقطع عرشه باید بر اساس بند (۹-۹-۱) ترکیبات بار برای طراحی عرشه، تعیین گردد.

۱۱-۵-۲- پل ارتباطی

پل ارتباطی باید طبق ضوابط و آیین‌نامه‌های پل (نشریات ۱۳۹، ۳۸۹، ۳۹۵ و ۴۶۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی) طراحی گردد.

فصل ۱۲

اسکله شناور

۱۲-۱- گستره کاربرد

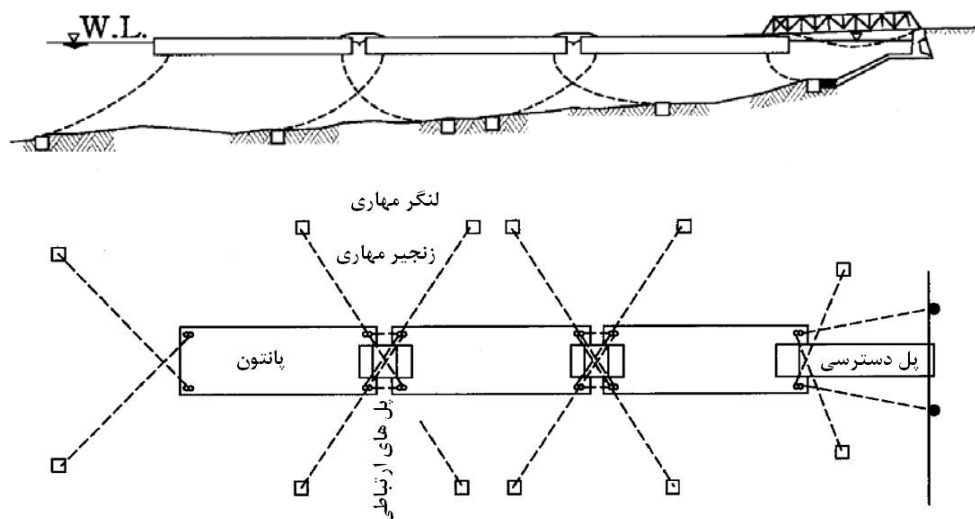
- (۱) الزامات بیان شده در این فصل برای اسکله‌های شناور دارای بدنه شناور (از اینجا به بعد به‌عنوان پانتون یاد می‌شود) که با زنجیر مهار و غیره مهار شده باشد، کاربرد دارد.
- (۲) روش‌های طراحی مطرح شده در این فصل برای اسکله‌های شناور نصب شده در مکان‌هایی که اثر موج، جریان جزرومدی و باد نسبتاً ضعیف باشد، کاربرد دارد.

تفسیر

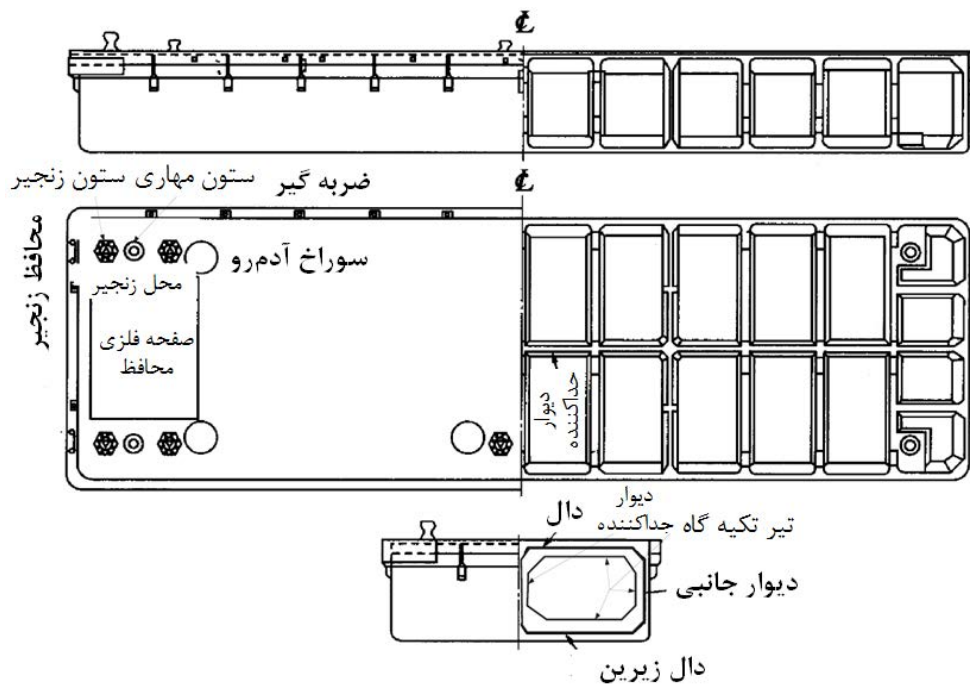
- (۱) شکل‌های (۷۳-۸) و (۷۴-۸) اجزای اصلی یک اسکله شناور و سازه یک پانتون را نشان می‌دهد. یک اسکله شناور شامل پانتون، پل دسترسی برای اتصال پانتون به ساحل، پل‌های ارتباطی برای اتصال پانتون‌ها، زنجیرهای مهار برای مهار پانتون‌ها، لنگرهای مهار و اجزای دیگر می‌باشد.
- (۲) طراحی سازه‌های شناور مختلف برای استفاده عمومی باید طبق راهنمایی‌های این فصل انجام گیرد.

نکات فنی

- اگر شرایط کارگاه خارج از پوشش این فصل باشد، طراحی باید بر اساس بخش ۲، بند (۵-۵) نیروی موج وارد بر سازه نزدیک تراز آب ساکن و بخش ۲، فصل ۸، نیروهای خارجی وارد بر جسم شناور و حرکات آن، و بخش ۷، بند (۲-۳-۳) موج‌شکن شناور، انجام شود.



شکل ۸-۷۳- توضیحات اجزای اسکله شناور



شکل ۸-۷۴- توضیحات اجزای پانتون

۱۲-۲- اصول طراحی

اسکله شناور باید به‌گونه‌ای طراحی شود که در طول مدت بارگیری و تخلیه و نیز سوار و پیاده شدن مسافر و خودرو، پایدار و ایمن و همچنین دارای دوام کافی باشد. سیستم مهاری شامل زنجیر و لنگرهای مهاری باید برای داشتن مقاومت کافی در برابر نیروهای خارجی مورد انتظار طراحی شود.

۱۲-۳- طراحی پانتون

۱۲-۳-۱- ابعاد پانتون

پانتون باید دارای مقدار سطح و ارتفاع کافی بیرون از آب برای عملکرد مورد انتظار بوده و ابعاد آن باید برای پایداری در برابر بارها و نیروهای خارجی وارد بر آن کافی باشد.

۱۲-۳-۲- بارها و نیروهای خارجی وارد بر پانتون

بارها و نیروهای خارجی که باید در طراحی پانتون مدنظر قرار گیرد عبارتند از:

- (۱) بار استاتیک و بار زنده
- (۲) نیروهای عکس‌العمل پل‌های ارتباطی و پل دسترسی
- (۳) فشار هیدرواستاتیک

(۴) وزن مرده

(۵) وزنه تعادل

تفسیر

معمولا در طراحی پانتون احتیاج به در نظر گرفتن نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر، نیروی موج، نیروی جریان و فشار دینامیک آب نمی‌باشد مگر اینکه به علت شرایط کارگاهی ویژه‌ای نیاز به لحاظ موارد مذکور باشد. البته وقتی که ریسک قرارگیری پانتون در معرض اثر موج وجود داشته باشد، لازم است نیروی موج وارد بر پانتون ساکن که در محل خود محکم شده و نیروهای سیال ناشی از حرکت پانتون (به بخش ۲، فصل ۸، نیروهای خارجی وارد بر جسم شناور و حرکات آن، مراجعه شود) در نظر گرفته شود. در این حالت، نیروی مهاری با در نظر گرفتن حرکات پانتون محاسبه می‌گردد.

نکات فنی

معمولا در اسکله شناور بار زنده حدود ۵/۰ کیلو نیوتن بر مترمربع برای مسافران در نظر گرفته می‌شود که در اصل برای مسافرانی که در حال سوار یا پیاده‌شدن از کشتی مسافری هستند، استفاده می‌گردد.

۱۲-۳-۳- پایداری پانتون

پانتون باید به نحوی طراحی شود که سطح پایداری سازه‌ای لازم برای مقاصد کاربردی آن تامین شود.

نکات فنی

(۱) در ارزیابی پایداری پانتون، الزامات زیر باید برآورده شود:

الف) پانتون باید شرط پایداری یک بدنه شناور را ارضا کرده و مقدار ارتفاع لازم خارج از آب را حتی با وجود نیروی عکس‌العمل پل دسترسی و سربار حداکثر روی عرشه و وجود مقداری آب نشستی به داخل پانتون، داشته باشد.
ب) حتی وقتی که سربار حداکثر روی نیمی از عرشه که با محور تقارن طولی پانتون تقسیم شده است و همچنین نیروی عکس‌العمل پل دسترسی بر آن قسمت (اگر پل به آن قسمت متصل باشد) وارد شود، باز هم پانتون باید شرط پایداری بدنه شناور را برآورده کرده و شیب عرشه باید برابر ۱:۱۰ یا کمتر با حداقل ارتفاع خارج آب صفر یا بیشتر باشد.

(۲) ارتفاع آب تجمعی نشست کرده در پانتون که در ارزیابی پایداری پانتون در نظر گرفته می‌شود معمولا برابر ۱۰ درصد ارتفاع پانتون می‌باشد. ارتفاع آزاد لازم خارج آب در این حالت بیشتر اوقات حدود ۵/۰ متر می‌باشد.

(۳) پایداری پانتون وقتی در معرض بار گسترده یکنواخت قرار می‌گیرد با ارضای رابطه (۱-۱۲) حاصل می‌گردد.

$$\frac{\gamma_w I}{W} - \overline{CG} > 0 \quad (1-12)$$

که در آن:

I: ممان اینرسی هندسی سطح مقطع در تراز آب ساکن نسبت به محور طولی (m^4)

W: وزن پانتون و بار گسترده یکنواخت (kN)

γ_w : وزن مخصوص آب دریا (kN/m^3)

\overline{CG} : فاصله بین مرکز شناوری و مرکز جرم

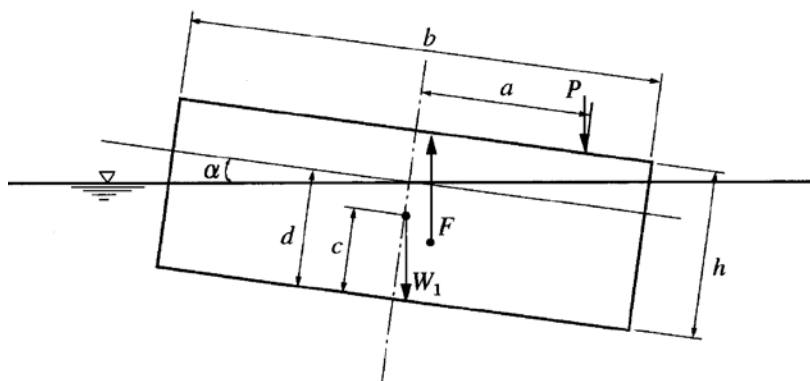
وقتی پانتون دارای نشت تا قسمتی پر شده باشد، پایداری پانتون را می‌توان با استفاده از رابطه (۲-۱۲) و ارضای آن تامین نمود. حروف W ، d ، C و G در این رابطه همان توضیحات قبلی اما در حالت پانتون دارای آب می‌باشد.

$$\frac{\gamma_w}{W} (I - \sum i) - \overline{CG} > 0 \quad (2-12)$$

که در آن:

i : ممان اینرسی هندسی سطح آب داخل هر محفظه نسبت به محور مرکزی خود محفظه موازی با محور دوران پانتون (m^4)

وقتی پانتون تحت بار خارج از مرکز قرار داشته باشد، پایداری آن زمانی حاصل می‌گردد که مقدار $\tan \alpha$ حاصل از رابطه (۳-۱۲)، رابطه (۴-۱۲) را ارضا نماید (شکل ۸-۷۵).



شکل ۸-۷۵- پایداری پانتون تحت بار خارج از مرکز

$$(W_1 + P) \left[\frac{b^2 \tan \alpha}{12d \cos^2 \alpha} - \left(\frac{b^2}{24d} \tan^2 \alpha + c - \frac{d}{2} \right) \tan \alpha \right] - P[a + (h - c) \tan \alpha] = 0 \quad (3-12)$$

$$\left. \begin{aligned} \tan \alpha &< \frac{2(h-d)}{b} \\ \tan \alpha &< \frac{l}{10} \end{aligned} \right\} \quad (4-12)$$

که در آن:

W_1 : وزن پانتون (kN)

P : نیروی کل بار خارج از مرکز (kN)

b : عرض پانتون (m)

h : ارتفاع پانتون (m)

d : آب‌خور پانتون وقتی P در مرکز پانتون اعمال شود (m)

c : ارتفاع مرکز جرم پانتون نسبت به کف پانتون (m)

a : فاصله P از محور مرکزی پانتون (m)

α : زاویه شیب پانتون (برحسب درجه)

۱۲-۳-۴- طراحی جداگانه اجزای پانتون

تنش‌های ایجادشده در اجزای تشکیل‌دهنده پانتون باید با انتخاب روش متناسب با کاربرد پانتون، بارها و نیروهای خارجی وارد بر آن اجزا و خصوصیات سازه‌ای آن‌ها ارزیابی گردد.

نکات فنی

(۱) دال سقف

دال سقف معمولاً به شکل دال دوطرفه گیردار روی چهار لبه شامل تیرهای تکیه‌گاهی و دیوارهای جانبی در برابر بارهایی که بزرگترین تنش را از ترکیبات بارهای زیر ایجاد می‌کند، طراحی می‌گردد.
الف) وقتی فقط بار استاتیک روی پانتون وارد شود: بار استاتیک و وزن مرده
ب) وقتی بار زنده روی پانتون وارد شود: بار زنده و وزن مرده
پ) وقتی تکیه‌گاه پیل دسترسی روی پانتون قرار داده می‌شود (بدون ستون تنظیم): نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاه پیل دسترسی و بار مرده

(۲) دیوارهای جانبی

دیوار جانبی معمولاً به شکل دال دوطرفه گیردار بر روی چهار لبه شامل دال سقف، دال کف و دیوارهای جانبی یا تیرهای تکیه‌گاهی و در برابر فشار هیدرواستاتیک وارده وقتی پانتون تا 0.5 متر بالای عرشه مستغرق باشد، طراحی می‌گردد.

(۳) دال کف

دال کف معمولاً به شکل دال دوطرفه گیردار روی چهار لبه شامل دیوارهای جانبی یا تیرهای تکیه‌گاهی در برابر فشار هیدرواستاتیک وارده وقتی پانتون تا 0.5 متر بالای عرشه مستغرق باشد، طراحی می‌گردد.

(۴) دیوار جداکننده

دیوار جداکننده شبیه دال گیردار روی چهار لبه طراحی می‌گردد.

(۵) تیرهای تکیه‌گاهی و تکیه‌گاه‌ها

تیرهای تکیه‌گاهی دال سقف، دال کف و دیوارهای جانبی و تکیه‌گاه مرکزی معمولاً شبیه جعبه قاب صلب تحت شرایط حداکثر بار وارد بر دال سقف پانتون و فشار هیدرواستاتیک برای آبخور برابر ارتفاع پانتون طراحی می‌گردد.

(۶) وقتی که باید اثر موج در نظر گرفته شود، محاسبه نیروهای اجزا با استفاده از رابطه Muller، روش بارج بتنی پیش‌تنیده، یا قانون DnV انجام می‌شود. وقتی در نظر گرفتن اثرات حرکت بدنه شناور، ارتفاع و پریود امواج و عمق آب لازم باشد، می‌توان از روش تقسیم سطح مقطع Ueda و همکاران استفاده نمود.

۱۲-۴- طراحی سیستم مهار

۱۲-۴-۱- روش مهار

روش مهار پانتون اسکله شناور باید با توجه به شرایط طبیعی محیط نصب به نحوی انتخاب گردد که بهره‌برداری مورد انتظار از اسکله شناور به عمل آید.

۱۲-۴-۲- طراحی زنجیر مهار

۱۲-۴-۲-۱- نیروهای خارجی طراحی

سازه زنجیر مهار باید با روشی مناسب به‌گونه‌ای ارزیابی گردد که زنجیرها قادر به نگهداری پانتون در محل خود به‌طور ایمن تحت اعمال بزرگترین بار باشد.

نکات فنی

(۱) راهنمایی‌های این بخش برای پانتون مهارشده با زنجیر کاربرد دارد که استفاده بیشتری در طراحی اسکله شناور داشته است.

(۲) برای نیروهای خارجی، از بین ترکیب بارهای زیر که بزرگترین نیروی کل را ارائه دهد، استفاده می‌گردد.

الف) نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر و نیروی جریان جزرومدی

ب) نیروی طناب مهار کشتی و نیروی جریان جزرومدی

پ) نیروی موج و نیروی جریان جزرومدی

۱۲-۴-۲-۲- قرارگیری زنجیر

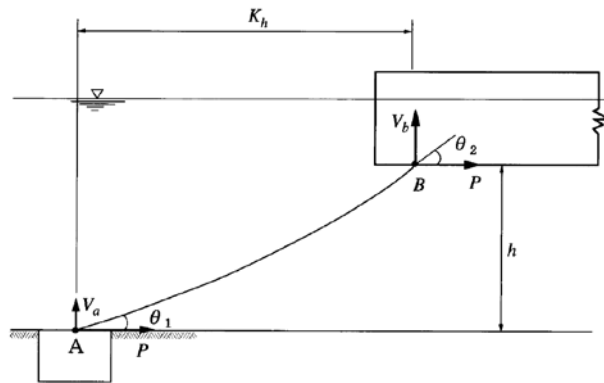
هر زنجیر باید به یکی از مهارهای زنجیر در چهارگوشه پانتون از طریق سوراخ محل زنجیر وصل و توسط یک لنگر به بستر دریا متصل گردد.

۱۲-۴-۳- قطر زنجیر

قطر زنجیر باید به اندازه‌ای باشد که هنگام بالاترین مد توسط نیروهای خارجی تعیین‌شده در بند (۱۲-۴-۱) نیروهای خارجی طراحی، گسیخته نشود.

نکات فنی

(۱) حداکثر کشش وارد بر هر زنجیر به‌طور ایده‌آل با تحلیل دینامیکی زنجیر و پانتون تعیین می‌گردد، اما چون این تحلیل بسیار دشوار می‌باشد، می‌توان از بهترین روش جایگزین یعنی تحلیل استاتیک استفاده نمود. زنجیر معمولاً تحت شرایطی که فقط یک زنجیر باید در مقابل تمام نیروهای خارجی مقاومت کند، طراحی می‌گردد (شکل (۸-۱۶)).



شکل ۸-۷۶- توضیحات مرتبط با زنجیر مهاری

حداکثر کشش وارد بر زنجیر با فرض اینکه امتداد زنجیر به شکل منحنی باشد، از رابطه (۵-۱۲) حاصل می‌گردد.

$$T = P \sec \theta_2 \quad (۵-۱۲)$$

نیروی افقی وارد بر لنگر مهاری مانند نیروی افقی وارد بر پانتون است و نیروی قائم وارد بر لنگر از رابطه (۶-۱۲) محاسبه می‌شود.

$$V_a = P \tan \theta_1 \quad (۶-۱۲)$$

نیروی قائم وارد بر اتصال بین زنجیر و پانتون از رابط (۷-۱۲) به دست می‌آید.

$$V_b = P \tan \theta_2 \quad (۷-۱۲)$$

زاویای θ_1 و θ_2 با حل رابطه (۸-۱۲) با فرض طول l برای زنجیر و وزن w برای طول واحد زنجیر محاسبه می‌شود.

$$\begin{cases} l = \frac{P}{w} (\tan \theta_2 - \tan \theta_1) \\ h = \frac{P}{w} (\sec \theta_2 - \sec \theta_1) \end{cases} \quad (۸-۱۲)$$

فاصله افقی بین لنگر مهاری و پانتون وقتی نیروی افقی روی پانتون اعمال شده است از رابطه (۹-۱۲) به دست می‌آید و بنابراین مقدار جابجایی افقی پانتون از محل سکون خود وقتی نیروی افقی وجود ندارد به راحتی قابل محاسبه است.

$$K_h = \frac{P}{w} [\sinh^{-1}(\tan \theta_2) - \sinh^{-1}(\tan \theta_1)] \quad (۹-۱۲)$$

به دلیل اینکه انحناى خط زنجیر با قطر معمولی را می‌توان تقریباً با خط مستقیم جایگزین نمود، در روابط (۵-۱۲) تا

$$(۹-۱۲) \text{ می‌توان فرض کرد که } \theta_2 = \theta_1 = \sin^{-1}\left(\frac{h}{l}\right) \text{ و } K_h = \sqrt{l^2 - h^2} \text{ باشد که در آن:}$$

T : حداکثر کشش وارد بر زنجیر (kN)

P : نیروی افقی خارجی (kN)

V_a : نیروی قائم وارد بر لنگر مهاری (kN)

V_b : نیروی قائم وارد بر اتصال بین زنجیر و پانتون (kN)

θ_1 : زاویه‌ای که زنجیر با راستای افق در اتصال بین لنگر مهاری و زنجیر می‌سازد (برحسب درجه)

θ_2 : زاویه‌ای که زنجیر با راستای افق در اتصال بین لنگر مهاری و پانتون می‌سازد (برحسب درجه)

l : طول زنجیر (m)

w : وزن مستغرق در واحد طول زنجیر (kN/m)

h : عمق آب زیر کف پانتون (m)

K_h : فاصله افقی بین لنگر مهاری و اتصال بین پانتون و زنجیر (m)

۲) در تعیین قطر زنجیر باید توجه به سایش، خوردگی و اثرات ناشی از چسبیدن موجودات زنده به زنجیر مدنظر باشد. علاوه بر آن، عملیات نگهداری مناسبی برای زنجیر لازم می‌باشد که شامل بازرسی‌های دوره‌ای زنجیر و تعویض آن در صورت لزوم است.

۳) وقتی در تعیین قطر زنجیر از شبیه‌سازی عددی دینامیکی استفاده می‌شود، لازم است مشخصات رابطه تغییر مکان و نیروی بازگشت سیستم مهاری با استفاده از روشی مناسب مانند تئوری انحنای زنجیر به دست آید.

۱۲-۴-۳- طراحی لنگر مهاری

۱۲-۴-۳-۱- نیروهای خارجی طراحی

در طراحی لنگر مهاری، حداکثر نیرویی که بر زنجیر مهاری وارد شده و طبق بند ۱۲-۴-۲- طراحی زنجیر مهاری محاسبه شده است، باید به عنوان نیروی خارجی طراحی به کار برده شود.

نکات فنی

مقادیر زیر که در بند (۱۲-۴-۲) طراحی زنجیر مهاری، محاسبه شده را می‌توان به عنوان نیروی خارجی استفاده کرد.

الف) نیروی قائم: $V_a = P \tan \theta_1$

ب) نیروی افقی: P

برای V_a ، P و θ_1 به شکل (۸-۷۶) مراجعه شود.

۱۲-۴-۳-۲- طراحی لنگر مهاری

لنگر مهاری باید قادر به تامین نیروهای مقاوم لازم برای نگه داشتن پایداری پانتون در برابر حداکثر کشش وارد بر زنجیر مهار را داشته باشد و همچنین طراحی باید با ضریب اطمینان مناسبی انجام گردد.

نکات فنی

۱) معمولاً نیروهای زیر به عنوان نیروهای مقاوم لنگر مهاری در نظر گرفته می‌شود، اما پیشنهاد می‌گردد که آزمایش‌های پایداری در محل برای لنگر مهاری انجام گیرد.

الف) در حالت بلوک بتنی

(۱) روی رس:

نیروی مقاوم افقی: چسبندگی سطوح کف و اطراف، تفاوت بین فشار خاک محرک و مقاوم

نیروی مقاوم قائم: وزن مستغرق، وزن سربار موثر

(۲) روی ماسه:

نیروی مقاوم افقی: نیروی اصطکاک کف، تفاوت بین فشار خاک محرک و مقاوم

نیروی مقاوم قائم: وزن مستغرق، وزن سربار موثر

نیروی قائم مورد استفاده در محاسبه نیروی اصطکاک کف، اختلاف بین وزن مستغرق بلوک و مولفه قائم کشش

زنجیر وارد بر بلوک می‌باشد.

(ب) در حالت لنگر مهارى فلزى

نیروی مقاوم افقی: توان نگهداری

نیروی مقاوم قائم: وزن مستغرق

توان نگهداری لنگر مهارى فلزى از رابطه (۱۰-۱۲) محاسبه می‌شود.

$$\left. \begin{array}{l} T_A = 17W_A^{2/3} \quad \text{گل نرم} \\ T_A = 10W_A^{2/3} \quad \text{گل سخت} \\ T_A = 3W_A \quad \text{ماسه} \\ T_A = 0.4W_A \quad \text{سنگ صاف} \end{array} \right\} \quad (10-12)$$

که در آن:

T_A : توان نگهداری لنگر مهارى (kN)

W_A : وزن مستغرق لنگر مهارى (kN)

(۲) برای پایداری لنگر مهارى از ضریب اطمینان ۱/۲ یا بیشتر استفاده می‌شود.

۱۲-۵- طراحی پل دسترسى و پل ارتباطى

۱۲-۵-۱- ابعاد و شیب

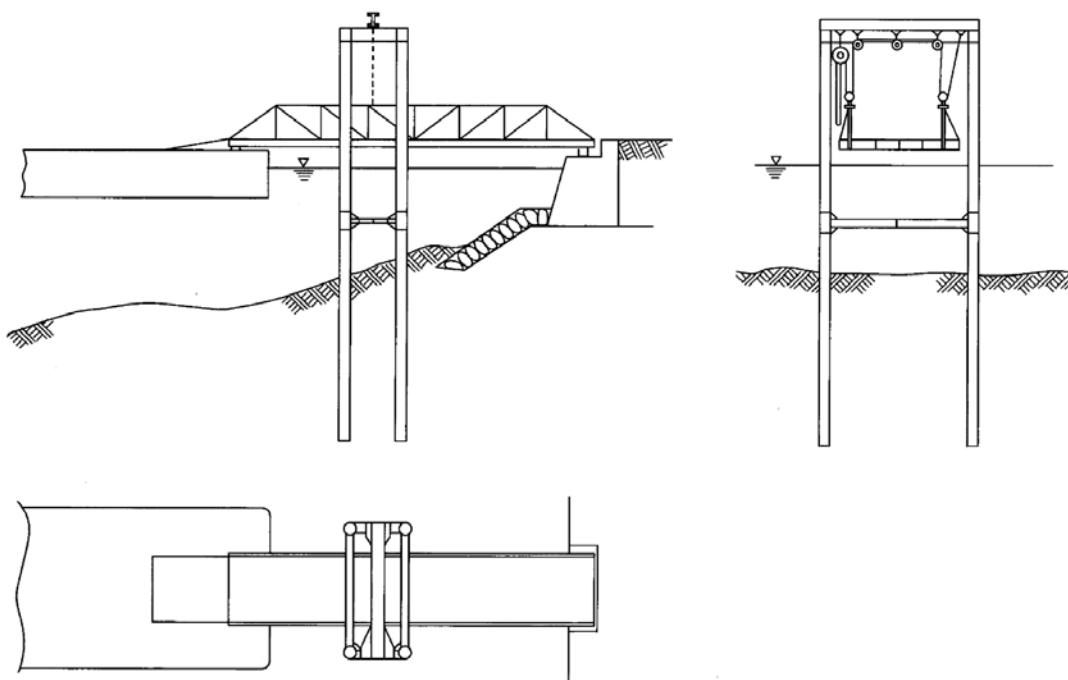
پل دسترسى و پل‌هاى ارتباطى اسکله شناور باید دارای ابعاد و شیب مناسب که تامین کننده الزامات کاربردى اسکله شناور برای مسافر، خودرو و بار است، باشد.

۱۲-۵-۲- طراحی پل دسترسى و پل ارتباطى

پل‌هاى دسترسى و ارتباطى باید طبق ضوابط و آیین‌نامه‌هاى پل (نشریات ۱۳۹، ۳۸۹، ۳۹۵ و ۴۶۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزى کشور) طراحی گردند.

۱۲-۵-۳- برج تنظیم

برج تنظیم باید برای ایمنى مناسب در برابر نیروهاى عكس‌العمل پل دسترسى و نیروهاى لرزه‌اى طراحی گردد. نمونه‌هاىی از برج تنظیم در شکل (۸-۷۷) نشان داده شده است.



شکل ۸-۷۷- نمونه‌هایی از برج تنظیم

فصل ۱۳

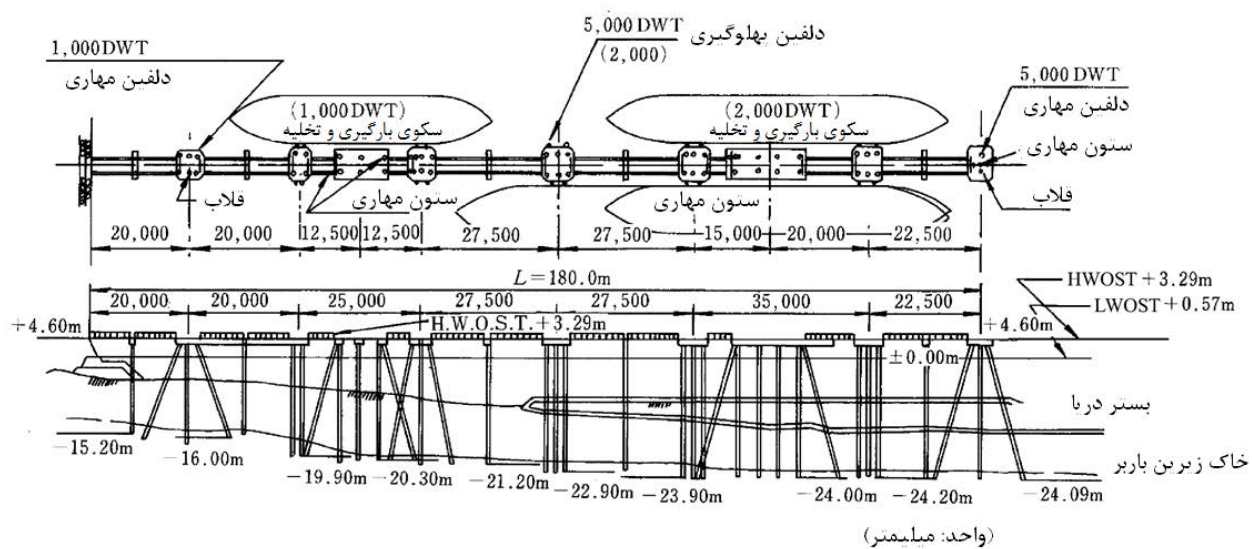
دلفین (ستون مهاربند)

۱۳-۱- اصول طراحی

الزامات بیان شده در این فصل برای طراحی تاسیسات پهلوگیری سازه دلفین شامل نوع شمعی، نوع دیوار سلولی فلزی و نوع صندوقه‌ای کاربرد دارد.

نکات فنی

شکل (۸-۷۸) نمونه‌ای از دلفین شمعی را نشان می‌دهند.



شکل ۸-۷۸- نمونه‌ای از دلفین شمعی

۱۳-۲- جانمایی

جانمایی پهلوگیر دلفینی باید با توجه به ابعاد شناور طرح که قصد استفاده از پهلوگیر را دارد و همچنین با توجه به عمق آب، جهت باد، جهت موج و جریان جزرومدی و نیز با توجه به عدم تاثیر گذاری منفی بر هدایت و لنگراندازی بقیه شناورها انجام گیرد.

نکات فنی

(۱) در تعیین جانمایی پهلوگیر دلفینی، موارد زیر باید ارزیابی گردد:

الف) ابعاد شناور طرح

کناره شناورهای بزرگ استفاده‌کننده از دلفین برای پهلوگیری، معمولاً از یک خط راست معرف بخش مرکزی (حدود ۷۵ درصد طول کل شناور L) و دو انحنا معرف بخش‌های جلو و عقب (هر کدام حدود یک هشتم طول کل شناور L) تشکیل می‌شود. پیشنهاد می‌گردد که دلفین‌های پهلوگیری به‌گونه‌ای جانمایی گردد که شناور قادر باشد از قسمت خط راست خود پهلوگیری نماید.

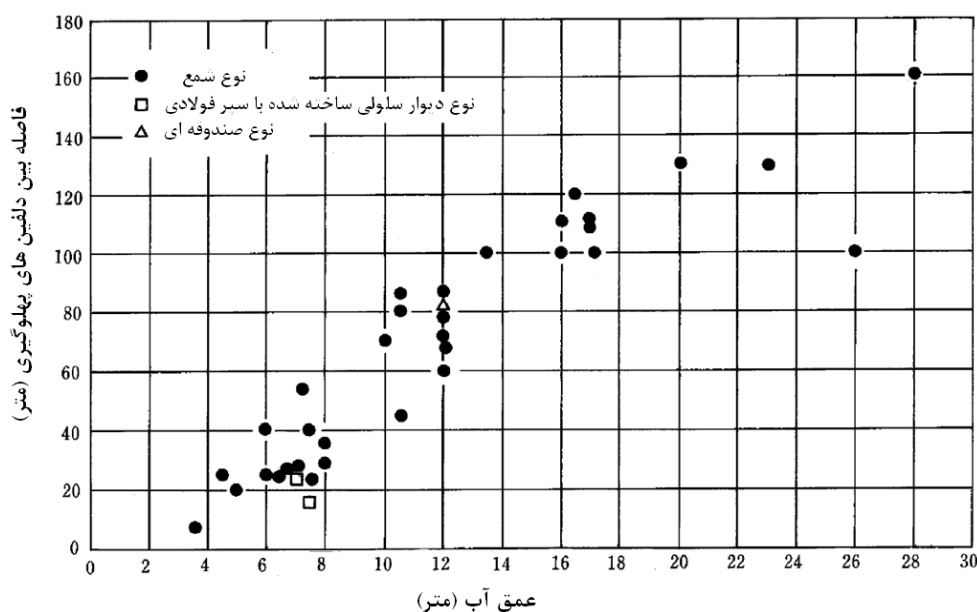
اگر برای دلفین نیاز به تجهیزات خاص بارگیری و تخلیه کالا باشد، مانند دلفین‌های نفتی، در وسط فاصله بین دلفین‌های پهلوگیری یک سکوی بارگیری و تخلیه نصب می‌شود که در این حالت بهتر است وجه رو به دریای سکوی بارگیری و تخلیه کمی عقب‌تر از وجه رو به دریای دلفین‌های پهلوگیری باشد تا از اعمال مستقیم نیروی پهلوگیری کشتی به سکوی بارگیری و تخلیه جلوگیری گردد.

(ب) عمق آب، جهت باد، جهت موج و جریان جزرومدی

بهتر است دلفین‌ها به نحوی جانمایی گردد که محور طولی دلفین‌ها موازی جهت غالب باد، موج و جریان جزرومدی باشد. این کار باعث آسان شدن مانور شناور هنگام پهلوگیری و جدا شدن گردیده و نیروهای خارجی وارد بر دلفین هنگامی که شناور مهار شده است، کاهش می‌یابد.

(۲) جانمایی معمول دلفین‌های مهاری به این صورت است که دلفین‌ها روی خطی قرار می‌گیرند که با قلاب‌های جلو و عقب کشتی زاویه ۴۵ درجه می‌سازد و فاصله مشخصی از وجه جلویی دلفین‌های پهلوگیری دارد.

(۳) فاصله بین دلفین‌های پهلوگیری رابطه نزدیکی با طول کلی (L) شناور طرح دارد. شکل (۸-۷۹) رابطه بین فاصله بین دلفین‌های پهلوگیری و عمق آب را که از اطلاعات ساخت‌وسازهای گذشته حاصل شده است، نشان می‌دهد.



شکل ۸-۷۹- فاصله بین دلفین‌های پهلوگیری

۱۳-۳- نیروهای خارجی موثر بر دلفین

موارد زیر باید به‌عنوان نیروی خارجی وارد بر دلفین در نظر گرفته شود:

- (۱) نیروی پهلوگیری
- (۲) نیروی مهار ناشی از طناب‌های مهار شناور
- (۳) نیروهای قائم ناشی از وزن مرده و بار زنده

(۴) نیروی لرزه‌ای اعمال شده روی سازه‌ها و تجهیزات بارگیری و تخلیه کالا

(۵) فشار دینامیکی آب هنگام زلزله

(۶) فشار باد روی تجهیزات بارگیری و تخلیه کالا

۴-۱۳- دلفین شمعی

در طراحی اولیه دلفین شمعی، موارد زیر باید به‌عنوان یک قانون کلی ارزیابی گردد:

(۱) تنش‌های شمع (تنش‌های ناشی از نیروی افقی، نیروی قائم و پیچش)

(۲) طول مدفون شمع

(۳) تغییر شکل دلفین

نکات فنی

(۱) موارد فوق باید طبق فصل ۹، اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، و فصل ۱۰، اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، ارزیابی گردد.

(۲) وقتی از دلفین شمعی استفاده می‌شود، انرژی پهلویی را معمولاً می‌توان با فرض اینکه با تغییر شکل ضربه‌گیرها و شمع‌ها جذب می‌گردد، محاسبه نمود.

(۳) تانکرهای بزرگ معمولاً به‌صورت اریب نسبت به خط قرارگیری دلفین پهلویی می‌کنند. از آنجا که مشخصات ضربه‌گیر بسته به زاویه پهلویی تغییر می‌کند، توصیه می‌شود در چنین حالتی از منحنی‌های طراحی متناسب با زاویه پهلویی استفاده گردد. علاوه بر آن، پهلویی زاویه‌دار باعث ایجاد احتمال جذب نشدن موثر انرژی توسط تعدادی از ضربه‌گیرهای متصل به دلفین پهلویی می‌شود. بنابراین بهتر است به دقت بررسی شود که کدام ضربه‌گیرها در پهلویی زاویه‌دار، با بدنه شناور برخورد خواهد کرد.

۵-۱۳- دلفین نوع دیواری سلولی فلزی

در طراحی اولیه دلفین نوع دیواری سلولی فلزی، موارد زیر باید به‌عنوان یک قانون کلی مورد ارزیابی واقع شود.

(۱) عرض معادل دیوار در برابر تغییر شکل برشی

(۲) طول مدفون دیوار سلولی

(۳) پایداری کلی بدنه دیوار (لغزش، واژگونی و ظرفیت باربری)

(۴) کشش پوسته سلول

(۵) پی تجهیزات بارگیری و تخلیه کالا و ستون مهاری

نکات فنی

(۱) ارزیابی موارد (۱) تا (۴) فوق باید طبق فصل ۷، اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی و فصل ۸، اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی انجام شود. ارزیابی مورد (۵) نیز طبق بخش ۵، فصل ۴، ظرفیت باربری شمع‌ها، و فصل ۲۱، پی (شالوده) برای تجهیزات جابجایی کالا، انجام گردد.

(۲) در حالت سلول استوانه‌ای، عرض معادل دیوار را می‌توان از رابطه (۱-۱۳) محاسبه کرد.

$$B = \sqrt{3}R$$

(۱-۱۳)

که در آن:

B : عرض معادل دیوار (m)

R : شعاع سلول استوانه‌ای (m)

۱۳-۶- دلفین نوع صندوقه‌ای

در طراحی اولیه دلفین نوع صندوقه‌ای، موارد زیر را باید به‌عنوان یک قانون کلی ارزیابی نمود:

- (۱) لغزش صندوقه
- (۲) واژگونی صندوقه
- (۳) ظرفیت باربری خاک زیرین
- (۴) دوران صندوقه
- (۵) مقاومت اجزای سازه‌ای

تفسیر

دوران صندوقه زمانی رخ می‌دهد که یک نیروی خارجی خارج از مرکز بر دلفین وارد شود. ارزیابی پایداری در برابر دوران باید حتی در حالتی که موارد (۱) تا (۳) فوق‌الذکر برقرار هستند انجام شود، زیرا تایید پایداری بر اساس موارد (۱) تا (۳) ایمنی صندوقه در برابر دوران را تضمین نمی‌نماید. در ارزیابی پایداری در برابر دوران، فرض می‌شود که نیروی مقاوم عبارت از نیروی اصطکاک در طول کف صندوقه است که متناسب با عکس‌العمل کف محاسبه شده طبق بخش ۴، بند (۱-۴-۵) نیروهای خارجی بعد از اجرا، می‌باشد. ضریب اطمینان نیز طبق بند (۴-۳-۲) بررسی لغزش دیوار، تعیین می‌گردد.

فصل ۱۴

سرسره و اسكله با عمق آب كم

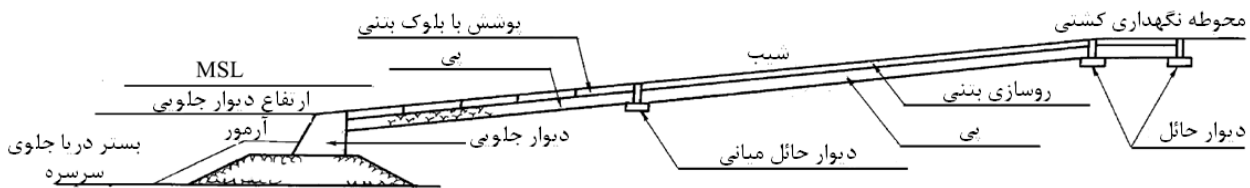
۱۴-۱- سرسره

۱۴-۱-۱- اصول طراحی

سرسره باید به نحوی طراحی گردد که هیچ‌گونه مشکل بهره‌برداری و سازه‌ای ایجاد نشود.

تفسیر

- ۱) سرسره تاسیساتی است که برای انتقال کشتی از دریا به ساحل و بالعکس به منظور تعمیر، حفاظت در برابر موج طوفانی و خیزآب (برکشند) طوفان و نگهداری در خشکی در فصل زمستان استفاده می‌گردد.
- ۲) برای بالا یا پایین بردن کشتی با ظرفیت ناخالص ۳۰ تن یا بیشتر اغلب از ریل یا کالسکه استفاده می‌شود، اما الزامات این بخش برای تاسیساتی کاربرد دارد که مستقیماً برای بالا و پایین بردن کشتی با ظرفیت ناخالص کمتر از ۳۰ تن روی شیب سرسره به کار می‌رود.
- ۳) شکل (۸-۱۰) اجزای مختلف یک سرسره را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۸- سرسره

۱۴-۱-۲- محل قرارگیری سرسره

در تعیین محل قرارگیری سرسره باید ملزومات زیر در نظر گرفته شود:

- ۱) آب جلوی آن آرام باشد.
- ۲) آب جلوی آن در معرض رسوب‌گذاری و یا آب‌شستگی نباشد.
- ۳) در هدایت و لنگراندازی سایر کشتی‌ها اختلال ایجاد نشود.
- ۴) فضای کافی برای عملیات بالا یا پایین بردن کشتی و نیز فضای کافی برای نگهداری آن وجود داشته باشد.

۱۴-۱-۳- ابعاد اجزای مختلف سرسره

تراز بخش‌های مختلف و طول سرسره، مساحت محوطه پشت سرسره، عمق آب جلوی سرسره، شیب سرسره و محدوده لنگراندازی جلوی سرسره باید با توجه به نوع و اندازه کشتی‌هایی که از سرسره استفاده می‌کند و همچنین سهولت استفاده، طراحی شود.

۱۴-۱-۳-۱- تراز اجزای مختلف

نکات فنی

- (۱) توصیه می‌شود که تاج دیوار جلویی بخش خشکی در تراز پایین‌تر از تراز میانگین جزر ماهیانه (LWL) به اندازه آب‌خور کشتی مورد نظر قرار گیرد تا بتوان کشتی را حتی در حداقل جزر هم بالا کشید. آب‌خور کشتی برای تعمیر و مراقبت و نیز نگهداری در فصل زمستان باید حداقل و برای بالا کشیدن قایق‌های کوچک ماهیگیری پر از صید باید حداکثر باشد. در رابطه با سرسره‌ای که در مناطق با دامنه جزرومدی کم به کار می‌رود و یا سرسره‌ای که حتی در تراز آب کم فصل بهار با امواج بلند استفاده می‌شود، لازم است تراز تاج دیوار جلویی کاهش بیشتری یابد.
- (۲) تراز زمین محوطه نگهداری کشتی باید طبق بند (۲-۲) ارتفاع تاج تاسیسات پهلوگیری، تعیین گردد. البته اگر محوطه نگهداری کشتی در نزدیکی اسکله دیواری باشد، تراز زمین محوطه نگهداری کشتی را می‌توان برای سهولت استفاده برابر تراز تاج اسکله دیواری قرار داد. اگر امواج حوضچه جلوی محوطه نگهداری کشتی بلند باشد، میزان بالاروی موج روی شیب باید مدنظر قرار گیرد.

۱۴-۱-۳-۲- طول سرسره و فضای پشت آن

طول شیب‌دار سرسره و مساحت فضای پشت آن باید برای بالا و پایین بردن کشتی مورد نظر کافی باشد.

نکات فنی

- (۱) مساحت فضای پشت سرسره به مساحت محوطه‌ای که در آن کشتی‌های بالا کشیده شده نگهداری می‌شود گفته می‌شود یعنی مساحت بخش مسطح خشکی و حتی بخش بالایی شیب وقتی تراز زمین محوطه نگهداری کشتی بالا باشد. بهتر است طول این قسمت از شیب حدود ۵ متر بیشتر از طول کل بزرگترین کشتی مورد استفاده باشد.
- (۲) فاصله بین کشتی‌های نگهداری شده باید ۲ متر یا بیشتر در جهت دماغه کشتی و ۱ متر یا بیشتر در جهت حداکثر پهنا کشتی باشد.

۱۴-۱-۳-۳- عمق آب

نکات فنی

عمق آب مبنای جلوی سرسره برابر جمع آب‌خور کشتی مورد نظر و رواداری ۰/۵ متر می‌باشد.

۱۴-۱-۳-۴- شیب سرسره

شیب سرسره باید با توجه به شکل کشتی‌های مورد استفاده روی سرسره، مشخصات پی و دامنه جزرومدی تعیین گردد تا بالا کشیدن کشتی به سادگی صورت پذیرد.

نکات فنی

۱) اگر قرار باشد از شیب برای استفاده کشتی‌های کوچک استفاده شود، بهتر است سرسره با شیبی ثابت طراحی گردد. سرسره با شیب ثابت استفاده زیادی برای بالا کشیدن کشتی در آب کم عمق توسط نیروی انسانی دارد و می‌توان برای این نوع سرسره از شیب حدود ۱:۶ تا ۱:۱۲ به‌عنوان یک مقدار مرجع استفاده نمود.

۲) وقتی عمق آب جلوی سرسره زیاد و یا مساحت محوطه ساخت محدود باشد، ممکن است سرسره با دو یا چند شیب ساخته شود. در این حالت، وقتی تراز تاج دیوار جلویی حدود ۲/۰- متر باشد می‌توان از حالت دو شیب، و اگر تراز تاج دیوار جلویی کمتر از ۲/۰- باشد می‌توان از حالت سه شیب استفاده نمود. مقادیر زیر را می‌توان به‌عنوان شیب‌های مرجع به کار برد:

الف) وقتی سرسره دارای دو شیب باشد:

شیب جلویی: ۱:۶ تا ۱:۸

شیب عقبی: ۱:۸ تا ۱:۱۲

ب) وقتی سرسره دارای سه شیب باشد:

شیب جلویی: شیبی بیشتر از ۱:۶

شیب وسطی: ۱:۶ تا ۱:۸

شیب عقبی: ۱:۸ تا ۱:۱۲

۱۴-۱-۳-۵- مساحت حوضچه

حوضچه جلوی سرسره باید مساحت کافی داشته باشد تا امکان عملیات روان بالا و پایین بردن کشتی بدون هرگونه آسیب به کشتی فراهم شده و نوابری کشتی‌های مجاور به راحتی و با ایمنی انجام گیرد.

نکات فنی

۱) وقتی کشتی تحت وزن خود روی شیب به داخل دریا وارد می‌شود، کشتی در اثر سرعت خود در انتهای شیب، به اندازه فاصله خاصی داخل آب به پیش می‌رود که این فاصله به میزان شیب، اصطکاک شیب و طول سقوط بستگی داشته و بیش از پنج برابر طول کل کشتی می‌باشد. به هر حال، برای این که کشتی بعد از طی فاصله ۴ تا ۶ برابر طول خود قابل هدایت باشد، کافی است که طولی به اندازه حدود پنج برابر طول کل کشتی از خط جلویی شیب تا انتهای دیگر حوضچه تامین و اگر جریان قوی جزرومدی وجود داشته باشد، لازم است که حاشیه امنیت کافی به این مقدار اضافه گردد.

۲) اگر کشتی به وسیله طناب کابلی و تجهیزات دیگر به آرامی وارد آب می‌شود، طولی حدود سه برابر طول کل کشتی به‌عنوان محوطه حوضچه مورد نیاز کافی خواهد بود.

۱۴-۱-۴- دیوار جلویی و روسازی

۱۴-۱-۴-۱- دیوار جلویی

۶) سازه دیوار جلویی سرسره با توجه به ابعاد کشتی‌های مورد استفاده روی سرسره، تراز تاج دیوار جلویی و روش بالا کشیدن کشتی طراحی می‌گردد.

۷) دیوار جلویی سرسره باید طبق راهنمایی‌های فصل ۴، اسکله دیواری وزنی، تا فصل ۱۰، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، و فصل ۱۷، انواع دیگر تاسیسات پهلوگیری، و با توجه به سازه دیوار، طراحی شود تا پایداری دیوار تامین گردد.

۱۴-۱-۴-۲- روسازی

روسازی باید به صورتی طراحی گردد که الزامات زیر برآورده گردد:

- ۱) روسازی نباید تحت بار پیش‌بینی شده وزن کشتی خرد شود.
- ۲) روسازی نباید تحت اثر امواج بشکند.
- ۳) روسازی نباید به علت اختلاف نشست پی خراب شود.

نکات فنی

غالبا روسازی از نوع بتنی ساخته شده و ابعاد متوسط به قرار زیر می‌باشد:

بتن درجا:

ضخامت دال: ۲۰ تا ۳۵ سانتی‌متر

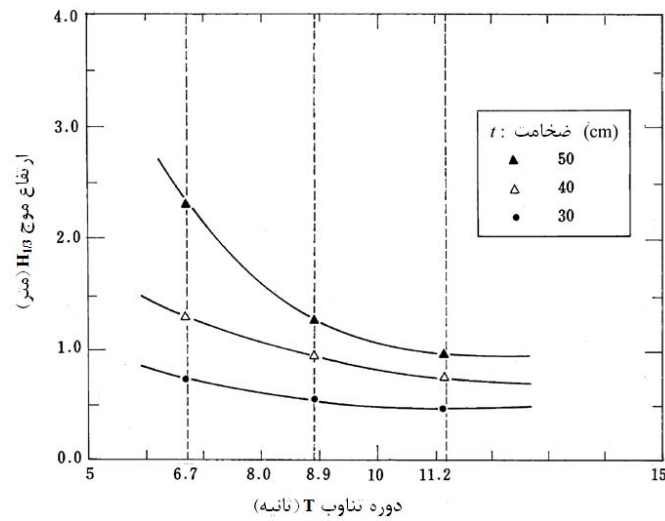
فاصله بین درزها: ۵ تا ۱۰ متر

بلوک بتنی پیش ساخته:

ابعاد دال: ۲×۲ متر

ضخامت دال: حدود ۳۰ سانتی‌متر

اگر انتظار امواج بلند می‌رود و یا در حالت تعمیرات بعد از حوادث طبیعی، ضخامت بلوک را می‌توان طبق شکل (۸-۸۱) تعیین نمود. معمولا به عنوان یک روش مینا، از ضخامت طراحی حدود ۳۰ سانتی‌متر و از تراکم سراسری برای جلوگیری از اختلاف نشست استفاده می‌شود.



شکل ۸-۸۱- ضخامت مورد نیاز برای بلوک بتنی پیش ساخته و ارتفاع امواج جلوی سرسره

۱۴-۲- اسکله با عمق آب کم

اسکله با عمق آب کم باید مطابق راهنمایی‌های فصل ۴، اسکله دیواری وزنی، تا فصل ۱۰، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، و فصل ۱۲، اسکله شناور، و فصل ۱۷، انواع دیگر تاسیسات پهلوگیری، و با توجه به مشخصات و کاربرد تاسیسات طراحی گردد تا ایمنی سازه‌ای تامین شود.

فصل ۱۵

تاسیسات انتقال به خشکی مربوط

به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا

۱۵-۱- اصول طراحی

تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا باید در محلی مناسب قرار گرفته و سازه مناسبی برای سوار شدن ایمن مسافران و پهلوگیری و انتقال به خشکی به صورت روان و ایمن داشته باشد.

نکات فنی

- ۱) تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا معمولا روی ساحل ساخته شده و از سطح شیب‌داری شیب به سرسره شرح داده شده در فصل ۱۴، سرسره و اسکله با عمق آب کم، برای انتقال وسایل نقلیه روی بالشتک هوا به خشکی و سرخوردن به داخل آب استفاده می‌شود.
- ۲) شکل (۸-۱۲) یک وسیله نقلیه روی بالشتک هوا را نشان می‌دهد.
- ۳) شکل (۸-۱۳) یک نمونه از جانمایی تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا را نشان می‌دهد.

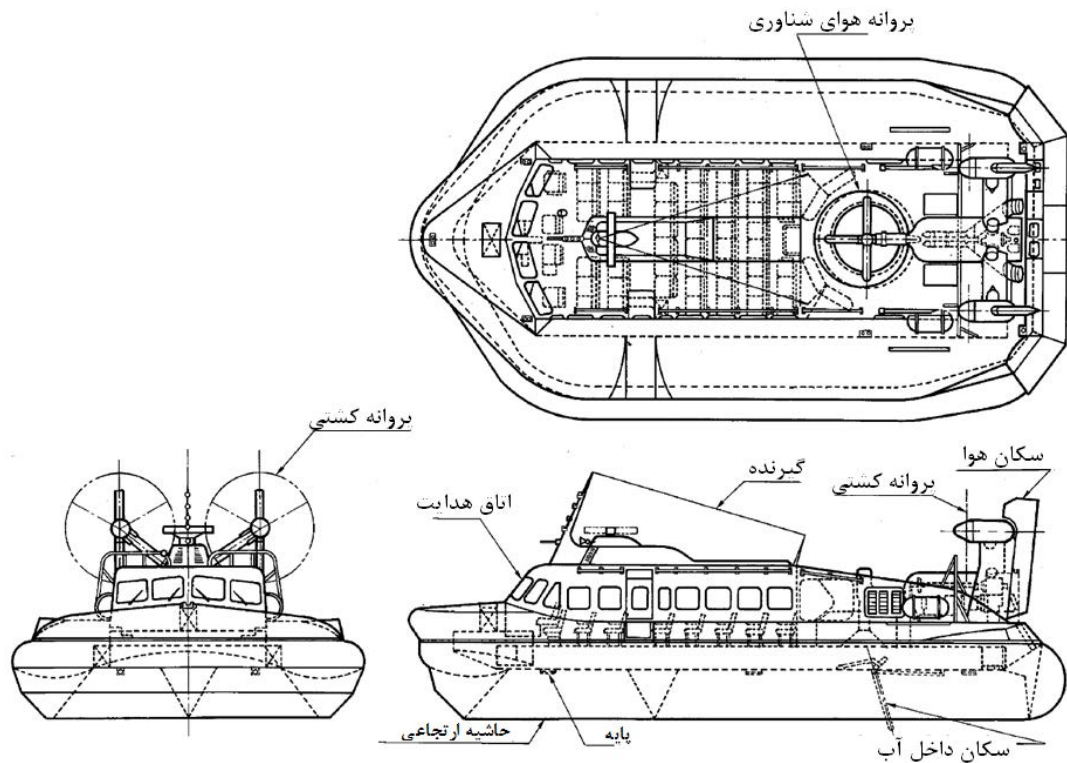
۱۵-۲- جانمایی

برای جانمایی، الزامات زیر باید مدنظر قرار گیرد:

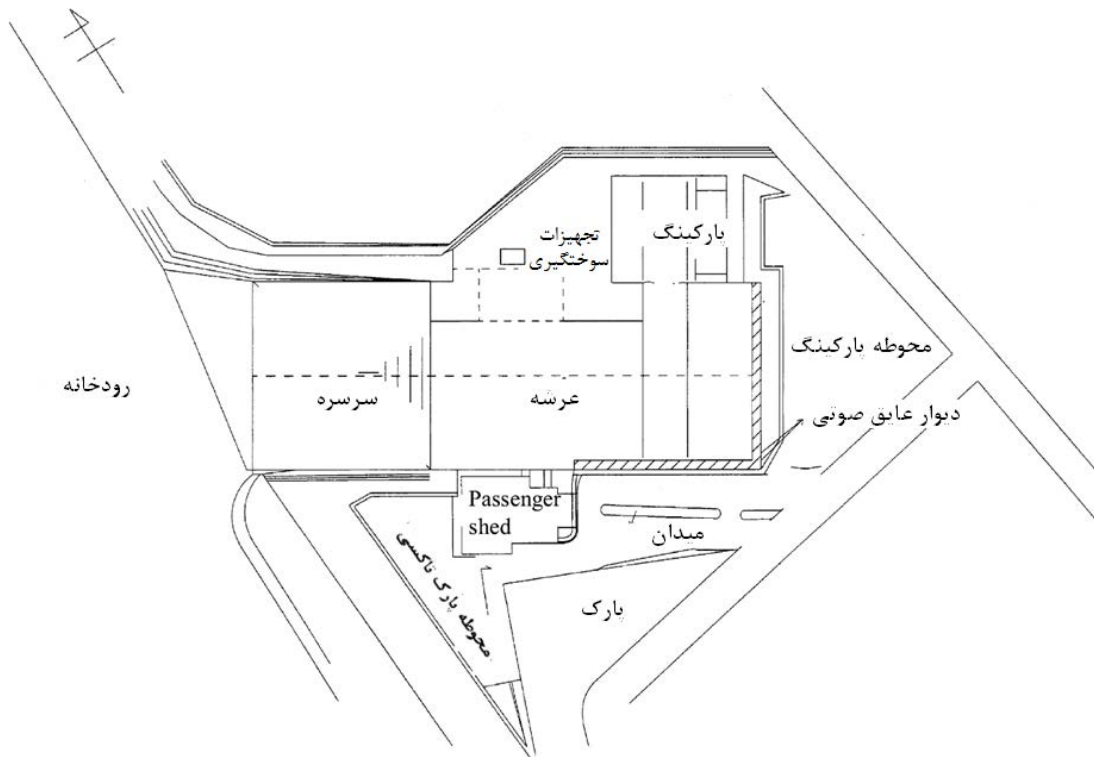
- ۱) حوضچه آب جلوی تاسیسات آرام باشد.
- ۲) اثر باد قوی و باد عمود بر شناور، بر وسیله نقلیه روی بالشتک هوا حداقل باشد.
- ۳) عملکرد این وسایل نقلیه باعث تداخل در هدایت و مهار کشتی‌های دیگر نشود.
- ۴) اثرات سروصدا و پاشش آب در اثر عملکرد این وسایل نقلیه بر هدایت سایر کشتی‌ها و محیط اطراف حداقل باشد.

تفسیر

- ۱) وقتی وسیله نقلیه روی بالشتک هوا با سرعت بالا حرکت می‌کند دارای پایداری بسیار خوبی بوده اما در عملیات با سرعت کم از جمله نزدیک شدن و ترک تاسیسات انتقال به خشکی، به اثرات باد حساس است. لذا برای تعیین موقعیت ایستگاه وسیله نقلیه روی بالشتک هوا لازم است توجه کافی به درجه آرامش حوضچه جلوی تاسیسات و جهت باد غالب انجام گیرد.
- ۲) از آنجا که سروصدای ناشی از وسیله نقلیه روی بالشتک هوا ممکن است به ۱۰۰ دسی‌بل (در فاصله ۵۰ متری وسیله نقلیه) برسد، لازم است تاسیسات انتقال به خشکی وسیله نقلیه روی بالشتک هوا به میزان کافی از بیمارستان، مدرسه و منطقه مسکونی دور باشد و یا با دیوار عایق صوتی در اطراف تاسیسات، سروصدا را کاهش داد.



شکل ۸-۸۲ - وسیله نقلیه روی بالشتک هوا (MV-PP5)



شکل ۸-۸۳ - نمونه‌ای از جانمایی ایستگاه وسیله نقلیه روی بالشتک هوا

۱۵-۳- تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا

تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا باید دارای سرسره، عرشه و تاسیسات سوار و پیاده شدن مسافر باشد. به علاوه، تاسیسات روشنایی، آشیانه، دیوار عایق صوتی، تاسیسات تامین سوخت، تاسیسات تعمیر و سایر لوازم مورد نیاز باید تامین باشد.

۱۵-۴- ابعاد قسمت‌های مختلف

نکات فنی

(۱) سطح شیبدار

(الف) سازه سطح شیبدار باید طبق فصل ۱۴، سرسره و اسکله با عمق آب کم تعیین شود.

(ب) عرض سطح شیبدار باید با توجه به جابجایی جانبی وسیله نقلیه روی بالشتک هوا حین عملیات انتقال به خشکی یا سرخوردن ناشی از جریان باد تعیین شود. معمولاً این عرض حدود سه برابر عرض وسیله نقلیه در نظر گرفته می‌شود.

(پ) شیب سطح شیبدار باید با توجه به اثر روانی بر روی مسافر، عملکرد وسیله نقلیه روی بالشتک هوا و محدودیت‌های محلی تعیین شود. معمولاً شیب ۱:۱۰ یا کمتر استفاده می‌گردد.

(۲) عرشه

عرض عرشه اغلب برابر عرض سطح شیبدار و طول عرشه دو برابر طول وسیله نقلیه روی بالشتک هوا در نظر گرفته می‌شود. اگر دو یا چند وسیله نقلیه روی بالشتک هوا به‌طور همزمان از تاسیسات انتقال به خشکی استفاده کنند، باید یک فضای پارکینگ در طول عرشه پیش‌بینی شود.

(۳) آشیانه

آشیانه هنگام ساخت باید در محلی نزدیک به عرشه قرار گیرد تا تعمیرات و نگهداری وسیله نقلیه روی بالشتک هوا ساده‌تر انجام گرفته و پناهگاهی برای آن در شرایط آب‌وهوایی شدید باشد. ابعاد آشیانه باید به‌صورت زیر باشد:

عرض: ۱/۵ برابر عرض وسیله نقلیه (برای هر وسیله نقلیه)

طول: ۱/۲ برابر طول وسیله نقلیه (برای هر وسیله نقلیه)

ارتفاع: باید فاصله‌ای حدود ۰/۵ متر بین سقف و بالای وسیله نقلیه وجود داشته باشد.

فصل ۱۶

بویه مهارى و ستون مهارى

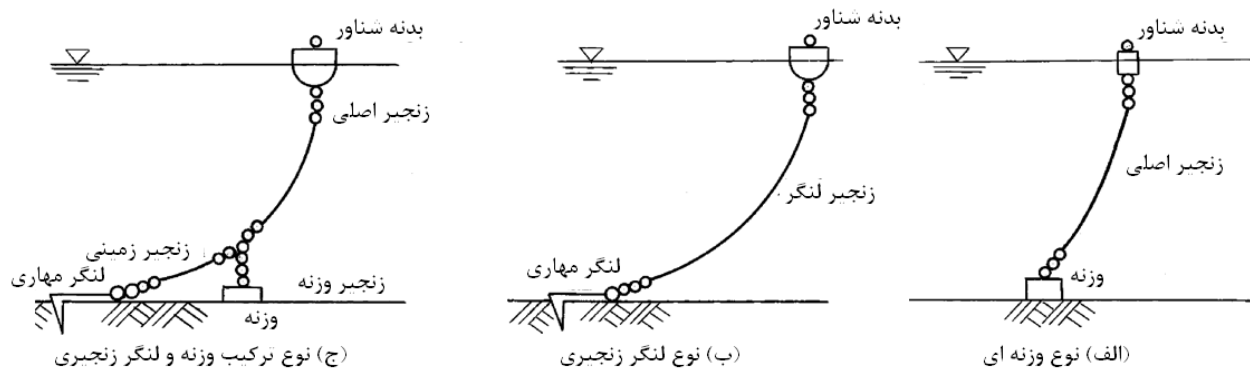
۱-۱۶- بویه مهاری

۱-۱-۱۶- اصول طراحی

بویه مهاری باید دارای سازه و پایداری مناسب با توجه به شیوه مهاری مورد استفاده، شرایط طبیعی محل و ابعاد شناور طرح که باید مهار شود، باشد.

نکات فنی

۱) بویه مهاری از نظر سازه‌ای به سه دسته تقسیم می‌شود که شامل وزنه‌ای، لنگر زنجیری و ترکیب وزنه و لنگر زنجیری می‌باشد. نوع وزنه‌ای شامل بدنه شناور، زنجیر اصلی و وزنه بوده و همان‌گونه که در شکل (۸-۱۴-الف) نشان داده شده است، دارای لنگر مهاری نمی‌باشد. بویه مهاری نوع لنگر زنجیری شامل بدنه شناور، زنجیر لنگر و لنگر مهاری بوده و همان‌طور که در شکل (۸-۱۴-ب) مشاهده می‌شود، دارای وزنه نیست. اگرچه هزینه ساخت این نوع در مقایسه با انواع دیگر کمتر است، اما برای حوضچه مهاری محدود مناسب نمی‌باشد، زیرا شعاع حرکت چرخشی شناور، بزرگ است. بویه مهاری نوع ترکیب وزنه و لنگر زنجیری مطابق شکل (۸-۱۴-ج) شامل بدنه شناور، زنجیر اصلی، زنجیر زمینی، لنگر مهاری و وزنه بوده و به‌طور گسترده‌ای در بنادر و لنگرگاه‌ها استفاده می‌شود و می‌توان از آن حتی در حوضچه‌های کوچک مهاری استفاده نمود، زیرا شعاع حرکت چرخشی را می‌توان با افزایش وزن وزنه کاهش داد.



شکل ۸-۱۴- انواع بویه مهاری

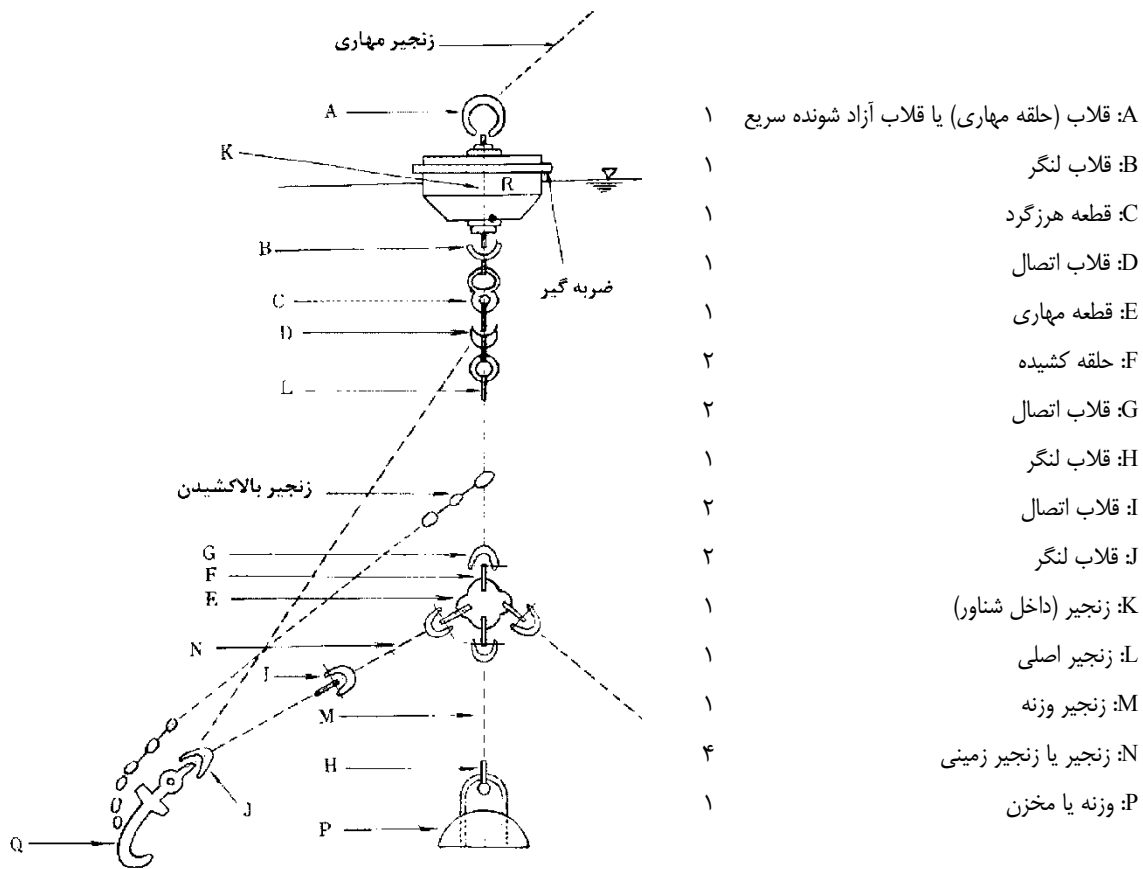
۲) به‌طور کلی توصیه می‌شود طراحی بویه مهاری بر اساس ترتیب نشان داده شده در شکل (۸-۱۵) انجام شود.

۳) شکل (۸-۱۶) حالتی کلی از قطعات تشکیل‌دهنده یک بویه مهاری را نشان می‌دهد.

۴) در این فصل راهنمایی‌هایی برای طراحی بویه مهاری از نوع ترکیب وزنه و لنگر زنجیری ارائه شده است، زیرا نوع وزنه‌ای و نوع لنگر زنجیری حالت ساده شده نوع ترکیب وزنه و لنگر زنجیری می‌باشد.



شکل ۸-۸۵- روند طراحی بویه مهاری



شکل ۸-۸۶- شکل عمومی بویه مهاری

(۵) در طراحی بویه مهاری باید به موارد زیر توجه گردد:

الف) شرایط مهاری:

- (۱) روش مهار (مهار تک بویه یا مهار دو نقطه‌ای)
- (۲) محدوده مجاز حرکت بویه مهارشده (شعاع چرخش مجاز)

ب) شرایط طبیعی:

- (۱) باد
- (۲) جریان جزرومدی
- (۳) موج
- (۴) شرایط خاک حوضچه مهار
- (۵) عمق آب
- (۶) تراز جزرومد

پ) ابعاد شناور مهار شونده با بویه مهاری:

- (۱) طول کل
- (۲) آبخور
- (۳) عرض کشتی
- (۴) ارتفاع سوراخ طناب دماغه کشتی نسبت به سطح آب
- (۵) نواحی برجسته جلو و اطراف بالای سطح آب
- (۶) نواحی برجسته جلو و اطراف زیر سطح آب

۱۶-۱-۲- نیروی کشش مهاری وارد بر بویه مهاری

اصولا نیروی مهاری وارد بر بویه مهاری از طناب شناور، باید با توجه به مشخصات سازه‌ای بویه مهاری و بر اساس نیروهای خارجی تعیین شده مطابق الزامات بخش ۲، شرایط طراحی، و اطلاعات موجود در مورد نیروهای مهاری شناور مهارشده توسط بویه محاسبه گردد.

نکات فنی

(۱) توصیه می‌شود که نیروی مهاری وارد بر بویه مهاری با توجه به بارهایی که بر شناور مهارشده اعمال می‌گردند (شامل بارهای ناشی از باد، جریان جزرومدی و امواج) و استفاده از اطلاعات موجود نیروی مهاری وارد بر شناورهای مشابه به‌عنوان مبنای تعیین گردد.

(۲) نیروهای باد و امواج، بارهایی دینامیکی بوده و بنابراین عدم قطعیت زیادی در ارتباط با روابط آن با نیروهای مهاری شناور وجود دارد. به‌مرحال، نیروی مهاری را می‌توان مطابق بخش ۲، بند (۲-۲-۳) شناورهای مهارشده، محاسبه نمود.

(۳) اگر حرکات بویه در اثر امواج را نتوان نادیده گرفت، باید این اثرات در محاسبه نیروی موج و مقاومت ناشی از موج لحاظ شود.

- ۴) در تحلیل دینامیکی بدنه شناور مهارشده، مشخصات پاسخ بدنه شناور به شدت به دوره تناوب موج وابسته است. اگر در تحلیل فقط از موج تکفام استفاده شود، نتایج حاصله محافظه کارانه یا غیرمحافظه کارانه خواهد بود. بنابراین هنگام تحلیل دینامیکی حرکات بدنه شناور لازم است از امواج نامنظم با مشخصات طیفی جهت دار استفاده شود.
- ۵) جدول (۸-۸) نمونه‌هایی از شرایط و بارهای طراحی بویه مهاری ساخته شده در گذشته را نشان می‌دهد.

جدول ۸-۸- نمونه‌هایی از شرایط و بارهای طراحی بویه مهاری

نیروی کششی مهار (kN)	ارتفاع موج (m)	جریان جزرومدی (m/s)	سرعت باد (m/s)	روش مهار	شناور مهارشده با بویه مهاری (DWT)
۱۸۵	۲/۰	۰/۵	۵۰	مهار با یک بویه	۱۰۰۰
۴۰۹	۴/۰	۰/۵	۵۰	مهار با یک بویه	۳۰۰۰
۲۴۵	۰/۷	۰/۵۱	۱۵	مهار با یک بویه	۱۵۰۰۰
۵۸۹	-	۱/۰	۲۰	مهار با یک بویه	۲۰۰۰۰
۱۳۷۰	۱۰/۰	۰/۶۷	۶۰	مهار با یک بویه	۱۳۰۰۰۰
۱۸۴۰	۳/۰	۰/۵۱	۲۵	مهار با یک بویه	۲۶۰۰۰۰
۱۴۹۰	-	-	۱۵	مهار دو نقطه‌ای	۳۰۰۰۰
۱۴۷۰	۱/۵	-	۲۰	مهار شش نقطه‌ای	۱۰۰۰۰۰

۱۶-۱-۳- طراحی اجزای بویه مهاری

۱۶-۱-۳-۱- لنگر مهار

اندازه و مقاومت لازم برای اجزای مختلف بویه مهاری شامل لنگر مهاری، وزنه، زنجیر وزنه، زنجیر زمینی، زنجیر اصلی و بدنه شناور باید مطابق الزامات مربوط در فصل ۱۲، اسکله شناور، و با توجه به نیروهای مهاری شناور، سازه بویه مهاری، روش مهار و غیره تعیین گردد.

نکات فنی

- معمولا سه لنگر مهاری برای بویه مهاری استفاده می‌گردد. البته در طراحی بویه مهاری فرض می‌شود که فقط یکی از لنگرها در برابر نیروی افقی مقاومت می‌کند.
- آرایش لنگرهای مهاری باید به گونه‌ای باشد که حتی وقتی یکی از زنجیرهای لنگر قطع شد، بویه واژگون نشود.
- اصولا باید فرض شود نیروی افقی وارد بر بویه مهاری تنها به وسیله نیروی مقاوم لنگرهای مهاری تحمل می‌گردد. توان نگهداری لنگرهای مهاری طبق بند (۱۲-۴-۳) طراحی لنگر مهاری، محاسبه می‌گردد.

۱۶-۱-۳-۲-وزنه و زنجیر وزنه

نکات فنی

(۱) معمولاً برای بویه مهاری از زنجیر وزنه ۳ تا ۴ متری استفاده می‌گردد. توصیه می‌شود که از زنجیر وزنه بیش از حد بلند استفاده نگردد زیرا باعث افزایش دامنه حرکات رو به بالای وزنه و افزایش خطر در هم پیچیده شدن زنجیر وزنه شده و بنابراین خطر ساییدگی و پارگی ناگهانی زنجیر افزایش می‌یابد. قطر زنجیر وزنه باید برابر قطر زنجیر اصلی باشد.

(۲) نیروهای قائم و افقی وارد بر وزنه باید بر اساس کشش زنجیر بدنه شناور و فاصله حرکات افقی بدنه بویه که طبق بند ۱۶-۳-۱-۴ زنجیر اصلی تعیین شده است، محاسبه گردد.

$$\left. \begin{aligned} P_V &= T_A \sin \theta_1 = (T_C - wl) \sin \theta_1 \\ P_H &= T_A \cos \theta_1 = (T_C - wl) \cos \theta_1 \end{aligned} \right\} \quad (1-16)$$

که در آن:

P_H و P_V : به ترتیب نیروهای قائم و افقی وارد بر وزنه (kN)

θ_1 : زاویه بین زنجیر اصلی و سطح افق در نقطه اتصال به وزنه (درجه)

T_A : کشش زنجیر اصلی در نقطه اتصال به وزنه (kN)

T_C : کشش زنجیر اصلی در نقطه اتصال به بدنه شناور (kN)

w : وزن مستغرق واحد طول زنجیر اصلی (t/m)

l : طول زنجیر اصلی (m)

زاویه θ_1 با حل روابط زیر حاصل می‌گردد:

$$\left. \begin{aligned} l &= \frac{T_A \cos \theta_1}{w} (\tan \theta_2 - \tan \theta_1) \\ \Delta K &= \frac{T_A \cos \theta_1}{w} [\sinh^{-1}(\tan \theta_2) - \sinh^{-1}(\tan \theta_1)] \end{aligned} \right\} \quad (2-16)$$

که در آن:

ΔK : فاصله حرکات افقی بدنه شناور (متر)

θ_2 : زاویه بین زنجیر اصلی و سطح افق در نقطه اتصال به بدنه بویه (درجه)

هرگاه نیروی مهار برابر نیروی طراحی اعمال گردد، زنجیر بدنه شناور تقریباً به شکل خط مستقیم شده و در نتیجه می‌توان از تقریب زیر استفاده نمود:

$$\theta_2 \approx \theta_1 = \cos^{-1} \frac{\Delta K}{l} \quad (3-16)$$

(۳) وزن وزنه

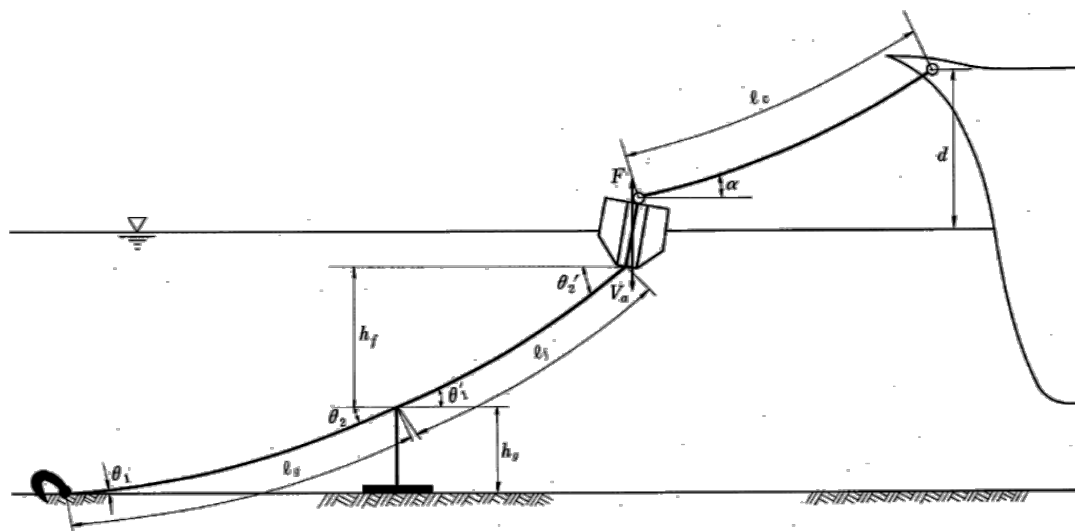
برای شناورهای با ظرفیت ناخالص ۵۰۰۰ تن (GT) استفاده از وزنه با وزن حدود ۵۰ کیلونیوتن و برای شناورهای با ظرفیت ناخالص ۱۰۰۰۰ تن (GT) استفاده از وزنه با وزن حدود ۸۰ کیلونیوتن معمول‌تر می‌باشد. تعیین وزن وزنه باید با استفاده از این مقادیر مرجع انجام گیرد (مقادیر فوق‌الذکر وزن مستغرق را بیان کرده‌اند). وزنه را می‌توان در قالب هر شکل

- و از هر جنسی ساخت، مشروط به اینکه وزن لازم را تامین نماید. گفته می شود که استفاده از وزنه دیسک مانند چدنی که سطح زیرین آن کمی مقعر باشد، چسبندگی وزنه به بستر نرم دریا را به مقدار زیادی بهبود می بخشد.
- (۴) وظیفه وزنه جذب ضربه وارد بر زنجیر و کاهش طول زنجیر اصلی است. هنگامی که باید طول زنجیر اصلی را به خاطر کاهش محدوده حرکت کشتی کوتاه نمود، از افزایش وزن وزنه استفاده می گردد.
- (۵) در موارد خاص، می توان به جای وزنه از لنگرهای مدفون استفاده نمود.

۱۶-۳-۳-۱-۱۶- زنجیر زمینی

نکات فنی

- (۱) از آنجا که زنجیر در اندازه های ۲۵ متری ساخته می شود، معمولاً از زنجیر زمینی ۵۰ متری استفاده می گردد. زاویه بین زنجیر و بستر دریا در نقطه اتصال به لنگر مهاری باید کمتر از ۳ درجه باشد زیرا توان نگهداری لنگر مهاری در زاویه های بیشتر از ۳ درجه به شدت افت می کند. در بسیاری از موارد وزن زنجیر زمینی به گونه ای طراحی می گردد که زنجیر زمینی، شرایط ذکر شده را وقتی نیروی مهاری مورد انتظار بر بویه اثر می کند، برآورده سازد. وقتی نیروی مهاری بزرگ باشد، زاویه اتصال بین لنگر مهاری و زنجیر زمینی را می توان با افزایش طول زنجیر زمینی نسبت به مقدار عنوان شده، کمتر نمود.
- زاویه شیب θ_1 زنجیر زمینی در نقطه اتصال به لنگر مهاری را می توان از رابطه (۸-۱۲) تشریح شده در بند (۳-۲-۴-۱۲) قطر زنجیر، محاسبه نمود. پارامترهای رابطه (۸-۱۲) به شکل زیر تعریف می گردد (شکل (۸-۱۷)).



شکل ۸-۸۷- نمایی از بویه مهاری از نوع ترکیب وزنه و لنگر زنجیری

۱ طول زنجیر زمینی (l_g در شکل (۸-۱۷)) (m)

h فاصله قائم بین انتهای بالایی زنجیر زمینی و بستر دریا (جمع طول زنجیر وزنه، ارتفاع وزنه و مقدار اضافی) (h_g در شکل

(۸-۱۷)) (m)

P مولفه افقی نیروی مهاری وارد بر بدنه شناور (kN)

w وزن مفروق واحد طول زنجیر زمینی (kN/m)

θ_2 : زاویه شیب زنجیر زمینی در انتهای بالایی زنجیر (درجه)

در این محاسبه، مقدار θ_1 باید با در نظر گرفتن مقادیر w و h_g محاسبه شده و مقدار آن باید ۳ درجه یا کمتر در نظر گرفته شود.

(۲) حداکثر کشش T_g زنجیر زمینی باید از رابطه (۱۲-۵) تشریح شده در بند (۱۲-۴-۳) قطر زنجیر، محاسبه شود. در اینجا P مولفه افقی نیروی مهار شناور وارد بر بویه و θ_2 شیب زنجیر زمینی در انتهای بالایی زنجیر می‌باشد. قطر زنجیر زمینی باید به اندازه‌ای باشد که بتواند در برابر این کشش مقاومت کند.

(۳) نیروی مجاز کششی زنجیر باید طبق بند (۱۲-۴-۲) طراحی زنجیر مهاری، محاسبه گردد. در مورد بویه مهاری، قطر زنجیر معمولاً فقط بر اساس مقاومت تعیین نمی‌گردد بلکه بر اساس تحلیل کلی با در نظر گرفتن هر اقدامی برای کاهش نیروهای وارد بر زنجیر مانند استفاده از زنجیر سنگین‌تر برای جذب انرژی نیروی ضربه‌ای و استفاده از زنجیر کوتاه‌تر برای کاهش شعاع چرخش شناور تعیین می‌شود. معمولاً قطر زنجیر به نحوی انتخاب می‌شود که حداکثر کشش اعمالی به زنجیر یک پنجم تا یک هشتم مقاومت گسیختگی زنجیر باشد.

۱۶-۱-۳-۴- زنجیر اصلی

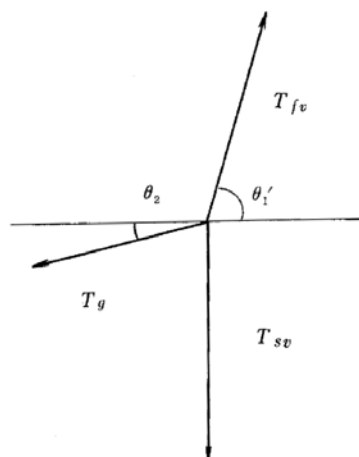
نکات فنی

(۱) طول l_f زنجیر اصلی باید به گونه‌ای طراحی شود که کشش وارد بر زنجیر اصلی و طناب مهار و همچنین شعاع چرخش شناور کاهش یابد. نسبت طول زنجیر اصلی به عمق آب ممکن است بر میزان سایش زنجیر اصلی موثر باشد، البته رابطه این دو هنوز مشخص نشده است.

(۲) توصیه می‌شود که کشش وارد بر زنجیر اصلی و جابجایی بدنه شناور با شبیه‌سازی به دست آید، البته می‌توان اطلاعات آزمایش‌های گذشته با شرایط مشابه را نیز برای تعیین کشش و جابجایی استفاده کرد. همچنین کشش و جابجایی را می‌توان از روش مطرح شده در ادامه نیز محاسبه نمود.

(۳) وزن مفروق واحد طول زنجیر اصلی w_f را می‌توان از رابطه (۱۲-۸) در بند (۱۲-۴-۳) قطر زنجیر، محاسبه نمود. در این حالت l و h در رابطه به ترتیب طول زنجیر اصلی l_f در شکل (۸-۸۷) و m و فاصله قائم بین دو انتهای بالا و پایین زنجیر اصلی h_f در شکل (۸-۸۷) m می‌باشد. به عبارت دیگر h فاصله قائم بین نقطه اتصال به بدنه شناور و انتهای بالایی زنجیر وزنه وقتی وزنه آن قدر بالا آمده که کف وزنه از سطح بستر دریا کاملاً جدا شده است، می‌باشد. نیروی P مولفه افقی نیروی مهار وارد بر بویه مهار (kN) و θ_1 و θ_2 به ترتیب زاویه شیب زنجیر اصلی در دو انتهای بالایی و پایینی بر حسب درجه می‌باشد $(\theta_1'$ و θ_2' در شکل (۸-۸۷)).

زاویه شیب θ_1' زنجیر اصلی در انتهای پایین‌تر زنجیر را می‌توان همانطور که در شکل (۸-۸۸) مشاهده می‌شود از شرایط تعادل بین کشش انتهای پایین‌تر زنجیر اصلی T_{fv} ، کشش انتهای بالایی زنجیر زمینی T_g و کشش انتهای بالایی زنجیر وزنه T_{sv} وزن مفروق وزنه و زنجیر وزنه است) به دست آورد. کشش T_g و جهت آن طبق بند (۱۶-۱-۳-۳) زنجیر زمینی، محاسبه می‌شود.



شکل ۸-۸۸- کشش های زنجیر زمینی

۴) کشش زنجیر اصلی در انتهای بالایی آن باید با استفاده از رابطه (۸-۱۲) تشریح شده در بند (۳-۲-۴-۱۲) قطر زنجیر محاسبه شود. در اینجا مولفه افقی نیروی مهار به عنوان نیروی خارجی افقی استفاده می شود. زاویه θ_2' بین زنجیر بدنه شناور با سطح افق در نقطه اتصال به بدنه شناور را می توان از رابطه (۸-۱۲) تشریح شده در بند (۳-۲-۴-۱۲) قطر زنجیر و با استفاده از وزن مغروق واحد طول زنجیر اصلی محاسبه نمود. این کشش برای ارزیابی مقاومت زنجیر اصلی به کار می رود.

۵) جابجایی افقی ΔK بدنه شناور را می توان از رابطه (۹-۱۲) تشریح شده در بند (۳-۲-۴-۱۲) قطر زنجیر محاسبه کرد. در این جا θ_1 و θ_2 به شکل زیر تعریف می گردد.

θ_1 : زاویه بین زنجیر اصلی با سطح افق در انتهای پایینی آن (θ_1' در شکل (۸-۱۷)) (درجه)

θ_2 : زاویه بین زنجیر اصلی با سطح افق در انتهای بالایی آن (θ_2' در شکل (۸-۱۷)) (درجه)

مقدار جابجایی حاصل باید با اندازه حوضچه مهار ارزیابی گردد. اگر این جابجایی خیلی بزرگ باشد، زنجیر اصلی باید کوتاه شود، وزن وزنه افزایش یابد یا وزن واحد طول زنجیر اصلی افزایش یابد.

۱۶-۳-۵- بدنه شناور

نکات فنی

بدنه شناور باید به گونه ای طراحی گردد که وقتی بویه مهاری در معرض نیروی کشش طراحی قرار گیرد، غرق نشود. وقتی هیچ شناوری مهار نشده باشد، بدنه شناور باید شناور بوده و زنجیر اصلی (و قسمتی از زنجیر زمینی و زنجیر وزنه، بسته به مورد) زیر بدنه شناور معلق باشد با این شرط که ارتفاع آزاد خارج از آب، برابر نیم تا یک سوم ارتفاع خود باقی بماند. نیروی شناوری باید برای تامین این دو مورد طراحی شود. نیروی شناوری مورد نیاز بدنه شناور برای برآورده کردن الزامات، هنگامی که نیروی مهار وجود دارد، از رابطه (۴-۱۶) محاسبه می شود.

$$F = V_a - \frac{P}{\sqrt{\left(\frac{l_c}{d}\right)^2 - 1}} \quad (4-16)$$

که در آن:

F : نیروی شناوری مورد نیاز بدنه شناور (kN)

V_a : نیروی قائم وارد بر بدنه شناور (kN) (از رابطه (۱۲-۶) در بند (۱۲-۴-۲-۳) قطر زنجیر، محاسبه می‌شود)

P : نیروی مهار طراحی (kN)

l_c : طول طناب مهار (m)

d : فاصله قائم بین سوراخ طناب شناور و سطح آب (m)

البته کل نیروی شناوری لازم برابر مجموع نیروی شناوری مورد نیاز مقاوم در برابر نیروی مهار و وزن مرده بدنه شناور است.

۱۶-۲- ستون مهاری

ستون مهاری باید مطابق الزامات مربوط در فصل ۹، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، و فصل ۱۰، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، با توجه به مشخصات سازه‌ای آن طراحی گردد تا سطح مطلوب پایداری و ایمنی سازه‌ای و راحتی استفاده از تاسیسات حاصل گردد.

فصل ۱۷

انواع دیگر تاسیسات پهلوگیری

۱۷-۱- اسکله دیواری نوع جاذب موج

۱۷-۱-۱- اصول طراحی

اسکله دیواری جاذب موج باید به صورتی طراحی شود که توانایی لازم برای جذب انرژی موج را داشته باشد و در محل‌های راهبردی برای ایجاد آرامش در لنگرگاه نصب شود.

تفسیر

امواج موجود در یک لنگرگاه، ترکیبی از امواج وارد شده از بین شکاف موج‌شکن‌ها، موج عبورکرده از روی موج‌شکن، موج شکل‌گرفته توسط باد در داخل لنگرگاه و موج منعکس‌شده در داخل لنگرگاه می‌باشد. با استفاده از اسکله دیواری جاذب موج، ضریب انعکاس موج از مقادیر معمول ۰/۷ تا ۱/۰ در اسکله دیواری صلب به مقادیر ۰/۳ تا ۰/۶ کاهش می‌یابد. برای ایجاد آرامش در لنگرگاه، لازم است که محور اسکله و شکاف موج‌شکن‌ها در محل مناسبی طراحی شود، ضمن اینکه فرونشاندن امواج منعکس‌شده به وسیله سازه مستهلک‌کننده انرژی عامل موثری در ایجاد آرامش در لنگرگاه خواهد بود.

۱۷-۱-۲- تعیین شکل سازه‌ای

اسکله دیواری جاذب موج به دو نوع بلوکی و صندوقه‌ای (کیسونی) تقسیم‌بندی می‌شود و نوع مناسب اسکله، باید براساس اندازه و ابعاد اسکله و شرایط موج طراحی تعیین شود.

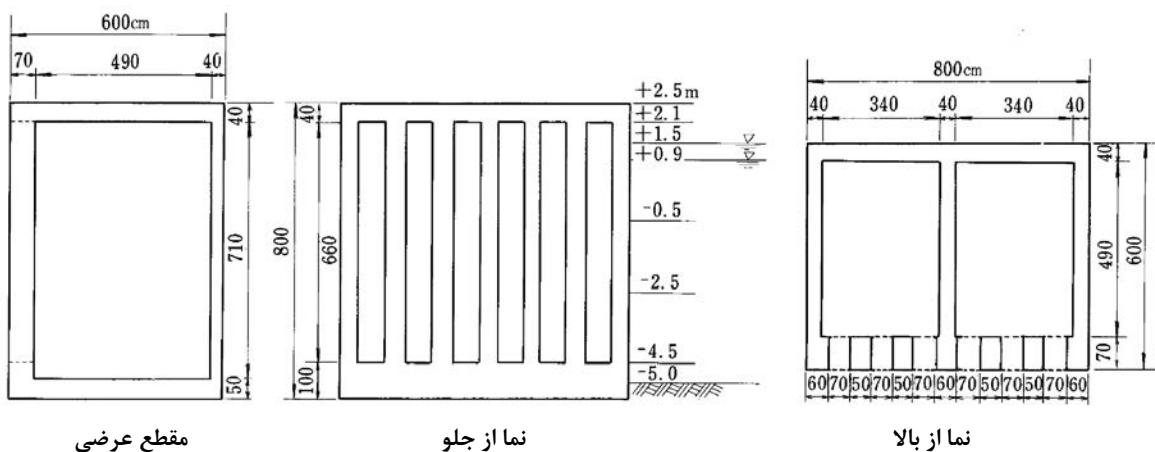
تفسیر

- ۱) اسکله دیواری نوع بلوکی جاذب موج از چیدن لایه‌هایی از بلوک بتنی با اشکال پیچیده تشکیل شده است که بین آن‌ها فضای خالی وجود دارد و از این نوع معمولا برای ساخت اسکله‌های نسبتا کوچک استفاده می‌شود. شکل بلوک بنا بر نیاز طراحی متغیر بوده و عرض اسکله طبق محاسبات تعادل اسکله وزنی تعیین می‌شود.
- ۲) اسکله دیواری جاذب موج صندوقه‌ای به دو شکل اسکله با دیواره شکاف‌دار و صندوقه با دیواره سوراخ‌دار موجود می‌باشد و این نوع معمولا برای ساخت اسکله‌های بزرگ به کار می‌رود. مقدار جذب انرژی موثر را می‌توان با بهینه کردن مقدار شکاف و روزنه در دیواره جلویی اسکله و پهناي محفظه آب و غیره برای شرایط موج داده شده، انجام داد.

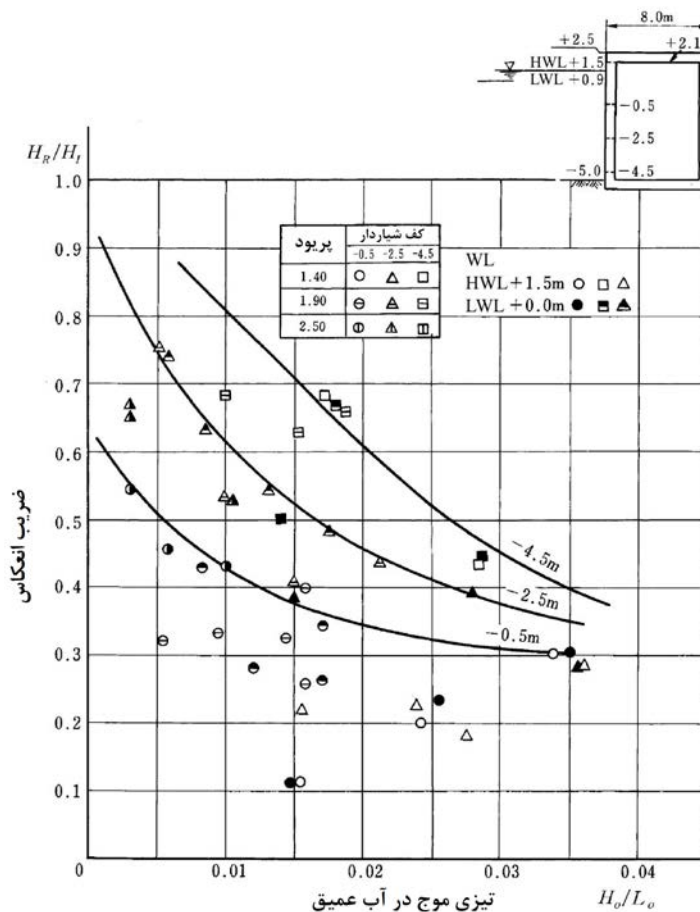
نکات فنی

- ۱) اسکله دیواری جاذب موج به‌طور کلی از دیوار جلویی شکاف‌دار یا روزنه‌دار، یک محفظه آب و یک دیواره پشتی نفوذناپذیر تشکیل شده و به کاهش ضریب انعکاس موج از طریق مستهلک کردن انرژی موج به‌صورت عبور جریان سریع و افقی آب از سوراخ‌ها و شیارهای دیوار جلویی اسکله و همین‌طور زبری موجود درون سازه، کمک می‌کند. بنابراین در حالی که امواج طوفانی شدید در طراحی سازه‌ای لحاظ می‌شود، امواج طوفانی عادی و متداول را می‌توان برای ارزیابی قابلیت استهلاک موج به کار برد.

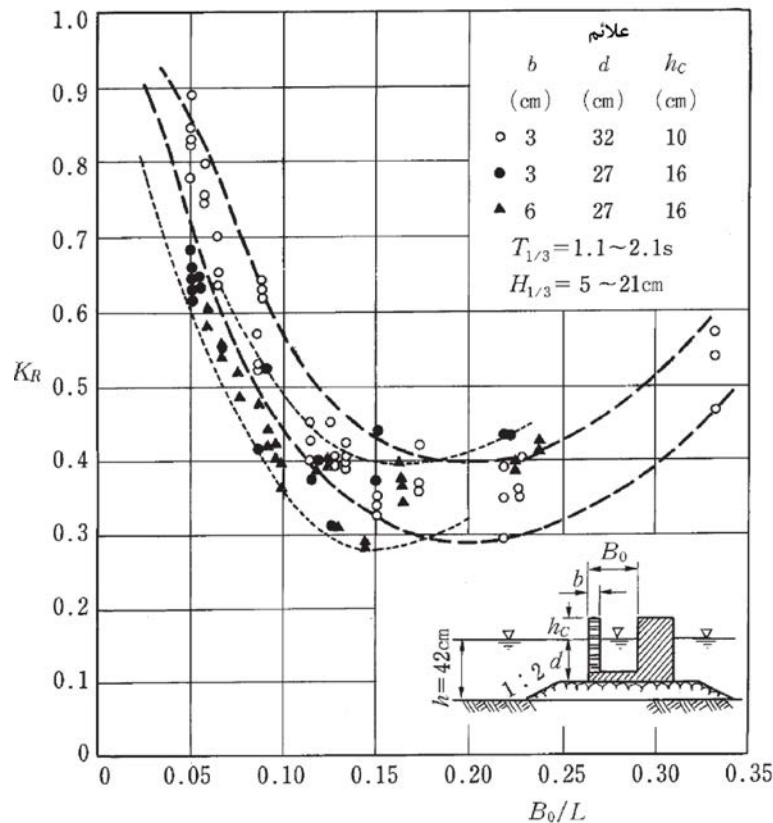
۲) ضریب انعکاس حتی الامکان باید به کمک مدل آزمایشگاهی هیدرولیکی تعیین شود و در غیراین صورت باید با توجه به بخش ۷، بند (۲-۳) موج شکن بلوکی قائم جاذب موج، و بخش ۷، بند (۳-۲-۳) موج شکن صندوقه‌ای جاذب موج، تعیین شود. در شکل‌های (۸-۱۹) تا (۸-۹۱) نمونه‌هایی از نتایج آزمایش‌های بر روی مدل برای صندوقه با دیوار شیاردار و دیوار سوراخدار نشان داده شده است.



شکل ۸-۸۹- مدل آزمایشگاهی برای اسکله صندوقه‌ای با دیواره شیاردار



شکل ۸-۹۰- رابطه بین ضریب انعکاس و طول شیار در یک اسکله صندوقه‌ای با دیوار شیاردار (بدون بلوک پرکننده)



شکل ۸-۹۱- ضریب انعکاس صندوقه سوراخ دار تحت تاثیر موج نامنظم

۳) توصیه می‌شود که تراز تاج قسمت جاذب موج در یک اسکله دیواری جاذب موج به اندازه $0/5$ برابر ارتفاع موج مشخصه یا بیشتر، بالاتر از تراز HWL (تراز میانگین مد ماهیانه) و کف قسمت جاذب موج به اندازه ۲ برابر ارتفاع موج مشخصه پایین تراز LWL قرار گیرد.

۴) پهنای محفظه آب در یک اسکله صندوقه‌ای جاذب موج را می‌توان با روشی مشابه اسکله نوع بلوکی طراحی نمود. با این حال توصیه می‌شود که تاثیر ارتفاع دال رویی و سوراخ‌های هوا در دال بر روی ضرایب انعکاس، از طریق مدل هیدرولیکی آزمایشگاهی بررسی شود.

۱۷-۲- اسکله دیواری با سپر طره‌ای

۱۷-۲-۱- اصول طراحی

- ۱) مقررات موجود در این قسمت باید در طراحی اسکله دیواری با سپر طره‌ای که حائل خاک مجاور خود است، اعمال شود.
- ۲) روش طراحی که در این قسمت توضیح داده می‌شود باید برای طراحی سپر کوبیده شده در خاک ماسه‌ای اعمال شود.

تفسیر

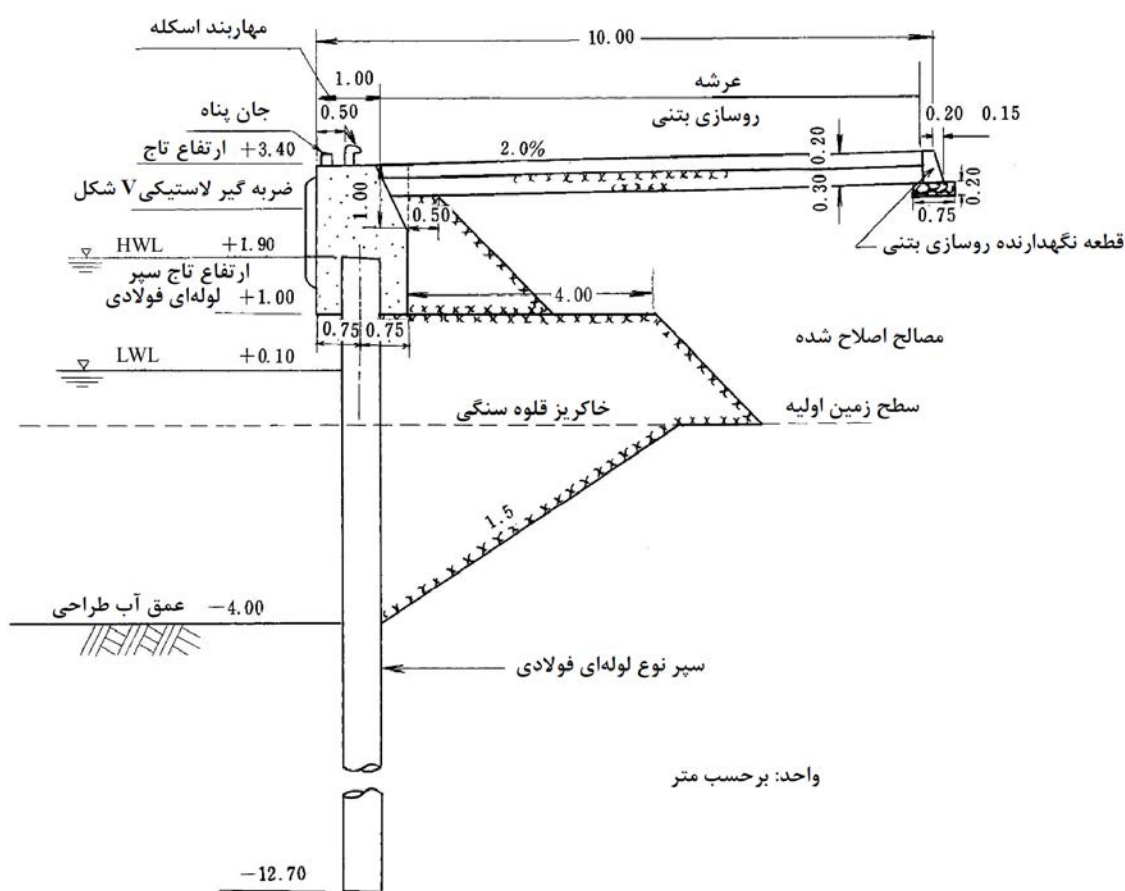
در روش طراحی این قسمت فرض می‌شود که زمین از خاک ماسه‌ای تشکیل شده است و بنابراین نمی‌توان آن را برای خاک رسی استفاده نمود. پیشنهاد می‌شود که حتی‌الامکان از دیوار سپر طره‌ای در خاک رسی استفاده نشود زیرا در چنین خاکی هنوز

عوامل نامعلوم متعددی برای طراحی دیوار سپری وجود دارد. همچنین ساخت دیوار سپری طره‌ای در خاک رسی به علت اثرات زیان‌آوری نظیر تغییر شکل ناشی از خزش از نظر مهندسی نامطلوب می‌باشد.

نکات فنی

(۱) دیوار سپری طره‌ای، در برابر فشار آب و خاک که به پشت سپر به صورت نیروی عکس‌العمل افقی به قسمت مدفون آن وارد می‌شود، مقاومت می‌کند. محاسبه لنگر خمشی ایجاد شده در دیوار سپری باید بر اساس بخش ۵، بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی، انجام شود.

(۲) شکل (۸-۹۲) نمونه‌ای از یک اسکله دیواری سپری طره‌ای را نشان می‌دهد.



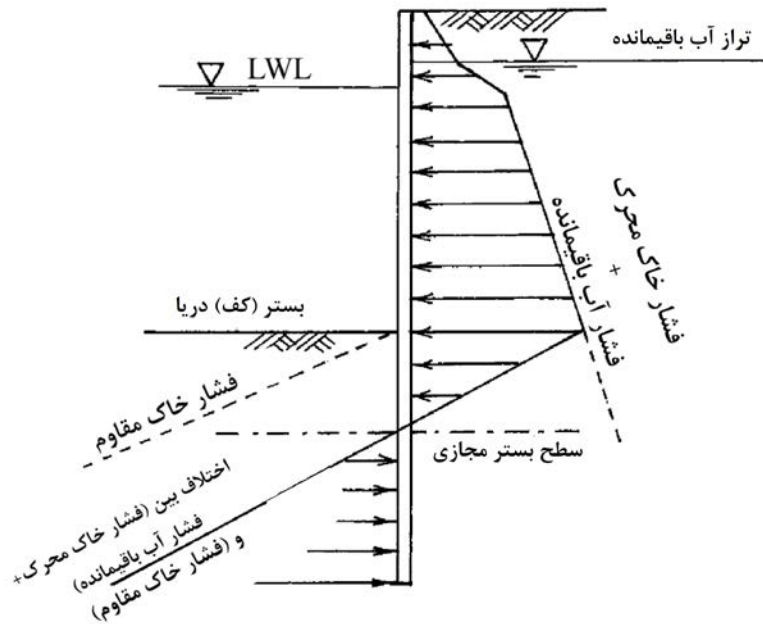
شکل ۸-۹۲- نمونه‌ای از اسکله دیواری سپری طره‌ای

۱۷-۲-۲- نیروهای خارجی اعمال شده بر دیوار سپری

نیروهای خارجی اعمال شده بر یک دیوار سپری طره‌ای باید با توجه به بند (۵-۲) نیروهای خارجی موثر بر دیوار سپری، محاسبه شود.

نکات فنی

- (۱) وقتی بستر دریا خاک ماسه‌ای باشد، یک سطح بستر مجازی فرض می‌شود که در تراز آن، مجموع فشار محرک خاک و فشار آب باقیمانده برابر با فشار مقاوم خاک باشد و فرض می‌شود که فشار خاک و فشار آب باقیمانده بر قسمتی از طره که بالای این سطح مجازی قرار دارد، طبق شکل (۸-۹۳) وارد می‌شود.
- (۲) فشار خاک و فشار آب باقیمانده باید بر اساس بند (۵-۲-۱) نیروهای خارجی که در نظر گرفته می‌شود، محاسبه گردد.



شکل ۸-۹۳- تعیین سطح مجازی کف بستر

۱۷-۲-۳- تعیین سطح مقطع سپر

حداکثر لنگر خمشی در یک دیوار سپری باید با استفاده از یک تحلیل مربوط به مشخصات رفتار مکانیکی دیوار محاسبه شود.

نکات فنی

- (۱) حداکثر لنگر خمشی در یک دیوار سپری به‌طور معمول با روش PHRI و با توجه به مقاومت جانبی شمع‌ها محاسبه می‌شود.
- (۲) مقاومت جانبی شمع باید با توجه به بخش ۵، بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی، انجام شود.
- (۳) اگر از لوله فولادی به‌عنوان سپر استفاده شود، غالباً در اثر فشار خاک و فشار آب باقیمانده، در لوله‌های فولادی دیوار سپری به دلیل تغییر شکل سطح مقطع لوله، تنش ثانویه (مثلاً تغییر مقطع دایروی به بیضی) ایجاد می‌شود. دیوار سپری طره‌ای، سازه‌ای است که با تغییر شکل‌های بزرگ همراه بوده و بنابراین با توجه به تنش‌های ثانویه بزرگ ایجاد شده در این دیوار در نقطه‌ای که لنگر خمشی در آن حداکثر می‌شود، خطر زیادی وجود دارد.

استفاده از لوله فولادی با قطر بزرگتر منجر به افزایش تنش های ثانویه می شود و بنابراین در این حالت مطلوب است که مقاومت در برابر تنش ثانویه بررسی شود. تنش ثانویه یک لوله فولادی، با استفاده از رابطه (۱-۱۷) محاسبه می شود.

$$\sigma = p \left(\frac{D}{t} \right)^2 \times 2.1 \times 10^{-4} \quad (1-17)$$

که در آن:

σ : تنش ثانویه (N/mm^2)

D : قطر لوله (mm)

p : فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارده بر دیوار سپری (kN/m^2)

t : ضخامت لوله (mm)

۱۷-۲-۴- تعیین طول مدفون سپر

طول مدفون سپر باید بزرگتر یا مساوی طول موثر شمع محاسبه شده براساس مطالب بخش ۵، بند (۳-۴) ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع، باشد.

نکات فنی

از آنجا که دیوار سپری طره ای، خاک پشت دیوار را با مکانیزمی مشابه شمع نگه می دارد، طول مدفون سپر را می توان با روشی مشابه شمع محاسبه نمود. در روش PHRI برای مقاومت جانبی شمع ها، طول لازم مدفون به اندازه $1.5l_{m1}$ در نظر گرفته می شود که در آن l_{m1} عمق اولین نقطه لنگر خمشی صفر شمع طره ای می باشد. باید توجه شود که در اینجا طول مدفون محاسبه شده، مقداری است که از سطح بستر مجازی محاسبه می شود و نه از سطح کف دریا.

۱۷-۲-۵- بررسی تغییر مکان تاج سپر

یک اسکله دیواری سپری طره ای باید به روشی طراحی شود که تغییر شکل تاج سپر، بهره برداری ایمن و موثر از اسکله را متوقف نکند.

نکات فنی

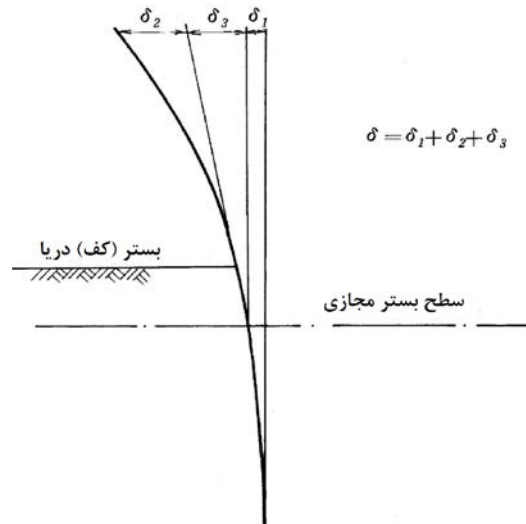
(۱) از آنجا که مقدار مجاز تغییر شکل تاج سپر اسکله دیواری سپری طره ای مشخص نشده است، اسکله باید با کمک روشی طراحی شود که در آن تغییر مکان تاج سپر، استفاده ایمن و موثر از اسکله را تامین نماید و بنابراین لازم است که میزان مجاز تغییر مکان با توجه به شرایط کاربری تعیین شود. در بسیاری از حالات، مقادیر حدی بالا برای شرایط محیطی معمول و شرایط زلزله به ترتیب برابر ۵ و ۱۰ سانتی متر در نظر گرفته می شود.

(۲) تغییر مکان δ تاج سپر به صورت مجموع سه مقدار زیر محاسبه می شود (شکل (۸-۹۴)):

الف) تغییر شکل سپر در سطح بستر مجازی (δ_1)

ب) تغییر شکل سپر در بخش بالایی سطح بستر مجازی (δ_2)

پ) تغییر مکان بالای سپر که در اثر شیب سپر در بالای بستر مجازی با زاویه تغییر شکل سپر در بستر مجازی ایجاد می‌شود (δ_3)



شکل ۸-۹۴- تغییر مکان تاج شمع

به‌طور کلی تغییر شکل δ_1 و تغییر مکان δ_3 با روش PHRI محاسبه می‌شود که در بخش ۵، بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی، توضیح داده شده است. معمولاً تغییر شکل δ_1 برابر با تغییر شکل محاسبه شده دیوار به‌صورت طره ای تحت فشار خاک پشت آن تعیین می‌شود.

۱۷-۲-۶- نیروهای خارجی در طول دوره ساخت

اسکله سپری طره‌ای باید طوری طراحی شوند که اطمینان کافی در برابر نیروهای خارجی که در طول عملیات ساخت به آن وارد می‌شود، وجود داشته باشد.

۱۷-۲-۷- طراحی تفصیلی (جزئیات)

طراحی جزئیات یک اسکله سپری طره‌ای باید با مراجعه به بند (۵-۸) طراحی جزئیات، انجام شود.

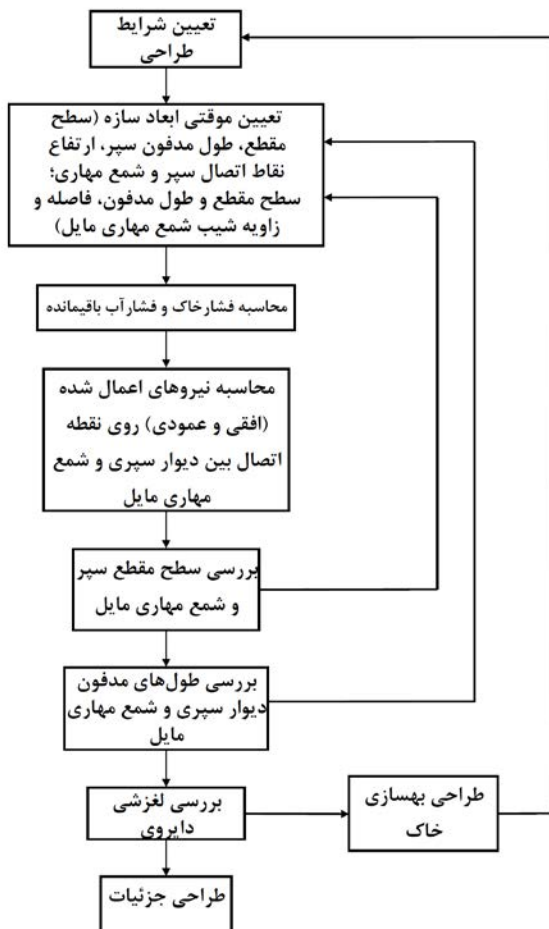
۱۷-۳- اسکله سپری با شمع مهارى مایل

۱۷-۳-۱- اصول طراحی

مقررات این قسمت باید برای طراحی اسکله سپری به کار رود که با جفت نمودن سر سپر با شمع مهارى مایل فرورفته در خاک پشت سپر که خاک را در پشت سپر نگه می‌دارد، ساخته می‌شود.

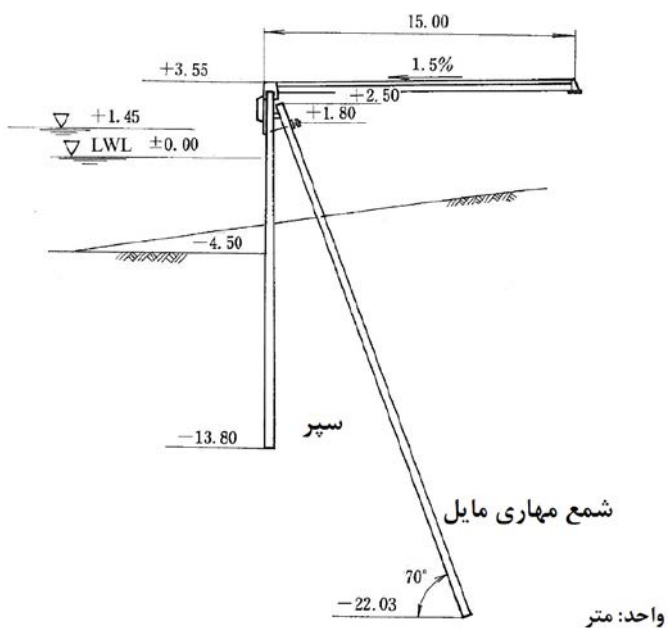
نکات فنی

(۱) ترجیحاً طراحی اسکله سپری با شمع مهارى مایل باید طبق فرایند توضیح داده شده در شکل (۸-۹۵) انجام شود.



شکل ۸- ۹۵- مراحل کلی طراحی اسکله دیواری سپری با شمع مهاری مایل

۲) شکل (۸-۹۶) نمونه‌ای از مقطع یک اسکله سپری با شمع مهاری مایل را نشان می‌دهد.



شکل ۸- ۹۶- نمونه‌ای از مقطع یک اسکله سپری با شمع‌های مهاری مایل

۱۷-۳-۲- نیروهای خارجی اعمال شده بر دیوار سپری با شمع مهاری مایل

نیروهای خارجی اعمال شده بر دیوار سپری با شمع مهاری مایل باید با توجه به مطالب بند (۵-۲) نیروهای خارجی موثر بر دیوار سپری، تعیین شود.

۱۷-۳-۳- محاسبه نیروهای افقی و عمودی وارد بر نقطه اتصال

محاسبه نیروهای وارده بر نقطه اتصال بین یک سپر و یک شمع مهاری باید با در نظر گرفتن مشخصات سازه‌ای نقطه اتصال انجام شود.

نکات فنی

نیروهای افقی و عمودی وارد بر نقطه اتصال بین یک سپر و یک شمع مهاری مایل را می‌توان با فرض مفصلی بودن نقطه اتصال محاسبه نمود.

۱۷-۳-۴- تعیین سطح مقطع سپر و شمع مهاری مایل

حداکثر لنگرهای خمشی شکل گرفته در سپر و شمع مهاری مایل باید با فرض هر دو به‌عنوان تیرهایی که نیروهای متمرکز افقی و عمودی وارد بر نقطه اتصال آن دو و بارهای گسترده فشار خاک و فشار آب باقیمانده را تحمل می‌کند، محاسبه شود. سطح مقطع سپر و شمع مایل مهاری باید طوری طراحی شود که تنش‌های ایجاد شده به وسیله لنگرهای حداکثر از مقدار مقاومت مجاز فراتر نرود.

۱۷-۳-۵- تعیین طول مدفون سپر و شمع مهاری مایل

طول مدفون لازم سپر یا شمع مهاری مایل برای مقاومت در برابر نیروهای اعمال شده در جهت محوری و جهت عمود بر محور باید با توجه به مطالب بخش ۵، فصل ۴، ظرفیت باربری شمع‌ها، تعیین شود. باین حال ظرفیت باربری در جهت محوری سپر و همچنین شمع مهاری مایل باید به وسیله آزمایش بارگذاری و کشش در محل بررسی شود.

۱۷-۳-۶- طراحی تفصیلی (جزئیات)

طراحی جزئیات اسکله دیواری سپری با شمع مهاری مایل باید با توجه به بند (۵-۸) طراحی جزئیات، و بخش ۵، بند (۴-۶-۲) طراحی اتصال شمع و عرشه، انجام شود.

۱۷-۴- اسکله دیواری سپری با شمع مایل در جلو

۱۷-۴-۱- اصول طراحی

مقررات این قسمت باید برای طراحی اسکله دیواری سپری که با جفت نمودن سر سپر با شمع مهاری مایل فرورفته در خاک جلوی سپر (که خاک را در پشت نگه می‌دارد) ساخته می‌شود، به کار رود.

تفسیر

۱) اسکله دیواری سپری با شمع مایل در جلو، معمولاً با عرشه یک اسکله شمع و عرشه در جلوی دیوار سپری ساخته می‌شود که بسته به اینکه سازه شمع و عرشه با دیوار سپری پیوسته و یا جدا باشد، دو حالت را شامل می‌شود. در این قسمت راهنمایی‌های لازم برای حالتی ارائه شده است که سازه شمع و عرشه جلویی با سازه سپر پیوسته می‌باشد. برای حالتی که سازه شمع و عرشه با سازه سپر پیوسته نباشد می‌توان به فصل ۵، اسکله‌های سپری، فصل ۹، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، و فصل ۱۰، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل مراجعه نمود.

۲) روش طراحی شرح داده شده در این قسمت مبتنی بر طراحی سپر با روش تیر معادل بوده و بنابراین نوع سازه‌ای که در این قسمت تحت پوشش قرار می‌گیرد عبارت از دیوار سپری فولادی در خاک ماسه‌ای و یا خاک رسی سخت می‌باشد.

نکات فنی

- ۱) طراحی اسکله دیواری سپری با شمع‌های مایل در جلو طبق مراحل ارائه شده در شکل (۸-۹۷) انجام می‌شود.
- ۲) در شکل (۸-۹۸) نمونه‌ای از یک سطح مقطع اسکله دیواری سپری با شمع‌های مایل مهاری در جلو نشان داده شده است.

۱۷-۴-۲- جانمایی و تعیین ابعاد

۱) اندازه یک بلوک برای سازه عرشه و جانمایی شمع‌ها باید بر اساس مطالب بند (۹-۲-۱) اندازه بلوک عرشه و جانمایی شمع‌ها، انجام شود.

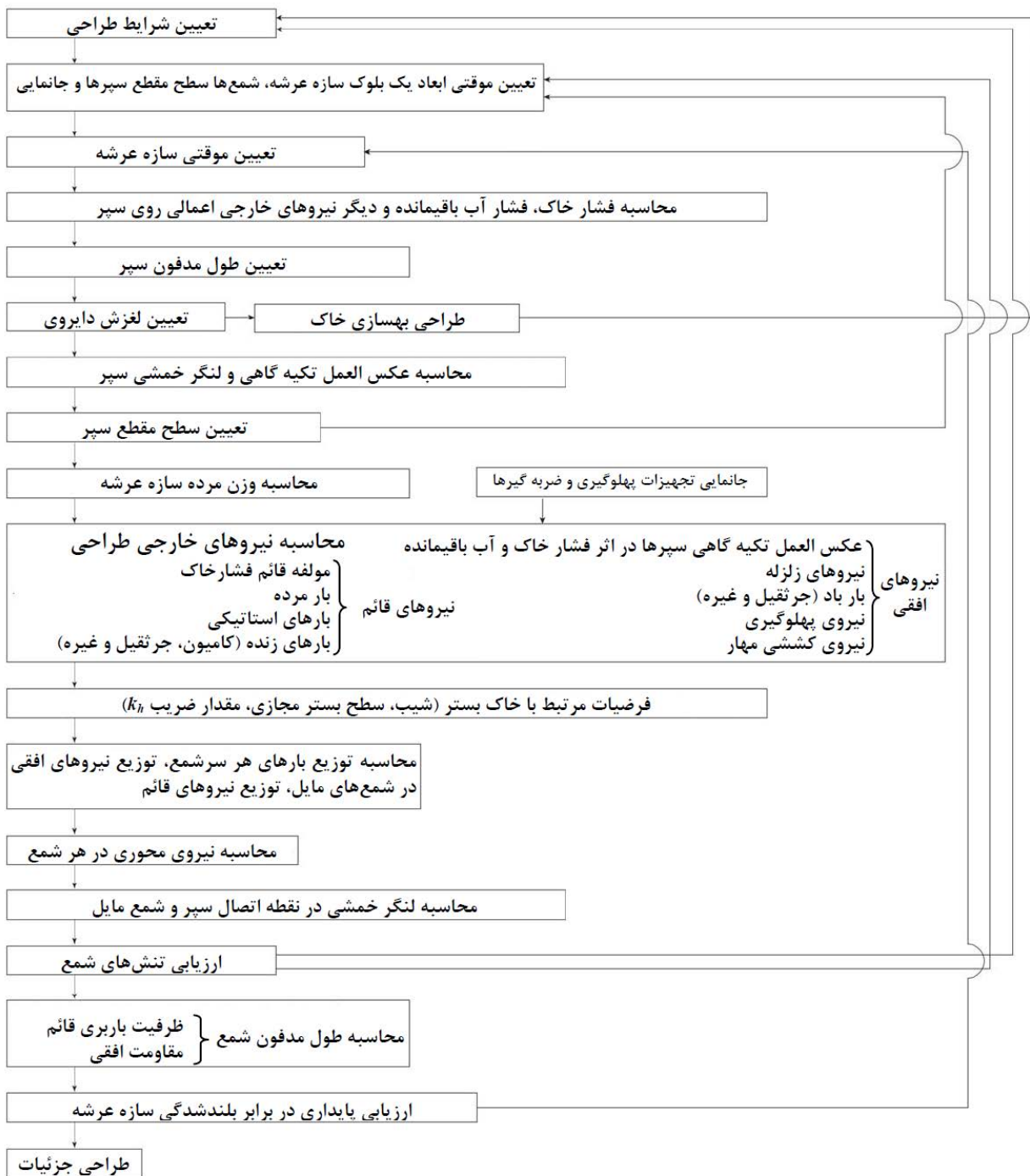
۲) ابعاد سازه عرشه باید طبق مطالب بند (۹-۲-۲) ابعاد عرشه، انجام شود.

نکات فنی

توصیه می‌شود که جانمایی و شیب شمع مایل با توجه به موقعیت ارتباطی آن با سایر شمع‌ها و محدودیت‌های اجرا مانند ظرفیت تجهیزات شمع‌کوبی تعیین شود. به‌طور معمول برای شمع مایل مقدار شیب ۲۰ درجه استفاده می‌شود.

۱۷-۴-۳- طراحی دیوار سپری

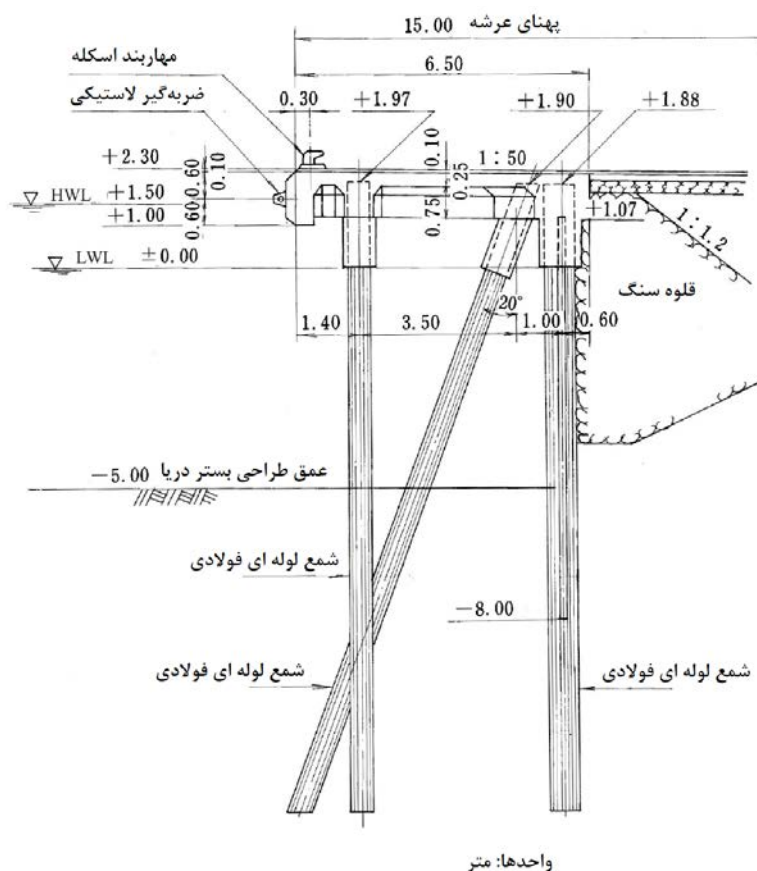
طراحی دیوار سپری باید طبق مطالب فصل ۵، اسکله‌های سپری، انجام شود. مراحل کلی طراحی اسکله دیواری سپری با شمع‌های مایل در جلو در شکل (۸-۹۶) نشان داده شده است.



شکل ۸-۹۷- مراحل کلی طراحی اسکله دیواری سپری با شمع‌های مایل در جلو

نکات فنی

تعیین طول مدفون، نیروی عکس‌العمل در نقطه تکیه‌گاهی و لنگر خمشی سپر طبق مطالب فصل ۵، اسکله‌های سپری، و با فرض اینکه محل اتصال بین شمع مایل و سپر یکی از نقاط تکیه‌گاهی است، انجام می‌شود. نمونه‌ای از اسکله دیواری سپری با شمع مهاری مایل در جلو در شکل (۸-۹۷) نشان داده شده است.



شکل ۸-۹۸- نمونه‌ای از اسکله دیواری سپری با شمع مهاری مایل در جلو

۱۷-۴-۴- طراحی سازه شمع و عرشه

طراحی سازه شمع و عرشه باید طبق مطالب فصل ۹، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، و فصل ۱۰، اسکله شمع و عرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، انجام شود.

نکات فنی

- (۱) بار مرده بتن مسلح سازه عرشه را می‌توان با وزن واحد 21 kN/m^2 در طراحی شمع‌های مایل و قائم و سپرها محاسبه نمود.
- (۲) نیروهای خارجی وارد بر سازه عرشه باید طبق مطالب بند (۹-۳-۱) نیروهای خارجی طراحی، محاسبه شود. نیروی خارجی فشار خاک و فشار آب باقیمانده وارد بر دیوار سپری را می‌توان به‌عنوان نیروی عکس‌العمل نقطه تکیه‌گاهی در نقطه اتصال بین شمع مایل و سپر در نظر گرفت.
- (۳) نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر (فندر) باید طبق مطالب بند (۹-۳-۲) محاسبه نیروی عکس‌العمل ضربه‌گیر، محاسبه شود.
- (۴) فرضیات مرتبط با بستر دریا باید بر اساس مطالب بند (۹-۴) فرضیات مربوط به خاک بستر دریا، انجام شود. تخمین مقاومت جانبی و سایر رفتارهای شمع باید به کمک روش Chang انجام شود.
- (۵) فرض می‌شود نیروهای افقی اعمال‌شده بر روی اسکله دیواری، به‌طور کامل توسط شمع مایل تحمل می‌شود. بارهای قائم وارد بر سر شمع‌ها را می‌توان مانند نیروهای عکس‌العمل تکیه‌گاهی و با فرض اینکه عرشه به‌صورت تیر ساده‌ای روی سر شمع‌ها تکیه دارد، محاسبه نمود. نیروی محوری در سپر و شمع مایل باید طبق رابطه (۴-۳۴) در بخش ۵، بند

(۴-۳-۶) ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج، و با به کارگیری نیروی افقی اعمال شده بر روی اسکله و نیروی قائم گسترده در سر شمع‌ها محاسبه شود.

(۶) لنگر خمشی در نقطه اتصال شمع مایل و سپر را می‌توان به‌عنوان لنگر حاصل از فشار خاک، فشار آب باقیمانده و دیگر نیروهای افقی و با فرض شمع مایل و سپر به‌صورت یک قاب صلب گیردار شده در نقطه گیرداری مجازی، محاسبه نمود. نقطه گیرداری مجازی شمع‌ها باید بر اساس بند (۹-۵-۳) نقطه گیرداری مجازی، تعیین شود.

(۷) تنش‌های شمع‌ها باید از رابطه (۹-۱۲) که در بند (۹-۵-۵) تنش‌های مقطع عرضی شمع‌ها، توضیح داده شده است با فرض اینکه شمع منفرد، تحت بار محوری تنها یا تحت ترکیبی از بار محوری و لنگر خمشی قرار دارد، محاسبه شود.

۱۷-۴-۵- طول مدفون

طول مدفون شمع‌های قائم، مایل و سپر باید با آزمایش ظرفیت باربری و مقاومت جانبی شمع تعیین شود.

نکات فنی

بررسی طول مدفون باید با توجه به ظرفیت باربری، طبق بند (۹-۵-۶) بررسی عمق مدفون برای ظرفیت باربری، و با توجه به مقاومت جانبی، بر اساس بند (۹-۵-۷) بررسی عمق مدفون برای مقاومت جانبی، انجام شود.

۱۷-۴-۶- طراحی تفصیلی (جزئیات)

(۱) طراحی جزئیات اسکله دیواری سپری با شمع‌های مایل در جلو باید بر اساس الزامات بند (۵-۸) طراحی جزئیات، و بند (۹-۹) طراحی تفصیلی (جزئیات)، انجام شود.

(۲) نقطه اتصال دیوار سپری و شمع مایل مهاری باید طوری طراحی شود که انتقال بار به‌طور مطلوب انجام پذیرد.

(۳) سازه عرشه باید طوری طراحی شود که کاملاً در برابر لنگر خمشی اعمال شده از دیوار سپری مقاومت کند.

تفسیر

نقطه اتصال بین دیوار سپری و شمع مایل باید طوری طراحی شود که با کمی تسلیح، حاشیه اطمینان کافی به‌وجود آید، زیرا شکست یا آسیب نقطه اتصال ممکن است به فروپاشی تمام اسکله منجر شود.

لنگر خمشی ایجاد شده در بالای سپر به سازه عرشه منتقل می‌شود و بنابراین توصیه می‌گردد که این لنگر خمشی در طراحی سازه عرشه در نظر گرفته شود.

۱۷-۵- اسکله دیواری دو سپری

۱۷-۵-۱- اصول طراحی

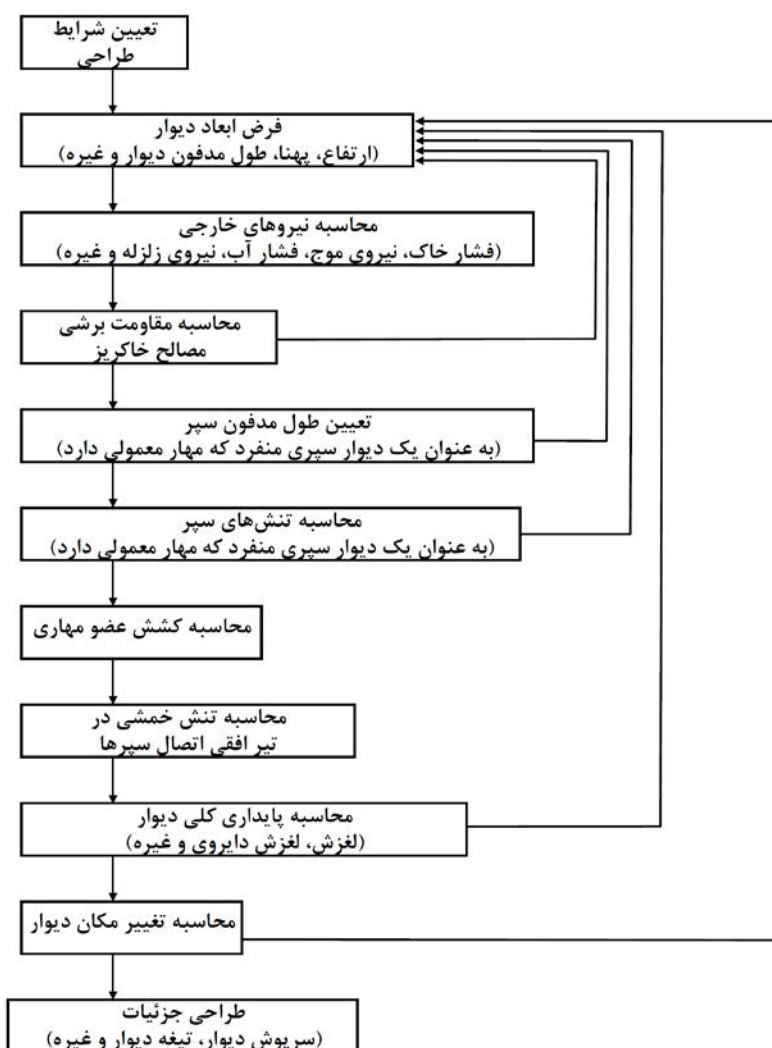
مقررات این قسمت باید در طراحی اسکله دیواری دو سپری مورد استفاده قرار گیرد.

تفسیر

اسکله دیواری دو سپری، دیوار نگهدارنده خاک شامل دو ردیف دیوار سپری می باشد که با عضوهای میل مهاری و غیره به هم متصل شده و فضای بین آنها با خاک ماسه ای پر می شود.

نکات فنی

(۱) در شکل (۸-۹۹) فرایند اصلی طراحی متعارف اسکله دیواری دو سپری نشان داده شده است.



شکل ۸-۹۹- مراحل کلی طراحی اسکله دیواری دو سپری بر اساس روش متعارف

(۲) در طراحی اسکله دیواری دو سپری، روش های طراحی اسکله دیواری فولادی سپری سلولی یا اسکله دیواری سپری با مهارند سپری به طور متعارف مورد استفاده قرار گرفته است. بنابراین برای طراحی یک اسکله دیواری دو سپری با شرایط مشابه با آنچه در اسکله های موجود وجود دارد، این روش های متعارف را می توان مورد استفاده قرار داد. در روش های متعارف، تغییر مکان دیوار دو سپری مورد بررسی قرار نمی گیرد، اما بررسی مقدار تغییر مکان یک سازه دو سپری وقتی به عنوان یک سازه بزرگ دائمی مورد استفاده قرار می گیرد، اهمیت زیادی دارد. برای حل این مشکل، ابتدا

Sawaguchi یک روش طراحی برای محاسبه تغییر مکان یک سازه دو سپری پیشنهاد کرد و سپس Ohori و همکاران، یک روش طراحی جامع برای بررسی رفتار دیواره دو سپری بر اساس روش Sawaguchi پیشنهاد کردند.

۱۷-۵-۲- نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری دو سپری

نیروهای خارجی وارد بر یک اسکله دو سپری بر اساس مطالب بند (۲-۷) نیروهای خارجی وارد بر اسکله دیواری سلولی ساخته شده با سپر فولادی، محاسبه می‌شود.

۱۷-۵-۳- طراحی اسکله دیواری دو سپری

اسکله دیواری دو سپری باید با روش مناسبی با توجه به شرایط طراحی و اهمیت اسکله دیواری طراحی گردد.

نکات فنی

(ا) اگر در طراحی یک اسکله دیواری دو سپری، شرایط مشابه با موارد استفاده شده در اسکله‌های موجود وجود داشته باشد، استفاده از روش‌های زیر متعارف خواهد بود.

(الف) برای تعیین پهناى بین دو دیوار سپری برای رسیدن به مقاومت لازم در برابر تغییر شکل برشی، محاسبات بر اساس بند (۲-۳-۷) عرض معادل دیوار، انجام می‌شود.

(ب) محاسبه لنگر تغییر شکل بر اساس بند (۳-۳-۷) محاسبه لنگر ایجاد تغییر شکل، انجام می‌شود.

(پ) محاسبه لنگر مقاوم با توجه به مطالب بند (۴-۳-۷) محاسبه لنگر مقاوم، انجام می‌شود. با این وجود، لنگر مقاوم ناشی از اصطکاک در محل اتصال بین سپرهای دیوارهای جداکننده معمولاً در نظر گرفته نمی‌شود.

(ت) طول مدفون سپر عبارت است از بزرگترین مقدار از بین مقادیر به دست آمده از روش مختص سپرهای با مهار معمولی (بند (۲-۳-۵) طول مدفون سپرها) و مقداری که تغییر مکان افقی مجاز در بالای دیوار را ایجاد می‌کند (بند (۴-۷) بررسی پایداری کلی بدنه دیوار، و بند (۷-۷) بررسی تغییر مکان بالای دیوار). در سازه‌های با اهمیت زیاد، بهتر است که ابتدا با روش Ohori یا روش‌های مناسب دیگر، تحلیل رفتاری انجام شود.

(ث) تنش خمشی سپر با توجه به اطلاعات حاصل از اجزای گذشته سازه و با فرض دیوار سپری منفرد مانند یک دیوار سپری با مهار و تحت فشار محرک خاک مصالح پر شده و بدون توجه به فاصله بین دو سپر تحلیل می‌شود.

(ج) محاسبه کشش عضو مهاری با توجه به بند (۱-۴-۵) کشش میل‌مهاریها، انجام می‌شود.

(چ) طراحی تیر اتصال سپر با توجه به بند (۵-۵) طراحی تیر اتصال سپر، انجام می‌شود.

(ح) اسکله دیواری دو سپری را می‌توان به‌عنوان یک نوع دیوار وزنی در نظر گرفت. بنابراین لازم است که بررسی پایداری در برابر لغزش اسکله و پایداری شیب شامل اسکله مشابه روش بررسی برای یک اسکله دیواری سلولی (با توجه به بند (۳-۴) محاسبات پایداری) انجام پذیرد. تعادل در برابر لغزش باید در سطح بستر مجازی مورد بررسی قرار گیرد که این سطح را می‌توان در بستر دریا یا در صفحه افقی در پنجه دیوار سپری در نظر گرفت و ضریب اطمینان کوچکتر را ملاک قرار داد. در حالت اخیر باید از مقاومت سپر زیر بستر دریا صرف‌نظر شود.

در بررسی پایداری شیب اسکله دیواری دو سپری، طول مدفون اسکله دیواری دو سپری باید با مقدار طول مدفون در اسکله با سپر منفرد با مهار مقایسه شود. اگر مقدار به دست آمده برای دو سپری بیشتر از تک سپر باشد باید از مقاومت بخشی از سپر در زیر پنجه در برابر صفحه لغزش دایروی که از تراز زیر پنجه می گذرد، صرف نظر شود.

خ) دال و مقطع سازه عرشه با توجه به مطالب بند (۶-۶-۲) طراحی سکوی کمکی، طراحی می شود. پی شمعی بعضاً در مصالح خاکریز کوبیده می شود تا سازه عرشه را نگهداری کند و این شمعها باید ایمنی کافی در برابر نیروهای افقی و قائم منتقل شده از عرشه را داشته باشد. در اینجا فرض می شود که نیروی قائم منتقل شده از عرشه به طور کامل توسط شمعها تحمل می شود و ظرفیت باربری قائم شمع با صرف نظر از اصطکاک بین جداره شمع و مصالح خاکریز به دست می آید. مقداری از نیروی افقی وارد بر عرشه به سپرهای دوتایی و مقداری به شمعها منتقل می شود. بنابراین لازم است مشخص شود که چند درصد از نیروی افقی توسط این دو تحمل می شود.

۲) اگر اسکله دیواری دو سپری به عنوان یک سازه با اهمیت مورد استفاده قرار گیرد، بهتر است که رفتار مکانیکی آن با روش *Sawaguchi* یا روش *Ohori* بدون اتکا به روشهای متعارف مورد بررسی قرار گیرد. روش *Sawaguchi* یک روش تخمینی است که تغییر مکان را با فرض مصالح پرکننده به صورت توده تراکم ناپذیر الاستیک و با بررسی سازه به عنوان یک سازه ترکیبی شامل دیوار سپری و مصالح خاکریز محاسبه می کند.

روش *Ohori* و همکاران یک روش عددی محاسباتی است که تحلیل تغییر شکل برشی مصالح پرکننده را با تقسیم مصالح به چند لایه انجام داده و از روش *Chang* برای تحلیل مقطع مدفون سپر بر اساس مبانی *Sawaguchi* استفاده می کند. خاصیت الاستوپلاستیسیته خاک به وسیله مدول برشی مصالح خاکریز و ضریب عکس العمل خاک بستر مقطع مدفون سپر ارزیابی می شود که هر دو به صورت توابع تغییر شکل ارائه می گردد.

فصل ۱۸

بخش انتقالی اسکله دیواری

۱۸-۱- اصول طراحی

در طراحی بخش انتقالی اسکله دیواری باید موارد زیر را مدنظر قرار داد.

- ۱) شرایط طبیعی در همسایگی اتصال
- ۲) شرایط سازه‌های مجاور اتصال
- ۳) ترتیب اجرا و در دسترس بودن ماشین آلات ساخت

۱۸-۲- بخش انتقالی در محلی با عمق آب متغیر

شرایط طراحی برای بخش انتقالی بین اسکله دیواری در عمق‌های آب مختلف، مشابه شرایط طراحی برای بخش انتقالی اسکله دیواری در طرف عمیق‌تر بوده و روش طراحی و ضریب اطمینان مطابق نوع سازه بخش انتقالی مربوط تعیین می‌گردد.

۱۸-۳- بخش انتقالی در محلی که اسکله‌های دیواری از انواع متفاوت متصل می‌باشد

در محلی که دو نوع متفاوت اسکله دیواری متصل شده است، اتصال دو سازه به یکدیگر یا به صورت مستقیم و یا با بخش‌های انتقالی انجام می‌شود. شرایط طراحی برای سازه بخش انتقالی باید از بین دو اسکله دیواری متصل که وضعیت پایداری نامناسب‌تری برای بخش انتقالی ایجاد می‌کند، انتخاب گردد.

۱۸-۴- گوشه برجسته

برای سازه بخش انتقالی در یک گوشه برجسته (رو به بیرون)، شرایط طراحی باید از بین دو اسکله دیواری متصل که وضعیت پایداری نامناسب‌تری برای بخش انتقالی ایجاد می‌کند، انتخاب گردد.

تفسیر

در طراحی سازه بخش انتقالی باید مراقب ایجاد گوشه‌های برجسته بود زیرا گوشه برجسته گاهی مشکلاتی برای پایداری ایجاد می‌کند. توصیه می‌شود از ایجاد گوشه‌هایی با زاویه تند پرهیز شود، زیرا باعث پیچیده شدن طراحی سازه‌ای و دشوار شدن عملیات ساخت می‌گردد.

فصل ۱۹

تجهيزات فرعى

۱۹-۱- کلیات

تاسیسات فرعی برای بندر باید در صورت نیاز تهیه شود و به‌ویژه تاسیسات پهلوگیری شناورهای حمل کالاهای خطرناک باید دارای تاسیسات فرعی زیر باشد:

(۱) امکانات جلوگیری از نشت و ریزش کالاهای خطرناک

سازه تاسیسات پهلوگیری شناورهای حمل مواد خطرناک نباید در اثر نشت هنگام جابجایی کالاهای خطرناک دچار آسیب یا خوردگی شدید شود. اگر جلوگیری از ریزش مستقیم کالاهای خطرناک در دریا ضروری باشد، باید تاسیسات زهکشی از جمله آبروهای جانبی و حوضچه یا مخازن نگهداری تامین گردد.

(۲) نرده، تابلو و علائم هشدار

ورودی تاسیسات پهلوگیری شناور حامل کالای خطرناک باید توسط نرده یا حصار برای جلوگیری از ورود افراد متفرقه محصور شده و یا تابلو و علائم هشدار مبنی بر ممنوعیت ورود افراد متفرقه نصب شود.

(۳) تجهیزات مهار آتش و سیستم‌های هشدار

تاسیسات پهلوگیری شناورهای حامل کالاهای خطرناک باید مجهز به تجهیزات مهار آتش نظیر کفپاش خاموش‌کننده آتش، اطفاف‌کننده آتش و آبپاش باشد. تاسیسات پهلوگیری همچنین باید دارای سیستم هشدار با توانایی تولید آژیر خطر بلند و رسا به محض کشف آتش یا نشانه‌ای از آتش، بوده و مجهز به سیستم ارتباطی برای آگاه‌سازی سریع افراد مسئول در رابطه با مهار آتش باشد.

تفسیر

تاسیسات فرعی شامل موارد زیر است:

الف) ستون مهاری، مهاربند (بولارد) و حلقه مهار

ب) سیستم ضربه‌گیر (فندر)

پ) جدول‌گذاری

ت) راه‌پله و نردبان

ث) تاسیسات آبرسانی

ج) تاسیسات زهکشی

چ) تاسیسات سوخت‌رسانی و برق‌رسانی

ح) سایر تاسیسات

(۱) حفاظ اطراف

(۲) تاسیسات سوار و پیاده شدن مسافر

(۳) تاسیسات سوار و پیاده کردن خودرو

- (۴) تاسیسات نجات غریق
- (۵) نرده، طناب و غیره
- (۶) تجهیزات اطفا حریق و سیستم هشدار
- (۷) تاسیسات روشنایی
- (۸) سرویس بهداشتی و تلفن
- (۹) چراغ نشانگر و تابلو
- (۱۰) سایر

۱۹-۲- تجهیزات پهلوگیری

تجهیزات پهلوگیری برای استفاده در تاسیسات پهلوگیری به جز سرسره، باید دارای مقاومت کافی برای مهار شناور با توجه به شرایط طبیعی منطقه مانند توپوگرافی، شرایط جوی و پدیده‌های دریایی و نیز اندازه شناورها از جمله طول کلی، حداکثر عرض بدنه، آب‌خور و ظرفیت ناخالص باشد.

۱۹-۳- ستون مهاری، مهاربند و حلقه مهار

۱۹-۳-۱- کلیات

تاسیسات پهلوگیری باید مجهز به ستون مهاری، مهاربند و یا حلقه مهار باشند.

۱۹-۳-۲- چیدمان ستون‌های مهاری، مهاربندها و حلقه‌های مهار

چیدمان تجهیزات پهلوگیری باید به گونه‌ای باشد که مهار شناور و جابجایی بار به راحتی و ایمن قابل انجام باشد. تجهیزات پهلوگیری از جمله ستون مهاری، مهاربند و حلقه مهار باید با توجه به مکان قلاب‌های روی شناور، جانمایی و چیده شود.

نکات فنی

(۱) ستون‌های مهاری که در هوای طوفانی استفاده می‌شود باید در نزدیکی هر دو انتهای اسکله با فاصله هرچه دورتر از خط جبهه آب نصب شود. مهاربندها باید روی اسکله و نزدیک خط جبهه آب نصب شود تا بتوان از آن برای مهار شناورها در شرایط هوای معمولی و برای پهلوگیری یا جدا شدن شناورها از اسکله، استفاده نمود. برای تعیین فاصله بین مهاربندها و حداقل تعداد مهاربندها در هر محل پهلوگیری می‌توان از مقادیر جدول (۸-۹) به عنوان مرجع استفاده نمود.

جدول ۸-۹- فاصله و حداقل تعداد مهاربند (در هر محل پهلوگیری)

ظرفیت ناخالص شناور (GT)	حداکثر فاصله بین مهاربندها (متر)	حداقل تعداد مهاربند در هر پهلوگیر (واحد)
کمتر از ۲۰۰۰	۱۰ تا ۱۵	۴
۲۰۰۰ یا بیشتر و کمتر از ۵۰۰۰	۲۰	۶
۵۰۰۰ یا بیشتر و کمتر از ۲۰۰۰۰	۲۵	۶
۲۰۰۰۰ یا بیشتر و کمتر از ۵۰۰۰۰	۳۵	۸
۵۰۰۰۰ یا بیشتر و کمتر از ۱۰۰۰۰۰	۴۵	۸

۲) اگر اسکله کوچکی مختص کشتی‌های کوچک و بدون وجود خطر کشش طناب‌های مهار به سمت بالا توسط کشتی باشد، چیدمان مهاربندها با فاصله ۱۰ تا ۲۰ متر از همدیگر در طول خط جبهه آب کافی بوده و نیازی به استفاده از ستون‌های مهار نمی‌باشد. در اسکله کوچک می‌توان حلقه‌های مهار با مقاومتی برابر مقاومت مهاربندها را با فاصله ۵ تا ۱۰ متر از یکدیگر به جای مهاربند نصب نمود. اگر برای یک اسکله کوچک از حلقه‌های مهار استفاده شود، این حلقه‌ها باید در تراز مناسبی با توجه به تراز جزرومد نصب گردد. در بسیاری از موارد، مهار کشتی‌های کوچک توسط حلقه‌های مهار به وسیله یک طناب مهار متصل به سینه و طناب دیگر متصل به پاشنه کشتی انجام می‌گیرد و در نتیجه فاصله بین این حلقه‌های مهار باید بین ۵ تا ۱۰ متر باشد.

۳) ستون‌های مهار باید به گونه‌ای قرار داده شود که متناسب با کاربرد شناورهای مورد نظر بوده و زاویه بین محور طولی شناور و طناب مهار حتی‌الامکان نزدیک به ۹۰ درجه شود تا ستون‌های مهار در جهت عمود بر محور شناور، مقاومت کافی در برابر نیروهای خارجی وارد بر شناور داشته باشد. تعداد ستون مهار نصب شده بر روی یک پهلوگیر معمولاً دو عدد می‌باشد.

طناب‌های سینه و پاشنه کشتی کشیده می‌شود تا حرکات نوسانی شناور روی آب مهار شود که به همین علت، زاویه بین این طناب‌ها و محور طولی شناور کوچک شده اما نباید کمتر از ۲۵ تا ۳۰ درجه گردد و نصب مهاربند برای رعایت این نیاز، لازم می‌باشد. شکل (۸-۱۰) یک نمونه چیدمان ستون مهار و مهاربند را نشان می‌دهد.

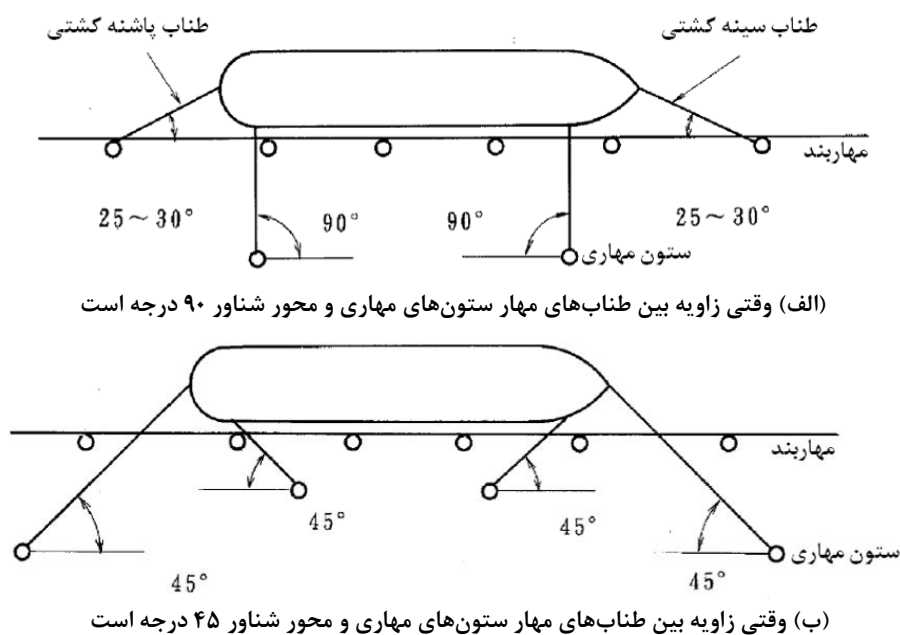
۱۹-۳-۳- نیروی کششی مهار شناور

نیروهای کششی مهار شناور باید با توجه به شرایط پهلوگیری و مهار شناور محاسبه گردد.

نکات فنی

نیروهای مهار شناور باید طبق بخش ۲، بند (۲-۲-۴) نیروی کششی مهار وارد بر ستون‌های مهار و مهاربندها، محاسبه

گردد.



شکل ۸-۱۰۰- یک نمونه چیدمان ستون مهاری و مهاری بند

۱۹-۳-۴ - سازه

ستون مهاری و مهاری بند باید از نظر سازه‌ای در برابر نیروهای مهاری شناور اعمال شده بر آن ایمن باشد.

تفسیر

نیروهای مهاری شناور وارد بر ستون مهاری و مهاری بند باید طبق بخش ۲، بند (۲-۲-۴) نیروی کششی مهاری وارد بر ستون‌های مهاری و مهاری بندها، محاسبه گردد.

۱۹-۴ - سیستم ضربه گیر

۱۹-۴-۱ - کلیات

جانمایی، سازه و سایر موارد سیستم ضربه گیر مربوط به تاسیسات پهلوگیری باید با توجه به نیروهای پهلوگیری شناور و نیروهای ایجاد شده توسط حرکات شناور مهار شده، طراحی گردد.

نکات فنی

(۱) وقتی شناوری در اسکله پهلو می‌گیرد و یا زمانی که یک شناور مهار شده بر اثر نیروهای باد و موج حرکت می‌کند، نیروی پهلوگیری و نیروی اصطکاک بین شناور و تاسیسات پهلوگیری ایجاد می‌گردد که برای جلوگیری از آسیب به بدنه شناور و تاسیسات پهلوگیری بر اثر این نیروها، سیستم ضربه گیر بر روی تاسیسات پهلوگیری نصب می‌شود. اگر شناوری مانند کشتی‌های کوچک یا قایق مسافری خود دارای سیستم ضربه گیر یا لاستیک خودرو باشد و مانور چنین شناوری با دقت

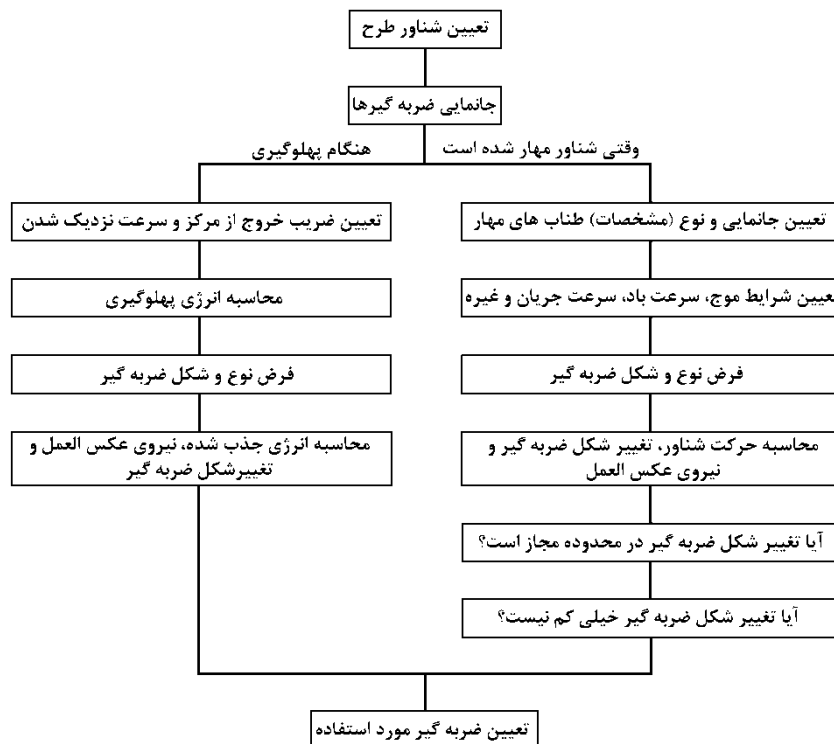
- زیاد و با توجه به ظرفیت جذب انرژی سیستم ضربه گیر انجام شود، تاسیسات پهلوگیری به علت کم بودن نیروی پهلوگیری ضرورتی برای تجهیز به سیستم ضربه گیر نخواهد داشت.
- ۲) برای سیستم ضربه گیر معمولاً از ضربه گیر لاستیکی و بادی (نیوماتیک) بیشتر استفاده شده و انواع دیگر مانند نوع فومی، فشار روغنی، معلق وزنی، شمعی و چوبی هم به کار می رود.
- ۳) سیستم ضربه گیر در صورت نیاز به کاهش بار در واحد سطح (فشار قابل تحمل یا سطحی) باید برای جلوگیری از آسیب به بدنه شناور دارای صفحات تماس (پد) باشد. برای کاهش نیروی برشی وارد بر سیستم ضربه گیر توصیه می شود که صفحات رزین اپوکسی به سطح صفحه تماس (پد) چسبانده شود.
- ۴) طراحی ضربه گیر لاستیکی، بادی و شمعی باید بر اساس روند نشان داده شده در شکل (۸-۱۰۱) انجام شود.

۱۹-۴-۲- آرایش ضربه گیرها

ضربه گیرها باید به نحوی قرار گیرند که قادر به جذب مقدار مورد نیاز از انرژی پهلوگیری شناور طرح باشند و شناور مستقیماً با تاسیسات پهلوگیری برخورد نکند.

۱۹-۴-۳- انرژی پهلوگیری شناور

انرژی پهلوگیری شناور که در طراحی ضربه گیر استفاده می شود باید طبق بخش ۲، بند (۲-۲) نیروهای خارجی ایجاد شده توسط شناور، محاسبه گردد.



شکل ۸-۱۰۱- نمودار طراحی ضربه گیر

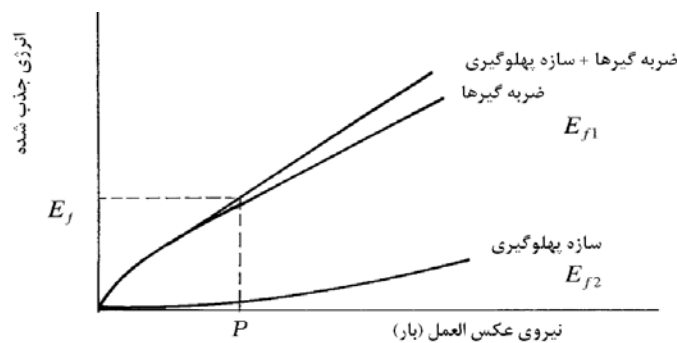
۱۹-۴-۴- انتخاب ضربه گیر

ضربه گیرها باید با توجه به موارد زیر انتخاب گردند.

- (۱) مشخصات سازه تاسیسات پهلوگیری و شناورهایی که در آنجا پهلو می گیرد.
- (۲) اگر تاسیسات پهلوگیری در معرض اثر موج باشد: حرکات شناور مهارشده و شرایط پهلوگیری شناور شامل زاویه پهلوگیری.
- (۳) اعمال نیروی عکس العمل ضربه گیر هنگام پهلوگیری شناور بر روی اعضای سازه ای تاسیسات پهلوگیری.
- (۴) دامنه تغییرات مشخصات فیزیکی ضربه گیر به علت تفاوت با استاندارد در محصولات تولیدی، پاسخ به بارگذاری دینامیک و پاسخ حرارتی به دمای هوا و غیره.

نکات فنی

- (۱) نیروی پهلوگیری با استفاده از منحنی جذب انرژی که از جمع انرژی جذب شده به علت تغییرشکل ضربه گیر (E_{f1}) و انرژی جذب شده در اثر تغییرشکل سازه پهلوگیری (E_{f2}) حاصل می شود، طبق شکل (۸-۱۰۲) محاسبه می گردد.

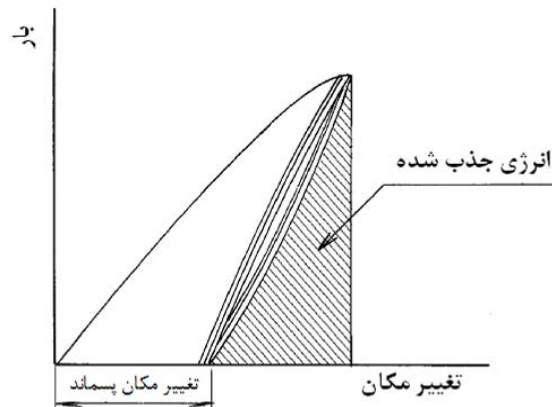


شکل ۸-۱۰۲- محاسبه نیروی پهلوگیری

- (۲) اسکله دیواری وزنی، اسکله دیواری سپری و اسکله دیواری با سکوی کمکی دارای مقدار ظرفیت مقاومتی کافی در برابر نیروهای پهلوگیری معمولی می باشد. البته سازه های انعطاف پذیر مانند اسکله شمع و عرشه موازی ساحل، اسکله جدا از ساحل و دلفین، ظرفیت مقاومتی افقی نسبتاً کمی دارند (به ویژه با تاسیسات پهلوگیری با شمع قائم). بنابراین هنگام استفاده از این نوع سازه ها انجام اقدامات لازم برای حصول اطمینان از کمتر بودن نیروی پهلوگیری در مقایسه با بار افقی مجاز ضروری می باشد.

- (۳) سیستم ضربه گیر باید در برابر نیروی برشی ناشی از اصطکاک بین ضربه گیر و بدنه شناور در اثر پهلوگیری مایل شناور نیز ایمن باشد. این نیرو معمولاً با رابطه پیشنهادی Vasco Costa محاسبه می گردد. وقتی یک شناور در اسکله با زاویه ۶ تا ۱۴ درجه نسبت به خط جلویی محل لنگرگاه، پهلو می گیرد، این نیرو ۱۰ تا ۲۵ درصد نیروی عکس العمل ضربه گیر خواهد بود.
- (۴) شناور در مقابل تاسیسات پهلوگیری در معرض اثرات موج، در هر دو جهت افقی و قائم حرکت می کند. حرکات شناور ممکن است علاوه بر ایجاد تغییر شکل فشاری معمول، باعث ایجاد تغییر شکل برشی شدید در ضربه گیرها گردد که گاهی منجر به شکستن آنها می شود. نیروی برشی اگر برابر نیروی اصطکاک فرض شود، حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد نیروی عکس العمل ضربه گیر برآورد می شود.

۵) سازه تک شمع (SPS) سازه‌ای است که انرژی پهلویی را از طریق تغییر شکل شمع ساخته شده از فولاد با مقاومت کششی بالا جذب می‌کند. در طراحی دلفین‌هایی که از سازه تک شمع استفاده می‌کنند، لازم است مقدار انرژی جذب شده با توجه به تغییر شکل پسماند شمع به علت پهلویی‌های مکرر محاسبه گردد. همانطور که در شکل (۸-۱۰۳) دیده می‌شود، مقدار انرژی جذب شده توسط شمع با استفاده از تغییر مکان حاصل از کاهش تغییر مکان پسماند از تغییر مکان بار نقطه‌ای، محاسبه می‌گردد.



شکل ۸-۱۰۳- انرژی جذب شده در اثر تغییر شکل شمع

تغییر مکان بار نقطه‌ای که تغییر مکان پسماند قابل توجهی ایجاد می‌کند از رابطه (۱۹-۱) محاسبه می‌گردد.

$$y_{top} = A_1 y_0 + A_2 i_0 h + \frac{Ph^3}{3EI} \quad (1-19)$$

که در آن:

y_{top} : تغییر مکان شمع در نقطه بارگذاری با توجه به تغییر مکان پسماند (m)

y_0 : تغییر مکان شمع در تراز بستر دریا در لحظه بارگذاری اولیه (m)

i_0 : زاویه انحنای شمع در تراز بستر دریا در لحظه بارگذاری اولیه (رادیان)

P : بار افقی (N)

h : ارتفاع نقطه بارگذاری (m)

EI : سختی خمشی شمع (Nm^2)

A_1 و A_2 : ضریب تاثیر ناشی از بارگذاری مکرر

توجه: عبارت «بارگذاری اولیه» به اولین اعمال باری که در میان بارهای وارد شده قبلی، حداکثر است، اطلاق می‌گردد.

در جدول (۸-۱۰) مقادیر ضریب تاثیر ناشی از بارگذاری مکرر که بر اساس نتایج بارگذاری میدانی روی نمونه‌های با اندازه

واقعی و نتایج مدل آزمایشی پیشنهاد شده، نشان داده شده است.

جدول ۸-۱۰- مقادیر ضریب تاثیر ناشی از بارگذاری مکرر

نام ضریب	برای به دست آوردن حداکثر تغییر مکان	برای به دست آوردن انرژی جذب شده توسط تغییر شکل شمع	برای به دست آوردن تغییر مکان پسماند
A_1	۱/۴	۰/۴	۰/۸
A_2	۱/۲	۰/۶	۰/۵

۶) جذب انرژی ضربه گیر

انواع مختلفی از ضربه گیر لاستیکی مانند ضربه گیر لاستیکی V شکل، مدور توخالی و مستطیلی توخالی وجود دارد که هر کدام از این انواع از لحاظ نسبت بین نیروی عکس العمل و تغییر شکل و همچنین نرخ جذب انرژی با یکدیگر متفاوتند. در کتابچه های راهنمای محصولات نمودارهایی وجود دارد که برای هر نوع از ضربه گیرها، نشان دهنده مقدار جذب انرژی در برابر تغییر شکل و مقدار نیروی عکس العمل در برابر تغییر شکل می باشد.

ضربه گیرهایی با نیروی عکس العمل ثابت نظیر ضربه گیرهای V شکل، با نیروی عکس العمل کم و نرخ جذب انرژی زیاد شناخته می شود. باید در نظر داشت که وقتی شناور همزمان در معرض تماس با دو یا سه ضربه گیر قرار دارد، ممکن است مقدار نیروی عکس العمل کل موثر بر تاسیسات پهلوگیری بزرگ شود که علت این موضوع افزایش نیروی عکس العمل تا نزدیک به حداکثر مقدار خود وقتی نرخ جذب انرژی به یک سوم ظرفیت طراحی برسد، می باشد.

۷) تغییر در مشخصات ضربه گیر لاستیکی

عواملی که باعث ایجاد تغییر در مشخصات ضربه گیر می گردد، عبارت است از تفاوت با استاندارد در تولید محصول، اثر طول عمر بر کیفیت، مشخصات دینامیکی (مشخصات وابسته به سرعت)، مشخصات خزش، مشخصات تکرر (مشخصات وابسته به تکرر فشرده شدن)، مشخصات فشرده شدن مایل و مشخصات حرارتی. در طراحی ضربه گیرهای مورد استفاده در مهار شناور، عوامل فوق الذکر در ارزیابی ایمنی سیستم مهاری با اهمیت تلقی می شود. در طراحی ضربه گیر برای اسکله بهتر است به تفاوت با استاندارد محصولات، مشخصات دینامیکی (مشخصات وابسته به سرعت)، مشخصات فشرده شدن مایل، مشخصات حرارتی و غیره هم توجه شود. برای مثال وقتی انحراف استاندارد ضربه گیر تولیدی ۱۰ درصد باشد، بهتر است از مشخصات جذب انرژی نسبت به مقدار قید شده در راهنمای محصول، ۱۰ درصد کاسته شود و مشخصات نیروی عکس العمل ۱۰ درصد نسبت به مقدار قید شده در راهنمای محصول افزایش یابد و سپس این مقادیر در طراحی ضربه گیر و تاسیسات پهلوگیری استفاده گردد. با توجه به مشخصات دینامیکی، توصیه می گردد که نیروی عکس العمل ضربه گیر هنگام پهلوگیری از مقدار استاندارد نشان داده شده در کاتالوگ با توجه به سرعت پهلوگیری شناور تجاوز نکند. همچنین باید توجه کرد که نیروی عکس العمل ضربه گیر در محیط با دمای کمتر نسبت به محیط با دمای استاندارد، بیشتر می باشد. انجمن بین المللی زیرساخت های حمل و نقل آبی (PIANC) توصیه کرده است که با اصلاح مقدار جذب انرژی و نیروی عکس العمل در انتخاب ضربه گیر، تغییر در مشخصات در اثر شرایط محیطی که ضربه گیر در آن مورد استفاده قرار می گیرد از جمله سرعت نزدیک شدن شناور، دما و غیره، اعمال گردد. مقادیر واقعی ضرایب اصلاح شده باید با کارخانه سازنده هماهنگ گردد زیرا این ضرایب با سرعت نزدیک شدن شناور، میزان دما و نوع لاستیک استفاده شده در ضربه گیر تغییر می

کند. باید توجه نمود که وقتی یک کشتی کوچک با سرعت زیاد پهلوگیری می‌کند، نیروی عکس‌العمل منتقل شده به سازه پهلوگیری ممکن است نسبت به زمانی که شناوری بزرگ با سرعت کم پهلو می‌گیرد، بیشتر باشد.

۱۹-۵- تاسیسات ایمنی

۱۹-۵-۱- کلیات

تاسیسات پهلوگیری باید دارای حفاظ جانبی یا سایر لوازم ایمنی باشد تا از ورود کشتی‌های کوچک به زیر اسکله‌های شمعی جلوگیری کند. از لوازم ایمنی به غیر از حفاظ اطراف می‌توان به حصار، طناب یا وسیله مشابه و تابلوی راهنمای محل عبور ایمن پیاده، اشاره نمود که نصب این تجهیزات باید همان‌طور که در ادامه می‌آید، انجام گیرد.

۱۹-۵-۲- حفاظ اطراف

این حفاظ وقتی استفاده می‌گردد که خطر ورود اتفاقی کشتی‌های کوچک به زیر تاسیسات پهلوگیری شامل اسکله شمعی و دلفین وجود داشته باشد.

تفسیر

در اسکله شمعی عمود بر ساحل، اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل، دلفین یا هر تاسیسات پهلوگیری دیگر که امکان ورود کشتی‌های کوچک به زیر عرشه وجود دارد، باید از حفاظ اطراف استفاده نمود.

۱۹-۵-۳- حصار و طناب کشی

تاسیسات پهلوگیری برای کشتی‌های مسافری باید در صورت لزوم، دارای حصار و طناب‌کشی باشد تا ایمنی مسافر و محل عبور وی تامین گردیده و از ورود خودرو به این قسمت جلوگیری شود.

نکات فنی

ارتفاع استاندارد حصار و طناب‌کشی معمولاً ۰/۷ متر می‌باشد که در صورت وجود خطر سقوط مسافر، باید از حصار با ارتفاع ۱/۱ متر یا بیشتر استفاده شود.

۱۹-۵-۴- تابلو و علائم هشدار

به بند (۱۹-۱۱) تابلو، علائم هشدار و حصار محافظ، مراجعه شود.

۱۹-۵-۵- جدول گذاری

به بند (۱۹-۹) جدول‌گذاری، مراجعه شود.

۱۹-۶- تاسیسات خدماتی

۱۹-۶-۱- کلیات

تاسیسات پهلوگیری باید دارای لوازم روشنایی و سایر لوازم مورد نیاز برای تسهیل استفاده از آنها باشد. در اینجا سایر لوازم ضروری شامل تاسیسات مربوط به سوار و پیاده شدن مسافر و خودرو، تاسیسات تامین آب رسانی، تاسیسات زهکشی، تاسیسات سوخت رسانی، تاسیسات برق رسانی، تابلو و علائم، سرویس بهداشتی، تلفن و سایر می باشد. نصب این تاسیسات باید مطابق بندهایی که در ادامه می آید انجام شود.

۱۹-۶-۲- تاسیسات روشنایی

به بند (۱۹-۱۲) تاسیسات روشنایی، مراجعه شود.

۱۹-۶-۳- تاسیسات سوار و پیاده شدن مسافر

به بخش ۹، فصل ۵، تاسیسات مخصوص مسافر، و بخش ۱۰، فصل ۲، پایانه قایق های مسافری، مراجعه گردد.

۱۹-۶-۴- پل ارتباطی (رمپ) خودرو

الزامات پل ارتباطی خودرو مطابق موارد زیر می باشد.

- ۱) عرض پل ارتباطی خودرو باید برابر یا بیشتر از مقادیر موجود در جدول (۸-۱۱) باشد. برای پل متحرک، مشخصات سازه های پل باید به طور مناسب در نظر گرفته شود.
- ۲) شیب پل ارتباطی خودرو باید برابر یا کمتر از مقادیر جدول (۸-۱۱) باشد.
- ۳) طول استاندارد قسمت افقی باید ۷ متر باشد. برای تاسیسات با مقیاس کوچک، این طول در حالت استاندارد ممکن است به ۴ متر هم برسد.
- ۴) شعاع متوسط قسمت منحنی باید برابر یا بیشتر از ۱۵ متر باشد.
- ۵) تابلوها و علائم هشدار باید با توجه به مشخصات سازه های و کاربرد تاسیسات تهیه گردند.

تفسیر

عبارت «تاسیسات کوچک مقیاس» به پل ارتباطی مخصوص خودروی کوچک و سبک اشاره دارد.

نکات فنی

در طراحی تاسیسات کوچک مقیاس و با اندازه استاندارد، دامنه جابجایی قائم نوک بخش متحرک غالباً برابر دامنه جزرومد مهکشند (اختلاف تراز میانگین مد ماهیانه و تراز میانگین جزر ماهیانه) به علاوه ۱ متر در نظر گرفته می شود.

جدول ۸-۱۱- عرض و شیب پل ارتباطی خودرو

شیب %		عرض (متر)	تعداد خطوط مسیر	نوع تاسیسات
قطعه متحرک	قطعه ثابت			
۱۷	۱۲	۳	۱	پل ارتباطی خودرو با عرض ۱/۷ متر یا کمتر (کوچک مقیاس)
		۵	۲	
۱۲	۱۰	۳/۷۵	۱	پل ارتباطی خودرو با عرض ۲/۵ متر یا کمتر
		۶/۵	۲	
-	-	۴	۱	پل ارتباطی مورد استفاده تریلی‌های کانتینری
		۷	۲	

توجه: شیب تاسیسات مورد استفاده به‌عنوان پل ارتباطی تریلی‌های کانتینری باید با توجه به ایمنی تریلی حین تخلیه و بارگیری و وضعیت رفت‌وآمد آن روی تاسیسات تعیین گردد.

۱۹-۶-۵- تاسیسات آب‌رسانی

تاسیسات پهلوگیری باید در صورت لزوم، با توجه به اندازه و کاربرد تاسیسات پهلوگیری دارای تاسیسات آب‌رسانی بوده و الزامات بخش ۹، بند (۲-۴) تاسیسات آب‌رسانی، باید تاسیسات پهلوگیری رعایت شود.

۱۹-۶-۶- تاسیسات زهکشی

تاسیسات پهلوگیری باید در صورت لزوم با توجه به کیفیت هرز آب، مشخصات سازه‌ای و کاربرد تاسیسات پهلوگیری، دارای تاسیسات زهکشی (مانند کانال زهکشی و عملیات زهکشی آب) باشد.

۱۹-۶-۷- تاسیسات سوخت‌رسانی و برق‌رسانی

تاسیسات پهلوگیری باید در صورت لزوم با توجه به اندازه شناور مهارشده، نوع و مقیاس تجهیزات جابجایی کالا و مشخصات سازه‌ای تاسیسات پهلوگیری، دارای تاسیسات سوخت‌رسانی و یا تاسیسات برق‌رسانی که سوخت‌رسانی و برق‌رسانی کافی و ایمن را میسر سازد، باشد.

۱۹-۶-۸- تابلو و علائم هشدار

به بند (۱۹-۱۱) تابلو، علائم هشدار و حصار محافظ، مراجعه شود.

۱۹-۷- راه پله و نردبان

الزامات راه پله، نردبان و سایر تاسیسات مشابه در مقابل سطح آب، باید به‌صورت زیر باشد:
(۱) باید به نحوی قرار گرفته باشد که بتوان در مواقع اضطراری به راحتی از آن استفاده نمود.

۲) باید دارای سازه‌ای باشد که استفاده از آن ایمن باشد.

تفسیر

توصیه می‌شود که تاسیسات پهلوگیری مورد استفاده برای سوار و پیاده شدن مسافر قایق مسافری و کشتی مسافری با یک یا چند راه پله، نردبان یا سایر تاسیسات مشابه در هر پهلوگیر تجهیز شوند.

نکات فنی

نردبان باید با بار طراحی ۱ کیلونیوتن بر هر متر طول نردبان در هر دو جهت افقی و قائم طراحی شود. به‌ویژه بدنه فلزی نردبان باید دارای مقاومت بالایی باشد و امکان تعمیر آسان نردبان در مواقع شکستگی، خوردگی و غیره فراهم باشد.

۱۹-۸- تاسیسات نجات غریق

تاسیسات پهلوگیری مورد استفاده کشتی مسافری با ظرفیت ناخالص ۵۰۰ تن یا بیشتر (GT)، باید در صورت لزوم دارای تاسیسات نجات غریق باشد.

۱۹-۹- جدول گذاری

سازه، شکل، جانمایی و مصالح جدول باید به‌گونه‌ای باشد که با توجه به کاربرد و مشخصات سازه‌ای تاسیسات پهلوگیری، ایمنی استفاده‌کنندگان از خودرو تضمین شده و تاخیری در عملیات بارگیری و تخلیه کالا ایجاد نگردد.

نکات فنی

برای جزئیات بیشتر می‌توان به «مشخصات فنی، راهنمای تولید و پذیرش جداول بتنی پیش ساخته» (نشریه EDO201 سازمان مهندسی و عمران شهر تهران) مراجعه نمود.

۱۹-۱۰- پل ارتباطی (رمپ) خودرو

پل ارتباطی خودرو باید مطابق بخش ۱۰، بند (۲-۳) طراحی پل ارتباطی (رمپ) خودرو، طراحی گردد.

۱۹-۱۱- تابلو، علائم هشدار و حصار محافظ

۱۹-۱۱-۱- کلیات

تاسیسات پهلوگیری باید دارای تابلو، علائم هشدار یا حصار محافظ به شرح ذیل باشند.

۱۹-۱۱-۲- الزامات تابلو

به‌منظور تامین ایمنی و سهولت استفاده از بندر، در موارد زیر باید از تابلو استفاده نمود.

- (۱) در هنگام ضرورت رسیدن سریع و ایمن کاربر از بندر به مقصد و تامین تابلوی راهنمای محل قرارگیری تاسیسات بندر
- (۲) در هنگام ضرورت هشدار به کاربر بندر در مورد خطرات مرتبط با استفاده از تاسیسات و عملیات تخلیه و بارگیری کالا
- (۳) در هنگام ضرورت ارائه راهنمایی به استفاده‌کنندگان از بندر در مورد روش استفاده از تجهیزات و تامین ایمنی و سهولت استفاده از تجهیزات برای آنها
- (۴) در هنگام ضرورت تنظیم رفتار کاربران بندر برای تامین ایمنی و سهولت فعالیت و برای جلوگیری از حوادثی مانند آتش‌سوزی، سقوط اشیا و جلوگیری از آلوده‌شدن محیط به زباله

۱۹-۱۱-۳- انواع و محل قرارگیری تابلو

- (۱) تابلو باید مشابه تابلوهای مورد استفاده در جاده‌های معمولی بوده و با توجه به هدف استفاده از آن، به نحوی طراحی شود که کاربر بندر بتواند به راحتی آن را تشخیص دهد.
- (۲) تابلو باید در مناطقی نصب شود که به راحتی توسط کاربران بندر تشخیص داده شده و مانعی برای رفت‌وآمد و عملیات تخلیه و بارگیری کالا نباشد.

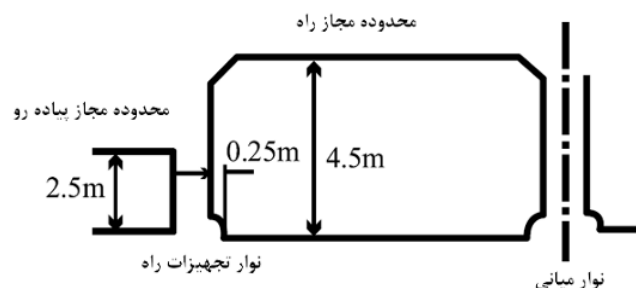
۱۹-۱۱-۴- محل تابلو

تابلو باید طبق راهنمایی زیر نصب گردد:

- (۱) محل افقی: تابلو باید در جاده به نحوی نصب شود که یک ضلع صفحه تابلو با مرز افقی محدوده مجاز راه موازی باشد.
- (۲) ارتفاع: تابلو باید در ارتفاعی مناسب نصب گردد که کاربر بتواند با توجه به هدف نصب آن به راحتی آن را تشخیص دهد (همانند راه‌های معمولی).

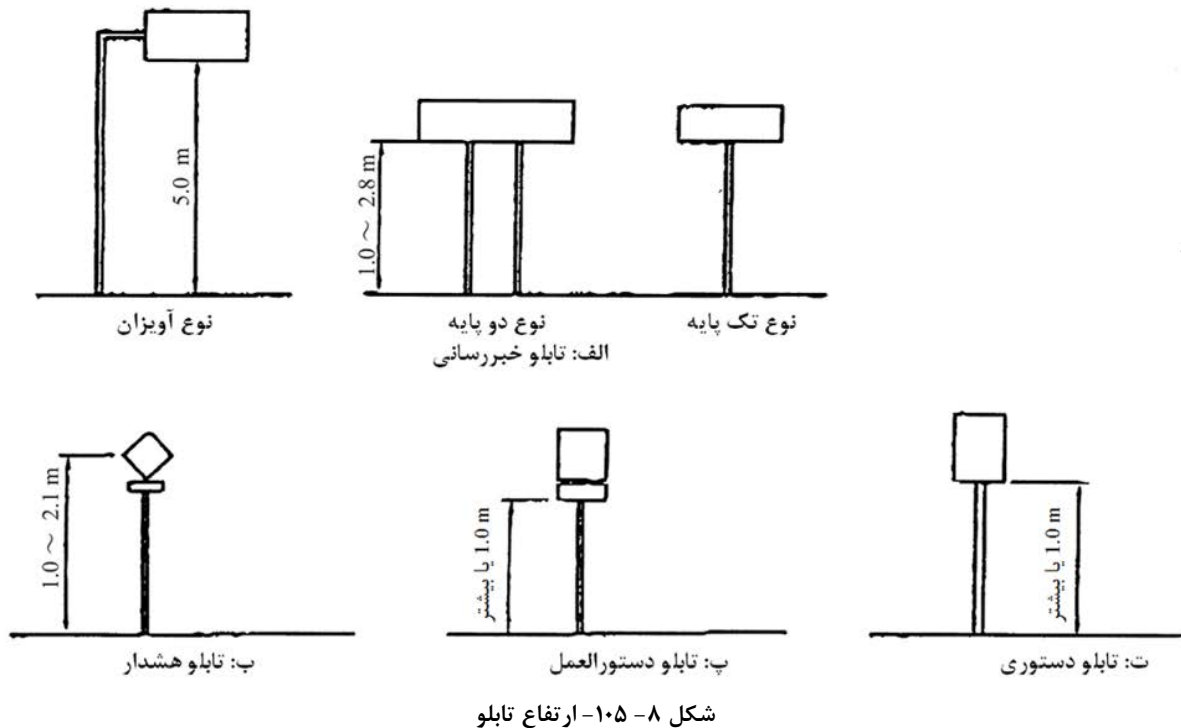
نکات فنی

(۱) شکل (۸-۱۰۴) نمونه‌ای از محدوده مجاز راه را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۱۰۴- محدوده مجاز راه

۲) شکل (۸-۱۰۵) ارتفاع مورد نیاز تابلوی راه را نشان می دهد.



۱۹-۱۱-۵- سازه تابلو

- تابلو باید به گونه ای طراحی شود که پایه (ها)، پی و صفحه تابلو دارای مقاومت سازه ای کافی با توجه به موارد زیر باشد:
- (۱) نیروهای خارجی وارد بر تابلو شامل وزن مرده، بار باد و فشار خاک می باشد.
 - (۲) پایه ها باید به گونه ای طراحی شوند که دارای مقاومت کافی بوده و ظاهر مناسبی از لحاظ اندازه صفحه تابلو و محل نصب آن داشته باشد.
 - (۳) ضخامت صفحه تابلو باید با توجه به اندازه صفحه به اندازه ای باشد که تابلو برای مدت طولانی خوانا و بدون اعوجاج و تغییرشکل زیاد بماند. صفحه تابلو باید با سخت کننده های مناسب تقویت گردد.
 - (۴) تابلوی متحرک باید به نحوی طراحی شود که قابلیت حمل و نقل آسان داشته و از نظر سازه ای به مقدار کافی پایدار باشد.

نکات فنی

(۱) بار باد از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$P = \frac{1}{2} \rho_a V^2 CA$$

(۲-۱۹)

که در آن:

P : بار باد (kN)

V : سرعت باد طراحی (m/s)

A: مساحت در معرض باد (مساحت تصویرشده موثر) (m^2)

C: ضریب پسا (در حالت متعارف، برای پایه ۰/۷ و برای صفحه ۱/۲)

$$\rho_a = 1.23 \times 10^{-3} \text{ (t/m}^3\text{) هوا، چگالی هوا}$$

برای سرعت باد طراحی، معمولا باید از مقادیر زیر استفاده شود:

تابلو کوچک تک پایه: ۴۰ متر بر ثانیه

تابلو بزرگ آویزان: ۵۰ متر بر ثانیه

بار باد باید به صورت بار کوتاه مدت اعمال گردد.

(۲) ضخامت صفحه تابلو

اخیرا از آلیاژهای آلومینیوم برای صفحه تابلو استفاده می‌شود. معمولا ضخامت‌های زیر برای صفحات مناسب با اندازه صفحه تابلو استفاده می‌شود.

الف) صفحه تابلوی کوچک (کمتر از ۱/۰ مترمربع): ۱/۲ میلی متر

ب) صفحه تابلوی بزرگ (۱/۰ مترمربع یا بزرگتر): ۲/۰ میلی متر

۱۹-۱۱-۶- مصالح

(۱) تابلو باید از مصالح زیر ساخته شود:

الف) صفحه تابلو: صفحه آلیاژ آلومینیومی یا صفحه رزین مصنوعی (سینتتیک)

ب) پایه: لوله فولادی یا لوله آلومینیومی

پ) ثابت کننده (نگهدارنده) فلزی: آلیاژ آلومینیوم قالب‌گیری شده یا فولادی

(۲) تمام محصولات فولادی مورد استفاده باید مجهز به تمهیدات حفاظت در برابر خوردگی روی سطوح خود باشد.

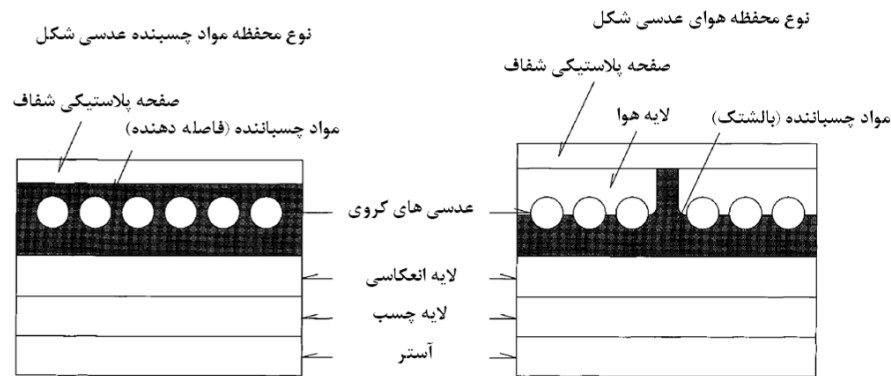
(۳) وقتی نیاز به شبتاب باشد، باید از صفحات شبتاب استفاده شود.

(۴) تمام مصالح باید الزامات موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران یا کیفیت معادل را ارضا کند.

نکات فنی

انواع مختلف محصولات صفحات شبتاب موجود است، اما پر استفاده‌ترین آن، صفحات شبتاب محفظه مواد چسبیده عدسی

شکل و نوع محفظه هوای عدسی شکل می‌باشد. شکل (۸-۱۰۶) ساختار موارد ذکر شده را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۱۰۶- انواع اصلی صفحات شب تاب و ساختار آن

۱۹-۱۱-۷- تعمیرات، نگهداری و مدیریت

تابلو باید به نحوی نگهداری و مدیریت شود که همیشه در شرایط خوبی قرار داشته باشد.

۱۹-۱۱-۸- حصار محافظ

حصار محافظ باید قادر به تامین ایمنی کاربران با توجه به شرایط منطقه باشد.

۱۹-۱۱-۹- مانع

مانع باید دارای چنان ساختاری باشد که بتوان آن را به راحتی جابجا نمود و دارای مقاومت کافی در برابر آسیب دیدگی حین جابجایی باشد.

۱۹-۱۲- تاسیسات روشنایی

۱۹-۱۲-۱- کلیات

تاسیسات روشنایی مناسب باید در اسکله ها و نواحی مرتبط که در آن عملیات جابجایی کالا نظیر بارگیری، تخلیه و انتقال، پهلوگیری یا عزیمت شناور و استفاده مسافر و دیگران در شب انجام می گیرد با توجه به کاربرد تاسیسات پهلوگیری موجود باشد.

تفسیر

(۱) الزامات این قسمت در نصب، بهبود و تعمیرات و نگهداری تاسیسات روشنایی برای اسکله ای که در شب مورد استفاده مسافر و دیگران بوده و یا اسکله ای که در آن عملیات بارگیری و تخلیه کالا، پهلوگیری یا عزیمت شناور یا سایر عملیات در شب انجام می شود، کاربرد دارد.

(۲) برای تاسیسات نزدیک آب و مناطق با کاربری تفریحی از جمله مناطق تفریحی با پوشش سنگ چین، سواحل تفریحی، پارک ها و پیاده روهای تفریحی، باید در صورت لزوم تاسیسات روشنایی مناسب برای کارکرد متناسب آن فراهم شود.

نکات فنی

در پاسخ به تقاضای عمومی اخیر مبنی بر لزوم بهبود تاسیسات روشنایی برای تاسیسات بندری، تاسیسات روشنایی فراوانی معرفی شده که برای روشن کردن منظره شبانه ساختمان، پارک و کناره آب به ویژه در مناطق داخل یا اطراف شهر و مناطق دیدنی طراحی شده است. این تاسیسات روشنایی نه تنها برای روشن سازی بلکه برای ایجاد نور رنگی زیبا که باعث آرامش، راحتی و ایجاد فضای لذت بخش می شود، طراحی می شود. از طرف دیگر با توجه به افزایش تاسیسات و نواحی نورپردازی شده، بازنگری در رویکردها به منظور به کارگیری تاسیسات روشنایی برای جلوگیری از اثرات نامطلوب نورهای مصنوعی بر محیط اطراف و ترویج صرفه جویی در انرژی انجام پذیرفته است. بنابراین تجهیزات روشنایی ساحل تفریحی، پارک و غیره باید به صورت موردی و با توجه به نیاز و کاربرد لازم روشنایی برنامه ریزی و طرح شود.

۱۹-۱۲-۲- شدت استاندارد روشنایی**۱۹-۱۲-۲-۱- تعریف**

تعریف «شدت استاندارد روشنایی» عبارت از متوسط شدت روشنایی در سطح افقی مشخص استاندارد است و به حداقل شدت روشنایی لازم برای استفاده ایمن از تاسیسات مورد استفاده اشاره دارد.

تفسیر

- (۱) رایج ترین سنجش روشنایی در طراحی تاسیسات روشنایی، شدت روشنایی می باشد. عبارت «متوسط شدت روشنایی در سطح افقی مشخص استاندارد» به متوسط مقدار شدت روشنایی اندازه گیری شده در سطح زمین یا کف محیط اشاره دارد.
- (۲) از آنجا که این شدت استاندارد روشنایی، مقدار حداقل روشنایی مورد نیاز را تعیین می کند، در صورت نیاز می توان از شدت های بالاتر نیز استفاده نمود.
- (۳) استانداردهای شدت روشنایی در نشریه کمیته بین المللی روشنایی (CIE) تحت عنوان «راهنمایی برای طراحی روشنایی محیط های کاری در محیط آزاد^۱» تبیین شده است.

۱۹-۱۲-۲-۲- شدت استاندارد روشنایی برای روشنایی فضای باز

از مقادیر جدول (۸-۱۲) برای شدت روشنایی تاسیسات فضای باز به عنوان استاندارد و با توجه به نوع تاسیسات استفاده شود.

جدول ۸-۱۲- شدت استاندارد روشنایی برای روشنایی فضای باز

شدت استاندارد روشنایی (lx)	تاسیسات			
۵۰	تاسیسات پهلوگیری برای مسافر یا خودرو، پهلوگیر کالای عمومی و کانتینر	عرشه (بارانداز)		
۳۰	شیب پل ارتباطی برای قایق تفریحی و باراندازی که در آن کالاهای خطرناک به وسیله خط لوله منتقل می شود			
۲۰	باراندازی که بارگیری و تخلیه کالای ساده توسط خط لوله و تسمه نقاله صورت می گیرد			
۲۰	محوطه نگهداری، بارگیری و تخلیه و انتقال کانتینر و کالای عمومی	انبار	اسکله	
۷۵	پل سوار شدن مسافر و خودرو	گذرگاه		
۵۰	معبور مسافر و خودرو			
۲۰	سایر معابر			
۵ تا ۱	تمام تاسیسات	ایمنی و سلامت		
۲۰	راه های اصلی	راه ها		جاده و پارکینگ
۱۰	سایر راه ها			
۲۰	محوطه پارکینگ کشتی مسافری	پارکینگ		
۱۰	سایر محوطه های پارکینگ	فضای سبز		
۳	معابر داخل فضای سبز			

جدول ۱۹-۱۲-۳- شدت استاندارد روشنایی برای روشنایی فضای داخلی

باید از مقادیر استاندارد جدول (۸-۱۳) برای شدت روشنایی تجهیزات فضای داخلی با توجه به نوع تاسیسات استفاده شود.

جدول ۸-۱۳- شدت استاندارد روشنایی برای روشنایی فضای داخلی

شدت روشنایی (lx)	تاسیسات	
۳۰۰	سالن انتظار	پایانه مسافری
۱۰۰	معبور و پل سوار شدن مسافر	
۲۰۰	محوطه مسقف جداسازی ماهی در اسکله قایق ماهیگیری	انبار و محوطه مسقف
۱۰۰	ایستگاه کرایه کانتینر و محوطه مسقف ترانزیت مورد استفاده خودرو	
۷۰	محوطه مسقف و انبار عملیات بارگیری و تخلیه کالای ساده	
۵۰	سایر محوطه های مسقف و انبارها	

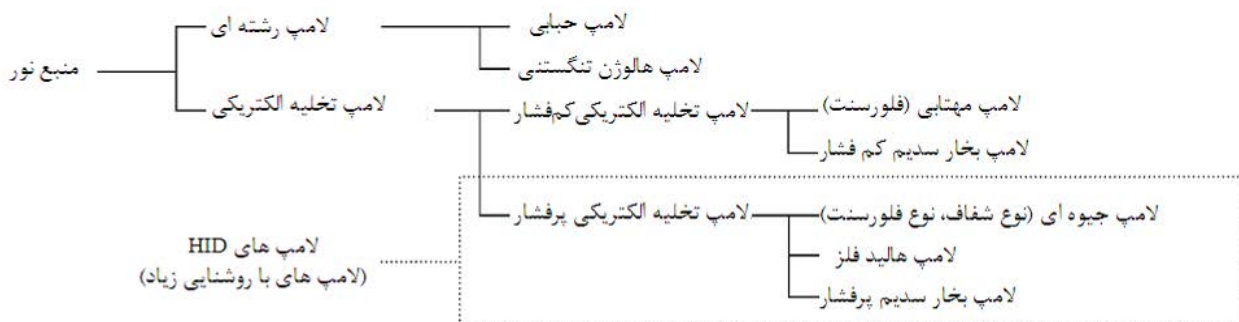
جدول ۱۹-۱۲-۳- انتخاب منبع نور

- (الف) منبع نور برای روشنایی اسکله باید به نحوی انتخاب شود که نیازهای زیر برآورده شود:
- (ب) منبع نور باید بسیار کارا و با عمر بهره برداری زیاد باشد.

- (ب) منبع نور باید در برابر تغییرات دمای محیط خود پایدار باشد.
- (پ) منبع نور باید دارای رنگ نور خوب و ارائه دهنده مناسب آن رنگ باشد.
- (ت) مدت زمان تثبیت نور بعد از روشن شدن باید کم باشد.
- (۲) هر منبع نور به جز نور لامپ حبایی باید همراه تثبیت کننده مناسب به کار رود.

تفسیر

انواع منبع نور: منابع نور براساس نوع، طبق شکل (۸-۱۰۷) طبقه بندی می شود.



شکل ۸-۱۰۷- انواع منبع نور

نکات فنی

(۱) جدول (۸-۱۴) مشخصات انواع مختلف لامپ را نشان می دهد.

(۲) عملکرد ارائه رنگ و عدد سنجش عملکرد ارائه رنگ متوسط

از عدد سنجش عملکرد ارائه رنگ متوسط (Ra) به عنوان شاخص اصلی عملکرد ارائه رنگ استفاده می شود. عدد Ra متوسط اعداد سنجش عملکرد ارائه رنگ حاصل شده از هشت آزمایش رنگ می باشد. انجمن بین المللی روشنایی (CIE) حدودی برای کاربرد انواع مختلف لامپ برای محیط کاری در فضای آزاد براساس Ra تعیین نموده است. در جدول (۸-۱۵) رده های عملکرد ارائه رنگ به همراه متوسط اعداد سنجش عملکرد ارائه رنگ، انواع لامپ و کاربرد پیشنهادی هر نوع ارائه شده است.

(۳) دمای رنگ و احساس گرمی یا سردی

دمای رنگ (K) نشان دهنده رنگ نور به صورت عددی است و مستقیماً به احساس گرمی یا سردی انسان بستگی دارد. هرچه دمای رنگ کاهش یابد رنگ نور قرمزتر می گردد، و هرچه کم رنگ تر شود دما بالاتر می رود. جدول (۸-۱۶) رابطه بین دمای رنگ و احساس گرمی یا سردی را نشان می دهد.

جدول ۸-۱۴- مشخصات انواع لامپ

مشخصات نوع لامپ	کارایی- لامپ (lm/w)	رنگ نور (k)	عملکرد ارائه رنگ (Ra)	عمر بهره برداری (ساعت)	پایداری در تغییرات دمای محیط	فعال سازی	فعال سازی مجدد	امکان تغییر نور
لامپ رشته‌ای	کم ۲۰ تا ۱۵	آفتابی ۲۸۰۰	خوب ۱۰۰	کوتاه ۲۰۰۰ تا ۱۰۰۰	پایدار	آنی	آنی	آسان
لامپ هالوژن	کم ۲۰ تا ۱۷	آفتابی ۳۲۰۰ تا ۳۰۰۰	خوب ۱۰۰	کوتاه ۲۰۰۰ تا ۱۰۰۰	پایدار	آنی	آنی	آسان
لامپ فلورسنت (سفید)	متوسط ۱۰۰ تا ۸۰	سفید ۴۰۰۰ تا ۳۰۰۰	نسبتاً خوب ۹۵ تا ۵۰	طولانی ۱۲۰۰۰ تا ۶۰۰۰	تحت تاثیر	سریع ۳ تا ۲ ثانیه	سریع ۳ تا ۲ ثانیه	ممکن
لامپ سدیم کم فشار	بیشترین ۱۸۰ تا ۱۰۰	نارنجی	بد	متوسط ۹۰۰۰	پایدار	۲۰ دقیقه	نسبتاً سریع ۱۰ ثانیه	مشکل
لامپ بخار جیوه	نسبتاً کم ۶۰ تا ۴۰	آبی کم رنگ ۴۰۰۰ تا ۳۵۰۰	متوسط ۵۰ تا ۴۰	طولانی ۱۲۰۰۰ تا ۹۰۰۰	پایدار	۸ دقیقه دمای محیط معمولی	نسبتاً آرام ۱۰ دقیقه یا کمتر	ممکن تا ۵۰٪
لامپ هالید فلز	متوسط ۸۰ تا ۷۰	سفید ۶۵۰۰ تا ۴۰۰۰	خوب ۹۰ تا ۷۰	متوسط ۹۰۰۰ تا ۶۰۰۰	تا اندازه‌ای تحت تاثیر	۵ دقیقه دمای محیط معمولی	نسبتاً آرام ۱۰ دقیقه یا کمتر	مشکل
لامپ بخار سدیم پرفشار	متوسط ۱۲۰ تا ۶۰	آفتابی ۲۱۰۰	متوسط ۸۰ تا ۲۵	طولانی ۱۲۰۰۰ تا ۹۰۰۰	پایدار	۵ تا ۱۰ دقیقه	نسبتاً سریع ۵ تا ۱ دقیقه	ممکن تا ۵۰٪

جدول ۸-۱۵- رده بندی عملکرد ارائه رنگ برای روشنایی فضای باز

کاربرد	نوع لامپ	متوسط عدد سنجش عملکرد ارائه رنگ (Ra)	رده عملکرد ارائه رنگ
کارهایی که شامل انتخاب رنگ هستند	لامپ رشته‌ای	$80 \leq Ra$ خیلی خوب	۱
	لامپ فلورسنت لامپ هالید فلز لامپ بخار سدیم پرفشار از نوع عملکرد ارائه رنگ زیاد	$60 \leq Ra < 80$ خوب	۲
	لامپ جیوه‌ای	$40 \leq Ra < 60$ نسبتاً خوب	۳
کارهای معمولی	لامپ بخار سدیم پرفشار	$20 \leq Ra < 40$ قابل قبول	۴
	لامپ بخار سدیم کم فشار	$Ra < 20$ خوب	✘

✘: توصیه نمی‌شود.

جدول ۸- ۱۶- دمای رنگ و احساس گرمی یا سردی

احساس سردی یا گرمی	دمای رنگ (K)
گرم	۳۳۰۰ یا کمتر
متوسط	۳۳۰۰ تا ۵۳۰۰
سرد	۵۳۰۰ یا بیشتر

۱۹-۱۲-۴- انتخاب تجهیزات روشنایی

۱۹-۱۲-۴-۱- روشنایی فضای باز

تجهیزات روشنایی برای روشنایی فضای باز باید با توجه به موارد زیر انتخاب گردد:

- ۱) تجهیزات روشنایی باید مقاوم در برابر باران بوده و اگر مقدار زیادی کالای خطرناک آتش‌گیر در نزدیکی تجهیزات روشنایی جابه‌جا می‌شود، تجهیزات روشنایی باید ضدانفجار باشد.
- ۲) مصالح لامپ، سطوح شب‌تاب و پوشش روشنایی باید دارای کیفیت خوب، دوام زیاد و مقاومت خوب در برابر خرابی و خوردگی باشد.
- ۳) سرپیچ‌ها و اتصالات باید براساس منبع نور از نوع مناسبی باشد.
- ۴) تثبیت‌کننده و سیم‌کشی داخلی باید توانایی تحمل افزایش احتمالی دمای تجهیزات را داشته باشد.
- ۵) تجهیزات روشنایی باید دارای کارایی زیاد باشد.
- ۶) توزیع شدت نور باید با توجه به استفاده تجهیزات به نحو مناسبی تنظیم گردد.

۱۹-۱۲-۴-۲- روشنایی فضای داخلی

تجهیزات روشنایی برای فضای داخلی باید با توجه به موارد زیر انتخاب گردند:

- ۱) توزیع شدت نور باید با توجه به استفاده تجهیزات به نحو مناسبی تنظیم گردد.
- ۲) سرپیچ‌ها و اتصالات باید براساس منبع نور از نوع مناسبی باشند.
- ۳) تثبیت‌کننده و سیم‌کشی داخلی باید توانایی تحمل افزایش احتمالی دمای تجهیزات را داشته باشد.
- ۴) تجهیزات روشنایی باید دارای کارایی زیاد باشد.

۱۹-۱۲-۵- طراحی روشنایی

در طراحی روشنایی، جانمایی تجهیزات روشنایی باید با توجه به موارد زیر با در نظر گرفتن روش روشنایی، منبع نور و تجهیزات انتخاب‌شده و مشخصات محیطی که تجهیزات در آن نصب می‌شود، تعیین گردد. تجهیزاتی که منطقه تحت تاثیر آن تا دریا ادامه دارد باید به‌گونه‌ای نصب شود که مانع ناپروبرای کشتی‌های مجاور نگردد.

- (۱) شدت استاندارد روشنایی
- (۲) توزیع شدت روشنایی
- (۳) درخشندگی زیاد
- (۴) اثرات منفی نور و ملاحظات صرفه جویی انرژی
- (۵) رنگ نور و عملکرد ارائه رنگ

تفسیر

(۱) جانمایی تجهیزات روشنایی

در طراحی روشنایی، تجهیزات روشنایی باید به گونه ای جانمایی شود که بعد از بررسی روش روشنایی، توزیع شدت روشنایی، درخشندگی زیاد تجهیزات روشنایی و رنگ نور و عملکرد ارائه رنگ منبع نور، شدت استاندارد روشنایی لازم که در بند (۱۹-۱۲-۲) شدت استاندارد روشنایی، مطرح شده است رعایت شود.

(۲) توزیع شدت روشنایی

توزیع نامناسب شدت روشنایی بر سطح تابش نور علاوه بر آزار مسافر و کارگر، مناطقی را تاریک کرده و افراد نمی توانند اشیاء و سایرین را به وضوح ببینند که ممکن است باعث تصادف یا کاهش عملکرد گردد. بنابراین در طراحی روشنایی لازم است دقت کافی به موارد زیر مبذول گردد:

الف) در تعیین جانمایی تجهیزات روشنایی باید دقت شود که با تعیین نسبت مناسب بین فاصله نصب و ارتفاع تجهیزات روشنایی، توزیع مناسب شدت روشنایی حاصل گردد.

ب) در صورت قرار گرفتن منطقه ای در زیر سایه لوازم یا کالا، باید از تجهیزات روشنایی فرعی استفاده نمود.

پ) راهنمای روشنایی که توسط CIE منتشر شده است، مقادیر متوسطی که باید برای شدت روشنایی در کف یا سطح زمین ایجاد گردد و همچنین مقادیر پیشنهادی برای درجه یکنواختی را ارائه کرده است. در اینجا درجه یکنواختی به نسبت حداقل شدت روشنایی به متوسط شدت روشنایی اطلاق می گردد.

(۳) درخشندگی زیاد

درخشندگی زیاد وقتی اتفاق می افتد که نور درخشنده شدید یا نور با درخشش شدید غیر یکنواخت باعث ناراحتی موقتی یا کاهش دید افراد گردد.

درخشندگی زیاد تجهیزات روشنایی به دو دسته موثر بر کشتی ها و موثر بر مسافران و کارگران تقسیم می گردد.

الف) درخشندگی شدید موثر بر کشتی ها

وقتی یکی از کارکنان کشتی یا ناخدای کشتی تحت تاثیر درخشندگی زیاد قرار گیرد، توانایی وی در تشخیص علائم کمک ناوبری و کشتی های لنگر انداخته کاهش یافته و ممکن است این اثر منجر به خطا در مانور کشتی و تصادفاتی نظیر برخورد با کشتی های دیگر یا اسکله گردد. بنابراین جانمایی و توزیع شدت روشنایی تجهیزات روشنایی باید به دقت بررسی شده تا از هدایت ایمن کشتی ها اطمینان حاصل گردد.

ب) درخشندگی شدید موثر بر مسافران و کارگران

وقتی یک مسافر یا کارگر تحت تاثیر شدت درخشندگی قرار گیرد، توانایی وی در تشخیص محموله، برچسب‌ها و موانع دچار نقص شده که ممکن است منجر به کاهش عملکرد و خستگی بیش از حد گردد. بنابراین باید تدابیری اتخاذ شود که از تابش نور مستقیم به چشم افراد با توجه به ارتفاع چشم مسافران و کارگران و محل تجهیزات روشنایی، پرهیز شود. اخیراً CIE حدود بالایی درخشندگی را در استانداردهای روشنایی برای فضای داخلی کاری به‌عنوان توصیه برای تضمین کارایی کارهای بصری کارگران و ایمنی تردد ارائه نموده است.

۴) اثر منفی نور و ملاحظات صرفه جویی انرژی

نشت نور از تاسیسات روشنایی فضای باز، باعث اثرات منفی از جمله ایجاد مانع بر مشاهدات نجومی، ایجاد مانع در تشخیص اشیا به علت درخشندگی زیاد و تخریب اکوسیستم حیوانات و گیاهان می‌گردد. علاوه بر آن نشت نور منجر به اتلاف انرژی نیز می‌شود. از آنجا که این مشکلات دارای اثرات اجتماعی است، توجه کافی به این مشکلات در طراحی روشنایی ضروری می‌باشد.

۵) رنگ نور و عملکرد ارائه رنگ

منابع نور تاسیسات تفریحی مانند مناطق تفریحی، سواحل تفریحی و پارک‌ها باید با توجه به تناسب رنگ نور با تاسیسات انتخاب گردد. اگر تاسیسات دارای شدت روشنایی زیاد باشد، بهتر است توجه کافی به عملکرد ارائه رنگ در انتخاب منبع نور صورت گیرد.

۶) روش محاسبه شدت روشنایی

دو روش برای محاسبه شدت روشنایی موسوم به روش شار نور و روش نقطه به نقطه وجود دارد. در روش شار نور از رابطه نسبتاً ساده‌ای استفاده و تعداد تجهیزات روشنایی لازم محاسبه می‌گردد. در روش نقطه به نقطه می‌توان شدت روشنایی نقطه مورد نظر را دقیقاً محاسبه نمود. در این روش بررسی توزیع شدت روشنایی یا متوسط مقداری که با روش شار نور به‌دست می‌آید امکان‌پذیر می‌باشد. بنابراین از این روش برای بررسی یکنواختی شدت روشنایی استفاده می‌گردد.

نکات فنی

۱) محاسبه به روش شار نور

در این روش متوسط شدت روشنایی محیط روشن را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$E = \frac{NFUM}{A} \quad (3-19)$$

که در آن:

E : متوسط شدت روشنایی (lx)

N : تعداد تجهیزات روشنایی (واحد)

F : شار نور کل یک منبع نور (lm)

U : ضریب بهره‌برداری (قسمت ۳) همین بند)

M : ضریب نگهداری

A : مساحت سطح روشن (m^2)

(۲) محاسبه به روش نقطه به نقطه

برای تعیین یکنواختی شدت روشنایی در طراحی روشنایی، لازم است از روش نقطه به نقطه استفاده گردد. در این روش ابتدا محیط زیر نور به مستطیل‌هایی تقسیم و سپس شدت روشنایی در مرکز هر مستطیل محاسبه می‌شود. شدت روشنایی صفحه افقی مستقیم E_h در نقطه P روی سطح موردنظر توسط منبع نور L از رابطه (۴-۱۹) محاسبه می‌شود (شکل (۸-۱۰۸)).

$$E_h = \frac{I_\theta \cos \theta}{l^2} \quad (۴-۱۹)$$

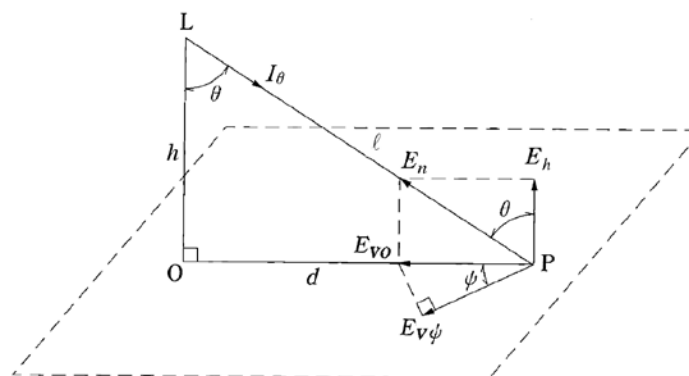
که در آن:

E_h شدت روشنایی صفحه افقی مستقیم در نقطه P (lx)

I_θ شدت روشنایی در جهت θ (cd)

l فاصله بین منبع نور L و نقطه P (m)

θ زاویه تلاقی ($^\circ$)



شکل ۸-۱۰۸- شدت روشنایی افقی در نقطه P

توصیه می‌شود که شکل مستطیل‌ها تا حد ممکن به مربع نزدیک باشد. نسبت طول اضلاع مستطیل‌ها باید بین ۰/۵ تا ۲/۰ باشد. حداکثر اندازه p (طول ضلع بزرگتر) مستطیل‌ها باید کمتر از دو مقدار به دست آمده از رابطه (۵-۱۹) باشد.

$$\left. \begin{aligned} p &= 0.2 \times 5^{\log d} \\ p &= 10 \end{aligned} \right\} \quad (۵-۱۹)$$

که در آن:

xl عرض محیطی که شدت روشنایی در آن محاسبه می‌شود (m)

p حداکثر طول ضلع بزرگتر مستطیل‌ها (m)

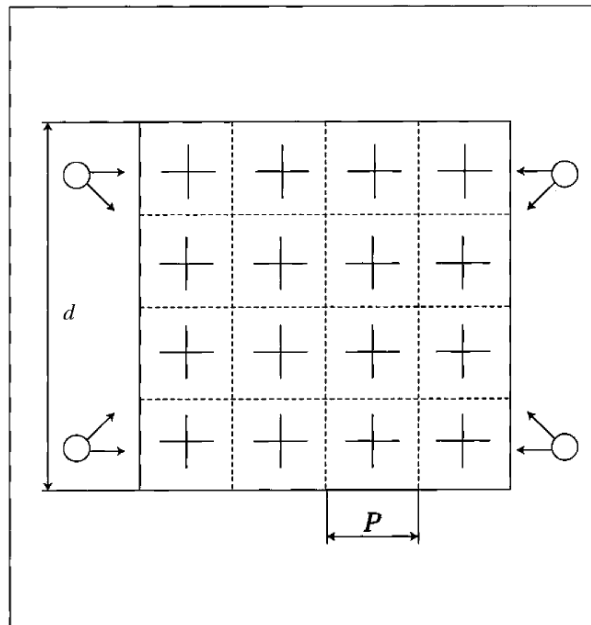
مقدار یکنواختی (E_{ev}) نسبت حداقل شدت روشنایی و متوسط شدت روشنایی می‌باشد که متوسط شدت روشنایی از رابطه (۶-۱۹) محاسبه می‌شود (شکل (۸-۱۰۹)).

$$E_{ev} = \frac{E_1 + E_2 + \dots + E_n}{n} \quad (۶-۱۹)$$

که در آن:

n تعداد مستطیل‌ها که شدت روشنایی در آن‌ها محاسبه می‌گردد

E_n شدت روشنایی در مرکز n مین مستطیل



شکل ۸-۱۰۹- تقسیم‌بندی محیط روشن به شبکه مستطیلی

۳) ضریب بهره‌برداری عبارت است از نسبت شار نوری که به سطح روشن می‌رسد به کل شار نور منبع نور تجهیزات روشنایی. از آنجا که مقدار ضریب بهره‌برداری روشنایی فضای داخلی بستگی به کارایی تجهیزات روشنایی، مساحت سطح روشن، شرایط فضای داخلی و تفاوت بین ضریب بازتاب اجزای مختلف فضای داخلی دارد، توجه به این موارد در محاسبات روشنایی مهم است.

ضریب بهره‌برداری روشنایی فضای آزاد را می‌توان با استفاده از کارایی تجهیزات روشنایی و مساحت سطح روشن محاسبه نمود. محدوده مقادیر واقعی از ۰/۲ تا ۰/۵ بوده و معمولاً از ۰/۴ استفاده می‌گردد.

۱۹-۱۲-۶- نگهداری و مدیریت

۱۹-۱۲-۶-۱- بازرسی

۱) باید برای موارد زیر بازرسی‌های دوره‌ای انجام گیرد:

الف) شرایط نور

ب) شرایط آلودگی و آسیب دیدگی تجهیزات

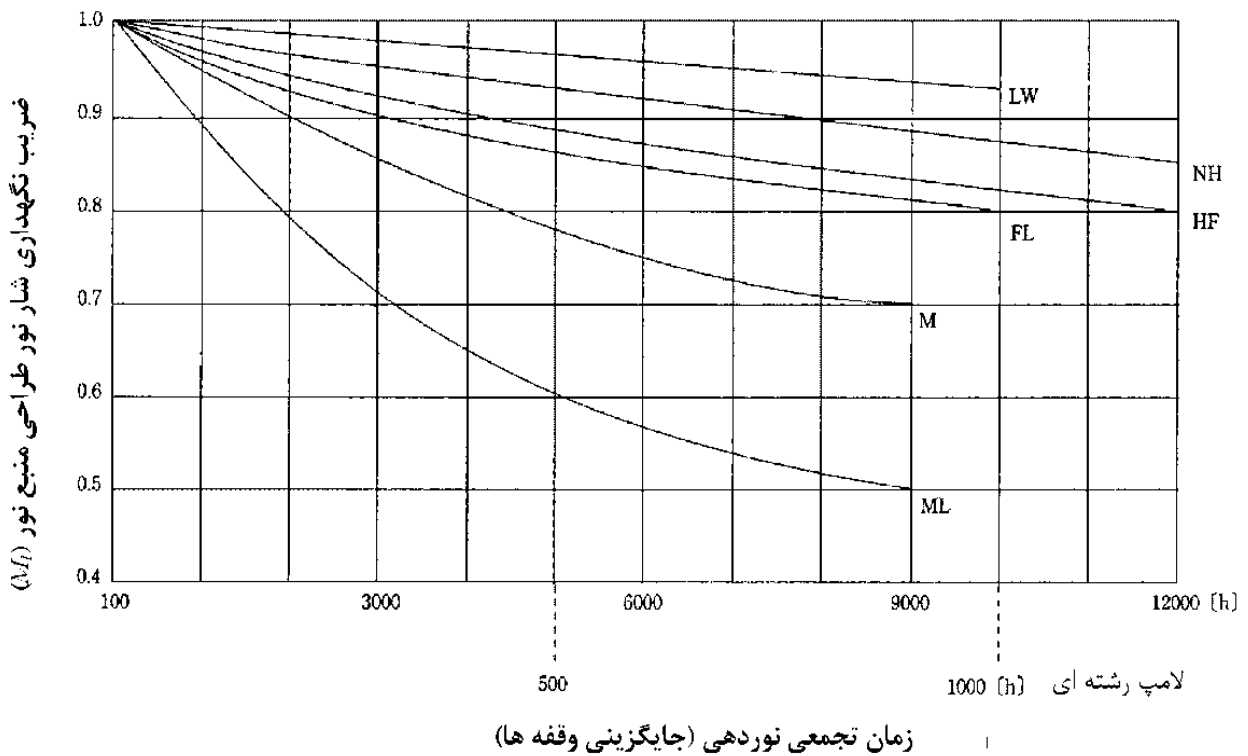
پ) هرگونه پوسته‌شدن لایه پوشش

۲) اندازه‌گیری شدت روشنایی باید به صورت دوره‌ای در چند نقطه برای هر یک از تجهیزات انجام شود. نقاط

اندازه گیری باید به گونه ای انتخاب شود که داده های به دست آمده، نماینده شدت روشنایی همه تجهیزات باشد. برای اندازه گیری شدت روشنایی باید چند نقطه ثابت برای هر تجهیزات انتخاب و اندازه گیری به صورت دوره ای انجام شود.

نکات فنی

از آنجا که شار نور هر منبع نور با افزایش زمان تجمعی نوردهی رو به کاهش می گذارد، لازم است وقتی شار نور لامپ به مقداری کمتر از مقدار مورد نیاز طراحی رسید، لامپ تعویض شود. در شکل (۸-۱۱۰) رابطه بین زمان تجمعی نوردهی لامپ و ضریب نگهداری شار نور M_1 (نسبت شار پس از گذشت زمان تجمعی نوردهی به شار اولیه (مقدار ۱۰۰ ساعت)) برای انواع لامپ نشان داده شده است.



- NH: لامپ بخار سدیم پرفشار (نوع استارتر خارجی و نوع استارتر داخلی)
- HIF: لامپ فلورسنت جیوه ای
- M: لامپ هالید فلز
- ML: لامپ هالید فلز (نوع روشن شدن یا ولتاژ پایین)
- FL: لامپ فلورسنت
- LW: لامپ رشته ای برای مصارف روشنایی عمومی

شکل ۸-۱۱۰- ضریب نگهداری شار نور طراحی منبع نور

۱۹-۱۲-۶-۲- نظافت و تعمیر

(۱) نظافت

از آنجا که انباشت آلودگی در داخل و خارج سطح تجهیزات روشنایی، باعث کاهش شدت روشنایی در محوطه یا سطح راه می‌شود، لذا نظافت باید براساس نتایج بازدیدهای چشمی یا اندازه‌گیری شدت روشنایی انجام شود.










(۲) تعمیر

در صورت مشاهده خرابی یا آسیب‌دیدگی قسمتی از تجهیزات در بازدید، آن قسمت باید به سرعت تعمیر گردد.

نکات فنی

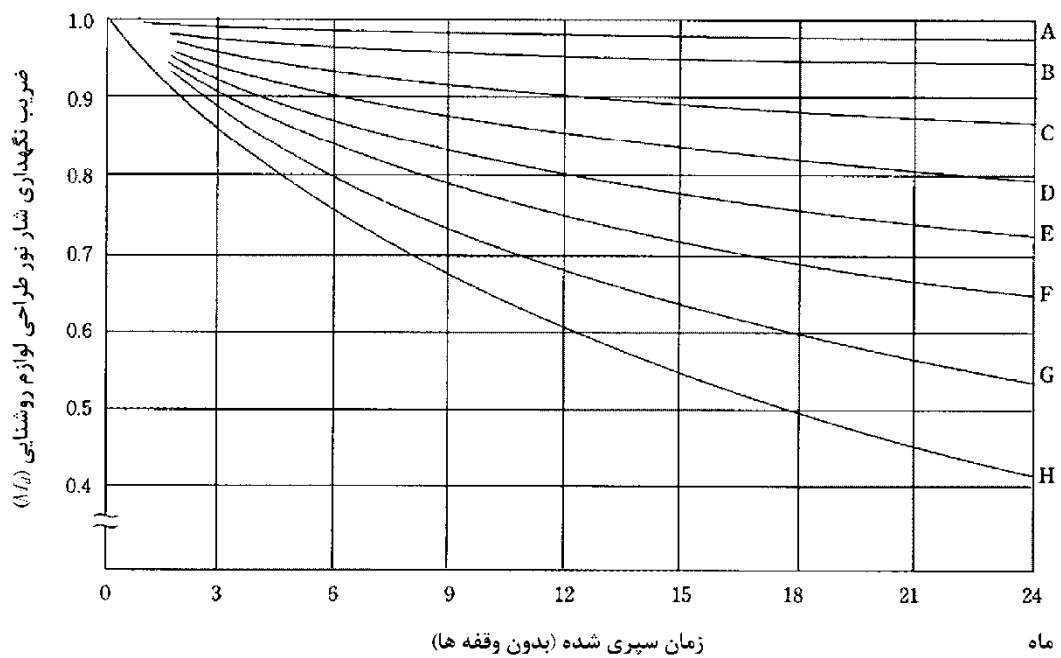
شار نور تجهیزات روشنایی متناسب با زمان و بعد از شروع استفاده، در اثر انباشت آلودگی کاهش می‌یابد و لازم است تمیز نمودن تجهیزات روشنایی مرتباً انجام شود تا شار نور کمتر از شار طراحی نگردد. در شکل (۸-۱۱۱) نرخ کاهش شار طراحی در اثر انباشت آلودگی بر روی تجهیزات روشنایی (M_d ضریب نگهداری شار نور طراحی است) و در جدول (۸-۱۷) منحنی‌های درجه ضریب نگهداری در شکل (۸-۱۱۱) برای ترکیب‌های مختلف انواع تجهیزات روشنایی و محیط اطراف ارائه شده است.

جدول ۸-۱۷- منحنی درجه ضریب نگهداری برای ترکیبات انواع لوازم روشنایی و محیط اطراف

نوع پوشیده		نوع پوشیده ساده (پوشش زیرین)		نوع باز از زیر		نوع بدون حفاظ			نوع تجهیزات روشنایی محیط اطراف
فضای باز	فضای داخلی	فضای باز		فضای باز	فضای داخلی	فضای باز	فضای داخلی		
									
B	B	C	D	D	C	C	A	C	A
C	C	D	E	E	D	D	B	D	B
D	D	E	F	F	F	F	C	F	C

توجه: (۱) برای مناطقی که انتظار انباشت زیاد آلودگی می‌رود (مانند داخل تونل)، توصیه می‌شود از منحنی‌های F و H استفاده شود.

(۲) تجهیزات روشنایی نشان داده شده در داخل جدول، نمونه‌های کلی می‌باشد.



شکل ۸-۱۱۱- شار نور طراحی لوازم روشنایی

فصل ۲۰

بارانداز

۲۰-۱- اصول طراحی

(۱) بارانداز باید بین پیشانی اسکله و انبارهای سرپوشیده یا محوطه باز انبارها قرار گیرد تا ایمنی و عملکرد روان بارگیری و تخلیه موقت محموله، عملیات حمل محموله، ورود و خروج محموله و تردد وسائط نقلیه حمل کالا را تضمین کند.

(۲) بارانداز باید سطح کافی داشته باشد تا حمل و نقل روان و ایمن کالا را تضمین کند.

۲۰-۲- نوع بارانداز

۲۰-۲-۱- عرض

عرض بارانداز باید با در نظر گرفتن اندازه و کاربرد اسکله و سازه و کاربرد محوطه مسقف و انبار پشت اسکله به طور مناسب طراحی شود تا حمل و نقل روان و ایمن کالاها تضمین شود.

نکات فنی

(۱) معمولاً مقادیر ارائه شده در جدول (۸-۱۸) به عنوان عرض استاندارد بارانداز برای اسکله استفاده می‌شود.

جدول ۸-۱۸- عرض استاندارد بارانداز

عمق آب پهلوگیر (m)	عرض کف (m)
کمتر از ۴/۵	۱۰
بیشتر از ۴/۵ و کمتر از ۷/۵	۱۵
۷/۵ و بیشتر	۲۰

(۲) معمولاً برای اسکله کالای عمومی، پیش‌بینی فضا برای جرثقیل، فضای انبار موقت، فضای تخلیه و بارگیری و راه دسترسی باید لحاظ شود. اگر محوطه مسقف در پشت اسکله قرار داشته باشد و از لیفتراک استفاده شود، مطلوب خواهد بود که عرض بارانداز بین ۱۵ تا ۲۰ متر باشد و اگر در مجاورت اسکله یک راه و یا محوطه انبار باز قرار داشته باشد و از آنجا کامیون برای بارگیری و تخلیه مستقیم کشتی وارد بارانداز شود، عرضی برابر ۱۰ تا ۱۵ متر مناسب خواهد بود.

۲۰-۲-۲- شیب

شیب بارانداز باید به طور مناسب و با در نظر گرفتن شدت باران و کاربرد سطح پشت آن طراحی شود تا حمل و نقل بار به صورت روان انجام شود.

نکات فنی

معمولا از شیبی برابر یک تا دو درصد به سمت دریا استفاده می‌شود، اما برای اسکله کوچک‌تر ممکن است از شیب تندتر استفاده شود. در مناطق دارای بارش برف قابل توجه معمولا از شیب نسبتا تندتری استفاده می‌شود تا در پاک کردن برف تسهیل شود. همچنین در برخی موارد با توجه به کاربرد بارانداز و مسائل زیست محیطی از شیب معکوس استفاده می‌شود.

۲۰-۲-۳- نوع روسازی

نوع روسازی برای بارانداز باید با لحاظ کردن شرایط خاک بستر، سختی اجرا، شرایط روسازی محوطه‌های مجاور، نوع حمل‌ونقل کالا، هزینه نگهداری و غیره تعیین شود.

۲۰-۳- تمهیدات لازم برای جلوگیری از نشست بارانداز

باید در باراندازها اقدامات مناسبی انجام گیرد تا از نشست اضافی (در اثر روانگرایی یا تحکیم مصالح خاکی زیرین) آن جلوگیری شود، زیرا ممکن است این امر مانع سهولت عملیات حمل‌ونقل کالا و رفت‌وآمد وسایل نقلیه گردد.

تفسیر

معمولا مصالح بستر روسازی بارانداز به دلیل تحکیم، در معرض نشست بوده و همچنین احتمال نشست به دلیل فرار مصالح خاکی استفاده شده به‌عنوان لایه‌های بستر از محل اتصالات دیوار ساحلی و یا به دلیل تراکم خاکریز پشت دیوار ساحلی وجود دارد. موارد زیادی از تخریب روسازی مشاهده شده است که تصور می‌شود ناشی از این نوع نشست‌ها بوده باشند. بنابراین به‌طور معمول تمهیدات لازم برای جلوگیری از فرار ماسه و نیز تحکیم مصالح خاکریز پشت دیوار ساحلی صورت می‌پذیرد تا از این نوع نشست‌ها، جلوگیری شود.

۲۰-۴- شرایط بارگذاری

در طراحی ساختار روسازی، بار طراحی باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که ضخامت روسازی محاسبه‌شده با در نظر گرفتن بارها و سطح تماس کامیون، جرثقیل و لیفتراک و غیره با زمین و همچنین نوع محموله و نحوه حمل‌ونقل کالا، بیشترین مقدار باشد.

نکات طراحی

در جدول (۸-۱۹) مقادیر بار مبنا برای اعمال به روسازی بارانداز ارائه شده است.

جدول ۸-۱۹- شرایط بار

فشار تماس (N/cm^2)	سطح تماس هر پایه یا چرخ (cm^2)	حداکثر بار در هر چرخ یا پایه (kN)	نوع بار	
۱۶۰	۱۲۵۰	۲۰۰	نوع ۲۰	کامیون جرثقیل دار
۱۶۷	۱۵۰۰	۲۵۰	نوع ۲۵	
۱۷۱	۱۷۰۰	۲۹۰	نوع ۳۰	
۱۹۵	۲۰۰۰	۳۹۰	نوع ۴۰	
۲۱۳	۲۳۰۰	۴۹۰	نوع ۵۰	
۲۶۰	۲۸۵۰	۷۴۰	نوع ۸۰	
۲۶۵	۳۴۰۰	۹۰۰	نوع ۱۰۰	
۲۷۵	۳۸۵۰	۱۰۶۰	نوع ۱۲۰	
۲۹۱	۴۵۰۰	۱۳۱۰	نوع ۱۵۰	
۱۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰	T-25	کامیون
۵۰	۱۰۰۰	۵۰	برای ۶ متر	تریلر
۵۰	۱۰۰۰	۵۰	برای ۱۲ متر	
۷۰	۱۰۰۰	۷۰	فقط برای محوطه با عرض ۱۲ متر	
۸۳	۳۰۰	۲۵	۲ تن	لیفتراک
۹۰	۵۰۰	۴۵	۳/۵ تن	
۸۸	۸۰۰	۷۰	۶ تن	
۷۹	۱۴۰۰	۱۱۰	۱۰ تن	
۷۴	۲۳۰۰	۱۷۰	۱۵ تن	
۷۶	۳۱۵۰	۲۴۰	۲۰ تن	
۷۹	۳۸۰۰	۳۰۰	۲۵ تن	
۸۸	۵۰۰۰	۴۴۰	۳۵ تن	
۸۳	۲۴۰۰	۲۰۰	۲۰ تن	جرثقیل انتقال بار
۸۸	۲۸۵۰	۲۵۰	۲۵ تن	
۸۹	۳۲۵۰	۲۹۰	۳۰ تن	
۹۲	۱۲۰۰	۱۱۰	جرثقیل حمل کانتینر	

۲۰-۵- طراحی روسازی بتنی

۲۰-۵-۱- شرایط طراحی

موارد زیر باید به عنوان شرایط طراحی برای روسازی بتنی در نظر گرفته شود:

- (۱) بار طراحی
- (۲) حجم ترافیک
- (۳) ظرفیت باربری بستر
- (۴) مصالح
- (۵) موارد دیگر

تفسیر

- (۱) بار طراحی باید مقداری باشد که باعث محاسبه بیشترین ضخامت دال بتنی بین ضخامت‌های محاسبه شده برای بارهای مورد نظر شود.
- (۲) ضریب ظرفیت باربری طراحی، K_{30} باید با توجه به خاک زیر ناحیه مورد نظر روسازی تعیین شود.

نکات فنی

- (۱) ضریب ظرفیت باربری طراحی استاندارد K_{30} برای خاک بستر باید برابر 200 N/cm^3 باشد.
- (۲) مقاومت خمشی استاندارد ۲۸ روزه بتن باید برابر 450 N/cm^2 باشد. روش ساخت، عمل‌آوری و انجام آزمایش مقاومت خمشی بتن باید بر اساس ISIRI 581 یا ASTM C192 و ISIRI 490 یا ASTM C78 تعیین شود.
- (۳) در طراحی روسازی بتنی می‌توان به مراجع و استانداردهای معتبر مربوط مراجعه کرد.
- (۴) ضریب ظرفیت باربری باید از طریق آزمایش بارگذاری صفحه تعیین شود. ضریب ظرفیت باربری K_{30} که در محاسبات استفاده می‌شود باید متنظر با نشست برابر $0/125$ سانتی‌متر باشد.
- (۵) ضریب ظرفیت باربری مورد استفاده در طراحی باید بر اساس رابطه (۱-۲۰) و با استفاده از مقادیر اندازه‌گیری شده در محل پروژه در حداقل ۳ نقطه در یک منطقه با مصالح خاک بستر یکسان محاسبه شده و قبل از استفاده از رابطه مذکور باید مقادیر خیلی بزرگ حدی در اندازه‌گیری، حذف شود.

$$(1-20) \quad \text{ضریب ظرفیت باربری طراحی} = \left[\frac{\text{میانگین مقادیر}}{\text{ضریب ظرفیت باربری نقاط آزمایش}} \right] - \frac{\left[\text{حداقل مقدار} \right] - \left[\text{ضریب ظرفیت باربری} \right]}{d_2} \left[\text{حداکثر مقدار} \right]$$

که در آن d_2 مقداری است که در جدول (۸-۲۰) ارائه شده است. معمولاً آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در یک یا دو نقطه در هر ۵۰ متر از طول اسکله انجام می‌شود.

جدول ۸-۲۰- مقادیر d_2

تعداد نقاط (n)	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰ یا بیشتر
d_2	۱/۹۱	۲/۲۴	۲/۴۸	۲/۶۷	۲/۸۳	۲/۹۶	۳/۰۸	۳/۱۸

- (۶) اگر بستر قبلاً ساخته شده باشد، ضریب ظرفیت باربری باید با انجام آزمایش بارگذاری صفحه روی بستر با شرایط حداکثر رطوبت به دست آید و اگر در چنین شرایطی انجام آزمایش بارگذاری صفحه امکان‌پذیر نباشد، ضریب ظرفیت باربری باید

با تصحیح مقادیر از طریق رابطه (۲-۲۰) تعیین گردد. مقادیر CBR در رابطه زیر باید از نمونه‌های خاک دست نخورده به دست آید.

$$(۲-۲۰) \quad \text{ضریب ظرفیت باربری اندازه‌گیری شده} = \text{ضریب ظرفیت باربری تصحیح شده} \times \frac{CBR_{\text{(مستغرق ۴روزه)}}}{CBR_{\text{(رطوبت طبیعی)}}$$

۲۰-۵-۲- ساختار روسازی

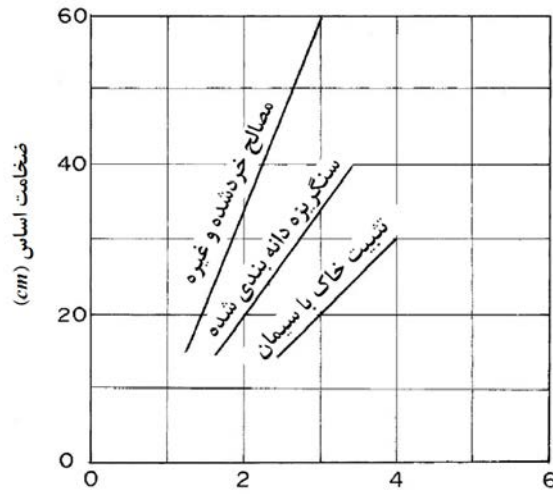
ساختار روسازی بارانداز باید با در نظر داشتن نوع روسازی، ساختار بستر، خصوصیات مصالح استفاده شده و غیره و بر اساس یک ظرفیت باربری خاک مناسب تعیین شود.

تفسیر

- (۱) روسازی بتنی معمولاً از یک دال بتنی و یک لایه اساس که روی بستر ساخته می‌شود، تشکیل می‌گردد.
- (۲) ساختار روسازی باید با در نظر گرفتن شرایط بارگذاری، شرایط رفت‌وآمد، شرایط بستر، شرایط آب‌وهوایی و هزینه‌های ساخت و نگهداری تعیین شود.
- (۳) توصیه می‌شود که طراحی لایه اساس به‌گونه‌ای باشد که ضریب ظرفیت باربری آن با انجام آزمایش روی مدل واقعی لایه اساس برابر با 200 N/cm^3 حاصل شود.
- (۴) اگر انجام آزمایش روی مدل واقعی دشوار باشد، می‌توان ضخامت لایه اساس را با استفاده از منحنی‌های طراحی نشان داده شده در شکل (۸-۱۱۲) تعیین کرد. حداقل ضخامت لایه اساس 15 cm می‌باشد.

نکات فنی

- (۱) ساختار روسازی بتنی را می‌توان با استفاده از مقادیر جداول (۸-۲۱) و (۸-۲۲) به‌عنوان مرجع تعیین کرد.
- (۲) بار طراحی را می‌توان با استفاده از مقادیر جدول (۸-۲۳) به‌عنوان مرجع تعیین کرد.
- (۳) در طراحی روسازی در مناطق سردسیر که روسازی تحت تاثیر یخ‌زدگی و ذوب یخ قرار دارد، ضخامت روسازی باید بزرگتر از عمق نفوذ یخ باشد و اگر ضخامت روسازی کمتر از عمق نفوذ یخ (عمق یخ‌بندان) باشد، باید یک روکش ضد یخ یا لایه مانع نفوذ یخ در نظر گرفته شود.



$$\frac{\text{ضریب ظرفیت باربری اساس}}{\text{ضریب ظرفیت باربری طراحی بستر}} = \frac{K_1}{K_2}$$

K_1 : ضریب ظرفیت باربری K_{30} اساس (200 N/cm^3)

K_2 : ضریب ظرفیت باربری K_{30} بستر

شکل ۸-۱۱۲- منحنی های طراحی ضخامت اساس

جدول ۸-۲۱- ضخامت اساس روسازی بتنی

ضخامت لایه اساس (cm)					شرایط طراحی
ضخامت کل لایه اساس	زیر اساس		اساس		ضریب ظرفیت باربری طراحی K_{30} بستر (N/cm^3)
	مصلح شکسته و غیره	مصلح دانه بندی شده	مصلح دانه بندی شده	تثبیت با سیمان	
۶۰	۲۰	-	۴۰	-	بیشتر یا مساوی ۵۰ و کمتر از ۷۰
۴۰	-	۲۰	-	۲۰	
۵۵	۳۰	-	-	۲۵	
۳۵	-	۱۵	۲۰	-	بیشتر یا مساوی ۷۰ و کمتر از ۱۰۰
۴۰	۲۰	-	۲۰	-	
۳۰	-	۱۵	-	۱۵	
۳۰	۱۵	-	-	۱۵	
۲۰	-	-	۲۰	-	بیشتر یا مساوی ۱۰۰
۱۵	-	-	-	۱۵	

جدول ۸-۲۲ - ضخامت دال بتنی

ضخامت دال (cm)	دسته بندی بار طراحی
۲۰	CP ₁
۲۵	CP ₂
۳۰	CP ₃
۳۵	CP ₄
۱۰	دال عرشه اسکله شمع و عرشه

جدول ۸-۲۳ - دسته بندی بارهای طراحی

شعاع منطقه تماس (cm)	بار (kN)	نوع بار	دسته بندی بار طراحی
۹/۸	۲۵	لیفتراک ۲ تن	CP ₁
۱۷/۸	۵۰	تریلر برای ۶ و ۱۲ متر	
۱۲/۶	۴۵	لیفتراک ۳/۵ تن	
۱۷/۸	۷۰	تریلر فقط برای محوطه ۱۲ متر	CP ₂
۱۶/۰	۷۰	لیفتراک ۶ تن	
۱۷/۸	۱۰۰	کامیون T-25	CP ₃
۲۱/۱	۱۱۰	لیفتراک ۱۰ تن	
۱۹/۵	۱۱۰	جرثقیل حمل کانتینر	
۲۷/۱	۱۷۰	لیفتراک ۱۵ تن	
۱۷/۶	۲۰۰	جرثقیل انتقال بار ۲۰ تن	CP ₄
۲۰/۰	۲۰۰	کامیون جرثقیل دار نوع ۲۵	
۳۱/۷	۲۴۰	لیفتراک ۲۰ تن	
۲۱/۶	۲۵۰	کامیون جرثقیل دار نوع ۲۵	

(۴) دال بتنی باید با شبکه آرماتور مسلح شود.

(۵) اگر ضریب ظرفیت باربری بستر کمتر از 50 N/cm^3 باشد، روسازی باید با استفاده از منحنی شکل (۸-۱۱۲) و شکل

(۸-۱۱۳) یا رابطه (۲۰-۳) طراحی شود.

(۶) شکل (۸-۱۱۳) رابطه بین ضخامت دال بتنی و تنش خمشی را نشان می دهد. تنش خمشی معمولاً به وسیله رابطه

(۲۰-۳) تعیین می شود که عموماً رابطه Picket یا رابطه Arlington نامیده می شود.

$$\sigma = \frac{10CP}{h^2} \left(1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0.925 + 0.22 \frac{a}{l}} \right) \quad (20-3)$$

که در آن:

σ : حداکثر تنش دال بتنی در گوشه با زاویه ۹۰ درجه (N/mm^2)

C: ضریب، وقتی از میله های باریک استفاده می شود می توان $C=۳/۳۶$ در نظر گرفت.

P: بار (kN)

h: ضخامت دال بتنی (cm)

a: شعاع ناحیه در تماس با زمین (cm)

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)K_{75}}}, (cm)$$

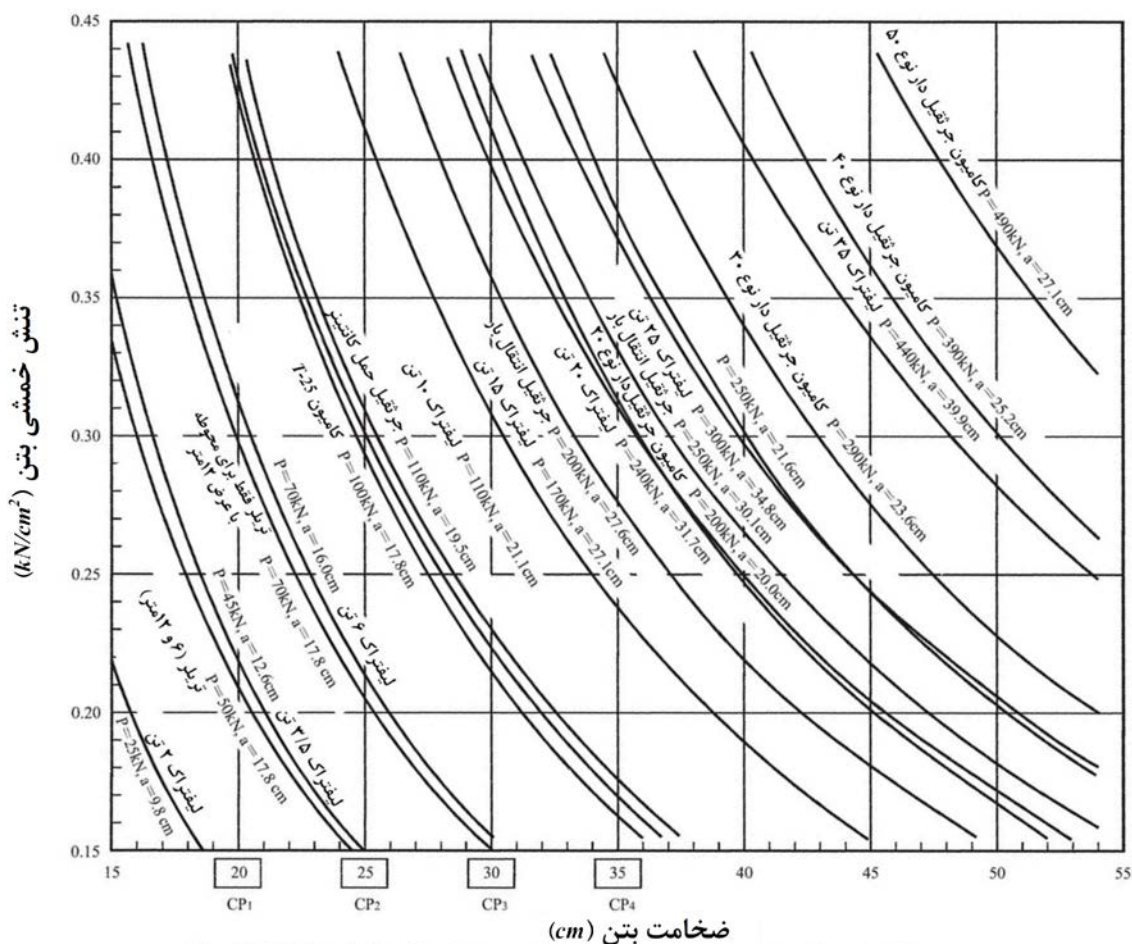
l: شعاع سختی نسبی روسازی (cm)

E: ضریب ارتجاعی بتن (N/mm^2)، $E=۳/۵ \times 10^4 N/mm^2$

v: ضریب پواسون بتن $v = 0.15$

K_{75} : ضریب ظرفیت باربری طراحی بستر (N/mm^2)

با فرض اینکه $\frac{K_{30}}{K_{75}} = 2.8$ آنگاه $\frac{K_{30}}{K_{75}} = 2.8$ N/cm^3 را می توان در رابطه (۳-۲۰) استفاده کرد.



شکل ۸-۱۱۳- رابطه بین ضخامت دال بتنی و تنش خمشی

۲۰-۵-۳- درز

- (۱) اصولاً روسازی بارانداز باید دارای درز باشد.
- (۲) درز روسازی بتنی بارانداز باید به‌طور مناسب و با در نظر گرفتن ابعاد بارانداز، سازه اسکله و نوع درز تنظیم شود. به‌علاوه، ساختار درزها باید متناسب با نوع درز باشد.

تفسیر

- (۱) درزهای دال بتنی از طریق فراهم نمودن امکان بروز انبساط، خزش و تا حدودی تاب برداشتن دال به‌منظور کاهش تنش دال بتنی تعبیه می‌شود. فاصله درزها باید به‌طور مناسب و با در نظر گرفتن شرایط زمین، شرایط بار و ساختار لایه اساس بارانداز تعیین شود.
- (۲) درز از نظر سازه‌ای، قسمت ضعیف روسازی بتنی بوده و همچنین عملیات ساخت پیچیده‌تری نسبت به بقیه قسمت‌ها دارند. هرچه تعداد درزهای مورد استفاده بیشتر باشد، هزینه ساخت و نگهداری بیشتر می‌شود. بنابراین بهتر است تا حد امکان از تعداد درز کمتری استفاده شود.

نکات فنی

(۱) درز طولی

- درز طولی باید از نوع درز سر به سر به همراه میله مهار (کش) باشد. اگر روسازی بتنی روی دال عرشه یک اسکله شمع و عرشه ساخته شود، از میله مهار استفاده نمی‌شود. درز اجرایی طولی مجاور تیر پیشانی اسکله یا محوطه مسقف باید از ساختاری باشد که در آن از پرکننده درز و صفحات درز استفاده می‌شود.
- فاصله بین درزهای اجرایی طولی باید با در نظر گرفتن نوع تجهیزات ساخت روسازی مورد استفاده، عرض کل روسازی، فاصله چرخ‌های جرثقیل و غیره تعیین شود. معمولاً فاصله $3/5$ متر تا 5 متر مناسب می‌باشد.
- درزهای اجرایی طولی موجب تسهیل عملیات ساخت می‌شود. نتایج تجربی نشان داده است که اگر فاصله درزهای اجرایی طولی برابر 5 متر یا بیشتر باشد، دال بتنی دچار ترک‌های طولی و اگر فاصله درزهای طولی اجرایی کمتر از $2/5$ متر باشد دچار ترک‌های عرضی می‌شود.
- امروزه با استفاده از پرداخت‌کننده‌های بزرگ می‌توان فاصله درزها را تا حداکثر $7/5$ متر افزایش داد. فاصله بزرگ بین درزها، برای کارپذیری و هزینه ساخت مناسب بوده ولی لازم است در مرکز هر دال بتنی با ضخامت 30 cm یا کمتر و فاصله $5/1$ متر یا بیشتر، یک درز انقباض طولی پیش‌بینی شود.
- از نظر نوع سازه‌ای، درز انقباض طولی، درز کنترلی می‌باشد. توصیه می‌شود درزهای انقباض طولی به موازات شانه خاکریز، بالای درزهای سازه اسکله دیواری و بالای محور مرکزی سپر مهار تعبیه شود تا مانع تاثیر تغییر ظرفیت باربری خاک زیر لایه اساس یا تاثیر حضور درز اسکله دیواری بر روی دال بتنی روسازی شود.

(۲) درز عرضی

(الف) درز انقباض عرضی

درزهای انقباض عرضی، درزهای کنترلی به همراه میل مهاری لغزشی می باشند. هر چند در صورتی که روسازی بتنی بر روی دال عرشه اسکله شمع و عرشه ساخته شود از میل مهاری لغزشی استفاده نمی شود. فاصله درزهای انقباضی باید با توجه به اطلاعات حاصل از پروژه های اجرا شده قبلی در منطقه مورد نظر تعیین شود. در شرایط جوی عادی، فاصله حدود ۵ متر برای درز انقباض عرضی در نظر گرفته می شود و توصیه می گردد که درزهای انقباض روی درزهای سازه اسکله دیواری قرار بگیرد.

ب) درز اجرایی عرضی

درزهای اجرایی عرضی درزهایی سربه سر به همراه میل مهاری لغزشی می باشد، البته اگر روسازی بتنی روی دال عرشه اسکله شمع و عرشه ساخته شود از میل مهاری لغزشی استفاده نمی شود. از درز اجرایی عرضی هنگامی استفاده می شود که موارد غیر قابل اجتناب مانند تقسیم منطقه ساخت روزانه یا توقف عملیات بتن ریزی به دلیل بارش ناگهانی باران و یا از کار افتادگی تجهیزات پیش آید. محل درزهای عرضی اجرایی باید در محل های تعیین شده قبلی برای درزهای انقباض عرضی پیش بینی شود.

پ) درز انبساط عرضی

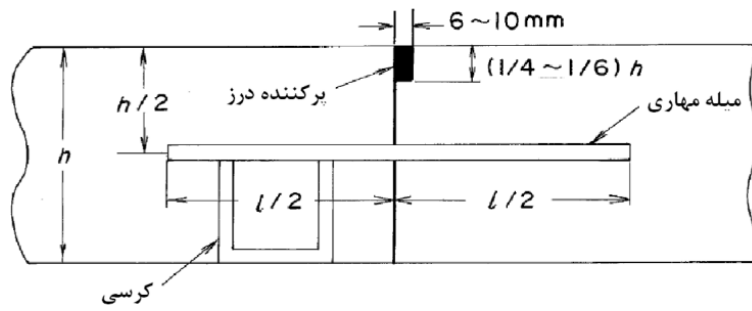
یک درز انبساط عرضی، ساختاری به صورت ترکیب پرکننده درز در سطح، یک صفحه در کف و میل مهاری لغزشی دارد. البته اگر روسازی بتنی بر روی دال عرشه اسکله شمع و عرشه ساخته شود از میل مهاری لغزشی استفاده نمی شود. فاصله بین این درزها باید با در نظر گرفتن اطلاعات تجربی حاصل از پروژه های ساخته شده قبلی در منطقه مورد نظر تعیین شود. در بسیاری از موارد، زمانی که عملیات ساخت در فصل گرم انجام می شود، یک فاصله ۱۰۰ تا ۲۰۰ متری برای این درزها در نظر گرفته می شود که این فاصله در زمانی که این عملیات در فصل سرد انجام می گیرد ۵۰ تا ۱۰۰ متر در نظر گرفته می شود. به دلیل اینکه درزهای انبساط یکی از نقاط ضعف جدی روسازی محسوب می شود باید تعداد آن را تا حد ممکن کم کرد.

۳) میله مهاری مانع از جدا شدن و ناهموار شدن هر یک از دال های مجاور در محل درز شده و به عنوان انتقال دهنده نیروهای مقطع نیز عمل می کند.

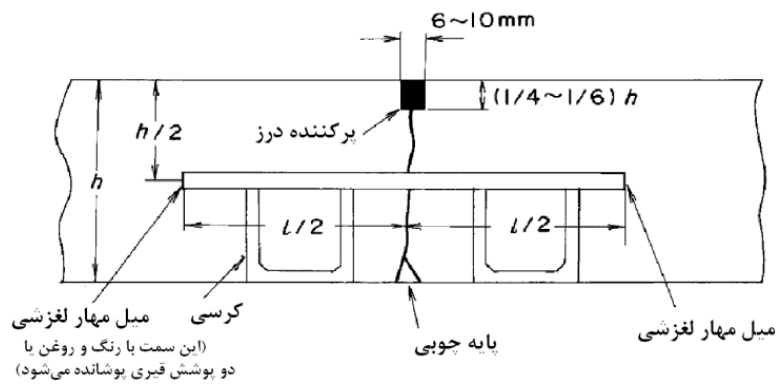
به دلیل اینکه روسازی بارانداز عرض نسبتاً کمی داشته و به صورت فیزیکی توسط سازه اصلی اسکله یا انبارها محدود می شود، جدایی دال بارانداز در محل درزها، به ندرت رخ می دهد. البته لازم است که از میله مهاری در محل درزهای طولی اجرایی استفاده شود تا از جدا شدن یا بالا و پایین رفتن هر یک از دال ها در محل درز به دلیل اختلاف نشست لایه های زیرین جلوگیری شود و همچنین تنوعی در جهت های بار ترافیکی که در حالت های معمولی پیش بینی نمی شود فراهم آید.

۴) میل مهاری لغزشی، بار را از یک دال به دال دیگر منتقل کرده و همچنین مانع بالا و پایین رفتن محل درز می شود. درزهای انقباض عرضی، انبساط عرضی و اجرایی عرضی، همگی باید دارای میل مهاری لغزشی باشد تا انتقال موثر بارها تامین شود.

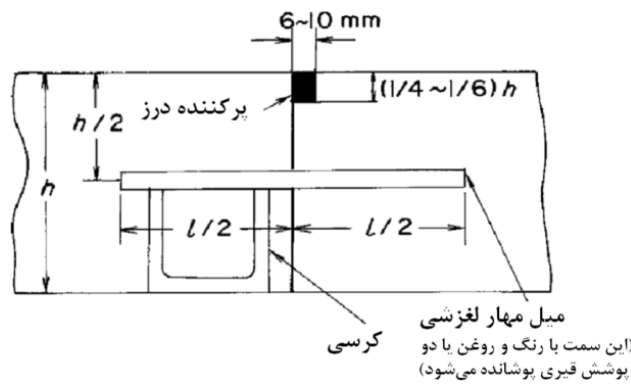
۵) شکل های (۸-۱۱۴) تا (۸-۱۱۷) ساختار استاندارد انواع درزها را نشان می دهد.



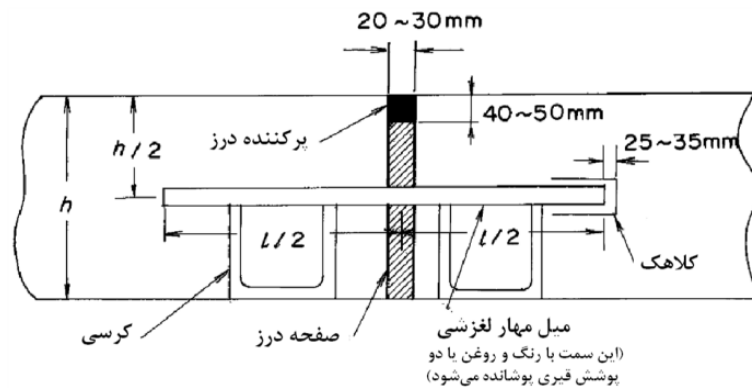
شکل ۸- ۱۱۴- درز اجرایی طولی



شکل ۸- ۱۱۵- درز انقباض عرضی



شکل ۸- ۱۱۶- درز اجرایی عرضی



شکل ۸- ۱۱۷- درز انبساط عرضی

۲۰-۵-۴- میله مهاری (کش) و میل مهار لغزشی

مشخصات و فواصل میله های مهاری و میل مهارهای لغزشی باید با در نظر گرفتن وضعیت هایی که در آن بار وسایل نقلیه متحرک بر روی روسازی بارانداز در هر دو جهت طولی و عرضی وارد می شود، به طور مناسب تعیین شود.

۲۰-۵-۵- محافظت از انتهای روسازی

باید در امتداد سمت رو به خشکی روسازی در محلی که احتمال تخریب اساس به دلیل نفوذ آب باران یا تخریب دال بتنی و اساس به دلیل بار سنگین وجود دارد، عملیات محافظت انجام شود.

۲۰-۶- طراحی روسازی آسفالتی

۲۰-۶-۱- شرایط طراحی

موارد زیر باید به عنوان شرایط طراحی برای روسازی آسفالتی لحاظ شود:

- (۱) بار طراحی
- (۲) حجم ترافیک
- (۳) ظرفیت باربری بستر
- (۴) مصالح
- (۵) مسائل دیگر

تفسیر

(۱) بار طراحی باید باری باشد که در میان تمام ضخامت های محاسبه شده دال به ازای بارهای مختلف، موجب بیشترین ضخامت شده باشد.

(۲) CBR طراحی باید برای بستر منطقه روسازی مورد نظر تعیین شود.

نکات فنی

آزمایش CBR را می توان به طریقی که در ISIRI 1159 یا ASTM D1883 ارائه شده است، انجام داد. خاک بستر باید با رطوبت طبیعی متراکم شده و چهار روز پیش از به دست آوردن CBR غرقاب شود و دانه های با قطر ۴۰ میلیمتر یا بزرگتر باید از نمونه خاک بستر حذف شود.

خاک نمونه برداری شده باید در سه لایه با ضخامت یکسان در قالب ریخته شده و هر لایه ۶۷ بار کوبیده شود. اگر بستر قبلا ساخته شده باشد، آزمایش CBR درجا باید وقتی که خاک تقریبا اشباع شده است انجام شود. البته اگر نتوان آزمایش را با این شرایط انجام داد، می توان مقادیر آزمایش CBR درجا را توسط رابطه (۲۰-۴) تصحیح کرد.

$$CBR = CBR_{\text{برجا}} \times \frac{CBR_{\text{(مستغرق ۴ روزه)}}}{CBR_{\text{(رطوبت طبیعی)}}} \quad (۲۰-۴)$$

با استفاده از مقادیر CBR فوق‌الذکر و رابطه (۲۰-۵) و پس از حذف مقادیر غیر عادی می‌توان CBR طراحی را به دست آورد.

$$(۲۰-۵) \quad \text{حداقل مقدار } CBR - \text{حداکثر مقدار } CBR \text{ - متوسط مقدار } CBR \text{ در نقاط مختلف} = CBR \text{ طراحی}$$

$$d_2$$

که در آن d_2 از جدول (۲۰-۸) به دست می‌آید. نمونه‌گیری در یک یا دو نقطه در هر ۵۰ متر و در جهت پیشانی اسکله و در عمق بیشتر از ۵۰ سانتی‌متر از بستر کامل شده یا سطح چاله حفر شده برای خاک بستر، انجام می‌شود.

۲۰-۶-۲- ساختار روسازی

ساختار روسازی بارانداز باید بر اساس ظرفیت باربری طراحی شده مناسب بستر و با در نظر داشتن نوع روسازی، ساختار لایه اساس، خصوصیات مصالح مورد استفاده و غیره تعیین شود.

تفسیر

- (۱) معمولاً آسفالت روسازی از بخش رویه، بخش چسباننده و بخش اساس که بر روی بستر ساخته می‌شود، تشکیل می‌گردد. لایه اساس، معمولاً در دو مرحله ساخته می‌شود (اساس و زیر اساس).
- (۲) ترکیب ساختاری روسازی باید به‌طور مناسب و با در نظر داشتن شرایط بار، شرایط ترافیک، شرایط بستر، شرایط جوی و هزینه ساخت و نگهداری طراحی شود.
- (۳) ضریب هم‌ارزی لایه که باید برای ضخامت معادل روسازی TA استفاده شود در جدول (۲۴-۸) ارائه شده است.

جدول ۸- ۲۴- ضریب هم‌ارزی لایه

ملاحظات	ضریب هم‌ارزی- لایه	ملزومات	مصالح / روش ساخت	لایه
$AC I$ تا $AC IV$	۱/۰۰	-	مخلوط آسفالت‌داغ برای رویه و چسباننده	رویه و لایه چسباننده
مصالح اصلاح شده A II	۰/۸۰	سطح تثبیت مارشال $3/43 kN$ یا بیشتر	تثبیت با قیر	لایه اساس
مصالح اصلاح شده A I	۰/۵۵	سطح تثبیت مارشال $2/45 kN$ تا $3/43 kN$		
مصالح دانه‌بندی شده	۰/۳۵	CBR تثبیت شده ۸۰ یا بیشتر	دانه‌بندی	لایه زیر اساس
	۰/۲۵	CBR تثبیت شده ۳۰ یا بیشتر	مصالح شکسته، سرباره، ماسه و غیره	
مصالح شکسته	۰/۲۰	CBR تثبیت شده ۲۰ تا ۳۰		

نکات فنی

- (۱) در جدول (۲۵-۸) مقادیر استاندارد ساختار روسازی آسفالتی ارائه شده است. توجه شود که TA و H در جدول (۲۵-۸) به ترتیب ضخامت کل روسازی و ضخامت معادل روسازی می‌باشد. در مورد دال عرشه اسکله شمع‌وعرشه، ستون‌های مربوط به چسباننده در جدول (۲۵-۸) به مقدار کل مصالح پرکننده و لایه چسبیده اشاره داشته و این لایه لزوماً بتنی نیست.

اگر CBR طراحی بستر بزرگتر یا مساوی ۲ و کمتر از ۳ باشد، باید خاک بستر با مصالح خوب عوض شود و یا لایه آببند پیش‌بینی گردد. اگر CBR طراحی کمتر از ۲ باشد، خاک بستر باید با مصالح خوب عوض شود و ضخامت روسازی باید جداگانه طراحی گردد.

جدول ۸-۲۵- ترکیبات استاندارد روسازی آسفالتی

ترکیبات روسازی									شرایط طراحی	
ضخامت کل		لایه زیراساس	لایه اساس		لایه چسباننده		رویه		CBR طراحی زیر اساس (%)	بار طراحی
T_A (cm)	H	h_4 (cm)	h_3 (cm)	نوع مصالح	h_2 (cm)	نوع	h_1 (cm)	نوع		
۲۵/۸	۷۰	۳۵	۲۵	دانه‌بندی شده	۵	AC III	۵	AC I	≥ 3 و < 5	70kN AP ₁ فشار تماس کمتر از 70N/cm ²
۲۵/۸	۶۵	۳۵	۲۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC I		
۲۲/۰	۵۵	۲۵	۲۰	دانه بندی شده	۵	AC III	۵	AC I	≥ 5 و < 8	
۲۲/۰	۵۵	۳۰	۲۰	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC I		
۱۹/۳	۴۵	۲۰	۱۵	دانه‌بندی شده	۵	AC III	۵	AC I	≥ 8 و < 12	
۱۹/۳	۵۰	۳۰	۱۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC I		
۱۸/۳	۴۰	۱۵	۱۵	دانه‌بندی شده	۵	AC III	۵	AC I	≥ 12 و < 20	
۱۷/۳	۴۰	۲۰	۱۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC I		
۱۸/۳	۴۰	۱۵	۱۵	دانه‌بندی شده	۵	AC III	۵	AC I	≥ 20	
۱۶/۳	۳۵	۱۵	۱۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC I		
-	≥ 9	-	-	-	≥ 4	AC III	۵	AC I	روی دال عرشه اسکله‌های شمع و عرشه	
۲۵/۸	۷۰	۳۵	۲۵	دانه‌بندی شده	۵	AC IV	۵	AC II	≥ 3 و < 5	70N/cm ² یا بیشتر فشار تماس 50kN AP ₂
۲۵/۸	۶۵	۳۵	۲۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC II		
۲۲/۰	۵۵	۲۵	۲۰	دانه بندی شده	۵	AC IV	۵	AC II	≥ 5 و < 8	
۲۲/۰	۵۵	۳۰	۲۰	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC II		
۱۹/۳	۴۵	۲۰	۱۵	دانه‌بندی شده	۵	AC IV	۵	AC II	≥ 8 و < 12	
۱۹/۳	۵۰	۳۰	۱۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC II		
۱۸/۳	۴۰	۱۵	۱۵	دانه‌بندی شده	۵	AC IV	۵	AC II	≥ 12 و < 20	
۱۷/۳	۴۰	۲۰	۱۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC II		
۱۸/۳	۴۰	۱۵	۱۵	دانه‌بندی شده	۵	AC IV	۵	AC II	≥ 20	
۱۶/۳	۳۵	۱۵	۱۵	اصلاح شده AI	-	-	۵	AC II		
-	≥ 9	-	-	-	≥ 4	AC IV	۵	AC II	روی دال عرشه اسکله شمع و عرشه	
۴۰/۰	۹۵	۴۵	۳۰	دانه‌بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II	≥ 3 و < 5	فشار تماس 70N/cm ² یا بیشتر
۴۰/۰	۸۰	۴۵	۲۰	اصلاح شده AI	۱۰	-	۵	AC II		
۳۴/۸	۷۵	۳۰	۲۵	دانه‌بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II	≥ 5 و < 8	

ترکیبات روسازی									شرایط طراحی		
ضخامت کل		لایه زیراساس		لایه اساس		لایه چسباننده		رویه		CBR طراحی زیر اساس (%)	بار طراحی
T_A (cm)	H	h_4 (cm)	h_3 (cm)	نوع مصالح	h_2 (cm)	نوع	h_1 (cm)	نوع			
۳۵/۰	۵۵	۲۰	۲۰	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II			
۲۹/۳	۵۵	۲۰	۱۵	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II	۸ و ۱۲ <		
۳۰/۰	۴۵	۱۵	۱۵	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II			
۲۸/۳	۵۰	۱۵	۱۵	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II	۱۲ و ۲۰ <		
۳۰/۰	۴۵	۱۵	۱۵	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II			
۲۸/۳	۵۰	۱۵	۱۵	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II	≥ ۲۰		
۳۰/۰	۴۵	۱۵	۱۵	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II			
-	≥ ۹	-	-	-	≥ ۴	AC IV	۵	AC II	روی دال عرشه اسکله شمع و عرشه		
۴۶/۰	۱۲۰	۶۰	۴۰	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II	۳ و ۵ <	۱۲۲ kN AP ₄ فشار تماس یا بیشتر 70 N/cm ²	
۴۵/۰	۱۰۵	۷۰	۲۰	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II			
۳۹/۵	۹۵	۴۵	۳۰	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II	۵ و ۸ <		
۳۹/۰	۷۵	۴۰	۲۰	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II	۸ و ۱۲ <		
۳۴/۸	۷۵	۳۰	۲۵	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II			
۳۴/۰	۶۵	۳۵	۱۵	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II	۱۲ و ۲۰ <		
۳۰/۳	۶۰	۲۵	۱۵	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II			
۳۰/۰	۴۵	۱۵	۱۵	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II	≥ ۲۰		
۲۸/۳	۵۰	۱۵	۱۵	دانه بندی شده	۱۵	AC IV	۵	AC II			
۳۰/۰	۴۵	۱۵	۱۵	اصلاح شده AII	۱۰	-	۵	AC II	روی دال عرشه اسکله شمع و عرشه		
-	≥ ۹	-	-	-	≥ ۴	AC IV	۵	AC II			

۲) بار طراحی به صورتی که در جدول (۸-۲۶) ارائه شده است، دسته بندی می شود.

۳) نوع و مصالح بتن آسفالتی باید مطابق جدول (۸-۲۷) باشد.

۴) برای طراحی روسازی در مناطق سردسیر که روسازی در معرض یخ زدن و ذوب شدن قرار دارد، ضخامت روسازی باید بزرگتر از عمق نفوذ یخبندان باشد. اگر ضخامت روسازی کمتر از عمق نفوذ یخ باشد، باید لایه مانع نفوذ یخ ایجاد شود.

جدول ۸-۲۶- دسته بندی بار طراحی

AP_1	تریلر	برای ۶ متر، ۱۲ متر و فقط محوطه ۱۲ متر
AP_2	لیفتراک	۲، ۳/۵ و ۶ تن
AP_3	لیفتراک کامیون جرثقیل انتقال بار جرثقیل حمل کانتینر کامیون جرثقیل دار	۱۰ و ۱۵ تن T-25 ۲۰ تن نوع ۲۰
AP_4	کامیون جرثقیل دار جرثقیل انتقال بار	نوع ۲۵ ۲۵ تن

جدول ۸-۲۷- نوع و کیفیت بتن آسفالتی

نوع	AC I	AC II	AC III	AC IV
کاربرد	برای لایه سطحی (روی)	برای لایه چسباننده		
تعداد ضربه آزمایش استقامت مارشال	۵۰	۷۵	۵۰	۷۵
استقامت مارشال (kN)	۴/۹ یا بیشتر	۸/۸ یا بیشتر	۴/۹ یا بیشتر	۸/۸ یا بیشتر
مقدار جریان ($l/100cm$)	۲۰ تا ۴۰	۲۰ تا ۴۰	۱۵ تا ۴۰	۱۵ تا ۴۰
تخلخل (%)	۳ تا ۵	۲ تا ۵	۳ تا ۶	۳ تا ۶
درجه اشباع (%)	۷۵ تا ۸۵	۷۵ تا ۸۵	۶۵ تا ۸۰	۶۵ تا ۸۵

توجه: ستون «تعداد ضربه ۷۵ مرتبه» هنگامی استفاده می شود که فشار تماس لاستیک با زمین برای بار طراحی $70 N/cm^2$ یا بیشتر بوده و یا هنگامی که ترافیک وسایل نقلیه سنگین زیاد باشد و انتظار بروز شیار برود.

۲۰-۶-۳- محافظت از انتهای روسازی

به بند (۲۰-۵-۵) محافظت از انتهای روسازی، مراجعه شود.

۲۰-۷-۲- طراحی روسازی با بلوک بتنی

۲۰-۷-۱- شرایط طراحی

موارد زیر باید به عنوان شرایط طراحی برای روسازی با بلوک بتنی در نظر گرفته شود:

- (۱) بار طراحی
- (۲) حجم ترافیک
- (۳) ظرفیت باربری بستر
- (۴) مصالح

(۵) موارد دیگر

تفسیر

- (۱) بار طراحی باری است که به ازاء آن ضخامت محاسبه شده بلوک بتنی بیشتر از مقادیر محاسبه شده به ازاء بقیه بارها باشد.
- (۲) ضریب ظرفیت باربری طراحی K_{30} باید برای خاک بستر منطقه روسازی مورد نظر تعیین شود.

نکات فنی

- (۱) ضریب ظرفیت باربری K_{30} برای روسازی باید معمولاً $200 N/cm^3$ باشد.
- (۲) مقاومت خمشی ۲۸ روزه بتن معمولاً باید $450 N/cm^2$ باشد.
- (۳) ظرفیت باربری باید به وسیله آزمایش بارگذاری صفحه تعیین شود. نشستی که برای به دست آوردن ضریب ظرفیت باربری به کار می‌رود $0/25$ سانتی‌متر است.

۲۰-۷-۲- ساختار روسازی

ساختار روسازی بارانداز باید بر اساس ظرفیت باربری طراحی بستر و با در نظر داشتن نوع روسازی، ساختار لایه اساس، خصوصیات مصالح مورد استفاده و غیره تعیین شود.

تفسیر

- (۱) روسازی با بلوک بتنی معمولاً از یک لایه بتن و لایه اساس که روی خاک بستر ساخته می‌شود، تشکیل شده است.
- (۲) ترکیب ساختاری روسازی باید به‌طور مناسب و با توجه به شرایط بار، شرایط ترافیک، شرایط بستر، شرایط جوی و هزینه ساخت و نگهداری تعیین شود.

نکات فنی

- (۱) جدول (۸-۲۸)، ساختار استاندارد روسازی با بلوک بتنی را نشان می‌دهد. شکل بلوک‌ها در اینجا مربع می‌باشد.
- (۲) بار طراحی در جدول (۸-۲۹) دسته‌بندی شده است.
- (۳) لایه اساس باید مطابق بند (۲۰-۵-۲) ساختار روسازی، بند ۳ تفسیر طراحی شود.

۲۰-۷-۳- درزها

درزهای روسازی با بلوک بتنی باید دارای ساختاری باشد که کارایی خود را در اثر اختلاف نشست بلوک‌ها از دست ندهد.

نکات فنی

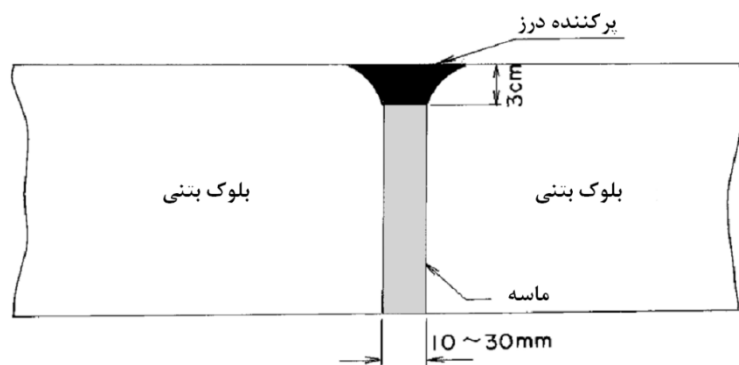
شکل (۸-۱۱۸) ساختار استاندارد درز روسازی با بلوک بتنی را نشان می‌دهد.

جدول ۸-۲۸- ترکیب استاندارد روسازی با بلوک بتنی

ترکیبات روسازی				طول کناره بلوک (m)	شرایط طراحی	
ضخامت کل (cm)	زیر اساس	اساس	ضخامت بلوک (cm)		ضریب باربری طراحی بستر K_{30} (N/cm^3)	بار طراحی
		مصالح شکسته (cm)	مصالح دانه بندی شده (cm)			
۷۵	۳۰	۲۰	۲۵	۰/۹	≥ 50 و < 70	BP_1
۶۰	۱۵	۲۰	۲۵	۰/۹	≥ 70 و < 100	
۴۵	-	۲۰	۲۵	۰/۹	≥ 100	
۷۵	۳۰	۲۰	۲۵	۰/۸	≥ 50 و < 70	BP_2
۶۰	۱۵	۲۰	۲۵	۰/۸	≥ 70 و < 100	
۴۵	-	۲۰	۲۵	۰/۸	≥ 100	
۸۰	۳۰	۲۰	۳۰	۱/۱	≥ 50 و < 70	BP_3
۶۵	۱۵	۲۰	۳۰	۱/۱	≥ 70 و < 100	
۵۰	-	۲۰	۳۰	۱/۱	≥ 100	
۸۵	۳۰	۲۰	۳۵	۱/۲	≥ 50 و < 70	BP_4
۷۰	۱۵	۲۰	۳۵	۱/۲	≥ 70 و < 100	
۵۵	-	۲۰	۳۵	۱/۲	≥ 100	

جدول ۸-۲۹- دسته بندی بار طراحی

۲، ۳/۵ و ۶ تن	لیفتراک	BP_1
۶ متر و ۱۲ متر	تریلر	
۱۰ تن	لیفتراک	BP_2
فقط محوطه ۱۲ متر	تریلر	
-	جرثقیل حمل کانتینر	
T-25	کامیون	BP_3
۱۵ تن	لیفتراک	
نوع ۲۰	کامیون جرثقیل دار	
۲۰ تن	جرثقیل انتقال بار	
۲۵ تن	جرثقیل انتقال بار	
نوع ۲۵	کامیون جرثقیل دار	BP_4



شکل ۸-۱۱۸- ساختار درز

فصل ۲۱

پی (شالوده) برای

تجهیزات جابجایی کالا

۲۱-۱- اصول طراحی

پی برای تجهیزات ریلی جابجایی کالا باید به گونه‌ای مناسب و با توجه به نیروهای خارجی موثر بر آن، تغییر مکان مجاز پی، درجه دشواری نگهداری، تاثیر بر سازه اسکله، هزینه‌های ساخت و نگهداری و غیره طراحی شود.

نکات فنی

تغییر مکان ریل‌ها در زمان تکمیل ساخت کوچک است که با گذشت زمان افزایش می‌یابد. بنابراین باید خطای ساخت را تا حد ممکن کاهش داد. بازه خطا در میان سازندگان تجهیزات، متغیر است. جدول (۸-۳۰) الزامات نصب و نگهداری را که معمولاً به کار می‌رود، نشان می‌دهد.

جدول ۸-۳۰- الزامات برای نصب ریل‌ها برای حرکت تجهیزات

مورد	الزامات نصب	الزامات نگهداری (حدود بالایی برای عملکرد)
دهانه ریل	± 10 میلی‌متر یا کمتر برای کل طول ریل	± 15 میلی‌متر یا کمتر برای کل طول ریل
انحراف افقی و قائم ریل	۵ میلی‌متر یا کمتر در هر ۱۰ متر ریل	۱۰ میلی‌متر یا کمتر در هر ۱۰ متر ریل
اختلاف تراز بین ریل‌های سمت دریا و سمت خشکی	یک هزارم دهانه ریل یا کمتر	یک پانصدم دهانه ریل یا کمتر
شیب در جهت حرکت	۱:۵۰۰ یا کمتر	۱:۲۵۰ یا کمتر
مستقیم بودن	± 10 میلی‌متر یا کمتر برای کل طول ریل	± 80 میلی‌متر یا کمتر برای کل طول ریل
درزهای ریل	اختلاف افقی و قائم: ۰/۵ میلی‌متر یا کمتر	اختلاف افقی و قائم: ۱ میلی‌متر یا کمتر
	شکاف: ۵ میلی‌متر یا کمتر	شکاف: ۵ میلی‌متر یا کمتر
فرسایش سر ریل	-	۱۰٪ یا کمتر از ابعاد اصلی

۲۱-۲- نیروهای خارجی موثر بر پی تجهیزات جابجایی کالا

نیروهای خارجی که بر پی تجهیزات جابجایی کالا اثر می‌کند، باید به‌طور مناسب و با در نظر داشتن نوع، اندازه و شرایط عملکرد تجهیزات جابجایی کالا، تعیین شود.

نکات فنی

(۱) نیروهای خارجی موثر بر پی تجهیزات جابجایی کالا باید براساس آیین‌نامه‌های معتبر و مرتبط محاسبه شود. برای تعیین بار چرخ‌های جرثقیل کانتینری نصب شده بر روی اسکله با مقاومت لرزه‌ای بالا، به بخش ۹، بند (۲-۴) تاسیسات جابجایی کالا، مراجعه شود. حداکثر بار چرخ باید در شرایط مختلف جرثقیل و به‌صورتی که در جدول (۸-۳۱) ارائه شده است، بررسی شود.

(۲) فرض می‌شود که بار چرخ بر مقاطع تمام طول ریل‌ها، در هنگام فعالیت جرثقیل یا در هنگام زلزله اعمال می‌گردد. در هنگام طوفان بارهای چرخ بر مقطعی که جرثقیل در آن توقف کرده وارد می‌شود.

۳) به عنوان بار چرخ که در هنگام فعالیت جرثقیل بر ریل اعمال می شود، بار متحرکی معادل ۱۲۰ درصد حداکثر بار چرخ جرثقیل در حالت توقف در نظر گرفته می شود. البته هنگامی که سرعت حرکت جرثقیل کمتر از ۶۰ متر بر دقیقه باشد، مقدار این بار برابر با ۱۱۰ درصد حداکثر فشار چرخ حالت متوقف خواهد بود.

جدول ۸-۳۱- مشخصات برای حداکثر بار چرخ

مواردی مورد توجه	سمت خشکی	سمت دریا	پایه ها		شرایط جرثقیل
			عمود	افقی	
- ظرفیت جرثقیل (t/h) - وزن مرده جرثقیل (kN) - فاصله محور عقب و جلو (m)	۰۰۰	۰۰۰	قائم		بهره برداری
	۰۰	۰۰	عمود بر ریل ها	افقی	
	۰۰	۰۰	موازی ریل ها		
- دهانه ریل (m) - تعداد چرخ ها (سمت دریا، سمت خشکی) - فاصله چرخ ها (m)	۰۰۰	۰۰۰	قائم		هنگام طوفان
	۰۰	۰۰	عمود بر ریل ها	افقی	
	۰۰۰	۰۰۰	قائم		
- سرعت حرکت جرثقیل (m/min) - پایه ثابت/مفصلی	۰۰	۰۰	عمود بر ریل ها	افقی	هنگام زلزله
	۰۰	۰۰	موازی ریل ها		
	۰۰	۰۰	قائم		

۲۱-۲-۱- ظرفیت باربری شمع

شمع باید مقاومت کافی و ایمن در برابر بار ناشی از تجهیزات جابجایی کالا و پی آن را داشته باشد.

نکات فنی

- نیروی پی که روی شمع اعمال می شود باید نیروی عکس العملی باشد که بر اساس بند (۲۱-۳-۱) تیر بتنی، محاسبه می شود.
- ظرفیت باربری شمع باید بر اساس بخش ۵، فصل ۴، ظرفیت باربری شمعها محاسبه شود.
- هنگامی که شمع تحت اثر فشار محرک خاک گوه گسیختگی قرار داشته باشد، باید روش شرح داده شده در بند (۶-۶-۳) طراحی شمع، به کار رود.
- هنگامی که شمع تحت اثر فشار محرک خاک گوه گسیختگی قرار دارد، عمق مدفون مورد نیاز برای شمع های سمت دریا و شمع های سمت خشکی متفاوت است. البته در عمل برای جلوگیری از نشست نامتقارن پی، پی های شمعی در سمت دریا و خشکی دارای طول یکسانی می باشد و هنگامی که شمع های دو طرف در لایه مقاوم کوبیده شود، نیازی به یکسان بودن طول مدفون آنها نخواهد بود.

۲۱-۳- طراحی پی به صورت شمع

۲۱-۳-۱- تیر بتنی

- (۱) تیرهای بتنی که روی پی شمعی ساخته می‌شود را باید به صورت تیر پیوسته که تکیه‌گاه‌های آن سر شمع‌ها است، در نظر گرفت و از اثرات عکس‌العمل زمین صرف نظر نمود.
- (۲) تیرهای بتنی ساخته شده بر روی پی‌های شمعی باید برای فشار وارده بین ریل و بتن و برای بارهای منتقل شده از ریل، طراحی شود.

نکات فنی

تنش در ریل، معمولاً با فرض ریل به صورت یک تیر پیوسته بینهایت با تکیه‌گاه ارتجاعی، محاسبه می‌شود. این روش اغلب برای مواردی که یک ماده ارتجاعی (مانند صفحه لاستیکی) بین ریل و بتن برای جلوگیری از خرد شدن بتن، قرار گرفته و بار چرخ روی تیر گسترده می‌گردد، استفاده می‌شود.

الف) تنش در ریل و فشار بین ریل و بتن را می‌توان با استفاده از روش شرح داده در نکات فنی بند (۲۱-۴-۲) تیر بتنی، محاسبه کرد. در این شرایط E_c ، I_c و K در رابطه (۲۱-۱) به شرح زیر است:

E_c : مدول ارتجاعی ریل

I_c : ممان اینرسی ریل

K : ضریب ارتجاعی مواد قرار گرفته در زیر ریل (وقتی از صفحات مهار استفاده شود، ضریب ارتجاعی آنها منظور می‌شود) هنگامی که مقدار تنش برشی خیلی زیاد باشد، باید مقدار آن را با قرار دادن صفحات ارتجاعی در زیر ریل و توزیع تنش کاهش داد.

ب) نیروی بست بین ریل و پی را می‌توان با استفاده از نظریه تیر بر روی بستر ارتجاعی محاسبه کرد، اما لازم است اثر ضربه به اندازه کافی کاهش یابد. در بسیاری از موارد از پیچ‌های با قطر حدود ۲۲ میلیمتر در فواصل تقریبی ۵۰ سانتی‌متر استفاده می‌شود.

۲۱-۴- طراحی پی بدون شمع

۲۱-۴-۱- بررسی اثر بر اسکله

هنگامی که از شمع برای پی تجهیزات جابجایی کالا استفاده نشود، باید اثر بار تجهیزات جابجایی کالا و پی آن بر سازه اصلی اسکله بررسی شود.

نکات فنی

- (۱) اعمال یک بار بر ناحیه پشت سازه وزنی، فشار خاک را افزایش داده و ممکن است موجب لغزش اسکله به جلو شود. تاثیر بار متمرکز بر فشار خاک، درست زیر نقطه اعمال بار زیاد است، اما این اثر با افزایش عمق کم می‌شود. هرگاه ارتفاع اسکله دیواری کم و طول اسکله (در جهت امتداد آن) کوتاه باشد، طراحی باید به دلیل تاثیر زیاد بار متمرکز، با دقت انجام شود.

هنگامی که بار به صورت مستقیم بر اسکله دیواری اعمال می شود، عکس العمل خاک بستر افزایش می یابد. به ویژه هنگامی که بار بر قسمت جلویی اسکله وارد می شود، نیروی عکس العمل خاک بستر در پنجه جلویی به طور قابل توجهی بالا می رود. در اسکله با عرض کم و طول کوتاه، این افزایش نیرو به طور قابل ملاحظه ای تقویت شده و لذا طراحی باید با دقت بیشتری انجام شود.

۲) در اسکله سپری متعارف، حداکثر تنش در تراز میانی بین محل نصب عضو مهاری و بستر دریا رخ می دهد. البته هنگامی که انتظار می رود یک بار متمرکز بر سطح پشت سپر اعمال شود، طراحی باید به دقت انجام شود زیرا ممکن است حداکثر تنش در تراز نزدیک محل نصب میل مهار رخ دهد. ضمناً تاثیر نامطلوب بار متمرکز بر قسمت مدفون سپر به ندرت رخ خواهد داد و توصیه می شود که ضخامت خاک پیش بینی شده روی عضو مهاری به اندازه کافی باشد تا از اثر نامطلوب بر عضو مهاری جلوگیری شود.

۲۱-۴-۲- تیر بتنی

تیر بتنی مسلح که به طور مستقیم روی پی قلوه سنگی اجرا شده بر روی زمین طبیعی ساخته می شود، باید به گونه ای طراحی شود که به اندازه کافی در برابر لنگر خمشی، نیروی برشی و تغییر شکل ایمن بوده و همچنین نشست تیر کمتر از نشست مجاز باشد.

نکات فنی

۱) لنگر خمشی، نیروی برشی و خیز تیر بتنی مسلح ساخته شده روی پی قلوه سنگی را می توان با استفاده از روابط (۲۱-۱) تا (۲۱-۶) محاسبه کرد.

الف) هنگامی که محل اعمال بار در نزدیکی وسط تیر قرار داشته باشد:

$$M = \sqrt[4]{\frac{E_c I_c}{64K}} \sum W_i e^{-\beta x_i} (\cos \beta x_i - \sin \beta x_i) \quad (1-21)$$

$$S = \frac{1}{2} \sum W_i e^{-\beta x_i} \cos \beta x_i \quad (2-21)$$

$$y = \sqrt[4]{\frac{1}{64E_c I_c K^3}} \sum W_i e^{-\beta x_i} (\cos \beta x_i + \sin \beta x_i) \quad (3-21)$$

ب) هنگامی که محل اعمال بار در لبه ها یا محل درز تیر قرار داشته باشد:

$$M = \sum \frac{W_i}{\beta} e^{-\beta x_i} \sin \beta x_i \quad (4-21)$$

$$S = \sum W_i e^{-\beta x_i} (\sin \beta x_i - \cos \beta x_i) \quad (5-21)$$

$$y = \frac{2W_i \beta}{K} e^{-\beta x_i} \cos \beta x_i \quad (6-21)$$

که در آن:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4E_c I_c}}$$

M : لنگر خمشی مقطع تیر مورد بررسی ($N.mm$)

S : نیروی برشی مقطع تیر مورد بررسی (N)

y : خیز مقطع تیر مورد بررسی (mm)

E_c : ضریب ارتجاعی بتن (N/mm^2)

W_i : بار چرخ (N)

I_c : ممان اینرسی پی بتنی (mm^4)

$K=Cb$: ضریب ارتجاعی زمین،

C : فشار مورد نیاز برای ایجاد نشست واحد در واحد سطح زمین (N/mm^3)

b : عرض کف تیر بتنی (mm)

x_i : فاصله بین محل اعمال بار چرخ با مقطع تیر مورد بررسی (mm)

مراجع



- 1- Japan Port and Harbour Association, "Port Construction Work Design Handbook", 1959, p.215 (in Japanese).
- 2- Shigekazu MIYAZAKI, "A study on wharf construction limits", Journal of the Japan Society of Civil Engineers, Vol. 36, 8, 1951 (in Japanese).
- 3- Katsumi KISHIYA, Yasuhiro KUNISHIGE, Satoshi HIRANO, Masato YAMASHITA: "Characteristics and design methods for wedged bottom caisson quaywalls", Abstracts of the 53rd Annual Meeting of the Japan Society of Civil Engineers, 1998 (in Japanese).
- 4- 2) Toshikazu MORITA, Gen KIMURA, Katsuyuki SHIROMIZU, and Hidenori TANAKA: "A study on the behavior of wedged bottom caisson quaywalls during earthquake", Abstracts of the 53rd Annual Meeting of the Japan Society of Civil Engineers, 1998 (in Japanese).
- 5- Teruaki FURUDOI, Takeo KATAYAMA: "Field observation of residual water level", Tech. Note of PHRI, No.115, 1971 (in Japanese).
- 6- Takashi TSUCHIDA, Yoshiaki KIKUCHI, Tetsuo FUKUHARA, Takeo WAKO, Kazuhiro YAMAMURA: "Slice method for earth pressure analysis and its application to light-weight fill", Tech Note of PHRI, No.924, 1999 (in Japanese).
- 7- Shōichi KITAJIMA, Hiroshi SAKAMOTO, Shōhei KISHI, Takuji NAKANO, Syusaku KAKIZAKI: "On some problems being conserved with preparation for the design standards on port and harbour structures" Tech. Note of PHRI, No.30,1967 (in Japanese).
- 8- Genpei SAWADA: "Calculation method of passive earth pressure for sheet pile wall embedded to inclined sea bottom" Tech. Note of PHRI, No.9, 1964 (in Japanese).
- 9- Kunio TAKAHASHI, Yoshiaki KIKUCHI, Yuji ASAKI: "Analysis of flexural behavior of anchored sheet pile walls", Tech. Note of PHRI, No. 756, 1993 (in Japanese).
- 10- P. W. Rowe: "A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls", Proc. I. C. E., Vol. 4, Pt. 1, 1955.
- 11- Kunio TAKAHASHI and Ken ISHIGURO: "Vertical beam analysis of pile and sheet pile under lateral load", Sankaido Press, 1992 (in Japanese).
- 12- K.Terzaghi: "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", Geotechnique, Vol. 5, 1955.
- 13- Tschbotarioff: "Large Scale Earth Pressure Tests with Model Flexible Bulkheads", Princeton Univ. 1949.
- 14- Terzaghi and Peck (translated by Hoshino et al.): "Soil Mechanics-Applications", Maruzen, 1970, p. 192 (in Japanese).
- 15- Port and Harbour Bureau, 1st District Port Construction Bureau, and Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport: "Report on damage to port facilities by Niigata Earthquake Part 1", 1964, p. 101 (in Japanese).
- 16- Ditto, Part 2, 1965, p. 213 (in Japanese).
- 17- Yasuo KASUGAI, Kenichiro MINAMI and Hiroyuki TANAKA: "Estimation of deformation for port facilities by lateral flow of soft ground", Tech. Note of PHRI, No.276, 1992 (in Japanese).
- 18- Kunio TAKAHASHI, Setsuo NODA, Katsumi KANDA, Satoshi MIURA, Taisaku MIZUTANI, Shigeki TERASAKI: "Horizontal loading tests on models of steel pile cellular-bulkhead-Part 1 Static behavior", Tech. Note of PHRI, No. 638, 1989 (in Japanese).
- 19- Setsuo NODA, Kunio TAKAHASHI, Katsumi KANDA, Shigeki TERASAKI, Satoshi MIURA, Taisaku MIZUTANI,: "Horizontal loading tests on models of steel pile cellular-bulkhead-Part 2 Dynamic behavior", Tech. Note of PHRI, No. 639, 1989 (in Japanese).
- 20- Yukimitsu YOKOYAMA: "Design and Execution of Steel Pile", Sankaido, 1963 (in Japanese).

- 21- Iwao YOSHIDA, Ryunoshin YOSHINAKA: "Engineering properties of Akashi and Kobe Strata", Rept. of Public Works Research Inst., Vol. 129, 1966 (in Japanese).
- 22- Iwao YOSHIDA, Yoshio ADACHI: "Experimental studies of static horizontal resistance of caisson foundation", Rept. Of PWRI, Vol. 139, 1970.
- 23- Setsuo NODA, Sosuke KITAZAWA, Takeshi IIDA, Nobuo MORI, Hiroshi TABUCHI: "An experimental study on the earthquake resistance of steel plate cellular-bulkheads with embedment", Rept of PHRI, Vol. 21, No. 3, 1982 (in Japanese).
- 24- Yukio SAIMURA, Kiyohiro MORIMOTO, Yukinori TAKASE: "Results of field measurement on the earth pressure of fill of the embedded steel pipe pile cellular-bulkhead", Proc. 36th Annual Meeting of JSCE, Part 3, 1981 (in Japanese).
- 25- Shoichi KITAJIMA, Setsuo NODA, Tanekiyo NAKAYAMA: "An experimental study on the static stability of the steel plate cellular-bulkheads with embedment", Tech. Note of PHRI, No. 375, 1981 (in Japanese).
- 26- Setsuo NODA, Sosuke KITAZAWA, Takeshi IIDA, Nobuo MORI, Hiroshi TABUCHI: "An experimental study on the earthquake resistance of steel plate cellular-bulkheads with embedment", Rept of PHRI, Vol. 21, No. 3, 1982 (in Japanese).
- 27- Hiroshi YOKOTA, Naoto TAKEHANA, Kenichiro MINAMI, Kunio TAKAHASHI, Noriyuki KAWABATA: "Consideration of design seismic coefficients of an open type wharf based on dynamic response analyses", Rept. of PHRI, Vol. 37, No. 2, 1998 (in Japanese).
- 28- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI, Kazuo KAI: "Calculation method of shear force and bending moment induced on pontoon type floating structures in random sea", Tech. Note of PHRI, No. 505, 1984 (in Japanese).
- 29- Jean Muller: "Structural Consideration Configurations II", University of California Extension Berkeley, Seminar on Concrete and Vessels, Sept. 1965.
- 30- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI, Takashi ISHISAKI: "Calculation method of forces and moments induced on pontoon type floating structures in waves", Rept. of PHRI, Vol. 31, No. 2, 1992 (in Japanese).
- 31- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI, Takashi ISHISAKI: "Example of calculation of forces and moments induced on pontoon type floating structures with figures and tables of radiation forces", Tech. Note of PHRI, No. 731, 1992 (in Japanese).
- 32- Shigeru UEDA: "Analytical method of ship motions moored to quaywalls and the applications", Tech. Note of PHRI, No.504, 1984 (in Japanese).
- 33- Shigeru UEDA, Satoru SHIRAISHI: "Determination of optimum mooring chain and design charts using catenary theory", Tech. Note of PHRI, No. 379, 1981 (in Japanese).
- 34- Yasumasa SUZUKI: "Study on the design of single point buoy mooring", Tech. Note of PHRI, No. 829, 1996 (in Japanese).
- 35- Tetsuya HIRAISHI, Yasuhiro TOMITA: "Model test on countermeasure to impulsive tension of mooring buoy", Tech. Note of PHRI, No. 816, 1995, 18p. (in Japanese).
- 36- Dep. of the Navy Bureau of Yards & Docks: "Mooring Guide", Vol. 1, 1954, 61p.
- 37- Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA, Shigeo TAKAHASHI, Kazuhiko KOMATSU, Masahiko TODOROKI, Mutsuo OSATO: "An experimental investigation of wave reflection, overtopping and wave forces for several types of breakwaters and sea walls", Tech. Note of PHRI, No. 246, 1976, 38 p. (in Japanese).

- 38- Yoshimi GODA, Yasuharu KISHIRA: "Experiments on irregular wave overtopping characteristics of seawalls of low crest types", Tech. Note of PHRI, No. 242, 1976, 28 p. (in Japanese).
- 39- Sawaguchi, M.: "Lateral behavior of a double sheet pile wall structure", Soils and Foundations, Vol. 14, No. 1, 1974.
- 40- Kouichi OHORI, Yoshihiro SHOJI, Kunio TAKAHASHI, Hiroshi UEDA, Michihiko HARA, Yutaka KAWAI, Keisuke SHIOTA: "Static behavior of double sheet pile wall structure", Rept. of PHRI, Vol. 23, No. 1, 1984. (in Japanese).
- 41- Hirofumi INAGAKI, Koichi YAMAGUCHI, Takeo KATAYAMA: "Standardization of bollards and storm bits for wharf", Tech. Note of PHRI, No. 102, 1970 (in Japanese).
- 42- Sigeru UEDA, Eijiro OOI: "On the design of fending systems for mooring facilities in a port", Tech. Note of PHRI, No. 596, 1987. (in Japanese).
- 43- Shoichi KITAJIMA, Hiroshi SAKAMOTO, Shohei KISHI, Takuji NAKANO, Syusaku KAKIZAKI: "On some problems being concerned with preparation for the design standards on port and harbour structures", Tech. Note of PHRI, No. 30, 1967 (in Japanese).
- 44- Vasco Costa: "The berthing ship", The Dock & Harbour Authority, Vol. XLV, May ~ July, 1964.
- 45- Sigeru UEDA, Satoru SHIRAIISHI: "On the design of fenders based on the ship oscillations moored to quay walls", Tech. Note of PHRI, No. 729, 1992 (in Japanese).
- 46- Yoshiaki KIKUCHI, Kunio TAKAHASHI, Misao SUZUKI: "Lateral resistance of single piles under large repeated loads", Rept. of PHRI, Vol. 31, No. 4, 1992. (in Japanese).
- 47- PIANC: Report of PIANC Working Group No. 33 "Guidelines for the Design of Fenders", Supplement to Bulletin, 2000.
- 48- PIANC: Report of the International Commission for Improving of Design of Fender Systems, Supplement to Bulletin, No. 45, 1984.
- 49- Japan Road Association: "Cement Concrete Pavement Guideline", Maruzen, April 1997 (in Japanese).
- 50- JSCE: "Standard Specifications of Concrete (Pavement)", Maruzen, March 1996 (in Japanese).
- 51- Japan Road Association: "Manual for Asphalt Pavement", Maruzen, February 1998 (in Japanese).
- 52- Society of Mechanization of Port Cargo Handling Equipment: "Investigation report for standardization of ancillary facilities (6th report)", 1988 (in Japanese).
- 53- Society for Mechanization of Port Cargo Handling Equipment: "Report of committee on researching of container handling equipment", 1993 (in Japanese).
- 54- Architectural Institute of Japan: "Design Standard for Steel Structures", 1994, p.4 (in Japanese).
- 55- Japan Society of Mechanical Engineers: "Mechanical Engineering Course, Cargo Handling Equipment", 1959, 239 p.
- 56- Yoshio MINEMURA: "Method to fix rail", Text of Track Maintenance Course, Track Maintenance Institute, 1958. p.4 (in Japanese).
- 57- Shoichi KITAJIMA, Osami HORII: "Mobile cargo handling equipment (mobile crane)," Technical Note of PHRI No.29, 1967 (in Japanese).
- 58- "Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan", Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Tokyo, Japan, 1999.

Abstract

This volume, which is the 8th part of Coastal Structures Design Manual, shall be applied for mooring facilities design in twenty one chapters.

After the first chapter, General, the second chapter, Dimensions of Mooring Facilities, design rules of length & water depth of berths, crown heights of mooring facilities, ship clearance for mooring facilities are reviewed. The third chapter, Structural Types of Mooring Facilities, various types of wharfs from structure and application point of view are reviewed which the most common ones are gravity type quaywalls, sheet pile wall, sheet pile quaywalls with relieving platform, steel sheet pile cellular-bulkhead quaywall, steel plate cellular-bulkhead quaywall, open-type wharves on vertical piles, open-type wharves on coupled raking piles, detached pier, floating pier, dolphins, slipways and shallow draft quays, mooring buoy and mooring posts. The application of each of these berthing facilities is elaborated from chapter four to sixteen. Also, their structural parts, methods and design rules for them are reviewed. In addition to the mentioned points, there are more wharfs as well, such as quaywall of wave-absorbing type, cantilever sheet pile quaywall, sheet pile quaywall with batter anchor piles, sheet pile quaywall with batter piles in front, double sheet pile quaywall which are outlined in chapter seventeen, with the title of "Other Types of Mooring Facilities". Chapter eighteen, Transitional Parts of Quaywall, focuses on the influencing rules on attachment of two neighbour structures. The nineteenth chapter, Ancillary Facilities, introduces mooring facilities (mooring posts, bollards, mooring rings and fender system), safety, service, lifesaving facilities and the other berthing equipment. "Aprons" in the twentieth chapter in which different types of aprons and loading conditions are reviewed. It also describes concrete pavement design conditions, such as concrete, asphalt and concrete block pavement. In the end, twenty first chapter talks about wharf foundation design rules such as beam, under the title "Foundation for Cargo Handling Equipment".



Islamic Republic of Iran

Vice presidency for Strategic Planning and Supervision

Coastal Structures Design Manual

Part 8: Berthing (Mooring) Facilities

No. 637

Vice presidency for Strategic Planning and
Supervision

Office of Deputy for Strategic Supervision
Department of Technical Affairs
Nezamfanni.ir

Ministry of Road and Urban Development
Port and Maritime Organization
Deputy of Development and Equipping of Ports
Department of Coasts and Ports Engineering
<http://coastseng.pmo.ir>

این نشریه

با عنوان دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی بخش هشتم- تاسیسات پهلوگیری (مهار) شامل بیست و یک فصل است.

کلیات، ابعاد تاسیسات پهلوگیری، انواع سازه‌ای تاسیسات پهلوگیری، اسکله دیواری وزنی، اسکله سپری، اسکله دیواری سپری با سکوی کمکی، اسکله دیواری سلولی ساخته‌شده با سپر فولادی، اسکله دیواری سلولی صفحه فولادی، اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل با شمع‌های قائم، اسکله شمع‌وعرشه موازی ساحل با شمع‌های زوج مایل، اسکله جدا از ساحل، اسکله شناور، دلفین (ستون مهاربند)، سرسره و اسکله با عمق آب کم، تاسیسات انتقال به خشکی مربوط به وسایل نقلیه روی بالشتک هوا، بویه مهاری و ستون مهاری، انواع دیگر تاسیسات پهلوگیری، بخش انتقالی اسکله دیواری، تجهیزات فرعی، بارانداز، و پی (شالوده) برای تجهیزات جابجایی کالا، فصل‌های مختلف نشریه را تشکیل می‌دهند.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر لازم است از این نشریه به عنوان دستورالعمل در طراحی سازه‌های ساحلی استفاده نمایند.