

جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه - وزارت نیرو

ضوابط طراحی سازه‌های مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی

معاونت امور فنی
دفتر امور فنی و تدوین معیارها

نشریه شماره ۱۸۵

جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه - وزارت نیرو

ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی

نشریه شماره ۱۸۵

معاونت امور فنی

دفتر امور فنی و تدوین معیارها

فهرستبرگه

سازمان برنامه و بودجه. دفتر امور فنی و تدوین معیارها
ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب بر زیرزمینی بتنی / سازمان برنامه و بودجه، معاونت امور فنی و تدوین
معیارها؛ وزارت نیرو [طرح تهیه استانداردهای مهندسی آب کشور]. - تهران: سازمان برنامه و بودجه، مرکز
مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات، ۱۳۷۸.
۱۲۹ ص: مصور، جدول، نمودار. - (سازمان برنامه و بودجه. دفتر امور فنی و تدوین معیارها؛ نشریه شماره
۱۸۵)

ISBN 964-425-155-5

فهرستنویسی براساس اطلاعات فیپا.

کتابنامه: ص. ۱۲۹.

۱. کانالها - امکان‌سنجی. ۲. کانالها - طرح و محاسبه. ۳. سازه - طرح و محاسبه. ۴. ساختمان‌سازی زیرزمینی
- طرح و محاسبه - استانداردها. الف. ایران. وزارت نیرو. طرح تهیه استانداردهای مهندسی آب کشور. ب.
سازمان برنامه و بودجه. مرکز مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات. ج. عنوان.

۶۲۷/۱۳۱۰۲۱۸

۹ ظ ۲ س / TC ۷۵۳

[TA ۳۶۸]

۱۶۸۱۸ - ۷۸ م

کتابخانه ملی ایران

ISBN 964-425-155-5

شابک ۹۶۴-۴۲۵-۱۵۵-۵

ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب زیرزمینی بتنی

تهیه‌کننده: معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها

ناشر: سازمان برنامه و بودجه، مرکز مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات

چاپ اول: ۵۰۰ نسخه، ۱۳۷۸

قیمت: ۸۰۰۰ ریال

چاپ و صحافی: مؤسسه زحل چاپ

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.



جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه

دفتر رئیس

تاریخ:.....

شماره:.....

پیوست:.....

بسمه تعالی

شماره: ۱۰۲/۴۸۵۴-۵۴/۴۲۱۳	به: تمامی دستگاههای اجرایی و مهندسان مشاور
تاریخ: ۱۴۷۸/۸/۱۰	

موضوع: ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب بر زیرزمینی بتنی

به استناد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه کشور و آئین‌نامه استانداردهای اجرایی طرحهای عمرانی این دستورالعمل از نوع گروه دوم مذکور در ماده هفت آئین‌نامه در یک صفحه صادر می‌گردد.

تاریخ مندرج در ماده ۸ آئین‌نامه در مورد این دستورالعمل ۱۳۷۸/۱۱/۱ می‌باشد.

به پیوست نشریه شماره ۱۸۵ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای این سازمان با عنوان "ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب بر زیرزمینی بتنی" ابلاغ می‌گردد.

دستگاههای اجرایی و مهندسان مشاور می‌توانند مفاد نشریه مذکور و دستورالعمل‌های مندرج در آن را ضمن تطبیق با شرایط کار خود در طرح‌های عمرانی مورد استفاده قرار دهند.

محمدعلی نجفی
معاون رئیس جمهور و رئیس
سازمان برنامه و بودجه

بسمه تعالی

پیشگفتار

استفاده از ضوابط، معیارها و استانداردها در مراحل تهیه (مطالعات امکان‌سنجی)، مطالعه و طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرحهای عمرانی به لحاظ توجیه فنی و اقتصادی طرحها، کیفیت طراحی و اجرا (عمر مفید) و هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد.

نظام جدید فنی و اجرایی طرحهای عمرانی کشور (مصوب جلسه مورخ ۱۳۷۵/۳/۲۳ هیات محترم وزیران) به کارگیری از معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در قیمت تمام شده طرحها را مورد تأکید جدی قرار داده است.

با توجه به مراتب فوق و شرایط اقلیمی و محدودیت منابع آب در ایران، امور آب وزارت نیرو (طرح تهیه استانداردهای مهندسی آب کشور) با همکاری معاونت امور فنی سازمان برنامه و بودجه (دفتر امور فنی و تدوین معیارها) براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه اقدام به تهیه استانداردهای مهندسی آب نموده است.

استانداردهای مهندسی آب با در نظر داشتن موارد زیر تهیه و تدوین شده است:

- استفاده از تخصص‌ها و تجربه‌های کارشناسان و صاحب‌نظران شاغل در بخش عمومی و خصوصی.
 - استفاده از منابع و مآخذ معتبر و استانداردهای بین‌المللی.
 - بهره‌گیری از تجارب دستگاههای اجرایی، سازمانها، نهادها، واحدهای صنعتی، واحدهای مطالعه، طراحی و ساخت.
 - ایجاد هماهنگی در مراحل تهیه، اجرا، بهره‌برداری و ارزشیابی طرحها.
 - پرهیز از دوباره‌کاریها و اتلاف منابع مالی و غیر مالی کشور.
 - توجه به اصول و موازین مورد عمل مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران و سایر مؤسسات معتبر تهیه‌کننده استاندارد.
- ضمن تشکر از اساتید محترم دانشگاه صنعتی اصفهان، برای بررسی و اظهارنظر در مورد این استاندارد، امید است مجریان و دست‌اندرکاران بخش آب، با به کارگیری استانداردهای یاد شده، برای پیشرفت و خودکفایی این بخش از فعالیتهای کشور تلاش نموده و صاحب‌نظران و متخصصان نیز با اظهارنظرهای سازنده در تکامل این استانداردها مشارکت کنند.

دفتر امور فنی و تدوین معیارها

پاییز ۱۳۷۸

ترکیب اعضای کمیته

اعضای کمیته فنی شماره ۱۶ طرح تهیه استانداردهای مهندسی آب کشور که بر تهیه و پیش‌نویس استاندارد حاضر نظارت داشته‌اند به ترتیب حروف الفبا، به شرح زیر هستند:

آقای مهندس محمود آدرنگی	مهندسین مشاور یکم	فوق لیسانس راه و ساختمان
خانم مهندس نوشین رواندوست	طرح تهیه استانداردهای مهندسی آب کشور	لیسانس سازه
آقای مهندس محمد زاهدی	مهندسین مشاور سانو	لیسانس مکانیک ساختمان
آقای دکتر ابوالقاسم صانعی‌نژاد	مهندسین مشاور پارس اسلوب	دکترای سازه
آقای دکتر محمدرضا عسگری	مهندسین مشاور بندآب	دکترای سازه
آقای دکتر حسن نصری فجری	مهندسین مشاور قدس نیرو	دکترای سازه
آقای مهندس رحیم واعظی	مهندسین مشاور سانو	فوق لیسانس سازه

مقدمه

این استاندارد برای طراحی و ساخت مجاری آب‌بر زیرزمینی که برای: انتقال آب، شبکه توزیع آب، شبکه جمع‌آوری فاضلاب، شبکه‌های زهکشی، آبروها، مجرای تخلیه تحتانی سدها و نظایر آن مورد استفاده قرار می‌گیرد، تدوین شده است.

هدف از تدوین این مجموعه، طراحی سازه‌ای مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی است و شامل ضوابط طراحی تونل‌های آب‌بر نیست. آنچه در این استاندارد در رابطه با تونل مطرح شده به صورت موجز و مختصر و صرفاً برای اشاره به مطلب است.

بدیهی است مفروضات طراحی بر مبنای شرایط متعارف محیطی است و شرایط خاص از جمله ویژگی‌های ژئوتکنیکی بستر در محدودهٔ احداث مجاری آب‌بر و احتمال نشست‌های ناهمگون آن در درازمدت و نیز احتمال لغزش آبرفت به علت تقلیل مقاومت توده بستر و یا روانگونی و... از جمله مواردی هستند که باید مورد توجه خاص طراح قرار گیرد و بسته به مورد، تمهیدات لازم معمول گردد.

استاندارد حاضر بخش نخست از مطالعات مربوط به طراحی مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی است. بخش دوم، شامل: تهیهٔ نقشه‌های اجرایی تیپ مربوط به آن با مقاطع دایره (لوله) با اقطار ۸۰ تا ۲۰۰ سانتیمتر و با فشار داخلی تا ۴۰ بتن بر مترمربع و فشار خارجی ۲ تا ۱۶ تن بر مترمربع و مقاطع مربع و مربع‌مستطیل با ابعاد ۱۵۰ تا ۳۰۰ سانتیمتر با سه نوع تمهید ساخت، است.

این مجموعه در شش فصل به شرح زیر تنظیم گردیده است:

فصل اول، به کلیات، تاریخچه، گستره و طبقه‌بندی مجاری زیرزمینی از نظر مصالح مورد مصرف، شکل هندسی مجرا و ساخت می‌پردازد.

فصل دوم، به بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی در وضعیتهای استقرار مختلف اختصاص یافته است. ملاحظه می‌شود بار وارد بر مجاری زیرزمینی ناشی از اندرکنش بین مجرا و خاک اطراف آن است. طبیعت مجرا از نظر صلبیت یا انعطاف‌پذیری، میزان نشست کف مجرا، ویژگی‌های مکانیکی خاکریز جناحین و روی مجرا و روش اجرا از جمله عواملی هستند که بار وارد بر مجرا را تحت تأثیر قرار می‌دهند.

فصل سوم، به معرفی روشهای تجربی طراحی مجاری زیرزمینی صلب تحت بار خارجی، بدون فشار داخلی، اختصاص دارد. در ابتدای فصل بحث کاملی در مورد طبقه‌بندی خاکریز جناحین و روی مجرا انجام می‌شود. اهمیت بحث بیشتر از آن جهت است که خاکریز اطراف مجرا در تحمل بارهای خارجی بر مجرا به نحو مؤثری مشارکت دارند.

فصل چهارم، طراحی مجاری تحت فشار داخلی را مورد توجه قرار داده است. در طراحی مجاری تحت فشار، روش تعیین بارهای خارجی مشابه فصل قبل است. نکتهٔ تازه‌ای که باید مورد توجه قرار گیرد، چگونگی تأثیر فشار داخلی در طراحی است.

فصل پنجم، به طراحی مجاری زیرزمینی بتنی به روش تحلیلی، یعنی: براساس روابط طراحی سازه‌های بتن مسلح اختصاص یافته است. همان‌طور که در فصل سوم در عنوان طراحی مجاری صلب اشاره شد، برای طراحی مجاری زیرزمینی بتنی دو روش وجود دارد. روش تجربی و روش تحلیلی، در روش تجربی که شرح کامل آن در فصل سوم ارائه گردید، طراحی مجرا براساس نتیجه آزمایش مقاومت سه نبش مجرا انجام می‌شود. فصل ششم، به بررسی نیروهای هیدرودینامیک و روشهای مقابله با آنها می‌پردازد. در مجاری تحت فشار، در محل‌هایی مانند: زانو‌ها، سه‌راهی‌ها و یا تبدیله‌ها که در آنها امتداد یا سطح مقطع جریان تغییر می‌کند و یا در انتهای کور خط لوله، نیروهای نامتعادل به وجود می‌آید، چنانچه با این نیروها مقابله نشود باعث گسیختگی اتصال می‌گردد.

استاندارد حاضر، به وسیله تیم طراحی مهندسين مشاور بندآب و با سرپرستی آقایان مهندسان: محمدرضا اخوان لیل‌آبادی و شاپور طاحونی و با نظارت کمیته ۱۶ تهیه گردیده است که بدین‌وسیله از زحمات کلیه دست‌اندرکاران و همچنین کسانی که در مورد پیش‌نویس ارسالی اظهارنظر نموده‌اند، تشکر می‌نماید.

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل ۱ کلیات، تاریخچه، گستره
۱-۱	۱-۱ کلیات.....
۱-۱	۲-۱ تاریخچه.....
۲-۱	۳-۱ گستره.....
۲-۱	۴-۱ طبقه‌بندی مجاری زیرزمینی.....
۲	۱-۴-۱ طبقه‌بندی مجاری زیرزمینی با توجه به مصالح مورد مصرف
۲	۲-۴-۱ طبقه‌بندی مجاری زیرزمینی از نظر هندسی
۳	۳-۴-۱ طبقه‌بندی از نظر ساخت
۹	فصل ۲ بارهای وارد بر مجاری زیر زمینی
۱۰-۲	۱-۲ کلیات.....
۱۰-۲	۲-۲ طبقه‌بندی بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی.....
۱۱-۲	۳-۲ بار قائم ناشی از وزن خاک روی مجاری زیرزمینی.....
۱۱-۲	۱-۳-۲ روشهای استقرار مجاری زیرزمینی - تعاریف عمومی
۱۳-۲	۲-۳-۲ بار قائم ناشی از وزن خاک در استقرار مجرا در ترانشه
۱۷-۲	۳-۳-۲ استقرار مجرا در خاکریز - کلیات
۲۰-۲	۴-۳-۲ بار قائم ناشی از وزن خاکریز در استقرار مجرا در خاکریز با برجستگی مثبت
۲۳-۲	۵-۳-۲ بار قائم ناشی از وزن خاکریز در استقرار مجرا در خاکریز با ترانشه ناقص
۲۵-۲	۶-۳-۲ بار قائم ناشی از وزن خاکریز در استقرار مجرا در خاکریز با برجستگی منفی
۲۵-۲	۷-۳-۲ مجاری زیرزمینی کار گذاشته شده در ترانشه‌های عریض
۳۱-۲	۸-۳-۲ کاهش بار قائم وارد بر مجرای زیرزمینی با استفاده از بستر قابل نشست
۳۱-۲	۹-۳-۲ بار قائم وارد بر مجاری تونلی
۳۲-۲	۱۰-۳-۲ بار قائم وارد بر دو مجرا در یک ترانشه
۳۴-۲	۱۱-۳-۲ نمودار جریان کار تعیین بار قائم خاک بر روی مجاری زیرزمینی
۳۴-۲	۴-۲ بار قائم وارد بر مجاری به علت سربارهای وارد بر سطح خاکریز.....
۳۷-۲	۵-۲ بار جانبی خاک وارد بر مجاری زیرزمینی.....
۳۷-۲	۶-۲ بارهای اتفاقی.....
۳۹	فصل ۳ طراحی مجاری زیر زمینی تحت بار خارجی
۴۰-۳	۱-۳ کلیات.....
۴۰-۳	۲-۳ طبقه‌بندی خاک.....

۴۰	۱-۲-۳ اهمیت طبقه‌بندی خاک
۴۰	۲-۲-۳ سیستمهای طبقه‌بندی خاک
۴۱	۳-۳ اندرکنش خاک، مجرای زیرزمینی
۴۲	۴-۳ عوامل مؤثر بر ظرفیت باربری مجاری زیرزمینی
۴۵	۵-۳ طراحی مجاری زیرزمینی صلب (روش تجربی)
۴۵	۱-۵-۳ کلیات
۴۶	۲-۵-۳ آزمایشهای تعیین مقاومت مجاری صلب
۴۷	۳-۵-۳ استاندارد ساخت لوله‌های صلب و ظرفیت باربری آنها در آزمایش سه نبش
۴۸	۴-۵-۳ شرایط بستر سازی
۵۴	۵-۵-۳ استاندارد شرایط بسترسازی برای لوله در ترانشه و ضرایب بستر مربوط
۵۵	۶-۵-۳ ضریب بستر برای مجاری با برجستگی مثبت (اثر فشار جانبی در ضریب بار)
۶۰	۷-۵-۳ ضریب بستر برای شرایط خاص
۶۰	۸-۵-۳ ضریب ایمنی
۶۱	۹-۵-۳ جاسازی برای اتصالات نر و ماده
۶۱	۱۰-۵-۳ روش گام به گام طراحی مجاری صلب
۶۲	۶-۳ بارگذاری طولی
۶۴	۷-۳ اصلاح بسترهای ناپایدار
۶۵	فصل ۴ طراحی مجاری زیر زمینی تحت فشار
۶۵	۱-۴ تنشها و کرنشهای جدار مجرا
۶۶	۲-۴ عوامل ایجاد فشار داخلی در مجاری زیرزمینی
۶۶	۳-۴ تنشهای ناشی از فشار داخلی در جدار مجاری
۶۸	۴-۴ بارهای خارجی
۶۸	۵-۴ اثر توأم (اندرکنش) فشار داخلی و فشار خارجی
۶۹	۶-۴ طراحی مجاری صلب تحت فشار داخلی و بار خارجی
۷۰	فصل ۵ طراحی تحلیلی مجاری زیرزمینی بتنی
۷۱	۱-۵ کلیات
۷۱	۲-۵ بارهای طراحی
۷۳	۳-۵ ترکیبات بارگذاری
۷۵	۴-۵ توزیع فشارهای قائم و جانبی روی مجاری زیرزمینی
۸۰	۵-۵ طراحی مجاری بتن مسلح
۸۰	۱-۵-۵ کلیات

۸۰	۲-۵-۵ ضرایب بار
۸۰	۳-۵-۵ شرایط محیطی
۸۱	۴-۵-۵ حداکثر عرض ترک برای شرایط محیطی مختلف
۸۱	۵-۵-۵ حداقل پوشش بتن روی میلگردها
۸۱	۶-۵-۵ حداکثر نسبت آب به سیمان برای ساخت بتن در شرایط محیطی مختلف
۸۲	۷-۵-۵ طراحی در حالت حدی نهایی
۸۶	۸-۵-۵ کنترل عرض ترک و تنش کششی در بتن
۸۶	۹-۵-۵ درزها
۸۹	۱۰-۵-۵ میلگردهای حرارتی
۸۹	۶-۵ روابطی برای تحلیل مجاری زیرزمینی تحت اثر بارهای خارجی.....
۹۰	۱-۶-۵ روابطی برای تحلیل مجاری زیرزمینی جعبه‌ای
۹۰	۲-۶-۵ تحلیل مقاطع دایره
۹۶	۷-۵ طراحی لوله‌های پیش تنیده.....
۹۹	فصل ۶ نیروی رانش و روش‌های مقابله با آن
۱۰۰	۱-۶ نیروهای نامتعادل.....
۱۰۰	۲-۶ مقاومت در مقابل نیروهای رانش.....
۱۰۰	۳-۶ بلوکهای مهاري.....
۱۰۱	۱-۳-۶ بولکهای مهاري در خمهای افقی
۱۰۴	۲-۳-۶ بلوکهای مهاري در خمهای قائم
۱۰۷	۴-۶ مهار لوله‌ها در شیب.....
۱۰۷	۵-۶ مهار لوله به کمک نیروی اصطکاک و اتصالات یکپارچه.....
۱۰۸	۶-۶ مقادیر نمونه برای بعضی پارامترهای لازم در این فصل.....
۱۰۸	۷-۶ تأثیر نیروهای اینرسی ناشی از زلزله در طراحی بلوکهای مهاري.....

فصل ۱ کلیات، تاریخچه، گستره

۱-۱ کلیات

مجرای زیرزمینی، راهی است برای انتقال سیالات که برحسب ضرورت‌های مهندسی درون خاک به صورت مدفون قرار داده می‌شود و سیال به صورت آزاد و یا تحت فشار درون آن جریان می‌یابد. مجاری زیرزمینی در خطوط انتقال آب، نفت، گاز، شبکه توزیع آب، شبکه جمع‌آوری فاضلاب، شبکه‌های زهکشی، آبروها، مجرای تخلیه تحتانی سدها، و نظایر آن مورد استفاده قرار می‌گیرد.

قنات یا کاریز که به گفته بیشتر صاحب‌نظران از ابداعات ایرانیان عهد باستان^۱ است، نوعی مجرای زیرزمینی است. بنابراین می‌توان ادعا کرد که مجرای زیرزمینی از عهد باستان مورد استفاده بشر بوده است.

۲-۱ تاریخچه

همان‌طور که قبلاً عنوان شد، این مجاری از دیر زمان مورد استفاده قرار می‌گرفتند، اما از ابداع روشهای طراحی منطقی برای این نوع سازه‌ها بیش از چند دهه نمی‌گذرد. امروزه به کمک نظریه مارستون می‌توان بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی و نیز مقاومت تکیه‌گاهی آنها را برحسب نوع بستر با دقت مهندسی مناسبی تخمین زد.

این نظریه به نام استاد آنسون مارستون^۲ که آن را در اوایل قرن بیستم یعنی طی سالهای ۱۹۰۴ تا ۱۹۳۲ در دانشگاه ایالتی آیوا^۳ بسط داد، نامگذاری شده است.

ایالت آیوا از آن رو به مرکزی برای تحقیق درباره لوله‌های مدفون بدل گشت که اکثر اراضی آن از یخرفت تشکیل یافته است. صاحبان چنین زمینهایی به این نکته پی بردند که با زهکشی این اراضی می‌توان زمینهای بسیار حاصلخیزی ایجاد نمود. با پیشرفت مهندسی زهکشی در این اراضی و استفاده از لوله‌هایی بزرگتر در اعماق پایین تر لزوم برقراری روشی منطقی برای طراحی مجاری زیرزمینی احساس شد.

۱. هرمان باور رئیس آزمایشگاه حفاظت آب وزارت کشاورزی آمریکا مقنی‌های ایرانی را در ردهٔ باهوشترین مهندسان عمران و کارشناسان آب زیرزمینی معرفی می‌نماید:

Herman Bower, Ground Water Hydrology Page 156, Mc Graw Hill

2. Anson Marstton

3. IOWA State University

۳-۱ گستره

هدف از نگارش این مجموعه ارائه روشهای: تحلیل، طراحی، ساخت، و اجرای مجاری زیرزمینی بتنی (به استثناء تونل های آب بر) است، لیکن با توجه به گستردگی موضوع، در بعضی از موارد همپوشانی مطالب با نکات مربوط به بعضی از انواع دیگر مجاری زیرزمینی محتمل بوده و اجتناب ناپذیر است.

۴-۱ طبقه بندی مجاری زیرزمینی

مجاری زیرزمینی را می توان از دیدگاه های مختلف به شرح زیر طبقه بندی نمود.

۴-۱-۱ طبقه بندی مجاری زیرزمینی با توجه به مصالح مورد مصرف

از نظر مصالح مصرفی، ساخت مجاری زیرزمینی با استفاده از مصالح زیر متداول است :

- ۱- بتن معمولی
- ۲- بتن آرمه با و یا بدون هسته فولادی
- ۳- بتن پیش تنیده با و یا بدون هسته فولاد
- ۴- فولاد
- ۵- فولادی کرکره ای
- ۶- چدن نشکن
- ۷- پنبه کوهی - سیمان (آزبست - سیمان)^۱
- ۸- الیاف پشم شیشه^۲ و پلاستیک
- ۹- سفال
- ۱۰- پلی اتیلن^۳ و پی وی سی^۴

۴-۱-۲ طبقه بندی مجاری زیرزمینی از نظر هندسی

از نظر هیدرولیکی، مقاطع مناسب و معمول برای مجاری آب زیرزمینی عبارت اند از:

- ۱- مقطع دایره
- ۲- مقطع نعل اسبی
- ۳- مقطع جعبه ای
- ۴- مقطع جعبه ای با طاق قوسی
- ۵- مقطع نیم بیضی
- ۶- مقطع تخم مرغی

1. Asbestos Cement
2. Fiberglass (Gass Wool)
3. Polyethylene
4. Poly Vinil Chlorid (PVC)

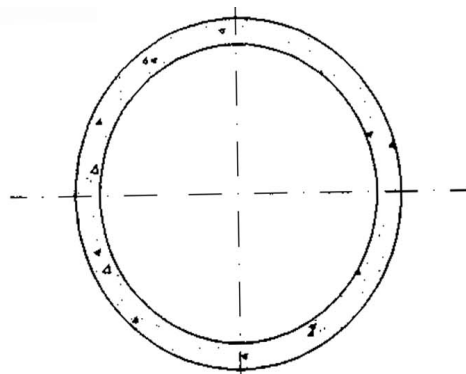
شکل ۱-۱ مقاطع یاد شده را نشان می‌دهد. علاوه بر مسائل هیدرولیکی، مسائل اجرایی و ساخت نیز در انتخاب مقطع مناسب مؤثرند.

۱-۴-۳ طبقه‌بندی از نظر ساخت

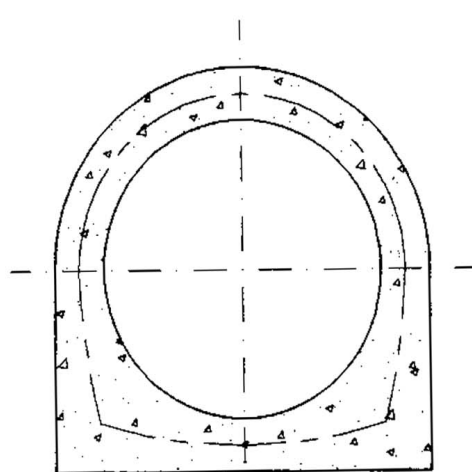
شیوه‌های مختلفی به شرح زیر برای اجرای مجاری آب بر زیرزمینی متداول است :

- ۱- اجرای درجا
- ۲- اجرای نیمه پیش ساخته
- ۳- اجرای پیش ساخته

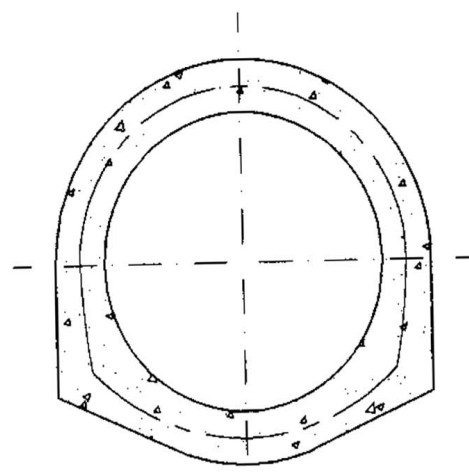
در شیوه درجا، تمام عملیات ساخت شامل: قالب‌بندی، آرماتوربندی، و بتن‌ریزی در محل انجام می‌شود. این روش اجرا، اغلب برای مجاری آب‌بر با مقاطع بزرگ و تونل‌ها مورد استفاده است. در صورت طولانی بودن مجرا، مانند: خطوط انتقال آب، جنبه‌های اقتصادی ایجاب می‌کند که با افزایش سرمایه‌گذاری در تولید، حداکثر صرفه‌جویی در نصب و کارگذاری به عمل آید، اجرای نیمه پیش ساخته و پیش ساخته از این نظر مورد توجه قرار می‌گیرد. در اجرای نیمه پیش ساخته که در شکل ۱-۲ روشهایی از آن نشان داده شده است، قسمت تحتانی سازه به صورت درجا اجرا می‌شود و بدنه و سقف به صورت پیش ساخته روی آن نصب می‌شود. چنین شیوه‌های اجرایی در مواردی قابل استفاده است که مجرا تحت فشار نبوده و آب‌بندی کامل آن مد نظر نباشد، چون آب‌بندی کامل در این شیوه‌های اجرایی، غیرممکن و یا بسیار گرانقیمت است.



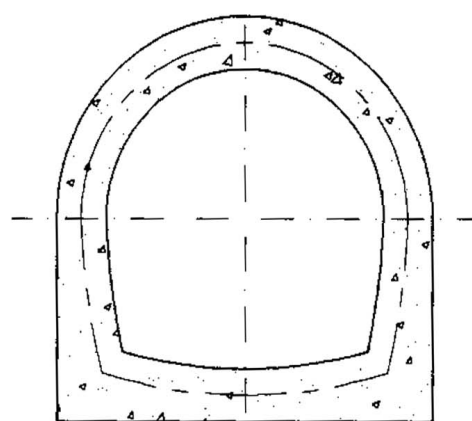
مقطع دایره مناسب برای اجرای پیش ساخته



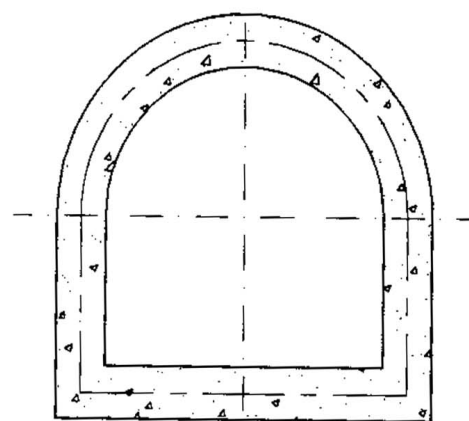
مقطع دایره با نشیمن تخت مناسب برای اجرای درجا



مقطع دایره با نشیمن زینی مناسب برای اجرای درجا

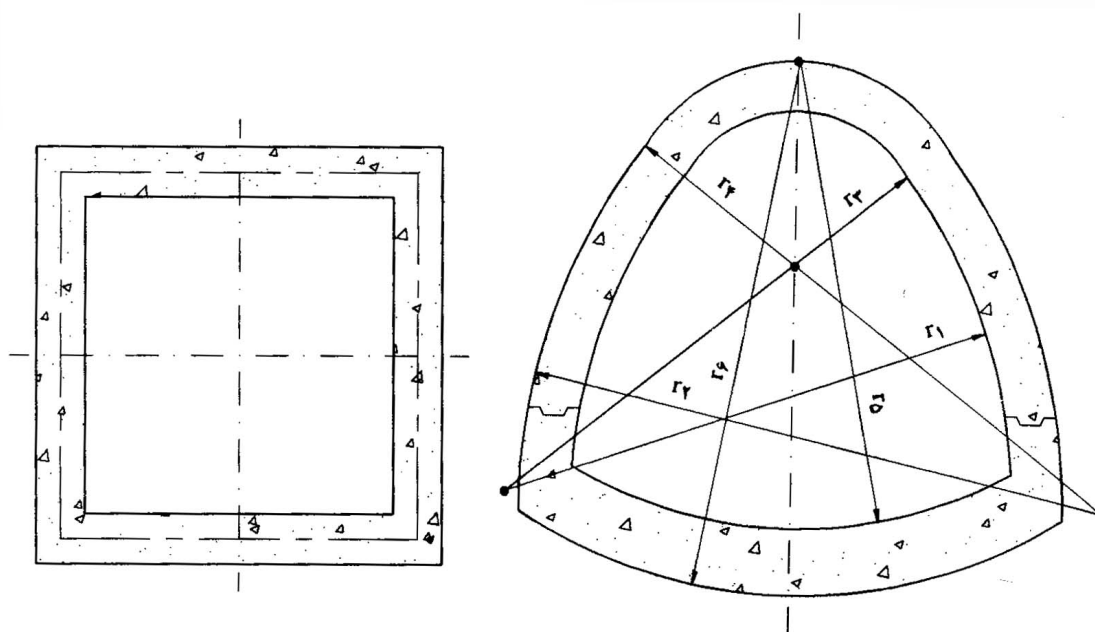


مقطع نعل اسبی با نشیمن تخت



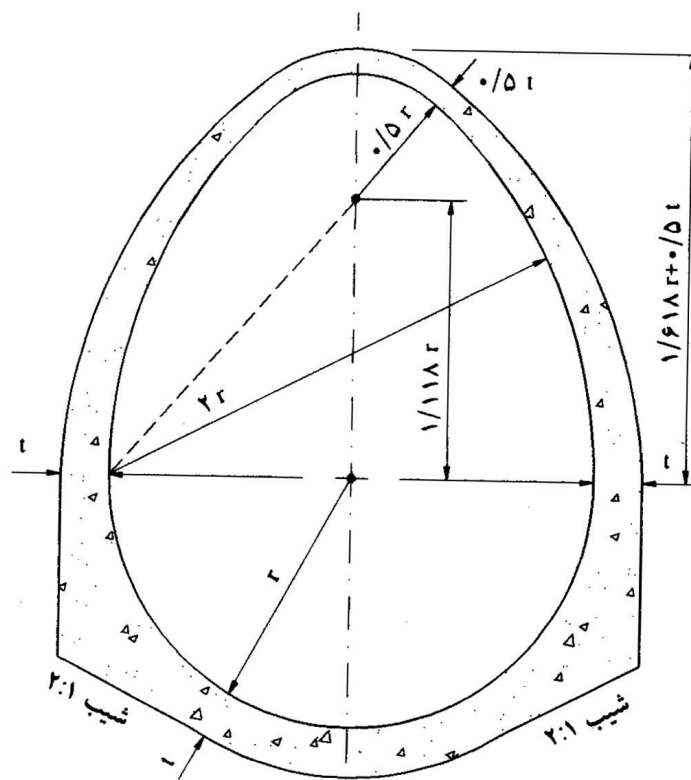
مقطع جعبه ای با طاق قوسی و نشیمن تخت

شکل ۱ - ۱ مقاطع مناسب برای مجاری زیرزمینی



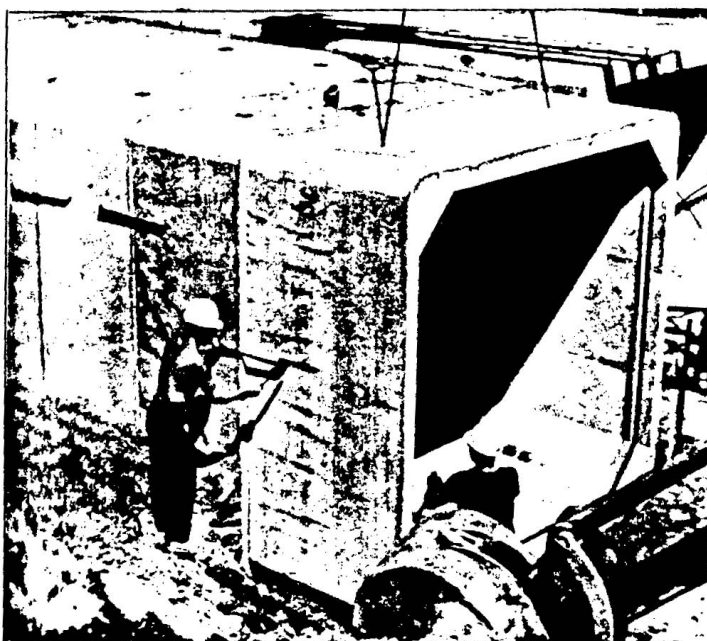
مقطع جعبه‌ای

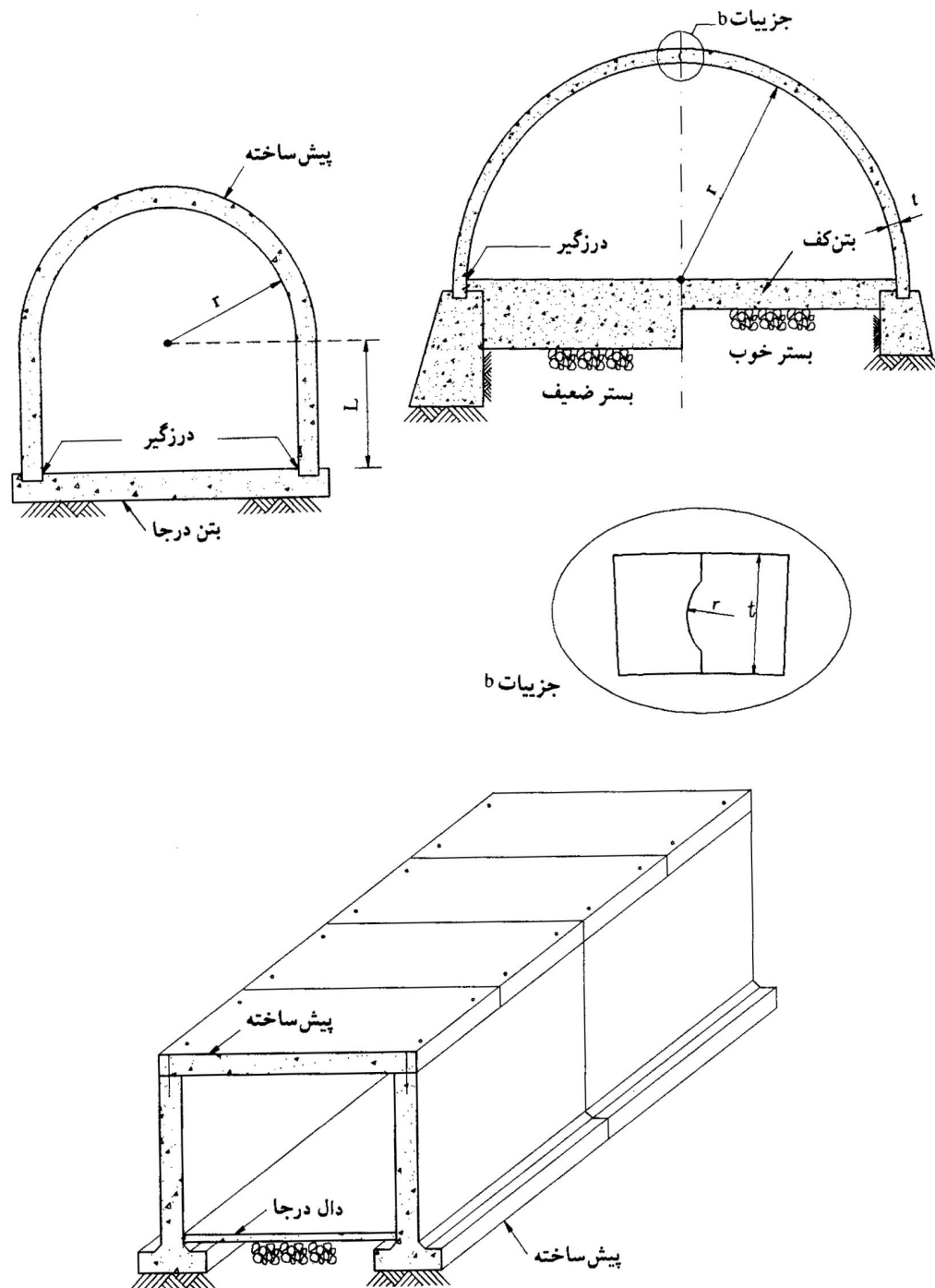
مقطع نیم بیضی



مقطع تخم مرغی

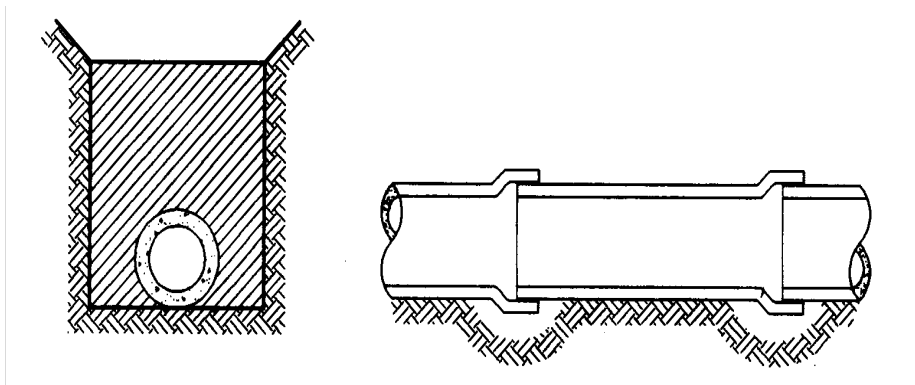
شکل ۱-۱ (دنباله)





شکل ۲-۱ روشهای مختلف اجرای نیمه پیش ساخته مجاری آب

در صورتی که خط انتقال تحت فشار و آب‌بندی کامل آن مد نظر باشد، اجرای همه پیش ساخته به شیوه لوله‌گذاری مطرح می‌گردد. در این شیوه لوله‌های بتنی با استانداردهای خاص در کارخانه تولید و پس از نصب در محل، با اتصالات آب‌بندی کامل، به یکدیگر متصل می‌شوند (شکل ۳-۱).



شکل ۳-۱ اجرای مجرای زیرزمینی با استفاده از لوله

فصل ۲ بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی

- B_c = عرض افقی خارجی مجرا (متر)
- B_d = عرض ترانشه در تراز تاج مجرا (متر)
- B_t = عرض تونل
- c = چسبندگی خاک بالای تونل
- C_d = ضریب بار برای مجرا در ترانشه
- C_l = ضریب توزیع بار طبق نظریه بوسینسک (شکل ۲-۲۱) (یک بر متر مربع)
- C_t = ضریب بار در حالت تونلی که مساوی با ضریب بار در حالت مجرا در ترانشه یعنی C_d است و آن را می‌توان به کمک رابطه ۲-۲ و یا نمودار شکل ۲-۴ تعیین نمود.
- d_c = کوتاه شدگی (تغییر شکل) قطر قائم مجرا تحت اثر بارهای وارد شده
- e = پایه لگاریتم طبیعی (مساوی ۲٫۷۱۸۳)
- h = فاصله قائم تراز طبیعی زمین تا هر تراز افقی در خاکریز (متر)
- H = ارتفاع خاکریز در بالای تاج مجرا (متر)
- H_e = ارتفاع صفحه نشستهای مساوی از تراز تاج مجرا (متر)
- I_c = ضریب ضربه
- $K = (\gamma - \sin \phi) / (\gamma + \sin \phi)$ = ضریب فشار جانبی محرک
- P = مقدار بار متمرکز (کیلونیوتن) برای کامیون استاندارد ایران مقدار آن ۸۰ کیلونیوتن است.
- r_{sd} = نسبت نشست برای وضعیت ترانشه ناقص
- S_d = فشردگی مصالح درون ترانشه ناقص
- $S_d + S_f + d_c$ = نشست صفحه بحرانی
- S_f = نشست سطح تحتانی (خط جریان) مجرا
- S_g = نشست سطح زمین طبیعی
- S_m = نشست ستونی از خاک به ارتفاع pB_c ارتفاع برجسته به علت وزن خاکریز روی آن
- V = نیروی قائم در هر مقطع افقی در خاکریز (کیلونیوتن بر متر طول مجرا)
- W_c = بار وارد بر روی مجرا در تراز تاج و یا بار وارد بر واحد طول تونل (کیلونیوتن بر متر طول)
- W_l = بار متوسط بر واحد طول مجرا به علت بار سطحی متمرکز (کیلونیوتن بر متر)
- γ = وزن مخصوص مرطوب مصالح خاکریز (کیلونیوتن بر متر مکعب)
- μ = ضریب اصطکاک داخلی مصالح خاکریز ($\mu = \tan \phi$)

$$\mu' = \text{ضریب اصطکاک بین مصالح خاکریز و جدار ترانشه} (\mu' = \tan \phi')$$

۱-۲ کلیات

بررسی سازه ای مجاری زیرزمینی همچون دیگر سازه ها، با تعیین بارهای وارد بر آن آغاز می شود. لیکن اختلاف مجاری زیرزمینی با سازه های معمولی، نامعین بودن مسئله در مجاری زیرزمینی است. در واقع بار وارد بر مجرای زیرزمینی ناشی از اندرکنش بین مجرا و خاک اطراف آن است. طبیعت مجرا از نظر صلبیت و یا انعطاف پذیری، میزان نشست کف مجرا، ویژگی های مکانیکی خاکریز، جناحین (اطراف) و روی مجرا، و روش اجرا از جمله عواملی هستند که بار وارد بر مجرا را تحت تأثیر قرار می دهند. در این فصل بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی در وضعیتهای مختلف با در نظر گرفتن همه عواملی که به آنها اشاره شد، مورد بررسی قرار می گیرد.

۲-۲ طبقه بندی بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی

به طور کلی بارهای وارد شده به مجاری زیرزمینی به سه گروه عمده تقسیم می شوند.

الف - بار خارجی ناشی از وزن خاک روی مجرا، سربارهای سطحی، و فشار آب خارجی

ب - فشار داخلی مایعات

پ - بارهای اتفاقی که مقادیر آنها به طور دقیق قابل پیش بینی نبوده و ممکن است به صورت بارگذاری عرضی و یا محوری عمل کنند. بارهای ناشی از تغییرات دمای محیط، تغییر رطوبت در مجاری زیرزمینی و یا در خاک، بارهای ناشی از تغییر مکان خاک، بارهای اعمال شده توسط ریشه گیاهان، بارهای ناشی از نشست نسبی سازه هایی که مجاری به آنها متصل شده اند و یا بارهای ناشی از ناهماهنگی های خاک بستر و یا شالوده مجاری زیرزمینی، از جمله بارهای اتفاقی هستند.

بارهای ردیف های الف و ب به بارهای اولیه و بارهای ردیف پ به بارهای ثانویه معروفند. قسمت عمده این فصل به ترتیب اهمیت به بارهای ردیف های الف و ب به شرح زیر اختصاص داده شده است.

۱. بار دائمی، ناشی از وزن خاک موجود در روی مجاری زیرزمینی

۲. سربار سطحی، ناشی از بارهای سطحی با وسعت زیاد، خاکریزهای موقتی، و محموله هایی که ممکن است در روی مجاری چه در طول مسیر مجاری و چه عرض مجاری قرار گیرند.

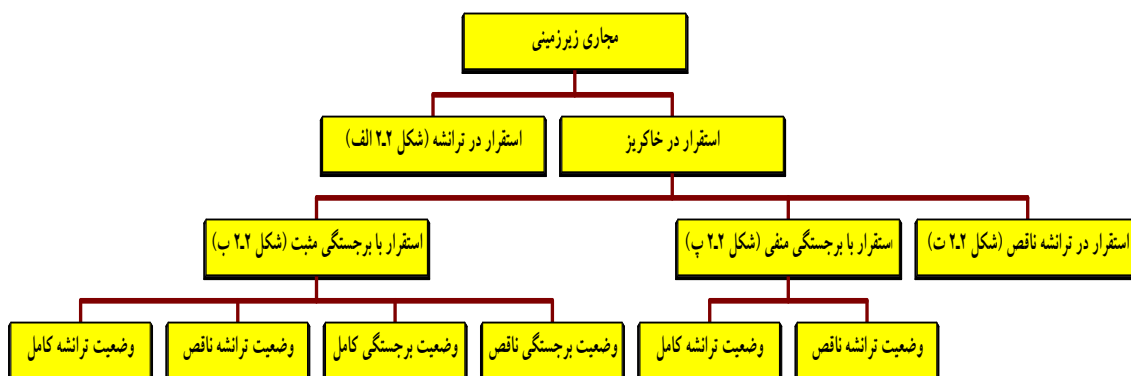
۳. سربار متمرکز، ناشی از وزن چرخ کامیون، قطار، جرثقیلها و یا بارهای گسترده با سطح توزیع کوچک که روی سطح زمین و یا پایتیر از سطح زمین، ولی در بالای تراز تاج مجرا اثر می نمایند. این بارها ممکن است مانند بار ناشی از شالوده ستونها، دارای آثار استاتیکی و یا مثل بار ناشی از وسائل نقلیه، دارای آثار دینامیکی باشند.

۴. فشار دائم یا موقت مایعات، ناشی از غوطه‌وری مجاری در مایعات. مثل حالت عبور مجاری از مناطق با سطح آب زیرزمینی بالا، رودخانه‌ها و یا در مناطقی که تحت تأثیر جزر و مد، یا سیلابهای احتمالی هستند. در ادامه هر یک از بارهای معرفی شده برحسب اهمیت مورد مطالعه قرار می‌گیرند. در این میان بار دائمی ناشی از خاک موجود در روی مجاری از اهمیتی ویژه برخوردار است.

۳-۲ بار قائم ناشی از وزن خاک روی مجاری زیرزمینی

۱-۳-۲ روشهای استقرار مجاری زیرزمینی - تعاریف عمومی

از نظر روش برآورد بارهای ناشی از وزن خاک، مجاری زیرزمینی به دو حالت استقرار در ترانشه^۱ و استقرار در خاکریز^۲ تقسیم می‌شوند. استقرار در خاکریز خود به استقرار با برجستگی مثبت^۳ و برجستگی منفی^۴ و استقرار در ترانشه ناقص تقسیم می‌گردد. در هر یک از روشهای استقرار، برحسب نشست نسبی تاج مجرا نسبت به خاکریز جناحین، رفتارهای مختلفی مشاهده می‌شود که آنها را وضعیت می‌نامیم. در نمودار شکل ۱-۲ حالات مختلف استقرار و وضعیتهای مختلف رفتاری که در مقدار بار وارد شده مؤثرند، نشان داده شده است.



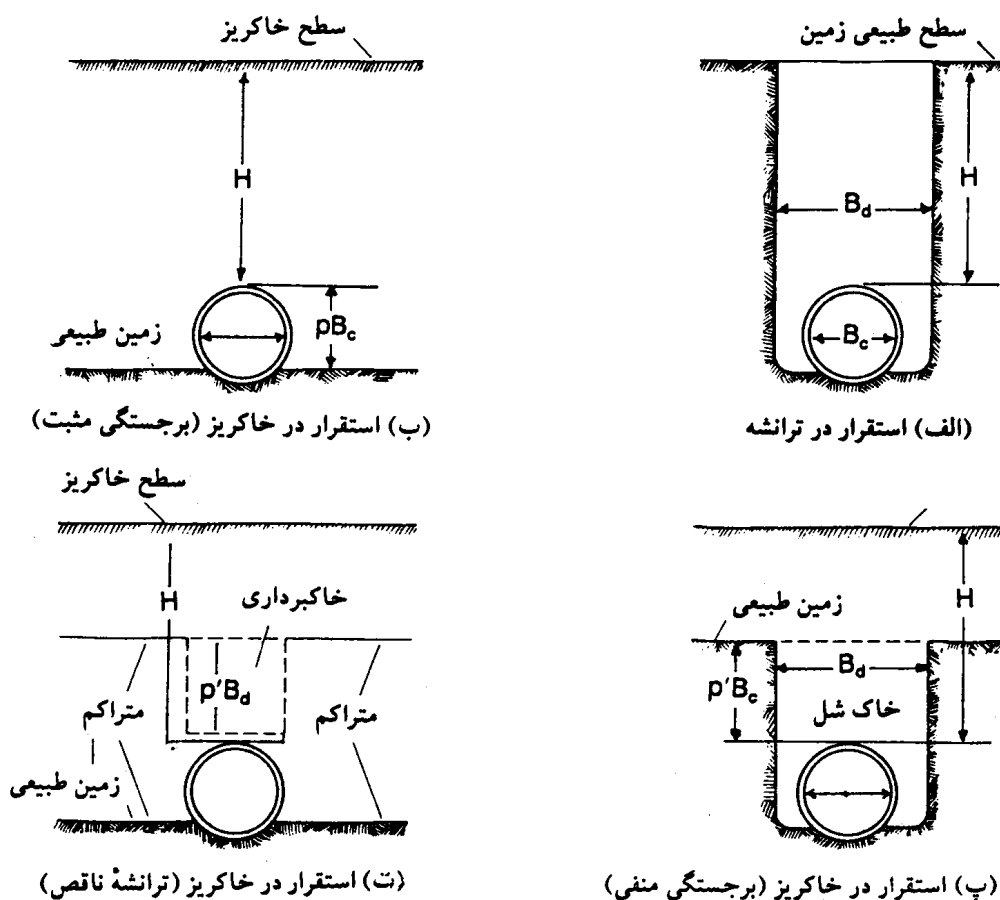
شکل شماره ۱-۲ حالات استقرار مجاری زیرزمینی که بر بار قائم ناشی از خاک موجود در روی لوله مؤثرند.

- 1- Ditch Conduits
- 2- Embankment Conduits
- 3- Positive Projecting Conduits
- 4- Negative Projecting Conduits

تعاریف عمومی

استقرار در ترانشه: روشی را گویند که مجرا در یک ترانشه نسبتاً باریک که در خاک دست نخورده حفر شده، کار گذاشته روی آن خاکریزی شود. مثالهایی از این شیوه اجرا، در کارگذاری لوله‌های زهکشی، فاضلاب، آبرسانی، و گازرسانی دیده می‌شود. (شکل ۲-۲ الف)

استقرار در خاکریز - برجستگی مثبت: در این حالت مجرا روی بستر طبیعی طوری کار گذاشته می‌شود که تاج مجرا از تراز طبیعی زمین بالاتر قرار گیرد و روی آن خاکریزی می‌شود. آبروهای^۱ جاده و راه‌آهن بدین سبک اجرا می‌شوند. (شکل ۲-۲ ب)



شکل ۲-۲ روشهای مختلف استقرار مجاری (الف) استقرار در ترانشه، (ب) استقرار با برجستگی مثبت، (پ) استقرار با برجستگی منفی، (ت) استقرار در ترانشه ناقص

استقرار در خاکریز - برجستگی منفی: در این حالت مجرا در یک ترانشه نسبتاً کم عرض و کم عمق طوری کار گذاشته می‌شود که تاج آن از تراز طبیعی زمین پایینتر قرار می‌گیرد و روی مجرا خاکریزی می‌شود. در مقایسه با برجستگی مثبت، در این شیوه فشار قائم کمتری بر روی مجرا اعمال می‌شود. در این حالت اگر فاصله بین تاج

مجرا و سطح طبیعی زمین با خاک غیر متراکم پر شود، فشار قائم وارد بر مجرا کاهش بیشتری خواهد یافت. (شکل ۲-۲ پ).

استقرار در خاکریز، ترانشه ناقص^۱: در این حالت مجرا بر روی زمین طبیعی قرار می‌گیرد و جناحین و روی آن خاکریزی و متراکم می‌گردد. سپس در بالای مجرا ترانشه‌ای در خاکریز احداث شده و درون آن با خاک غیر متراکم پر می‌شود. سپس خاکریزی ادامه پیدا می‌کند (شکل ۲-۲ ت) کاربرد مجرا با برجستگی منفی و مجرا در ترانشه ناقص در خاکریزهای حایل آب مانند سدهای خاکی و فرازبندها و خاکریزهای ساحلی، توصیه نمی‌شود، زیرا وجود خاک غیر متراکم در بالای مجرا باعث نشست آب می‌گردد. (شکل ۲-۲ ت).

در استقرار مجرا در ترانشه مصالح خاکریز روی مجرا تمایل به تحکیم و نشست دارند. این پدیده به همراه نشست مجرا روی بستر خود، باعث می‌شود، ستون(منشور) خاک واقع در ترانشه و بالای مجرا، نسبت به خاکهای دست‌نخورده جناحین، به سمت پائین حرکت نماید. این حرکت به طرف پائین، باعث بسیج تنشهای برشی یا نیروهای اصطکاکی به طرف بالا در جدار ترانشه می‌شود و به همراه نیروهای افقی ایجاد عمل قوسی در خاک بالای ترانشه می‌نماید. اختلاف بین وزن خاک روی مجرا و نیروهای قائم بسیج شده در جدار ترانشه، فشار وارد بر بالای مجرا را به دست می‌دهد. اگر چسبندگی بین مصالح خاکریز و جدارهای ترانشه ناچیز فرض گردد، مقدار تنشهای برشی به طرف بالا، مساوی حاصلضرب فشار جانبی مصالح خاکریز بر جدارهای ترانشه در تانژانت زاویه اصطکاک بین دو مصالح خواهد شد. ناچیز فرض کردن چسبندگی چندان هم محافظه‌کارانه نیست، زیرا اگر مصالح خاکریز چسبنده نیز باشد، مدت زمان طولانی لازم است تا چسبندگی بین مصالح خاکریز و جدارهای ترانشه به وجود آید. به علاوه وقوع یک بارندگی شدید می‌تواند چسبندگی را در سطح تماس خاکریز و جدار ترانشه از بین ببرد. در واقع فرض ناچیز بودن چسبندگی حداکثر مقدار بار محتمل وارد بر مجرا را به دست می‌دهد.

۲-۳-۲ بار قائم ناشی از وزن خاک در استقرار مجرا در ترانشه

مقطعی از ترانشه و مجرای درون آن به طول واحد مطابق شکل ۳-۲ در نظر گرفته می‌شود. در این شکل، نواری از خاکریز روی مجرا به ضخامت dh در عمق h از تراز طبیعی زمین در نظر گرفته می‌شود. نیروهای مؤثر بر این جزء خاک عبارت‌اند از:

$$V = \text{نیروی قائم مؤثر بر روی جزء خاک}$$

$$V + dV = \text{نیروی قائم در زیر جزء خاک}$$

$$\gamma B_d(dh) = \text{وزن جزء خاک}$$

$$(V / B_d)dh = \text{نیروی جانبی مؤثر بر وجوه جانبی جزء خاک}$$

1- Imperfect ditch conduit or induced trench conduit

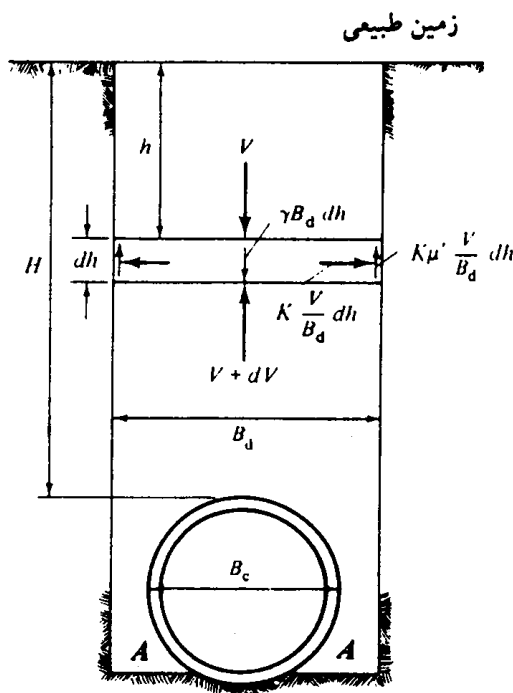
فرض بر این است که توزیع فشارهای قائم در عرض B_d یکنواخت است. همچنین با توجه به اینکه جزء خاک نسبت به جداره‌های ترانشه تمایل به حرکت به سمت پائین دارد، فشار جانبی نیروی برشی به طرف بالا به مقدار $k(V/B_d)dh\mu'$ تولید می‌نماید. با نوشتن تعادل نیروها در امتداد قائم رابطه زیر به دست می‌آید.

$$V + dV + \mu' K \frac{V}{B_d} dh = V + \gamma B_d dh$$

با حل معادله دیفرانسیل بالا خواهیم داشت :

$$V = \gamma B_d \frac{1 - e^{-\mu' K(h/B_d)}}{\mu' K}$$

در تراز تاج مجرا $h=H$ است. با قرار دادن این مقدار در رابطه فوق، مقدار حداکثر فشار قائم وارد بر تراز افقی در تراز تاج مجرا به دست می‌آید. نسبتی از این فشار که توسط مجرا تحمل می‌شود، به صلیبت نسبی مجرا و خاکریز موجود در حد فاصل جناحین مجرا و جدار خاکریزی بستگی دارد (ناحیه A در شکل ۲-۳). در مجاری صلب، با توجه به قابلیت فشردگی خاکریز جناحین، به طور نظری تقریباً تمام بار قائم V توسط مجرا حمل می‌شود. اگر مجرا نسبتاً انعطاف‌پذیر و خاکریز جناحین توسط متراکم کننده‌های دستی کوبیده شده باشد، سختی خاکریز و مجرا یکی شده و از بار وارد بر مجرا کاسته می‌شود.



شکل ۲-۳ نمودار آزاد مجرا در تراشه

در مورد مجاری صلب، با خاکریز جناحین غیر متراکم، بار وارد در تراز تاج مجرا به علت وزن خاک بالای آن برابر است با :

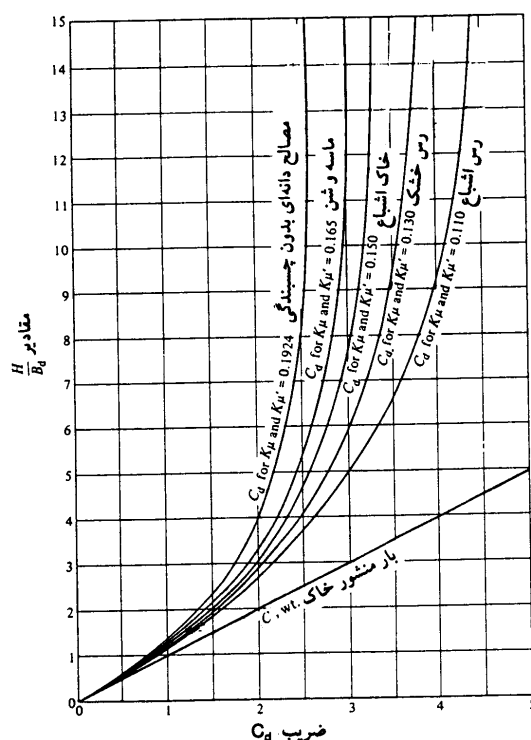
$$W_c = C_d \gamma B_d^2 \quad (۱-۲)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-\gamma K \mu' (h/B_d)}}{\gamma K \mu'} \quad (۲-۲)$$

در نمودار شکل ۲-۴ مقدار C_d به ازای مقادیر H/B_d و مصالح خاکریز با زوایای اصطکاک داخلی مختلف ارائه شده است.

برای مجاری انعطاف‌پذیر با خاکریز جناحین تراکم یافته، به‌طوری که درجه سختی آن مشابه مجرا باشد، مقدار W_c داده شده در رابطه ۲-۱ باید در نسبت B_c/B_d ضرب شود. در نتیجه بار وارد بر واحد طول مجرای انعطاف‌پذیر به صورت زیر در می‌آید:

$$W_c = C_d \gamma B_c B_d \quad (۳-۲)$$

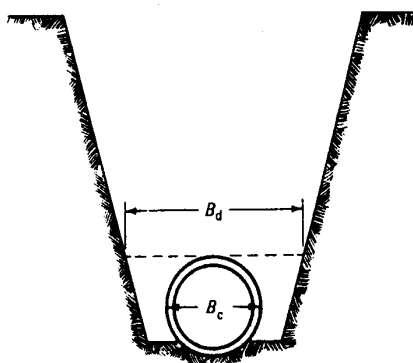


شکل ۲-۴ نمودار تعیین C_d برای مجرا در تراشه

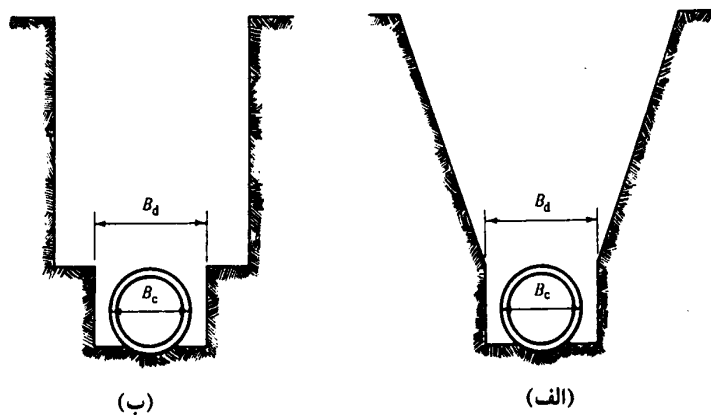
توجه شود که برای استفاده از رابطه ۲-۳ انعطاف‌پذیر بودن مجرا کافی نیست و خاکریز جناحین مجرا باید طوری متراکم شده باشد که مقاومت آن در مقابل بارهای قائم مشابه خود مجرا باشد. این ملاحظه کیفی است و اغلب موارد، بار وارد بر مجاری انعطاف‌پذیر بین مقادیر حاصل از روابط ۲-۱ و ۲-۳ به دست می‌آید.

ترانشه با جدار شیبدار

عرض B_d موجود در روابط ۱-۲ تا ۳-۲، عرض ترانشه‌ای با جداره‌های قائم است. اگر مطابق شکل ۵-۲ ترانشه با جداره‌های شیبدار ساخته شود، آزمایشها نشان می‌دهند که عرض ترانشه در تراز تاج مجرا، عرض مناسبی برای استفاده به جای B_d در روابط گذشته است. در مواردی که جدار ترانشه شیبدار، یا برای سهولت اجرا عرض ترانشه زیاد در نظر گرفته شود، بهتر آن است که برای حداقل نمودن بار وارده، ترانشه‌ای کم عرض در کف ترانشه اصلی، مطابق شکل ۶-۲ تعبیه نمود. در این حالت عرض B_d را می‌توان مطابق شکل انتخاب نمود. به ترانشه کم عرض تحتانی، زیر ترانشه^۱ گفته می‌شود.



شکل ۵-۲ عرض مؤثر ترانشه در ترانشه‌ها با جدار شیبدار



شکل ۶-۲ استفاده از زیرترانشه

1. Subditch

۳-۳-۲ استقرار مجرا در خاکریز - کلیات

وقتی مجرا در خاکریز کار گذاشته می شود تنشهای برشی موجود در جسم خاکریز نقش عمده‌ای در تولید بار وارد بر مجرا ایفا می کند. مطابق شکل‌های ۷-۲ و ۸-۲ در این حالت صفحات گسیختگی خاک در حالت حدی، صفحات قائمی مماس بر دو طرف قطر افقی مجرا در نظر گرفته می شوند. با این ترتیب در روابطی که برای این حالت حاصل می گردد، عامل عرض، همان عرض مجرا یعنی B_c خواهد بود.

نسبت برجستگی^۱

نسبت ارتفاع تاج مجرا از زمین طبیعی اطراف به عرض خارجی مجرا، نسبت برجستگی نامیده و با p نمایش داده می شود. در نتیجه pB_c ارتفاع برجسته مجرا نسبت به زمین طبیعی اطراف خواهد بود. (شکل‌های ۷-۲ و ۸-۲).

صفحه بحرانی^۲

صفحه افقی فرضی در خاکریز مماس بر تاج مجرا، در وضعیت اولیه، صفحه بحرانی نامیده می شود. (شکل‌های ۷-۲ و ۸-۲).

نسبت نشست^۳

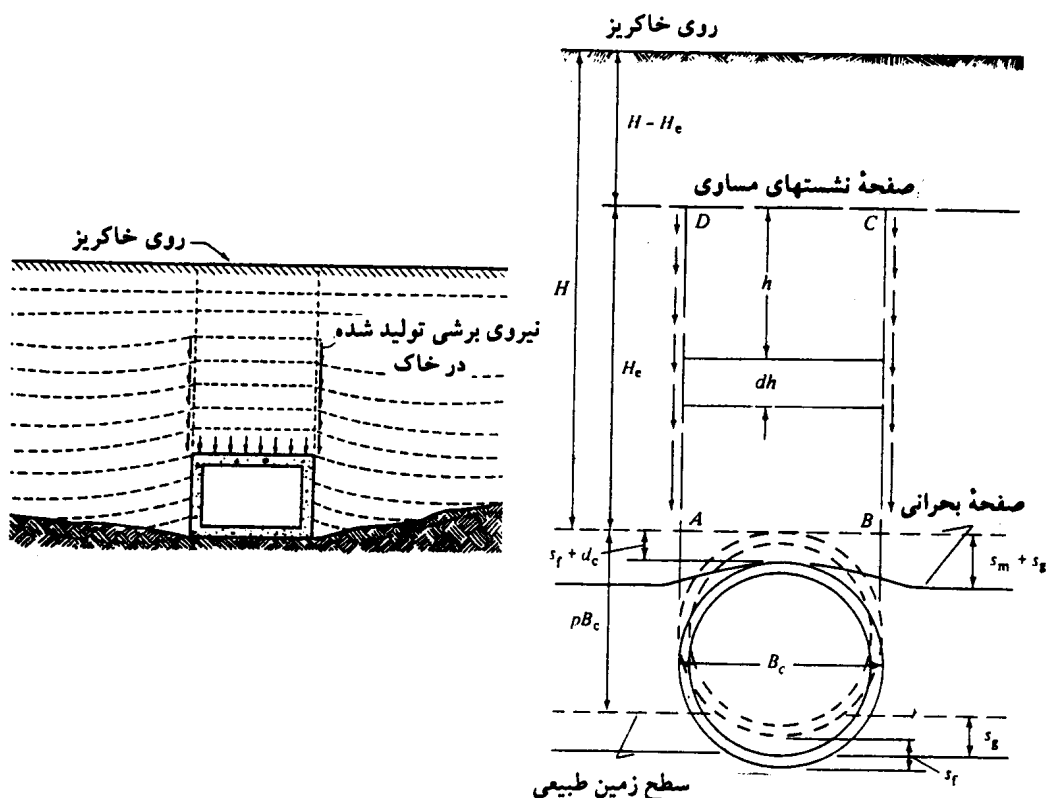
نسبت نشست، عبارت است از نسبت نشست تاج مجرا به نشست صفحه بحرانی در خاکریز اطراف. این نسبت شاخصی برای بیان وضعیت نیروهای اصطکاکی موجود در روی صفحات لغزش قائم است. اگر صفحه بحرانی بیشتر از تاج مجرا نشست کند، مقدار آن مثبت (شکل ۷-۲) و اگر مطابق شکل ۸-۲ تاج مجرا بیشتر از صفحه بحرانی نشست کند، مقدار آن منفی است. نسبت نشست با رابطه زیر تعریف می شود:

$$i_{sd} = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)}{S_m} \quad (۴-۲)$$

1- Projection ratio

2- Critical Plane

3- Settlement ratio



شکل ۷-۲ وضعیت خاکریز (خطوط خط چین نشان دهنده وضعیت اولیه و خطوط پر نشان دهنده وضعیت نهایی بعد از نشست می باشند). نیروی برشی روبه پایین باعث افزایش فشار خاک روی مجرای زیرزمینی می شود.

اگر چه نسبت نشست r_{sd} یک کمیت عقلایی در حصول رابطه بار مؤثر است، اما محاسبه آن برای حالت های خاص اگر غیر ممکن نباشد، بسیار مشکل است. بنابراین عملیتر است که این نسبت را به صورت کمیتی تجربی در نظر بگیریم و مقدار آن را برای مقاصد طراحی بر اساس مشاهدات حاصل از وضعیت واقعی مجرا در خاکریز تعیین نمائیم. مقادیر مندرج در جدول ۱-۲ بر اساس چنین مشاهداتی ارائه و توصیه شده است.

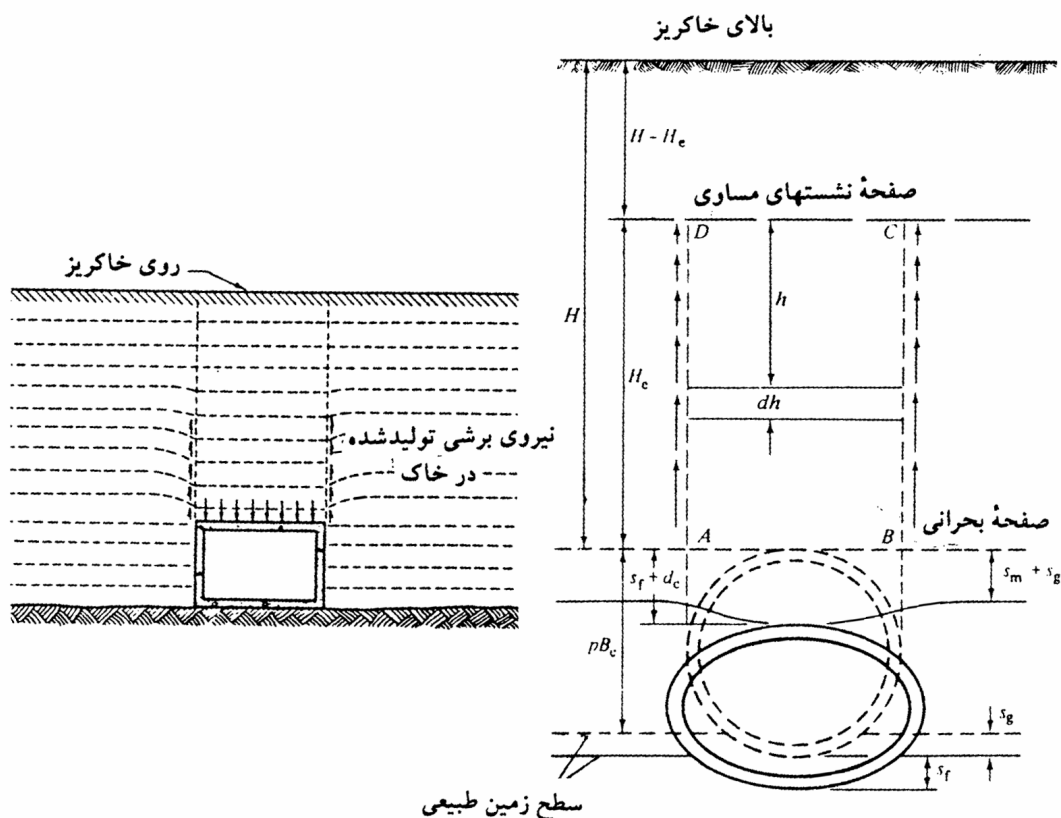
جهت تنشهای برشی، وضعیت خاکریز و ترانشه

اگر مانند شکل ۷-۲، صفحه بحرانی بیشتر از تاج مجرا نشست نماید، نسبت نشست مثبت است. در این حالت ستون خاک جناحین مجرا نسبت به ستون خاک واقع در بالای مجرا حرکتی به سمت پائین دارد. بنابراین جهت تنشهای برشی موجود در سطوح جانبی ستون خاک بالای مجرا رو به سمت پائین است و در نتیجه بار قائم وارد بر مجرا بزرگتر از وزن ستون خاک موجود در بالای مجرا خواهد بود. این حالت وضعیت برجسته نامیده می شود. اگر مانند شکل ۸-۲ تاج مجرا بیشتر از صفحه بحرانی نشست کرده باشد، نسبت نشست منفی است و ستون خاک واقع در بالای مجرا نسبت به ستونهای خاک جناحین مجرا بیشتر نشست می نماید و در نتیجه نیروهای برشی مؤثر بر وجوه جانبی آن به طرف بالا هستند و بار وارد بر مجرا کمتر از وزن ستون خاک موجود در بالای

آن است. این حالت شرایط ترانشه^۱ نامیده می شود زیرا جهت تنش برشی همانند حالت استقرار در ترانشه به سمت بالاست.

جدول ۱-۲ مقادیر توصیه شده برای نسبت نشست در استقرار با برجستگی مثبت

شرایط	نسبت نشست
مجرای صلب روی پس سنگی و یا خاک غیر قابل نشست	+۱/۰
مجرای صلب روی پی از خاک معمولی	+۰/۵-+۰/۸
مجرای صلب روی پی از مصالحی که نسبت به زمین اطراف نشست می نماید.	+۰/۰/۵
مجرای انعطاف پذیر و با خاکریز جناحین با تراکم بد	-۰/۴-۰
مجرای انعطاف پذیر با خاکریز جناحین با تراکم خوب	-۰/۲+۰/۲



شکل ۲-۸ وضعیت ترانشه (خطوط خط چین نشان دهنده وضعیت اولیه و خطوط پر نشان دهنده وضعیت نهایی بعد از نشست هستند). نیروی برشی رو به بالا باعث کاهش بار خاک روی مجرای زیرزمینی می شود.

صفحه نشست مساوی^۱

در صورتی که ارتفاع خاکریز زیاد باشد، ممکن است نیروهای برشی قائم در یک صفحه افقی در خاکریز، که صفحه نشست مساوی نامیده می شود، به صفر برسد. با توجه به شکل های ۷-۲ و ۸-۲ ملاحظه می شود که قسمتی از بار قائم در ستون خاک جناحین به کمک برش به ستون خاک میانی منتقل می شود و یا بالعکس. این انتقال بار باعث کرنش های فشاری نامساوی در ستون خاک بالای مجرا و خاک اطراف می شود، اما در ارتفاعی در بالای مجرا مجموع کرنش های ستون خاک جناحین (ستون خاک خارجی) به علاوه نشست صفحه بحرانی مساوی مجموع کرنش های ستون خاک بالای مجرا (ستون خاک داخلی) به علاوه نشست بالای مجرا می شود. در نتیجه از این تراز به بالا چون هیچ گونه حرکت نسبی بین ستون خاک خارجی و ستون خاک داخلی وجود ندارد، لذا هیچ گونه تنش برشی در مرز بین آن دو به وجود نمی آید.

ارتفاع صفحه نشست مساوی نسبت به تراز تاج مجرا با H_e نشان داده می شود. اگر H_e از H (یعنی ارتفاع خاکریز) کوچکتر باشد، در این وضعیت صفحه نشست مساوی حقیقی خواهد بود. در این حالت با توجه به اینکه تنش های برشی تا سطح خاکریز ادامه ندارد، وضعیت ترانشه ناقص^۲ و یا وضعیت برجستگی ناقص^۳ نامیده می شود. اگر H_e بزرگتر از H باشد، صفحه نشست های مساوی، مجازی است. در این حالت با توجه به اینکه تنش های برشی تا سطح خاکریز ادامه دارند، وضعیت ترانشه کامل^۴ یا وضعیت برجستگی کامل^۵ نامیده می شود.

۲-۳-۴ بار قائم ناشی از وزن خاکریز در استقرار مجرا در خاکریز با برجستگی مثبت

با روشی مشابه، روش به کار گرفته شده برای مجاری در ترانشه که در بخش ۲-۳-۲ تشریح شد، مارستون رابطه ای برای بار قائم وارد بر مجاری با برجستگی مثبت به دست آورد. برای وضعیت ترانشه کامل یا برجستگی کامل، رابطه به قرار زیر است.

$$W_c = C_c \gamma B_c^{\frac{1}{2}} \quad (5-2)$$

که در آن :

$$C_c = \frac{e^{\pm \gamma K \mu (H/B_c)} - 1}{\pm \gamma K \mu} \quad (6-2)$$

علامت مثبت برای وضعیت برجستگی کامل و علامت منفی برای وضعیت ترانشه ناقص است.

برای وضعیت برجستگی ناقص یا ترانشه ناقص داریم :

$$C_c = \frac{e^{\pm \gamma K \mu (H/B_c)} - 1}{\pm \gamma K \mu} + \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) e^{\pm \gamma K \mu (H/B_c)} \quad (7-2)$$

1 - Plane of equal settlement

2 - Incomplete ditch condition

3 - Incomplete projection condition

4 - Complete ditch condition

5 - Complete projection condition

علامت مثبت برای وضعیت برجستگی کامل و علامت منفی برای وضعیت ترانشه کامل است.

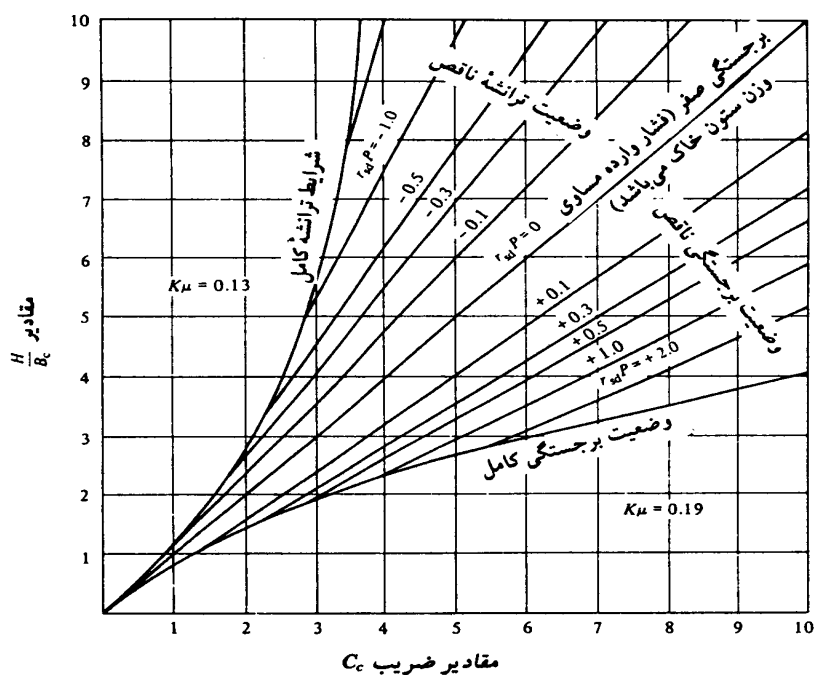
با مساوی قرار دادن کرنش تجمعی ستون خاک بالای تاج مجرا به علاوه نشست تاج مجرا با کرنش تجمعی ستون خاک کناری به علاوه نشست صفحه بحرانی، رابطه زیر برای محاسبه H_e به دست می آید.

$$\left[\frac{1}{2K\mu} \pm \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) \pm \frac{r_{sd}p}{3} \right] \frac{e^{\pm 2K\mu(H/B_c)} - 1}{\pm 2K\mu} \pm \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{B_c} \right)^2 \pm \frac{r_{sd}p}{3} \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) e^{\pm 2K\mu(H/B_c)} - \frac{1}{2K\mu} \times \frac{H_e}{B_c} \mp \frac{H}{B_c} \times \frac{H_e}{B_c} = \pm r_{sd}p \frac{H}{B_c} \quad (8-2)$$

برای وضعیت برجستگی ناقص که نسبت نشست آنها مثبت است، از علائم فوقانی و برای وضعیت ترانشه ناقص که برای آنها نسبت منفی است، از علائم تحتانی استفاده می شود.

نمودارهای محاسباتی

استفاده از روابط ۶-۲ و ۷-۲ پرکار و خسته کننده و ممکن است توأم با اشتباه باشد. بنابراین برای تعیین C_c در رابطه ۵-۲ نمودار شکل ۹-۲ ارائه شده است. لازم به ذکر است که C_c که تابعی از نسبت H/B_c ، حاصلضرب نسبت نشست و نسبت برجستگی ($r_{sd}p$) و مشخصه های اصطکاکی خاک است. لیکن مارستون اشاره می کند تأثیر ضریب اصطکاک داخلی μ در این حالت نسبتاً کم است و از نظر طراحی بر خلاف وضعیت مجرا در ترانشه در این حالت اختلافی بین خاکهای مختلف وجود ندارد. بنابراین در رسم نمودار شکل ۹-۲ برای وضعیت برجسته که در آن نیروهای برشی به سمت پایین هستند، مقدار $K\mu = 0.19$ و برای وضعیت ترانشه که در آن نیروهای برشی به



شکل ۹-۲ نمودار تعیین C_c برای استقرار مجرا در خاکریز با برجستگی مثبت

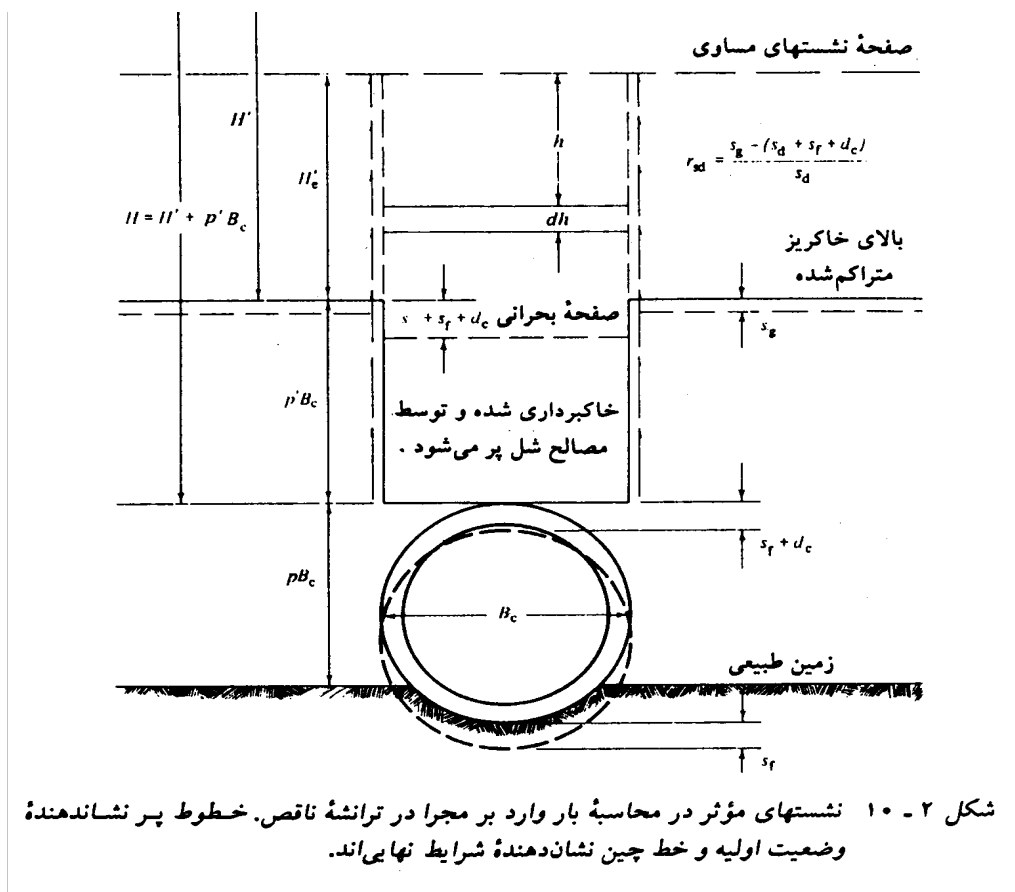
جدول ۲-۲ روابطی برای محاسبه C_c برحسب H/B_c مطابق نمودار شکل ۹-۲

وضعیت تراشه ناقص $K\mu = 0.13$		وضعیت برجستگی ناقص $K\mu = 0.19$	
$r_{sd}P$	رابطه	$r_{sd}P$	رابطه
-0.1	$C_c = 0.82H/B_c + 0.05$	+0.1	$C_c = 1.23H/B_c - 0.02$
-0.3	$C_c = 0.69H/B_c + 0.11$	+0.3	$C_c = 1.39H/B_c - 0.05$
-0.5	$C_c = 0.61H/B_c + 0.20$	+0.5	$C_c = 1.50H/B_c - 0.07$
-0.7	$C_c = 0.55H/B_c + 0.25$	+0.7	$C_c = 1.59H/B_c - 0.09$
-1.0	$C_c = 0.47H/B_c + 0.40$	+1	

صورت $W_c = H\gamma B_c$ ساده می‌گردد. این نتیجه بدان معنی است که بار وارد بر مجرا مساوی وزن ستون خاک موجود در روی آن است. وقتی که نشست صفحه بحرانی مساوی نشست تاج مجراست، یعنی وقتی که $(S_m + S_g = S_f + d_c)$ ، نسبت نشست مساوی صفر است. از طرف دیگر نسبت برجستگی وقتی مساوی صفر است که مجرا در ترانشه‌ای باریک به عمق ارتفاع مجرا کار گذاشته شود، به‌طوری که تراز تاج آن مساوی تراز زمین اطراف گردد. این وضعیت یک حالت انتقال بین مجرا با برجستگی مثبت و منفی است که گاهی به آن مجرا با برجستگی صفر گفته می‌شود.

۲-۳-۵ بار قائم ناشی از وزن خاکریز در استقرار مجرا در ترانشه ناقص

در اجرای مجرا با روش ترانشه ناقص (شکل ۲-۲ ت)، ابتدا مجرا به صورت برجستگی مثبت کار گذاشته می‌شود. سپس خاکریز جناحین و روی مجرا تا ارتفاع مشخصی در بالای آن انجام و متراکم می‌شود. سپس ترانشه‌ای به عرض بعد خارجی افقی مج



صفحه بحرانی به صورت

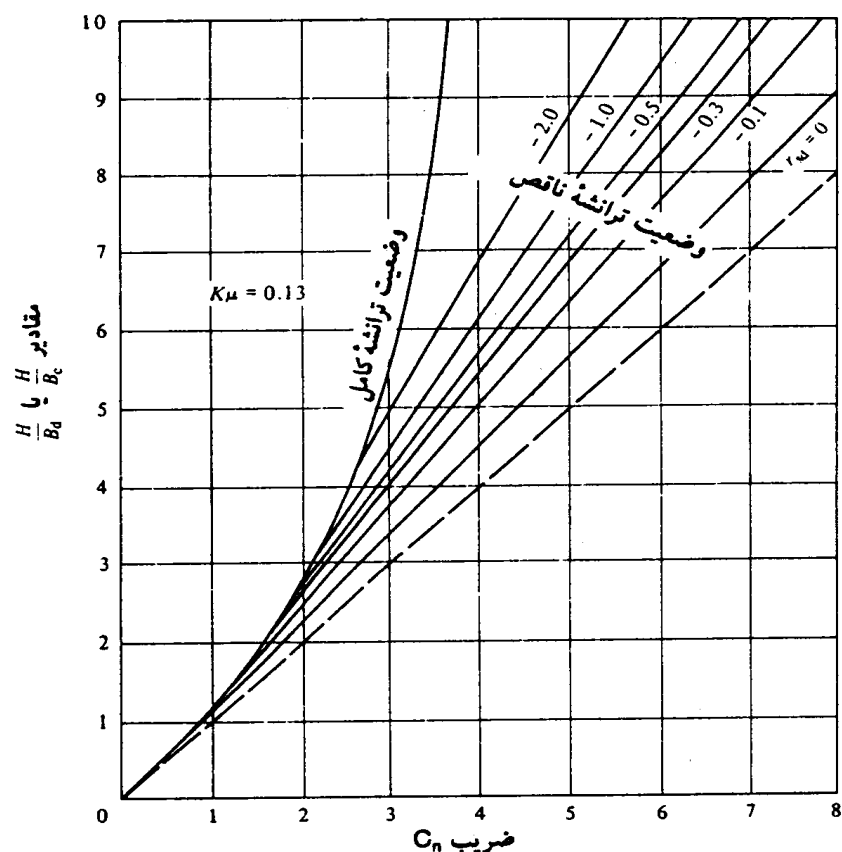
۲-۳-۶ بار قائم ناشی از وزن خاکریز در استقرار مجرا در خاکریز با برجستگی منفی

تحلیل مجاری در استقرار با برجستگی منفی (شکل ۲-۲ پ) مطابق روش به کار رفته برای استقرار در ترانشه ناقص است با این تفاوت که عامل عرض به جای B_c ، مساوی B_d یعنی عرض ترانشه کم عمقی است که مجرا در آن کار گذاشته می شود. در نتیجه بار وارد بر مجرا با توجه به رابطه ۲-۹ به صورت زیر در می آید.

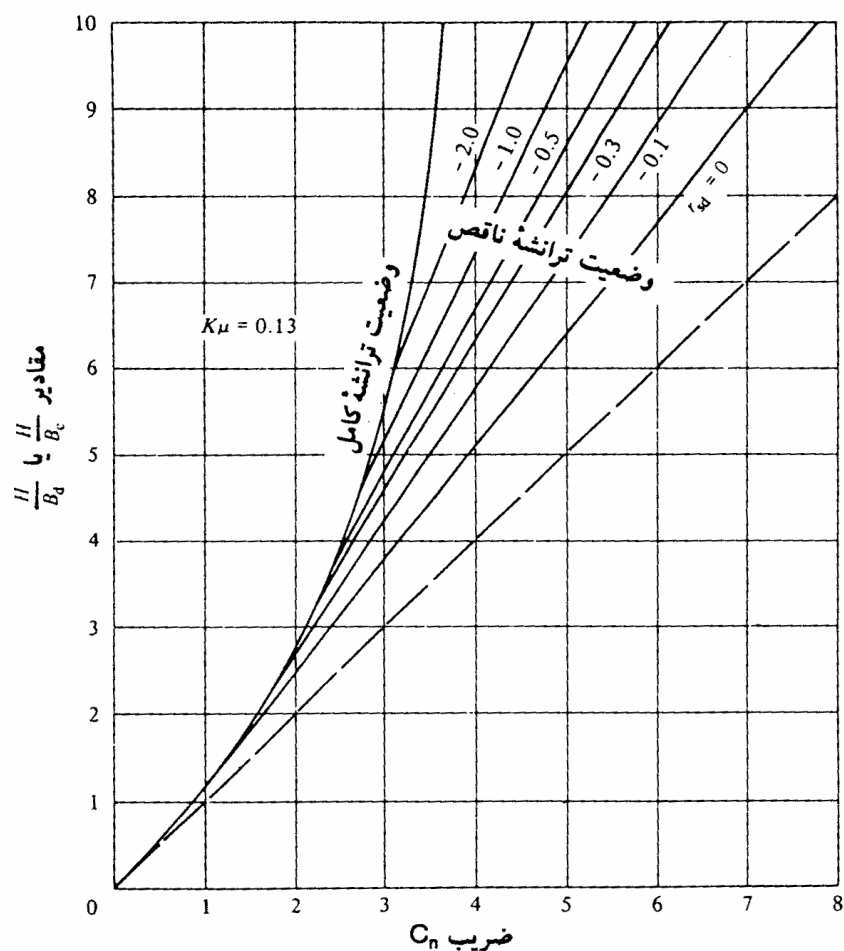
$$W_c = C_n \gamma B_c \quad (۲-۹ \text{ تکراری})$$

ضرایب C_n به کمک نمودارهای شکلهای ۲-۱۱ تا ۲-۱۴ به دست می آید.

۲-۳-۷ مجاری زیرزمینی کارگذاشته شده در ترانشه های عریض

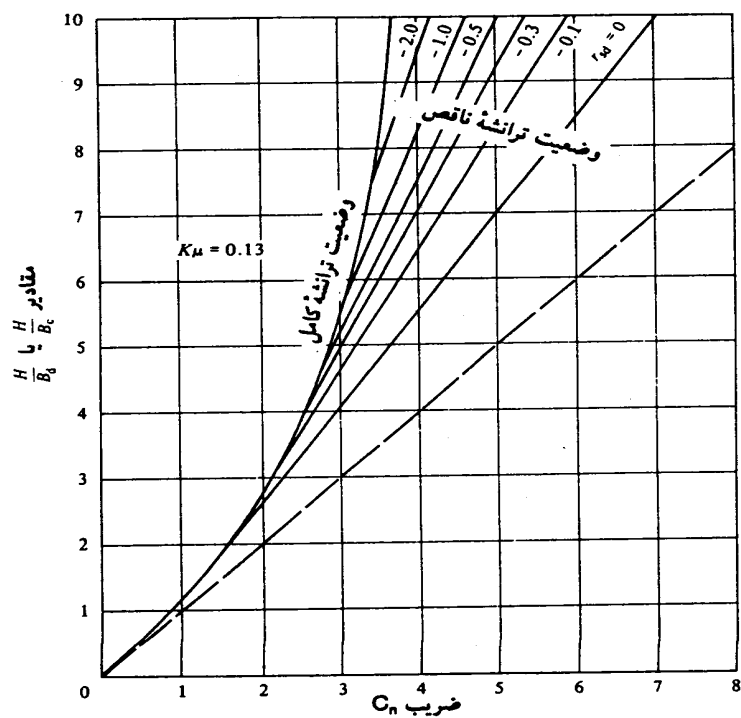


شکل ۲-۱۱ نمودار تعیین ضریب بار C_n برای مجرا با برجستگی منفی و تراشۀ ناقص با $p' = 0.5$. برای مقادیر بزرگتر



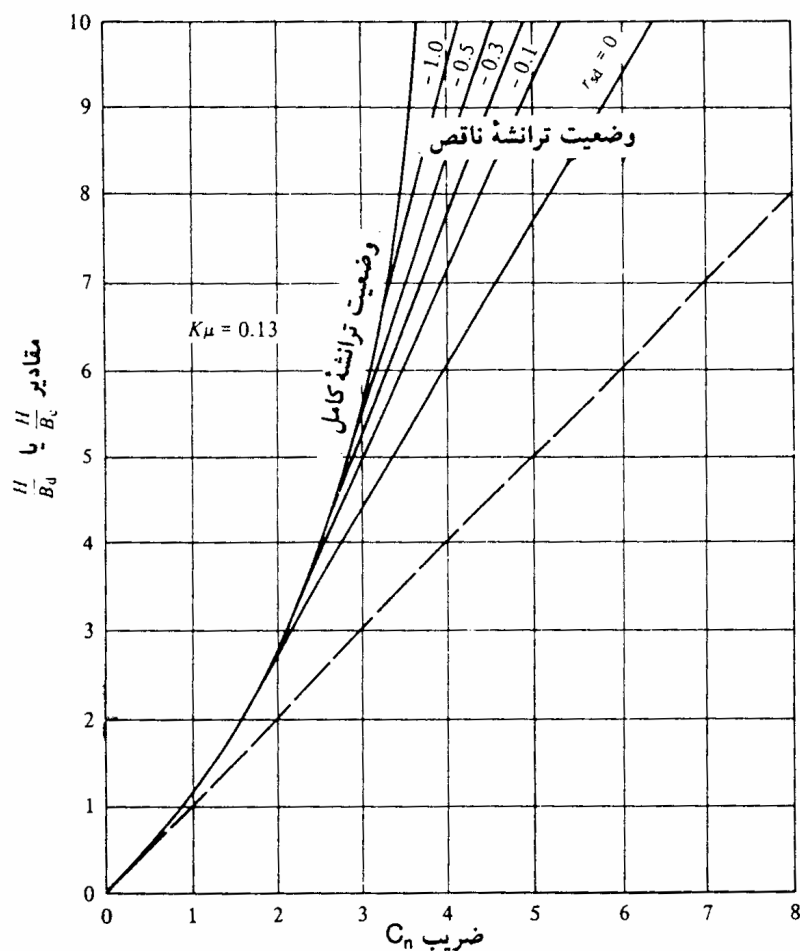
شکل ۲-۱۲ نمودار تعیین ضریب بار C_n برای مجرا با برجستگی منفی و ترانشه ناقص با $p' = 1/0$. برای مقادیر بزرگتر H/B از روابط جدول ۲-۴ استفاده می‌شود.

جدول ۲-۴ مقادیر C_n برحسب H/B_c یا $H/B_d</$



شکل ۲-۱۳ نمودار تعیین ضریب بار C_n برای مجرا با برجستگی منفی و ترانشه ناقص با $p' = 1/5$.
برای مقادیر بزرگتر H/B از روابط جدول ۲-۵ استفاده می‌شود.

جدول ۲-۵ مقادیر C_n برحسب H/B_d



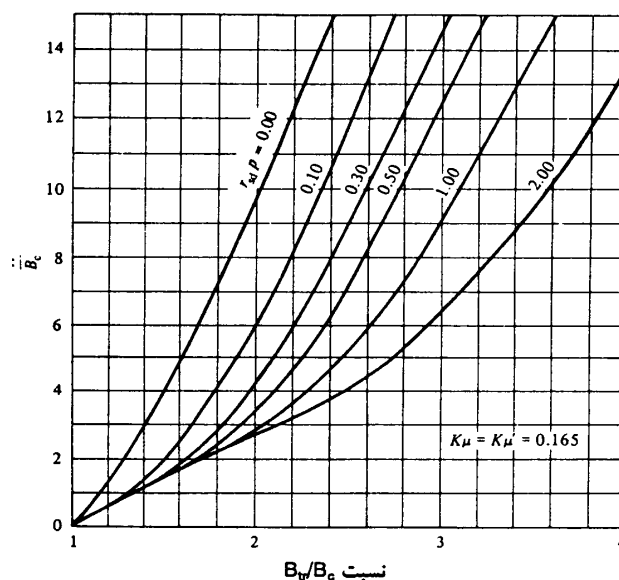
شکل ۲-۱۴ نمودار تعیین ضریب بار C_n برای مجرا با برجستگی منفی و ترانشه ناقص با $p' = 2/0$. برای مقادیر بزرگتر H/B از روابط جدول ۲-۶ استفاده می شود.

جدول ۲-۶ مقادیر C_n برحسب H/B_c یا H/B_d در

مجرا با برجستگی منفی یا ترانشه ناقص با $p' = 2$

رابطه	r_{sd}
$C_n = 0.59H/B + 0.37$	۰
$C_n = 0.47H/B + 0.65$	-۰/۱
$C_n = 0.40H/B + 0.82$	-۰/۳
$C_n = 0.36H/B + 0.92$	-۰/۵
$C_n = 0.31H/B + 1.11$	-۱/۰
$C_n = 0.24H/B + 1.52$	-۲/۰

مطالعات انجام شده توسط اشلیک^۱ در مورد تأثیر عرض ترانشه در بار وارد بر مجاری صلب نشان می‌دهد محاسبات بر اساس رابطه مجرا در ترانشه برای تمام عرضها تا آنجا که بار وارد شده کمتر یا مساوی بار به دست آمده توسط رابطه ۵-۲ (مجرا با برجستگی مثبت) می‌باشد، ایمن است. به عبارت دیگر با افزایش عرض ترانشه، در حالتی که سایر عوامل ثابت هستند، بار وارد بر مجرا افزایش می‌یابد تا آنجا که به بار وارد در حالت خاکریز با برجستگی مثبت برسد. عرضی از ترانشه که بار محاسبه شده توسط رابطه مجرا در ترانشه و رابطه مجرا در خاکریز با برجستگی مثبت مساوی می‌شوند. عرض انتقال (B_{tr}) نامیده می‌شود. برای عرضهای بزرگتر از عرض انتقال، بار وارد بر مجرا بدون توجه به مقدار عرض، مساوی مقدار ثابتی که همان بار محاسبه شده توسط مجرا در خاکریز با برجستگی مثبت است، باقی می‌ماند.



شکل ۱۵-۲ نمودارهای تعیین عرض انتقال (B_{tr})

نمودار شکل ۱۵-۲ نسبت عرض انتقال به عرض مجرا (یعنی B_c یا B_{tr}) را برای حالتی که بارهای حاصل از روابط استقرار در ترانشه (مجرای صلب) و استقرار در خاکریز با برجستگی مثبت مساوی می‌شوند، نشان می‌دهد. برای B_d های کوچکتر از B_{tr} ، بار وارد بر مجرا را می‌توان به کمک رابطه مجرا در ترانشه تعیین نمود. برای B_d های بزرگتر، باید از رابطه مجرا در خاکریز با برجستگی مثبت استفاده نمود. هنگام استفاده از نمودار شکل ۱۵-۲، تعیین مقدار مناسب برای r_{sdP} (حاصلضرب نسبت نشست در نسبت برجستگی) مشکل است. در نبود اطلاعات دقیقتر استفاده از نسبت $r_{sdP} = 0.5$ قابل توصیه است.

1. Schlick

۸-۳-۲ کاهش بار قائم وارد بر مجرای زیرزمینی با استفاده از بستر قابل نشست

در وضعیت‌های ویژه مانند: مجرا روی بستر سنگی و یا سنگریز، استفاده از روش ترانشه ناقص عملی نیست. در چنین مواردی که روش توصیه شده برای کاهش بار وارد بر مجرا این است که ترانشه‌ای با عرض بزرگتر از عرض خارجی مجرا و عمقی بزرگتر از عمق مورد نیاز حفر و سپس کف ترانشه با مصالحی نرم و قابلیت فشردگی زیاد تا تراز بستر مجرا پر شود.

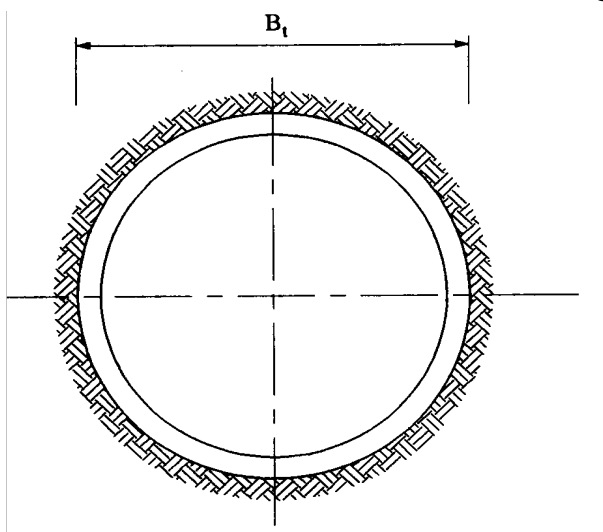
در این روش به علت نشست زیاد تاج لوله نسبت به صفحه بحرانی، مقدار نسبت نشست کم شده و در نتیجه بار وارد بر مجرا کاهش می‌یابد. فایده دیگر این روش ایجاد سطح تماس بزرگتر و در نتیجه افزایش باربری مجراست. عیب این روش نشست بیش از اندازه کف مجراست.

۹-۳-۲ بار قائم وارد بر مجاری تونلی

گاهی مواقع به جای ترانشه برداری، مجرا به شیوه تونلی کار گذاشته می‌شود. در این موارد اگر لوله‌گذاری با تأخیر مناسب انجام شود، خاک واقع در بالای مجرا پس از جابه‌جایی جزئی به حال تعادل می‌رسد و بار وارد بر مجرا را می‌توان به کمک تئوریهای تونل در آبرفت به دست آورد. در این حالت داریم:

$$W_c = C_t \gamma B_t - \gamma C_t B_t = C_t B_t (\gamma B_t - \gamma C_t) \quad (11-2)$$

همان‌طور که ملاحظه می‌گردد بار فوق به اندازه $\gamma C_t B_t$ از بار مجرا در ترانشه کوچکتر است که این مقدار به واسطه چسبندگی خاک واقع در بالای مجرا است.



شکل ۱۶-۲ مجاری تونلی

همان‌طور که از رابطه ۱۱-۲ استنباط می‌شود، اثر ضریب c در تعیین بار وارد بر مجرا بسیار زیاد است. متأسفانه حدود تغییرات ضریب c حتی برای خاکهای یکسان قابل توجه است. مقدار c باید از آزمایشهای انجام شده بر روی نمونه‌های دست نخورده به دست آید. برای منظور کردن اثر اشباع شدن خاک باید از مقادیر محافظه

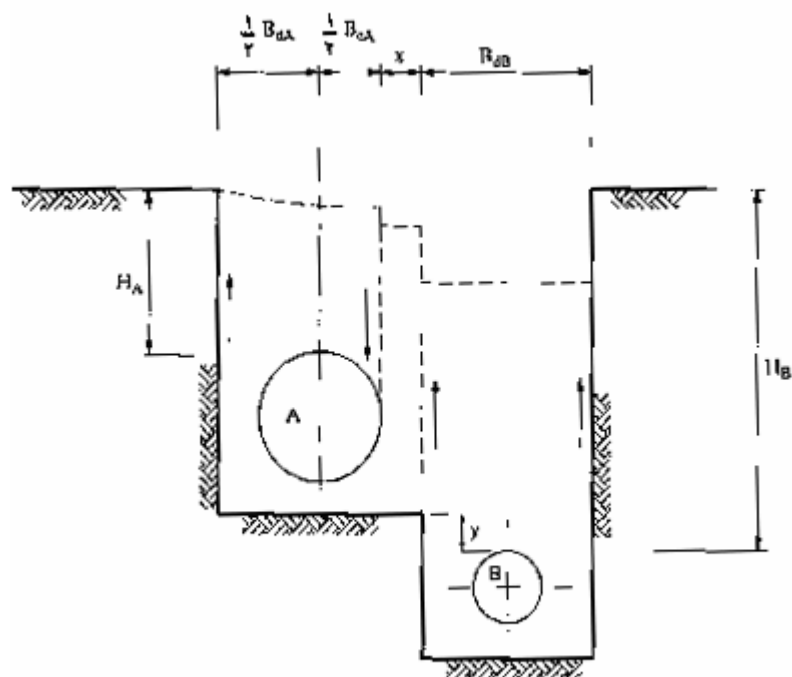
کارانه ای برای c استفاده کرد. در بعضی مراجع توصیه شده است از $\frac{1}{3}$ مقادیر به دست آمده توسط آزمایش برای طراحیها استفاده شود. در صورت عدم وجود مقادیر معتبر آزمایشگاهی می توان از مقادیر جدول ۷-۲ که از سوی WPCF* توصیه شده است استفاده نمود. به علاوه توصیه می شود که در صورت وجود اثرهای فصلی مثل یخ زدگی یا ترک خوردگی و یا بالا آمدن سطح آب و اشباع خاک مقدار ضریب c معادل صفر اختیار گردد. ضریب $c - \gamma B_t$ نمی تواند منفی باشد؛ بنابراین مقدار $c - \gamma B_t$ نمی تواند از γB_t بیشتر شود. از رابطه ۱۱-۲ در حالات جاگذاری با تأخیر کم (رانش لوله با جک)، جاگذاری قطعات پیش ساخته با فشار، خاکهای ریزدانه قابل تورم نمی توان استفاده کرد

جدول ۷-۲ مقادیر توصیه شده برای چسبندگی c در رابطه ۱۱-۲

مقدار c (kN/m^2)	مصالح
۲	رس، خیلی نرم
۱۲	رس، متوسط
۵۰	رس، سخت
۰	ماسه به حالت شل و خشک
۵	ماسه لای دار
۱۵	ماسه خیلی متراکم

۲-۳-۱۰ بار قائم وارد بر دو مجرا در یک ترانشه

شکل ۱۷-۲ استقرار دو مجرای زیرزمینی در یک ترانشه را نشان می دهد. فرض می شود که مقادیر B_{dB} و B_{dA} از مقادیر B_{trB} و B_{trA} کوچکتر هستند، در این شکل وضعیت نشستهای نسبی و صفحاتی که در آنها نیروهای اصطکاک عمل می کنند به همراه جهت نیروهای اصطکاک ایجاد شده نشان داده شده است.



شکل ۱۷-۲ استقرار دو مجرا در یک ترانشه

در نهایت قسمت γ سمت چپ مجرای A در وضعیت مجرا در ترانشه قرار می گیرد و بار وارد بر آن از طرف خاک مساوی $\frac{1}{2} C_d \gamma B_d A^2$ خواهد بود. از سوی دیگر قسمت سمت راست مجرای A در وضعیت مجرا در خاکریز قرار دارد، زیرا منشور خاک موجود در حد فاصله دو لوله تمایل به نشست بیشتری نسبت به منشور خاک روی مجرا دارد. از این رو بار وارد از طرف خاک بر روی این قسمت از مجرا برابر خواهد بود با $\gamma B_c A^2$ بنابراین بار کل وارد بر مجرای A برابر می شود با:

$$\frac{1}{2} C_c \quad (۱۷-۲)$$

$$W_{CA} = \frac{1}{\gamma} (C_{dA}^2 + C_c B_{dA}^2)$$

مقادیر C_d و C_c برای مجرای A بر حسب H_A به دست می آیند.

با توجه به اینکه منشور خاک روی مجرای B تمایل به نشست بیشتری نسبت به اطراف خود دارد، بنابراین مجرای B در وضعیت ترانشه واقع شده و بار وارد از طرف خاک بر روی آن برابر است با:

$$W_{CB} = C_d \gamma B_{dB}^2$$

که مقدار C_d برای مجرای B و ارتفاع H_B محاسبه می شود.

با افزایش مقدار y ، بار ناشی از خاکریز بر روی قسمت سمت چپ مجرای B از مقدار حداکثر $\frac{1}{\gamma} H_B \gamma B_{dB}$

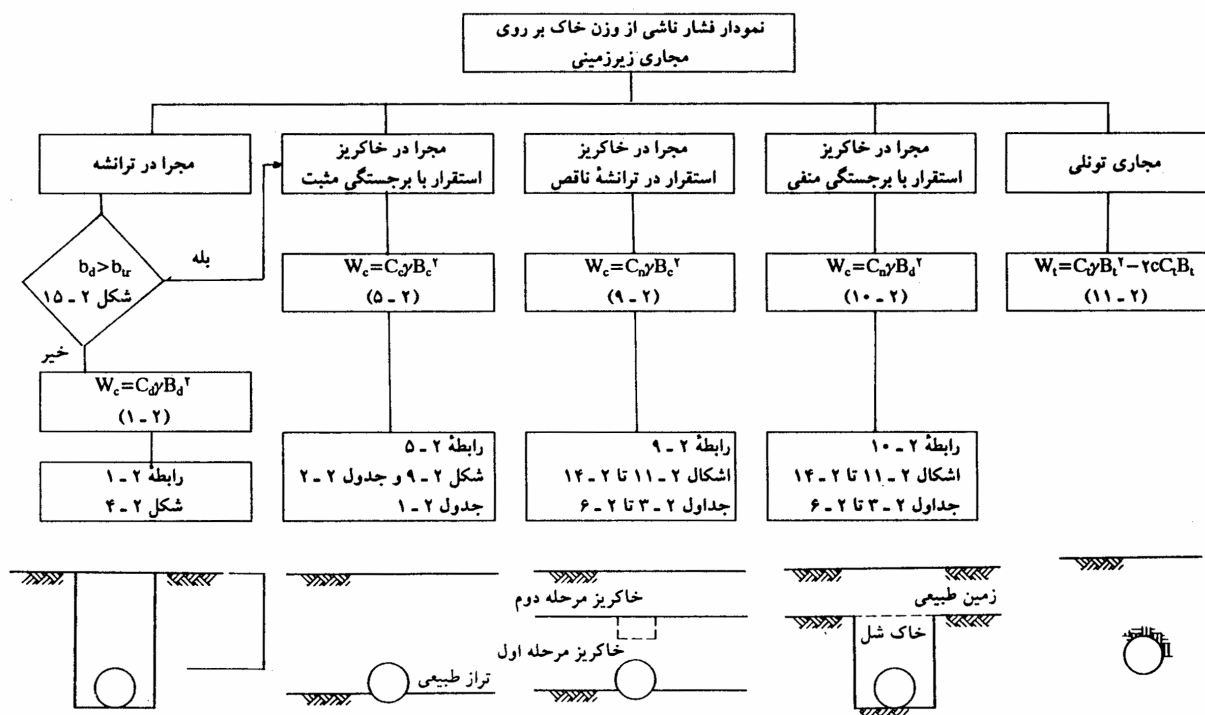
به مقدار حداقل $\frac{1}{\gamma} C_d \gamma B_{dB}^2$ کاهش می یابد. بنابراین حداقل بار وارد بر مجرای B زمانی حاصل می شود که x تا حد امکان کوچک و y تا حد امکان بزرگ باشد.

۲-۳-۱۱ نمودار جریان کار تعیین بار قائم خاک بر روی مجاری زیرزمینی

به عنوان جمع بندی، در شکل ۲-۱۸ نمودار جریان تعیین بار وارد بر مجاری زیرزمینی به علت وزن خاک روی آن ارائه شده است.

۲-۴ بار قائم وارد بر مجاری به علت سربارهای وارد بر سطح خاکریز

علاوه بر بار ناشی از وزن خاکریز در روی مجاری زیرزمینی، تأثیر بارهای سطحی نظیر: بار ترافیک قطار، هواپیما و ماشین آلات اجرایی، می تواند باعث ایجاد بار بر مجاری شوند. این بارها به ویژه در صورت کم بودن ارتفاع خاکریز بسیار قابل توجه هستند. مطالعات پر دامنه انجام شده در روی مجاری واقع در ترانشه یا خاکریز، نشان می دهد که بار ناشی از یک بار متمرکز سطحی نظیر: وزن چرخ کامیون، با توزیع بار حاصل از حل بوسینسک برای بار متمرکز در روی یک محیط نیمه بی نهایت انطباق خوبی دارد (شکل ۲-۱۹). همان طور که این نمودار نشان می دهد بار وارد شده در تمام موارد مساوی بار بوسینسک نیست، لیکن هیچ وقت از آن تجاوز نمی کند. بنابراین توزیع با بوسینسک برای مسائلی از این نوع قابل توصیه است.



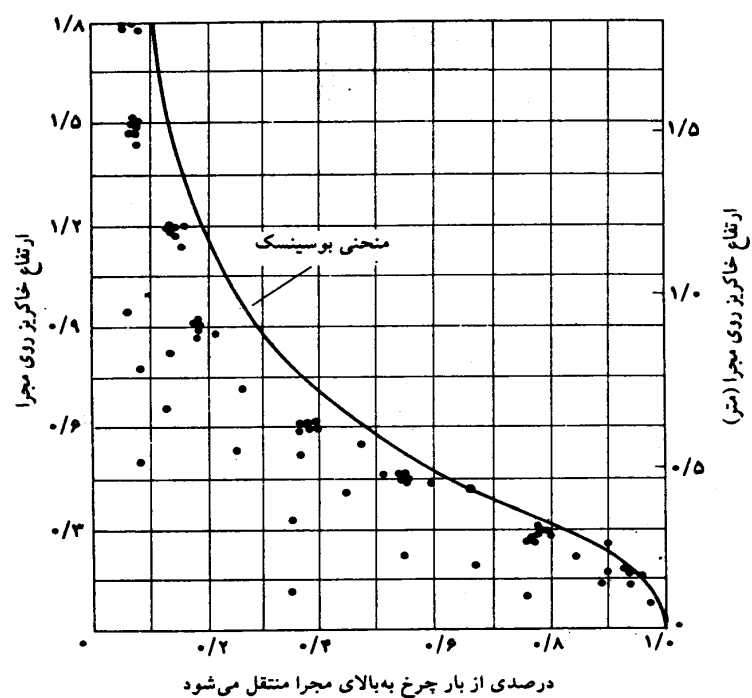
شکل ۲-۱۸ نمودار تعیین فشار خاک بر روی مجاری زیرزمینی

در این تجربه، تأثیر ضربه در بار وارده نیز مورد تحقیق قرار گرفته است. بر اساس چنین تجربه ای مارستون رابطه زیر را برای بار ناشی از بار زنده بر روی مجاری پیشنهاد نمود:

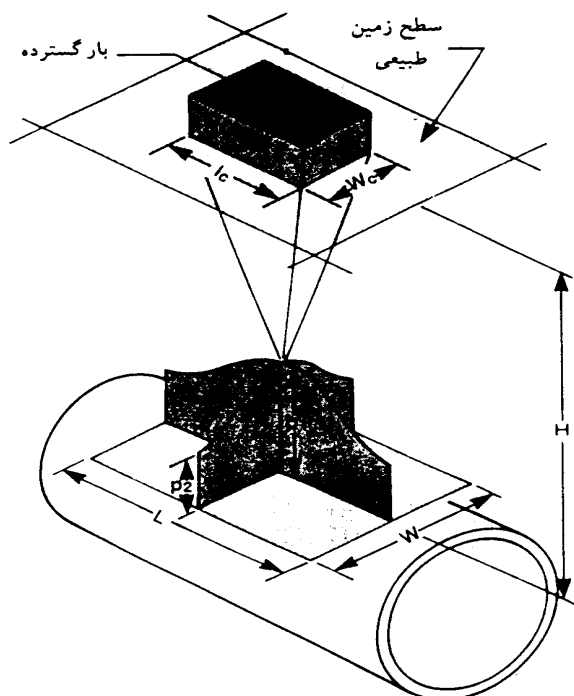
$$W_l = I_c(C_{lp})B_c$$

(۱۳-۲)

حاصلضرب C_{lp} بار یکنواخت فرضی در کل عرض مجراست (شکل ۲-۲۰)



شکل ۲-۱۹ مقایسه توزیع فشار بار متمرکز سطحی طبق نظریه بوسینسک و مقادیر اندازه‌گیری شده



شکل ۲-۲۰ بار یکنواخت معادل فشار متغیر وارد بر بالای مجرا به علت بار متمرکز

روابط زیر برای ضریب ضربه توصیه می شود.

$$I_c = 1 + \frac{0.3}{H} \quad \text{برای راه} \quad (14-2)$$

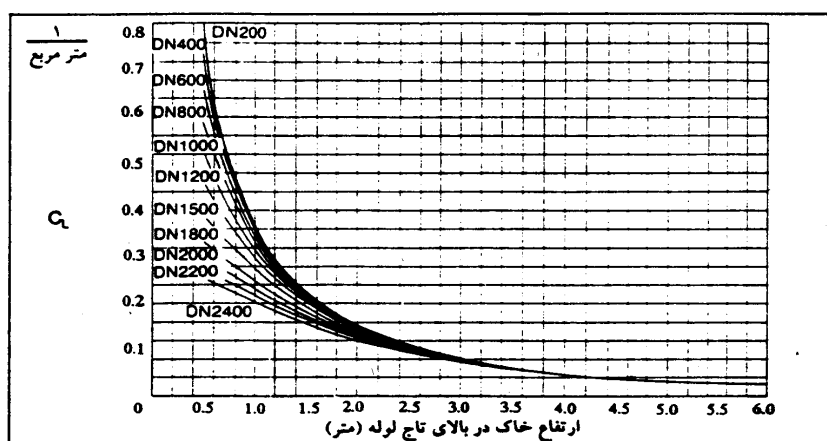
$$I_c = 1 + \frac{0.6}{H} \quad \text{برای فرودگاه} \quad (15-2)$$

مقدار I_c محاسبه شده از روابط ۱۴-۲ و ۱۵-۲، نباید از مقادیر زیر کمتر گردد.

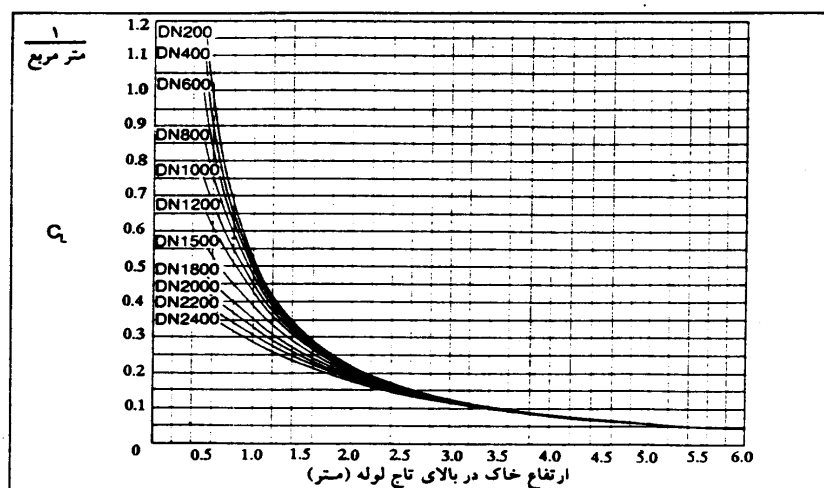
$$I_{c \min} = 1/5 \quad \text{برای روسازی آسفالتی یا بتنی}$$

$$I_{c \min} = 1/7 \quad \text{برای روسازی سنگفرش}$$

$$I_{c \min} = 2/0 \quad \text{برای روسازی شنی و قلوه سنگی}$$



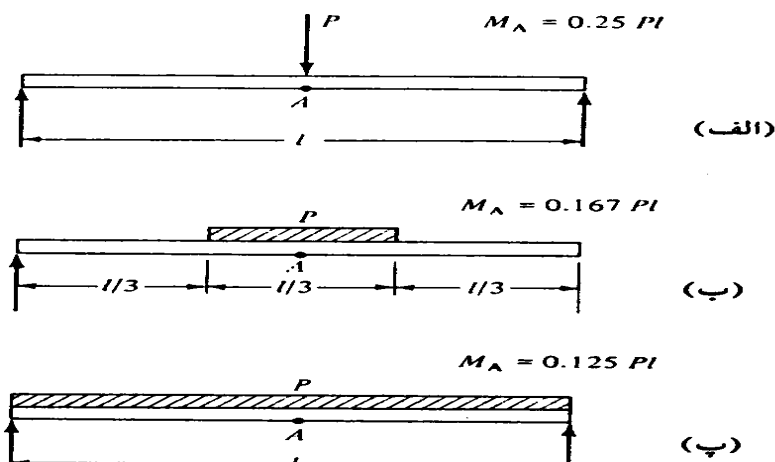
(الف) برای یک ردیف کامیون



(ب) برای دو ردیف کامیون

شکل ۲-۲۱ ضریب C_i برای استفاده در رابطه (۲-۱۳) (در منحنیهای فوق DN قطر (یا عرض) انقی خارجی مجرا بر حسب میلیمتر است).

حاصلضرب c_{ip} در رابطه ۲-۱۳، در واقع بار وارد بر واحد سطح افق در تراز تاج است.



شکل ۳-۲ تأثیر توزیع بار بر لنگر خمشی ایجاد شده در تیر ساده

در حالت سوم مطابق شکل ۳-۱ پ، بسترسازی مطابق شکل ۳-۱ ب انجام شده است و فشار جانبی معادل $\frac{1}{3}$ فشار قائم در نظر گرفته شده است. در نتیجه لنگر خمشی حداکثر به $rW_c / 118$ محدود شده که نشاندهنده افزایش ظرفیت باربری به میزان $2/49$ برابر حالت الف و $1/33$ برابر حالت ب است. این مثال ساده، تأثیر قابل توجه بسترسازی و خاکریزی در جناحین را بر ظرفیت باربری مجرا نشان می‌دهد. با جمع‌بندی مطالب ارائه شده ملاحظه می‌گردد که ظرفیت باربری یک مجرای زیرزمینی به عوامل زیر بستگی دارد:

- (۱) مقاومت خمشی ذاتی
- (۲) نوع بستر سازی
- (۳) مقدار و توزیع فشار جانبی تولید شده در وجوه جانبی مجرا

۳-۵ طراحی مجاری زیرزمینی صلب (روش تجربی)

۳-۵-۱ کلیات

مجاری ساخته شده از مصالح زیر، در رده مجاری صلب قرار می‌گیرند.

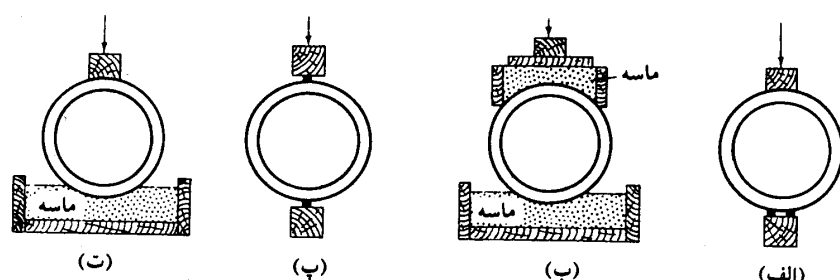
- (۱) آریست سیمان
- (۲) سفال
- (۳) بتن غیر مسلح (ساده)
- (۴) بتن مسلح و بتن پیش تنیده
- (۵) چدنی

مجاری صلب اغلب در خطوط آبرسانی، فاضلاب مورد استفاده قرار می گیرند. در نتیجه بار عمده وارد بر آنها بار ناشی از خاکریزی و سربار سطحی است.

روش طراحی که در این قسمت برای طراحی مجاری صلب ارائه می شود، روش «تجربی» طراحی مجاری نامیده می شود که در آن مجرای زیرزمینی به مثابه یک تولید کارخانه ای در نظر گرفته شده و مقاومت ذاتی آن به کمک آزمایش به دست می آید. مجاری بتن مسلح و پیش تنیده را می توان همانند یک سازه معمولی به کمک روابط طراحی بتن مسلح به روش «تحلیلی» طراحی نمود. این روش طراحی در فصل پنجم ارائه می گردد.

۳-۵-۲ آزمایشهای تعیین مقاومت مجاری صلب

مقاومت مجاری زیرزمینی صلب با مقطع دایره و بیضی از مصالحی نظیر: بتن ساده یا مسلح، سفال، آزیست سیمان و چدن غالباً به کمک روش تحلیلی تعیین نمی شود. به جای انجام دادن یک روش تحلیلی، مقاومت این مجاری شامل به کمک آزمایشهای استاندارد تعیین می شود. در شکل ۳-۳ انواع آزمایشهای متداول برای تعیین مقاومت مجاری شامل: آزمایشهای سه نبش^۱ (شکل الف)، بستر ماسه ای^۲ (شکل ب)، دو نبش^۳ (شکل پ) و بستر ماسه ای مینه سوتا^۴ نشان داده شده است. در این میان آزمایش سه نبش ساده ترین است و جوابهای نسبتاً یکنواخت و دقیقی به دست می دهد. از اینرو این آزمایش در اکثر مواقع توسط کارخانه های لوله سازی جهت تعیین ظرفیت لوله های تولیدی به کار گرفته می شود. در این نوشتار مجاری تولید شده در کارخانه، با مقاطع دایره و بیضی لوله نامیده می شوند.



شکل ۳-۳ ۳-۳ آزمایشهای متداول برای تعیین ظرفیت باربری لوله های صلب. (الف) آزمایش سه نبش، (ب) آزمایش بستر ماسه ای، (پ) آزمایش دو نبش، (ت) آزمایش مینه سوتا

همان طور که شکل ۳-۳ نشان می دهد، شرایط تکیه گاهی در آزمایشهای مختلف یکسان نیست و مقدار بار شکست حاصل نیز متفاوت است. معمولاً بار شکست آزمایش سه نبش به عنوان بار مبنا در نظر گرفته می شود. نسبت ظرفیت باربری لوله در شرایط دیگر، اعم از شرایط آزمایشگاهی و یا واقعی، به ظرفیت باربری در آزمایش سه نبش، ضریب بار^۵ یا نسبت مقاومت^۶ یا ضریب بستر^۷ نامیده می شود. ضرایب بستر برای آزمایشهای مختلف به قرار زیر است.

1. Three edge bearing
2. Sand bearing
3. Tow edge bearing
4. Minnesota bearing
5. Load factor
6. Strength ratio
7. Bedding factor

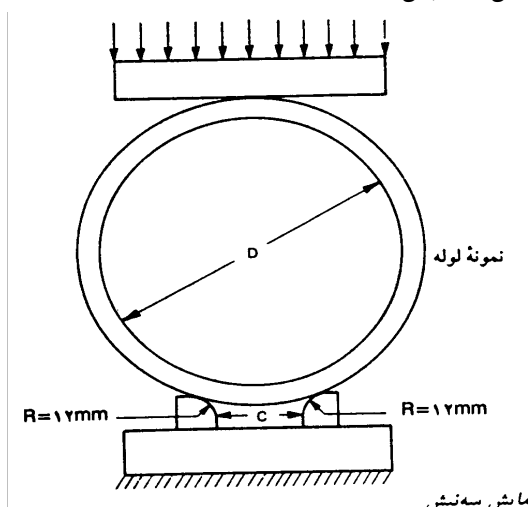
۱/۵ آزمایش بستر ماسه‌ای

۱/۶ آزمایش دو نبش

۱/۱ آزمایش مینه‌سوتا

معمولا شرایط تکیه‌گاهی واقعی لوله‌های با آنچه در آزمایشها لحاظ می‌شود، متفاوت است. به علاوه تولید فشار جانبی هم می‌تواند باعث تغییر در ظرفیت باربری گردد. ضریب بستر شرایط مختلف بسترسازی و فشار جانبی در قسمتهای بعد مورد توجه قرار می‌گیرد.

در شکل ۳-۴ جزئیات آزمایش سه نبش نشان داده شده است :



شکل ۳-۴ آزمایش سه نبش

۳-۵-۳ استاندارد ساخت لوله‌های صلب و ظرفیت باربری آنها در آزمایش سه نبش
در عمل شرایط ساخت و ابعاد لوله‌ها استاندارد شده و ظرفیت باربری آنها در آزمایش سه نبش برای مقاصد طراحی به صورت جداولی ارائه می‌گردد.

۳-۵-۳-۱ استاندارد لوله‌های بتنی و بار شکست در آزمایش سه نبش
طبق استاندارد ASTM لوله‌های بتنی (غیر مسلح) در قطرهای داخلی ۱۰۰ تا ۶۱۰ میلیمتر (۴ تا ۲۴ اینچ) در سه رده تولید می‌شوند. در جدول ۳-۱ مشخصات هندسی و بار شکست در آزمایش سه نبش برای این لوله‌ها ارائه شده است:

۳-۵-۳-۲ استاندارد لوله‌های بتن مسلح و بار شکست در آزمایش سه نبش

طبق استاندارد ASTM لوله های بتنی مسلح در قطرهای ۳۰۵ تا ۴۵۷۰ میلی متر (۱۲ تا ۱۸۰ اینچ) در ۵ رده و هر رده در سه ضخامت ساخته می شوند (رده ۱ فقط در دو ضخامت ساخته می شود). در جدول ۲-۳ مشخصات هندسی لوله های بتن مسلح طبق استاندارد ASTM ارائه شده است. در لوله های بتن مسلح، نتایج آزمایش سه نبش به دو صورت بیان می شود. یکی نیروی لازم برای ایجاد ترک به عرض ۰.۲۵ میلی متر و دیگری بار نهایی. مقدار ضریب اطمینان هنگام استفاده از نیروی مربوطه به عرض ترک ۰.۲۵ میلی متر مساوی یک و هنگام استفاده از نیروی نهایی بزرگتر از ۱/۵ معمولاً در نظر گرفته می شود. در جدول ۳-۳ نتایج آزمایش سه نبش برای ۵ رده بر حسب نیوتن بر متر بر میلی متر قطر لوله ارائه شده است.

جدول ۳-۱ مشخصات هندسی و حداقل بار شکست در آزمایش سه نبش برای مجاری بتنی ساده (غیر مسلح)
طبق ASTM C-14 حداقل مقاومت سه نبش (کیلو نیوتن بر متر)

رده	۱		۲		۳	
	حداقل ضخامت جدار (به میلی متر)	حداقل مقاومت سه نبش (کیلو نیوتن بر متر)	حداقل ضخامت جدار (به میلی متر)	حداقل مقاومت سه نبش (کیلو نیوتن بر متر)	حداقل ضخامت جدار (به میلی متر)	حداقل مقاومت سه نبش (کیلو نیوتن بر متر)
۱۰۰	۱۵/۹	۲۱/۹	۱۹	۲۹/۲	۲۲/۲	۳۵
۱۵۰	۱۵/۹	۲۱/۹	۱۹	۲۹/۲	۲۵/۴	۳۵
۲۰۰	۱۹	۲۱/۹	۲۲/۲	۲۹/۲	۲۸/۴	۳۵
۲۵۰	۲۲/۲	۲۳/۳	۲۵/۴	۲۹/۲	۳۱/۸	۳۵
۳۱۰	۲۵/۴	۲۶/۳	۳۴/۹	۳۲/۸	۴۴/۵	۳۷/۹
۳۸۰	۳۱/۸	۲۹/۲	۴۱/۳	۳۷/۹	۴۷/۶	۴۲/۲
۴۶۰	۳۸/۱	۳۲/۱	۵۰/۸	۴۳/۸	۵۷/۲	۴۸/۱
۵۳۰	۴۴/۵	۳۵	۵۷/۲	۴۸/۱	۶۹/۹	۵۶/۲
۶۱۰	۵۴	۳۷/۹	۷۶/۲	۵۲/۵	۹۵/۳	۶۴/۲

۳-۳-۵-۳ استاندارد لوله های آزیست و بار شکست در آزمایش سه نبش
طبق استاندارد ASTM لوله های آزیست در قطرهای ۱۰۰ تا ۹۱۵ میلی متر (۴ تا ۳۶ اینچ) در سه رده B (فشار کار تا ۷ آتمسفر یا ۱۰۰ psi)، C (فشار کار تا ۱۰ آتمسفر یا ۱۵۰ psi)، و D (فشار کار تا ۱۴ آتمسفر یا ۲۰۰ psi) ساخته می شوند. در جدول ۴-۳ مشخصات هندسی و بار شکست در آزمایش سه نبش برای لوله های آزیست ارائه شده است.

۳-۳-۵-۴ استاندارد لوله های سفالی و بار شکست در آزمایش سه نبش
لوله های سفالی طبق استاندارد ASTM در قطرهای ۱۰۰ تا ۱۰۷۰ میلی متر (۴ تا ۴۲ اینچ) در دو رده معمولی و پر مقاومت ساخته می شوند. در جدول ۵-۳ مشخصات هندسی و در جدول ۶-۳ بار شکست در آزمایش سه نبش برای این لوله ها داده شده است.

۳-۵-۴ شرایط بستر سازی
در عمل شرایط بستر سازی مختلفی وجود دارد که هر یک توزیع فشار تکیه گاهی و فشار جانبی متفاوتی ایجاد می کنند. می توان شرایط بستر سازی را طبقه بندی و ضریب بستر مربوطه را تعیین نمود. ضریب بستر، نسبت

ظرفیت باربری مجرا را در شرایط بسترسازی مورد نظر به ظرفیت باربری در آزمایش سه نبش است. در زیر رده‌های مختلف بسترسازی مجرا مورد بحث قرار می‌گیرد.

جدول ۲-۳ مشخصات هندسی لوله‌های بتنی مسلح طبق ASTMCT6

ضخامت جدار (میلیمتر)			قطر داخلی لوله (میلیمتر)
ضخامت C	ضخامت B	ضخامت A	
	۵۱	۴۴	۳۱۰
	۵۷	۴۷	۳۸۰
	۶۳	۵۱	۴۶۰
	۷۰	۵۷	۵۳۰
۹۵	۷۶	۶۳	۶۱۰
۱۰۱	۸۳	۶۶	۶۹۰
۱۰۸	۸۹	۷۰	۷۶۰
۱۱۴	۹۵	۷۳	۸۴۰
۱۲۰	۱۰۱	۷۶	۹۱۰
۱۳۰	۱۱۴	۸۹	۱۰۷۰
۱۴۶	۱۲۷	۱۰۱	۱۲۲۰
۱۵۹	۱۴۰	۱۱۴	۱۳۷۰
۱۷۱	۱۵۲	۱۲۷	۱۵۲۰
۱۸۴	۱۶۵	۱۴۰	۱۶۸۰
۱۹۷	۱۷۸	۱۵۲	۱۸۳۰
۲۰۹	۱۹۰	۱۶۵	۱۹۸۰
۲۲۲	۲۰۳	۱۷۸	۲۱۳۰
۲۳۵	۲۱۶	۱۹۰	۲۲۹۰
۲۴۸	۲۲۹	۲۰۳	۲۴۴۰
۲۶۰	۲۴۱	۲۱۶	۲۵۹۰
۲۷۳	۲۵۴	۲۲۹	۲۷۴۰
		۲۴۱	۲۹۰۰
		۲۵۴	۳۰۵۰
		۲۶۷	۳۲۰۰
		۲۷۹	۳۳۵۰
		۲۹۲	۳۵۰۰
		۳۰۵	۳۶۵۰
		۳۱۸	۳۸۰۰
		۳۳۰	۳۹۶۰
		۳۴۳	۴۱۱۰
		۳۵۶	۴۲۷۰
		۳۶۸	۴۴۲۰
		۳۸۱	۴۵۷۰

جدول ۳-۳ بار شکست در آزمایش سه نبش برای لوله های بتن مسلح طبق ASTM-76

رده	بار طراحی (نیوتن بر متر بر میلیمتر)	نهایی
۱	۳۸/۳	۵۷٫۴
۲	۴۷/۹	۷۱٫۸
۳	۶۴/۶	۹۵٫۸
۴	۹۵/۸	۱۴۴
۵	۱۴۴	۱۸۰

جدول ۴-۳ مشخصات هندسی و بار شکست در آزمایش سه نبش برای لوله های آریست طبق ASTM-296

قطر اسمی (به میلیمتر)	رده B	رده C	رده D
۱۰۲	۵۹/۸	۷۸/۸	۱۲۶/۹
۱۵۲	۵۸/۴	۷۸/۸	۱۳۱/۲
۲۰۳	۵۸/۴	۸۰/۲	۱۳۵/۸
۲۵۴	۶۴/۲	۱۰۲/۱	۱۶۰/۵
۳۰۴	۷۵/۸	۱۱۰/۸	۱۷۲/۳
۳۵۶	۷۵/۸	۱۲۵/۵	۱۹۷/۱
۴۰۶	۸۴/۶	۱۳۴/۲	۲۲۴/۸
۴۵۷	۹۴/۸	۱۴۷/۴	۲۵۴/۰
۵۰۸	۱۰۳/۶	۱۵۹/۰	۲۸۳/۲
۶۱۰	۱۱۸/۲	۱۸۵/۳	۳۲۹/۹
۷۶۲	۱۴۱/۵	۲۳۱/۹	۴۱۴/۶
۹۱۴	۱۶۳/۴	۲۵۸/۹	۴۹۳/۵

جدول ۵-۳ مشخصات هندسی لوله های سفالی طبق ASTM-700

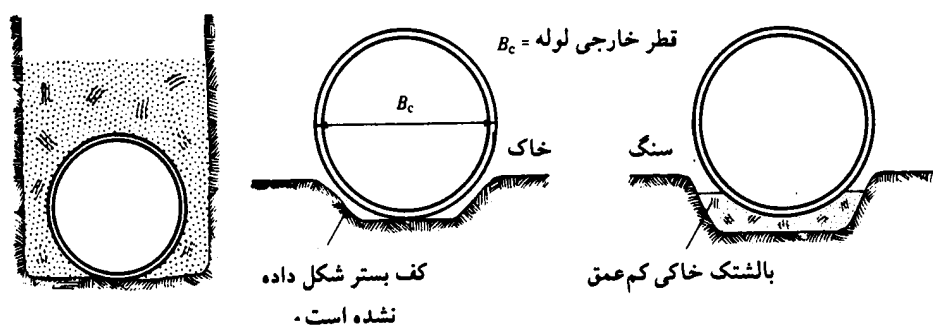
اندازه اسمی	طول قطعه (میلیمتر)	قطر خارجی (میلیمتر)		قطر داخلی انتهای برجسته (میلیمتر)
		حداقل	حداکثر	
۱۰۰	۶۱۰	۱۲۴	۱۳۰	۱۴۶
۱۵۰	۶۱۰	۱۷۹	۱۸۹	۲۰۸
۲۰۰	۶۱۰	۲۳۵	۲۴۸	۲۶۷
۲۵۰	۶۱۰	۲۹۲	۳۰۵	۳۲۴
۳۰۵	۶۱۰	۳۴۹	۳۶۴	۳۸۴
۳۸۰	۹۱۰	۴۳۷	۴۵۲	۴۷۳
۴۶۰	۹۱۰	۵۲۴	۵۴۵	۵۶۵
۵۳۰	۹۱۰	۶۱۳	۶۳۵	۶۵۷
۶۱۰	۹۱۰	۶۹۹	۷۲۴	۷۴۶
۶۹۰	۹۱۰	۷۸۷	۸۱۶	۸۳۸
۷۶۰	۹۱۰	۸۷۳	۹۰۵	۹۲۷
۸۴۰	۹۱۰	۹۵۶	۹۸۹	۱۰۱۳
۹۱۵	۹۱۰	۱۰۳۵	۱۰۷۳	۱۰۹۹
۹۹۰	۱۵۲۰	۱۱۵۲	۱۲۰۰	۱۲۳۲
۱۰۷۰	۱۵۲۰	۱۲۳۲	۱۲۹۵	۱۳۳۳

بسترسازی ساده^۱ (نوع ۱): در شکل ۵-۳ این نوع بسترسازی نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، کوشش قابل توجهی برای شکل دادن بستر مطابق کف مجرا، یا پر کردن فضاهای خالی و اطراف مجرا توسط مصالح دانه‌ای انجام نشده است. ضریب بستر برای این حالت مساوی ۱/۱۵ توصیه می‌گردد.

ادامه جدول ۵-۳ مشخصات هندسی لوله‌های سفالی طبق ASTM-700

اندازه اسمی	عمق ناحیه برجسته (میلیمتر)	ضخامت				ضخامت ناحیه برجسته (میلیمتر)	
		پرمقاومت		معمولی		اسمی	حداقل
میلیمتر	اسمی	حداقل	اسمی	حداقل	اسمی	حداقل	اسمی
۱۰۰	۴۴	۳۸	۱۶	۱۴	۱۳	۱۱	۹
۱۵۰	۵۷	۵۱	۱۷	۱۴	۱۶	۱۴	۱۱
۲۰۰	۶۴	۵۷	۲۲	۱۹	۱۹	۱۷	۱۳
۲۵۰	۶۷	۶۰	۲۵	۲۲	۲۲	۲۱	۱۴
۳۰۵	۷۰	۶۴	۳۰	۲۷	۲۵	۲۴	۱۷
۳۸۰	۷۳	۶۷	۳۸	۳۵	۳۱	۲۹	۲۲
۴۶۰	۷۶	۷۰	۴۸	۴۴	۳۸	۳۵	۲۷
۵۳۰	۸۳	۷۶	۵۷	۵۱	۴۴	۴۱	۳۰
۶۱۰	۸۶	۷۹	۶۴	۵۷	۵۱	۴۸	۳۵
۶۹۰	۸۹	۸۳	۷۰	۶۴	۵۷	۵۴	۴۰
۷۶۰	۹۲	۸۶	۷۶	۷۰	۶۴	۶۰	۴۴
۸۴۰	۹۵	۸۹	۸۳	۷۶	۶۷	۶۴	۴۴
۹۱۵	۱۰۲	۹۵	۸۹	۸۳	۷۰	۶۷	۴۸
۹۹۰	۱۰۵	۹۸	۹۵	۸۶	...	...	۶۷
۱۰۷۰	۱۰۵	۹۸	۱۰۲	۸۹	...	...	۶۷

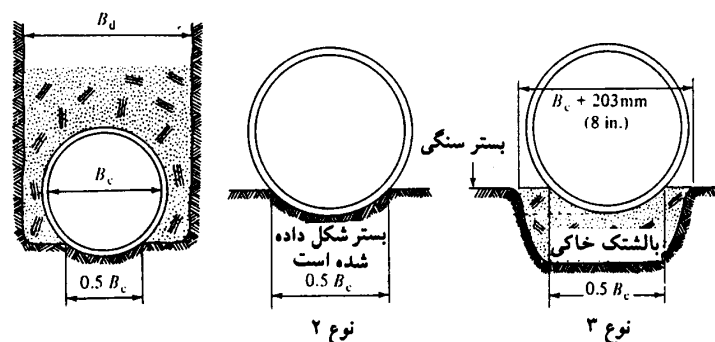
1. impermissible bedding



شکل ۳-۵ بستر سازی ساده (نوع ۱)

جدول ۳-۶ حداقل بار شکست در آزمایش سه نبش برای لوله های سفالی طبق ASTM C - 700

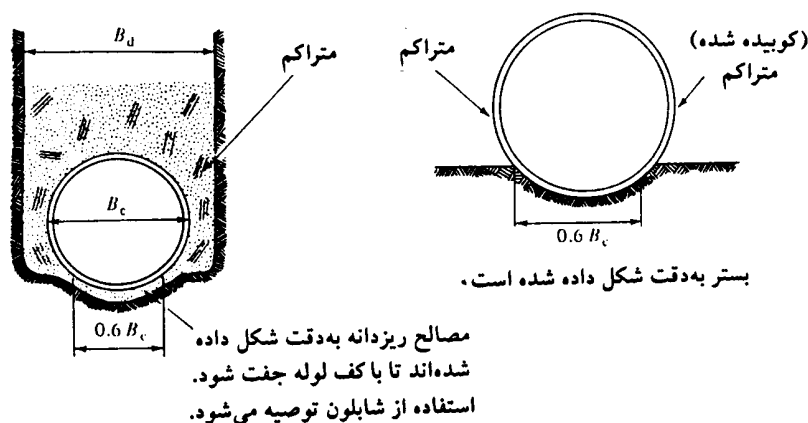
اندازه اسمی به میلیمتر	پر مقاومت کیلونیوتن بر متر	معمولی کیلونیوتن بر متر
۱۰۰	۲۹/۸	۱۷/۹
۱۵۰	۲۹/۸	۱۷/۹
۲۰۰	۳۲/۷	۲۰/۸
۲۵۰	۳۵/۷	۲۳/۸
۳۰۵	۳۸/۷	۲۶/۸
۳۸۰	۴۳/۲	۲۹/۸
۴۶۰	۴۹/۱	۳۲/۷
۵۳۰	۵۷/۳	۳۵/۷
۶۱۰	۶۵/۵	۳۸/۷
۶۹۰	۶۹/۹	۴۱/۷
۷۶۰	۷۴/۴	۴۹/۱
۸۴۰	۸۱/۹	۵۳/۶
۹۱۵	۸۹/۳	۵۹/۵
۹۹۰	۹۸/۲	
۱۰۷۰	۱۰۴/۱	



شکل ۳-۶ بستر سازی عادی (نوع ۲ و ۳) (در نوع ۳ بالتکی به ضخامت حدود ۱۵ سانتیمتر در کف بستر ریخته و کوبیده می شود.)

بستر سازی عادی^۱ (نوع ۲ و ۳): شکل ۳-۶ روش بستر سازی عادی را نشان می دهد که در آن مجرا با دقت متوسطی روی یک بستر خاکی که مطابق کف لوله شکل داده شده است، قرار می گیرد. عرض اتکا حداقل ۵۰ درصد عرض کل است. سپس جناحین و روی مجرا تا ارتفاعی معادل ۰/۱۵ متر از تاج با مصالح دانه ای به کمک بیل، پر و متراکم می گردد، به طوری که تمام فضاهای خالی جناحین از خاک پر شود. ضریب بستر برای این حالت برای نوع دو مساوی ۱/۳ و برای نوع سه مساوی ۱/۵ است. اختلاف این دو نوع، وجود یک لایه مصالح منتخب در بستر نوع سه است. (شکل ۳-۱۰)

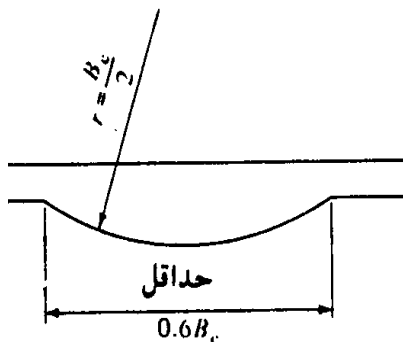
بستر سازی درجه ۱^۲ (نوع ۴): شکل ۳-۷ نشان دهنده این نوع بستر سازی است که در آن مجرا به دقت روی بستری از مصالح دانه ای ریز روی پی خاکی که توسط کمپاکتور مطابق کف مجرا شکل داده شده است مستقر می شود. عرض تماس حداقل ۶۰ درصد عرض کل است. سپس جناحین و روی لوله تا ارتفاع ۳۰ سانتیمتر بالای تاج توسط مصالح دانه ای که در لایه های ۱۵ سانتیمتری ریخته شده و تا حد امکان کوبیده می شود، پر می گردد. باید دقت گردد که کلیه فضاهای خالی کاملاً پر و متراکم گردد.



شکل ۳-۷ بستر سازی نوع ۴

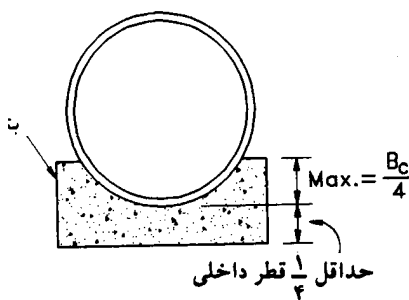
1. Ordinary beddings
2. First – Class bedding

برای مجاری با برجستگی مثبت، عرض خاکریز متراکم در جناحین حداقل باید مساوی B_c باشد. در شکل ۸-۳ شابلون مخصوص کوبیدن کف ترانشه نشان داده شده است. ضریب بستر برای این نوع بسترسازی مساوی ۱/۹ است.



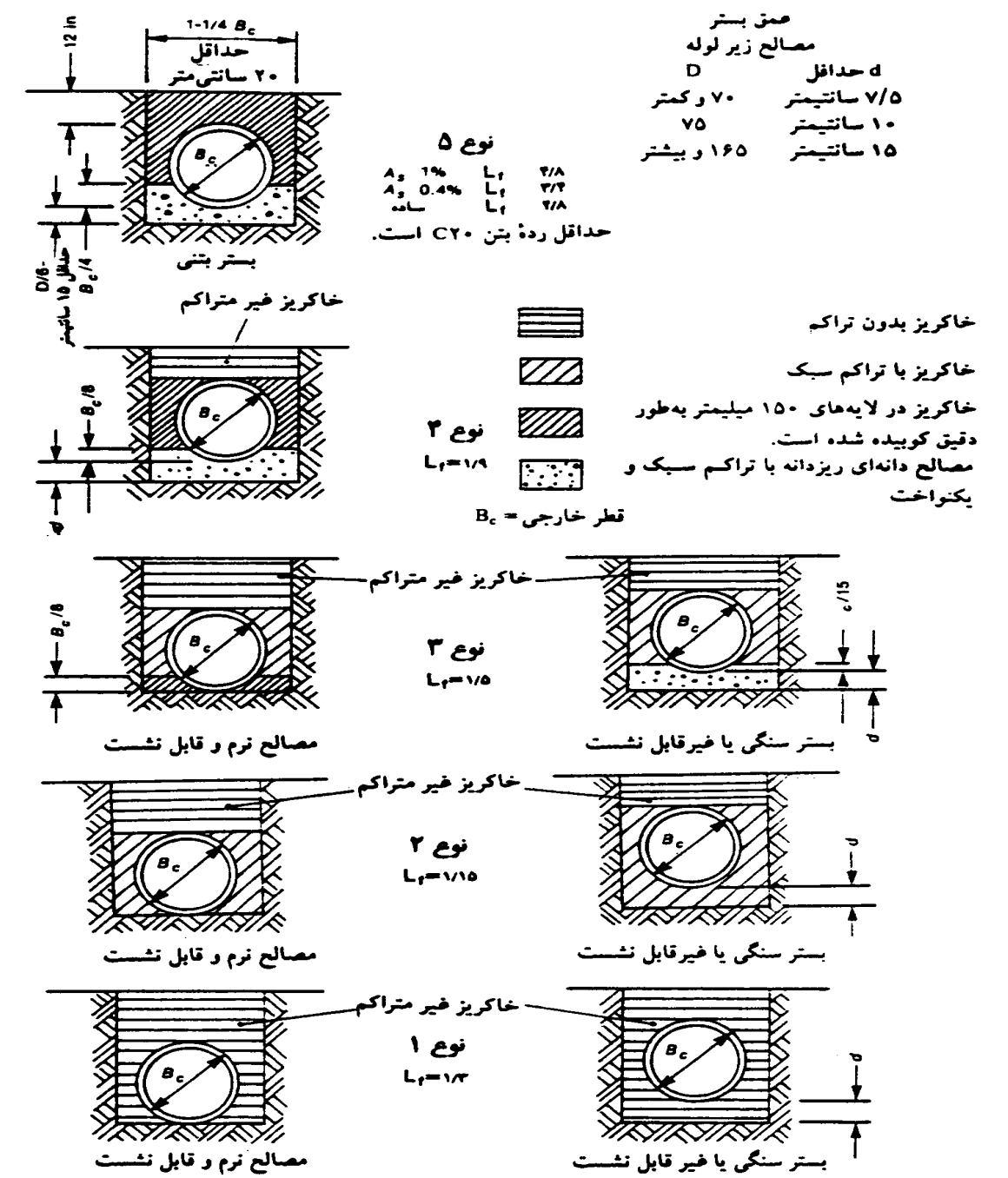
شکل ۸-۳ شابلون مخصوص کوبیدن و شکل دادن کف ترانشه

بستر بتنی (نوع ۵): در این حالت ابتدا مطابق شکل ۹-۳، بستری پیوسته با هندسه نشان داده شده از بتن ساده یا مسلح در زیر مجرا اجرا شده و مجرا روی آن قرار می گیرد. مقاومت مشخصه بتن مصرفی برای بسترسازی حداقل باید مساوی ۱۵ نیوتن بر میلیمتر مربع باشد. ضریب بستر در این حالت مطابق شکل ۱۰-۳ بین ۲/۸ الی ۴/۸ است.



شکل ۹-۳ بستر سازی نوع ۵ (ضریب بار ۲/۸ تا ۴/۸)

۵-۵-۳ استاندارد شرایط بسترسازی برای لوله در ترانشه و ضرایب بستر مربوط در شکل ۱۰-۳ انواع مختلف بسترسازی همراه با ضرایب بستر مربوط برای لوله بتنی ساده بتن مسلح و آریست در ترانشه ارائه شده است. جزئیات نوع دو مطابق شکل ۱۰-۳ متداولترین روش اجراست که دارای ضریب بستر بهینه $L_f = ۱۳$ نیز است. در صورت نیاز به افزایش ضریب بستر L_f جزئیات نوع سه نیز قابل توصیه است که احتیاج به دقت بیشتر در اجرا دارد.



شکل ۱۰-۳ انواع بسترسازی برای مجاری در ترانشه و ضرایب بستر مربوط

۳-۵ ضریب بستر برای مجاری با برجستگی مثبت (اثر فشار جانبی در ضریب بار) در استقرار مجرا در خاکریز، مصالح خاکریز ایجاد فشار فعال^۱ (اکتیو) در سطوح جانبی می‌کند که این فشار جانبی در افزایش مقاومت آنها بسیار مؤثر است (مانند شکل ۱-۳ پ).

بنابراین مقاومت مجاری برجسته نه تنها بستگی به توزیع بار قائم و نیروی واکنشی دارد، بلکه تابعی از فشار جانبی مؤثر بر قسمت برجسته آن نیز است. برای مجاری برجسته ضریب بستر را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$L_f = \frac{A}{N - xq} \quad (1-3)$$

مقدار q را می توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$q = \frac{pK}{C_c} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{p}{\gamma} \right) \quad (2-3)$$

چنانچه بار و واکنش بستر وضعیتی را به وجود آورد که مجرای دایروی ابتدا در تاج ترک بر دارد (بیشتر وقتی رخ می دهد که در روی بستر بتنی قرار گرفته شده باشد). در رابطه ۱-۳ به جای N و x از N' و x' استفاده می گردد. در جدول ۷-۳ مقادیر N, N', x, x' برای مقاطع دایروی و در جدول ۸-۳ مقادیر N و x مقاطع بیضوی ارائه شده است:

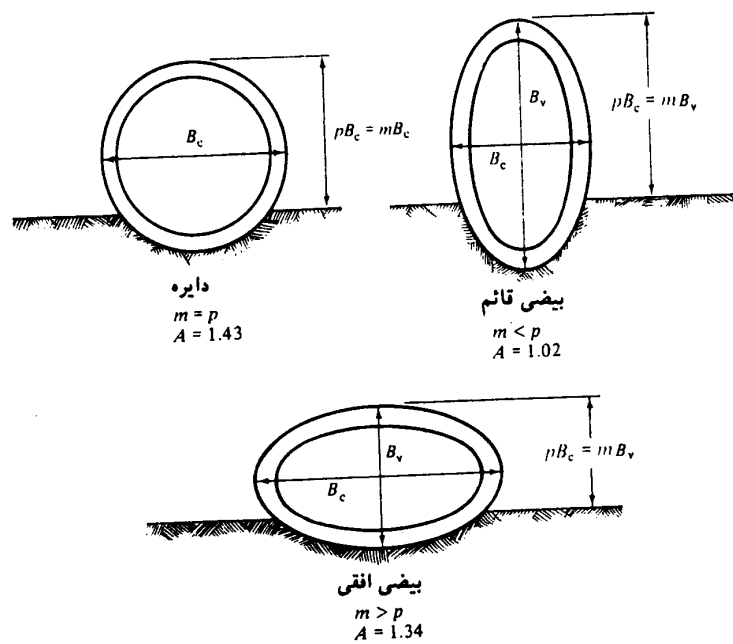
جدول ۷-۳ مقادیر X (یا x') و N (یا N') برای مجرا با مقطع دایره

N'	N	نوع بستر	X	X	$P=m$
-	۱/۳۱۰	۱	۰/۷۴۳	۰/۲۱۷	۰/۳
-	۰/۸۴۰	۳	۰/۸۵۶	۰/۴۲۳	۰/۵
-	۰/۷۰۷	۴	۰/۸۱۱	۰/۵۹۴	۰/۷
۰/۵۰۵	-	۵	۰/۶۷۸	۰/۶۵۵	۰/۹
			۰/۶۳۸	۰/۶۳۸	۱

جدول ۸-۳ مقادیر N و X برای مجرا با مقطع بیضی

N	نوع بستر	x	m	نوع لوله
۰/۷۶۳	۳	۰/۱۴۶	۰/۳	بیضی افقی
		۰/۲۶۸	۰/۵	
۰/۶۳۰	۴	۰/۳۶۹	۰/۷	
		۰/۴۲۱	۰/۹	
۰/۶۱۵	۳	۰/۲۳۸	۰/۳	بیضی قائم
		۰/۴۵۷	۰/۵	
۰/۵۱۶	۴	۰/۶۳۹	۰/۷	
		۰/۷۱۸	۰/۹	

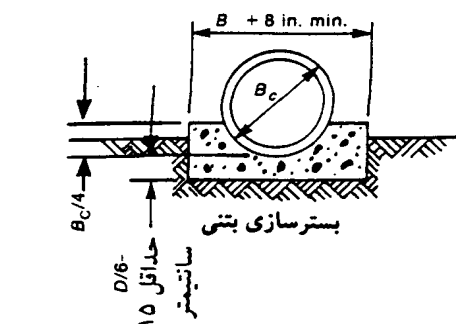
۳- طراحی مجاری زیرزمینی تحت بار خارجی



شکل ۱۱-۳ نمایش نسبت m

ضرایب بستر مجاری بتنی با مقطع دایره در خاکریز

در شکل ۱۲-۳ انواع مختلف بستر سازی برای مجاری با مقطع دایره در خاکریز و در جدول ۹-۳ ضرایب بستر مربوطه ارائه شده است:



نوع ۵

عمق بستر سازی در زیر لوله

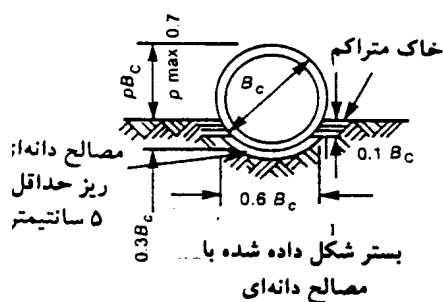
D	d (حداقل)
۲۷ < ۷۰۰	۷۵
۷۵۰ تا ۹۰۰	۱۰۰
۹۰۰ تا ۱۶۰۰	۱۵۰

مقادیر r_{sd}

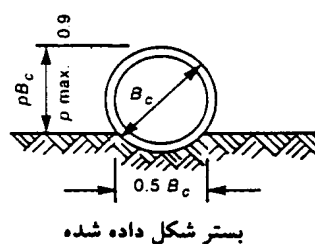
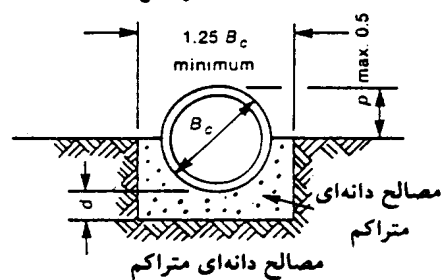
خاک غیر قابل نشست یا سنگ، $r_{sd} = +1.0$

خاک معمولی، $r_{sd} = +0.5$ تا $+0.8$

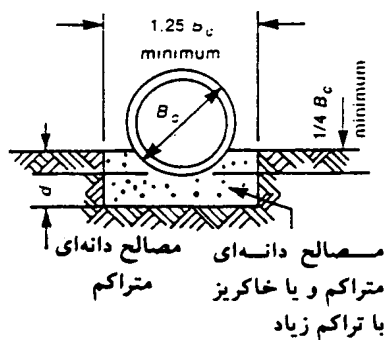
در بستر قابل نشست، $r_{sd} = +0.0$ تا $+0.5$



نوع ۲



نوع ۳



شکل ۳-۱۲ انواع مختلف بستر سازی برای لوله های بتنی، بتن مسلح و آریست در خاکریز

توجه: در صورتی که بستر سنگی، خاک شن دار و یا سایر مصالح سخت غیر قابل نشست باشد، خاک سخت باید به عمق ۱۵ سانتیمتر و یا ۵ سانتیمتر به ازای هر یک متر ارتفاع خاکریز در بالای تاج هر کدام که بزرگتر باشند، لیکن از $\frac{1}{4}$ قطر بزرگتر نباشد) برداشته شود. عرض گودبرداری باید حداقل ۳۰ سانتیمتر بزرگتر از قطر لوله باشد. سپس قسمت گودبرداری شده باید با مصالح ریزدانه پر شده و بعد از کمی تراکم، به شکل مطلوب شکل داده شود.

جدول ۹-۳ ضرایب بستر برای بتنی در خاکریز با برجستگی مثبت

$\frac{H}{B_c}$	بستر نوع ۳					بستر نوع ۴					بستر نوع ۵				
	$\rho = 0.9$														
	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5	1.0	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5	1.0	
0.5	2/01	2/82	2/82	2/82	2/82					11/26	8/87	8/87	8/87	8/87	
1.0	2/55	2/35	2/35	2/35	2/35					6/61	5/37	5/37	5/37	5/37	
1.5	2/22	2/26	2/16	2/16	2/16					5/81	2/83	2/27	2/27	2/27	
2.0	2/37	2/20	2/14	2/10	2/10					5/48	2/49	2/35	2/19	2/19	
3.0	2/31	2/17	2/10	2/07	2/02					5/18	2/50	2/21	2/06	2/88	
5.0	2/27	2/14	2/08	2/04	2/00					2/97	2/37	2/11	2/97	2/81	
10.0	2/22	2/12	2/06	2/03	1/99					2/82	2/28	2/04	2/90	2/76	
15.0	2/23	2/10	2/05	2/02	1/98					2/77	2/25	2/01	2/88	2/74	
	$\rho = 0.7$														
	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5	1.0	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5	1.0	
0.5	2/35	2/27	2/27	2/27	2/27	2/00	2/88	2/88	2/87	7/52	6/52	6/52	6/52	6/52	
1.0	2/18	2/08	2/08	2/08	2/08	2/73	2/58	2/58	2/58	5/61	2/79	2/79	2/79	2/79	
1.5	2/13	2/03	1/99	1/99	1/99	2/65	2/50	2/42	2/42	5/17	2/46	2/19	2/19	2/19	
2.0	2/10	2/01	1/97	1/95	1/95	2/61	2/48	2/42	2/39	2/98	2/35	2/11	2/99	2/98	
3.0	2/08	2/00	1/96	1/92	1/91	2/58	2/45	2/40	2/36	2/80	2/25	2/02	2/90	2/75	
5.0	2/06	1/98	1/95	1/93	1/90	2/55	2/43	2/38	2/35	2/66	2/18	2/95	2/82	2/70	
10.0	2/05	1/98	1/94	1/92	1/89	2/53	2/42	2/36	2/33	2/57	2/12	2/91	2/79	2/66	
15.0	2/02	1/97	1/92	1/91	1/89	2/52	2/41	2/36	2/33	2/53	2/09	2/89	2/77	2/65	
	$\rho = 0.5$														
	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5		$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3	0.5		
0.5	1/92	1/92	1/92	1/92		2/37	2/33	2/33	2/33	2/82	2/52	2/55	2/55		
1.0	1/90	1/86	1/86	1/86		2/31	2/25	2/25	2/25	2/33	2/97	2/97	2/97		
1.5	1/88	1/82	1/83	1/83		2/28	2/23	2/20	2/20	2/18	2/83	2/68	2/68		
2.0	1/88	1/82	1/83	1/82		2/27	2/22	2/20	2/19	2/11	2/79	2/65	2/58		
3.0	1/87	1/82	1/82	1/81		2/26	2/22	2/19	2/18	2/04	2/75	2/62	2/52		
5.0	1/86	1/83	1/82	1/81		2/26	2/21	2/19	2/17	2/99	2/72	2/58	2/51		
10.0	1/86	1/83	1/81	1/80		2/25	2/20	2/18	2/17	2/95	2/69	2/56	2/49		
15.0	1/86	1/83	1/81	1/80		2/25	2/20	2/18	2/17	2/94	2/68	2/56	2/48		
	$\rho = 0.3$														
	$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3			$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3		$r_{sd}\rho = 0$	0.1	0.3			
0.5	1/76	1/76	1/76			2/11	2/10	2/10		2/49	2/41	2/41			
1.0	1/76	1/75	1/75			2/10	2/08	2/08		2/40	2/28	2/28			
1.5	1/75	1/72	1/72			2/09	2/08	2/07		2/37	2/25	2/20			
2.0	1/75	1/72	1/72			2/09	2/08	2/07		2/35	2/22	2/20			
3.0	1/75	1/72	1/72			2/09	2/08	2/07		2/34	2/22	2/18			
5.0	1/75	1/72	1/72			2/09	2/08	2/07		2/33	2/22	2/17			
10.0	1/75	1/72	1/72			2/09	2/08	2/07		2/32	2/22	2/17			
15.0	1/75	1/72	1/72			2/09	2/08	2/07		2/32	2/22	2/17			
Zero Projecting															
	1/70					2/02					2/82				

۷-۵-۳ ضریب بستر برای شرایط خاص

ضریب بستر مناسب مورد استفاده برای تعیین ظرفیت باربری صحرایی^۱ یک مجرا برای یک روش نصب خاص، احتیاج به مطالعه دقیق حالات خاص بارگذاری دارد. برای مثال مطالعات تحلیلی نشان می‌دهد که ضریب بستر برای بارهای زنده ناشی از بار چرخ وارد برای سطح جاده برای انواع بسترسازی تقریباً مساوی در محدوده ۱/۵ تا ۱/۷ قرار دارد. در حالت برجستگی منفی و یا برجستگی صفر، با توجه به اینکه مجرا در داخل یک ترانشه کوچک نصب می‌شود، می‌توان شرایط کار را مشابه مجرا در ترانشه در نظر گرفت، با این تفاوت که شرایط کار در داخل یک ترانشه به علت فضای کار بیشتر، مناسب‌تر است. در صورت وجود شرایط مناسب و متراکم شدن خاک جناحین مجرا می‌توان در تعیین ضریب بستر مقداری فشار جانبی در نظر گرفت. در حالت ترانشه ناقص، مجرای زیرزمینی تحت فشار جانبی قرار دارد و از این نظر مشابه مجرا با برجستگی مثبت است. در تعیین ضریب بستر می‌توان این نکته را در نظر گرفت.

۸-۵-۳ ضریب ایمنی

همانند سایر سازه‌ها، در طراحی مجاری زیرزمینی باید ضریب ایمنی مناسبی مورد استفاده قرار گیرد. برای مجاری زیرزمینی صلب رابطه‌ای به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$W_c = \frac{S_{ed} \times L_f}{F_s} \quad (۳-۳)$$

یا

$$S_{eb} = \frac{W_c \times F_s}{L_f} \quad (۴-۳)$$

دامنه تغییرات ضرایب ایمنی مورد استفاده در عمل بسیار وسیع است. برای مجاری بتنی غیر مسلح، در صورتی که از حداقل مقاومت حاصل از نمونه‌های آزمایشی استفاده گردد، ضرایب ایمنی توصیه شده بین ۱/۳ تا ۱/۵ است. برای مجاری بتن مسلح بر پایه مقاومت حاصل از آزمایش ۰/۲۵ میلیمتر عرض ترک، ضریب ایمنی توصیه شده ۱/۲ است. در این حالت مقاومت باقیمانده مجرای بتن مسلح پس از وقوع ترک ۰/۲۵ میلیمتر تا مقاومت نهایی مقطع و همچنین فشار مقاوم (پاسیو) خاک جناحین مجرا در تغییر شکلهای جانبی بزرگ، حاشیه ایمنی مطلوبی به وجود می‌آورند. مقاومت آزمایشی ترک ۰/۲۵ میلیمتر، حداکثر بار وارد برای مجراست که در هنگام وقوع ترکی به عرض ۰/۲۵ میلیمتر ایجاد شده است. ترکها باید در فواصل نزدیک به وجود بیایند، و طول حداقل آنها ۳۰ سانتیمتر باشد. نتیجه این آزمایش به صورت نیروی وارد بر واحد طول (متر) تقسیم برای قطر داخلی بر حسب میلیمتر بیان می‌شود (در جدول ۳-۳ این نیرو برای حسب $N/m/mm$ بیان شده است).

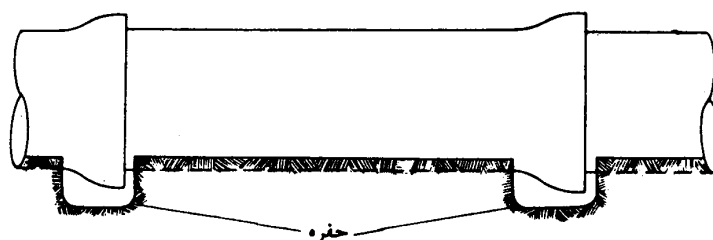
1. Field bearing capacity

۳-۵-۹ جاسازی^۱ برای اتصالات نر و ماده^۲

برجستگی موجود در محل اتصال نر و ماده مجاری، باعث عدم اتکای کامل در طول و بروز تمرکز واکنش در محل اتصال و در نتیجه شکست زودرس می‌شود. در چنین حالای لازم است در محل اتصال حفره‌ای به عمق و عرض کافی حفر گردد تا مجرا در تمام طول مولد تحتانی خود با زمین تماس پیدا کند. آزمایشهایی که روی مجرای سفالی انجام شده، نشان می‌دهد در حالتی که بار سنگین در محل اتصالات اعمال شود، ضریب بستر بین ۰/۵ تا ۰/۷۵ است. بررسی انجام شده روی خطوط لوله فاضلاب که در آنها حفره لازم در زیر اتصالات تعبیه نشده، نشان می‌دهد که به علت نشست، قسمت برجسته اتصال با سنگ بستر تماس پیدا کرده و به علت تمرکز نیروی واکنش بستر ترک‌هایی در قسمت پائین و بالا ایجاد شده است. ضریب بستر تخمینی برای این حالت حدود ۰/۸ است. به بیان دیگر در چنین حالاتی ظرفیت باربری لوله کمتر از آزمایش سه نبش است. این بررسیها دلالت برای این دارند که برای تأمین مقاومت یکنواخت، مطابق شکل ۳-۱۳ باید حفره با فضای کافی در محل اتصالات نر و ماده لوله‌ها ایجاد نمود.

۳-۵-۱۰ روش گام به گام طراحی مجاری صلب

پس از شناخت عوامل مؤثر در طراحی مجاری صلب روش گام به گام طراحی این لوله‌ها به شرح زیر خلاصه می‌شود



شکل ۳-۱۳ فضای حفره در محل اتصال نر و ماده باید به قدر کافی بزرگ باشد تا اتکای کامل در امتداد مولد تحتانی لوله به وجود آید.

- ۱- تعیین بار وارد از طرف خاک و سربار مؤثر سطحی با استفاده از نظریه‌های فصل دوم
- ۲- انتخاب جزئیات بسترسازی و ضریب بستر مربوط
- ۳- انتخاب ضریب ایمنی
- ۴- انتخاب مقاومت سه نبش لازم از رابطه زیر:

$$S_{eb} = \frac{W_c \times F_s}{L_f} \quad (5-3)$$

1. Bell hole
2. Bell and Spigot

۳-۶ بارگذاری طولی

مطالعات انجام شده نشانگر این است که فقط در شرایط ایده آل بارهای وارد به مجرا به بارگذاری قائم خاک و سربار روی آن محدود می گردد. بارهای دیگری نیز وجود دارد که باعث ایجاد نیروهای برشی ناشی از خمش می گردند. این نیروها ممکن است بسیار بزرگ، متغیر و یا دارای اثرهای موضعی باشند. بعضی از عمده ترین عمل ایجاد این نیروها به شرح زیر هستند:

- ۱- بستر غیر یکنواخت
- ۲- نشستهای نسبی
- ۳- تغییر مکان زمین به علت نیروهای خارجی نظیر زمین لرزه و یا یخزدگی آبهای منفذی

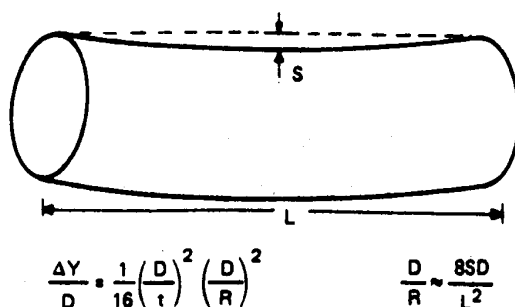
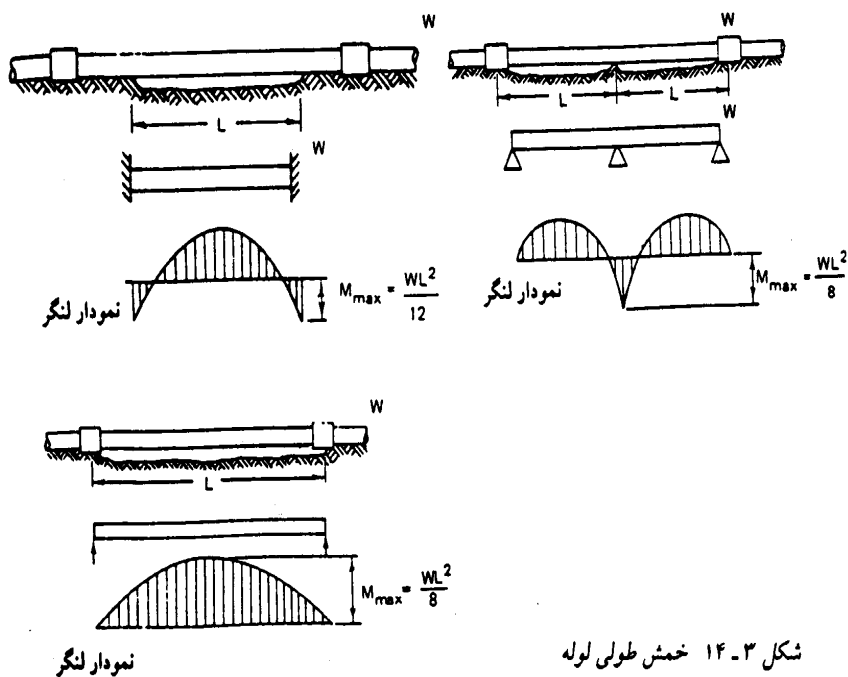
بستر غیر یکنواخت مجرا

بستر غیر یکنواخت ممکن است برای اثر وجود مصالح ناپایدار در مسیر، نشستهای ناهماهنگ به علت حفاری بیش از حد و کوبیدگی غیر یکنواخت و یا حفاریهای زیرزمینی ایجاد گردد. یکی از مزایای مجاری انعطاف پذیر توانایی آن در تحمل تغییر شکل و جلوگیری از ایجاد تمرکز تنش است. استفاده از اتصالات انعطاف پذیر نیز توانایی مجرا را در مقابله با چنین بارگذاریهایی افزایش و احتمال خرابی را کاهش می دهد. استفاده از این مزایا به همراه طراحی درست و کارگزاری صحیح تقریباً تأثیرات خمش طولی را از بین می برد. اشکال نشان داده شده در شکل ۳-۱۴ مقادیر لنگرهای ایجاد شده در طول مجرا را مشخص می سازد.

خمش طولی مجاری بلند در یک صفحه افقی، تغییر مکانهای قائم حلقوی^۱ ایجاد می نماید ($\Delta y / D$). مطالعات زیادی که در برآورد این تغییر مکان انجام شده منجر به رابطه زیر گردیده است که در مورد خمش خالص تحت فشار استفاده می شود. (شکل ۳-۱۵)

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{1}{16} \left(\frac{D}{t} \right)^2 \left(\frac{D}{R} \right)^2 \quad (3-6)$$

1. Vertical ring deflection



شکل ۱۵-۳ تغییر شکل حلقوی به علت خمش لوله

نشستهای نسبی

نشستهای نسبی در درجه‌های بازدید^۱ و یا سایر سازه‌هایی که لوله‌ها به صورت صلب به آنها متصل هستند می‌توانند باعث ایجاد لنگرهای خمشی و نیروهای برشی بزرگی در سازه گردند. این نیروها زمانی که سازه و لوله نسبت به یکدیگر حرکت نسبی پیدا می‌کنند ایجاد می‌شود. عموماً محاسبه تنشهای حاصل از این نشستهای نسبی به سادگی امکان‌پذیر نیست. بنابراین در مراحل طراحی و اجرای خط لوله باید حداکثر دقت در حذف و یا به حداقل رساندن این تغییر مکانها صورت گیرد. این کار را می‌توان با آماده‌سازی و کوبیدن مصالح بستر و شالوده سازه و لوله متصل به آن انجام داد.

1. Man hole

حرکتهای زمین

الف - شرایط متغیر رطوبت: انواع خاصی از خاکها (بخصوص خاکهای رس قابل تورم) در مقابل تغییرات رطوبت بسیار حساس هستند. این خاکها ممکن است بر اثر تغییرات رطوبت فصلی دچار تغییر مکانهای نسبی شوند. در یک طراحی مناسب قرار دادن مستقیم خطوط لوله برای روی چنین خاکهایی مجاز نیست. در هر حال باید توجه داشت که ایجاد چنین تغییر مکانهایی در خاکهای مجاور، آثار زیانباری روی خط لوله خواهد داشت. عموماً این تغییر مکانهای نسبی بسیار کوچک هستند، ولی اثر تجمعی آنها ممکن است آنقدر زیاد باشد که در کارآیی خط لوله ایجاد اختلال نماید.

برای کاهش آثار تجمعی این تغییر مکانها بر روی لوله‌های صلب، استفاده از قطعات کوتاه لوله با اتصالات انعطاف‌پذیر توصیه می‌شود. در لوله‌های انعطاف‌پذیر خاصیت انعطاف‌پذیری طبیعی لوله اجازه مقابله با تنشهای ایجاد شده را می‌دهد. در این مورد هم انعطاف‌پذیری طولی و هم انعطاف‌پذیری قطری لوله اهمیت دارد. همچنین تغییرات سطح آب زیرزمینی نیز ممکن است باعث ایجاد چنین تغییر مکانهایی گردند که با روشهای ذکر شده باید با آن مقابله کرد.

ب - زمین لرزه: ارتعاشات ناشی از زمین‌لرزه می‌تواند آثار زیانباری برای روی خطوط لوله داشته باشد. این مناطق بحرانی مکانهایی هستند که در آنها تغییر مکانهای نسبی در خاک رخ می‌دهد، مانند: مناطق نزدیک گسلها صفحات برش خاک و یا مناطق انتقالی که در آنها لوله به درون سازه‌ای وارد می‌شود. ضمناً ممکن است در بعضی از خاکها در اثر زلزله پدیده آبگونی رخ بدهد و باعث بالا آمدن و یا شناور گردیدن لوله‌ها شود. اکثر لوله‌های انعطاف‌پذیر مدفون، توانایی تحمل زلزله را در حد مطلوبی دارا هستند. در نهایت استفاده از لوله‌های انعطاف‌پذیرتر به همراه اتصالات انعطاف‌پذیر برای مقابله با زلزله توصیه می‌گردد.

۳-۷ اصلاح بسترهای ناپایدار

در عمل شرایطی پیش می‌آید که خاک کف بستر مقاومت کافی در مقابل فشار زیر مجرا را ندارد. مثالهایی از این نوع خاکها، خاکهای کاملاً اشباع موجود در مجاورت خطوط ساحلی‌اند. در چنین حالاتی برای بهبود شرایط بستر از یکی از روشهای زیر استفاده می‌شود.

- ۱- ترانشه با عمقی بزرگتر از عمق معمول حفر و در کف بستر خاک مناسب نظیر شن و یا صدف دریایی ریخته می‌شود.
- ۲- در فواصل مناسب در خاک شمع کوبیده شده و روی شمع تکیه‌گاه زینی اجرا شده و لوله در روی تکیه‌گاه زینی قرار داده می‌شود.
- ۳- از یک شالوده گسترده (MAT) برای توزیع فشار در زیر مجرا استفاده می‌شود. از انواع شالوده‌های گسترده، الوارهای چوبی است که پهلوی به پهلوی یکدیگر قرار داده می‌شود و مجرا روی آن قرار می‌گیرد.

فصل ۴ طراحی مجاری زیرزمینی تحت فشار

$$a = \text{شعاع داخلی}$$

$$b = \text{شعاع خارجی}$$

$$\bar{D} = \text{قطر متوسط} = (b + a)$$

$$P_i = \text{فشار داخلی}$$

$$r = \text{شعاع نقطه مورد نظر برای محاسبه تنش}$$

$$S = \text{مقاومت سه نبش لوله تحت اثر بار خارجی و فشار داخلی (کیلونیوتن برای متر)}$$

$$S^* = \text{مقاومت سه نبش لوله در غیاب هر گونه فشار داخلی (کیلونیوتن بر متر)}$$

$$t = \text{ضخامت جدار} = (b - a)$$

$$T = \text{فشار داخلی}$$

$$T^* = \text{مقاومت ترکیدگی لوله (کیلونیوتن بر متر مربع)}$$

طراحی مجاری بدون فشار داخلی، تحت بار خارجی در فصل گذشته مورد مطالعه قرار گرفت. در این فصل طراحی مجاری تحت فشار داخلی مورد توجه قرار می‌گیرد. در طراحی مجاری تحت فشار روش تعیین بارهای خارجی مشابه فصل قبل است. نکته تازه‌ای که باید مورد توجه قرار گیرد، چگونگی تأثیر فشار داخلی در طراحی است.

۴-۱ تنشها و کرنشهای جدار مجرا

بر اثر اعمال بار به مجرا، در جدار آن کرنش و تنش ایجاد می‌شود. در مجاری مدفون تحت فشار، بارهای وارد شده شامل: فشارهای داخلی و بارهای خارجی است. فشارهای داخلی شامل فشار استاتیکی آب^۱ داخل مجرا و فشار ناشی از ضربه آب^۲ (ضربه قوچ) و بارهای خارجی شامل فشار ناشی از وزن خاک و سربار سطحی است. همچنین بارهای ناشی از نشستهای نسبی، خمش طولی، تغییرات درجه حرارت، و بارهای برشی نیز جزو بارهای خارجی به حساب می‌آیند.

1. Hydrostatic Pressure

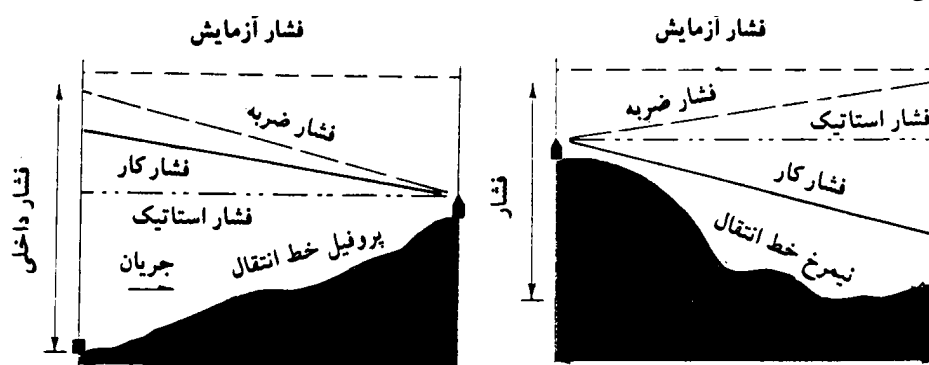
2. Surge Pressure

۲-۴ عوامل ایجاد فشار داخلی در مجاری زیرزمینی

الف: فشار استاتیکی

در خط انتقال گرانشی، جریان از تراز بالا به تراز پائین است (شکل ۱-۴ الف) فشار داخلی، فاصله بین محور خط و شیب هیدرولیکی است. در صورتی که در طول خط انتقال، شیرهای قطع و وصل پیش‌بینی شده باشد، فشار خط، فاصله بین محور خط تا تراز فشار استاتیک در حالت شیر بسته است.

در خط انتقال رانشی، پمپاژ از تراز پائین به تراز بالا است (شکل ۱-۴ ب). فشار داخلی فاصله بین محور خط و شیب هیدرولیکی به وجود آمده توسط پمپاژ است. فشار در خروجی و اتلافات اصطکاکی می‌تواند در طراحی منظور شوند. در صورتی که امکان کارکرد پمپ در حالت بدون جریان وجود داشته باشد، فشار مربوط باید در طراحی منظور شود.



ب - ارتباط بارها و فشارهای مختلف
برای انتقال فشار طرح (جریان گرانشی)

الف - ارتباط بارها و فشارهای مختلف
برای انتخاب فشار طرح (جریان رانشی)

شکل ۱-۴

ب: فشار ضربه

هرگونه تغییر ناگهانی در رژیم دائمی جریان خط انتقال، مانند قطع ناگهانی کارکرد پمپ و یا بسته شدن مسیر جریان توسط شیر، علاوه بر فشار استاتیکی، فشارهای داخلی ایجاد می‌کند که به آن فشار ضربه گویند. (شکلهای ۱-۴ الف و ب).

۳-۴ تنشهای ناشی از فشار داخلی در جدار مجاری

تنشهای ناشی از فشار آب در جدار مجاری، نخستین بار توسط لامه^۱ حل شد. برای مجرای استوانه‌ای جدار ضخیم تحت فشار داخلی، تنشهای حاصل شده عبارت‌اند از:

$$\sigma_t = \frac{P_i a^2 (b^2 / r^2 + 1)}{b^2 - a^2}$$

تنش حلقوی σ_t

$$\sigma_r = \frac{P_i a^2 (b^2 / r^2 - 1)}{b^2 - a^2}$$

تنش شعاعی σ_r

1. Lamé

تنش حداکثر، تنش مماسی σ_t است که در $r = a$ رخ می‌دهد و مقدار آن به شرح زیر است:

$$\sigma_{\max} = (\sigma_t)_{r=a} = \frac{P_i a^2 (b^2 / a^2 + 1)}{b^2 - a^2}$$

یا

$$\sigma_{\max} = \frac{P_i (b^2 + a^2)}{b^2 - a^2} \quad (1-4)$$

برای مجاری جدار نازک که در آنها $b - a = t, a \approx b$ است می‌توان نوشت:

$$(b^2 - a^2) = (b + a)(b - a) = \bar{D}t \quad (\text{الف})$$

همچنین:

$$(b + a)^2 = \bar{D}^2 = b^2 + a^2 + 2ab$$

بنابراین:

(ب)

$$b^2 + a^2 = \bar{D}^2 - 2ab = \bar{D}^2 - 2\bar{r}^2 = \bar{D}^2 - \frac{\bar{D}^2}{2} = \frac{\bar{D}^2}{2}$$

جدار نازک به صورت زیر در می‌آید:

$$\sigma_{\max} = \frac{P_i (\bar{D}^2 / 2)}{\bar{D}t} = \frac{P_i \bar{D}}{2t} \quad (2-4)$$

رابطه ۲-۴، رابطه تنش حلقوی برای مجاری استوانه‌ای جدار نازک است. اکثر مجاری زیرزمینی تحت فشار، در رده مجاری جدار نازک قرار می‌گیرند و رابطه فوق در مورد آنها صادق است.

اگر قطر خارجی لوله، D_0 ، به عنوان مرجع محاسبات مورد استفاده قرار گیرد، با توجه به تساوی $\bar{D} = D - t$ ، رابطه ۲-۴ به صورت زیر در می‌آید:

$$\sigma_{\max} = \frac{P_i (D - t)}{2t} \cong \frac{P_i D^*}{2t} \quad (3-4)$$

در صنعت لوله‌سازی، بخصوص لوله‌های پلاستیکی نسبت به DR یا نسبت بعد استاندارد SDR ، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$DR = \frac{D}{t} \quad \text{یا} \quad SDR = \frac{D}{t}$$

هر دو علامت DR و SDR به یک معناست، لکن علامت SDR در صنعت کاربرد بیشتری دارد. اگر در رابطه ۳-۴ به جای D/t علامت SDR قرار داده شود، خواهیم داشت:

1. Dimension Ratio

2. Standard Dimension ratio

* این تقریب در جهت اطمینان است

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{P_i}{\gamma}\right)(\text{SDR} - 1) \quad (4-4)$$

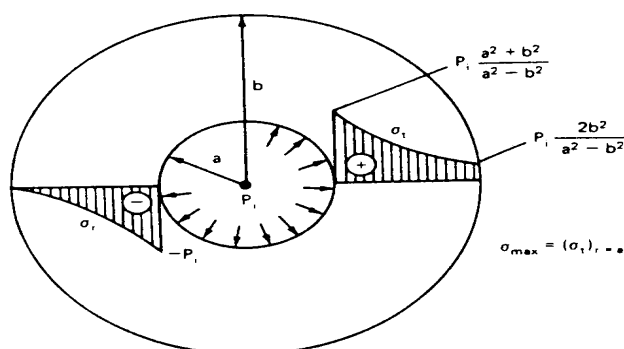
رابطه فوق را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{\gamma \sigma_{\max}}{P_i} = \text{SDR} - 1 \quad (4-5)$$

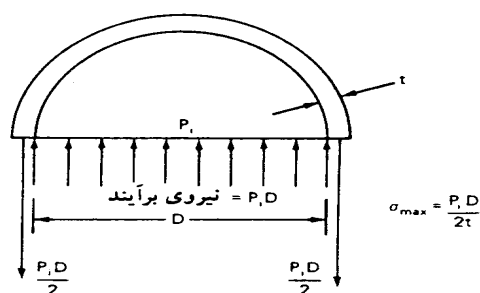
رابطه ۴-۵ به رابطه ایزو (ISO) مشهور است. ولی باید توجه داشت که بنیانگذار این رابطه لامه (۱۸۵۲) بوده است.

۴-۴ بارهای خارجی

روش تعیین بارهای ناشی از وزن خاک و سربار در فصل دوم و روش طراحی مجاری در مقابل این بارها در فصل سوم مورد بحث قرار گرفت. در این فصل تأثیر این گونه بارها در مجاری تحت فشار مورد توجه قرار می گیرد.



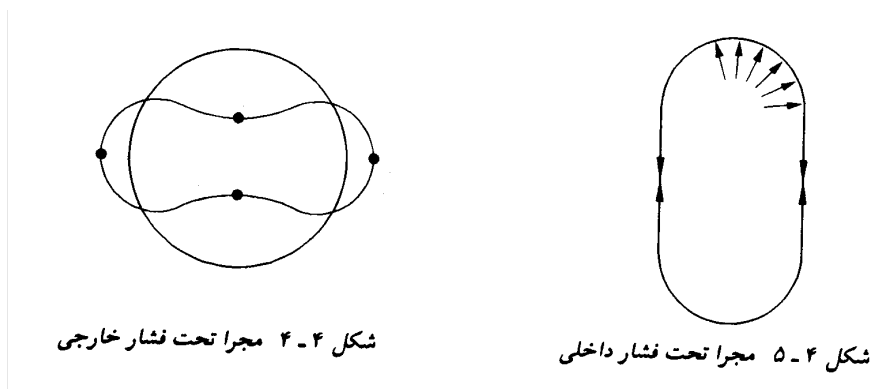
شکل ۴-۲ مجرای استوانه ای جدار ضخیم تحت فشار داخلی



شکل ۴-۳ نمودار آزاد نیمه فوقانی یک لوله جدار نازک تحت فشار داخلی

۴-۵ اثر توأم (اندرکنش) فشار داخلی و فشار خارجی

مجاری انتقال آب، مایعات نفتی و گازها، علاوه بر فشار خارجی می توانند تحت فشار داخلی نیز باشند. در مجاری با مقطع دایره، به علت فشار خارجی لنگر خمشی ایجاد می شود که مقدار آن در تاج کف و دو طرف مجرا حداکثر است (شکل ۴-۵). بر اثر فشار داخلی، مجرا تحت کشش حلقوی قرار می گیرد که مقدار آن در تمام محیط یکسان است. (شکل ۴-۵).



شکل ۴-۵ مجرا تحت فشار داخلی

در صورتی که تأثیر فشار خارجی و فشار داخلی همزمان باشد، تنشهای آنها با یکدیگر ترکیب می‌شوند. بنابراین وجود فشار داخلی می‌تواند باعث کاهش ظرفیت باربری خارجی مجرا گردد. در خطوط انتقال تحت فشار، اغلب از مجاری چدنی^۱، چدن نشکن^۲، فولادی^۳، بتن مسلح^۴، فایبرگلاس^۵، و پلی اتیلن^۶ استفاده می‌شود. لوله‌های فوق در دو رده کلی مجاری صلب و انعطاف‌پذیر قرار می‌گیرند. در ادامه روش طراحی مجاری صلب تحت فشار داخلی و خارجی مورد بحث قرار می‌گیرد.

۴-۶ طراحی مجاری صلب تحت فشار داخلی و بار خارجی

در صورتی که مقاومت آزمایش سه نبش^۷ (مبین ظرفیت باربری خارجی) و مقاومت ترکیبگی^۸ (مبین ظرفیت باربری در مقابل فشار داخلی) مجاری صلب، در دست باشد، رابطه اندرکنش فشار داخلی و بار خارجی که باعث شکست می‌شود، می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

(۶-۴)

$$S = S_0 \sqrt{\frac{T_i - T_0}{T_0}}$$

-
1. Iron
 2. Ductile Iron
 3. Steel
 4. reinforced concrete
 5. GRP
 6. Poly Etilen
 7. Three edge bearing strength
 8. bursting strength

فصل ۵ طراحی تحلیلی مجاری زیرزمینی بتنی

$$A = \text{وزن کل خاک روی لوله مساوی } W_e(r)h \text{ (همانند بار به دست آمده از رابطهٔ مارستون است.)}$$

$$A_t = \text{سطح مقطع تبدیل یافته (mm}^2\text{)}$$

$$d = \text{ارتفاع مؤثر مقطع (mm)}$$

$$D = \text{وزن واحد طول لوله و یا قطر اسمی لوله}$$

$$F = \text{تلاش محوری ناشی از بارهای خارجی، وزن آب درون لوله، وزن لوله (N)}$$

$$f_c = \text{مقاومت فشاری مشخصه بتن (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{cr} = \text{تنش فشاری مؤثر به علت نیروی پیش تنیدگی پس از کسر کلیه اتلافات (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ct} = \text{تنش کششی در بتن (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_s = \text{تنش فولاد در حالت بهره‌برداری (تحت بارهای بدون ضریب) (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_y = \text{تنش جاری شدن فولاد مصرفی (N/mm}^2\text{)}$$

$$h = \text{ارتفاع خاک از بالای تاج میان‌تار لوله}$$

$$Jd = \text{بازوی مقاوم داخلی (در تقریب اول مساوی } 0.85d \text{ فرض می‌شود.)}$$

$$M = \text{تلاش خمشی ناشی از بارهای خارجی، وزن آب درون لوله، و وزن لوله (N.mm)}$$

$$M_u = \text{لنگر خمشی ضریب‌دار (N.mm)}$$

$$p = \text{فشار داخلی حداکثر (N/mm}^2\text{)}$$

$$Pb = \text{فشار واکنشی کف لوله به علت فشار خاک، وزن آب و وزن لوله}$$

$$p_i = \text{فشار داخلی ناشی از فشار قسمت ب فشار هیدروستاتیک مساوی } \gamma T(1 - \cos \theta)$$

$$p_t = \text{فشار ناشی از خاک}$$

$$R = \text{شعاع متوسط لوله (mm)}$$

$$r = \text{شعاع میان‌تار لوله}$$

$$r_i = \text{شعاع داخلی لوله}$$

$$s = \text{فواصل میلگردها (mm) مطابق شکل ۶-۵}$$

$$S = \text{اساس مقطع (mm}^2\text{)}$$

$$t = \text{ضخامت جدار لوله}$$

$$T = \text{کشش حلقوی برای حسب نیوتن بر عرض یک متر در حالت بهره‌برداری}$$

$$T_u = \text{نیروی محوری کششی ضریب‌دار (N)}$$

$$V_{\theta}, P_{\theta}, M_{\theta} = \text{به ترتیب لنگر خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی در مقطعی با زاویه } \theta$$

$$W = \text{وزن کل آب داخل لوله برای واحد طول مساوی } \gamma_W \pi r^2 \text{ و یا عرض ترک}$$

$$W_e = \text{وزن مخصوص مؤثر خاک موجود در بالای لوله}$$

$$y = \text{فاصله مرکز میلگرد تا سطح خارجی (mm) مطابق شکل ۶-۵}$$

$$\beta_1 = \text{ضریب بلوک معادل بتن برای } fc < 30 \text{ N/mm}^2 \text{ مقدار آن } 0.85 \text{ می باشد.}$$

$$\phi_c = \text{ضریب تقلیل ظرفیت بتن مساوی } 0.6$$

$$\phi_s = \text{ضریب تقلیل ظرفیت فولاد مساوی } 0.85$$

$$f_e = \text{تنش کششی مجاز بتن (N/mm}^2\text{)} = 0.6 \sqrt{f_c}$$

۱-۵ کلیات

در فصل سوم اشاره شد که برای طراحی مجاری زیرزمینی بتنی دو روش وجود دارد؛ روش تجربی و روش تحلیلی. در روش تجربی که شرح کامل آن در فصل سوم ارائه گردید، طراحی مجرا بر اساس نتیجه آزمایش مقاومت سه نبش مجرا انجام می شود. در روش تحلیلی که در این فصل مورد بحث قرار می گیرد، طراحی مجاری زیرزمینی بتنی برای اساس روابط طراحی سازه های بتن مسلح انجام می شود.

۲-۵ بارهای طراحی

بارهای وارد شده عبارت اند از:

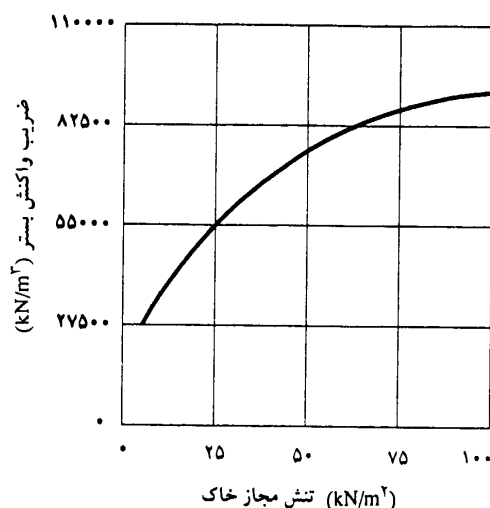
- ۱- وزن مجرا و مایع داخلی
- ۲- بار قائم ناشی از وزن خاک موجود روی مجرا
- ۳- بار قائم ناشی از بار زنده
- ۴- واکنش قائم خاک در نشیمن مجرا
- ۵- فشار جانبی خاک
- ۶- فشار ناشی از آب زیرزمینی
- ۷- فشار هیدروستاتیک داخلی
- ۸- نیروهای دینامیکی

در فصل دوم بحث جامعی در مورد بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی ارائه شده است که مطالعه آن قبل از شروع این فصل ضروری است. در ادامه مطالب تکمیلی در مورد واکنش قائم و فشار جانبی خاک ارائه می گردد.

واکنش قائم خاک، نیروی گسترده رو به بالایی است که برای سطح تماس نشیمن مجرای زیرزمینی اعمال می شود. این واکنش در مجاری جعبه ای غالباً به صورت خطی و در صورت وجود تقارن در بارگذاری، به صورت یکنواخت در نظر گرفته می شود. در مجاری زیرزمینی با مقطع دایره همان طور که بعداً ملاحظه خواهد

شد، لازم است برحسب زاویه تماس، یک توزیع فشار منطقی اختیار گردد. البته در صورت استفاده از تحلیل کامپیوتری در هیچ حالت نیاز به پیش فرض فشار واکنشی نیست و با مدل کردن خاک توسط فنرهای وینکлер، توزیع فشار به صورت قسمتی از نتایج تحلیل در می آید. سختی فنرها، ضریب واکنش بستر نامیده می شود که طبق تعریف، نیروی وارد برای واحد سطح لازم باری نشست الاستیک خاک به اندازه واحد است که برحسب kN/m^3 بیان می گردد. در غیاب اطلاعات دقیقتر، مقدار آن را می توان به کمک شکل ۱-۵ برحسب مقاومت فشاری مجاز خاک تعیین نمود.

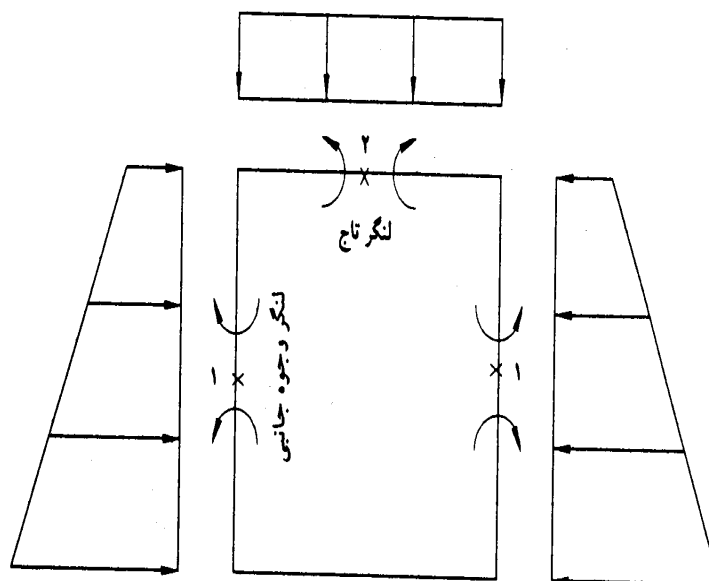
فشار جانبی خاک ممکن است در دو حالت محرک^۱ و سکون^۲ برای مجرای زیرزمینی اعمال گردد. وقوع هر کدام از دو حالت فوق می تواند باعث وضعیت بحرانی در سازه شود. مطابق شکل ۲-۵، کاهش در فشار جانبی باعث افزایش لنگر خمشی در تاج (نقطه ۲) و افزایش آن باعث افزایش لنگر خمشی در وجوه جانبی (نقاط ۱) می گردد. از آنجا که وقوع قطعی یکی از حالات یاد شده قابل پیش بینی نیست، باید هر دو حالت در ترکیبات بارگذاری مورد توجه قرار گیرند.



شکل ۱-۵ ضریب واکنش بستر برحسب مقاومت فشاری مجاز خاک

1. active

2. atrest



شکل ۲-۵ تأثیر فشار جانبی در نیروهای داخلی

ضریب فشار محرک خاک طبق نظریه رانکین از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (۱-۵)$$

ضریب فشار سکون خاک را نیز می‌توان از رابطه تقریبی زیر محاسبه کرد.

$$K = 1 - \sin \phi \quad (۲-۵)$$

که در آن ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک است. در صورت عدم وجود اطلاعات دقیقتر مقدار آن را می‌توان مطابق جدول ۱-۵ در نظر گرفت:

جدول ۱-۵ وزن مخصوص و زاویه اصطکاک داخلی معادل برای انواع خاک

نوع خاک	وزن مخصوص (kN/m^3)	زاویه اصطکاک داخلی معادل
رس نرم	۱۵-۱۹	۰-۱۰
رس متوسط	۱۶-۱۹	۱۵-۳۰
ماسه و شن	۱۹-۲۱	۲۵-۳۵

۳-۵ ترکیبات بارگذاری

در طراحی مجاری زیرزمینی باید ترکیبات بارگذاری زیر مورد توجه قرار گیرد:

ترکیب بار ۱:

بار مرده + فشار خاک روی مجرا + بار زنده + فشار جانبی متقارن و حداقل خاک (با حداقل تراز آب زیرزمینی)

ترکیب بار ۲:

ترکیب بار ۱ + فشار داخلی

ترکیب بار ۳:

بار مرده + فشار خاک روی مجرا + بار زنده + فشار جانبی متقارن و حداکثر خاک (با حداکثر تراز آب زیرزمینی)

ترکیب بار ۴:

ترکیب بار ۳ + فشار داخلی

ترکیب بار ۵:

بار مرده + فشار خاک روی مجرا + بار زنده + فشار جانبی نامتقارن خاک (در صورت تشخیص مهندس طراح)

ترکیب بار ۶:

ترکیب بار ۵ + فشار داخلی

ترکیب بار ۷:

فشار داخلی تنها

در روشهای معمول طراحی، اثر زلزله در طراحی مجاری زیرزمینی در نظر گرفته نمی شود. تجربه های به دست آمده از زلزله های گذشته حاکی از آن است که مجاری زیرزمینی هنگام زلزله فقط تحت تغییر شکل های برشی عرضی و طولی خاک قرار می گیرند. تغییر شکل های عرضی غالباً به صورت کرنش های برشی بر مقطع عرضی اعمال می شوند.

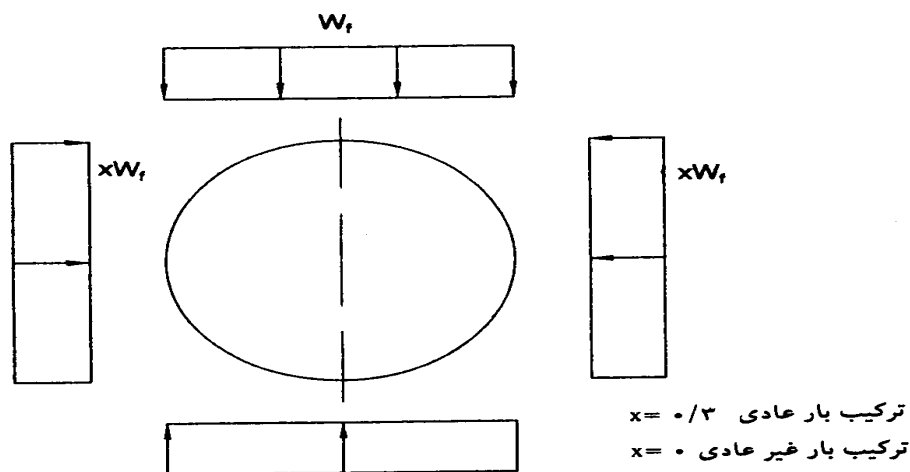
از نظر هماهنگی با تغییر شکل های طولی، وجود درزهای انقباضی عرضی که معمولاً در فواصل ۶ تا ۱۰ متری و درزهای انبساطی که در فواصل ۳۰ تا ۴۰ متری قرار داده می شود، می تواند این هماهنگی در تغییر شکل را فراهم نماید.

ناگفته نماند که بروز خرابی های جدی بر مجاری زیرزمینی در ناحیه ای که گسل فعالی را قطع می نمایند، بسیار جدی و تقریباً غیرقابل اجتناب است. آئین نامه زلزله آشتو و آئین نامه طرح پلهای شوسه و راه آهن در برابر زلزله (نشریه شماره ۲۳۵ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن) تصریح دارد که لزومی به مطالعه مجاری زیرزمینی تحت نیروهای زلزله نیست.

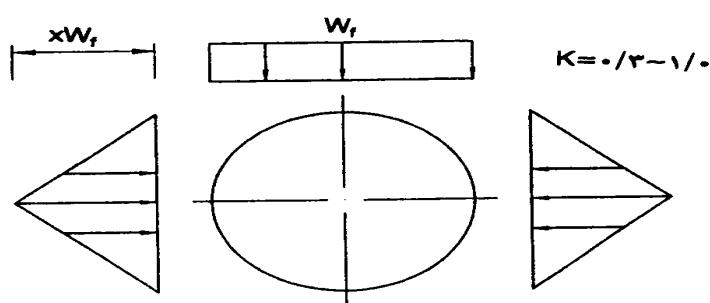
۴-۵ توزیع فشارهای قائم و جانبی روی مجاری زیرزمینی

آئین نامه ها و دستورالعملهای کشورهای مختلف با هدف انطباق با اندازه گیریهای واقعی، ایمنی، و ایجاد سهولت در طراحی، نمودارهای برای توزیع بار قائم و فشار جانبی ارائه می نمایند. در این قسمت به بررسی و مقایسه این نمودارها مبادرت می گردد.

با یک بررسی اجمالی می توان شباهتها و نقاط مشترکی در این نمودارها مشاهده کرد.

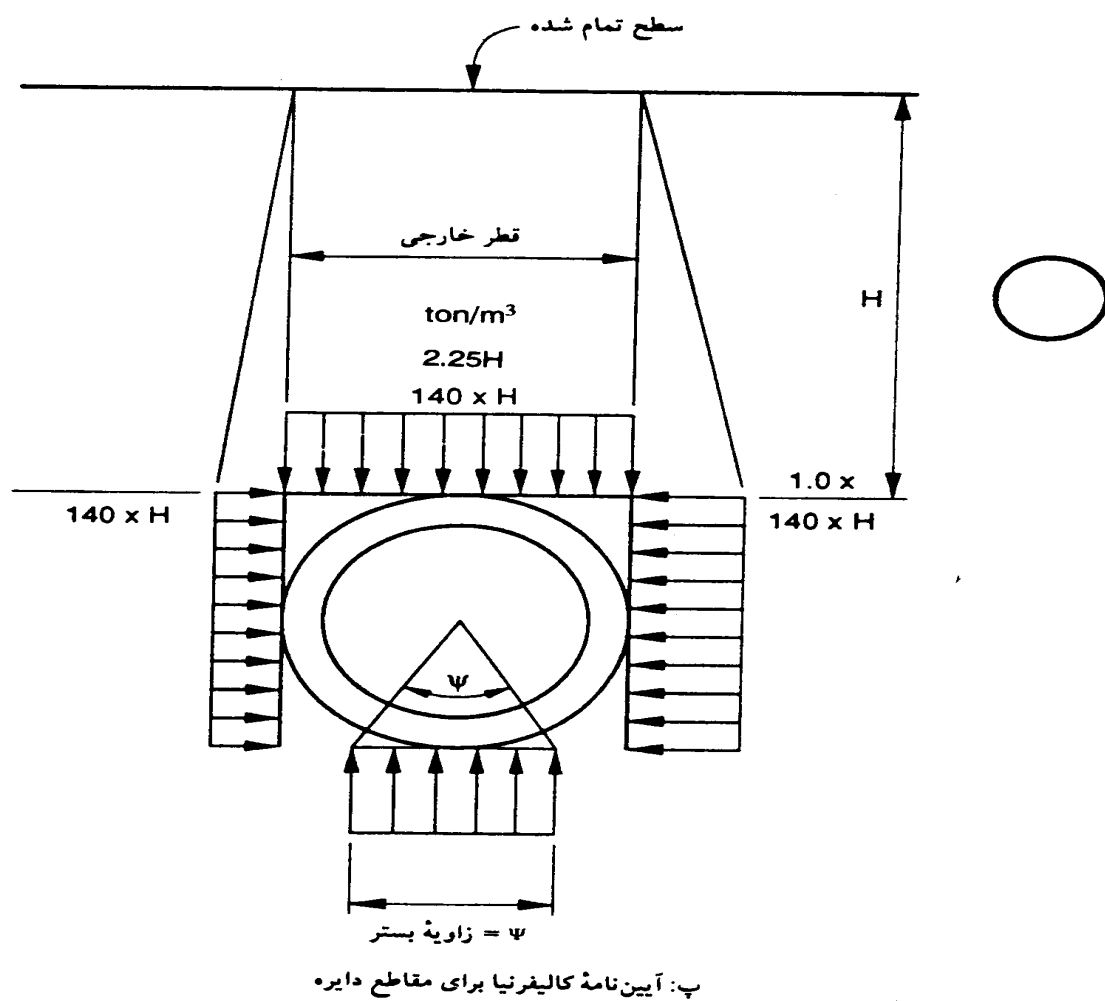


الف: دستورالعملهای USBR برای مقاطع دایره

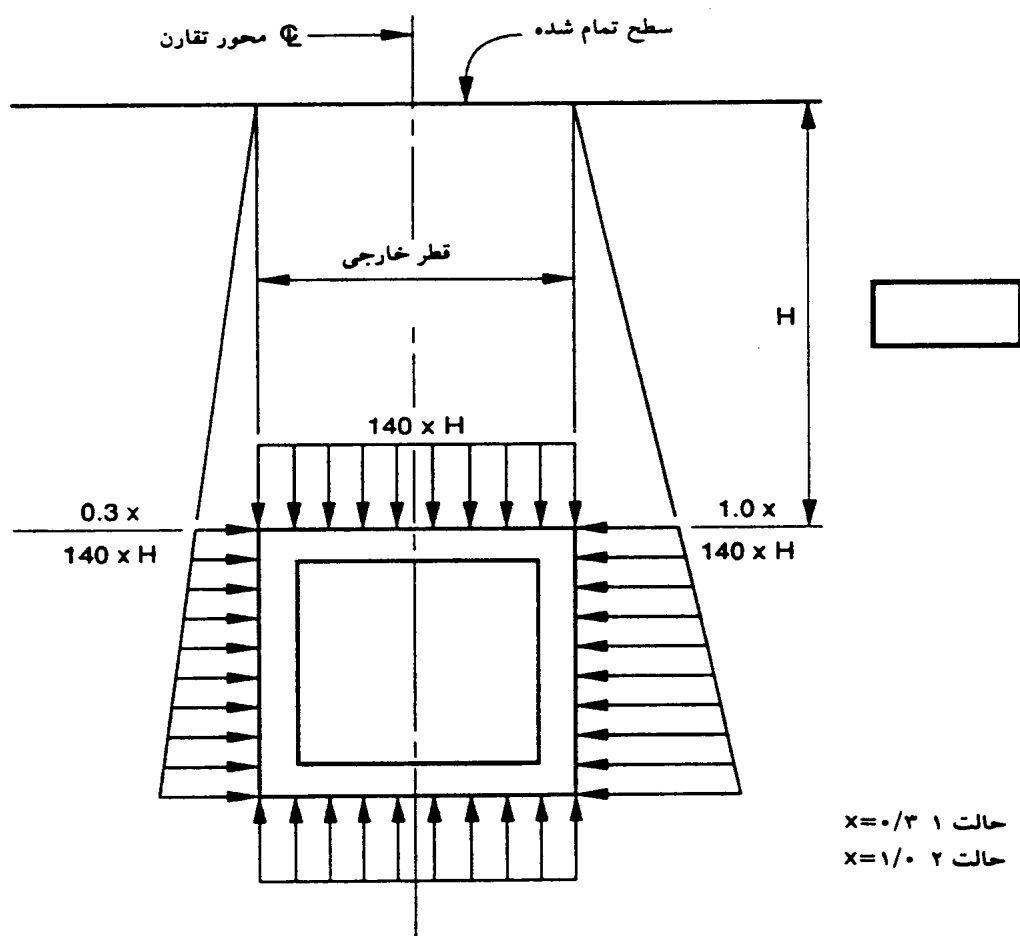


ب: آیین نامه هندوستان برای مقاطع دایره

شکل ۳-۵ نمودارهای توزیع فشار قائم و افقی

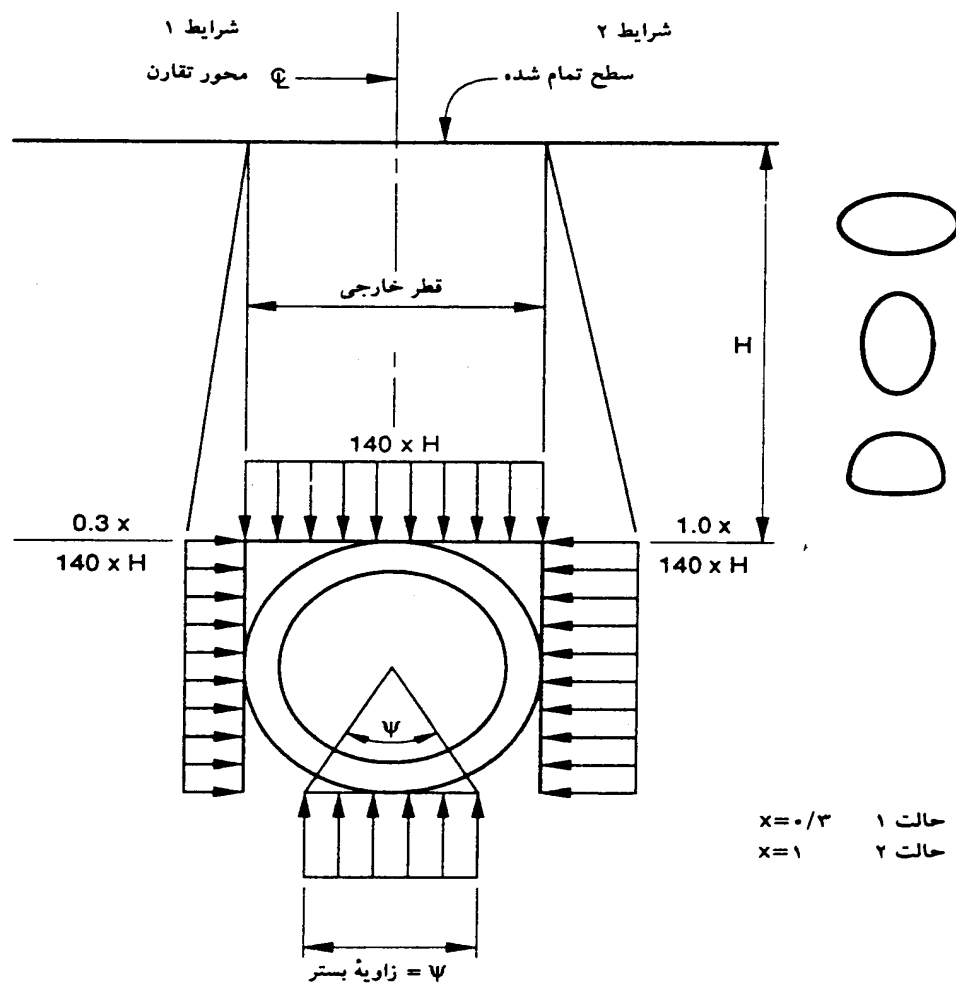


شکل ۳-۵ دنباله



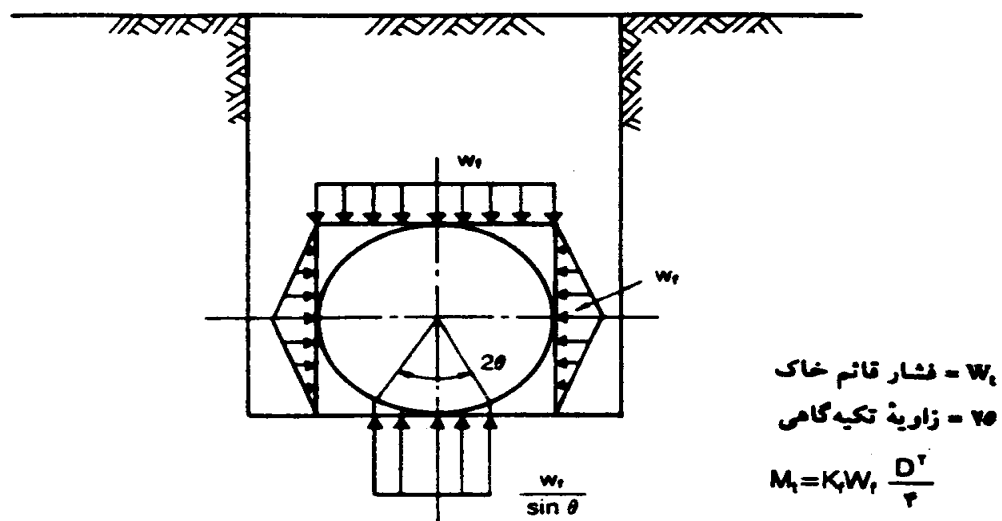
ت: آیین‌نامه کالیفرنیا برای مقاطع جعبه‌ای

شکل ۳-۵ دنباله



ث: آیین نامه کالیفرنیا برای مقاطع بیضی و تخم مرغی

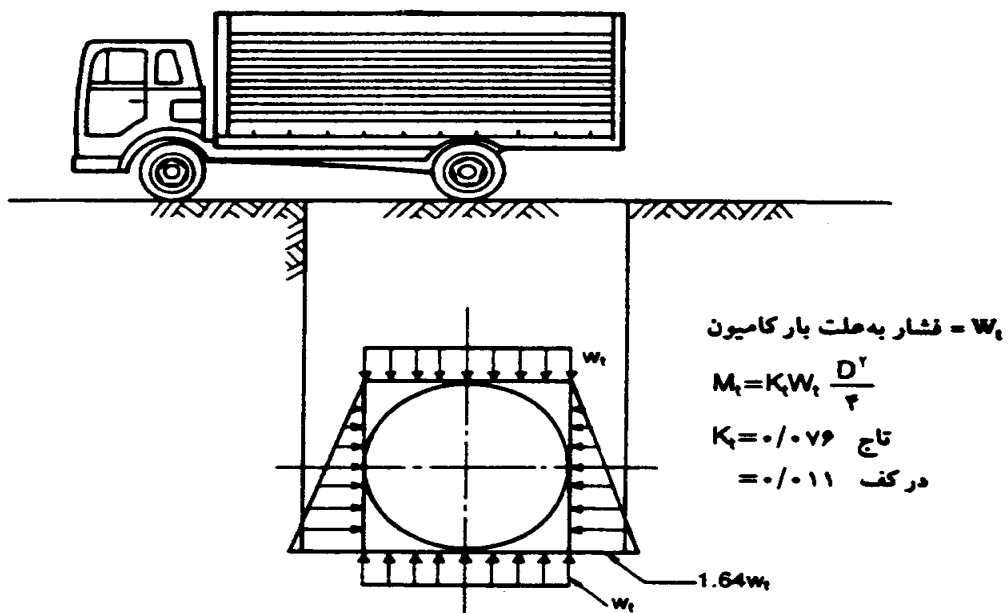
شکل ۵-۳ دنباله



مقادیر K_t

زاویه تکیه گامی θ	۶۰	۹۰	۱۲۰
در تاج لوله	۰/۱۳۲	۰/۱۲۰	۰/۱۰۸
در کف لوله	۰/۲۲۳	۰/۱۶۰	۰/۱۲۲

ج: دستورالعمل ژاپن



ج: دستورالعمل ژاپن

شکل ۳-۵ دنباله

۵-۵ طراحی مجاری بتن مسلح

۵-۵-۱ کلیات

در ارائه مطالب این قسمت فرض بر این است که استفاده کننده با طراحی سازه های بتن مسلح آشنایی کامل دارد. مطالب ارائه شده در این قسمت دستورالعمل ویژه سازه های مجاری آب بر است. تمام دستورالعمل های آئین نامه بتن ایران برای طراحی سازه های مجاری آب بر معتبر هستند مگر اینکه شرایط خاص مطرح باشد.

۵-۵-۲ ضرایب بار

طبق آئین نامه بتن ایران بار زنده $1/5$ و ضریب بار مرده $1/25$ است. در جدول ۵-۲ تفکیک بارهای وارد بر مجاری زیرزمینی برحسب بار زنده و مرده ارائه شده است.

جدول ۵-۲ تفکیک بارهای وارد بر مجاری بتنی زیرزمینی

بارهایی که ضریب بار زنده بر آنها اعمال می شود	بارهایی که ضریب بار مرده بر آنها اعمال می شود
۱- فشار قائم به علت وزن خاک و بار زنده	۱- وزن مجرا
۲- فشار داخلی در حالت استاتیک	۲- فشار جانبی خاک در حالت محکم
۳- فشار جانبی خاک در حالت سکون	۳- فشار آب زیرزمینی
	۴- فشار داخلی در حالت ضربه

۵-۵-۳ شرایط محیطی

مجاری آب بر زیرزمینی در داخل خاک قرار دارند و از آنها برای مقاصد مختلف استفاده می شود، به این ترتیب می توانند تحت شرایط مختلف از نظر خوردگی قرار داشته باشند. در این دستورالعمل برای طراحی مجاری بتن مسلح، سه نوع شرایط محیطی در نظر گرفته می شود. این شرایط محیطی عبارت اند از:

شرایط محیطی A: شرایط محیطی با خوردندگی شدید یا لوله های تحت فشار با فشار داخلی بزرگتر از ۲۵ متر ارتفاع آب

شرایط محیطی B: شرایط محیطی با خوردندگی متوسط یا لوله های تحت فشار با فشار داخل کوچکتر یا مساوی ۲۵ متر ارتفاع آب

شرایط محیطی C: شرایط محیطی معمولی

شرایط محیطی C، همان شرایط معمولی هوای آزاد با رطوبت نسبی متوسط است. شرایطی که اجزای سازه در تماس دائم با آب قرار داشته باشند، شرایط محیطی B است. شرایط بسیار خورنده مانند مجاری انتقال فاضلاب و یا اجزایی که تحت شرایط متناوب، تر و خشک شدن و یا حملات شیمیایی مضر قرار دارند، شرایط محیطی A به حساب می آیند.

۵-۵-۴ حداکثر عرض ترک برای شرایط محیطی مختلف

در جدول ۳-۵ حداکثر عرض ترک برای شرایط محیطی گوناگون ارائه شده است:

جدول ۳-۵ حداکثر عرض ترک برای شرایط محیطی گوناگون

شرایط محیطی	حداکثر عرض ترک (میلیمتر)
A	۰/۱۵
B	۰/۲۵
C	۰/۳۵

۵-۵-۵ حداقل پوشش بتن روی میلگردها

حداقل پوشش بتن روی میلگردها برای شرایط محیطی مختلف در جدول ۴-۵ ارائه شده است:

جدول ۴-۵ حداقل پوشش بتن روی میلگردها برای شرایط محیطی مختلف

شرایط محیطی	حداقل پوشش بتن (میلیمتر)
A	۴۰
B	۳۰
C	۲۵

۵-۵-۶ حداکثر نسبت آب به سیمان برای ساخت بتن در شرایط محیطی مختلف

نیاز به بتن متراکم در محیطهای خورنده ایجاب می نماید که نسبت آب به سیمان بتن مصرفی از مقادیر مندرج در جدول ۵-۵ تجاوز ننماید.

جدول ۵-۵ حداکثر نسبت وزنی آب به سیمان بتن برای شرایط محیطی مختلف

شرایط محیطی	حداکثر نسبت وزنی آب به سیمان
A	۰/۴
B	۰/۵
C	۰/۵۵

۷-۵-۵ طراحی در حالت حدی نهایی

طبق آئین نامه بتن ایران، طراحی اعضای بتن مسلح در حالت حدی نهایی انجام و سپس برای شرایط بهره برداری، بخصوص برای عرض ترک، کنترل می شود.

طراحی برای برش

طراحی برای برش طبق مفاد بخشهای ۱۲-۱ تا ۱۲-۷ آئین نامه بتن ایران انجام می شود.

طراحی برای کشش خالص

سطح مقطع فولاد کششی از رابطه زیر به دست می آید.

$$A_s = \frac{T_u}{\phi_s F_y} \quad (3-5)$$

A_s به دست آمده می تواند در یک یا دو لایه در مقطع قرار داده شود. در لوله های بتن مسلح با هسته فولادی، سطح مقطع مورد نیاز به وسیله ترکیبی از استوانه فولادی و آرماتورهای حلقوی تأمین می شود. سطح مقطع آرماتورهای حلقوی نباید از ۴۰ درصد سطح مقطع کل آرماتورهای کمتر باشد.

طراحی برای خمش خالص

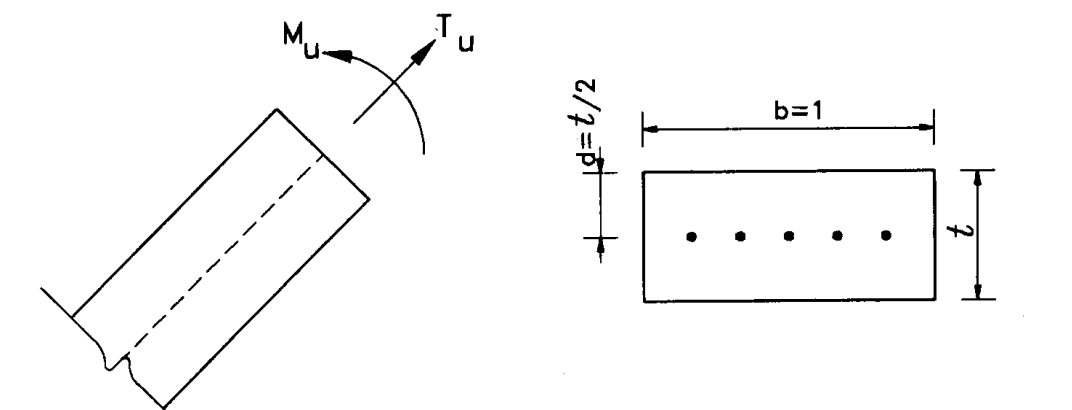
در این حالت سطح مقطع فولادهای کششی از رابطه زیر به دست می آید:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s F_y (Jd)} \quad (4-5)$$

طراحی برای اثر توأم کشش محوری و لنگر خمشی

الف - در صورتی که یک لایه میلگرد در وسط مقطع تعبیه شده باشد.

در شکل ۴-۵ مقطعی به عرض واحد تحت تأثیر لنگر خمشی ضریبدار M_u و نیروی کششی ضریبدار T_u با یک لایه میلگرد میانی نشان داده شده است:



شکل ۵-۴

در این حالت سطح مقطع فولاد کششی را می توان از رابطه تقریبی زیر تعیین نمود:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi_s F_y} + \frac{M_u}{\phi_s F_y (Jd)} \quad (5-5)$$

در برون محورهای بزرگ ($e = M_u / T_u$) که لنگر خمشی بر نیروی کششی غلبه دارد، تنش فشاری باید در وجه فشاری مقطع به کمک یک روش منطقی کنترل گردد.

ب - در صورتی که دو لایه میلگرد در مقطع تعبیه شده باشد:

حالت ۱- برون محوری کوچک

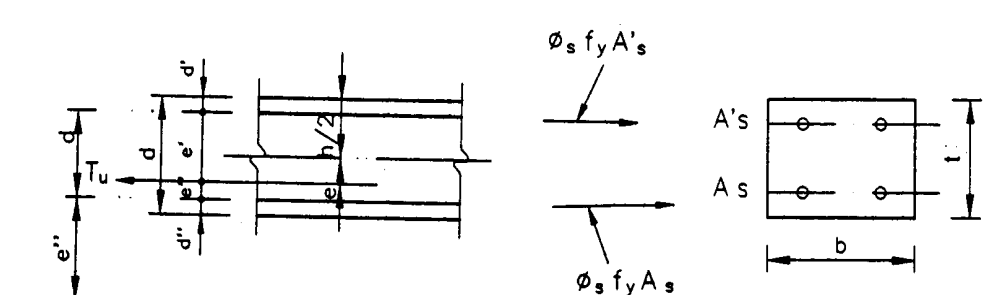
$$e \leq h/2 - d''$$

سطح مقطع فولادها برای واحد عرض، طبق روابط زیر محاسبه می شوند:

$$A_s = \frac{T_u e'}{\phi_s F_y (d - d')} \quad (\text{فولادهای نزدیک به نیرو}) \quad (6-5)$$

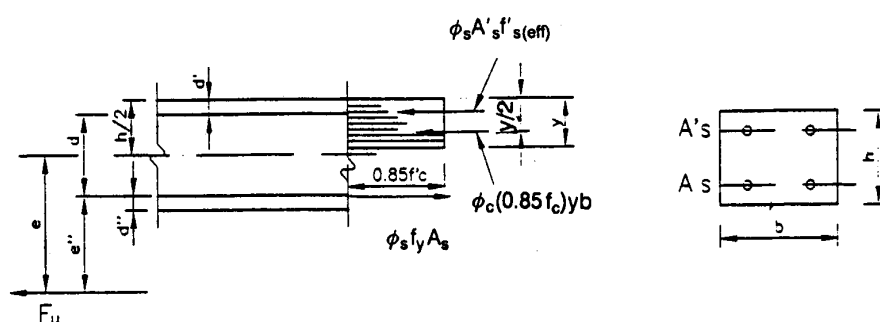
$$A'_s = \frac{T_u e''}{\phi_s F_y (d - d')} \quad (\text{فولادهای دور از نیرو}) \quad (7-5)$$

هر دو فولاد A_s, A'_s تحت کشش هستند.



شکل ۵-۵ الف

حالت ۲- برون محوری بزرگ $e > h/2 - d''$



شکل ۵-۵ ب

گام ۱- مقدار حدی y_e برحسب نوع فولاد و نوع بتن از جدول زیر محاسبه می گردد.

جدول ۵-۶ مقادیر حدی y_t/d

مقاومت مشخصه بتن $f_c (\text{N/mm}^2)$	تنش جاری شدن فولاد N/mm^2				
	۲۴۰	۲۸۰	۳۰۰	۳۵۰	۴۲۰
۳۰	۰/۴۲۵	۰/۴۳۶	۰/۴۲۷	۰/۴۰۵	۰/۳۷۸
۳۵	۰/۴۲۶	۰/۴۱۱	۰/۴۰۲	۰/۳۸۱	۰/۳۵۵
۴۲	۰/۴۰۰	۰/۳۸۶	۰/۳۷۸	۰/۳۵۷	۰/۳۳۳

گام ۲- با فرض احتیاج به فولاد فشاری تنش مؤثر فشاری، $(f_s)_{\text{eff}}$ از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$(f'_s)_{\text{eff}} = \rho_s \left[\frac{y_1 - \beta d'}{y_1} \right] - ۰/۸۵ f_c \quad (۸-۵)$$

که نباید مقدار آن از $F_y - ۰/۸۵ f_c$ بزرگتر شود.

اگر رابطه فوق برای f'_s مقدار منفی به دست آید، باید چنین نتیجه گرفت که فولاد فشاری در جایی قرار دارد که وجودش بی تأثیر است. در چنین حالتی اگر مقطع با فولاد کششی تنها جوابگو نباشد، یا باید d افزایش یابد و یا A'_s به جایی منتقل گردد که مؤثر باشد.

اگر مقدار F'_s به دست آمده از رابطه مثبت باشد، در این صورت سطح مقطع فولاد فشاری از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$A'_s = \frac{T_u(e'') - \phi_c f_c b y_1 (d - \phi_s y_1)}{\phi_s (f'_s)_{\text{eff}} (d - d')} \quad (9-5)$$

(رابطه فوق از نوشتن تعادل لنگرها نسبت به فولاد کششی به دست می آید)

گام ۳ - اگر مقدار A'_s به دست آمده از رابطه فوق مثبت باشد، در این صورت مقطع به فولاد فشاری احتیاج دارد و فولاد کششی نیز از رابطه زیر به دست می آید:

$$A_s = \frac{T_u + \phi_c f_c b y_1 + A'_s (\phi_s f'_s)_{\text{eff}}}{\phi_s F_y} \quad (10-5)$$

(رابطه فوق از نوشتن تعادل نیروها در امتداد x به دست می آید.)

گام ۴- اگر در رابطه فوق برای A'_s مقدار منفی به دست آید، در این صورت به فولاد فشاری احتیاج نیست. در این حالت صرفنظر از اینکه طراح بخواهد به طور اختیاری فولادی در سمت فشاری تعبیه کند یا نه، مقطع بدون در نظر گرفتن هر گونه فولاد فشاری، با فولاد کششی تنها، طراحی می شود. در این حالت، سطح مقطع فولاد کششی تنها برابر است با:

$$A_s = \frac{T_u + \phi_c f_c b y}{\phi_s F_y} \quad (11-5)$$

که در آن

$$y \approx d - \sqrt{d^2 - \frac{\phi_s T_u e''}{\phi_c f_c b}} \quad (12-5)$$

در صورت عدم استفاده از روش دقیق، می توان از روش تقریبی زیر که جوابهای قابل قبولی نتیجه می دهد، استفاده نمود. در این روش سطح مقطع فولاد کششی برای لنگر خمشی از رابطه ۵-۴ و سطح مقطع فولاد کششی برای نیروی محوری کششی از رابطه ۵-۳ محاسبه می شود. سطح مقطع فولاد به دست آمده برای نیروی کششی نصف شده و در یک طرف با فولاد خمشی جمع و در طرف دیگر به صورت تنها قرار داده می شود. حداقل میلگرد کششی $bd/0.02$ است.

اثر مشترک نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی

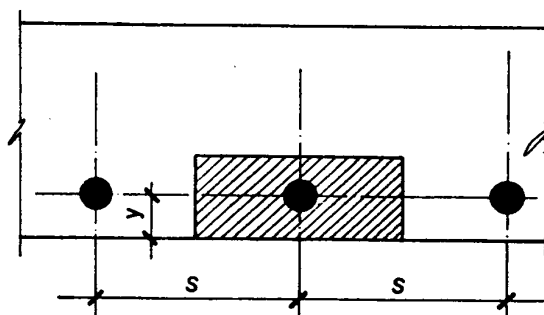
برای این حالت می توان از نمودارهای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی که در بتن مسلح معمولی به کار گرفته می شود، استفاده کرد. در صورتی که مقدار نیروی محوری فشاری ضریبدار کوچکتر از $0.1f_c' A_g$ گردد، در جهت اطمینان می توان از اثر آن صرف نظر کرد. در این عبارت A_g مساحت کل مقطع است.

۸-۵-۵ کنترل عرض ترک و تنش کششی در بتن

در طراحی به روش مقاومت نهایی، پس از تعیین سطح مقطع و فواصل میلگردها، باید عرض ترک تحت بارهای بهره برداری کنترل گردد. میزان عرض ترک بستگی به تنش فولاد، فواصل و قطر میلگردهای مصرفی دارد. طبق آئین نامه بتن ایران در اعضای کششی، خمشی، و کششی - خمشی، مقدار عرض ترک از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$W = 13 \times 10^{-6} f_s \sqrt{2y's} \quad (13-5)$$

مقدار W محاسبه شده از رابطه ۱۳-۵ باید از مقادیر توصیه شده در جدول ۳-۵ کمتر باشد.



شکل ۶-۵

در مجاری تحت کشش حلقوی، باید تنش کششی بتن طبق رابطه زیر کنترل گردد:

$$f_{ct} = \frac{T}{1000 t} \leq 0.45 \sqrt{f_c} \quad (14-5)$$

در این رابطه حداقل t مساوی $\frac{D}{12}$ میلیمتر توصیه می شود که D قطر اسمی لوله می باشد.

۹-۵-۵ درزها

مجاری آب بر زیرزمینی پیش ساخته معمولاً به علت محدودیتهای ساخت و حمل و نقل در طولهای محدودی ساخته شده و در محل با اتصالات خاصی به صورت یکسره در می آیند. جزئیات این اتصالات در مباحث بعد مورد بررسی کامل قرار خواهد گرفت. اما در مجاری زیرزمینی ساخته شده با بتن درجا برحسب شرایط اجرایی و یا کنترل تغییرات درجه حرارت، ممکن است درزهای زیر مورد استفاده قرار گیرد:

۱- درزهای اجرایی

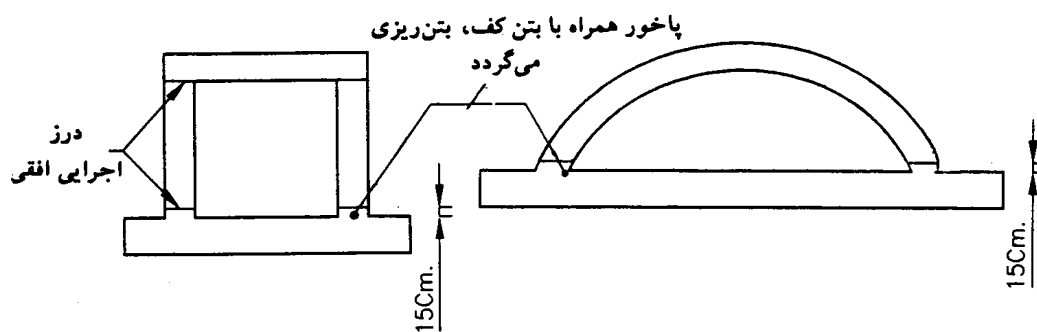
۲- درزهای انقباضی

۳- درزهای انبساطی

درزهای اجرایی، درزهایی هستند که وجودشان برحسب مقتضیات اجرایی تعیین می‌گردد. در درزهای اجرایی فقط بتن قطع شده و میلگردها ادامه می‌یابند. برای حفظ پیوستگی کامل، سطح بتن قدیم در محل درز طوری زبر می‌گردد که بتن قدیم چسبندگی خوبی با بتن جدید داشته باشد. درزهای اجرایی معمولاً به درزهای افقی و قائم تقسیم می‌شوند (شکل ۵-۷). مطابق شکل، تعبیه درزهای افقی در پایین و بالای دیوار مجاری جعبه‌ای و پای مجاری قوسی معمول است.

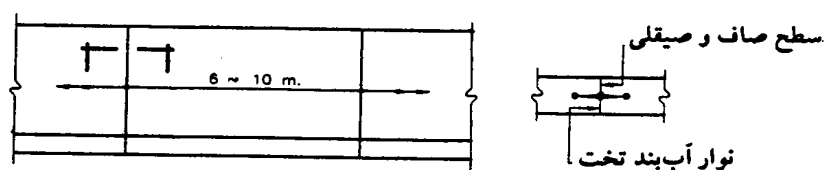
در درزهای اجرایی افقی سعی در ایجاد چسبندگی کافی بین بتن قدیم و جدید بوده و در آن از نوار آییند استفاده نمی‌شود.

درزهای اجرایی قائم برحسب شرایط اجرایی بتن و قالب، معمولاً در فواصل ۶ تا ۱۰ متری در امتداد مسیر تعبیه می‌گردند (شکل ۵-۷ ب). در این درزها نیز فقط بتن قطع شده و میلگردها ادامه پیدا می‌کنند. درزهای اجرایی قائم می‌توانند دارای نقش کنترل تغییر طولهای حرارتی باشند و در اغلب موارد نقش درز انقباضی نیز به آنها داده می‌شود. در درز انقباضی میلگردها ممتد هستند، لیکن با قالب‌بندی درز سعی می‌شود که سطح صافی برای درز به وجود آید تا چسبندگی ضعیفی بین بتن قدیم و جدید برقرار گردد. در این حالت درز می‌تواند مقداری از حرکات و تغییر طولهای حرارتی را تأمین نماید. در این درزها، استفاده از نوار آییند ضروری است و فواصل درزها معمولاً بین ۶ تا ۱۰ متر انتخاب می‌شود.

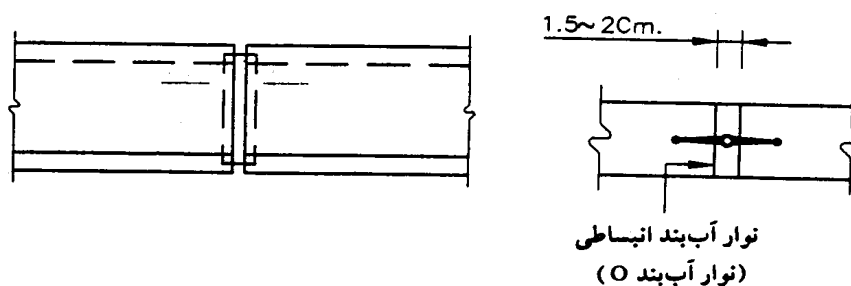


درز اجرایی افقی در آبروهای قوسی درز اجرایی افقی در آبروهای جمع‌بای

(الف) درز اجرایی افقی



(ب) درز اجرایی قائم و یا درز انقباضی طولی



(پ) درز انبساطی



(ت) نوارهای آب‌بند

شکل ۵-۷ انواع درزها در مجاری آب‌بر زیرزمینی

درز انبساطی درزی قائم عمود بر محور طولی مجاری زیرزمینی است، که در آن بتن و میلگرد هر دو قطع می‌شوند و بین بتن قدیم و جدید فاصله‌ای در حدود $1/5$ تا 2 سانتیمتر ایجاد می‌شود، با توجه به تغییرات حرارتی کم در مجاری زیرزمینی، عده‌ای از طراحان وجود درزهای انقباضی را کافی دانسته و تعبیه درزهای انبساطی را لازم نمی‌دانند. این مسأله بخصوص در مجاری زیرزمینی تحت فشار که در آن نگرانی پارگی نوار آب‌بند در محل درز انبساط وجود دارد، اهمیت بیشتری پیدا می‌کند.

در صورت استفاده، فواصل درزهای انبساطی بین ۳۰ تا ۴۰ متر توصیه می‌شود. تعبیه درزهای انبساطی بر رفتار طولی مجاری زیرزمینی تأثیر سازه‌ای دارد و از خمش طولی آنها جلوگیری می‌نماید.

۵-۱۰ میلگردهای حرارتی

میلگردهای طولی مجاری زیرزمینی بتنی معمولاً نقش سازه‌ای ندارد و مقادیر آنها بر مبنای احتیاجات کنترل عرض ترک به علت تغییر طولهای حرارتی انتخاب می‌گردد. مقدار میلگردهای طولی تابعی از نوع و فواصل درزها و نوع میلگرد مصرفی است. در جدول ۵-۷ مقادیر حداقل توصیه شده برای میلگردهای طولی ارائه شده است.

۵-۶ روابطی برای تحلیل مجاری زیرزمینی تحت اثر بارهای خارجی

درجه نامعینی سازه مجاری زیرزمینی به صورت قاب یا حلقه بسته، حداقل سه است. اگر آبروهای جعبه‌ای که تحلیل آنها به کمک توزیع لنگر امکانپذیر است، مستثنی شوند، تحلیل مقاطعی به صورت دایره بیضی و یا نعل اسبی با استفاده از اصول کلاسیک تحلیل سازه‌ها، کار پر زحمتی است. در گذشته که دستیابی به برنامه‌های تحلیل کامپیوتری سازه‌ها به سهولت امروز نبود، غالباً مراجع ذی صلاح جداول، منحنیها و روابطی برای تحلیل مجاری زیرزمینی و تعیین نیروهای داخلی آنها ارائه می‌نمودند که سهولت و سرعت قابل توجهی در تحلیل به وجود می‌آوردند. امروزه با توجه به سهولت دسترسی به برنامه‌های کامپیوتری تحلیل سازه‌ها، از اهمیت وجودی چنین جداولی کاسته شده است، لیکن هنوز هم این جداول و نمودارها می‌توانند برای تعیین اعداد و ارقام اولیه و کنترل نتایج حاصل از تحلیل اولیه مورد استفاده قرار گیرند. در ادامه تعدادی از روابط و جداول مفید موجود برای مجاری جعبه‌ای دایروی ارائه می‌گردد.

جدول ۵-۷ حداقل درصد فولاد حرارتی

شرح	نوع فولاد		
	$F_y=240\text{ N/mm}^2$ ساده	$F_y=300\text{ N/mm}^2$ آجدار	$F_y=400\text{ N/mm}^2$ آجدار
در هر ۷/۵ متر یک درز انقباضی	٪۰/۴۵	٪۰/۴۰	٪۰/۳۰
در هر ۷/۵ متر یک درز انبساط	٪۰/۳۷۵	٪۰/۳۰	٪۰/۲

توجه: در صورتی که ضخامت جدار مجرای زیرزمینی از ۵۰ سانتی متر تجاوز نماید، از هر سمت وجوه داخلی و خارجی، ضخامتی مساوی ۲۵ سانتی متر به عنوان ضخامت مؤثر برای محاسبه میلگردهای حداقل در نظر گرفته می شود.

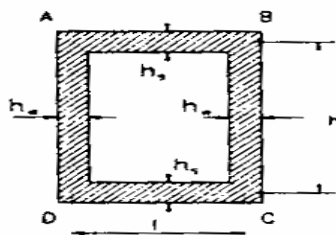
۶-۵-۱ روابطی برای تحلیل مجاری زیرزمینی جعبه ای

در جدول ۵-۸ روابطی برای تحلیل مجاری جعبه ای مربع مستطیل تحت اثر بارهای مختلف ارائه شده است. با توجه به اینکه تحلیل مقاطع جعبه ای تحت اثر بارهای متقارن به وسیله روش توزیع لنگر به سادگی امکان پذیر است، رغبت کمتری به استفاده از این نوع جداول وجود دارد و غالباً تحلیل مستقیم آنها سهلتر است.

۶-۵-۲ تحلیل مقاطع دایره

شکل ۵-۸ نشان دهنده توزیع واقعی فشار خاک و واکنش کف لوله است که طی تجربیات آزمایشگاهی مارستون در دانشگاه آیوا به دست آمده است.

جدول ۵-۸ ضوابطی برای تحلیل مجاری جعبه ای



$$K = \frac{h}{l} \left(\frac{h_s}{h_e} \right)^2$$

$$K_1 = K + 1$$

$$K_2 = K + 2$$

$$K_3 = K + 3$$

$$K_4 = 4K + 9$$

$$K_5 = 2K + 3$$

$$K_6 = K + 6$$

$$K_7 = 2K + 7$$

$$K_8 = 3K + 8$$

توضیحات:

۱- نیروهای خارجی برای واحد عرض

هستند. داریم:

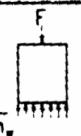
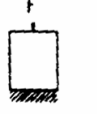
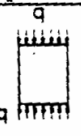
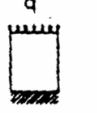
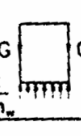
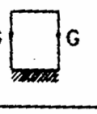
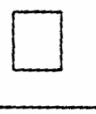
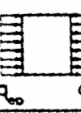
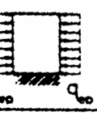
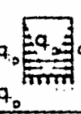
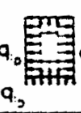
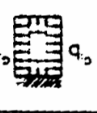
$$MA=MB \text{ و } MC=MD$$

۲- فشارها بر واحد سطح اند.

۳- F و G نیروهای کل بر واحد طول آبرو هستند.

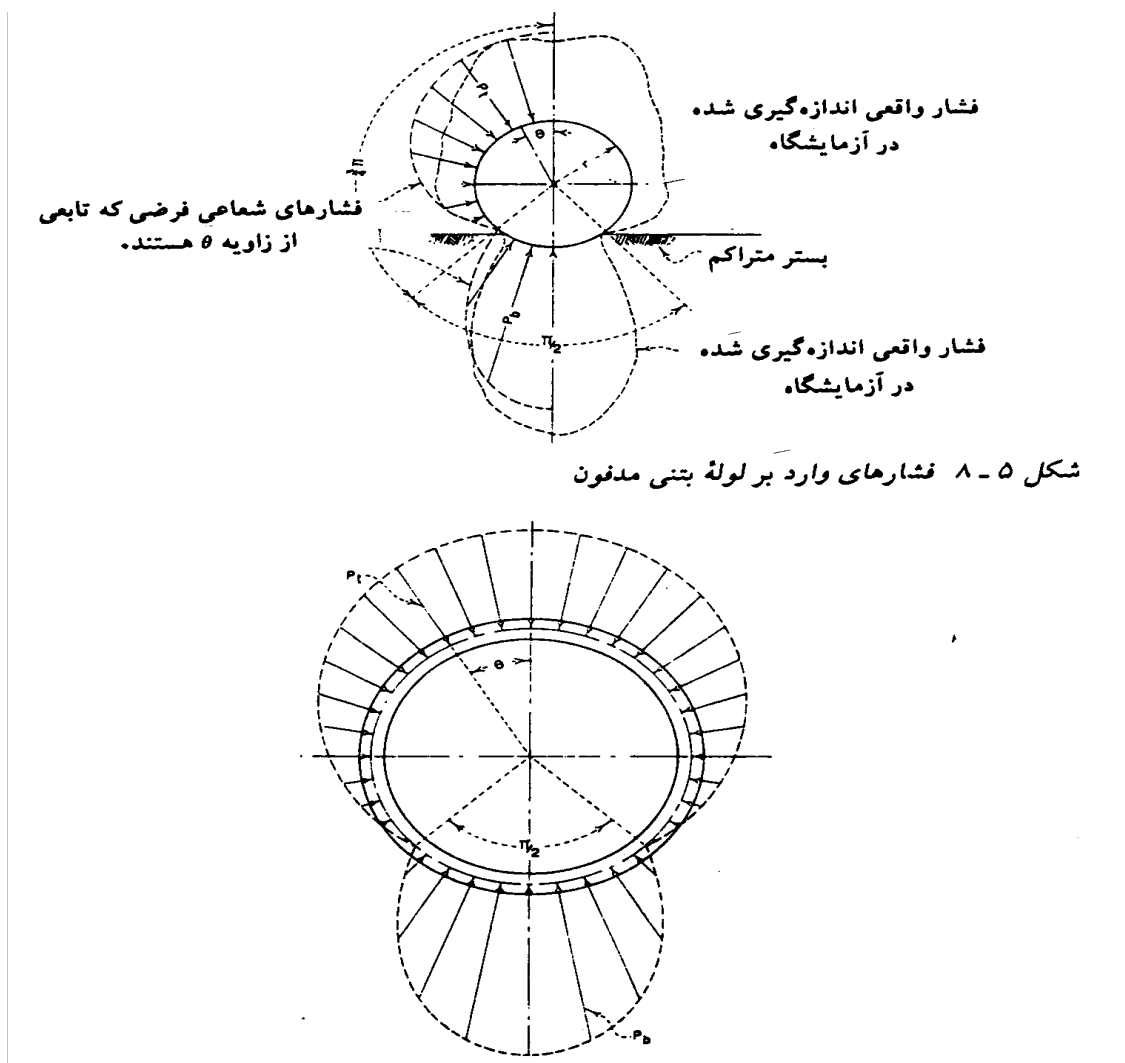
۴- h و l بین مراکز دیوار و دال اندازه گیری می شوند.

$$q_1 = \text{فشار منتقله به زمین}$$

حالات بارگذاری	
مجرای جمع‌بای روی خاک با قابلیت فشرده‌گی زیاد	مجرای جمع‌بای روی خاک با قابلیت فشرده‌گی کم
بار متمرکز در سقف   $M_A = -\frac{F l K_4}{24 K K_3}$ $M_E = \frac{K_6}{K_4} M_A$ $q_1 = \frac{F}{l - h_w}$	  $M_A = -\frac{F l}{4 K_2}$ $M_E = -\frac{M_A}{2}$
بار یکنواخت در سقف   $M_A = -\frac{q l^2}{12 K_1}$ $M_E = -\frac{M_A}{2}$ $q_1 = q$	  $M_A = -\frac{q l^2}{6 K_2}$ $M_E = -\frac{M_A}{2}$
وزن دیوار   $M_A = +\frac{q_1 l^2 K}{12 K K_3}$ $M_E = -\frac{K_6}{K} M_A$ $q_1 = \frac{2G}{l - h_w}$	  $M_A = M_E = 0$
فشار خاک   $M_A = -\frac{q_o h^2 K K_4}{60 K K_3}$ $M_E = \frac{K_6}{K_7} M_A$	  $M_A = -\frac{q_o h^2 K}{30 K_2}$ $M_E = \frac{K_6}{2 K} M_A$
فشار خاک سربار   $M_A = -\frac{q_o h^2 K}{12 K_2}$ $M_E = \frac{K_6}{K} M_A$	  $M_A = -\frac{q_o h^2 K}{12 K_2}$ $M_E = \frac{K_6}{K} M_A$
فشار داخلی هیدرواستاتیک   $M_A = +\frac{q_o h^2 K K_7}{60 K K_3}$ $M_E = \frac{K_6}{K_7} M_A$ $q = q_o$	  $M_A = +\frac{q_o h^2 K}{30 K_2}$ $M_E = \frac{K_6}{2 K} M_A$
فشار داخلی یکنواخت   $M_A = +\frac{q_o (h^2 K K_3 + l^2 K_4)}{12 K K_3}$ $M_E = +\frac{q_o K (h^2 K_3 - l^2)}{12 K K_3}$ $q_o = q_3$	  $M_A = +\frac{q_o (h^2 K + 2 l^2)}{12 K_2}$ $M_E = +\frac{q_o (h^2 K_3 - l^2)}{12 K_2}$

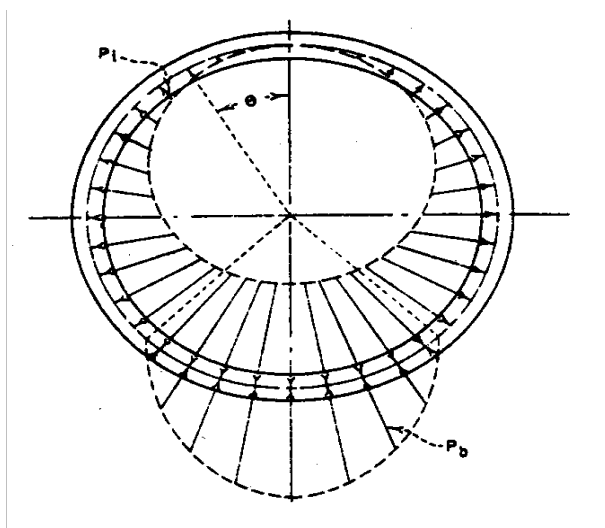
فشارهای واقعی اندازه‌گیری شده را می‌توان مطابق شکل ۵-۹ برای مقاصد تحلیل به صورت ایده‌آل در آورد که در آن هم فشار فوقانی و هم واکنش تحتانی تابعی از زاویه مرکزی θ هستند. در شکل نشان داده شده زاویه

مرکزی واکنش کف مساوی $\frac{\pi}{2}$ انتخاب شده است.



شکل ۵-۹ توزیع فشار ایده آل در اطراف لوله با زاویه مرکزی واکنش کف مساوی $\frac{\pi}{2}$

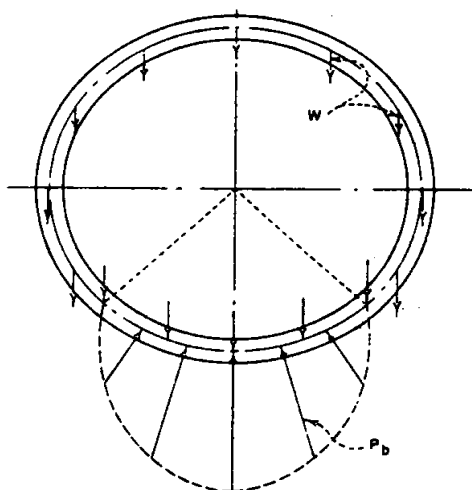
علاوه بر بار ناشی از خاک فوقانی و واکنش کف، فشار دیگری که دارای تغییرات شعاعی در داخل لوله است، فشار ناشی از آب تحت فشار درون لوله است. برای ایجاد سهولت در طراحی، فشار هیدروستاتیک به دو قسمت تقسیم می شود. (الف) فشاری که باعث فشار داخلی یکنواخت در داخل لوله می شود و ارتفاع (بار) مربوط به آن از خط گرادیان هیدرولیکی تا تاج داخلی لوله است. (ب) باقیمانده فشار که ارتفاع (بار) مربوط به آن از تاج تا کف داخلی لوله اندازه گیری می شود. در شکل ۵-۱۰، توزیع فشار داخلی ناشی از فشار قسمت ب نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۵ توزیع فرضی برای فشار قسمت دوم ناشی از آب

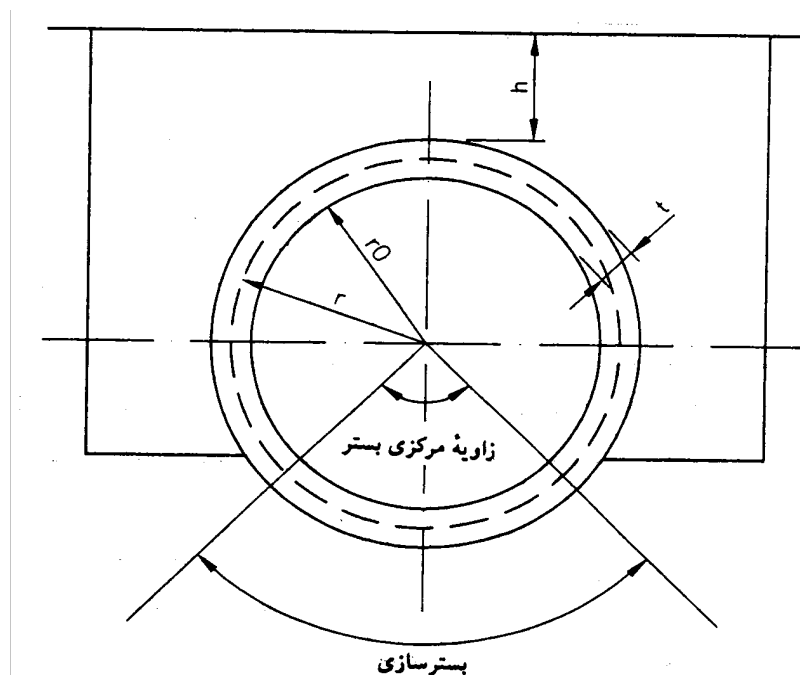
قسمت اول فشار که توزیع آن در محیط، یکنواخت فرض می‌شود، فقط ایجاد کشش حلقوی می‌نماید که مقدار آن $T = \gamma H r$ است که در آن T کشش حلقوی، γ وزن مخصوص آب H ارتفاع آب از گرادیان هیدرولیکی تا تاج داخلی لوله و r شعاع میان‌تار لوله است. فشار قسمت ب همانند فشار خاک، در مقطع جدار ایجاد نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی می‌نماید.

نیروی سومی که بر لوله وارد می‌شود، نیروی ناشی از وزن لوله و فشار کف است که نمودار آنها در شکل ۱۱-۵ نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۵ نیروی وزن لوله و واکنش کف ناشی از آن

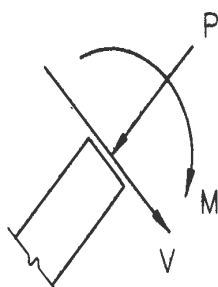
شکل ۱۲-۵ نشان‌دهنده قسمتی از پارامترهای مورد استفاده در روابط یاد شده در این قسمت است.



شکل ۱۲-۵

نتایج تحلیل برای زاویه تکیه‌گاهی $\frac{\pi}{2}$

نتایج تحلیل برای زاویه تکیه‌گاهی $\frac{\pi}{2}$ (۹۰ درجه) در جدول ۹-۵ درج و نتایج به صورت نمودارهایی در شکل ۱۴-۵ نشان داده شده است. در این روابط لنگر خمشی وقتی مثبت است که در تار خارجی ایجاد کشش نماید. نیروی محوری نیز وقتی مثبت است که فشاری باشد. در نمودار شکل ۱۵-۵، مقادیر نیروهای داخلی برای زوایای $\pi, \frac{2}{3}\pi, \frac{\pi}{2}, \frac{\pi}{4}$ ارائه شده است.



شکل ۱۳-۵ نیروهای داخلی در جهت مثبت نشان داده شده‌اند

توجه: کشش حلقوی ناشی از فشار داخلی آب (قسمت الف) باید به طور جداگانه حساب شده و به نیروی M, V, P اضافه شود.

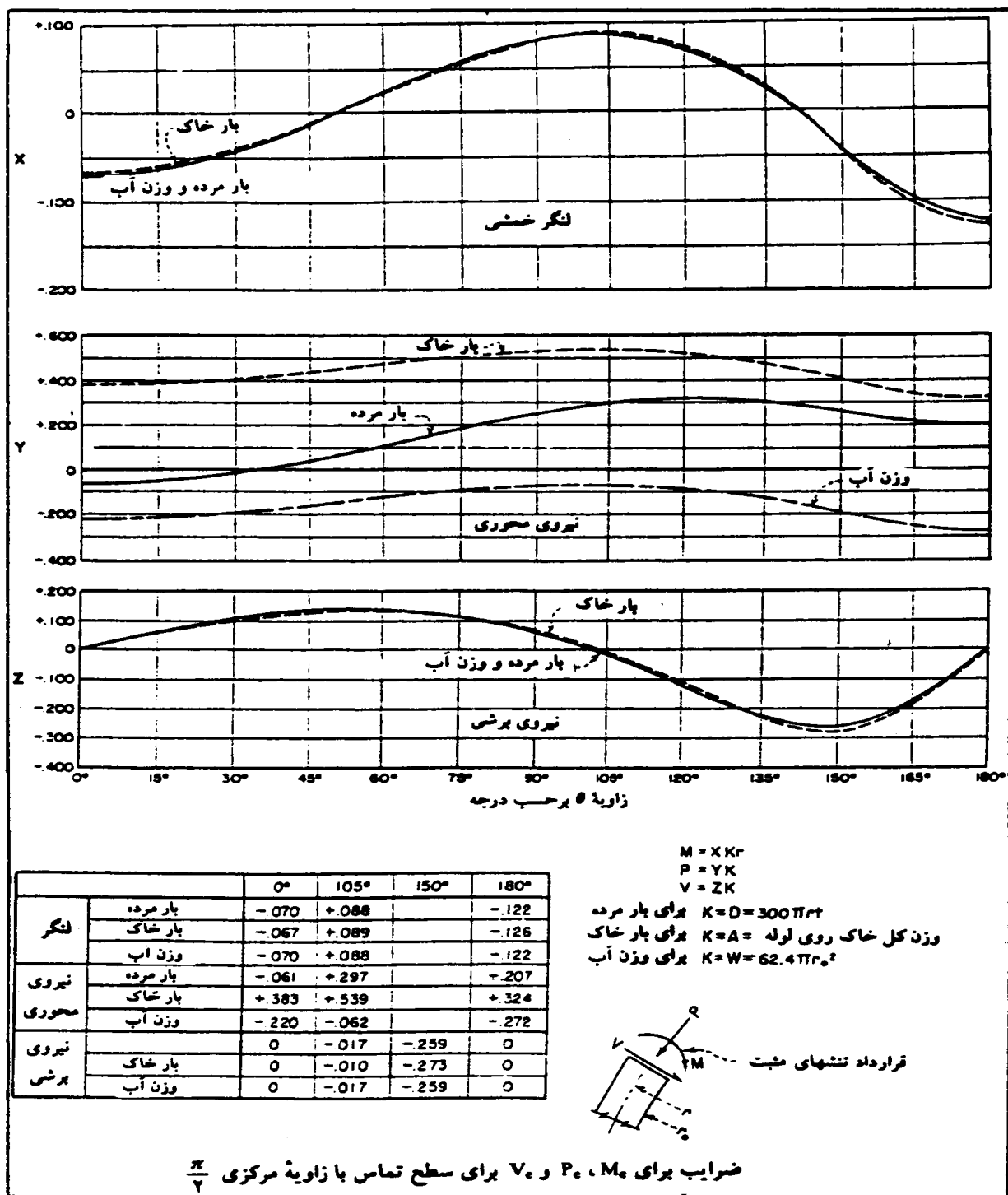
جدول ۹-۵ نتایج تحلیل برای زاویه بستر $\frac{\pi}{4}$ (۹۰ درجه)

الف: بار خاک	$0 \leq \theta \leq \frac{3}{4}\pi$ وقتی
$M_{\theta} = Ar(1/0.61 \cos \frac{2}{3}\theta - 0/678 \cos \theta - 0/450)$	(۱۴-۵)
$P_{\theta} = A(1/0.61 \cos \frac{2}{3}\theta - 0/678 \cos \theta)$	(۱۵-۵)
$V_{\theta} = A(0/678 \sin \theta - 0/707 \sin \frac{2}{3}\theta)$	(۱۶-۵)
$V_{\theta} = \frac{1}{r} \frac{dM_{\theta}}{d\theta}$ توجه:	
$\frac{3}{4}\pi \leq \theta \leq \pi$ وقتی	
$M_{\theta} = Ar(-0/354 \cos 2\theta - 0/678 \cos \theta - 0/450)$	(۱۷-۵)
$P_{\theta} = A(-0/354 \cos 2\theta - 0/678 \cos \theta)$	(۱۸-۵)
$V_{\theta} = A(0/707 \sin 2\theta + 0/678 \sin \theta)$	(۱۹-۵)
ب: بار آب	$0 \leq \theta \leq \frac{3}{4}\pi$ وقتی
$M_{\theta} = Wr(0/0.99 \cos \theta + 0/159 \theta \sin \theta - 0/169)$	(۲۰-۵)
$P_{\theta} = W(0/0.99 \cos \theta + 0/159 \theta \sin \theta - 0/319)$	(۲۱-۵)
$V_{\theta} = W(0/0.61 \sin \theta + 0/159 \theta \cos \theta)$	(۲۲-۵)
$\frac{3}{4}\pi \leq \theta \leq \pi$ وقتی	
$M_{\theta} = Wr(0/159 \sin \theta - 0/500 \sin \theta - 0/401 \cos \theta - 0/354 \cos 2\theta - 0/169)$	(۲۳-۵)
$M_{\theta} = Wr(0/159 \sin \theta - 0/500 \sin \theta - 0/401 \cos \theta - 0/354 \cos 2\theta - 0/319)$	(۲۴-۵)
$V_{\theta} = W(0/561 \sin \theta + 0/159 \theta \cos \theta - 0/500 \cos \theta + 0/707 \sin 2\theta)$	(۲۵-۵)
پ: بار مرده	$0 \leq \theta \leq \frac{3}{4}\pi$ وقتی
$M_{\theta} = Dr(0/159 \theta \sin \theta + 0/0.99 \cos \theta - 0/169)$	(۲۶-۵)
$P_{\theta} = D(0/159 \theta \sin \theta - 0/0.61 \cos \theta)$	(۲۷-۵)
$V_{\theta} = D(0/159 \theta \sin \theta - 0/0.61 \cos \theta)$	(۲۸-۵)
$\frac{3}{4}\pi \leq \theta \leq \pi$ وقتی	
$M_{\theta} = Dr(0/159 \theta \sin \theta - 0/5 \sin \theta - 0/401 \cos \theta - 0/354 \cos 2\theta - 0/169)$	(۲۹-۵)
$P_{\theta} = Dr(0/159 \theta \sin \theta - 0/561 \cos \theta - 0/5 \sin \theta - 0/354 \cos 2\theta)$	(۳۰-۵)
$2V_{\theta} = D(0/159 \theta \cos \theta - 0/5 \cos \theta + 0/561 \sin \theta + 0/707 \sin 2\theta)$	(۳۱-۵)

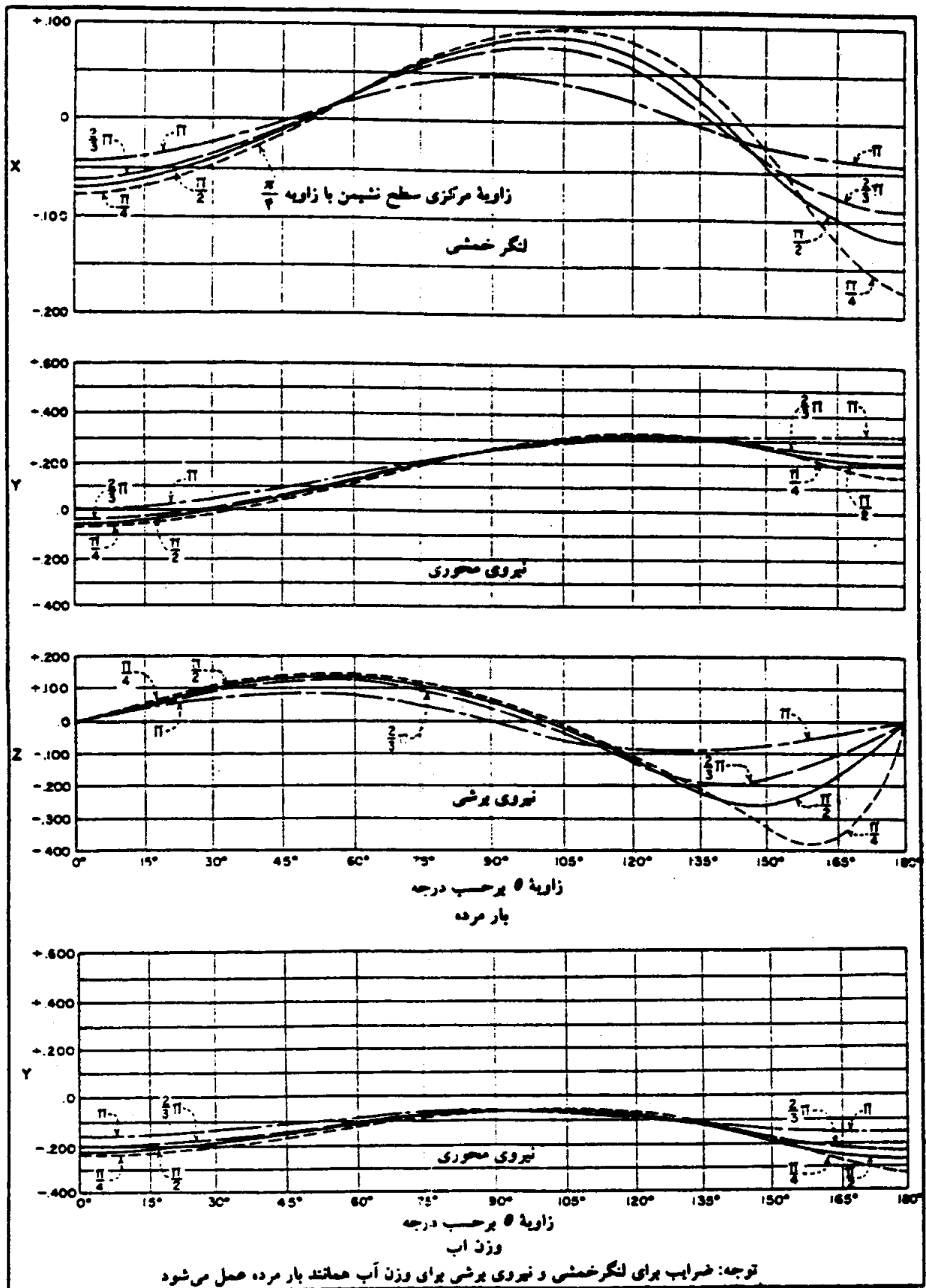
۷-۵ طراحی لوله های پیش تنیده

استاندارد (AWWAC ۳۰۱-۸۴) در پیوست B رابطه زیر را برای طراحی لوله های پیش تنیده پیشنهاد می کند:

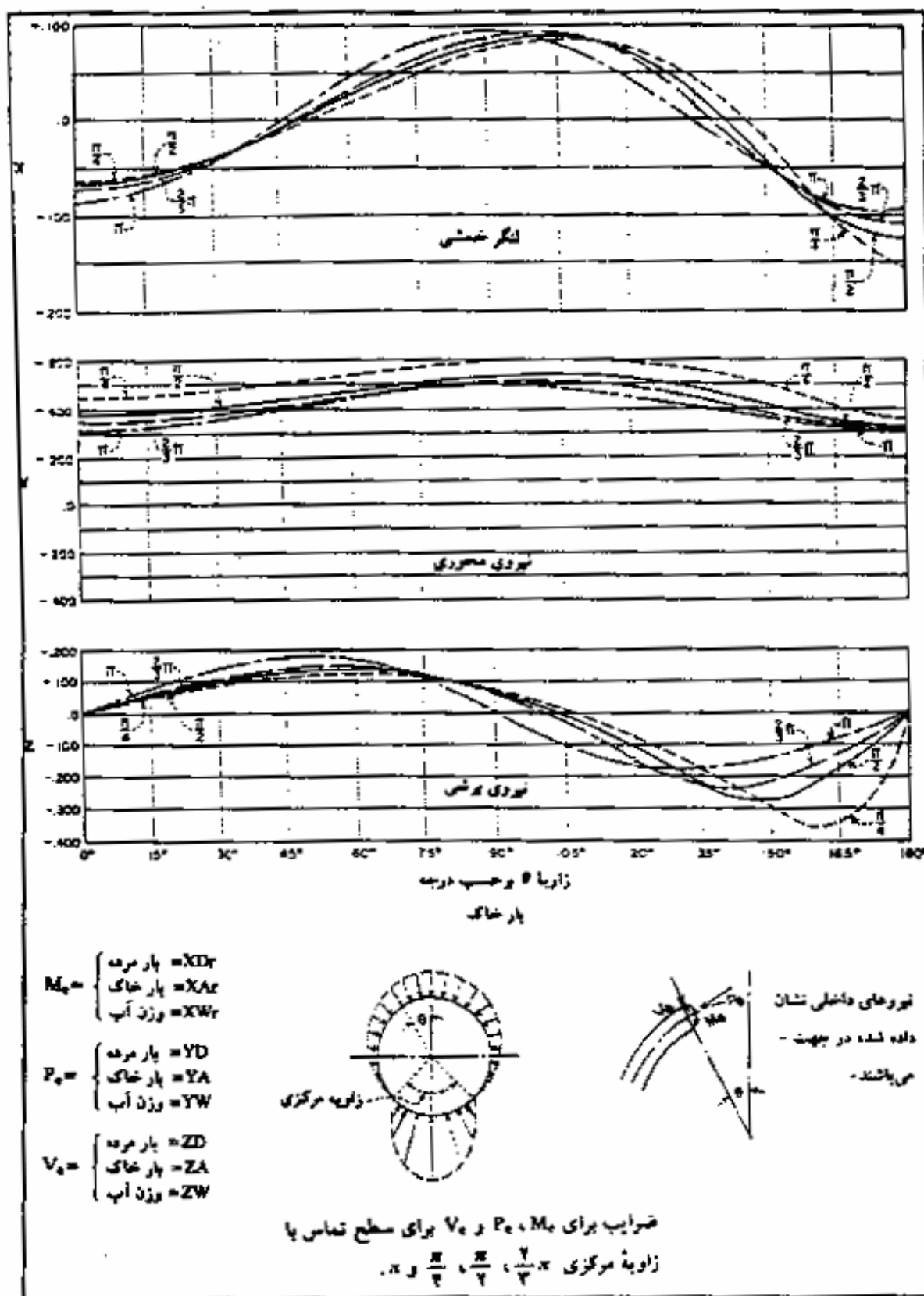
$$\frac{pR}{A_t} = f_{cr} + \frac{1}{6}\sqrt{f_c} \pm \frac{M}{S} \pm \frac{F}{A_t} \quad (۱۵-۵)$$



شکل ۵-۱۴ نمودارهای تعیین نیروی داخلی برای زاویه تکیه گاهی $\frac{\pi}{4}$ (۹۰ درجه)



شکل ۵-۱۵ نمودارهای تعیین نیروی داخلی برای زوایای تکیه گاهی $\frac{\pi}{4}$ ، $\frac{\pi}{2}$ ، $\frac{3\pi}{4}$ و π



شکل ۵-۱۵: دنیاله

فصل ۶ نیروهای رانش و روشهای مقابله با آن

A = سطح مقطع بزرگ

a = سطح مقطع کوچک

B = عرض بلوک

C_e = ضریب فشار مقاوم خاک

$C'_e = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right)$ = ضریب فشار جانبی محرک خاک

E = نیروی مقاوم خاک در پیشانی بلوک

F = نیروی مقاوم به علت فشار جانبی خاک

F_b = حداکثر نیروی مقاوم خاک در واحد طول مجرا

F_s - مقاومت اصطکاکی در واحد طول مجرا

FS = ضریب اطمینان

P = فشار داخلی یا نیروی رانش

P_1 = مولفه افقی رانش

P_2 = مولفه قائم رانش

W = وزن کل در پائین بلوک

W_1 = وزن خاک روی بلوک

W_2 = وزن لوله و آب در محدوده بلوک

W_3 = وزن بلوک بتنی

W_e = وزن خاک روی مجرا

W_p = وزن مجرا

W_w = وزن آب درون مجرا

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

γ = وزن مخصوص خاک

l = طول تصویر شده بلوک

μ = ضریب اصطکاک بین مجرا و خاک که عددی بین ۰/۲ تا ۰/۵ فرض می شود. مقدار μ را می توان مساوی

$\tan(f\phi)$ در نظر گرفت که $f\phi$ ضریب اصطکاک خاک و مجراست.

$\mu(W - P_2)$ = نیروی مقاوم به علت اصطکاک کف بلوک

θ = زاویه بین دو امتداد مجرا

$$\sigma = \text{تنش فشاری خاک}$$

$$\sigma_a = \text{تنش فشاری مجاز خاک}$$

۱-۶ نیروهای نامتعادل

در مجاری تحت فشار، در نقاطی مانند زانوها، سراهیها، و یا تبدیلهای که در آنها امتداد یا سطح مقطع جریان تغییر می کند و یا در انتهای کور خطوط لوله، نیروهای نامتعادل به وجود می آید. اگر با این نیروهای نامتعادل مقابله نشود، باعث گسیختگی اتصال می گردد. (شکل ۱-۶).

نیروهای رانش بنا به علل زیر به وجود می آیند:

- ۱- نیروهای استاتیکی به علت فشار داخلی خط لوله
 - ۲- نیروهای دینامیکی به علت تغییر مقدار حرکت جریان
- با توجه به محدوده سرعتهای جریان در خطوط لوله، نیروهای دینامیکی (به استثنای ضربه قوچ) در مقایسه با نیروهای استاتیکی کوچک و قابل چشمپوشی هستند. برای مثال، نیروهای دینامیکی ناشی از جریانی با سرعت ۲/۴ متر بر ثانیه، کمتر از نیروهای استاتیکی به ازای ۰/۷ متر ارتفاع آب است.

۲-۶ مقاومت در مقابل نیروهای رانش

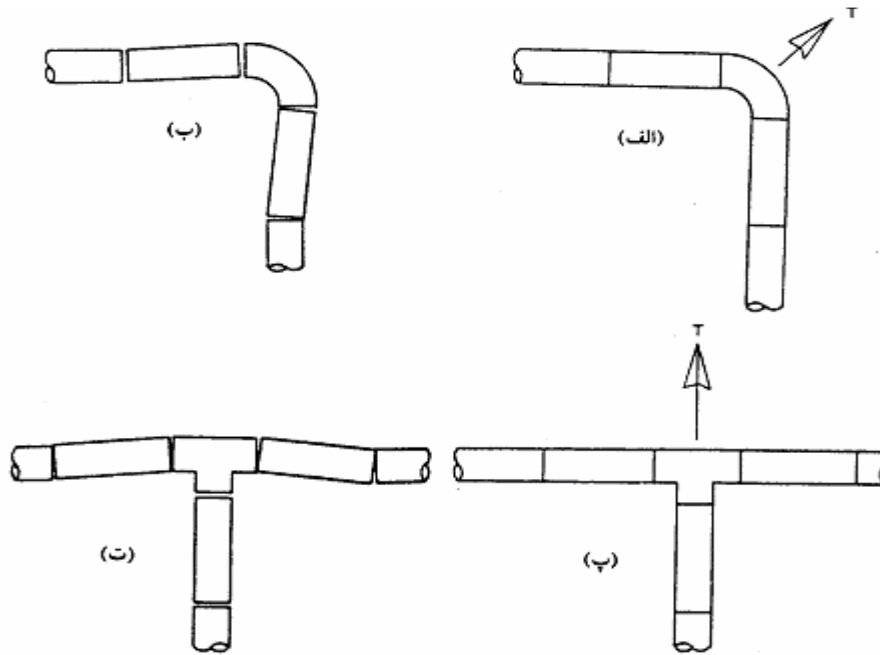
اگر اتصالی تحت رانشهای نامتعادل قرار گیرد، دو مقاومت ذاتی از خود نشان می دهد:

- ۱- نیروی اصطکاک ناشی از مقاومت سطح تماس خاک و جدار لوله در محل اتصال
 - ۲- نیروی مقاوم خاک در تماس با پیشانی اتصال
- اگر دو عامل فوق برای مقاومت در مقابل نیروهای رانش کافی نباشند، از عوامل زیر می توان برای ازدیاد نیروهای مقاوم استفاده نمود:

- ۱- یکپارچه کردن طولی از خط لوله به اتصال، به منظور مشارکت نیروی اصطکاک آن در نیروی مقاوم
- ۲- مهار کردن محل اتصال که وزن و سطح پیشانی در تماس با خاک را افزایش می دهد و باعث افزایش نیروی اصطکاک و نیروی مقاوم خاک خواهد شد. این مهارها، بلوکهای مهاری نامیده می شوند.

۳-۶ بلوکهای مهاری

بلوکهای مهاری را می توان به دو دسته بلوکهای مهاری در خمهای افقی و بلوکهای مهاری در خمهای قائم تقسیم کرد:



شکل ۱-۶ رانشهای نامتعادل و جابه‌جایی لوله‌ها به واسطه این نیروها

(الف) و (پ): جهت نیروی رانش در محل زانویی و سه‌راهی؛ (ب) و (ت): جابه‌جایی قطعات خطوط لوله در صورتی که با نیروهای رانش مقابله نشود.

۱-۳-۶ بولکهای مهاری در خمهای افقی

در شکل ۲-۶ انواع خمها و اتصالات موجود در صفحه افق و نیروی رانش نامتعادل مربوط نشان داده شده است. روابط ارائه شده فقط تأثیر نیروهای استاتیکی را منظور می‌کند و نیروهای دینامیکی را شامل نمی‌شود. در محل خم:

$$P = 2 \times p \times A \times \sin \frac{\theta}{2} \quad (۱-۶)$$

در محل انشعاب T:

$$p = P \times a \quad (۲-۶)$$

در محل تبدیل:

$$p = P \times (A - a) \quad (۳-۶)$$

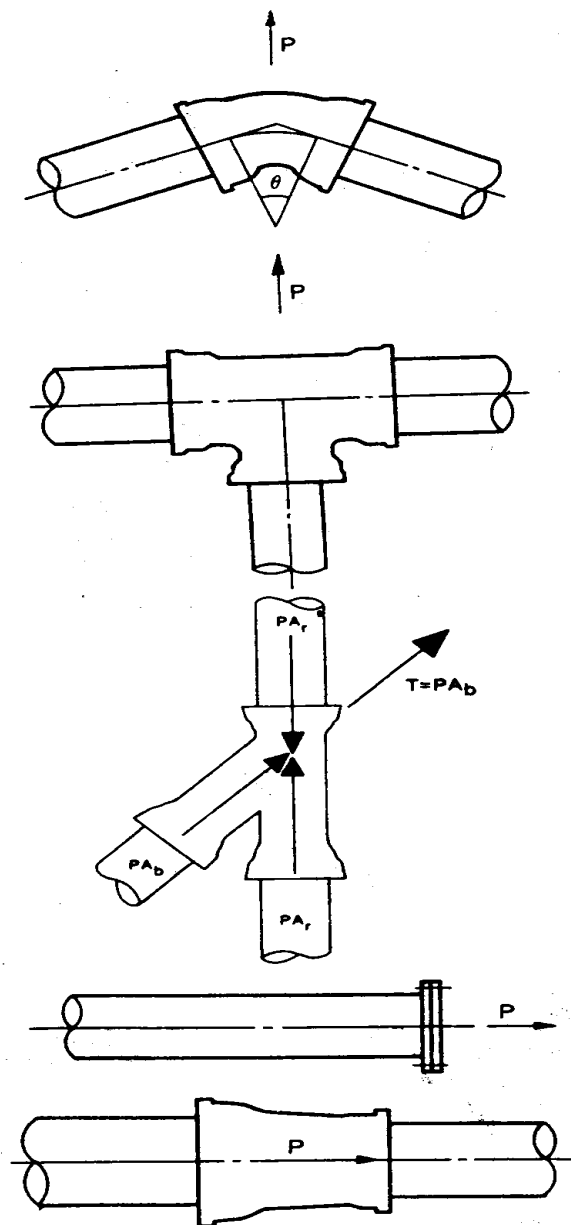
در انتهای کور:

$$p = P \times A \quad (۴-۶)$$

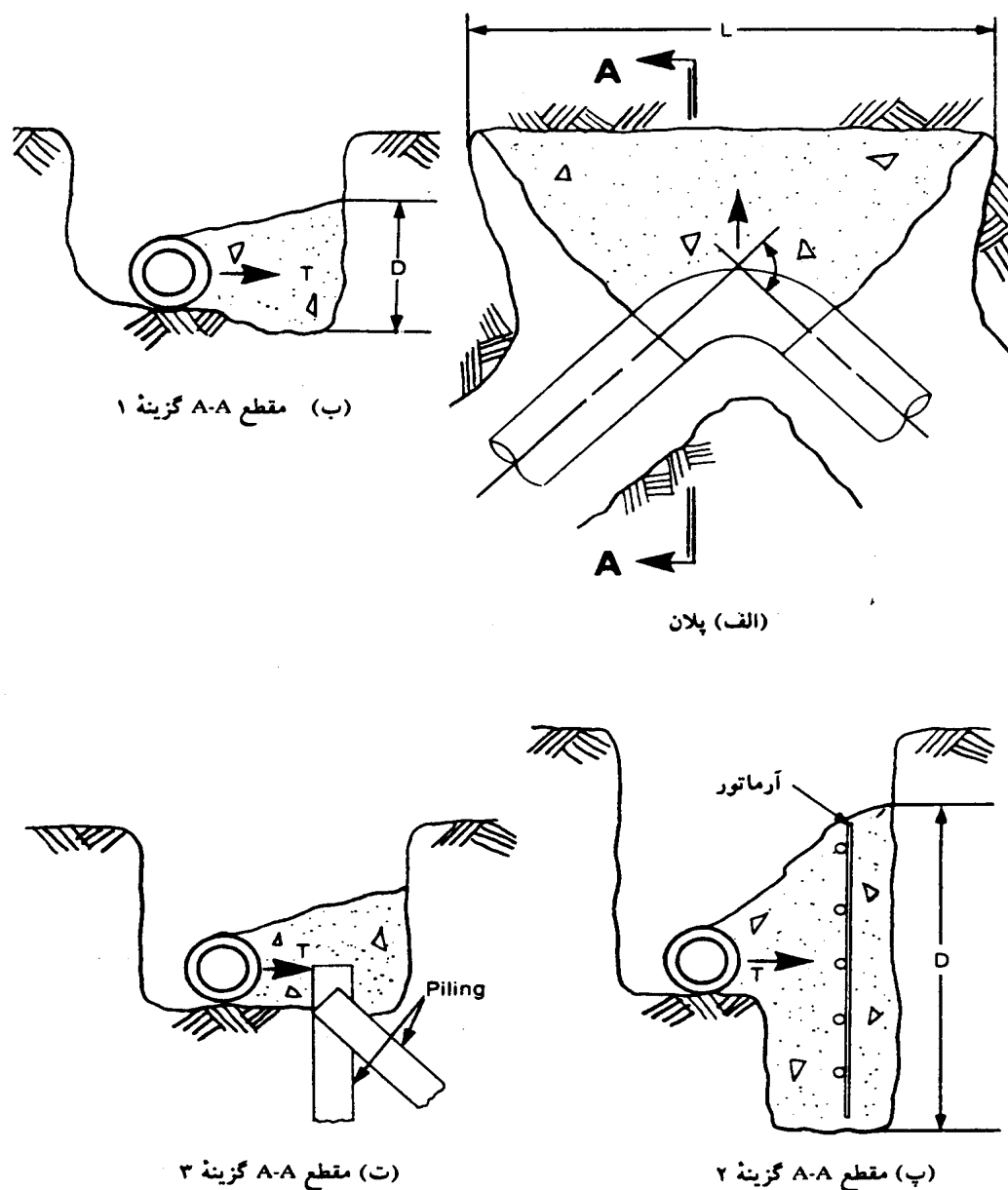
در سه‌راهی‌ها:

$$p = PA_b \quad (۵-۶)$$

در شکل ۳-۶ انواع بلوکهای مهاری برای مقابله با نیروهای نامتعادل رانشی نشان داده شده است. در این شکل شمای ظاهری بلوک ارائه شده است، در عمل ممکن است بتن ریزی در اطراف لوله به طور کامل انجام شود. در شکل ۴ استفاده از شمع کوبی در زمینهای خیلی سست نشان داده شده است.



شکل ۳-۶ نیروهای رانش نامتعادل در خمهای افقی



شکل ۳-۶ بلوکهای مهار برای مقابله با رانش نامتعادل

مقاومت بلوک مهار شامل: مقاومت اصطکاکی و مقاومت ناشی از نیروی مقاوم خاک مقابل پیشانی بلوک است. مجموع این دو نیرو با ضریب اطمینان کافی باید بزرگتر از نیروی رانش نامتعادل در محل بلوک باشد. ابعاد بلوک مهار نیز بر پایه تأمین شرایط فوق به دست می‌آید. بعد از تعیین ابعاد بلوک مهار، به عنوان شرط آخر، تنش تماس آن با خاک باید کنترل گردد تا از مقدار مجاز تجاوز ننماید. اگر این شرط تأمین نگردد، باید ابعاد سطح تماس بلوک با زمین افزایش داده شود تا تنش تماسی کاهش یابد. در شکل ۴-۶ روش محاسبه بلوک مهار در خم افقی نشان داده شده است.

محاسبه بلوک مهاري در خم افقي نشان داده شده است:

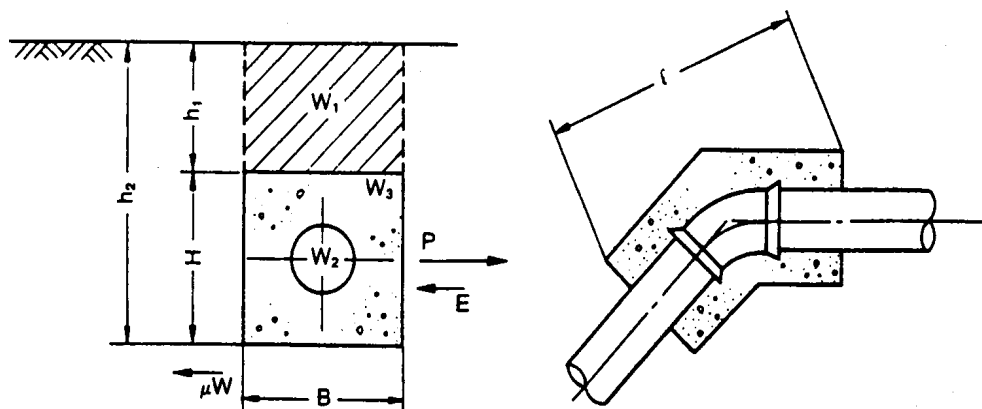
$$E = \frac{1}{2} C_e \times \gamma \times (h_1' - h_2') \times l \quad (6-6)$$

$$C_e = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7-6)$$

برای خم افقي بايد نامعادله زیر صادق باشد:

$$P < \mu \times W + E, FS = 1/5 \quad (8-6)$$

اگر بلوک مهاري در زیر سطح آب زیرزميني احداث گردد، بايد نيروي غوطه‌وري منظور گردد.



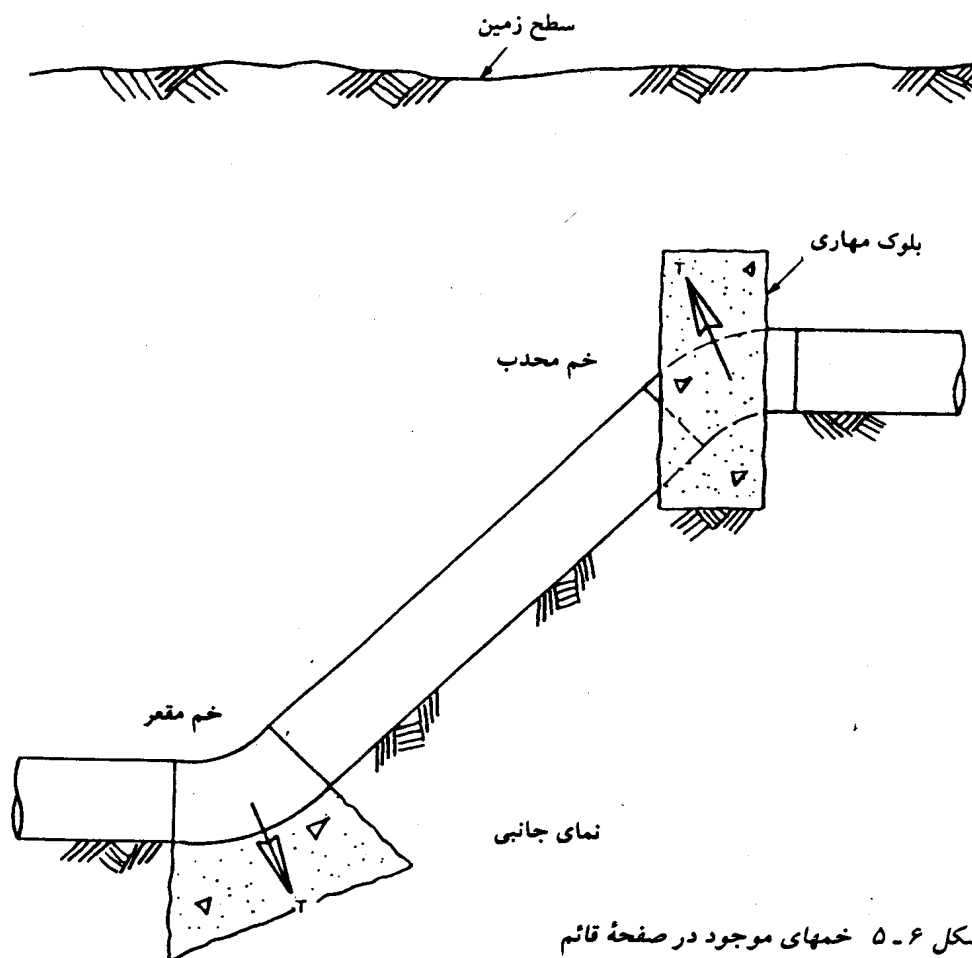
شکل ۶-۴ بلوک مهاري در خم افقي

۶-۳-۲ بلوکهای مهاري در خمهای قائم

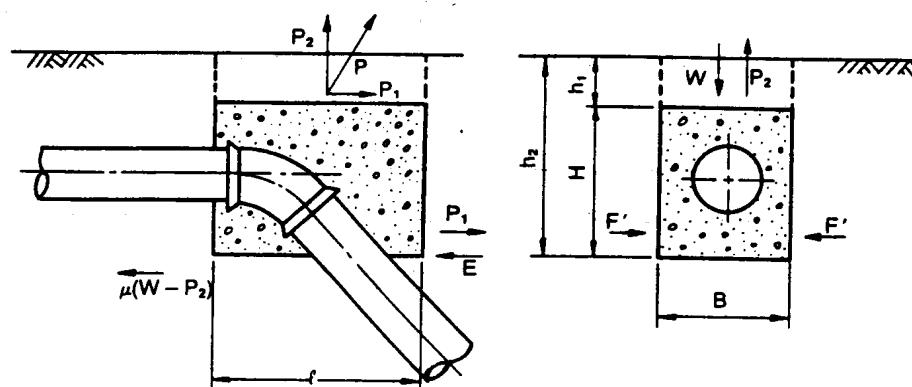
لوله ممکن است در صفحه قائم تغییر امتداد بدهد و ایجاد نيروي رانش نامتعادل کند. در شکل ۶-۵ وضعیت مجرا در خمهای قائم نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، در صفحه قائم دو نوع خم مقعر و محدب وجود دارد. در خم مقعر رانش به سمت خاک است در صورتی که در خم محدب نيروي رانش تمایل به بلند کردن لوله دارد. در ادامه بحث روش محاسبه هر دو نوع خم مورد توجه قرار می‌گیرد.

طراحی خم قائم محدب

در شکل ۶-۶ اصول طراحی خم قائم محدب نشان داده شده است.



شکل ۵-۶ خمهای موجود در صفحه قائم



شکل ۶-۶ اصول طراحی خم قائم محدب

الف: کنترل پایداری در مقابل نیروهای افقی:

$$P_1 = P \times \sin \frac{\theta}{\gamma} < \mu(W - P_2) + E \quad (9-6)$$

ب: کنترل پایداری در مقابل نیروهای قائم:

$$P_2 = P \times \cos \frac{\theta}{\gamma} < W + F \quad (10-6)$$

$$F = \gamma F' = \frac{1}{\gamma} C'_e \times \gamma \times (h'_2 - h'_1) \times \gamma \times (B + l) \times \mu \quad (11-6)$$

توجه: چنانچه بلوک مهاري زیر آب زیرزمینی قرار گیرد، باید اثر غوطه‌وری در طرح ملحوظ شود (در این حالت از وزن مخصوص غوطه‌ور خاک و زاویه اصطکاک مؤثر استفاده می‌گردد).

طراحی خم قائم مقعر

در شکل ۷-۶ اصول طراحی خم قائم مقعر نشان داده شده است:

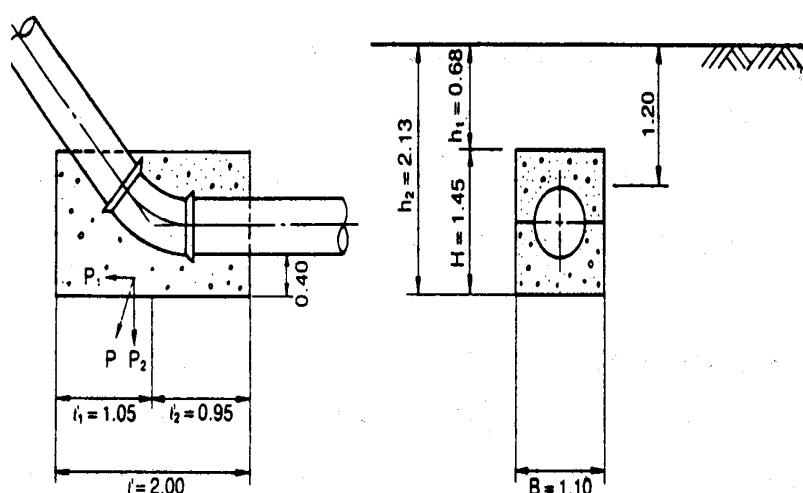
الف: کنترل پایداری در مقابل نیروهای افقی

$$P_y = P \times \sin \frac{\theta}{\gamma} < \mu \times (W + P_y) + E \quad (12-6)$$

ب: کنترل پایداری در مقابل نیروهای قائم

$$P_y = P \times \cos \frac{\theta}{\gamma} \quad (13-6)$$

$$\sigma = \frac{W + P_y}{B.l} < \sigma_a \quad (14-6)$$



شکل ۷-۶ اصول طراحی خم قائم مقعر

وقتی ظرفیت باربری مجاز زمین جوابگوی تنش فوق نباشد، باید ابعاد بلوک افزایش داده شود و اگر افزایش

ابعاد نیز جوابگو نباشد، باید زیر بلوک شمع کوبی شود.

توجه: چنانچه بلوک مهاري در زیر آب زیرزمینی قرار گیرد، باید اثر غوطه‌وری ملحوظ گردد (در این حالت از وزن مخصوص غوطه‌ور خاک و زاویه اصطکاک داخلی مؤثر استفاده شود).

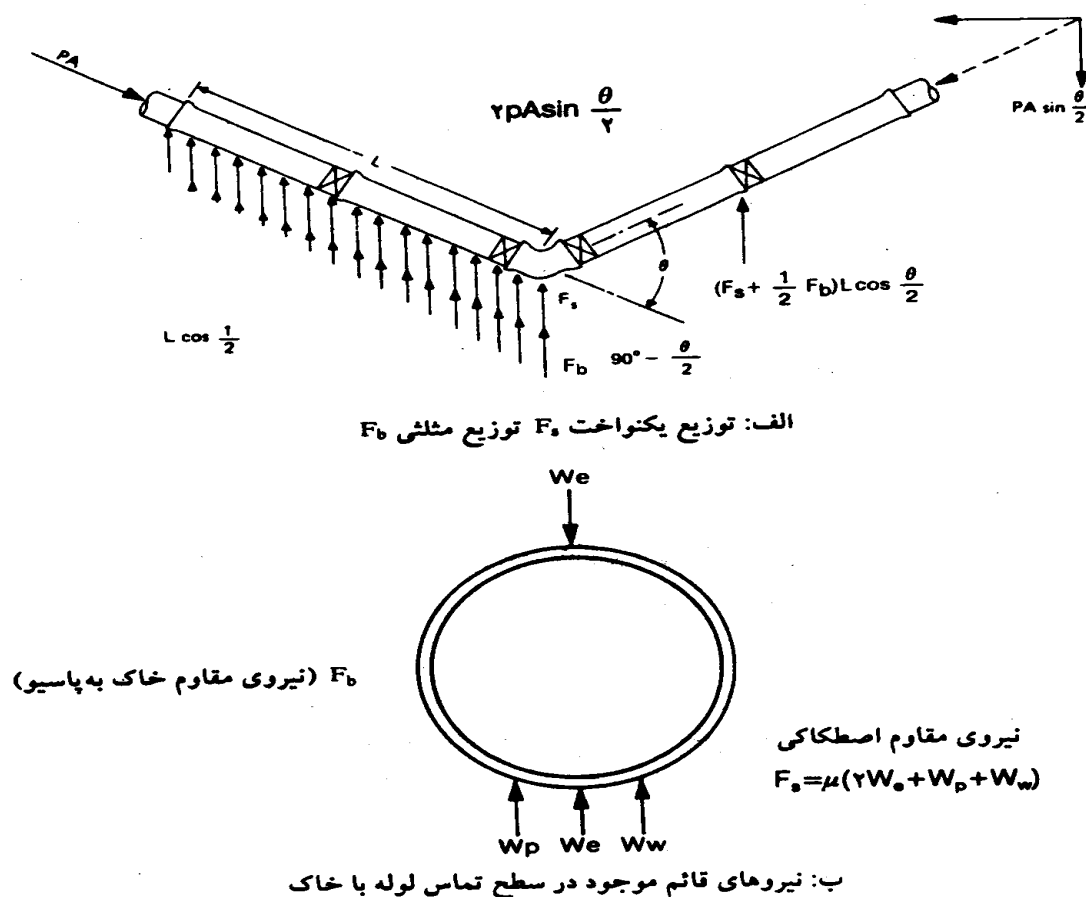
۶-۴ مهار لوله‌ها در شیب

لوله‌ای که در شیب واقع شود، تحت اثر نیروی $W \sin \theta$ (وزن جسم و θ زاویه شیب) در امتداد شیب قرار می‌گیرد و اگر این نیرو بر نیروی اصطکاک لوله و سطح تماس غلبه نماید، امکان لغزش و ناپایداری لوله در شیب وجود دارد که برای جلوگیری از این پدیده، باید نسبت به تعبیه بلوک مهاری در شیب اقدام شود. تجربیات عملی نشان می‌دهد که در خط لوله روی زمین، برای شیبی کوچکتر یا مساوی ۲۰ درصد (۱۱/۳ درجه) و در لوله مدفون، برای شیبی کوچکتر یا مساوی ۲۵ درصد (۱۴ درجه)، نیروی اصطکاک کافی است و به استفاده از بلوک جهت مهار لوله در شیب نیاز نیست. برای شیبهای بزرگتر، باید بلوک مهاری طراحی گردد.

۶-۵ مهار لوله به کمک نیروی اصطکاک و اتصالات یکپارچه

اگر اتصالات لوله در امتداد طولی قابلیت جذب نیرو داشته باشند، (بهترین نمونه اتصالات جوشی‌اند که در امتداد طولی کامل خاصیت جذب نیرو را دارند)، می‌توان برای مقابله با نیروی رانش نامتعادل، از مقاومت طولی لوله و اصطکاک بین لوله و زمین سود جست.

در چنین حالتی نیروی رانش نامتعادل موجود در محل خم، از طریق اتصال وارد لوله شده و در طولی به کمک نیروی اصطکاک به زمین منتقل می‌شود. برای تعیین طول لازم برای انتقال نیرو، با توجه به شکل ۶-۸ نیروی رانش موجود در محل خم، در طولی مساوی L در دو طرف خم مهار می‌گردد.



شکل ۶-۸ مهار رانش نامتعادل به کمک نیروی اصطکاک

تعداد نیروها در امتداد y نتیجه می دهد:

$$\gamma PA \sin \frac{\theta}{2} = \gamma (F_s L \cos \frac{\theta}{2} + \frac{1}{2} F_b L \cos \frac{\theta}{2})$$

جمله طرف چپ نیروی نامتعادل در محل خم و جمله اول از سمت راست مقاومت اصطکاکی لوله و جمله دوم نیروی مقاوم خاک جلوی لوله است. توزیع F_s در طول L یکنواخت و توزیع F_b به صورت مثلثی فرض شده است. با ساده کردن رابطه حاصل می شود:

$$L = \frac{pA \tan(\frac{\theta}{2})}{F_s + 0.5 F_b} \quad (15-6)$$

برای محاسبه F_s از رابطه زیر استفاده می شود:

$$F_s = \mu(\gamma W_e + W_p + W_w) \quad (16-6)$$

برای نیروی مقاوم F_b نیز می توان با توجه به روابط مکانیک خاک مقداری منطقی منظور نمود، لیکن در اغلب موارد از آن صرف نظر می شود. با این مفروضات رابطه ۶-۱۵ به صورت زیر در می آید:

$$L = \frac{pA \tan(\frac{\theta}{2})}{\mu(\gamma W_e + W_p + W_w)} \quad (17-6)$$

۶-۶ مقادیر نمونه برای بعضی پارامترهای لازم در این فصل
در این قسمت مقادیر نمونه برای بعضی پارامترهای موجود در روابط این فصل ارائه می شود:

جدول ۶-۱ ضریب اصطکاک بین مجرا و خاک

(لوله های فولادی، چدنی و بتنی با سطح صاف)

نوع خاک	ضریب اصطکاک
شن	۰/۶۰
رس	۰/۲۰-۰/۵۰
ماسه خشک	۰/۵۰
ماسه مرطوب	۰/۳۳

۷-۶ تأثیر نیروهای اینرسی ناشی از زلزله در طراحی بلوکهای مهار

الف: لوله های مدفون

در آئین نامه ها دستورالعمل خاصی برای اعمال نیروی زلزله بر لوله های مدفون در خاک وجود ندارد. این مسئله می تواند ناشی از دو علت باشد: ۱- عدم دانش کافی ۲- عدم وجود شواهدی بر وقوع خسارت بر لوله ها هنگام زلزله.

جدول ۲-۶ وزن مخصوص و زاویه اصطکاک داخلی انواع خاک (KN/m^3)

نوع خاک	شرایط	وزن مخصوص	زاویه اصطکاک داخلی
خاک معمولی	خشک	۱۴	۴۰-۳۵
	مرطوب	۱۶	۴۵
	اشباع	۱۸	۳۰-۲۵
ماسه	خشک	۱۶	۳۵-۳۰
	مرطوب	۱۸	۴۰
ماسه در مخلوط با رس	اشباع	۲۰	۲۵-۲۰
	خشک	۱۵	۴۵-۴۰
	مرطوب	۱۹	۲۵-۲۰
رس	خشک	۱۶	۴۵-۴۰
	مرطوب	۲۰	۲۵-۲۰
	اشباع	-	۲۰-۱۴
شن	خشک	۱۸	۴۰-۳۵
	مرطوب	۱۹	۴۰-۲۷
	اشباع	-	۳۰-۲۵
لای	-	۱۷	۲۰-۱۰

جدول ۳-۶ ظرفیت باری مجاز انواع خاک

نوع خاک	ظرفیت باربری مجاز
رس	۲۰۰-۵۰
خاک مخلوط با ماسه	۴۰۰-۳۰۰
ماسه مرطوب	۳۰۰-۱۰
ماسه خشک	۵۰۰-۳۰۰

در شرایط حاضر تحقیقات قابل توجهی بر روی تأثیر زلزله در شریانهای حیاتی در مراکز تحقیقاتی جریان دارد، لیکن نتایج هنوز به صورت دستورالعملهای طراحی منسجم نشده‌اند. از طرفی تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته نشان نمی‌دهد که این گونه سازه‌ها به علت زلزله تحت خسارتهای خاصی قرار گرفته باشند، مگر اینکه مسیر مجرا توسط گسل فعال قطع شده باشد که در این حالت وقوع خسارت حتمی است. در چنین مواردی استفاده از اتصالات با انعطاف‌پذیری زیاد می‌تواند بین تغییر شکل مجرا و حرکات احتمالی گسل سازگاری لازم را به وجود آورد.

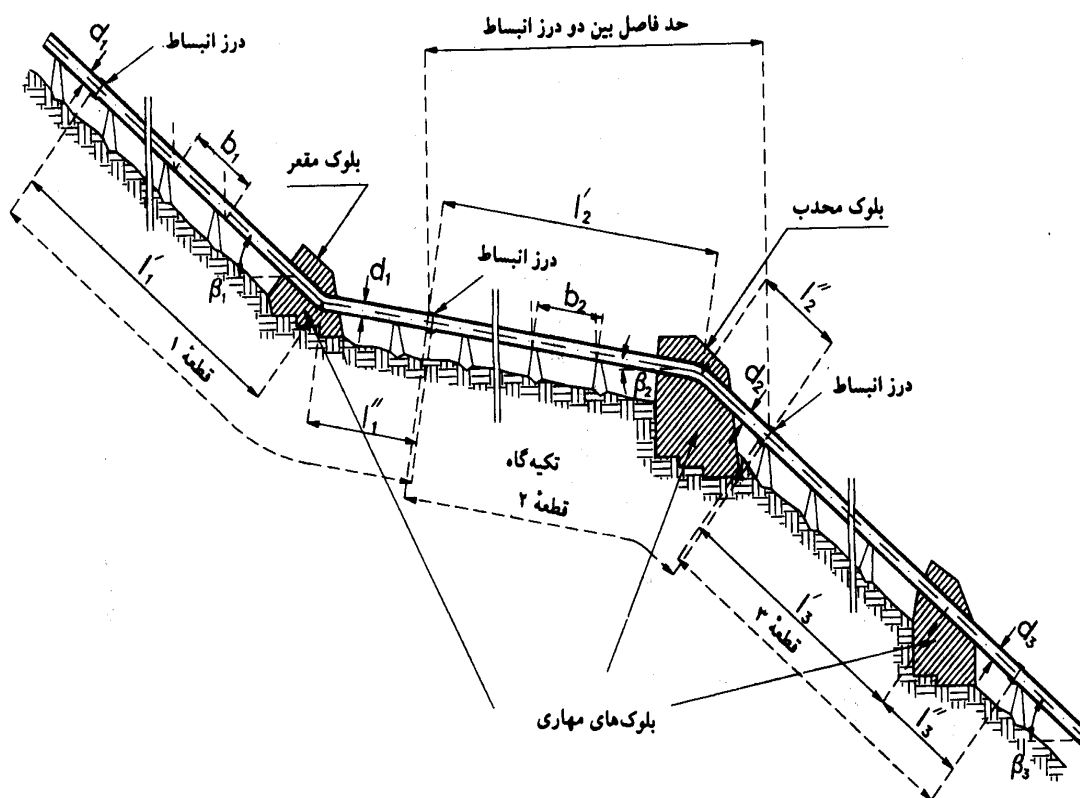
ب: لوله‌های غیر مدفون

لوله‌های غیر مدفون معمولاً بر تکیه‌گاهها مستقر می‌شوند. در این حالت بدون شک در طراحی تکیه‌گاهها (که شامل بلوکهای مهاریه نیز می‌شوند) باید نیروی اینرسی ناشی از وزن لوله و وزن بلوک در نظر گرفته شود. در شکل ۹-۶ بلوک مهاریه یک پن‌استاک (مجراهای با قطر و فشار زیاد که برای تغذیه نیروگاه‌های آبی مورد استفاده قرار می‌گیرند) تحت تأثیر نیروهای طرح نشان داده شده است. ضریب زلزله C طبق آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران به صورت زیر در می‌آید:

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{ABI}{R} \\ \frac{B}{R} &= 0.5 \end{aligned} \right\} \rightarrow C = 0.5AI$$

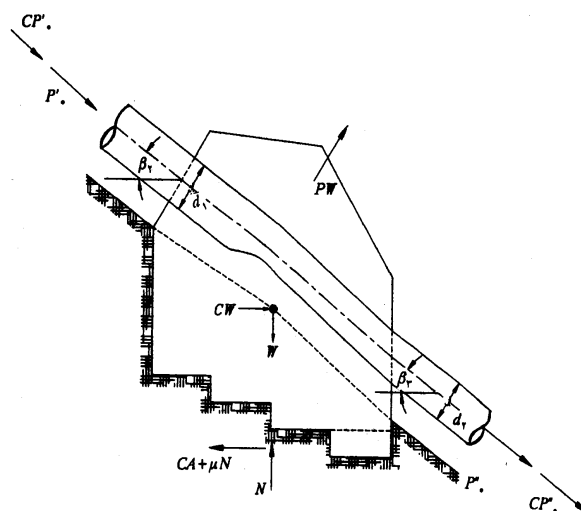
$$I = 1.2$$

$$A = 0.25, 0.25, 0.35$$



شکل ۹-۶ نیروهای مؤثر بر بلوک مهاریه در لوله غیر مدفون

نمای یک خاک لوله در بیرون از خاک



$= A$ سطح تماس بلوک

$= C$ چسبندگی بلوک با سنگ

$= \mu$ ضریب اصطکاک بین بلوک و زمین

$= P_o$ مؤلفه وزن لوله در امتداد

لوله حدفاصل بین دو درز انبساط

$= P_w$ نیروی رانش نامتعادل

$= W$ وزن بلوک به علاوه مؤلفه قائم وزن

لوله و آب سهم بلوک

$= CW$ نیروی اینرسی زلزله به علت نیروی W

$= CP_o$ نیروی اینرسی زلزله به علت وزن لوله

توجه: تکیه‌گاه‌ها فقط مؤلفه وزن لوله را جذب می‌کنند و مؤلفه در امتداد شیب لوله در حد فاصل دو درز انبساط به بلوک داده می‌شود.

شکل ۹-۶ (ادامه)

مأخذ:

- 1- M. G. SPANGLER, R.L. HANDLY
"Soil Engineering" 4th Edition, Harper and Row.
- 2- AWWA MANUAL M11 3rd Edition
"Steel Pipe, a Guide for Design and Installation".
- 3- AWWA MANUAL M9
"Concrete Pressure Pipe".
- 4- KUBOTA STEEL COMPANY
"Ductile Iron Pipeline Design Manual".
- 5- B.S. BULSON
"Buried Structures-Static and Dynamic Strength" C & H".
- 6- N.W.B. CLARKE
"Bridge Design Specification Manual".
- 7- STATE OF CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION.
"Bridge Design Specification Manual".
- 8- UNITED STATES BUREAU of RECLAMATION
"Design of Small Dams".
- 9- UNITED STATES BUREAU of RECLAMATION
"Design of Small Canal Structures".
- 10- GAYLORD & GAYLORD
"Structural Engineering Handbook (Chapter 25)".
- 11- FINTEL
"Concrete Designers Handbook (Chapter 19)".
- 12- WINTERKORN
"Foundation Engineering Handbook (Chapter 23)".

Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization - Ministry of Energy

Structural design criteria for underground water conduits

No: 185

Office of the Deputy for Technical Affairs
Bureau of Technical Affairs and Standards

1378/2000

این نشریه

با عنوان ضوابط طراحی سازه‌های مجاری
آب‌بر زیرزمینی بتنی، بخش نخست از
استاندارد طراحی سازه‌های و ساخت
مجاری آب‌بر زیرزمینی است که کاربرد آن
برای انتقال آب، شبکه توزیع آب، شبکه
جمع‌آوری فاضلاب، شبکه‌های
زهکشی، آبروها، مجاری تخلیه تحتانی
سد ها و نظایر آن می‌باشد.

در این مجموعه که در ۶ فصل تهیه
شده عناوینی از قبیل تاریخچه،
طبقه‌بندی مجاری از نظر هندسی، ساخت
و مصالح، بارهای وارده، روشهای
تجربی طراحی تحت بارهای خارجی،
طراحی تحت فشار داخلی، طراحی با
استفاده از روشهای تحلیلی و بالاخره
مجاری تحت تأثیر نیروهای
هیدرودینامیکی مورد بحث قرار گرفته
است.

مرکز مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات

ISBN 964-425-155-5



9 789644 251559