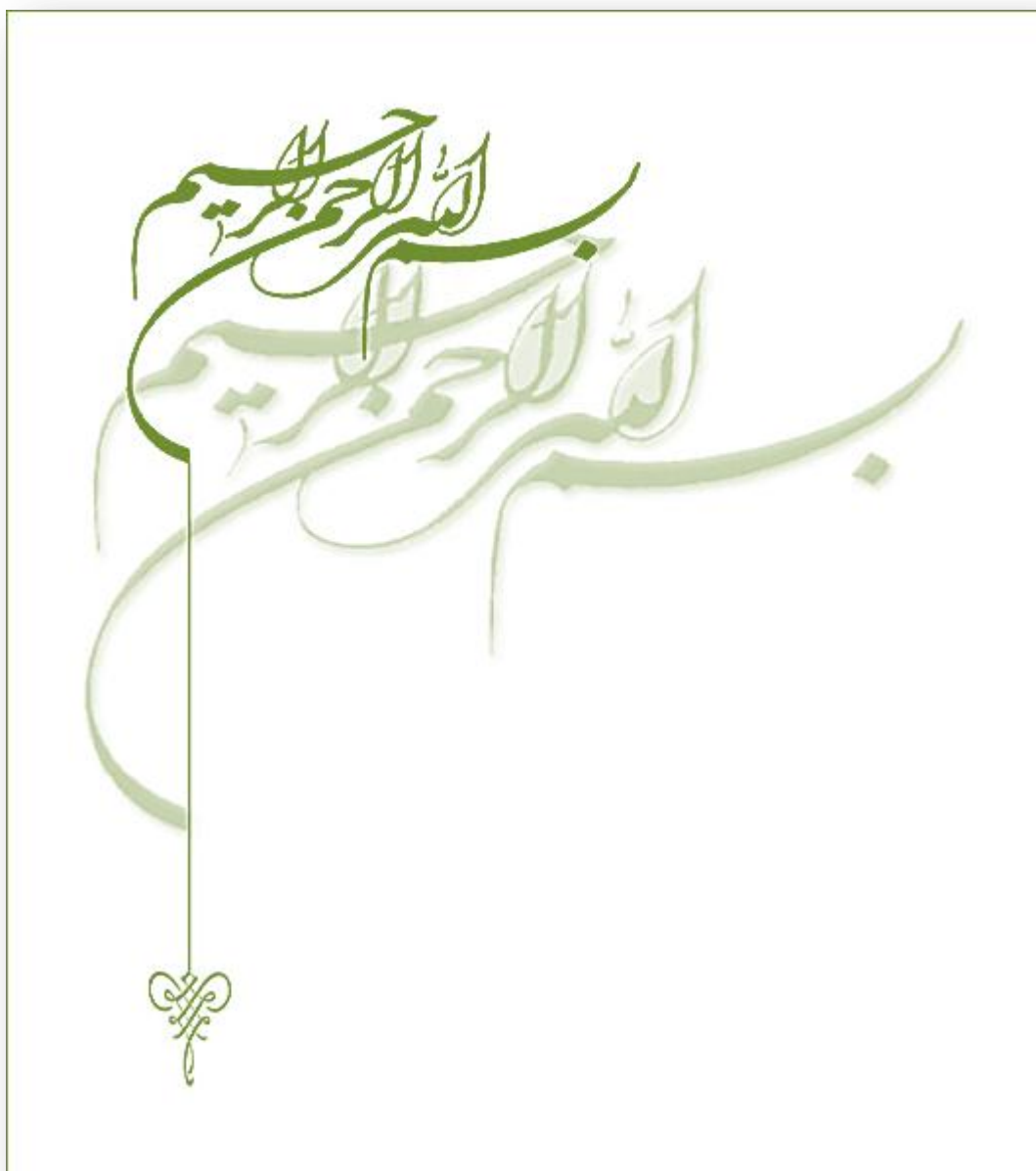






دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

گروه سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد

بهینه سازی شکل سد دوقوسی بتنی با روش تحلیلی آیزوژنومتریک

روح اله اسلامی

استاد راهنما :

دکتر بهروز حسینی

استاد مشاور :

دکتر سید مهدی توکلی

بهمن ماه ۱۳۹۱

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران

گروه عمران-سازه

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای روح اله اسلامی

تحت عنوان:

بهینه سازی شکل سد دو قوسی بتنی با روش تحلیلی آیزوژئومتریک

در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۳۰ توسط کمیته تخصصی زیرجهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد

مورد ارزیابی و با درجه خوب مورد پذیرش قرار گرفت

امضاء	استاد مشاور	امضاء	استاد راهنما
	نام و نام خانوادگی: دکتر مهدی توکلی		نام و نام خانوادگی: دکتر بهروز حسنی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی: دکتر نادری
			نام و نام خانوادگی: دکتر ساغروانی

تقدیم به :

پدر

که مرا یار بود با مهربانی، بذل و دعای خیر.

مادر

که یادش قرار من بود در این دوران.

تشکر و قدردانی :

خرسندم از فرصت پیش آمده برای قدردانی از تمام عزیزانی که در میدان علم و بیرون از آن مرا یاری نمودند؛ با بذل بی چشمداشت، از هر آنچه که داشتند.

تشکر نخست از استاد گرانقدرم دکتر بهروز حسنی که در عرصه علم رهنمون‌شان رهنمای، گره گشا و پیش برنده بود و در عرصه اخلاق، منش‌شان سزاوار تقدیر.

تشکر ویژه از دکتر مهدی توکلی که صبورانه، مشفقانه و دوستانه از هیچ مساعدتی فروگذار نبوده و راهبر و امید بخش من در این مسیر علمی بوده‌اند.

تشکر درخور از تمامی اساتید محترم گروه، که مرا در گذران این مرحله‌ی علمی، یاری نموده و دوستانی که شریک گفتمان علمی من بوده‌اند.

تشکر پایانی از خانواده عزیزم که بستر آرامش را همواره، به خصوص در این بازه فراهم نمودند.

تعهد نامه

اینجانب روح اله اسلامی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران-سازه دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بهینه سازی شکل سد دو قوسی بتنی با روش تحلیلی آیزوژئومتریک تحت راهنمایی دکتر بهروز حسینی به عنوان استاد راهنما، متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه / رساله تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام <<دانشگاه صنعتی شاهرود>> و یا <<shahrood university of technology>> به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ:

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه / رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده :

مفاهیم مطرح شده در این پایان نامه با توجه به عنوان، در سه بخش آشنایی با سدهای قوسی و روش - های طراحی و تحلیل آنها، معرفی روش تحلیل آیزوژئومتریک و بهینه سازی شکل با این روش، مورد بررسی قرار گرفته است. سرانجام سد دوقوسی در سه مرحله ی طراحی اولیه، تحلیل آیزوژئومتریک و بهینه سازی شکل، با این روش به صورت گام به گام ارائه و به همراه چند مثال عددی مورد ارزیابی قرار گرفت.

سد قوسی یک سازه عموماً بتنی، که به سمت بالادست رودخانه، دارای انحنا و قوس بوده، بارهای وارده از آب را به تکیه گاه های دو طرف خود و به جناحین دره منتقل می کند و در عین حال حداکثر استفاده مفید از مقاومت فشاری مصالح را میسر می سازد. با توجه به اینکه وجود قوس در سد خود به نوعی شکل سد را بهینه می کند، اما طراحی و تحلیل سدها که با روش سعی و خطا تا دستیابی به طرح قابل قبول توسط تحلیل های متداول، مخصوصاً روش اجزای محدود انجام می پذیرد، لزوماً به طرح بهینه منتج نمی گردد؛ بنابراین بهینه سازی شکل حائز اهمیت می باشد.

استفاده از روش اجزای محدود، خصوصاً برای تحلیل سدهای قوسی، زمانی از دقت کافی برخوردار است که از اجزای سه بعدی و به مقدار مناسب، برای حل سه بعدی سد استفاده می گردد. از طرفی به دلیل انحنا بدنه، لازم است جهت تطابق مدل شبکه بندی شده با هندسه واقعی سد، اندازه المان ها را کوچک و تعداد آنها را افزایش داد، که این مسئله به هنگام استفاده از اجزای سه بعدی با مشکلات زیادی به دلیل افزایش غیرخطی تعداد معادلات همراه بوده، حجم حافظه رایانه ای و زمان نسبتاً بالایی را می طلبد.

در روش تحلیل آیزوژئومتریک، تعریف هندسه مسئله با دقت بالایی انجام می شود. همچنین تغییرات سطوح مرزی در حین بهینه سازی خللی در یکنواخت و صاف بودن آنها ایجاد نمی کند؛ همچنین مزیت این روش، حذف مرحله ی ساخت شبکه اجزای محدود در حین مراحل بهینه سازی است. این کار سبب کاهش قابل ملاحظه حجم محاسبات به خصوص در مسائل سه بعدی نظیر سد دو قوسی شده است. در ضمن به علت انعطاف پذیری نرزه ها در روش آیزوژئومتریک تغییرات مرزها سبب از بین رفتن پایداری حل نمی شود؛ بنابراین به طور کلی می توان گفت که این روش بسیار ارزان تر و دقیق تر از روش های متداول ارزیابی می شود.

واژه های کلیدی : سد دوقوسی، تحلیل آیزوژئومتریک، بهینه سازی شکل سازه

فهرست مطالب

فصل ۱: مقدمه ۱

- ۱-۱ مقدمه ۲
- ۲-۱ تاریخچه بهینه‌سازی سدهای قوسی بتنی ۳
- ۳-۱ روش طراحی و بهینه‌سازی در این پایان‌نامه ۴
- ۴-۱ اهداف کلی پایان‌نامه ۶
- ۵-۱ ساختار کلی پایان‌نامه ۶

فصل ۲: سدهای قوسی و چگونگی تحلیل و طراحی آنها ۸

- ۱-۲ مقدمه ۹
- ۲-۲ سد قوسی و انواع آن ۱۲
- ۱-۲-۲ سدهای قوسی تک انحنایی (سدهای یک قوسی) ۱۵
- ۱-۱-۲-۲ سد قوسی با شعاع ثابت ۱۵
- ۲-۱-۲-۲ سد قوسی با شعاع متغیر ۱۷
- ۳-۱-۲-۲ سد قوسی با زاویه ثابت ۱۸
- ۲-۲-۲ سدهای قوسی دوانحنایی (سدهای دو قوسی) ۱۹
- ۳-۲-۲ سد قوسی وزنی ۲۰
- ۴-۲-۲ سد قوسی مرکب ۲۰
- ۵-۲-۲ سدهای چند قوسی ۲۱
- ۳-۲ تعاریف مورد نیاز در سدهای قوسی ۲۱
- ۴-۲ معیارها و فرضیات طراحی سدهای قوسی ۲۵
- ۵-۲ بارهای وارده بر سدهای قوسی ۲۸
- ۶-۲ بارگذاری سدهای قوسی بتنی ۲۸
- ۱-۶-۲ بارگذاری پیشنهادی USBR ۳۰
- ۷-۲ ضرایب اطمینان ۳۲
- ۸-۲ تنش‌های مجاز ۳۳

۳۵.....	۹-۲ طراحی و محاسبه سدهای قوسی
۳۷.....	۱-۹-۲ تئوری استوانه‌های جدار نازک
۳۹.....	۲-۹-۲ روش قوس‌های مستقل یا تئوری الاستیسیته
۴۲.....	۳-۹-۲ روش بار آزمونی
۴۳.....	۱-۳-۹-۲ آماده کردن پلان اولیه
۴۵.....	۲-۳-۹-۲ عوامل موثر جهت تقسیم بار
۴۵.....	۳-۳-۹-۲ روند تحلیل بار آزمونی
۴۷.....	۴-۹-۲ روش تئوری پوسته‌ها
۴۹.....	۵-۹-۲ روش اجزای محدود
۵۲.....	۱-۵-۹-۲ تنش‌ها و کرنش‌ها در یک محیط پیوسته

فصل ۳: روش تحلیل آیزوژئومتریکی ۶۱

۶۲.....	۱-۳ مقدمه
۶۳.....	۲-۳ پیدایش روش آیزوژئومتریکی و مزایای آن.....
۶۵.....	۳-۳ معرفی اسپلاینها و تکنیک نربز.....
۶۵.....	۱-۳-۳ بزیر اسپلاین.....
۶۸.....	۲-۳-۳ توابع پایه ب-اسپلاین.....
۷۵.....	۳-۳-۳ توابع پایه نربز.....
۷۷.....	۴-۳-۳ تولید سطوح اسپلاین و نربز.....
۸۱.....	۵-۳-۳ تولید احجام نربز.....
۸۱.....	۴-۳ اساس روش تحلیل آیزوژئومتریکی.....
۸۵.....	۵-۳ تفاوت‌ها و شباهت‌های روش اجزای محدود و آیزوژئومتریکی.....

فصل چهارم: بهینه‌سازی سازه‌ها ۸۶

۸۷.....	۱-۴ مقدمه
۸۸.....	۲-۴ مبانی رابطه سازی مسأله
۸۸.....	۱-۲-۴ متغیرهای طراحی

۸۸.....	۲-۲-۴ تابع هدف
۸۹.....	۳-۲-۴ قیدها
۹۰.....	۴-۲-۴ رابطه سازی استاندارد
۹۰.....	۳-۴ فرآیند حل
۹۳.....	۴-۴ انواع روش‌های بهینه سازی سازه‌ها
۹۴.....	۱-۴-۴ تقریب برنامه‌ریزی خطی ترتیبی (SLP)
۹۵.....	۲-۴-۴ برنامه‌ریزی درجه دوم ترتیبی (SQP)
۹۶.....	۵-۴ انواع مسائل بهینه‌سازی سازه‌ها
۹۶.....	۱-۵-۴ مسائل ویژه در ارتباط با بهینه‌سازی شکل
۱۰۰.....	۶-۴ بهینه‌سازی شکل با روش تحلیل آیزوژئومتریک
۱۰۲.....	۷-۴ کاربرد روش ایزوژئومتریک در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها
۱۰۳.....	۱-۷-۴ فرمولبندی مسائل سه‌بعدی الاستیسیته
۱۰۶.....	۲-۷-۴ ارائه چند مثال عددی

فصل پنجم: بهینه‌سازی شکل سد قوسی بتنی با روش تحلیلی ایزوژئومتریک ۱۱۴

۱۱۵.....	۱-۵ مقدمه
۱۱۶.....	۲-۵ کلیات مسئله
۱۱۷.....	۱-۲-۵ طراحی مقدماتی
۱۲۵.....	۲-۲-۵ تحلیل سد دوقوسی با روش تحلیلی آیزوژئومتریک
۱۲۷.....	۱-۲-۲-۵ تحلیل مسئله سد دوقوسی
۱۲۷.....	۱-۱-۲-۲-۵ فرضیات مسئله
۱۲۹.....	۲-۱-۲-۲-۵ بررسی نتیجه تحلیل مسئله
۱۳۱.....	۳-۲-۵ بهینه سازی شکل سد دوقوسی
۱۳۱.....	۱-۳-۲-۵ مسئله بهینه‌سازی
۱۳۱.....	۱-۱-۳-۲-۵ تابع هدف
۱۳۲.....	۲-۱-۳-۲-۵ قیدها
۱۳۲.....	۳-۱-۳-۲-۵ متغیرهای طراحی
۱۳۳.....	۲-۳-۲-۵ ابزار و روش بهینه‌سازی مسئله
۱۳۴.....	۳-۳-۲-۵ بررسی نتیجه بهینه‌سازی شکل مسئله

۴-۲-۵	بررسی مقایسه‌ای طرح بهینه مسئله با تغییر پارامترهای تحلیل آیزوژئومتریک	۱۳۷
۳-۵	نتایج	۱۴۹

فصل ششم : جمع‌بندی نتایج و پیشنهادات

۱۵۰

۱-۶	مقدمه	۱۵۱
۲-۶	جمع‌بندی نتایج	۱۵۱
۳-۶	پیشنهادهای	۱۵۳

۱۵۴

مراجع

فهرست اشکال

شکل ۱-۲ : قابلیت تحمل قوس‌ها	۹
شکل ۲-۲ : سد قوسی کریت	۱۰
شکل ۳-۲ : پلان و مقطع کنسول مرکزی در یک سد قوسی با شعاع ثابت	۱۶
شکل ۴-۲ : پلان و مقطع سد قوسی با شعاع متغیر	۱۷
شکل ۵-۲ : پلان و مقطع سد قوسی با زاویه ثابت	۱۹
شکل ۶-۲ : محور سد در الف: مقطع و، ب: پلان	۲۳
شکل ۷-۲ : صفحه مرجع در پلان یک سد قوسی نامتقارن	۲۴
شکل ۸-۲ : استوانه مستغرق	۳۷
شکل ۹-۲ : قسمت سمت چپ قوس و نیروهای مربوط	۴۱
شکل ۱۰-۲ : المان‌های قوسی و کنسولی و تغییرشکل‌ها	۴۳
شکل ۱۱-۲ : المان‌های قوسی و کنسولی برای یک سد قوسی با شعاع ثابت و متقارن	۴۴
شکل ۱۲-۲ : نمونه تقسیم سد به کنسول‌های قائم	۴۴
شکل ۱۳-۲ : پوسته سد قوسی	۴۸
شکل ۱۴-۲ : شبکه اجزای محدود سه‌بعدی سد	۵۱
شکل ۱۵-۲ : نمونه‌ای از اجزای محدود دوبعدی و سه‌بعدی	۵۱
شکل ۱۶-۲ : یک جزء مثلی برای یک محیط پیوسته در حالت تنش یا کرنش صفحه‌ای	۵۷
شکل ۱-۳ : منحنی بزر اسپالین درجه ۳	۶۸
شکل ۲-۳ : شکل توابع پایه، به ترتیب از چپ به راست برای درجات صفر و یک و دو	۶۹
شکل ۳-۳ : تابع پایه ب-اسپالین برای $N_{1,1}$ ، $N_{1,1}$ و $N_{2,1}$	۷۳
شکل ۴-۳ : ب-اسپالین درجه یک	۷۳
شکل ۵-۳ : تابع پایه ب-اسپالین $p=2$ برای $N_{1,2}$ ، $N_{1,2}$ و $N_{2,2}$	۷۴

- شکل ۳-۶: ب-اسپلین درجه ۲ که بزیراسپلین نیز می باشد ۷۵
- شکل ۳-۷: توابع پایه ب-اسپلین در تولید سطوح ۷۷
- شکل ۳-۸: نقاط کنترلی برای تولید صفحه ربع دایره‌ای با حفره داخلی ۸۰
- شکل ۳-۹: مدلسازی سطح ربع دایره با استفاده از (الف) ب-اسپلینها (ب) نربزها ۸۰
- شکل ۳-۱۱: نمایش ارتباط فضای فیزیکی و فضای پارامتریک برای یک زیردامنه ۸۳
- شکل ۴-۱: شکل‌های بهینه مسأله میله کشش با استفاده از ریزساختار ۹۸
- شکل ۴-۲: طراحی شکل تیر کف یک هواپیمای مسافربری: شکل اولیه و نهایی ۹۹
- شکل ۴-۳: (الف) طرح اولیه، (ب) طرح نهایی ۱۰۱
- شکل ۴-۴: تاریخچه تابع هدف در حالت الف مثال ۱ ۱۰۸
- شکل ۴-۵: دامنه طراحی اولیه تیر دوسرگیردار ۱۰۸
- شکل ۴-۶: توزیع تنش در حالت الف مثال ۱ ۱۰۸
- شکل ۴-۷: طرح بهینه برای تیر دو سر گیردار با یک زیردامنه ۱۰۹
- شکل ۴-۸: طرح بهینه برای تیر دو سر گیردار با پنج زیردامنه ۱۰۹
- شکل ۴-۹: تاریخچه تابع هدف در حالت ج مثال ۱ ۱۱۰
- شکل ۴-۱۰: توزیع تنش در حالت ج مثال ۱ ۱۱۰
- شکل ۴-۱۱: طرح بهینه برای تیر طره با یک زیردامنه ۱۱۰
- شکل ۴-۱۲: دامنه طراحی اولیه مکعب با ابعاد $10 \times 10 \times 10$ ۱۱۱
- شکل ۴-۱۳: توزیع تنش در حالت الف مثال ۲ ۱۱۲
- شکل ۴-۱۴: طرح بهینه حالت الف مثال ۲ ۱۱۲
- شکل ۴-۱۵: نمای داخلی طرح بهینه حالت الف مثال ۲ ۱۱۲
- شکل ۴-۱۶: توزیع تنش در حالت ب مثال ۲ ۱۱۳
- شکل ۴-۱۷: طرح بهینه حالت ب مثال ۲ ۱۱۳
- شکل ۴-۱۸: نمای داخلی طرح بهینه حالت ب مثال ۲ ۱۱۳

- شکل ۵-۱ : مقطع دره ۱۱۶
- شکل ۵-۲ : قوس مرکزی و خطوط مراکز برای یک طرح اولیه ۱۲۱
- شکل ۵-۳ : پلان و مقطع سد با زاویه ثابت ۱۲۲
- شکل ۵-۴ : طرح اولیه سه بعدی مسئله الف، تصویر پایین دست. ب، تصویر بالادست. ج، تصویر قوس‌ها.
د، نمای جانبی. ه، نمای بالا..... ۱۲۴
- شکل ۵-۵ : طرح اولیه مسئله ۱۲۷
- شکل ۵-۶ : بارگذاری هیدرواستاتیکی در نقاط کنترلی بالادست سد دوقوسی در کنسول مرکزی ۱۲۸
- شکل ۵-۷ : کانتورهای تنش سد دوقوسی پس از تحلیل آیزوژئومتریک ۱۳۰
- شکل ۵-۸ : طرح اولیه مسئله سد دو قوسی و نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی ۱۳۳
- شکل ۵-۹ : روند بهینه سازی شکل سد دوقوسی ۱۳۴
- شکل ۵-۱۰ : نمای بالادست و پایین دست سد دوقوسی پس از بهینه سازی شکل ۱۳۵
- شکل ۵-۱۱ : نمای بالای سد دوقوسی، قبل و بعد از بهینه سازی مسئله ۱۳۶
- شکل ۵-۱۲ : توزیع تنش‌ها برای طرح بهینه مسئله سد دوقوسی بتنی ۱۳۶
- شکل ۵-۱۳ : روند بهینه سازی شکل سد دوقوسی مثال ۱ ۱۳۹
- شکل ۵-۱۴ : طرح بهینه سد دو قوسی مثال ۱ ۱۳۹
- شکل ۵-۱۵ : نمای بالای سد دوقوسی، قبل و بعد از بهینه سازی مثال ۱ ۱۴۰
- شکل ۵-۱۶ : توزیع تنش‌ها برای طرح بهینه سد دوقوسی بتنی مثال ۱ ۱۴۰
- شکل ۵-۱۷ : طرح اولیه سد دوقوسی و نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی و تعداد زیردامنه‌ها مثال ۹..... ۱۴۱
- شکل ۵-۱۸ : روند بهینه سازی شکل سد دو-قوسی با چهار زیردامنه ۱۴۲
- شکل ۵-۱۹ : طرح بهینه سد دوقوسی با چهار زیردامنه ۱۴۳
- شکل ۵-۲۰ : نمای بالای سد دوقوسی با چهار زیردامنه، قبل و بعد از بهینه سازی ۱۴۴
- شکل ۵-۲۱ : توزیع تنش‌ها برای طرح بهینه سد دوقوسی بتنی با چهار زیردامنه ۱۴۴
- شکل ۵-۲۲ : طرح اولیه سد دوقوسی و نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی و تعداد زیردامنه‌ها مثال ۱۶..... ۱۴۶

شکل ۵-۲۳ : روند بهینه سازی شکل سد دوقوسی با ۹ زیردانه ۱۴۷

شکل ۵-۲۴ : طرح بهینه سد دوقوسی با ۹ زیردانه ۱۴۷

شکل ۵-۲۵ : نمای بالای سد دوقوسی با ۹ زیردانه، قبل و بعد از بهینه سازی ۱۴۸

شکل ۵-۲۶ : توزیع تنش‌ها برای طرح بهینه سد دوقوسی بتنی با ۹ زیردانه ۱۴۸

فهرست جداول

- جدول ۱-۲ : تعدادی از سدهای قوسی جهان ۱۱
- جدول ۱-۳ : تفاوت‌های روش‌های اجزای محدود و آیزوژئومتریک ۸۵
- جدول ۲-۳ : نقاط اشتراک روش‌های اجزای محدود و آیزوژئومتریک ۸۵
- جدول ۱-۵ : نسبت‌های تقریبی ضخامت و تصویر بالادست در کنسول سد دوقوسی ۱۱۹
- جدول ۲-۵ : شعاع مربوط و طول قوس بالادست در ترازهای مختلف ۱۲۰
- جدول ۳-۵ : نتایج مثال‌ها با تغییر پارامترهایی در مسئله اولیه ۱۳۷

فصل ۱

مقدمه

۱-۱ طراحی سدهای قوسی بتنی

طراحی شکل مناسب اثر قابل ملاحظه‌ای بر کاهش هزینه‌ها و افزایش ایمنی یک سد قوسی دارد. عموماً طراحی شکل یک سد قوسی بر اساس تجربه طراح، آزمایشات مدل و روش‌های سعی و خطا صورت می‌گیرد. در طراحی به روش سعی و خطا ابتدا یک طرح اولیه ارائه و سپس تحلیل می‌گردد، چنانچه این طرح اولیه الزامات و خواسته‌های طراحی را ارضاء کند مورد قبول واقع می‌شود، در غیر اینصورت شکل اصلاح شده و مجدداً تحلیل می‌گردد و این عمل تا زمانی که تمام خواسته‌های طراحی ارضا شوند ادامه می‌یابد. بعد از به دست آمدن یک شکل قابل قبول بایستی چندین طرح دیگر انتخاب شده و همانند طرح اولیه چندین مرتبه اصلاح شوند تا تعدادی طرح قابل قبول حاصل گردد. بهترین طرح از نظر ملاحظات اقتصادی، سازه‌ای، ایمنی و ... به عنوان طرح نهایی انتخاب می‌شود. شکل سدی که به این طریق و با صرف این همه وقت به دست می‌آید قابل قبول است ولی لزوماً بهینه یا حتی خوب نیست. برای رفع این مشکل از حدود چند دهه قبل تلاش‌هایی برای طراحی بهینه شکل سدهای قوسی توسط محققین آغاز شده است.

۱-۲ تاریخچه بهینه‌سازی سدهای قوسی بتنی

بهینه‌سازی سدها به طور معمول بر روی سدهای قوسی انجام می‌شود. هزینه بالای بتن مصرفی در سدهای قوسی نسبت به سدهای وزنی باعث می‌شود که پژوهشگران علاقه بیشتری برای کاستن از حجم بتن‌ریزی در سدهای قوسی داشته باشند و شاید به این دلیل، بهینه‌سازی سدهای وزنی کمتر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در جستجو برای دست یافتن به شکل بهینه سدهای بتنی قوسی، تحقیقات و پژوهش‌های اولیه عمدتاً توسط سرافیم^۱ در سال ۱۹۶۶ صورت پذیرفت که وی راه‌حلهایی از نوع غشایی را مد نظر قرار داد و انعطاف‌پذیری پی و تنش‌های خمشی صرف‌نظر کرد و تنها یک حالت بارگذاری ساده (فشار هیدرواستاتیک+وزن) را مورد توجه قرار داد. پس از آن، رساله دکتری در دانشگاه برکلی کالیفرنیا تحت عنوان «بهینه‌سازی شکل سدهای قوسی با استفاده از تئوری پوسته‌ها» توسط راجان^۲ در سال ۱۹۶۸ ارائه گردید. شارپ^۳ در سال ۱۹۶۹ اولین مقاله تحقیقاتی در این زمینه را تحت عنوان «طرح بهینه سدهای قوسی» به چاپ رساند. او نخستین فرد در زمینه فرمولبندی مسئله بهینه‌سازی به عنوان یک مسئله ریاضی بود. او شکل سد قوسی را بوسیله دو چند جمله‌ای (یکی برای سطح میانی و دیگری برای پروفیل ضخامت) بیان نمود که ضرایب این چند جمله‌ای‌ها متغیرهای طراحی بودند. حجم بتن سد به عنوان تابع هدف انتخاب شد و تعدادی قیود هندسی و رفتاری هم در نظر گرفته شد. روش به کار رفته برای آنالیز تنش در این تحقیق روش کنسول مرکزی ریتز بود و تنها بارهای استاتیکی در حل مسئله بهینه‌سازی در نظر گرفته می‌شدند. روش مشابهی هم به وسیله ریکتز و زینکیویچ^۴ در سال ۱۹۷۵ اتخاذ شد که در آن روش اجزای محدود برای آنالیز تنش و روش برنامه‌ریزی خطی برای بهینه‌سازی شکل سدهای

^۱ Serafim

^۲ Rajan

^۳ Sharpe

^۴ Zienkiewicz

بتنی قوسی و پشت بنددار تحت بارهای استاتیکی به کار رفت. واسرمن^۱ در سال ۸۴-۱۹۸۳ یک فرمولبندی ریاضی را برای طراحی سد قوسی به کار برد که در آن سد قوسی و قسمتی از پی آن به وسیله هایپرالمان‌های سه بعدی ۸ گرهی ایزوپارامتریک بیان می شدند. متغیرهای طراحی پارامترهای هندسی این المان‌ها و تابع هدف حجم بتن سد بود و مسئله بهینه‌سازی حاصله به وسیله روش برنامه‌ریزی خطی متوالی حل می‌شد. رحیم^۲ در سال ۱۹۸۳ شکل سد قوسی را به وسیله ۳ متغیر طراحی بیان نمود و اثر الگوی تغییرات ضخامت را بر روی شکل بهینه یک سد قوسی بر روی یک پی صلب و در معرض بارهای وارده و فشار آب بررسی کرد. او با در نظر گرفتن قیود هندسی و تنش در محاسبات حجم بتن سد را کمینه کرد. مسئله برنامه‌ریزی ریاضی مربوطه با استفاده از روشهای «تند ترین شیب» و «جهات قابل قبول» حل شد. کریلف^۳ در سال ۱۹۹۰ با استفاده از استدلال ریاضی و با استفاده حداقلی از روش‌های عددی به یافتن شکلی برای بهینه‌سازی سد اهتمام ورزید. در مقاله وی پیوندی جالب بین روش‌های کلاسیک تحلیل سازه‌ها و روش‌های عددی (که در آنجا از روش جریمه داخلی استفاده شده) برقرار گردید. اما عمده‌ترین تحقیقات در زمینه بهینه‌سازی شکل سدهای بتنی در چین از اواخر دهه ۱۹۷۰ توسط ژو^۴ و همکارانش انجام شده است و نتیجه تحقیقات در سال ۱۹۹۲ انتشار یافت. مدل هندسی به کار رفته توسط ایشان یک مدل هندسی پیوسته و بسیار کاربردی بود و به همین جهت در بین محققین طرفداران زیادی یافت و مبنای کارهای بعدی بهینه‌سازی شکل سدهای بتنی قوسی قرار گرفت [۱،۳].

۳-۱ روش طراحی و بهینه‌سازی در این پایان‌نامه

می‌توان گفت که، روش اجزای محدود یکی از روش‌های عددی پرقدرت است که به دلیل امکان تقسیم سازه مورد نظر به اجزای کوچکتر با هر شکل و اندازه، می‌توان سازه‌ای با پیچیده‌ترین اشکال را با هر

^۱ Wasserman

^۲ Rahim

^۳ Kirillov

^۴ Zhu

شرایط مرزی، مورد تجزیه و تحلیل قرار داد و توزیع تنش واقع بینانه با دقت بسیار بالایی را در سازه معین نمود. اصول و روش کار در این حالت برای استفاده در تحلیل سدهای قوسی و سایر سدهای بتنی دقیقاً مشابه می باشد و تنها اختلاف در شکل سازه و نوع بارگذاری است و مستقل از روش اجزای محدود می باشد.

استفاده از این روش، خصوصاً برای تحلیل سدهای قوسی، زمانی از دقت کافی برخوردار است که از اجزای سه بعدی و به مقدار مناسب، برای حل سه بعدی سد استفاده می گردد. از طرفی به علت انحنا بدنه و وجود گالری در داخل آن، لازم است جهت تطابق مدل شبکه بندی شده با هندسه واقعی سد، اندازه المان ها را کوچک و تعداد آن ها را افزایش داد که این مسئله به هنگام استفاده از اجزای سه بعدی با مشکلات زیادی به دلیل افزایش غیرخطی تعداد معادلات همراه بوده، حجم حافظه رایانه ای و زمان نسبتاً بالایی را می طلبد.

با معرفی روش آیزوژئومتریک^۱ برای تحلیل سازه درجه تازه ای به روی مبحث بهینه سازی سازه ای گشوده شد. این روش از توابع پایه ای نرَبز که پیش از آن برای تولید شکل در CAD^۲ و گاهی در تولید مرزها در بهینه سازی شکل استفاده می شد، برای تحلیل سازه استفاده می نماید. در واقع تحلیل آیزوژئومتریک با استفاده از توابع نرَبز که هندسه مسئله را تولید می کنند، تغییر مکان را با آن ها تقریب می زند و مسئله تحلیل را حل می کند. می توان گفت استفاده از این روش به خاطر صرفه جویی در هزینه و زمان، خود نوعی بهینه سازی می باشد.

با توسعه این روش طبعاً روش های جدید فرمول بندی مسائل بهینه سازی ارائه گردید. در بهینه سازی سازه ای با استفاده از تحلیل اجزای محدود، مشکلاتی از قبیل وابستگی حل به نحوه مش بندی و نیاز به

^۱ Isogeometric

^۲ CAD (Computer Aided Design)

تولید پیاپی مش وجود دارد که هزینه زیادی ایجاد می‌کند و مانعی برای کاربردی شدن و تجاری شدن بهینه‌سازی است، در حالی که در تحلیل آیزوژئومتریک این مشکلات وجود ندارد. با توجه به موارد گفته شده بهینه‌سازی در روش تحلیل آیزوژئومتریک از اهمیت بالایی برخوردار بوده و به عنوان موضوعی رو به آینده مطرح می‌باشد.

۴-۱ اهداف کلی پایان‌نامه

با توجه به اهمیت بالای سدسازی در توسعه و آبادانی، از روش تحلیل آیزوژئومتریک به علت مزایای آن نسبت به سایر روش‌ها به خصوص روش اجزای محدود، که بعداً به آن اشاره بیشتری خواهد شد، در بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی بتنی در جهت کاستن حجم بتن و کاهش هزینه‌های ناشی از آن، استفاده می‌گردد.

در ابتدا جهت آشنایی با سدهای دوقوسی، کلیاتی در مورد آن‌ها بیان می‌گردد و سپس روش‌های طراحی اولیه و تحلیل‌هایی که از گذشته تا حال مورد استفاده قرار می‌گیرد؛ بررسی می‌شود. با توجه به نوظهور بودن روش تحلیل آیزوژئومتریک در بخشی از پایان‌نامه به معرفی آن پرداخته می‌شود و سعی شده است تا روش بهینه‌سازی شکل سد با نکته حائز اهمیت وجود قوس، از نقطه شروع و ارائه طرح اولیه تا مرحله پایانی ارائه و ارزیابی گردد.

۵-۱ ساختار کلی پایان‌نامه

به طور کلی این پایان‌نامه در شش فصل گردآوری شده است. در فصل پیش روی به کلیات و مقدماتی راجع به پایان‌نامه اشاره شده است. در فصل دوم به کلیاتی در مورد سد قوسی و اطلاعات مورد استفاده در

تحلیل و بهینه‌سازی و همچنین به چند روش طراحی مقدماتی و تحلیل مورد استفاده در گذشته و حال، شرح داده خواهد شد.

در فصل سوم روش تحلیل آیزوژئومتریک به عنوان روشی جدید و مفید بررسی شده است. در فصل چهارم به بهینه‌سازی سازه‌ها و روش‌ها و انواع آن و همچنین بهینه‌سازی شکل و فرمولبندی لازم جهت تحلیل آیزوژئومتریک مسائل سه‌بعدی با ارائه چند مثال شرح داده می‌شود.

در فصل پنجم بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی بتنی در سه مرحله طرح اولیه، تحلیل آیزوژئومتریک و بهینه‌سازی شکل با ارائه مثال عددی و مقایسه نتایج بررسی و شرح داده شده است.

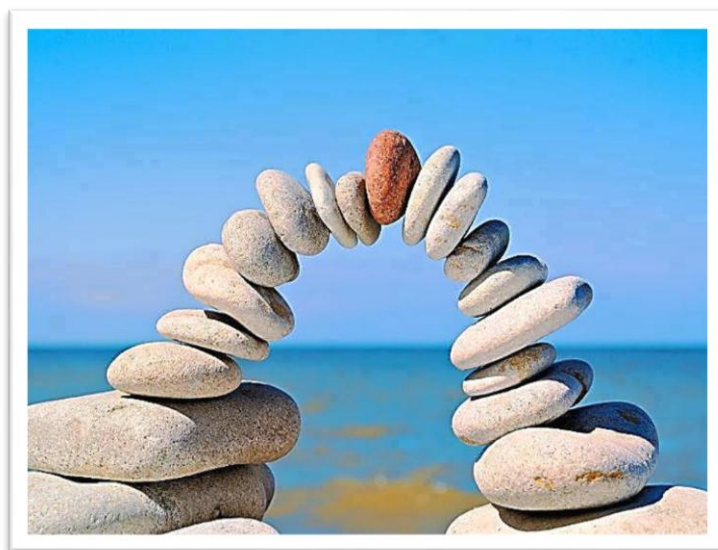
و سرانجام در فصل ششم نتایج حاصل از پایان‌نامه و پیشنهادات لازم به اختصار آمده است.

فصل ۲

سدهای قوسی و چگونگی تحلیل و طراحی آنها

۱-۲ مقدمه

قابلیت تحمل بالای قوس‌ها، موضوعی است که از زمانهای قدیم مورد شناخت و توجه بناها و معماران قرار داشته و اصول سازه‌ای حاکم بر آن‌ها، در ساخت سدهای کوتاه و پل‌ها به کار گرفته می‌شده است.



شکل ۱-۲ : قابلیت تحمل قوس‌ها

یک سد قوسی عبارت است از یک سازه عموماً بتنی، و گاه ساخته شده از مصالح بنایی، که به سمت بالادست رودخانه، دارای انحناء و قوس بوده، بارهای وارده از آب را به تکیه‌گاه‌های دوطرف خود و به جناحین دره منتقل می‌کند و در عین حال حداکثر استفاده مفید از مقاومت فشاری مصالح را میسر می‌سازد.

احتمالاً اولین سد قوسی جهان، در ایران، در اواسط قرن ۱۳ میلادی به نام سد « گُریَت » در جنوب خراسان با ارتفاع ۲۶ متر و با استفاده از مصالح بنایی ساخته شده است. از سدهای قوسی دیگری که تا قرن نوزدهم ساخته و شناخته شده‌اند سدهای Elche در اسپانیا و Pontalto در ایتالیا است که هر دو در قرن هفدهم میلادی و با مصالح بنایی احداث شده‌اند. در هر سه مورد یاد شده، اصول حاکم بر ساخت پل های قوسی به کار گرفته شده‌است و احتمال داده می‌شود در آن زمان، محاسبات خاصی به عنوان محاسبات سد قوسی موجود نبوده است.



شکل ۲-۲: سد قوسی گریَت

جالب توجه آنکه تحقیقات انجام گرفته بر روی سد Elche نشان می‌دهد که حداکثر تنش وارده بر آن نزدیک به تنش فشاری طراحی برای سنگ می‌باشد.

از اواخر قرن نوزدهم و اوایل قرن بیستم، بتن به عنوان یکی از مصالح بسیار مفید و موثر در ساخت سازه های حساس، به صورت گسترده‌ای در احداث سدهای قوسی به کار رفته، تعداد بسیار زیادی سد قوسی در سرتاسر جهان ساخته شد و روز به روز، بر توجه و علاقه‌ی مجریان مربوط نسبت به این‌گونه

سدها و به دلیل کارایی خوب آن‌ها، افزوده شد. جدول ۱-۲، نام و پاره‌ای از مشخصات تعدادی از سدهای قوسی بتنی را که از اوایل قرن بیستم به بعد ساخته شده است نشان می‌دهد.

جدول ۱-۲ : تعدادی از سدهای قوسی جهان [۲]

نام سد	کشور	سال اتمام ساخت	ارتفاع H (m)	طول تاج L (m)	ضخامت تاج (m)	ضخامت کف در عمیق ترین قسمت B (m)	L/H	$\beta=B/H$	حجم بتن ($10^6 m^3$)
Inguri	گرجستان	۱۹۸۵	۲۷۱/۵	۷۵۲	۱۰	۶۲	۲/۷۷	۰/۲۲۸	۳/۹۶
Vaiont	ایتالیا	۱۹۶۰	۲۶۶	۱۹۰	۳/۹	۲۳	۰/۷۱	۰/۰۸۷	۰/۳۵
Ertan	چین	آخر قرن بیستم	۲۴۰	۷۶۳	-	۷۰/۳	۳/۱۸	۰/۲۹	۴/۷۰
Mauvoisin	سوئیس	۱۹۸۵	۲۳۶	۵۲۰	-	۵۳/۵	۲/۲۶	۰/۲۲	۲/۰۳
Chirkei	روسیه	۱۹۷۶	۲۳۶	۲۸۰	-	۶۵	۱/۱۸	۰/۲۷	۱/۳۹
GlenCanyon	آمریکا	۱۹۶۴	۲۱۶	۴۵۸	-	۹۱/۵	۲/۱۲	۰/۴۲	۳/۶۵
Auburn	آمریکا	۱۹۷۹	۲۰۹	۱۲۶۵	۶/۱	۶۱	۶/۰۵	۰/۲۹	۴/۸۰
کلرون	ایران	۱۹۷۵	۲۰۰	۳۸۰	-	۲۸	۱/۹۰	۰/۱۴	۱/۲۱
نز	ایران	۱۹۷۷	۱۹۱	۲۵۰	-	۲۱	۱/۳۱	۰/۱۱	-
Kurobe-۴	ژاپن	۱۹۶۶	۱۸۶	۳۶۷	۸/۱	۳۹/۷	۱/۹۷	۰/۲۱۳	۱/۵۰
Zillergrundl	استرالیا	۱۹۸۶	۱۸۶	۵۰۶	-	۴۲	۲/۷۰	۰/۲۴	۱/۴۰
Tashjen	تایوان	۱۹۷۳	۱۸۰	۲۹۰	-	۲۹	۱/۶۰	۰/۱۶	۰/۴۳
Monteynard	فرانسه	۱۹۶۳	۱۵۵	۲۱۵	-	۵۴	۱/۴۰	۰/۳۵	۰/۴۶
Valle di lei	سوئیس	۱۹۶۱	۱۴۳	۷۱۰	۱۵	۲۸	۴/۹۵	۰/۲	-
Kariba	زیمبابوه	۱۹۶۰	۱۲۸	۶۲۵	۱۲	۲۰	۴/۸۸	۰/۱۶	۱/۰۷
LeRue	افریقای جنوبی	۱۹۷۷	۱۰۷	۸۵۳	-	-	۷/۹۷	-	-
Van Der Kluf	افریقای جنوبی	۱۹۷۶	۱۰۰	۹۱۵	-	-	۹/۱۵	-	-
Verwoerd	افریقای جنوبی	۱۹۷۵	۸۸	۹۱۴	-	۲۹	۱۰/۳۸	۰/۳۳	۱/۶۸
Tull	سوئیس	۱۹۶۳	۸۶	۴۶۰	۴/۵	۲۰	۵/۳۵	۰/۲۳	۰/۲۴
Oliveira Salazar	پرتغال	۱۹۵۹	۶۰	۳۵۰	-	-	۵/۸۳	-	-
Yata	کالدونیای جدید	۱۹۵۹	۶۰	۵۸۵	-	-	۹/۷۵	-	-
Schifferen	سوئیس	۱۹۶۳	۵۷	۴۶۰	-	۱۷/۱	۸/۰۷	۰/۳	-
Ryave de Kodore	ایتالیا	۱۹۵۰	۵۵	۴۱۰	۵/۷	۲۶	۷/۴۵	۰/۴۷	۰/۳۸
Bangala	زیمبابوه	۱۹۶۳	۵۰	۳۹۶	-	-	۷/۹۲	-	-
Lauza	فرانسه	۱۹۶۵	۵۰	۳۰۰	۲/۵	۱۰/۵	۶	۰/۲۱	۰/۰۶
Isolato	سوئیس	۱۹۶۰	۴۵	۲۹۰	۵	۲۲	۶/۴۴	۰/۴۹	۰/۰۷
Pon du Rya	فرانسه	۱۹۵۹	۲۹	۱۹۸	۱/۵	۵	۶/۸۳	۰/۱۷	۰/۰۱

مرور زمان، افزایش تجربیات، توسعه‌ی روش‌های تحلیلی و استفاده از امکانات رایانه‌ای، به تدریج باعث تغییر شکل، ارتفاع و چگونگی اجرای سدهای قوسی گردید و در عین حال توسعه در ساخت بتن با خواص و مقاومت بالاتر و ساخت تجهیزات اجرایی برتر، شرایط را برای توجه به این‌گونه سدها، مهیاتر نموده است. در حال حاضر با بکارگیری مجموعه‌ی امکانات و روش‌های پیشرفته، بشر قادر است تا سدهای قوسی با ارتفاع بسیار بالا را در شکل‌های نسبتاً پیچیده و حجم بتن‌ریزی حداقل اجرا نماید. سدهای قوسی Vaiont با ارتفاع ۲۶۶ متر در ایتالیا، Inguri با ارتفاع ۲۷۱/۵ متر در گرجستان (شوروی سابق) و Mauvoisin با ارتفاع ۲۳۶ متر در سوئیس و همچنین سدهای قوسی وزنی Glen Canyon با ارتفاع ۲۱۶ متر در آمریکا و Sayano-Shushensk با ارتفاع ۲۴۵ متر در روسیه، از جمله سدهای عظیم قوسی هستند که در قرن بیستم ساخته شده‌اند.

۲-۲ سد قوسی و انواع آن

همانگونه که اشاره گردید، سد قوسی سدی است که در پلان دارای انحنا بوده و قسمت اعظم بارهای ناشی از آب را به صورت افقی به تکیه‌گاه‌های کناری خود منتقل می‌کند که این امر ناشی از عملکرد قوس می‌باشد. ما بقی بار و به وسیله عملکرد کنسول (نظیر سدهای وزنی) به فونداسیون کف منتقل می‌گردد. بنابراین در سدهای قوسی، هم وزن سد در مقابل نیروهای وارده از سوی مخزن مقاومت می‌نماید و هم عملکرد قوسی سازه، تکیه‌گاه‌های کناری را در تحمل بارها سهیم می‌کند. چگونگی عملکرد قوسی سازه و میزان مشارکت جناحین در تحمل بارها، بستگی کامل به انحنا سد و شکل دره دارد، ضمن آنکه سنگ موجود در کناره‌های دره، بایستی به اندازه کافی جهت تحمل نیروها، مقاوم باشد.

برای احداث سدهای قوسی، دره‌های V شکل بهترین و ایده‌آل‌ترین حالت هستند اگرچه دره‌های U شکل نیز برای این امر کاملاً مناسب می‌باشند. سدهای قوسی قدیم که فقط در دره‌های V شکل ساخته

می‌شدند دارای نسبت L/H (طول تاج به ارتفاع) کمتر از $1/5$ هستند ولی به تدریج سدهای قوسی با نسبت L/H حدودا ۲ تا ۳ نیز ساخته شدند و در حال حاضر نسبت‌های بالاتر حتی ۴ تا ۶ نیز قابل بررسی هستند. در هر حال، همانگونه که اشاره گردید، با افزایش عرض دره، باری که توسط قوس‌ها گرفته می‌شود کاهش یافته و درصد بیشتری از بارها توسط کنسول‌ها به پی کف انتقال می‌یابد و باعث افزایش ضخامت سد می‌شود.

سدهای قوسی را از نظر ضخامت، بر حسب نسبت ضخامت پایه کنسول مرکزی (B) به ارتفاع سازه‌ای آن (H) به انواع زیر تقسیم‌بندی می‌کند :

۱. سد قوسی لاغر^۱ اگر $\frac{B}{H} \leq 0.2$ باشد.

۲. سد قوسی متوسط یا نیمه ضخیم^۲ اگر $0.2 \leq \frac{B}{H} \leq 0.3$ باشد.

۳. سد قوسی ضخیم^۳ اگر $\frac{B}{H} \geq 0.3$ باشد.

۴. سد قوسی وزنی^۴ اگر $\frac{B}{H} > 0.5$ باشد.

همچنین سدهای قوسی را نسبت به ارتفاع‌شان، به صورت زیر طبقه‌بندی می‌نمایند :

۱. سد قوسی کوتاه^۵ وقتی که $H < 30m$ باشد.

۲. سد قوسی متوسط یا نیمه بلند^۶ وقتی که $30m \leq H \leq 90m$ باشد.

۳. سد قوسی بلند^۷ وقتی که $H > 90m$ باشد.

^۱ Thin Arch Dam

^۲ Medium-thick Arch Dam

^۳ Thick Arch Dam

^۴ Arch Gravity Dam

^۵ Low Arch Dam

^۶ Medium Hight Arch Dam

^۷ High Arch Dam

از طرفی به تناسب موقعیت توپوگرافی منطقه و شکل و ابعاد دره بخصوص از کف رودخانه تا تراز تاج سد در جناحین و نیز با توجه به امکانات ساخت و بررسی‌های اقتصادی، شکل سد قوسی، در پلان و مقطع، می‌تواند تغییر نماید. بر این اساس، از نقطه نظر طراحی و شکل سد، سدهای قوسی را می‌توان به انواع مختلف زیر تقسیم نمود :

۱. سد قوسی تک انحنایی^۱ یا سد یک قوسی

۲. سد قوسی دو انحنایی^۲ یا سد دو قوسی

۳. سد قوسی وزنی

۴. سد قوسی ترکیبی (مركب)^۳

۵. سد چند قوسی^۴

سد قوسی تک‌انحنایی یا سد یک قوسی، تنها در پلان دارای انحنا می‌باشد و به تعبیری فقط یک انحنا در صفحه افق دارد. چنانچه سد، هم در پلان و هم در مقاطع قائم دارای انحنا باشد، آن را سد قوسی دوانحنایی یا سد دو قوسی می‌نامند.

سد قوسی وزنی، سدی است ضخیم که رفتار سازه‌ای آن قسمتی به صورت قوسی و قسمتی به صورت وزنی است و عملکرد وزنی آن قابل ملاحظه می‌باشد. سد قوسی ترکیبی، دارای شکل و طراحی ترکیبی از موارد مختلف است که بر حسب شرایط منطقه، می‌تواند انتخاب شود. سدهای چند قوسی در حقیقت همان سدهای پایه‌دار هستند که در آن‌ها دال شیب‌دار به صورت قوسی طراحی و اجرا می‌گردد.

^۱ Single Curvature Arch Dam

^۲ Double Curvature Arch Dam

^۳ Mixed Type Arch Dam

^۴ Multiple Arch Dam

۲-۲-۱ سدهای قوسی تک‌انحنایی (سدهای یک‌قوسی)

سدهای قوسی تک‌انحنایی، خود به سدهای زیر تقسیم می‌شوند.

۱. قوسی با شعاع ثابت^۱

۲. قوسی با شعاع متغیر^۲

۳. قوسی با زاویه ثابت^۳

۲-۲-۱-۱ سد قوسی با شعاع ثابت

در این نوع سد، بدنه بالادست تشکیل قسمتی از سطح استوانه‌ای با شعاع ثابت را می‌دهد یعنی شعاع منحنی‌های بالادست سد (قوس بیرونی) از بالاترین تراز تا پایین‌ترین نقطه ثابت است و مرکز آن‌ها روی یک خط قائم قرار دارد. شعاع منحنی‌های بدنه‌ی پایین‌دست (قوس داخلی) به تدریج که از تاج سد به سمت پایین می‌شود، با افزایش ضخامت کاهش می‌یابد ولی مراکز این منحنی‌ها باز هم روی یک خط قائم و همان خطی که مراکز منحنی‌های بالادست روی آن قرار داشتند، می‌باشد. بنابراین کاهش شعاع در این قسمت، افزایش ضخامت لازم برای قسمتهای پایین‌تر را تضمین می‌کند و از طرفی ضرورت افزایش ضخامت در ترازهای پایین‌تر، کاهش شعاع منحنی‌های پایین دست را ایجاب می‌نماید.

از آنجا که در این نوع سدهای قوسی، مراکز دوایر مختلف قوس‌های داخلی و بیرونی روی یک خط قائم قرار دارند، سد قوسی با شعاع ثابت را، سد قوسی با مرکز ثابت نیز می‌نامند.

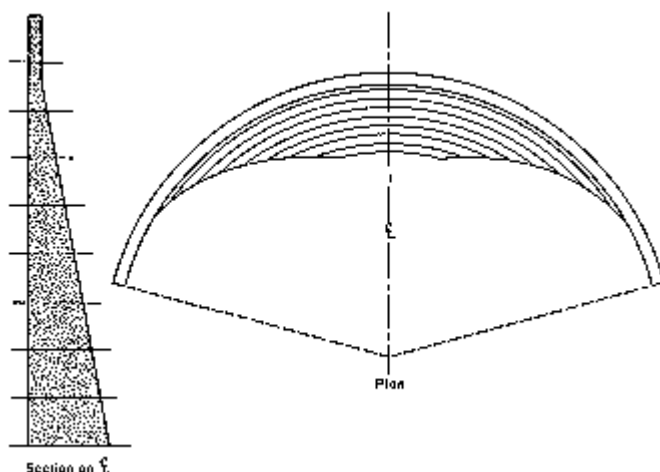
با توجه به مطالب بالا، مقطع یک سد قوسی با شعاع ثابت، در بالادست قائم بوده، ضخامت آن به تناسب افزایش عمق، افزایش می‌یابد. بنابراین مقطع یاد شده تقریباً مثلثی است مگر در ترازهای بالاتر که لازم است تا حداقلی برای ضخامت منظور شود. در این نوع سد، زاویه مرکزی قوس به تدریج که بر عمق

^۱ Constant Radius Arch Dam

^۲ Variable Radius Arch Dam

^۳ Constant Angle Arch Dam

در زیر تاج سد افزوده می شود، کاهش می یابد و لذا عملکرد قوسی سازه در ترازهای پایین تر کمتر است از ترازهای بالاتر. این امر باعث می شود تا مقدار زیادی از کل بار وارده بر قسمت های پایینی سد به وسیله عملکرد کنسولی سازه تحمل شود و در نتیجه حلقه های استوانه ای پایینی کاملاً ضخیم و طراحی به طور نسبی غیراقتصادی گردد.

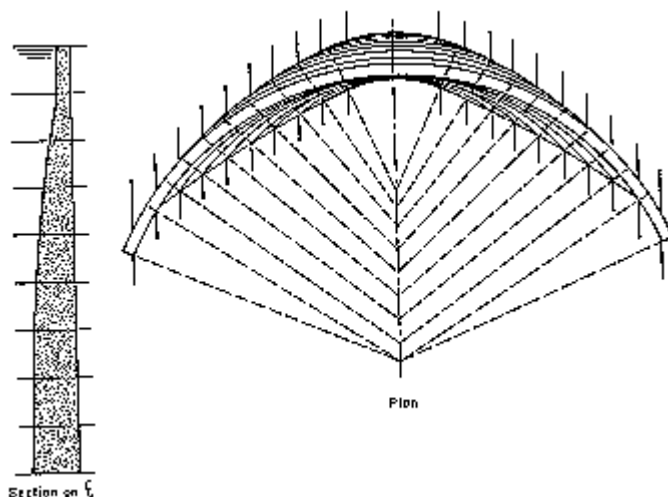


شکل ۲-۳: پلان و مقطع کنسول مرکزی در یک سد قوسی با شعاع ثابت

این سدها بیشتر برای دره های U شکل مناسب هستند چرا که در این حالت کاهش زوایای مرکزی پایینی، محدود بوده و عملکرد قوسی سازه بیشتر می شود. برعکس در دره های V شکل به دلیل کاهش قابل ملاحظه ای زوایای مرکزی پایینی، ساخت سد قوسی با شعاع ثابت، از مناسبت کمتری برخوردار است، اگرچه در این نوع دره ها نیز ساخته می شود. در مطالب بعدی اشاره خواهد گردید که حتی در دره های U شکل نیز هزینه مصالح لازم برای احداث سدهای قوسی با شعاع ثابت بیشتر از سدهای قوسی با زاویه ثابت می باشد. اما هزینه های اجرایی آن به دلیل سادگی اجرا نسبتاً کمتر و بنابراین در مجموع اختلاف چندانی نخواهد داشت.

۲-۱-۲-۲ سد قوسی با شعاع متغیر

در این نوع سد، شعاع‌های قوس‌های بیرونی و داخلی، از بالا به سمت پایین، تغییر کرده که معمولاً حداکثر آن در بالا و حداقل آن در محل پایه است. در یک تراز، اگرچه شعاع‌های داخلی و خارجی متفاوت می‌باشند اما مرکز دو قوس بر یکدیگر منطبق است بنابراین مراکز قوسهای بیرونی و داخلی، از تاج سد تا پایه آن، روی یک منحنی قرار می‌گیرند که سعی میشود این منحنی به صورت نرم و پیوسته ایجاد شود. همچنین شعاع‌ها در ترازهای مختلف به گونه‌ای انتخاب می‌شود که پیش آمدگی قسمت‌های بالاتر نسبت به قسمت‌های پایین‌تر، حذف و یا حداقل گردد. زاویه مرکزی قوس‌های مختلف نیز ثابت نبوده، معمولاً از ۸۰ تا ۱۵۰ درجه تغییر می‌کند. این نوع سدها، که نه زاویه مرکزی و نه شعاع آن‌ها ثابت است، به سدهای قوسی با مرکز متغیر نیز موسومند. بدنه بالادست سد در محل کنسول عموماً قائم است.



شکل ۲-۴: پلان و مقطع سد قوسی با شعاع متغیر

سدهای با شعاع متغیر برای هر دو نوع دره U شکل و V شکل یا دره U-V شکل مناسب هستند چرا که با تنظیم شعاعها و زوایای مرکزی می توان عملکرد قوسی سازه را به میزان قابل ملاحظه ای، حتی برای حلقه های موجود در ترازهای پایین، فعال نمود.

این نوع از سدهای قوسی معمولاً اقتصادی تر از سدهای قوسی با شعاع ثابت بوده، مقدار بتن لازم حدود ۸۲ درصد بتن مورد نیاز سدهای قوسی با شعاع ثابت می باشد و در مقابل نسبت به سدهای قوسی با زاویه ثابت، حدود ۱۷ درصد مصالح بیشتر نیاز دارند.

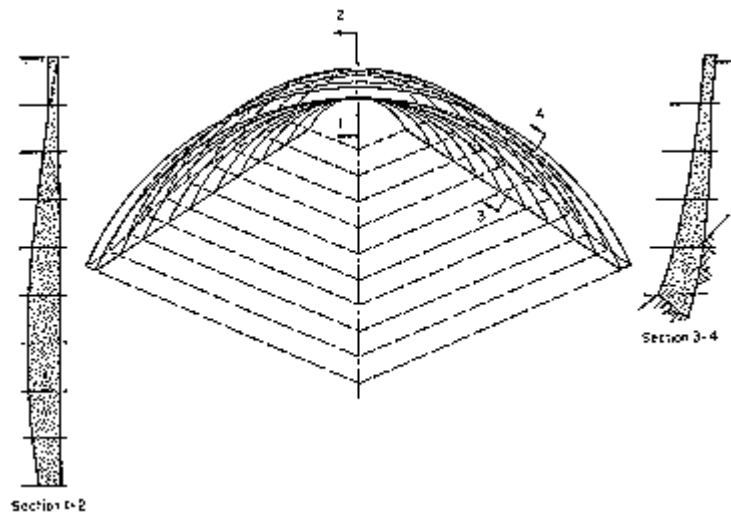
۲-۱-۳ سد قوسی با زاویه ثابت

سد قوسی با زاویه ثابت حالت خاصی از سد قوسی با شعاع متغیر است که در آن زوایای مرکزی قوسها در تمام ترازها یکسان و ثابت ولی شعاعها متغیر است. عموماً زمانی یک سد قوسی اقتصادی تر است که زاویه مرکزی قوسهای آن ثابت و حدود ۱۳۳ درجه باشد ('۳۴ و ° ۱۳۳ با استفاده از تئوری استوانه های جدار نازک) ولی در عمل و با توجه به شکل دره، این زاویه حدود ۱۰۰ تا ۱۵۰ درجه است، بخصوص در دره های V شکل که در ترازهای پایین، زوایای کوچکتری می دهد. علت اختلاف بین مقدار تئوری ('۳۴ و ° ۱۳۳) با مقدار عملی را باید در مجموع هزینه های سد ناشی از هزینه های مصالح و هزینه ای اجرا جستجو کرد، ضمن آنکه تئوری استوانه های جدار نازک برای تحلیل سدهای قوسی بسیار تقریبی است.

با توجه به عملکرد قوسی سازه در این نوع از سدها، ضخامت سد کمتر بوده و بتن مورد نیاز در مقایسه با سد قوسی با شعاع ثابت و هم ارتفاع آن ها حدود ۷۰ درصد است.

با افزایش عمق سد نسبت به تاج آن، شعاع حلقه های مربوط به سد قوسی با زاویه ثابت کاهش می یابد و علاوه بر آن انحنا ی حلقه های مختلف، متفاوت است. این حلقه ها در ترازهای مختلف می توانند به گونه ای تنظیم گردند که تاج منحنی ها (در محل کنسول مرکزی)، یا در قوس بیرونی و یا در قوس داخلی،

در یک امتداد باشند. این امر باعث می‌شود تا در نزدیکی تکیه‌گاه‌های کناری، پیش‌آمدگی‌هایی در بدنه بالادست، و در نزدیکی تاج قوس‌ها (مرکز دره)، پیش‌آمدگی‌هایی در پایین دست ایجاد گردد. وجود این پیش‌آمدگی‌ها، اجرای سدهای قوسی با زاویه ثابت را نسبت به سدهای قوسی با شعاع ثابت پیچیده‌تر می‌نماید.



شکل ۲-۵: پلان و مقطع سد قوسی با زاویه ثابت

۲-۲-۲ سدهای قوسی دوانحنایی (سدهای دوقوسی)

این نوع از سدهای قوسی هم در پلان و هم در مقطع دارای انحنای هستند، در مجموع نسبت به سایر انواع سدهای قوسی حجم به طور قابل ملاحظه کمتری از بتن را نیاز دارند و اگرچه به دلیل شکل خاص، از نظر اجرایی هزینه‌های بیشتری را می‌طلبند و مهارت‌های بیشتری را برای اجرا نیاز دارند، می‌توانند از

نظر کل هزینه‌ها نیز اقتصادی‌تر باشند. سدهای قوسی دوانحنایی را که دارای ضخامت کمتر و ساختمان اقتصادی‌تری هستند، سدهای قوسی پوسته‌ای^۱ نیز می‌نامند.

بلندترین سدهای قوسی جهان، نظیر سد Ingurskaya در شوروی سابق با ۳۰۱ متر ارتفاع و سد Vajont در ایتالیا با ارتفاع ۲۶۱/۶ متر، جزو سدهای دوقوسی هستند که به عنوان مثال بیشترین ضخامت سد Vajont فقط ۲۲ متر می‌باشد.

۳-۲-۲ سد قوسی وزنی

سدهای قوسی ضخیم به این نام خوانده می‌شوند. سد قوسی وزنی که ترکیبی از سدهای قوسی و سدهای وزنی است تنها اختلاف محدودی در صرفه جویی مصالح نسبت به سدهای وزنی دارد. در این حالت، به دلیل انحنای کم قوس‌ها و زیاد بودن نسبی شعاع آن‌ها، به تدریج که به سمت قسمت‌های پایین‌تر دره حرکت می‌شود، بخصوص در ترازهای کاملاً پایین، ضخامت سد به طور محسوس افزایش می‌یابد. از جمله سدهای قوسی وزنی مشهور، سد Hoover در آمریکا با ارتفاع ۲۲۱/۶ متر است که ضخامت قوس تاج سد برابر ۱۳/۷ متر و عرض در محل پایه، ۲۰۱ متر می‌باشد.

۴-۲-۲ سد قوسی مرکب

در این حالت، با توجه به موقعیت توپوگرافی منطقه و با نظر طراح، می‌توان انواع مختلف سدهای قوسی مرکب (ترکیبی) را ارائه نمود بدین معنی که سد طراحی شده، در قسمت‌های مختلف دارای خصوصیات متفاوت از سدهای متنوع باشد. به عنوان مثال می‌توان به سد Roselend در فرانسه اشاره نمود که قسمت پایین آن دارای قوس استاندارد با تکیه‌گاه‌های معمولی در جناحین است. در بالای این

^۱ Shell Arch Dams

قسمت، قوس بدون تکیه‌گاه کناری و شیب‌دار قرار دارد. همچنین سد Beauregard در ایتالیا با ارتفاع ۱۳۲ متر و طول تاج ۴۰۸ متر، از جمله این سدهاست.

۲-۲-۵ سدهای چند قوسی

اگرچه به این نوع سدها در اصل در طبقه‌بندی سدهای پایه‌دار قرار می‌گیرند، اما به دلیل دال قوسی آن، در زمره سدهای قوسی نیز آورده می‌شود. طراحی دال این سدها مطابق اصول حاکم بر قوسها انجام می‌پذیرد و در سایر موارد عینا مشابه سدهای پایه‌دار مورد بررسی قرار می‌گیرند. از جمله سدهای چند قوسی، سد Florence در آمریکا به طول ۹۶۲ متر است که از ۵۸ قوس و ۵۹ پایه ساخته شده است.

۲-۳ تعاریف مورد نیاز در سدهای قوسی

۱. ارتفاع سازه‌ای^۱: ارتفاع سازه‌ای در یک سد بتنی قوسی عبارت است از اختلاف بین رقوم بالای سد و رقوم پایین‌ترین نقطه در منطقه حفاری شده برای فونداسیون (بدون در نظر گرفتن باریکه‌هایی که به دلیل ضعف مقاومت سنگ کف و برای از بین بردن آن حفر شده‌اند و گسل‌هایی که تزریق شده‌اند). مقصود از بالای سد، سطح جاده‌ای است که از روی تاج سد عبور می‌کند و در صورت عدم وجود راه عبوری، تراز محل رفت و آمد روی تاج، به عنوان رقوم مورد نظر انتخاب می‌شود. اضافه می‌نماید که در حالت وجود جاده، اگرچه پیاده‌روهای کناری دارای رقومی بیشتر از سطح جاده هستند، اما همان تراز سطح جاده که محل عبور و مرور وسائط نقلیه است، جهت تعیین ارتفاع سازه‌ای سد، مدنظر قرار می‌گیرد.

^۱ Structural Height

۲. **ارتفاع هیدرولیکی^۱** : ارتفاع هیدرولیکی یا ارتفاعی که آب در پشت سازه بالا می‌آید، عبارت از

اختلاف بین تراز پایین‌ترین نقطه بستر رودخانه در محل احداث سد و در امتداد محور آن تا حداکثر تراز آب قابل کنترل می‌باشد.

۳. **طول سد^۲** : فاصله بین دو طرف دره، در تراز بالای سد و در امتداد محور سد را، طول سد

می‌نامند. چنانچه سرریز سد در امتداد بدنه و متصل به یکی از تکیه‌گاه‌های کناری باشد، طول سرریز را جزو طول سد در نظر نمی‌گیرند. اما اگر سرریز در بدنه سد قرار گرفته باشد، طول سرریز نیز در تعیین طول سد به حساب می‌آید.

۴. **حجم سد قوسی بتنی^۳** : برای محاسبه این امر که حجم بتن لازم نیز نامیده می‌شود، بایستی

بدنه‌ی اصلی سد و کلیه اجزای بتنی متصل به آن را که به وسیله درزهای ساختمانی جدا نشده باشند، در نظر گرفت. چنانچه در پایین دست سد، تجهیزات نیروگاه آبی وجود داشته باشد، حد بتن جهت محاسبه حجم عبارت از وجه پایین دست و تصویر آن بر سطح پی حفاری شده خواهد بود.

۵. **پلان** : تصویر قائم از سد که روی یک صفحه‌ی افقی مشهود است و جزئیات اصلی و سیستم‌های

وابسته به سد را با توجه به توپوگرافی و اطلاعات هندسی موجود نشان می‌دهد، پلان نامیده می‌شود.

۶. **محور سد^۴** : محور سد عبارت است از یک صفحه قائم که معمولاً از لبه بالادست تاج سد

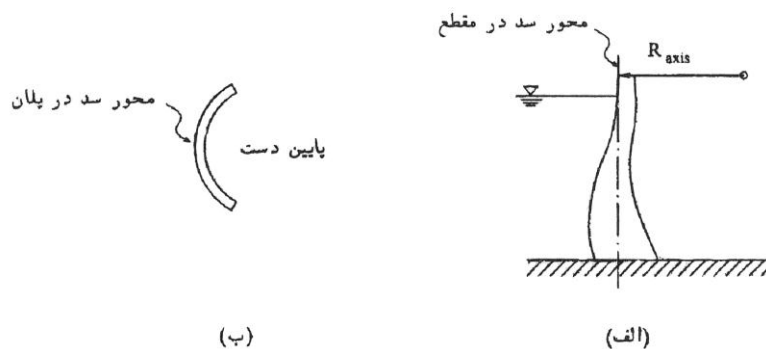
می‌گذرد، لذا محور سد قوسی در افق دارای انحنا بوده و در مقطع به صورت یک خط قائم مشاهده می‌شود.

^۱ Hydraulic Height

^۲ Length of the Dam

^۳ Volume of the Concrete Arch Dam

^۴ Dam Axis



شکل ۲-۶: محور سد در الف: مقطع و، ب: پلان

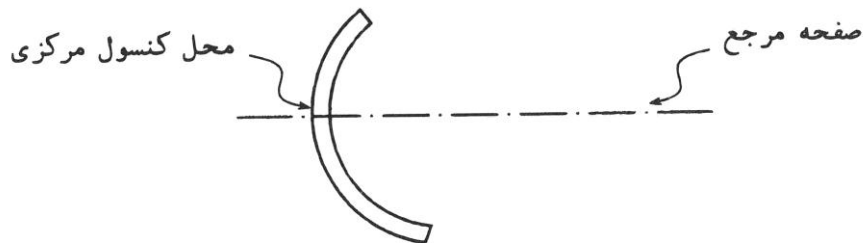
۷. **شعاع محور سد**: شعاع قوسی است که محور سد با آن معین می‌گردد و با R_{axis} نشان داده می‌شود.

۸. **المان قوسی^۱**: المان قوسی و یا به طور خلاصه قوس، به قسمتی از سد قوسی گفته می‌شود که بین دو صفحه افقی به فاصله واحد از یکدیگر، محصور شده باشد. معمولاً در تحلیل‌ها فرض می‌شود که کناره‌های المان قوسی، قائم است.

۹. **المان کنسولی^۲**: به قسمتی از سد که در حد فاصل دو صفحه قائم شعاعی (نسبت به قوس بیرونی) که به فاصله واحد روی محور سد از یکدیگر قرار دارند، محصور شده باشد، المان کنسولی یا کنسول می‌نامند. از آنجا که در تمام سدهای قوسی به غیر از سدهای قوسی با مرکز ثابت، مراکز انحنای قوس بالادست در ترازهای مختلف تغییر می‌کند، کنسول‌ها به وسیله سطوح تابخورده (پیچیده) محصور می‌گردند. کنسول مرکزی در محل حداکثر ارتفاع قرار می‌گیرد.

^۱ Arch Element
^۲ Cantilever Element

۱۰. صفحه مرجع^۱: صفحه قائمی که از کنسول مرکزی و مرکز قوس محور سد می‌گذرد به صفحه مرجع موسوم است.



شکل ۲-۷: صفحه مرجع در پلان یک سد قوسی نامتقارن

۱۱. نیمرخ گسترده^۲: نیمرخ گسترده یا نیمرخ توسعه یافته عبارت از یک نمای قائم گسترده از محل برخورد سد با زمین طبیعی یا سنگ یا سطح حفاری شده می‌باشد که بر حسب مورد، نیمرخ گسترده مربوط خوانده می‌شود. نیمرخ گسترده می‌تواند در طول محور سد یا بدنه بالادست و یا بدنه پایین‌دست ترسیم گردد.

۱۲. منحنی مراکز^۳: مکان هندسی مراکز قوس‌ها را منحنی مراکز یا خط مراکز می‌نامند که خطی است در فضا و بر حسب نوع سد قوسی، ممکن است برای قوس‌های داخلی و بیرونی به صورت یک منحنی و یا دو منحنی مجزا باشد. تعداد منحنی‌های مراکز در سدهای قوسی که در یک المان قوسی دارای ضخامت‌های متغیر هستند می‌تواند تا ۶ و یا حتی بیشتر نیز افزایش یابد. منحنی‌های مراکز یا خطوط مراکز، در صفحه مرجع واقع می‌باشد.

^۱ Reference Plane
^۲ Developed Profile
^۳ Line of Centers

۱۳. **تصویر بالادست**^۱: تصویر بالادست عبارت است از فاصله افقی قوس بالادست تا محور سد روی

خط عمود بر قوس بالادست در پلان. کنسول‌های مختلف سد قوسی که از یک سمت دره تا سمت دیگر آن می‌توانند انتخاب شوند، هر کدام دارای مقطع خاص خود می‌باشند و در ترازهای مختلف، از تاج سد تا پایه، تصاویر بالادست مربوط به آن تراز را خواهند داشت.

۱۴. **تصویر پایین دست**^۲: چنانچه فاصله افقی قوس پایین دست تا محور سد را در هر تراز از یک

مقطع کنسول و در روی خطی عمود بر انحنای بالادست (در پلان) در نظر گیریم، آن را تصویر پایین دست در تراز مربوط می‌نامند.

۴-۲ معیارها و فرضیات طراحی سدهای قوسی

برای تحلیل سدهای قوسی و استفاده از روش‌های محاسباتی، لازم است تا فرضیاتی صورت گیرد به گونه‌ای که پیوستگی سد و فونداسیون، قابلیت و توانایی بتن، مقاومت کافی فونداسیون و تغییرات تنش در عرض مقاطع سد را در برگیرند، این فرضیات عبارتند از:

۱. سنگ کف و به خصوص دامنه‌ها، در محل احداث سد، قابلیت لازم برای تحمل بارهای انتقالی از طرف سد را در محدوده تنش‌های مجاز دارد.

۲. در تمام محل‌های اتصال سد با سنگ دامنه‌ها و کف، گیرداری کامل وجود داشته و بنابراین هر حرکت المان‌های قوسی و کنسولی همراه حرکت پی می‌باشد.

۳. بتن سد همگن و قابلیت ارتجاعی آن در تمام جهات یکسان بوده، قادر است بارهای وارده را با تنشی کمتر از حد الاستیک تحمل کند.

^۱ Upstream Projection

^۲ Downstream Projection

۴. سد یک سازه یکپارچه است و عملکرد قوسی آن زمانی ظاهر می‌شود که بارهای وارده بر سد ایجاد نیروهای افقی فشاری نمایند و درزهای قائم (نظیر درزهای اجرایی و...) بسته باشند. چنانچه بارهای وارده باعث به وجود آمدن نیروهای افقی کششی گردند و تنش کششی در بیش از ۵۰ درصد ضخامت قوس ظاهر شود، عملکرد قوسی سد به وقوع نخواهد پیوست.

۵. تنش های قائم روی صفحات افقی به صورت خطی از بالادست به سمت پایین دست تغییر می‌کند.

۶. تنش افقی عمود بر صفحات شعاعی قائم نیز از بالادست به سمت پایین دست، به صورت خطی تغییر می‌کند.

۷. تنش‌های برشی افقی هم که در جهات مماسی عمل می‌کند، از بالادست به سمت پایین دست دارای تغییرات خطی هستند.

۸. تنش‌های برشی افقی که در صفحات افقی و در جهت شعاعی عمل می‌کنند و نیز همین تنش‌ها در صفحات شعاعی قائم از توزیع سهموی از بالادست به پایین دست برخوردارند.

بتن سدهای قوسی بایستی از توانایی‌های لازم برای یک بتن مقاوم و خوب به عمل آمده، برخوردار باشد. ضمن دقت در طراحی این بتن، دقت‌های مستمر و حساسیت‌های فوق‌العاده در حین ساخت آن باید انجام پذیرد و آزمایش‌های مورد نیاز و مداوم که در علم تکنولوژی بتن و سازه‌های بتنی مطرح است، صورت پذیرد. با توجه به اینکه سدهای بتنی از جمله‌ی سازه‌های عظیمی هستند که بتن‌ریزی در آن‌ها صورت می‌گیرد، تنش‌های اولیه ناشی از حرارت هیدراسیون و خزش نیز قابل ملاحظه بوده، می‌تواند ترک‌های ناخواسته و پیش‌بینی نشده‌ای را در سازه به وجود آورد که مدنظر قرار دادن آن‌ها در محاسبات از اهمیت خاص خود برخوردار است. مدول الاستیسیته بتن ۲۸ روزه، در محدوده $10^5 \times 1/4$ تا $10^5 \times 4/2$ کیلوگرم بر سانتیمترمربع تغییر می‌کند. در هر حال لازم است تا خصوصیات بتن مورد استفاده

با آزمایش‌های مربوط مشخص شود و با آنچه در طراحی در نظر گرفته شده است مقایسه گردد. چنانچه مدول الاستیسیته بتن قبل از انجام کامل خزش با آزمایش تعیین شود و بایستی مقدار به دست آمده را در ضریب ۶۰ تا ۷۰ درصد، ضرب نمود.

به عنوان اطلاعات اولیه و برای طرح مقدماتی، می‌توان مشخصات حدودی زیر را برای بتن در نظر گرفت :

- مقاومت فشاری : ۲۱۰ تا ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع
- مقاومت کششی : ۴ تا ۶ درصد مقاومت فشاری
- چسبندگی : ۱۰ درصد مقاومت فشاری
- ضریب اصطکاک داخلی : ۱
- مدول الاستیسیته استاتیکی : $2/1 \times 10^5$ کیلوگرم بر سانتیمترمربع (بارهای استاتیکی به اضافه خزش)
- مدول الاستیسیته دینامیکی : $3/5 \times 10^5$ کیلوگرم بر سانتیمترمربع (بارهای دینامیکی یا کوتاه مدت)
- ضریب انبساط حرارتی : $\frac{1}{10^6} \text{ } ^\circ\text{C}$
- ضریب پواسون : ۰/۲
- وزن مخصوص : $2/4 \text{ t/m}^3$

همچنین لازم است تا دقت کافی در ارتباط بین سد و پی و نیز بررسی خواص و مشخصات سنگ کف و دانه‌ها صورت پذیرد. از آنجا که بر عکس بدنه سد، سنگ دارای ناهمگنی و خواص و خصوصیات متفاوت حتی در یک منطقه محدود است و این مطالعات در تمام طول محل تماس سد با سنگ انجام می‌گیرد و بر اساس آزمایشات و تحقیقات به عمل آمده، آنالیز فونداسیون صورت می‌پذیرد. از خواص مهم سنگ که

تعیین آن ضروری است مقاومت فشاری آن است که بر اساس آن ضخامت پایین و کناره‌های سد جهت ارتباط با سنگ مشخص می‌شود. همچنین مقاومت برشی سنگ و وجود احتمالی درزها و گسل‌ها در منطقه، از عواملی هستند که باید به وسیله عملیات زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی مشخص و معلوم شوند. علاوه بر آن، دانستن چگونگی توزیع فشارهای هیدرواستاتیکی در فونداسیون و میزان آن‌ها جهت تحلیل یک سد قوسی، ایجاب می‌نماید تا قابلیت نفوذپذیری سنگ در نقاط مختلف و از طریق آزمایش‌های مربوط مشخص شود [۱].

۲-۵ بارهای وارده بر سدهای قوسی

اولین بررسی جهت طراحی سدها عبارت است از تعیین کمیت و کیفیت نیروهای مختلف وارده بر سد که در حالت کلی عبارتند از :

۱. نیروی وزن سد (بار مرده)^۱
۲. نیروی ناشی از فشار آب (سرآب و پایاب)
۳. نیروی ناشی از فشار خاک و لای^۲ (رسوبات)
۴. نیروهای بالا برنده^۳
۵. نیروهای زلزله^۴
۶. نیروی موج^۵
۷. نیروی ناشی از فشار یخ
۸. نیروی ناشی از تغییرات درجه حرارت^۶
۹. نیروی باد^۷

^۱ Weight of Dam (Dead Load)

^۲ Force Due to Earth and Silt Pressures

^۳ Uplift Forces

^۴ Seismic Forces (Earthquake Forces)

^۵ Wave Force

^۶ Force Due to Temperature Variation

^۷ Wind Force

شایان ذکر است که متاسفانه طبیعت بیشتر نیروهای یاد شده به گونه‌ای است که مقدار و موقعیت دقیق آن‌ها مشخص نیست و بر طراح است که به تناسب شرایط و با توجه به تجربیات خود قضاوت لازم را بنماید. از طرفی از آنجا که در هیچ حالتی، دو سد شرایط کاملاً یکسانی را ندارند لذا هرگز نمی‌توان انتظار داشت که یک نظریه یا تقریب، عیناً قابل تعمیم به تمام نقاط و شرایط باشد.

بارهای و نیروهای مختلف وارده بر سدهای قوسی، همانند بارها و نیروهای وارده بر سایر سدهای بتنی که در بالا آمده است، می‌باشند با این تفاوت که میزان اهمیت آن‌ها در سدهای قوسی، می‌تواند تغییر نماید.

از آنجا که سدهای قوسی نسبتاً نازک هستند، نیروهای ناشی از فشار بالابرنده از اهمیت کمتری برخوردارند مگر آنکه در تحلیل سد به مناطقی با ترک‌های افقی در بالادست برخورد شود که در این صورت مقدار نیروی یاد شده تغییر و افزایش پیدا خواهد کرد. هنگامی که ترک افقی در وجه بالادست سد ایجاد می‌شود، فشار بالابرنده در داخل ترک، برابر فشار هیدرواستاتیکی آب در مخزن و در تراز مربوط شده، سپس از انتهای ترک تا بدنه پایین دست به صورت خطی (از فشار مخزن تا فشار پایاب) تغییر می‌کند.

در این نوع سدها، تنش‌های به وجود آمده در اثر فشار یخ و تغییرات درجه حرارت از اهمیت بسیار بالایی برخوردارند. فشار یخ، نیروی سنگینی را در ترازهای بالای سد قوسی، بر آن وارد می‌کند و می‌توان آن را برای ضخامت ۶۰ سانتیمتر یا بیشتر، برابر 15 t/m ، در سطح تماس یخ و سد، در نظر گرفت. تنش‌های حرارتی، باعث حرکت سد در تابستان به سمت بالادست و در زمستان به سمت پایین‌دست می‌شود. از طرفی اختلاف درجه حرارت در بالادست و پایین‌دست سد نیز می‌تواند تغییر شکل‌ها و تنش‌های حرارتی ایجاد نماید که به نوبه‌ی خود از اهمیت قابل ملاحظه‌ای برخوردار است.

شایان ذکر است که چنانچه درزهای انقباض و اجرایی، تزریق نشده و لذا امکان انتقال تنش برشی از این درزها نباشد، تنش‌ها ایجاد شده در اثر بار مرده باعث انتقال این بار به وسیله عملکرد کنسول‌ها، به پی می‌گردد و قوس‌ها هیچ نقشی در انتقال آن ندارند.

۶-۲ بارگذاری سدهای قوسی بتنی

نیروهای مختلف اثرات متفاوتی بر روی سد دارند، از طرفی امکان تاثیر همه نیروها در یک زمان بر سد وجود ندارد. مثلا در اثر سیل استثنایی، دبی رودخانه در حد مقدار حداکثر طراحی و دبی عبور شده از روی سرریز معادل دبی حداکثر طرح باشد، به دلیل بالا آمدن سطح آب مخزن، فشار هیدرواستاتیکی بیشتری به سد وارد می‌شود، اما در چنین حالتی احتمال اینکه همزمان زلزله نیز اتفاق افتد تقریبا صفر است.

بارگذاری سدها بایستی براساس خطرناک‌ترین و پیچیده‌ترین ترکیب بارها صورت گیرد. اما در هر حال این ترکیب بایستی به گونه‌ای باشد که امکان تاثیر همزمان بارهای انتخاب شده وجود داشته باشد. به عبارت دیگر بایستی یک احتمال عقلایی در تاثیر همزمان بارهای انتخابی باشد.

۱-۶-۲ بارگذاری پیشنهادی USBR

USBR انواع بارگذاری‌های زیر را برای سدها پیشنهاد می‌نماید :

۱. بارگذاری عادی (معمولی)^۱:

که در این حالت تاثیر همزمان بار مرده، نیروی هیدرواستاتیکی آب در تراز نرمال و طراحی (تراز تاج سرریز) و نیروهای رسوبات (در صورت وجود)، بالابرنده، یخ و پایاب در نظر گرفته

^۱ Usual Load Combination

می‌شود. اگر بارهای ناشی از تغییر درجه حرارت نیز موجود باشند، حداقل درجه حرارت‌های معمول به کار گرفته می‌شود.

۲. بارگذاری غیرعادی (غیرمعمول)^۱:

در این نوع بارگذاری ترکیب بارهای مرده، رسوبات (در صورت وجود)، بالابرنده، حداقل درجه حرارت (در صورت لزوم)، پایاب و فشار هیدرواستاتیکی بالادست در حداکثر تراز آب. ملاحظه می‌شود که فرق این حالت با حالت بارگذاری قبلی در حذف نیروی یخ و در مقابل اضافه شدن نیروی هیدرواستاتیکی بالادست است که در تراز مربوط به طغیان رودخانه و دبی طرح در نظر گرفته می‌شود.

۳. بارگذاری فوق العاده^۲:

در بارگذاری فوق العاده، تمام بارهای بارگذاری عادی به اضافه حداکثر منطقی نیروی زلزله اثر می‌کند.

۴. سایر بررسی‌ها:

علاوه بر انواع بارگذاری‌های فوق، لازم است تا بررسی‌ها و مطالعات دیگری نیز در زمینه بارهای وارده بر سد و یا ترکیب آن‌ها که امکان تاثیر می‌رود صورت پذیرد و پس از انجام محاسبات، پیش‌بینی‌های لازم برای نقاط بحرانی انجام گیرد. از جمله:

الف- ترکیب بارهای مرده، رسوبات، حداقل درجه حرارت، پایاب، حداکثر ارتفاع آب در مخزن و نیروی بالابرنده بدون تاثیر زهکش.

^۱ Unusual Load Combination

^۲ Extreme Load Combination

ب- بار مرده با و بدون زلزله (مخزن خالی و بدون نیروی باد)

ج- هر کدام از انواع بارگذاری‌های یاد شده برای محاسبه‌ی پایداری فونداسیون

د- هر نوع ترکیب دیگر بارها که به تشخیص طراح، حساس‌تر ولی منطقی باشد.

۷-۲ ضرایب اطمینان^۱

تمام بارهای طراحی که برای محاسبه و تجزیه و تحلیل سدهای بتنی به عنوان یکی از سازه‌های بسیار حساس انتخاب می‌شوند باید تا حد امکان وضعیت بارهای واقعی وارده بر آن را در طول دوران بهره‌برداری نشان دهند. از طرفی روش‌های تعیین ظرفیت باربری سد بایستی دقیق‌ترین روش موجود باشد. چنانچه در مورد بارهای وارده و یا ظرفیت باربری، نامطمئنیهایی وجود داشته باشد، لازم است تا حد امکان با انجام آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی این نامطمئنیهایی را کاهش داد. مثلاً انجام عملیات حفاری جهت بررسی وضعیت فونداسیون و سنگ کف، کنترل کیفیت بتن و همچنین عملیات بتن‌ریزی و سایر عملیات اجرایی می‌تواند پاره‌ای از نامطمئنیهایی را از بین ببرد. اما طبیعی است که با توجه به پیچیدگی و تنوع عوامل بخصوص در مورد سدها، امکان آنکه بتوان تمام موارد را بصورت دقیق تعیین و بررسی نمود، نمی‌باشد و اعمال ضرایبی در افزایش بارها و یا کاهش ظرفیت باربری سد می‌تواند این مشکل را حل نماید. بر این اساس ضریب اطمینان عبارت است از شاخصی که میزان دقت در برآورد مقاومت سازه در برابر بارهای وارده را معین می‌سازد.

سدها از جمله سازه‌هایی هستند که به دلیل اهمیت و حساسیت فوق‌العاده آنها بایستی پس از اجرا و در حین بهره‌برداری به طور مرتب تحت نظر بوده و از طریق ابزار دقیقی که در داخل سد کار گذاشته می‌شود مورد کنترل قرار گیرند. خصوصاً مواردی که در زمان طراحی از اطمینان کامل برخوردار نبوده‌اند

^۱ Factors of Safety

نظیر خصوصیات فونداسیون و تنش‌ها و تغییرشکل‌های نقاط حساس از اهمیت بیشتری برخوردار هستند و به طور کلی کنترل رفتار سد در طول دوران بهره‌برداری به وسیله ابزار دقیق جهت اطمینان از اینکه آیا رفتار سازه و فونداسیون آن مطابق آنچه در طرح منظور گردیده می‌باشد، از ضروریات است. ضمن این کنترل و بازرسی‌های مرتب است که اگر رفتار غیر پیش‌بینی شده‌ای مشاهده گردید، می‌توان تمهیدات لازم را برای جلوگیری از خسارت جانی و حتی الامکان مالی اعمال نمود.

در هر حال انتخاب ضریب اطمینان مناسب برای طراحی سدها یک ضرورت بوده که مقدار آن با توجه به روش‌های تحلیل سازه، نوع بارگذاری و نامطمئن‌ی‌های موجود متفاوت می‌باشد و نهایتاً طراح است که با توجه به تجربیات خود و با قضاوت صحیح به صورت منطقی می‌تواند ضریب اطمینان لازم را با مسئولیت خود انتخاب نماید. شایان ذکر است که در مورد ظرفیت باربری فونداسیون باید به علت نامطمئن‌ی‌های بیشتر، ضرایب اطمینان بالاتری را به کار برد [۲].

۸-۲ تنش‌های مجاز^۱

تنش‌های به وجود آمده در سازه بایستی در محدوده خاصی از تنش بوده و طراحی به گونه‌ای صورت پذیرد که ضمن آنکه در هیچ نقطه از سد و فونداسیون آن، تنش از حد تنش مجاز بیشتر نگردد، بتوان حتی‌الامکان از تمام مقاومت سازه و فونداسیون استفاده نمود.

۱- تنش مجاز کششی بتن

در طراحی سدهای بتنی، معمولاً از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌گردد مگر در قسمت‌های خاصی از سد که با صلاحدید طراح می‌توان تنش‌های کششی محدودی را پذیرفت. در هر حال چنانچه قرار باشد مقاومت کششی بتن مدنظر قرار گیرد، برای ترکیب بارگذاری عادی، تنش

^۱ Allowable Stresses

کششی مجاز حدود 10 kg/cm^2 و برای ترکیب بارگذاری غیرعادی حدود 15 kg/cm^2 در نظر گرفته می‌شود. توصیه شده است که تنش کششی مجاز بتن برای سدهای بزرگ بیش از kg/cm^2 ۵ انتخاب نگردد.

در صورتیکه تنش کششی ایجاد شده از مقاومت مجاز کششی بتن بیشتر باشد، بتن ترک خورده، ترک تا نقطه‌ای که تنش کششی برابر تنش مجاز کششی گردد ادامه می‌یابد.

۲- تنش مجاز فشاری بتن

حداکثر تنش فشاری مجاز بتن تابعی است از مقاومت گسیختگی بتن که با توجه به عیار سیمان، معمولاً بین ۱۵۰ تا ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع است.

براساس توصیه USBR حداکثر تنش فشاری در بتن برای ترکیب بارگذاری عادی نباید بیش از تنش فشاری مشخصه (مقاومت ۲۸ روزه) تقسیم بر ضریب اطمینان ۳ و در هر حال نباید بیش از 110 kg/cm^2 باشد. در مورد ترکیب بارگذاری غیرعادی، تنش مجاز فشاری از تقسیم تنش فشاری مشخصه بر ضریب اطمینان ۲ به دست می‌آید و در هر حال نبایستی از 160 kg/cm^2 تجاوز کند. برای محاسبه تنش مجاز فشاری در حالت ترکیب بارگذاری فوق‌العاده، حتی می‌توان ضریب اطمینان ۱ را نیز انتخاب نمود.

۳- تنش مجاز برشی بتن

برای تعیین مقاومت مجاز بتن در مقابل برش نیز از ضرایب اطمینان بیان شده در بند ۲ استفاده می‌شود. بدین ترتیب حداکثر تنش مجاز برشی بتن در هر مقطع داخلی از سد برای سه نوع بارگذاری عادی، غیرعادی و فوق‌العاده عبارت است از حاصل تقسیم مقاومت برشی بر ضریب

اطمینان مناسب. این ضرایب اطمینان حداقل ۳ برای بارگذاری عادی، ۲ برای بارگذاری غیرعادی و ۱ برای بارگذاری فوق العاده انتخاب می‌شوند.

۹-۲ طراحی و محاسبه سدهای قوسی

طراحی و محاسبه سازه‌های پیچیده‌ای همچون سدهای قوسی بایستی مراحل مختلفی را طی کند و شاید بتوان محاسبات را یک جز یا یک قسمت از این مراحل نامید. برای این امر، نخست طراح یک طرح تقریبی و کاملاً اولیه را بر اساس موقعیت توپوگرافی منطقه و نیازهای پروژه ارائه می‌نماید و سپس محاسبات را روی آن انجام داده، توزیع تنش را در تمام سازه به دست می‌آورد و ضرایب ایمنی را کنترل می‌نماید. مجدداً، با توجه به نتایج محاسباتی به دست آمده، ابعاد و مشخصات جدیدی را برای سد در نظر می‌گیرد و احتمالاً در موقعیت مکانی سد نیز تغییرات مختصری به وجود می‌آورد و بعد محاسبات را تکرار می‌کند. این امر تا آنجا ادامه می‌یابد که توزیع تنش‌ها و مقادیر ضریب اطمینان در محدوده مجاز و قابل قبول قرار گیرند. طبیعی است که در تمام این مراحل، یافتن مشخصات سازه‌ای که در ضمن برآوردن نیازها، حداقل هزینه ممکنه را دارا و اقتصادی‌ترین حالت باشد، مدنظر خواهد بود.

طرح مقدماتی و انتخاب ابعاد اولیه سد عموماً بر اساس تجربیات و روش‌های تقریبی سریع صورت می‌پذیرد. بدین معنا که یا از مشخصات سدهای مشابه و یا از روش‌های تقریبی ارائه شده جهت تحلیل سازه، حدود احتمالی ابعاد سازه معین می‌گردد. روش‌های تقریبی، خود یا بر اساس تجربیات به دست آمده از سدهای ساخته شده پیشنهاد گردیده‌اند و یا روش‌های عموماً دستی هستند که تا حدود عملکرد سازه را در مقابل نیروهای وارده مشخص می‌سازند. پس از این مرحله، از روش‌های دقیق‌تر موجود برای شروع طرح نهایی سد استفاده می‌گردد که در هر حال عموماً تکرار محاسبات برای رسیدن به ابعاد بهینه لازم است.

از جمله روش‌های مقدماتی برای طرح و تحلیل سدهای قوسی عبارتند از :

- ۱- معیارهای USBR برای طراحی مقدماتی
- ۲- معیارهای R.S.Varshney برای طراحی مقدماتی
- ۳- تئوری استوانه‌های جدار نازک^۱
- ۴- تئوری استوانه‌های جدار ضخیم
- ۵- تئوری الاستیسیته (روش قوس‌های مستقل)

همچنین روش‌هایی همچون :

- ۱- روش بار آزمونی
- ۲- تئوری پوسته‌ها
- ۳- روش اجزای محدود

از جمله روش‌های دقیق و یا کاملاً دقیقی هستند که جهت طرح نهایی سدهای قوسی به کار گرفته می‌شوند.

شایان ذکر است که روش‌های آزمایشگاهی و ساخت مدل‌های فیزیکی نیز جهت بررسی عملکرد نهایی سدهای قوسی از ابزار بسیار قدرتمندی است که در مواقع لزوم نظیر زمانی که عواملی همچون عدم تقارن، غیریکنواختی سنگ کف و تکیه‌گاه‌ها، نامنظمی خطوط تکیه‌گاهی، پیچیدگی موقعیت سرریزها و تونل‌های آگیری و ... محاسبات را با عدم کفایت و عدم اطمینان همراه می‌کنند، به کار گرفته می‌شود[۲].

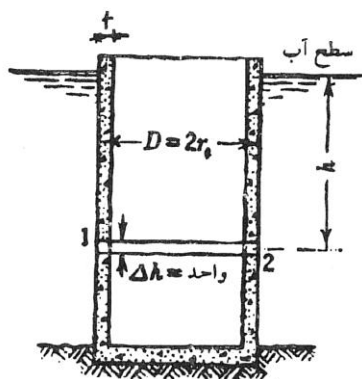
^۱ Thin Cylinder Theory

۲-۹-۱ تئوری استوانه‌های جدارنازک

اولین تئوری که برای طراحی سدهای قوسی به کار گرفته شد و سدهای قوسی اولیه بر این اساس ساخته شدند، تئوری استوانه‌های جدارنازک است. در این تئوری فرض می‌گردد که مقطع افقی سد قوسی عبارت باشد از قسمتی از یک استوانه جدارنازک با شعاعی برابر شعاع خارجی قوس که فشار وارده بر آن مساوی فشار هیدرواستاتیکی آب می‌باشد. وزن بتن و وزن آب قرار گرفته بر روی قسمت‌های انحنا دار کنسول، به فونداسیون وارد می‌گردد و لذا بار افقی آب، تماما به وسیله عملکرد قوس تحمل می‌گردد. از آنجا که استوانه یاد شده، نازک در نظر گرفته می‌شود در عرض مقطع قوس، تنها تنش فشاری و آن هم به صورت یکنواخت اثر می‌نماید. به بیان دیگر، در طول ضخامت سد، تغییرات تنش وجود ندارد.

برای بدست آوردن روابط مربوط، حلقه ۱-۲ از شکل (۸-۲) را با ارتفاع واحد ($\Delta h=1$) در نظر می‌گیریم. با فرض اینکه استوانه نشان داده شده، از اطراف مستغرق در آب است، فشار آب وارده بر حلقه یاد شده که در عمق h از سطح آب قرار دارد معادل $p = \gamma h$ می‌باشد. حال اگر قسمتی از حلقه را به عنوان قوس سد در نظر بگیریم، نیروی عکس العمل تکیه‌گاهی R به صورت زیر به دست می‌آید :

$$R = \gamma h r_e \quad (۱-۲)$$



شکل ۸-۲: استوانه مستغرق

مقدار تنش فشاری وارده بر مقطع برابر خواهد شد با :

$$\sigma = \frac{R}{t \times 1} = \frac{R}{t} = \frac{\gamma h r_e}{t} \quad (2-2)$$

چنانچه تنش مجاز فشاری مصالح قوس معادل $\bar{\sigma}$ باشد، ضخامت لازم برای تحمل نیروهای وارده از

معادله زیر به دست می‌آید:

$$t = \frac{\gamma h r_e}{\bar{\sigma}} \quad (3-2)$$

با توجه به معادله (۳-۲) ملاحظه می‌شود که :

۱- ضخامت قوس با افزایش عمق آب، افزایش یافته و تغییرات آن نسبت به h ، خطی است.

۲- همچنین ضخامت قوس با افزایش شعاع قوس، به صورت خطی افزایش می‌یابد.

۳- تغییرات ضخامت با تنش مجاز نسبت عکس دارد.

معادله (۳-۲) می‌تواند بر حسب شعاع داخلی قوس (r_i) و شعاع متوسط قوس (r_c) نیز نوشته می‌شود

که برای این امر و با توجه به رابطه (۲-۲) :

$$\sigma = \frac{\gamma h r_e}{t} = \frac{\gamma h (r_i + t)}{t} = \frac{\gamma h r_i}{t} + \gamma h$$

$$t = \frac{\gamma h r_i}{\bar{\sigma} - \gamma h} \quad (4-2)$$

و به طریق مشابه، برای r_c خواهیم داشت :

$$t = \frac{\gamma h r_c}{\bar{\sigma} - \gamma h} \quad (5-2)$$

روش حاضر، روشی است بسیار ساده اما به دلیل آنکه یک سد قوسی هرگز یک استوانه کامل نیست،

تنش‌ها و ابعاد به دست آمده از این روش با مقادیر واقعی فاصله داشته و کاملاً تقریبی می‌باشند. روش

تئوری استوانه‌های جدار نازک برای سدهای کوتاه قوسی و با در نظر گرفتن ضریب اطمینان لازم،

می‌تواند به کار گرفته شود اما در سدهای بلندتر، به تدریج نتایج واقعی با پاسخ‌های این روش فاصله

می‌گیرند و تحلیل‌های دقیق‌تر کاملاً ضروری است. در هر حال برای تحلیل مقدماتی و اولیه سدهای قوسی، روشی کاملاً مفید و قابل استفاده است. تئوری نشان می‌دهد که در حالت کلی، حداکثر تنش‌های واقعی وارده بر سدهای قوسی، حدوداً ۲ برابر مقدار واقعی است که از تئوری استوانه‌های جدارنازک حاصل می‌شود بنابراین برای تعیین ابعاد در روش تئوری استوانه‌ها، تنش مجاز را به طور حدودی نصف تنش مجاز در روش‌های دقیق در نظر می‌گیرند. به عبارت دیگر برای تعیین تنش مجاز در این حالت از ضریب اطمینانی معادل ۲ برابر ضریب اطمینان روش‌های دقیق استفاده می‌شود.

۲-۹-۲ روش قوس‌های مستقل یا تئوری الاستیسیته

آنچه در عمل بر سدهای قوسی می‌گذرد و با فرضیاتی که در روش تئوری استوانه‌ها مطرح شد متفاوت است که ضرورت استفاده از روش‌های دیگر را ایجاب می‌نماید. از جمله این عوامل عبارتند از :

۱- تغییر شکل‌های ارتجاعی : از آنجا که قطعات مختلف یک سد قوسی که در بین صفحات افقی

قرار می‌گیرند، کاملاً حلقوی و دایروی نیستند، تنش‌های محاسبه شده براساس روش تئوری استوانه‌ها، تقریبی می‌باشند. چنانچه یک حلقه کامل تحت تاثیر بارهای خارجی یکنواخت قرار گیرد، فشرده و کوتاه شده، چون میزان فشردگی و کوتاه شدن در تمام طول حلقه ثابت است، می‌بایست شکل هر قسمت از حلقه، ثابت باقی بماند. اما در سدهای قوسی و به دلیل گیردار بودن کناره‌ها، در عین حال که طول قوس میل به کوتاه شدن دارد (و کوتاه می‌شود) طول دهانه قوس (وتر) ثابت باقی می‌ماند (البته در واقع و با توجه به تغییر شکل تکیه‌گاه‌ها، دهانه قوس به میزان اندکی افزایش طول پیدا می‌کند). بنابراین یک سد قوسی بارگذاری شده، تغییر شکل داده و علاوه بر نیروهای عمودی، نیروهای برشی و لنگر خمشی نیز در مقطع قوس اثر می‌نماید و تنش‌های مربوط به خود را به وجود می‌آورند. در قوس‌های طولانی و نازک با زاویه مرکزی بزرگ، این تنش‌های اضافی کم اما در قوس‌های ضخیم با زاویه مرکزی کوچک، مهم و قابل ملاحظه هستند.

۲- **تغییرات درجه حررات و انقباض بتن** : کاهش درجه حررات باعث کاهش طول قوس می‌شود.

همچنین در اثر خشک شدن بتن، انقباضی در سازه حاصل می‌شود که این دو باعث ایجاد لنگرهایی علاوه بر لنگرهای ناشی از تغییرشکل ارتجاعی می‌شوند. از طرفی افزایش درجه حررات، اثری مخالف آنچه گفته شد دارد. این اثرات در قوس‌های انعطاف‌پذیر ناچیزند اما در قوس‌های مسطح (که دارای زاویه مرکزی کم هستند) و ضخیم، با اهمیت می‌باشند.

۳- **تسلیم تکیه‌گاهی** : اگر چه در بند ۱ ثابت بودن دهانه تکیه‌گاه‌ها صحبت شد اما در حقیقت

تکیه‌گاه‌ها نیز تحت تاثیر نیروهای وارده می‌توانند جابجایی و دوران مختصری داشته باشند.

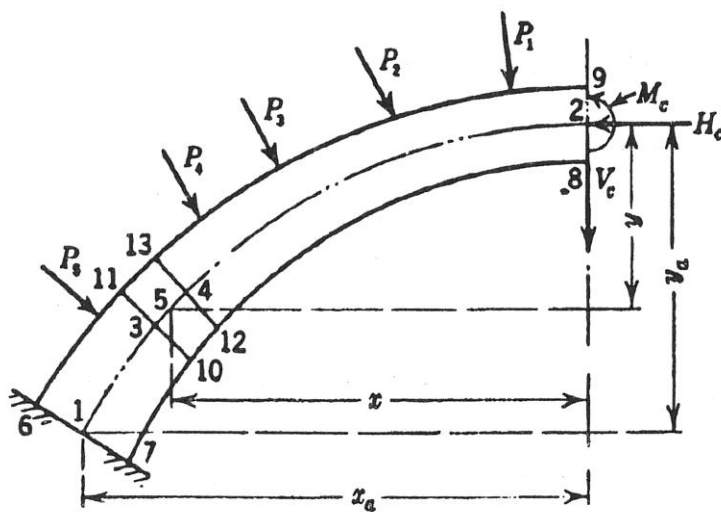
۴- **تغییرات نیرو و شکل قوس** : تئوری استوانه‌ها فقط می‌تواند برای قوسی که دایروی بوده و تحت

تاثیر بار یکنواختی قرار دارد، مورد استفاده قرار گیرد که عملاً چنین حالت خاصی وجود ندارد (مگر با تقریبی). در روش تئوری الاستیسیته می‌توان قوس با هر شکل و انحنا را که تحت بارهای مختلف زلزله، رسوبات و ... قرار گرفته است را تجزیه و تحلیل نمود.

در تئوری الاستیسیته فرض می‌شود که سد از تعدادی قوس مستقل که به صورت افقی و با ارتفاع واحد روی یکدیگر قرار گرفته‌اند و هر یک از دو طرف به تکیه‌گاه گیردار شده است، تشکیل یافته است. همچنین فرض می‌شود که بارهای وارده بر بدنه بالادست قوس، به صورت افقی و تنها در اثر عملکرد قوسی سازه به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌گردند و لذا از عملکرد کنسولی سازه صرف‌نظر می‌شود. تئوری الاستیسیته اگر چه خود به عنوان یک روش مستقل در طراحی و تحلیل سدهای قوسی مطرح است اما علاوه بر آن مقدمه‌ای است برای تحلیل سدهای قوسی به روش بار آزمونی که یکی از روش‌های دقیق در تحلیل این نوع سدها می‌باشد.

یک قوس دوسرگیردار که تحت بارگذاری مشخص قرار گرفته است، در هر تکیه‌گاه دارای سه عکس‌العمل تکیه‌گاهی نیروی افقی، نیروی قائم و لنگر خمشی است لذا یک سازه نامعین با سه

عکس‌العمل اضافی می‌باشد. یعنی چنانچه خواسته شود ۶ مجهول یاد شده محاسبه گردد، فقط سه معادله تعادل داشته و بایستی سه معادله دیگر که از بررسی و تطابق تغییرشکل‌ها حاصل خواهد شد را به دست آورد. پس از تعیین عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی و با توجه به نیروهای خارجی وارده بر سد، می‌توان مقادیر تنش را در هر مقطع دلخواه از قوس تعیین نمود. چنانچه قوس مورد مطالعه از هر مقطع دلخواه به دو قسمت گردد و اثرات قسمت جدا شده به صورت سه نیروی وارده بر مقطع نشان داده شود، می‌توان به جای سه عکس‌العمل تکیه‌گاهی اضافی، سه عکس‌العمل مقطع جدا شده را محاسبه نمود و با داشتن آن‌ها، تنش در نقاط مختلف را تعیین کرد.



شکل ۲-۹: قسمت سمت چپ قوس و نیروهای مربوط

۲-۹-۳ روش بار آزمونی

از روش‌های بیان شده برای تحلیل سدهای قوسی، روش تئوری استوانه‌ها برای محاسبه قوس‌های ساده به کار می‌رود اما با افزایش ضخامت قوس به تدریج بر میزان خطای آن افزوده شده، ضعف روش آشکارتر می‌گردد به خصوص زمانی که تغییرات درجه حررات و تاثیر بارهای مخصوص دیگر نیز مدنظر باشد.

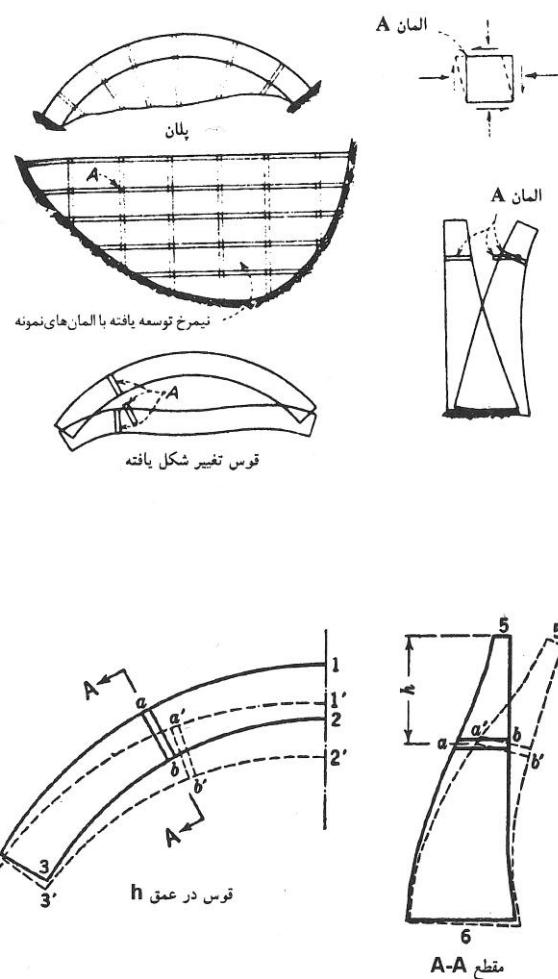
روش تئوری الاستیسیته (ارتجاعی)، ایده‌های بهتری را برای محاسبه تنش‌های واقعی ارائه می‌دهد و علاوه بر آن، امکان بررسی تاثیر تغییرات درجه حررات، تغییرشکل فونداسیون، نیروهای زلزله و شکل‌های غیرمنظم قوس را میسر می‌سازد. در این تئوری، قوس‌ها به صورت جداگانه و مستقل از قوس‌های همجوار خود که در عمل متصل به آن‌ها است در نظر گرفته می‌شود اما در واقعیت، پخش تنش در سدهای قوسی پیچیده‌تر از این بوده و قوس‌های متصل به هم، کاملاً از یکدیگر متاثر هستند.

روش بار آزمونی روشی است دقیق‌تر که فرضیات در نظر گرفته شده در آن به نتایج معقول و بسیار نزدیک به واقعیت منتهی می‌گردد. در این حالت فرض می‌گردد که سازه سد از دو سیستم قطعات یا المان‌های افقی و قائم به نام‌های «قوس‌های افقی»^۱ و «تیرهای قائم یا کنسول‌ها»^۲ تشکیل شده باشد.

هر سیستم تمام سازه سد را اشغال کرده، فرض می‌گردد که هر سیستم سازه‌ای جدید، مقداری از بارها را تحمل می‌کند. بدین ترتیب یک سازه سه‌بعدی به دو سازه دوبعدی تقسیم گردیده، از محاسبات و تحلیل‌های دوبعدی برای تحلیل سازه سه‌بعدی استفاده می‌شود که به نتایج بسیار خوبی نیز منتج می‌گردد. بارها بین دو سازه دوبعدی جدید به گونه‌ای تقسیم می‌شود (از طریق آزمون و خطا) که تغییرشکل‌های محاسبه شده برای هر نقطه از سد که به عنوان یک نقطه از سازه قوسی در نظر گرفته می‌شود، معادل و مشابه با تغییرشکل‌های به دست آمده از سازه کنسولی برای همان نقطه باشد [۲].

^۱ Horizontal Arches

^۲ Vertical Beams or Cantilivers



شکل ۲-۱۰: المان‌های قوسی و کنسولی و تغییرشکل‌ها

۲-۹-۳-۱ آماده کردن پلان اولیه

برای تحلیل یک سازه به روش بار آزمونی، بایستی ابعاد آن از قبل معین باشد لذا برای یک سد قوسی لازم است تا نخست پلان مقدماتی سد تهیه گردد. تهیه چنین پلانی و تخمین ابعاد اولیه، براساس قضاوت‌های مهندسی و در مقایسه با سدهای مشابه، یا تئوری استوانه‌ها و یا تحلیل الاستیک صورت می‌پذیرد.

۲-۳-۹-۲ عوامل موثر جهت تقسیم بار

نه تنها تقسیم‌بندی بارهای خارجی بین قوس و کنسول بلکه همچنین تمام عکس‌العمل‌های متقابل قوس و کنسول که به صورت بارهای خارجی اضافی و برای رسانیدن تغییرشکل‌ها به تطابق کامل در نظر گرفته می‌شوند، می‌بایست به وسیله روش آزمون و خطا معین گردند.

مهمترین عوامل موثر عبارتند از بارهای شعاعی و تغییرشکل‌های شعاعی و لذا متداول است که این عوامل را قبل از معرفی نیروهای مماسی و پیچشی به یک توافق برسانند.

اولین تقسیم‌بندی بارهای خارجی، معمولاً به صورت اختیاری و براساس تجربیات و نیز مقایسه با سدهای مشابه صورت می‌گیرد و می‌تواند از یک نقطه تا نقطه دیگر تغییر نماید. در بعضی از قسمت‌ها نظیر قسمت بالای سد و جایی که محل ارتفاع قائم آزاد است لازم است تا به کنسول یک بار منفی وارد شود و در نتیجه یک بار مثبت بیشتر برای قوس در همان تراز در نظر گرفته می‌شود.

معمولاً علاوه بر بارهای مرده که به وسیله کنسول‌ها تحمل می‌شود، مولفه‌های قائم نیروی آب موجود در بالادست و پایین‌دست، بار قائم ناشی از رسوبات و نیز بار قائم ساختمان‌های ویژه، به عنوان شرایط اولیه بر کنسول‌ها وارد می‌شود. بخشی از بارهای افقی به خصوص بار ناشی از فشار آب به کنسول وارد شده و مابقی توسط قوس‌ها تحمل می‌گردند. در هر حال این یک تخمین اولیه است و تقسیم‌نهایی بارهای افقی به وسیله آزمون و خطا معین خواهد گشت.

۲-۳-۹-۳ روند تحلیل بار آزمونی

روند کلی زیر می‌تواند برای تحلیل سدهای بتنی به روش بار آزمونی در نظر گرفته شود :

۱- کل سد به دو سری سازه مرکب از قوس‌های افقی به ارتفاع واحد و کنسول‌های قائم به عرض واحد تقسیم می‌گردد.

۲- چند قوس و کنسول به عنوان نمونه برای انجام محاسبات انتخاب می‌گردند.

۳- بارهای مختلف وارده بر سد معین شده، نوع بارگذاری مشخص می‌شود.

۴- یک تقسیم بار مناسب بین قوس‌ها و کنسول‌ها صورت می‌گیرد. بدین معنا که فرض می‌گردد قسمتی از کل بار فقط به وسیله سیستم قوس‌های افقی و بقیه فقط به وسیله سیستم کنسول‌های قائم تحمل می‌گردد.

۵- سپس مقادیر تغییرشکل‌ها در چند نقطه انتخابی که هر یک بین کنسول‌ها و قوس‌ها است محاسبه می‌شوند. تغییرشکل‌های نقاط مختلف قوس‌ها با استفاده از تئوری الاستیسیته و تغییرشکل‌های نقاط مختلف کنسول‌ها با به کارگیری تئوری خمش ساده تعیین خواهند شد.

۶- تغییرشکل‌های به دست آمده از محاسبه قوس‌ها و کنسول‌ها برای نقاط مشترک، با یکدیگر مقایسه و مطابقت داده می‌شوند. اگر انطباق کاملی و یا قابل قبولی میان آن‌ها وجود نداشته باشد، تقسیم بار دیگری بین دو نوع سازه در نظر گرفته شده، گام‌های ۵ و ۶ تکرار می‌گردد.

۷- پس از آنکه توزیع صحیحی از بارهای بین المان‌های قوسی و کنسولی در ترازهای مختلف به دست آمد، قوس‌ها و کنسول‌ها به صورت جداگانه و تحت تاثیر بارگذاری نهایی به دست آمده، تحلیل شده، مقادیر تنش در نقاط مختلف محاسبه می‌شود.

۸- تنش‌های به دست آمده برای دو سیستم از گام ۷ در نقاط مشترک، با یکدیگر جمع شده تا کل تنش در نقاط مختلف سازه به دست آید.

۹- تنش‌های کلی به دست آمده از گام ۸ با تنش‌های مجاز مقایسه می‌گردند. چنانچه اختلاف قابل ملاحظه‌ای بین آن‌ها وجود داشته باشد، ابعاد انتخابی برای سد تغییر کرده و روش تکرار می‌شود.

شایان ذکر است که یک برنامه رایانه‌ای نسبتاً ساده می‌تواند به سرعت و سهولت روند تکراری فوق را

انجام داده، نتایج بسیار قابل قبولی و معقولی را در زمان کوتاه ارائه نماید.

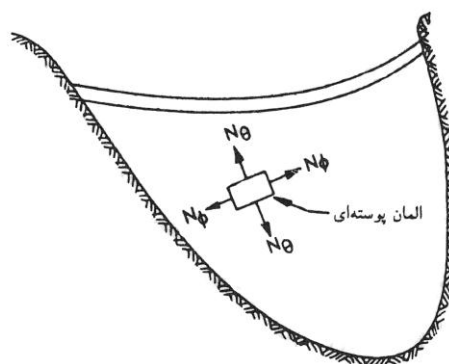
از طرفی ملاحظه می‌شود که براساس توضیحات ارائه شده، در روش بار آزمون فرض می‌گردد که توزیع تنش در هر مقطع به صورت خطی صورت پذیرد که اگر چه در نهایت این روش به پاسخ های خوبی منتهی می‌گردد اما در صورتی که نیاز به دقت بیشتر باشد باید معادلات توزیع غیرخطی تنش را با استفاده از روش‌هایی چون روش اجزای محدود اعمال نمود که تحلیل سه‌بعدی سازه، خطا و تقریب را به حداقل می‌رساند. این نوع تحلیل زمان نسبتاً زیادی را می‌طلبد و مشکلات خاص خود را دارد اما می‌توان با ترکیب روش بار آزمون و اجزای محدود به یک راه حل بسیار سریع و دقیق دست یافت که ضمن داشتن محاسن روش اجزای محدود، مشکلات تحلیل سه‌بعدی را نداشته و خطاهای کوچک روش بار آزمون را نیز شامل نمی‌شود.

۲-۹-۴ روش تئوری پوسته‌ها

سدهای قوسی اولیه تنها برای حالت انحنا در صفحه افقی طراحی و اجرا می‌شدند اما زمانی که اندرکنش اجزای قوس افقی و اجزای کنسول قائم مورد بررسی قرار گرفتند، مشخص شد که با ایجاد انحنا در صفحه قائم می‌توان به میزان قابل‌ملاحظه‌ای از مقدار تنش‌ها کاست. بدین معنا که با ایجاد سدهای قوسی دوانحنایی می‌توان توزیع بسیار مناسب‌تر و تقریباً یکنواختی از تنش را در سد ایجاد کرده، از هزینه‌های اجرایی آن کاست.

به تناسب افزایش پیچیدگی سازه سده محاسبات مربوط نیز پیچیدگی خاص خود را پیدا کرده، مهندسين محاسب و طراحان به جستجوی یافتن راه‌های مناسب‌تری برای محاسبه اینگونه سدها پرداختند. یکی از این روش‌ها که شاید در گذشته بیشتر مورد استفاده قرار می‌گرفت عبارت است از روش تئوری پوسته‌ها که بیشتر معادلات لازم برای اعمال شرایط مرزی مورد نیاز می‌باشند.

در این روش، سد قوسی به عنوان یک پوسته مورد تحلیل قرار گرفته که در آن از بررسی استاتیکی یک جز کوچک از سد قوسی به عنوان پوسته، می توان معادلات تعادل را به راحتی استخراج نمود (شکل ۲-۱۳). در این حالت با توجه به روابط تنش-کرنش، نیروها و لنگرها بر حسب مقادیر تغییر مکان و دوران معرفی شده، انطباق و هماهنگی انواع مختلف تغییر شکل ها مورد بررسی قرار می گیرند.



شکل ۲-۱۳ : پوسته سد قوسی

در این روش نیز از آنجا که مرزهای یک سد قوسی واقعی کاملاً غیر منظم بوده و از طرفی ضخامت سد بستگی به این نامنظمی و نیز موقعیت توپوگرافی منطقه دارد، شاید نتوان به حل تحلیلی دقیقی از معادلات به دست آمده دست یافت و لذا روش اختلافات محدود می تواند برای ساده تر کردن معادلات، مورد استفاده قرار گیرد که در این صورت حل مسئله به حل تعدادی معادله اختلاف محدود کاهش می یابد. در هر حال اگرچه استخراج معادلات مربوط در روش تئوری پوسته ها به سهولت انجام می پذیرد، به خصوص زمانی که بتوان شکل نیمرخ سد را نیز به وسیله معادلات ریاضی معرفی نمود، اما معمولاً روش حاضر به دلیل نیاز به المان ها و شبکه نسبتاً ریزتر، نسبت به روش بار آزمونی پیچیده تر بوده و کمتر مورد استفاده قرار می گیرد [۲].

۲-۹-۵ روش اجزای محدود

بدون شک در حال حاضر یکی از قویترین ابزار محاسباتی برای بررسی رفتار سازه ها و از جمله سدهای قوسی بتنی و سایر سدهای بتنی، روش اجزای محدود است. در این روش، سد و فونداسیون آن به اجزای کوچکتر و به هم پیوسته ای تقسیم شده، با توجه به خصوصیات هر جزء (المان) و ارتباط آن‌ها با یکدیگر، شبکه اجزاء حاصله به کمک یک برنامه کامپیوتری تحلیل می‌گردند. از آنجا که حجم محاسبات در روش اجزای محدود بسیار زیاد است، این روش در صورتی کاربری خواهد داشت که از رایانه‌های با توان و سرعت بالا استفاده گردد.

روش اجزای محدود یک روش توسعه یافته اصول تغییراتی است که قابلیت انطباق پذیری آن با شکل و شرایط مرزی هر محیط پیوسته و پاسخ های دقیق تر حاصله، از مزیت های شاخص آن در مقایسه با سایر روش‌های عددی است. اگرچه شرح و توضیح کامل روش یاد شده شرایط خاص تر و امکانات بسیار وسیع‌تری را می‌طلبد و خارج از اهداف این پایان‌نامه می‌باشد، اما به جهت آشنایی با کلیات موضوع، به صورت خلاصه بدان اشاره می‌شود.

یک سد بتنی به عنوان یک سازه هیدرولیکی همواره تحت تاثیر نیروهای خارجی یا عوامل دیگری نظیر تغییرات درجه حرارت قرار داشته باشد که باعث ایجاد تغییرشکل در هندسه سد می‌گردد. این تغییرشکل همراه با تنش‌های داخلی و واکنش‌های تکیه‌گاهی خواهد بود. هدف اصلی از تحلیل یک سد بتنی به کمک اجزای محدود، تعیین تقریبی اما هرچه دقیق‌تر تنش‌ها و تغییرمکان‌ها در نقاط مختلف سد می‌باشد.

برای یک سازه ایده‌آل، تحلیل تنش‌ها و تغییرشکل‌ها ایجاد شده در اثر یک سیستم بارگذاری معین،

یک مسئله کاملاً ریاضی است که در محاسبات مربوط بایستی سه شرط تأمین گردد :

۱- نیروهای وارده به اعضا بایستی در تعادل بوده، معادلات تعادل برقرار باشند.

۲- با توجه به ارتباط اعضا به یکدیگر و نیز شرایط مرزی، لازم است تا تغییر شکل اعضا از هماهنگی و انطباق کامل برخوردار بوده، معادلات سازگاری در تئوری ارتجاعی (الاستیسیته) حاکم باشند.

۳- ارتباط بین نیروها و تغییر شکل های هر عضو می بایست با توجه به خصوصیات مصالح و روابط تنش تغییر شکل آن ها باشد.

تحلیل می تواند به صورت های زیر انجام پذیرد :

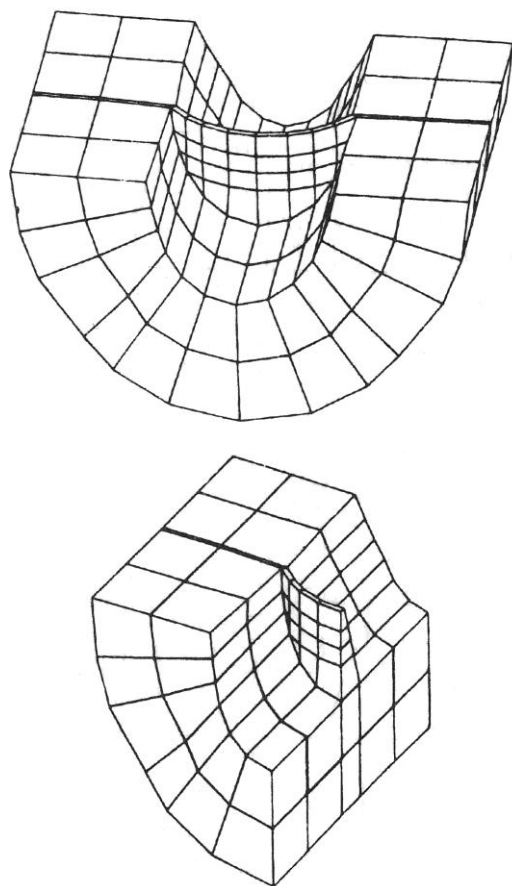
۱- بررسی نیروی وارده بر عضو به عنوان مقادیر مجهول، در این صورت سیستم نیروهای صحیح آن خواهد بود که شرایط تغییر شکل های تطبیقی را تأمین نماید. این روش به طور گسترده برای تمام انواع سازه های نامعین به کار گرفته می شود.

۲- بررسی تغییر شکل ها به عنوان مجهول، که در این حالت مقدار صحیح آن خواهد بود که به ازای آن معادلات تعادل برقرار گردند.

گام های اساسی روش اجزای محدود عبارتند از :

۱- محیط پیوسته به تعداد متناهی از اجزا کوچک ولی نه بینهایت کوچک با هندسه ساده تقسیم می گردد. این عمل را «جزءبندی» یا «پاره سازی» نامیده، سیستم اجزاء را «شبکه» می نامند.

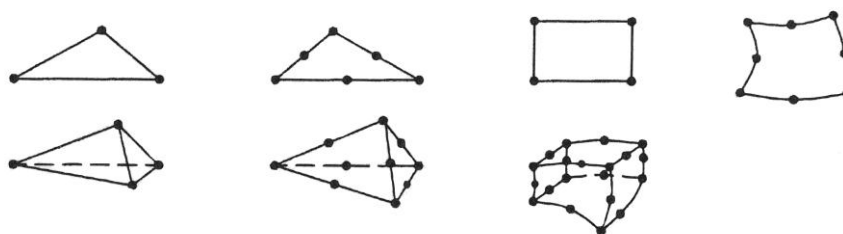
۲- شکل (۲-۱۴) که نمونه ای از شبکه تعیین شده برای یک سازه (در اینجا سد قوسی + فونداسیون آن) را نشان می دهد، استفاده شده است. می توان از اجزای مثلثی و یا اجزای دیگر نظیر اجزای چهارضلعی در فضای دو بعدی و سه بعدی انتخاب نمود.



شکل ۲-۱۴: شبکه اجزای محدود سه‌بعدی سد

۲- در روی اضلاع و یا داخل هر جزء کوچک نقاط خاصی به عنوان گره انتخاب می‌شوند. در این

نقاط شرایط تعادل و سازگاری اعمال می‌گردد (شکل ۲-۱۵).



شکل ۲-۱۵: نمونه ای از اجزای محدود دوبعدی و سه‌بعدی

- ۳- یک جزء به عنوان جزء نمونه (یا تیپ) انتخاب می‌شود. برای جزء مورد نظر یک تابع تغییرشکل (تابع شکل) که تغییرمکان هر نقطه از اجزاء را به تغییرمکان گره‌ها ربط می‌دهد، فرض می‌گردد. نحوه تعیین این توابع برای هر نوع جزء در کتاب‌های مربوط معین و مشخص است.
- ۴- رابطه حاکم بر کل سیستم برای هر یک از اجزاء از جمله برای جزء انتخابی نیز صادق است. لذا برای جزء انتخابی روابط کرنش-تغییرمکان و تنش-کرنش تعیین می‌گردد.
- ۵- با استفاده از اصول کار یا انرژی، سختی و بارهای گرهی معادل برای جزء انتخابی معین می‌شود.
- ۶- معادلات مربوط به جزء به صورت ماتریسی به دست می‌آید. معادلات اجزاء مختلف در گره‌های مشترک جمع شده، معادلات با یکدیگر تجمیع (سرهم) می‌شوند.
- ۷- شرایط مرزی در معادلات اعمال می‌گردد.
- ۸- نهایتاً روابط ماتریسی به دست آمده برای کل سیستم، حل شده، تغییرمکان گره‌ها و تنش در نقاط مختلف سیستم محاسبه می‌شود.

۲-۹-۵-۱ تنش‌ها و کرنش‌ها در یک محیط پیوسته

برای محاسبه تنش در سازه‌های تشکیل شده از مصالح الاستیک و تحت کرنش‌های کوچک، نخست در حالت کلی، رابطه حاکم بر سیستم که ارتباط بین نیرو و تغییرشکل را مشخص می‌نماید، به شکل زیر معرفی می‌گردد :

$$F = K.U \quad (۲-۶)$$

که در این معادله، F نشان دهنده نیرو، U بیان کننده تغییر شکل و K ضریبی است که ارتباط بین نیرو و تغییر شکل را مشخص می‌سازد. چنانچه نیروی وارده بر یک گره با p و تغییر شکل گره با q نشان داده شود، معادله فوق برای هر گره عبارت خواهد بود از :

$$p = Kq \quad (۷-۲)$$

از طرفی ارتباط بین کرنش (ε) و تغییر مکان (u) را می‌توان با معرفی اپراتور d که کرنش ε را بر حسب تغییر مکان u تعریف می‌کند به صورت زیر نوشت :

$$\varepsilon = d.u \quad (۸-۲)$$

همانگونه که اشاره گردید، برای هر جزء مورد نظر، تابع شکلی (f) فرض می‌شود که تغییر مکان هر نقطه از جزء (u) را به تغییر مکان گره‌ها (q) ربط می‌دهد. لذا :

$$u = f.q \quad (۹-۲)$$

از ترکیب معادلات (۸-۲) و (۹-۲) و با معرفی $B = d.f$ داریم :

$$\varepsilon = d.f.q = B.q \quad (۱۰-۲)$$

و برای بدست آوردن مقدار تنش :

$$\sigma = E.\varepsilon = E.B.q \quad (۱۱-۲)$$

که E عبارت از مدول الاستیسیته می‌باشد. معادله کلی فوق در محیط‌های یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی دارای اجزای مختلف در جهات مختلف است. از طرفی چون هر جزء دارای گره‌های مختلف است و معادله (۱۱-۲) برای هر گره صادق است، لذا در هر جزء به تعداد گره‌ها، معادلاتی مشابه معادله یاد شده داریم که در نتیجه مجموعه معادلات مشابه برای گره‌های هر جزء می‌تواند به صورت ماتریسی نوشته شود. روابط ماتریسی زیر اهم معادلاتی که در بالا آمده است را برای یک جزء نمونه نشان می‌دهد :

$$\{F\}_e = [K]_e\{u\}_e = [K]_e\{q\} \quad (۱۲-۲)$$

$$\{\varepsilon\}_e = [d]_e \{u\}_e = [d]_e [f]_e \{q\} = [B]_e \{q\} \quad (۲-۱۳)$$

$$\{\sigma\}_e = [E]_e \{\varepsilon\}_e = [E]_e [B]_e \{q\} \quad (۲-۱۴)$$

$[K]$ ماتریس سختی نامیده شده و اندیس e مشخص کننده عوامل مربوط به جزء نمونه می باشد.

از آنجا که کل سیستم (مثلا یک سازه) به صورت یک شبکه که مجموعه ای از اجزاء مختلف است نشان داده می شود، برای بدست آوردن معادلات ماتریس کل سیستم لازم است تا ارتباط بین اجزاء مختلف مدنظر قرار داده شود که برای این امر مجموعه معادلات اجزاء که هر دو و یا هر چندتای آنها می توانند دارای گره های مشترک باشند، تجمیع (سرهم) شده و معادلات ماتریسی زیر که حاصل تجمیع اجزای محدود^۱ می باشد، به دست می آیند :

$$\{F\} = [K] \{u\} \quad (۲-۱۵)$$

$$\{\varepsilon\} = [B] \{q\} \quad (۲-۱۶)$$

$$\{\sigma\} = [E][B] \{q\} \quad (۲-۱۷)$$

معادلات ماتریسی بالا با فرض مشخص بودن اجزاء بردارها و ماتریس های مختلف قابل حل بوده که از روش های مختلف ریاضی می توان برای حل آنها و تعیین مجهول موردنظر کمک جست.

شایان ذکر است که قبل از حل معادلات یاد شده، بایستی مقادیر تابع وابسته یا مشتقات تابع وابسته (مجهول موردنظر) که در نقاط مرزی شبکه معین و معلوم است به سیستم معادلات اعمال گردد که این امر را اعمال شرایط مرزی می نامند. همچنین چنانچه مسئله، یک مسئله دینامیکی و تابعی از زمان باشد،

^۱ Assembly of Finite Elements

می‌بایست مقادیر تابع وابسته (یا مشتقات آن) در ابتدای زمان ($t = 0$) معلوم بوده، به سیستم معادلات اعمال گردد که این امر را اعمال شرایط اولیه نامند.

برای معادل ساختن نیروهای گرهی به صورت استاتیکی، با تنش واقعی مرزی و بارهای گسترده، ساده‌ترین روش عبارت است از انتخاب تغییرمکان گرهی مجازی و مساوی قرار دادن کارهای داخلی و خارجی که به وسیله نیروها و تنش‌های مختلف در ضمن تغییرمکان انجام می‌گیرد. با توجه به اصل کار مجازی، نهایتاً ماتریس سختی جزء محدود به شکل زیر حاصل می‌گردد :

$$[K]_e = \int_v [B]^T [E] [B] dV \quad (2-18)$$

که ۷ بیانگر حجم می باشد. شایان ذکر است که $\{F\}_e$ در معادله (۲-۱۲) در حالت کلی می‌تواند شامل سه نوع بارهای گرهی ($\{P\}$)، بارهای گرهی معادل^۱ ناشی از بارهای کالبدی^۲ ($\{P_b\}$) و بارهای گرهی معادل به علت کرنش‌های اولیه ε_0 ($\{P_0\}$) باشد یعنی :

$$\{F\}_e = \{P\} + \{P_b\} + \{P_0\} \quad (2-19)$$

و در آن :

$$\{P_b\} = \int_v [f]^T \{b\} dv \quad (2-20)$$

$$\{P_0\} = \int_v [B]^T [E] \{\varepsilon_0\} dv \quad (2-21)$$

بنابراین :

$$[K]_e \{q\} = \{P\} + \{P_b\} + \{P_0\} \quad (2-22)$$

^۱ Equivalent Nodal Loads

^۲ Body Forces

که حل معادله بالا پس از تجميع و اعمال شرایط مرزی، اساس و مبنای روش اجزای محدود در تحلیل سازه‌ها می باشد.

همچنین می توان اجزای بردارها و ماتریس‌های معادلات (۲-۱۶) و (۲-۱۷) را برحسب آنکه مسئله در فضای یک‌بعدی، دوبعدی و یا سه‌بعدی مطالعه شود استخراج نمود. به عنوان مثال در حالت خاص تنش صفحه‌ای^۱، سه مؤلفه تنش σ_x ، σ_y و τ_{xy} مربوط به کرنش‌های ϵ_x ، ϵ_y و γ_{xy} می‌توانند به صورت زیر نشان داده شوند :

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2}(\epsilon_x + \nu\epsilon_y) \quad (2-23)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2}(\nu\epsilon_x + \epsilon_y) \quad (2-24)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{xy} = \frac{E\lambda}{1-\nu^2}\gamma_{xy} \quad (2-25)$$

$$\lambda = \frac{1-\nu}{2} \quad (2-26)$$

که E و ν به ترتیب مدول الاستیسیته و ضریب پواسون هستند. با توجه به روابط فوق داریم :

$$\{\sigma\} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2-27)$$

که اگر :

^۱ Plane Stress

$$[E] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2-28)$$

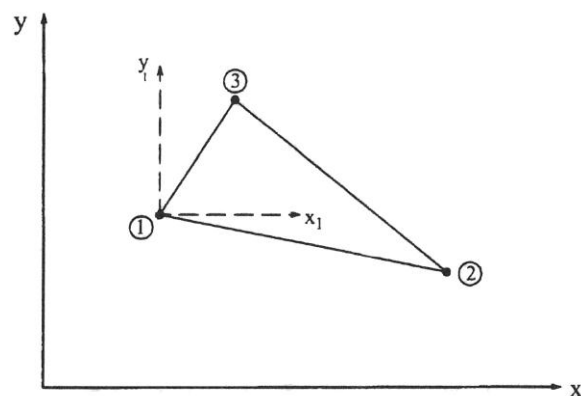
و

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2-29)$$

در نتیجه :

$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\} \quad (2-30)$$

به عنوان مثال چنانچه یک جزء مثلثی سه گرهی (در فضای دو بعدی) مطابق شکل (۲-۱۶) انتخاب گردد، گره‌ها در جهت خلاف عقربه‌های ساعت شماره‌گذاری شده و نهایتاً برخی از موارد یاد شده به صورت زیر خواهند بود :



شکل ۲-۱۶ : یک جزء مثلثی برای یک محیط پیوسته در حالت تنش یا کرنش صفحه‌ای

چنانچه از چرخش صرفنظر کرده و فقط تغییرشکل خطی بررسی گردد، تغییرمکان هر گره دارای دو

مؤلفه u (در جهت x) و v (در جهت y) می باشد و لذا بردار تغییرمکان برای جزء عبارت خواهد بود از :

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix} \quad (2-31)$$

به طریق مشابه، نیروهای معین شده به وسیله این تغییرمکانها، روی هر سه گره عمل کرده، به شکل

کلی زیر نوشته می شوند :

$$\{F\}_e = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \\ F_{2x} \\ F_{2y} \\ F_{3x} \\ F_{3y} \end{Bmatrix} \quad (2-32)$$

و :

$$\{\varepsilon\}_e = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (2-33)$$

همانگونه که اشاره گردید، با فرض رفتار ارتجاعی جزء، بردارهای نیرو و تغییرشکل براساس معادله

(2-12) یعنی:

$$\{F\}_e = [K]_e \{u\}_e = [K]_e \{q\} \quad (2-34)$$

با یکدیگر ارتباط داشته که ماتریس سختی $[K]_e$ همیشه یک ماتریس مربعی بوده، برای جزء مثلی

موردنظر، به شکل زیر نوشته می‌شود :

$$[K]_e = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \quad (2-35)$$

K_{ij} ها، زیر ماتریس‌هایی هستند که خود نیز مربعی و دارای اندازه $m \times m$ بوده که m عبارت است از

تعداد مؤلفه‌های نیرو (یا درجه آزادی) در گره‌ها. مثلاً در حالت صفحه ای $m = 2$ و هر زیر ماتریس دارای

اندازه 2×2 خواهد بود. نهایتاً ماتریس سختی $[K]_e$ که تابعی از شکل جزء انتخابی می‌باشد، در فضای

دوبعدی و با توجه به توابع شکل یا توابع پایه‌ای که برای مثلث تعریف و تعیین می‌شود، و براساس معادله

(2-18)، به صورت زیر نتیجه می‌گردد :

$$[K]_e = [B]^T [E] [B] \cdot t \cdot A$$

که t ضخامت جزء و A مساحت آن است. در معادله بالا، ماتریس $[B]$ که تابعی از مختصات گره‌های

مثلث است عبارت می‌شود از :

$$[B] = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} b_1 & 0 & b_2 & 0 & b_3 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & c_2 & 0 & c_3 \\ c_1 & b_1 & c_2 & b_2 & c_3 & b_3 \end{bmatrix} \quad (2-36)$$

جایی که :

$$b_1 = y_2 - y_3 \quad \text{و} \quad c_1 = x_3 - x_2$$

$$b_2 = y_3 - y_1 \quad \text{و} \quad c_2 = x_1 - x_3 \quad (2-37)$$

$$b_3 = y_1 - y_2 \quad \text{و} \quad c_3 = x_2 - x_1$$

و :

$${}_2A = c_3b_2 - c_1b_3 = c_1b_3 - c_3b_1 = c_2b_1 - c_1b_2 \quad (2-38)$$

و بدیهی است که :

$${}_2A = c_3B_2 - c_1B_3 = c_1b_3 - c_3b_1 = c_2b_1 - c_1b_2 \quad (2-39)$$

و بدیهی است که :

$$[B]^T = \frac{1}{{}_2A} \begin{bmatrix} b_1 & \circ & c_1 \\ \circ & c_1 & b_1 \\ b_2 & \circ & c_2 \\ \circ & c_2 & b_2 \\ b_3 & \circ & c_3 \\ \circ & c_3 & b_3 \end{bmatrix} \quad (2-40)$$

در هر حال، با به کارگیری روابط بالا برای هر سازه، می‌توان تغییرمکان‌های گرهی و تنش‌های مربوط ناشی از بارهای گرهی، نیروهای کالبدی و نیروهای گرهی معادل ناشی از کرنش اولیه را محاسبه نمود. مجدداً یادآوری می‌شود که با تغییر شکل اجزاء انتخابی و یا تغییر فضا مثلاً از دوبعدی به سه بعدی، لازم است تا تغییراتی در درایه‌های ماتریس‌ها داده شود [۲].

نتیجه : در روش‌های بررسی شده‌ی تحلیل سدهای قوسی، استفاده از روش اجزای محدود متداول‌تر می‌باشد. با این وجود در سدهای قوسی به علت هندسه خاص ناشی از قوس، مدلسازی دقیق سد قوسی نیازمند بکارگیری المان‌های کوچکتر و در نتیجه تعداد زیادی از المان‌ها می‌باشد. این مسئله سبب افزایش حجم محاسبات و زمان بیشتر تحلیل می‌گردد. با معرفی روش آیزوژئومتری که در فصل بعد بررسی خواهد شد، این مشکلات کاهش می‌یابد.

فصل ۳

روش تحلیل آیزوژنومتريک

۳-۱ مقدمه

روش‌های مختلف عددی در دهه‌های اخیر برای تحلیل سازه‌ها پیشنهاد و توسعه یافته‌اند. از جمله مهم‌ترین این روش‌ها می‌توان به ترتیب شکل‌گیری، به روش‌های تفاضل محدود، اجزای محدود و دسته روش‌های موسوم به روش‌های بدون‌مش اشاره کرد. در این میان، امروزه روش اجزای محدود به عنوان روشی قدرتمند در بسیاری از علوم مهندسی شناخته شده و با استفاده از آن نرم افزارهای مختلفی نوشته شده است که در صنعت کاربرد فراوانی دارد.

علیرغم این پیشرفت قابل ملاحظه، روش اجزای محدود دارای نقاط ضعفی می‌باشد که می‌توان به نحوه‌ی تعریف مرزهای هندسی اشاره کرد. در روش اجزای محدود با توجه به تقریب هندسه، نزدیک شدن به هندسه واقعی کاملاً وابسته به نحوه‌ی شبکه‌بندی است و در برخی مسائل پیچیده به لحاظ هندسی، رسیدن به آن بسیار مشکل است. همچنین اقناع شرایط مرزی در این روش‌ها به خصوص در روش‌های

بدون مش با مشکلاتی مواجه است. از طرف دیگر بهبود حل، چه به لحاظ تقریب هندسه و یا متغیرهای مجهول، منجر به ایجاد تغییرات در شبکه‌بندی می‌شود که در نهایت سبب افزایش تعداد معادلات و بالا رفتن زمان حل می‌گردد. علاوه بر این در روش اجزای محدود حل مسائلی که در آن‌ها ساخت چندین شبکه جدید در حین حل مسئله لازم است، می‌تواند هزینه طرح را به مراتب افزایش دهد. تحقیقات نشان می‌دهد که تولید شبکه در صناعی چون اتومبیل سازی، هوافضا و کشتی سازی بیش از ۸۰ درصد زمان تحلیل را به خود اختصاص می‌دهد[۵].

۳-۲ پیدایش روش آیزوژئومتریک و مزایای آن

تقریباً یک دهه پس از شکل‌گیری روش اجزای محدود و بین سال‌های ۱۹۷۰ تا ۱۹۸۰ پیشرفت‌های چشمگیری در علم مدلسازی هندسه و یا طراحی کامپیوتری^۱ انجام گردید. امروزه به گمان بسیاری از دانشمندان، مدلسازی هندسه دارای صنعت بسیار بزرگتری نسبت به تحلیل می‌باشد. با توجه به اینکه تحلیل بر بنای هندسه استوار است استفاده از این پیشرفت‌ها می‌تواند کمک شایانی به تحلیل در رفع نقاط ضعف آن نماید. به این منظور پرفسور هیوز^۲ که یکی از دانشمندان برجسته در روش اجزای محدود است، به همراه همکاران ایشان روش تحلیل آیزوژئومتریک^۳ را در سال ۲۰۰۵ پیشنهاد نمودند. نام این روش برگرفته از مفهوم آیزوپارامتریک^۴ در روش اجزای محدود می‌باشد. با توجه به دقت بالا در مدلسازی هندسه و همچنین استفاده از شرایط یکسان در مدلسازی هندسه و تقریب تابع مجهول، نام این روش «تحلیل آیزوژئومتریک» انتخاب شده است[۵].

^۱ CAD (Computer Aided Design)

^۲ Professor T.J.R. Hughes

^۳ Isogeometric analysis

^۴ Isoparametric concept

به طور خلاصه مزایای روش آیزوژئومتریک را می‌توان بصورت زیر بیان نمود:

۱- امکان مدل‌سازی به مراتب دقیق‌تر هندسه نسبت به روش اجزای محدود و انعطاف‌پذیری قابل ملاحظه در تولید مدل‌های پیچیده.

۲- کاهش وابستگی مدل‌سازی هندسه به ریز یا درشت بودن شبکه‌بندی با توجه به استفاده از شبکه کنترلی.

۳- دقت قابل ملاحظه در اقناع شرایط مرزی. به عنوان مثال در روش‌های عددی معمول برای اقناع شرایط مرزی اساسی بایستی از تعداد معینی گره در مرز استفاده نمود.

۴- امکان استفاده از روش‌های معمول حل معادلات دیفرانسیل مثل روش گالرکین که در روش اجزای محدود استفاده می‌شود.

۵- عدم نیاز به شبکه‌بندی مجدد در مسائلی که مدل هندسی در حین حل مسئله تغییر می‌کند. مثل بهینه‌سازی شکل سازه‌ها که در آن مرزها در روند بهینه‌سازی تغییر می‌کنند.

۶- کاهش قابل ملاحظه در اندازه دستگاه معادلات نسبت به روش‌های دیگر.

۷- انعطاف‌پذیری و سادگی در مسائل بهبود شبکه و بالا بردن دقت حل.

۸- قابلیت استفاده از این روش در حل معادلات دیفرانسیلی که ضرایب آن‌ها خود تابع می‌باشند. مثل مسائلی که در آنها مصالح بصورت یک تابع در دامنه تغییر می‌کند^۱ [۵].

^۱ FGM (Functionally Graded Materials)

۳-۳ معرفی اسپلاین‌ها و تکنیک نربز

اسپلاین‌ها در واقع ابزاری ریاضی هستند که می‌توان با استفاده از اطلاعات اندکی، منحنی‌ها و سطوح پیچیده را به صورت عددی مدل نمود [۶].

۳-۳-۱ بزیر اسپلاین^۱

توابع چندجمله‌ای به فرم پارامتریک را می‌توان به در صورت توانی^۲ و بزیر بیان نمود. اگر چه این دو روش به لحاظ ریاضی معادل هستند ولی می‌توان نشان داد که فرم بزیر در مدلسازی اشکال کاربردی‌تر است [۵].

یک منحنی درجه n/m به فرم بزیر بصورت زیر است :

$$r(u) = \sum_{i=0}^n B_{i,n}(u) V_i, \quad 0 \leq u \leq 1 \quad (3-1)$$

که در این رابطه V_i ضرایب هندسی موسوم به نقاط کنترلی^۳ می‌باشند و $B_{i,n}(u)$ چندجمله‌ای-های کلاسیک برنشتین^۴ نامیده می‌شوند و بصورت زیر بدست می‌آیند :

$$B_{i,n}(u) = \frac{n!}{i!(n-i)!} u^i (1-u)^{n-i} \quad (3-2)$$

و

$$B_{i,n}(u) = (1-u)B_{i,n-1}(u) + uB_{i-1,n-1}(u) \quad (3-3)$$

^۱ Bézier Splines
^۲ Power Basis Form
^۳ Control points
^۴ Bernstein Polynomialsh

که با قرار دادن معادله (۳-۲) در (۳-۳) و سپس جایگذاری در (۳-۱)، منحنی بزیر اسپالین حاصل می‌شود [۵،۶].

این توابع پایه شامل خواص زیر می‌باشند: [۵،۶]

$$1- \text{ مثبت بودن } B_{i,n}(u) \geq 0 \text{ برای همه } 0 \leq u \leq 1, i, n.$$

$$2- \text{ جمع مقادیر این توابع در } 0 \leq u \leq 1 \text{ برابر واحد است. یعنی:}$$

$$\sum_{i=0}^n B_{i,n}(u) = 1$$

$$3- B_{.,n}(0) = B_{n,n}(1) = 1$$

$$4- \text{ هر } B_{i,n}(u) \text{ دارای یک نقطه ماکزیمم در بازه } [0,1] \text{ و در } r = \frac{i}{n} \text{ می‌باشد.}$$

$$5- \text{ به ازای هر } n \text{ مجموعه چند جمله‌ای‌های } B_{i,n}(u) \text{ نسبت به } r = \frac{1}{n} \text{ متقارند.}$$

$$6- B_{i,n}(u) = 0 \text{ و } B_{.,n}(u) = 1 \text{ اگر } i > n \text{ و } i < 0 \text{ باشند.}$$

$$7- r(0) = V_n \text{ و } r(1) = V. \text{ یعنی } V_n \text{ و } V \text{ نقاط شروع و انتهای منحنی هستند.}$$

مثال ۱- بدست آوردن منحنی بزیر اسپالین برای $n=1,2,3$:

$n = 1$:

$$B_{.,1} = (1-u)B_{.,.} + uB_{1,.} = 1-u$$

$$B_{1,1} = (1-u)B_{1,.} + uB_{.,.} = u$$

با توجه به نکته ۶، مقدار $B_{.,.} = 1$ و $B_{1,.} = 0$ می‌باشد.

بنابراین منحنی بزیر اسپالین درجه یک بصورت زیر می‌باشد:

$$r(u) = (1-u)V_0 + uV_1$$

$n = ۲ :$

با توجه به معادله (۲-۳) داریم:

$$B_{.,۱} = \frac{۱!}{.!(۱-.)!} u^{\cdot} (۱-u)^{۱-\cdot} = ۱ \times ۱ \times (۱-u) = ۱-u$$

$$B_{-,۱} = \cdot : i < \cdot$$

$$B_{۱,۱} = \frac{۱!}{۱!(۱-۱)!} u^۱ (۱-u)^{۱-۱} = u$$

$$B_{\cdot,۱} = \cdot : i > n$$

با جایگذاری در معادله (۳-۳) داریم:

$$B_{.,۲} = (۱-u)B_{.,۱} + uB_{-,۱} = (۱-u)^۲$$

$$B_{۱,۲} = (۱-u)B_{۱,۱} + uB_{.,۱} = ۲u(۱-u)$$

$$B_{\cdot,۲} = (۱-u)B_{\cdot,۱} + uB_{۱,۱} = u^۲$$

و با جایگذاری در معادله (۱-۳) داریم:

$$r(u) = (1-u)^2 V_0 + 2u(1-u)V_1 + u^2 V_2$$

$n = ۳ :$

$$B_{.,۳} = (۱-u)B_{.,۲} + uB_{-,۲} = (۱-u)^۳$$

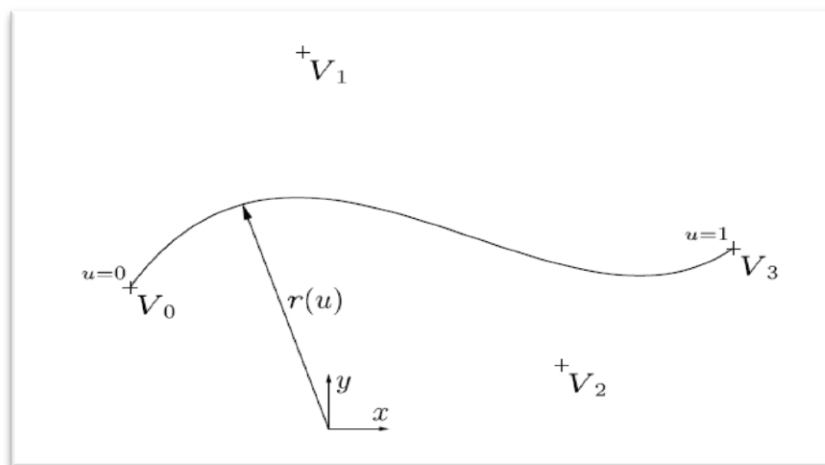
$$B_{۱,۳} = (۱-u)B_{۱,۲} + uB_{.,۲} = ۳u(۱-u)^۲$$

$$B_{\cdot,۳} = (۱-u)B_{\cdot,۲} + uB_{۱,۲} = ۳u^۲(۱-u)$$

$$B_{\cdot,۳} = (۱-u)B_{\cdot,۲} + uB_{۱,۲} = u^۳$$

$$r(u) = (1-u)^3 V_0 + 3u(1-u)^2 V_1 + 3u^2(1-u)V_2 + u^3 V_3$$

همانطور که دیده می شود تعداد نقاط کنترلی برابر $n+1$ می باشد، مثلا در $n=3$ داریم: V_0, V_1, V_2, V_3 . [۶]



شکل ۳-۱: منحنی بیزیر اسپلاین درجه ۳

۳-۳-۲ توابع پایه ب-اسپلاین^۱

با توجه به، نیاز به بالا بودن درجه چندجمله‌ای‌ها در ساختن دقیق اشکال پیچیده، در نظر گرفتن تنها یک چندجمله‌ای برای ایجاد چنین اشکالی مناسب به نظر نمی‌رسد. بنابراین بعنوان راه حل می‌توان از منحنی‌هایی استفاده کرد که شامل m قطعه چندجمله‌ای درجه n باشند. این قطعات به گونه‌ای ساخته می‌شوند که می‌توانند با مرتبه‌های پیوستگی دلخواه به یکدیگر متصل شوند [۵].

تابع پایه ب-اسپلاین از درجه p و $n+1$ نقاط کنترل با $N_{i,p}$ نشان داده شده و بصورت زیر تعریف

می‌شود:

^۱ B-Spline

برای درجه صفر:

$$N_{i,\cdot}(u) = \begin{cases} 1 & \text{if } u_i \leq u < u_{i+1} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (4-3)$$

و برای درجه $p \geq 1$:

$$N_{i,p}(u) = \frac{u - u_i}{u_{i+p} - u_i} N_{i,p-1}(u) + \frac{u_{i+p+1} - u}{u_{i+p+1} - u_{i+1}} N_{i+1,p-1}(u) \quad (\Delta - \mathfrak{r})$$

وداریم:

$$N_{m-p-1,p}(1) = 1 \quad (6-3)$$

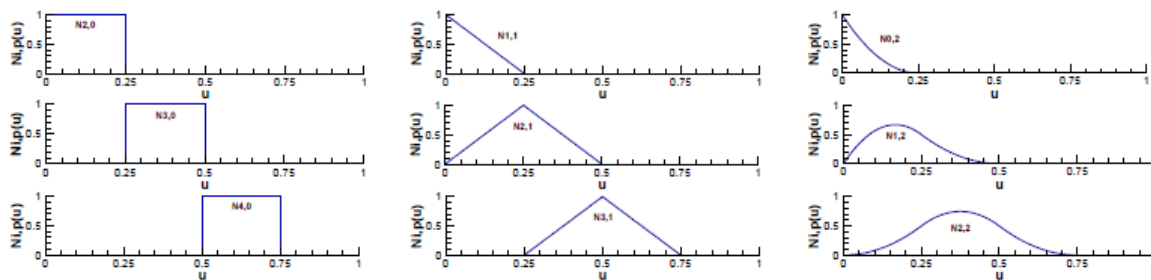
و رابطه کلی ب-اسپلاین بصورت زیر می باشد:

$$r(u) = \sum_{i=0}^n N_{i,p}(u) V_i \quad , \quad 0 \leq u \leq 1 \quad (\gamma - \mathfrak{r})$$

به عنوان مثال:

اگر درجه تابع پایه به ترتیب برابر با $p = 0, 1, 2$ و بردار گره برابر با $U = \{0, 0, 0, 0, 25, 0, 5, 0, 75, 1, 1, 1\}$ باشد،

می‌توان توابع پایه را در شکل (۳-۲) ملاحظه نمود. سایر توابعی که نشان داده نشده‌اند دارای مقدار صفر می‌باشد.



شکل ۳-۲: شکل توابع پایه، به ترتیب از چپ به راست برای درجات صفر و یک و دو

تعاریف و مفاهیم و خواص در ب-اسپلاین :

- در روابط بالا $N_{i,p}(u)$ توابع چندجمله ای و V_i پارامترهای هندسی موسوم به نقاط کنترلی می باشند.
- پیوستگی با استفاده از توابع پایه محاسبه شده و بنابراین نقاط کنترلی می توانند بدون تغییر در پیوستگی تغییر یابند.
- با فرض اینکه مجموعه $U = \{u_0, \dots, u_m\}$ مجموعه ای از اعداد حقیقی بصورت صعودی باشند، u_i گره (به تعداد $m+1$) و U بردار گرهی^۱ نامیده می شود.
- بازه $[u_i, u_{i+1})$ را یک دهانه گرهی^۲ می نامیم که می تواند طول آن صفر باشد، زیرا گره ها لزوما دارای مقادیر متمایز نمی باشند.
- اگر فاصله بین گره ها مساوی باشند، در این حالت بردار گره را یکنواخت^۳ می نامیم، در غیر این صورت این بردار، غیریکنواخت^۴ خواهد بود.
- تابع $N_{i,\cdot}(u)$ ، یک تابع پله ای^۵ بوده و بجز در بازه $u \in [u_i, u_{i+1})$ ، مقدار آن در سایر نقاط صفر است.
- برای $p > 0$ ، آنگاه $N_{i,p}(u)$ ترکیب خطی از دو تابع پایه با درجه $p-1$ می باشد.
- برای محاسبه کلیه توابع پایه به بردار گره U و p نیاز داریم.
- در صورتیکه در رابطه (۲-۵) به تقسیم $\frac{0}{0}$ برسیم، آن را برابر با صفر لحاظ می کنیم.
- توابع $N_{i,p}(u)$ ، چند جمله ای های تکه ای^۱ هستند که بر روی یک خط حقیقی تعریف شده و فقط بازه $[u_0, u_m]$ را تحت تاثیر قرار می دهند.

^۱ Knot Vector

^۲ Knot Span

^۳ Uniform

^۴ Non-Uniform

^۵ Step Function

- بردار گرهی باز به برداری گفته می‌شود که در آن اعضای ابتدایی و انتهایی بردار به اندازه $p+1$ بار تکرار شده باشند.

- جمع مقادیر این توابع در $0 \leq u \leq 1$ برابر واحد است. یعنی:

$$\sum_{i=0}^n N_{i,p}(u) = 1$$

- بجز در حالت $p=0$ ، $N_{i,p}(u)$ تنها دارای یک نقطه ماکزیمم می‌باشد.
- در یک گره از بردار گرهی که k بار تکرار شده باشد، $N_{i,p}(u)$ ، $p-k$ بار بصورت پیوسته مشتق پذیر می‌باشد. بنابراین افزایش درجه باعث افزایش پیوستگی و افزایش تعداد تکرار هر گره، سبب کاهش پیوستگی خواهد شد.

- در بردار گرهی $U = \{u_0, u_1, \dots, u_m\}$ ، تعداد گره‌ها برابر $m+1$ یا $p+n+2$ می‌باشد.
- در ابتدای بردار گرهی به تعداد $p+1$ صفر در ابتدا و $p+1$ یک در انتهایش داریم.

$$U = \left\{ \underbrace{0, \dots, 0}_{p+1}, u_{p+1}, \dots, u_{m-p-1}, \underbrace{1, \dots, 1}_{p+1} \right\}$$

- برای $u \geq u_{i+p+1}$ و $u < u_i$ ، داریم $N_{i,p}(u) = 0$.
- ب-اسپلین در مقایسه با بزیراسپلین، درجه‌اش بوسیله تعداد نقاط کنترل تعیین نمی‌گردد، که در بزیراسپلین تعداد نقاط کنترل برابر است با درجه منحنی بعلاوه یک.
- اگر نقاط کنترل $(\bar{V}_i)$ جابجا شوند، ب-اسپلین در محدوده $[u_i, u_{i+p+1}]$ تغییر می‌کند یعنی کنترل محلی^۲ هستند، در صورتی که در بزیراسپلین، کنترل کلی^۳ می‌باشد.

^۱ Piecewise Polynomial

^۲ Local Control

^۳ Global Control

- در ب-اسپلاین با جابجایی بردار گره، تابع پایه ب-اسپلاین مرتبه پایین، برای یک منحنی پیچیده با صافی درجه مطلوب می‌تواند بطور خودکار به یکدیگر متصل شوند در صورتیکه در زیراسپلاین مرتبه پایین، باید بوسیله اعمال قیدهای پیوسته، بطور دستی به یکدیگر متصل شوند. به همین دلیل ب-اسپلاین در بهینه‌سازی شکل از زیراسپلاین مناسب‌تر می‌باشد [۸،۷،۵].

مثال ۲- معادله منحنی ب-اسپلاین درجه ۱ و ۲ را با توجه به نقاط کنترلی بدست می‌آوریم:

$$V = \begin{pmatrix} \cdot \\ \cdot \end{pmatrix}, \quad V_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}, \quad V_2 = \begin{pmatrix} 2 \\ \cdot \end{pmatrix}$$

با توجه به اینکه ۳ نقطه کنترلی داریم پس $n=3-1=2$ می‌باشد.

p = ۱:

$$\text{تعداد گره ها} = n+p+2 = 2+1+2 = 5$$

$$U = \{u_{\cdot}, u_1, u_2, u_3, u_4\} = \left\{ \begin{matrix} \overbrace{\begin{matrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{matrix}}^{n+p+2} \\ \underbrace{\begin{matrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{matrix}}_{\substack{p+1 \\ N_{\cdot,\cdot} = \cdot}} \quad \underbrace{\begin{matrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{matrix}}_{\substack{p+1 \\ N_{2,\cdot} = \cdot}} \end{matrix} \right\} \Rightarrow u_{\cdot} = \cdot, u_1 = \cdot, u_2 = \cdot.5, u_3 = 1, u_4 = 1$$

$$N_{\cdot,\cdot} = \cdot$$

$$N_{1,\cdot} = \begin{cases} 1 & \text{if } 0 \leq u < 0.5 \\ \cdot & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$N_{2,\cdot} = \begin{cases} 1 & \text{if } 0.5 \leq u < 1 \\ \cdot & \text{otherwise} \end{cases}$$

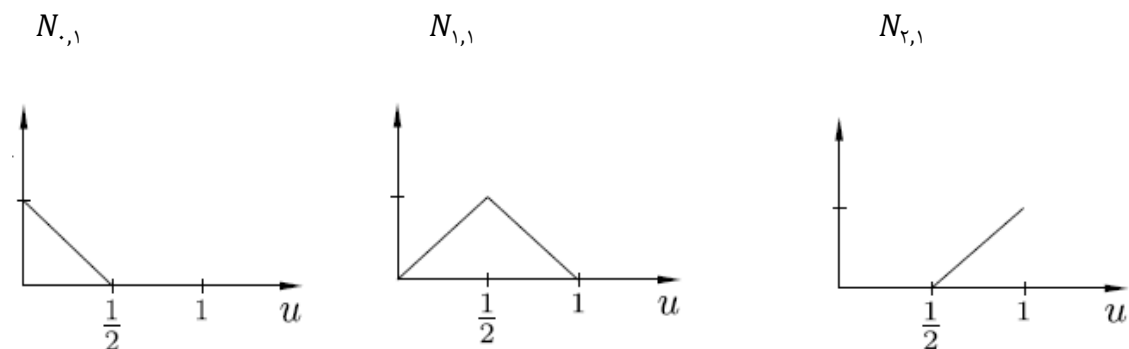
$$N_{3,\cdot} = \cdot$$

با جایگذاری مقادیر u_i و $N_{i,\cdot}$ بدست آمده، در رابطه (۵-۲) داریم:

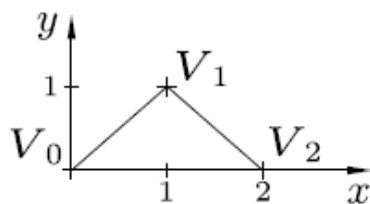
$$N_{\cdot,1} = \frac{u - u_{\cdot}}{u_1 - u_{\cdot}} N_{\cdot,\cdot} + \frac{u_{\tau} - u}{u_{\tau} - u_1} N_{1,\cdot} = \begin{cases} 1 - \tau u & \cdot \leq u < \cdot/\delta \\ \cdot & otherwise \end{cases}$$

$$N_{1,1} = \frac{u - u_1}{u_{\tau} - u_1} N_{1,\cdot} + \frac{u_{\tau} - u}{u_{\tau} - u_{\tau}} N_{\tau,\cdot} = \begin{cases} \tau u & \cdot \leq u < \cdot/\delta \\ \tau(1 - u) & otherwise \end{cases}$$

$$N_{\tau,1} = \frac{u - u_{\tau}}{u_{\tau} - u_{\tau}} N_{\tau,\cdot} + \frac{u_{\tau} - u}{u_{\tau} - u_{\tau}} N_{\tau,\cdot} = \begin{cases} \tau u - 1 & \cdot/\delta \leq u < 1 \\ \cdot & otherwise \end{cases}$$



شکل ۳-۳: تابع پایه ب-اسپلاین برای $N_{\cdot,1}$ ، $N_{1,1}$ و $N_{\tau,1}$



شکل ۳-۴: ب-اسپلاین درجه یک

$\mathbf{p} = \tau$:

$$\text{تعداد گره ها} = n + p + \tau = \tau + \tau + \tau = 6$$

$$U = \{u_{\cdot}, u_1, u_{\tau}, u_{\tau}, u_{\tau}, u_{\delta}\} = \left\{ \underbrace{\cdot, \cdot, \cdot}_{p+1}, \underbrace{1, 1, 1}_{p+1} \right\}$$

$$\Rightarrow u_{\cdot} = \cdot, u_1 = \cdot, u_{\tau} = \cdot, u_{\tau} = 1, u_{\tau} = 1, u_{\delta} = 1$$

برای حل $p=2$ باید ابتدا $p=0$ و سپس $p=1$ را بدست آوریم:

$$P=0: \quad N_{\cdot, \cdot} = 0$$

در دهانه‌ای که عدد دو سوی آن یکی باشد، صفر یا یک، مقدارش صفر می شود.

$$N_{1, \cdot} = 0$$

$$N_{\tau, \cdot} = \begin{cases} 1 & \text{if } 0 \leq u < 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$N_{\tau, \cdot} = 0$$

$$N_{\phi, \cdot} = 0$$

$$P=1: \quad N_{\cdot, 1} = \frac{u-u_{\cdot}}{u_1-u_{\cdot}} N_{\cdot, \cdot} + \frac{u_{\tau}-u}{u_{\tau}-u_1} N_{1, \cdot} = 0$$

$$N_{1, 1} = \frac{u-u_1}{u_{\tau}-u_1} N_{1, \cdot} + \frac{u_{\tau}-u}{u_{\tau}-u_1} N_{\tau, \cdot} = \begin{cases} 1-u & 0 \leq u < 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

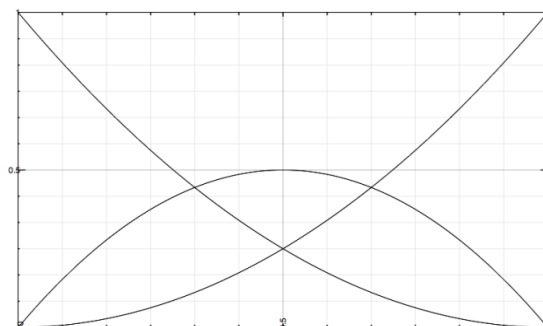
$$N_{\tau, 1} = \frac{u-u_{\tau}}{u_{\phi}-u_{\tau}} N_{\tau, \cdot} + \frac{u_{\phi}-u}{u_{\phi}-u_{\tau}} N_{\phi, \cdot} = \begin{cases} u & 0 \leq u < 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$N_{\tau, 1} = \frac{u-u_{\tau}}{u_{\phi}-u_{\tau}} N_{\tau, \cdot} + \frac{u_{\delta}-u}{u_{\delta}-u_{\phi}} N_{\phi, \cdot} = 0$$

$$P=2: \quad N_{\cdot, 2} = \frac{u-u_{\cdot}}{u_{\tau}-u_{\cdot}} N_{\cdot, 1} + \frac{u_{\tau}-u}{u_{\tau}-u_1} N_{1, 1} = \begin{cases} (1-u)^2 & 0 \leq u < 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$N_{1, 2} = \frac{u-u_1}{u_{\tau}-u_1} N_{1, 1} + \frac{u_{\phi}-u}{u_{\phi}-u_{\tau}} N_{\tau, 1} = \begin{cases} 2u(1-u) & 0 \leq u < 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

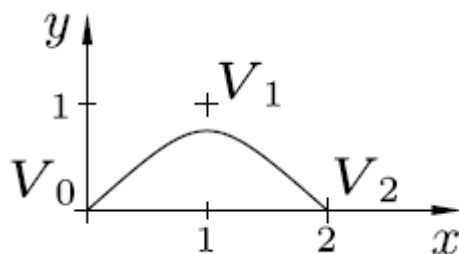
$$N_{\tau, 2} = \frac{u-u_{\tau}}{u_{\phi}-u_{\tau}} N_{\tau, 1} + \frac{u_{\delta}-u}{u_{\delta}-u_{\phi}} N_{\phi, 1} = \begin{cases} u^2 & 0 \leq u < 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



شکل ۳-۵: تابع پایه ب-اسپلاین $p=2$ برای $N_{\cdot, 2}$ ، $N_{1, 2}$ ، و $N_{\tau, 2}$

حال با جایگذاری در رابطه (۷-۳) برای منحنی درجه ۲ ب-اسپلاین داریم:

$$\begin{aligned}
 r(u) &= \sum_{i=0}^n N_{i,p} V_i \\
 &= \sum_{i=0}^2 N_{i,2} V_i = (1-u)^2 V_0 + 2u(1-u) V_1 + u^2 V_2 \\
 &= \sum_{i=0}^2 N_{i,2} V_i = (1-u)^2 \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} + 2u(1-u) \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} + u^2 \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2u(1-u) \\ 2u(1-u) + u^2 \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$



شکل ۳-۶: ب-اسپلاین درجه ۲ که بزیراسپلاین نیز می باشد

توجه شود که:

هر ب-اسپلاین که $n=p$ و بردار گره آن به شکل $U = \left\{ \underbrace{0, \dots, 0}_{p+1}, \underbrace{1, \dots, 1}_{p+1} \right\}$ باشد در واقع یک بزیراسپلاین

درجه p است (با مقایسه جواب این مثال برای $p=2$ و مثال ۱ برای $n=2$ ، این نکته قابل مشاهده

است) [۷].

۳-۳-۳ توابع پایه نربز

با استفاده از توابع پایه ب-اسپلاین برخی اشکال هندسی مثل دایره و بیضی را نمی‌توان با دقت زیاد مدلسازی نمود. برای رفع این مشکل با کسری و وزن دار کردن این توابع، توابع پایه نربز معرفی شدند [۵]. یک منحنی درجه p نربز را می‌توان بصورت زیر تعریف نمود:

$$r(u) = \sum_{i=.}^n \frac{N_{i,p}(u)w_i}{\sum_{j=.}^n N_{j,p}(u)w_i} V_i \quad , \quad a \leq u \leq b \quad (۳-۸)$$

که در این رابطه V_i نقاط کنترلی، w_i پارامترهای وزنی و $N_{i,p}(u)$ توابع پایه ب-اسپلاین درجه p می‌باشند که بر روی یک بردار غیریکنواخت و غیرپریودیک بصورت زیر، تعریف می‌شوند:

$$U = \left\{ \underbrace{a, \dots, a}_{p+1}, u_{p+1}, \dots, u_{m-p-1}, \underbrace{b, \dots, b}_{p+1} \right\} \quad (۳-۹)$$

با فرض $a=0$ ، $b=0$ و $w_i > 0$ برای همه i ها، تعریف منحنی را می‌توان بصورت ساده‌تر با معرفی

$R_{i,p}(u)$ بصورت زیر نوشت:

$$R_{i,p}(u) = \frac{N_{i,p}(u)w_i}{\sum_{j=.}^n N_{j,p}(u)w_i} \quad , \quad 0 \leq u \leq 1 \quad (۳-۱۰)$$

بنابراین داریم:

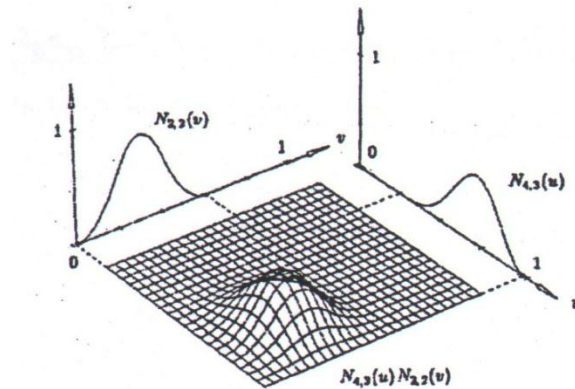
$$r(u) = \sum_{i=.}^n R_{i,p}(u)V_i \quad (۳-۱۱)$$

۳-۳-۴ تولید سطوح اسپلاین و نربرز^۱

الف) یک سطح ب-اسپلاین را با در نظر گرفتن دو بردار گرهی عمود بر هم $U = \{u., \dots, u_m\}$ و $S = \{s., \dots, s_{m'}\}$ می‌توان بصورت زیر بیان نمود:

$$r(u, s) = \sum_{i=.}^n \sum_{j=.}^m N_{i,p}(u) N_{j,q}(s) V_{i,j} \quad (۳-۱۲)$$

که در این رابطه $V_{i,j}$ نقاط کنترلی به تعداد $(n+1) \times (m+1)$ می‌باشند. در شکل (۳-۷) نحوه تولید توابع پایه ب-اسپلاین نشان داده می‌شود [۵].



شکل ۳-۷: توابع پایه ب-اسپلاین در تولید سطوح

مهمترین خواص این سطوح عبارتند از:

- مشتقات آنها دارای پیوستگی $p-۱$ در جهت u و $q-۱$ در جهت s در غیاب تکرار گره‌ها در بردار گرهی و یا نقاط کنترلی می‌باشند.

^۱ NURBS (Non Uniform Rational B-Spline)

- تکرار گره‌ها و نقاط کنترلی به اندازه k سبب کاهش تعداد مشتقات پیوسته به میزان k خواهد شد.

چهار مرحله برای محاسبه یک نقطه ثابت (u, s) روی یک سطح اسپلین می‌توان نوشت:

۱. پیدا کردن بازه گره برای جهت u که بصورت $u \in [u_i, u_{i+1})$ خواهد بود.

۲. محاسبه توابع پایه‌ای غیر صفر در جهت u که عبارتند از $N_{i-p,p}(u), \dots, N_{i,p}(u)$.

۳. تکرار مراحل بالا برای جهت s .

۴. ضرب مقادیر غیر صفر توابع پایه‌ای در نقاط کنترلی متناظر [۵].

برای مثال با فرض $p=q=2$ ، $r(u, s) = \sum_{i=.}^4 N_{i,2}(u) N_{j,2}(s) V_{i,j}$ ، $U = \{.,.,., \frac{2}{5}, \frac{3}{5}, 1, 1, 1\}$ و

$S = \{.,.,., \frac{1}{5}, \frac{1}{5}, \frac{4}{5}, 1, 1, 1\}$ آنگاه $r(\frac{1}{5}, \frac{3}{5})$ بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{3}{5} \in [s_4, s_5) \text{ و } \frac{1}{5} \in [u_2, u_3)$$

$$r\left(\frac{1}{5}, \frac{3}{5}\right) = [N_{.,2}(1/5) \quad N_{1,2}(1/5) \quad N_{2,2}(1/5)] \begin{bmatrix} V_{.,2} & V_{.,3} & V_{.,4} \\ V_{1,2} & V_{1,3} & V_{1,4} \\ V_{2,2} & V_{2,3} & V_{2,4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_{2,2}(3/5) \\ N_{3,2}(3/5) \\ N_{4,2}(3/5) \end{bmatrix}$$

(ب) یک سطح نربز را که دارای درجه p در جهت u و درجه q در جهت s بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$S(u, s) = \frac{\sum_{i=.}^n N_{i,p}(u) N_{j,q}(s) w_{i,j} V_{i,j}}{\sum_{i=.}^n \sum_{j=.}^m N_{i,p}(u) N_{j,q}(s) w_{i,j}} \quad 0 \leq u \leq 1, 0 \leq s \leq 1 \quad (13-3)$$

که $V_{i,j}$ نقاط کنترلی که به تعداد $(n+1) \times (m+1)$ می باشند و $w_{i,j}$ وزن مربوط به آنها می باشند، توجه شود که اگر وزن کلیه نقاط مساوی یک لحاظ شود، آنگاه منحنی ها و سطوح تولیدی را با عنوان اسپلاین می شناسیم و در غیر این صورت منحنی ها و سطوح نربز تولید می شوند. همچنین $N_{i,p}(u)$ و $N_{j,q}(s)$ توابع پایه ب-اسپلاین می باشند که به ترتیب از درجه p و q می باشند و بر روی بردارهای زیر تعریف می شوند:

$$U = \left\{ \underbrace{0, \dots, 0}_{p+1}, u_{p+1}, \dots, u_{r-p-1}, \underbrace{1, \dots, 1}_{p+1} \right\}$$

$$S = \left\{ \underbrace{0, \dots, 0}_{q+1}, s_{q+1}, \dots, s_{v-q-1}, \underbrace{1, \dots, 1}_{q+1} \right\}$$

توجه شود که روابط $r=n+p+1$ و $v=m+q+1$ نیز برقرار می باشند و اگر $R_{i,j}^{p,q}(u, s)$ را به شکل زیر تعریف کنیم:

$$R_{i,j}^{p,q}(u, s) = \frac{N_{i,p}(u)N_{j,q}(s)w_{i,j}}{\sum_{k=0}^n \sum_{l=0}^m N_{k,p}(u)N_{l,q}(s)w_{k,l}} \quad (3-14)$$

اکنون می توانیم رابطه (3-13) را با توجه به رابطه (3-14) بصورت زیر بازنویسی کنیم:

$$S(u, s) = \sum_{i=0}^n \sum_{j=0}^m R_{i,j}^{p,q}(u, s) V_{i,j} \quad (3-15)$$

با استفاده از رابطه (3-15) می توان هر گونه سطح و رویه پیچیده ای را مدل نمود که در اینجا در روش آیزوژئومتریک، برای حل مسائل از این روابط برای مدلسازی جواب ها استفاده می کنیم [8].

برای نمایش دقت نربزها در مقابل ب-اسپلاینها، در ادامه یک سطح ربع دایره‌ای با حفره داخلی

تولید می‌شود. برای این منظور از سه نقطه کنترلی بصورت $V = \{(1,0), (1,1), (0,1)\}$ برای مدلسازی مرز

حفره داخلی استفاده شده است. در شکل (۸-۳) کل نقاط کنترلی برای تولید این سطح نشان داده شده

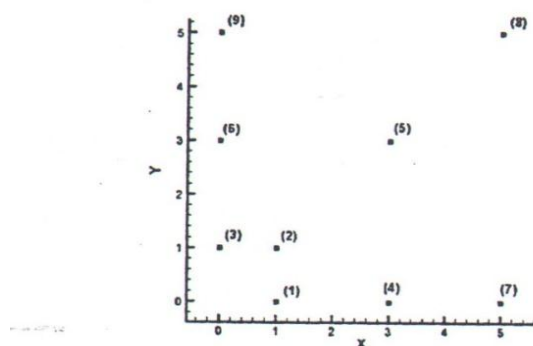
است. در شکل (۹-۳) نقطه‌ها معرف سطح تولید شده و خط چین‌ها مرزهای ربع دایره دقیق را نشان

می‌دهد. شکل‌های (۹-۳ الف) سطح ب-اسپلاین و (۹-۳ ب) سطح تولید شده توسط نربز را نمایش

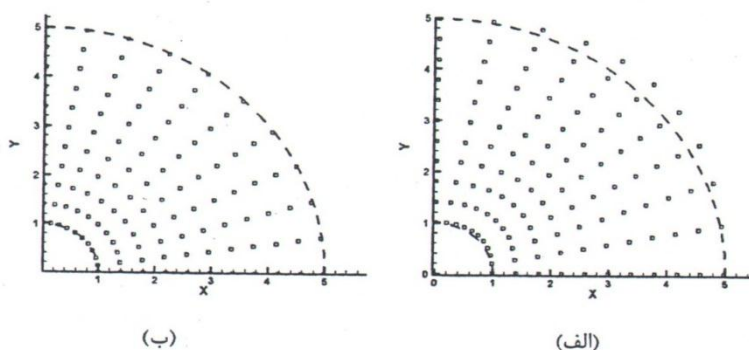
می‌دهند. در تولید این سطح به کمک نربز از وزن‌های $w_i = \frac{\sqrt{2}}{4}$ برای نقاط کنترلی $i=2,5,1$ و $w_i = 1$

برای سایر نقاط کنترلی استفاده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود دقت نربزها در مدلسازی دایره

بسیار بیشتر است [۵].



شکل ۸-۳: نقاط کنترلی برای تولید صفحه ربع دایره ای با حفره داخلی



شکل ۹-۳: مدلسازی سطح ربع دایره با استفاده از (الف) ب-اسپلاینها (ب) نربزها

۳-۳-۵ تولید احجام نربز

مشابه منحنی ها و سطوح برای احجام نربز نیز می توان نوشت:

$$V(u, s, t) = \sum_{i=.}^{n_1} \sum_{j=.}^{n_2} \sum_{k=.}^{n_3} \frac{N_{i,p_1}(u) N_{j,p_2}(s) N_{k,p_3}(t) w_{i,j,k}}{\sum_{e=.}^{n_1} \sum_{f=.}^{n_2} \sum_{g=.}^{n_3} N_{e,p_1}(u) N_{f,p_2}(s) N_{g,p_3}(t) w_{e,f,g}} P_{i,j,k}$$

$$= \sum_{i=.}^{n_1} \sum_{j=.}^{n_2} \sum_{k=.}^{n_3} R_{i,j,k} P_{i,j,k} \quad (۳-۱۶)$$

که در این رابطه $P_{i,j,k}$ نقاط کنترلی که به تعداد $(n_1 + 1) \times (n_2 + 1) \times (n_3 + 1)$ می باشند. $w_{i,j,k}$ وزنهای متناظر با نقاط کنترلی و $N_{i,p_1}(u)$ ، $N_{j,p_2}(s)$ و $N_{k,p_3}(t)$ به ترتیب توابع پایه ب-اسپلاین درجه p_1 ، p_2 و p_3 می باشند [۵].

۳-۴ اساس روش تحلیل آیزوژئومتری

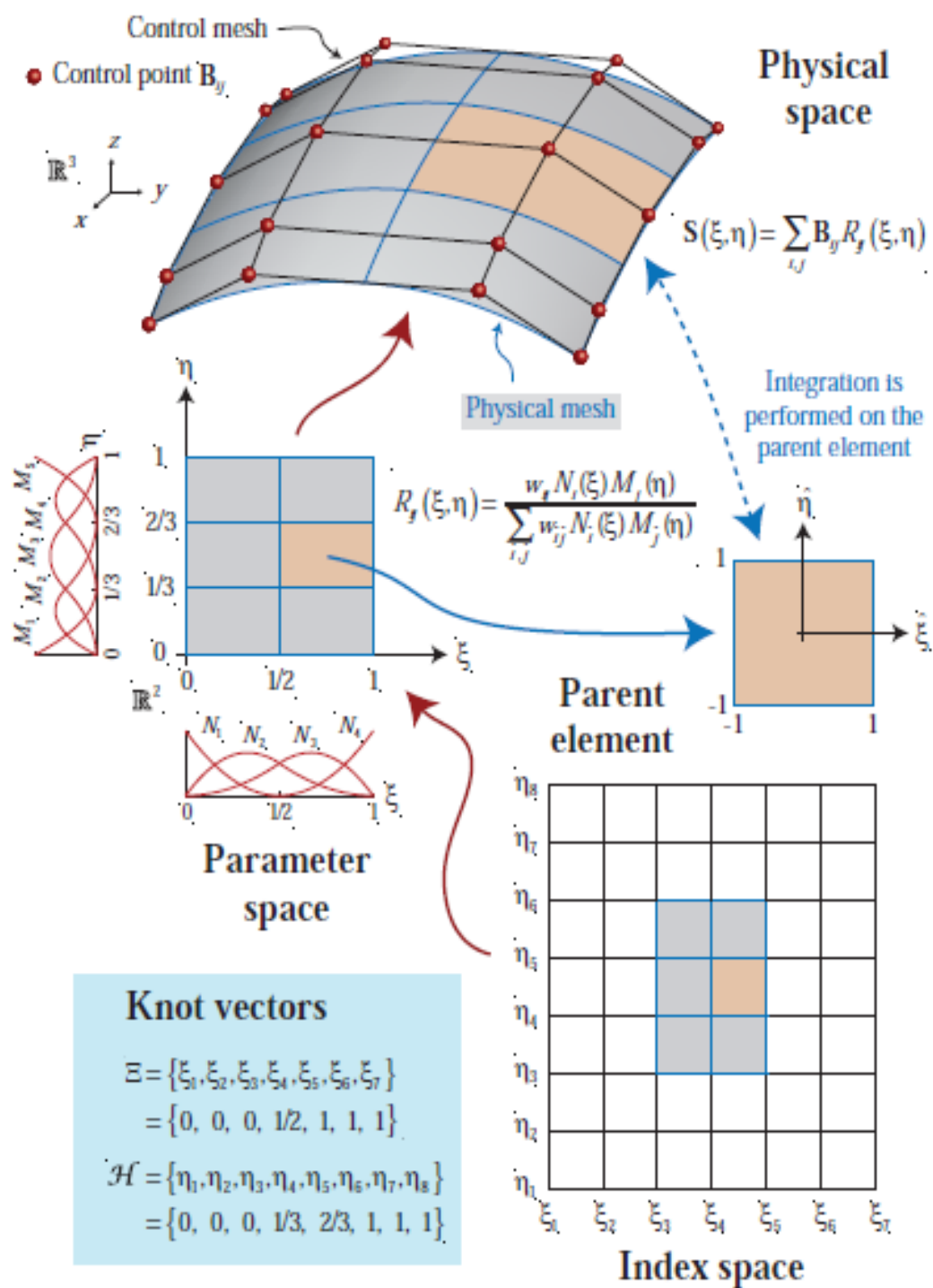
روش آیزوژئومتری، مشابه همه روش های عددی که برای تحلیل سازه ها و یا به طور کلی برای حل معادلات دیفرانسیل حاکم بر آن ها بکار می روند، نیاز به تقریب توابع مجهول و همچنین گسسته سازی دامنه دارد. برای این منظور توابع پایه اسپلاین و یا نربز در این روش به کار گرفته می شوند. به این ترتیب امکان مدلسازی دقیق هندسه ایجاد می شود. نقاط کنترلی که برای تعریف ب-اسپلاین و نربز استفاده

می‌شوند، نقش نقاط شبکه و یا گره‌های گسسته‌سازی در روش‌های تفاضل محدود و اجزای محدود را بازی می‌کنند. با توجه به اینکه این روش برای تقریب توابع مجهول و مدلسازی دقیق هندسه از توابع پایه یکسان استفاده می‌کنند، برگرفته از مفهوم آیزوپارامتریک در روش اجزای محدود، روش آیزوژئومتریک نامگذاری شده است [۹].

در روش اجزای محدود، دامنه به اجزای کوچکتري به نام المان تقسیم‌بندی می‌شود. به مجموعه این المانها که کل هندسه دامنه را تعريف می‌کنند، شبکه اجزای محدود اطلاق می‌شود. هر المان به دو فرم فیزیکی^۱ و پایه‌ای^۲ نمایش داده می‌شود. به این معنی که روابط توابع پایه، که در روش اجزای محدود به توابع شکل و یا درونیایی معروف می‌باشند، در فرم پایه‌ای استخراج می‌گردند و سپس با استفاده از یک نگاشت به فرم فیزیکی تبدیل می‌شوند.

در روش آیزوژئومتریک نقاط کنترلی لزوماً بر هندسه و فیزیک حل منطبق نیستند و بنابراین دو مفهوم شبکه کنترلی و فیزیکی در این روش مطرح است (شکل ۳-۱۱). نقاط کنترلی، شبکه کنترلی را ایجاد می‌کنند که این شبکه در مسائل دوبعدی شامل اعضای چهار ضلعی و در مسائل سه‌بعدی شامل اعضای شش وجهی است. نقاط کنترلی توسط این شبکه درونیایی می‌شوند. در این روش همچنین درجات آزادی که در نقاط کنترلی تعريف می‌شود را متغیرهای کنترلی می‌نامند.

^۱ Physical element
^۲ Base element



شکل ۳-۱۱: نمایش ارتباط فضای فیزیکی و فضای پارامتریک برای یک زیردامنه

شبکه فیزیکی که برای مثال در شکل (۳-۱۱) نمایش داده شده است، تقسیم‌بندی هندسه واقعی مسئله است. این شبکه شامل دو فرم کلی است. اول زیردامنه‌ها^۱ و دوم اجزای گرهی^۲. زیردامنه‌ها که می‌توان آنها را المان‌های بزرگ^۳ نیز نامید، همانند روش اجزای محدود به یکدیگر متصل می‌شوند و در نهایت نیز ماتریس‌های ضرایب آنها را با یکدیگر بطور معمول اسمبل می‌شوند. هر زیردامنه به اجزای گرهی و یا فضای گرهی تقسیم می‌شود که به آنها المان‌های کوچک^۴ نیز اطلاق می‌شود. در گره‌های این اجزا توابع پایه دارای پیوستگی C^{p-m} خواهند بود که p درجه چندجمله‌ای و m تعداد تکرار نقاط گرهی در بردار گره می‌باشد. در ادبیات این روش زمانی که از کلمه "المان" بدون پسوند استفاده می‌شود، به معنی المان‌های گرهی است. لازم به ذکر است که بسیاری از مسائل آکادمیک را می‌توان بدون در نظر گرفتن زیردامنه‌ها حل نمود[۵].

بنابراین می‌توانیم بگوئیم روند کلی محاسبات در روش آیزوژئومتریک مشابه روش اجزای محدود است. به لحاظ محاسباتی این دو روش نسبت به یکدیگر دو تفاوت عمده دارند که عبارتند از نحوه محاسبات توابع پایه و نگاشت مربوط به آنها. محاسبات توابع پایه در روش آیزوژئومتریک به صورت تکراری با استفاده از درجه‌های پایین‌تر انجام می‌شود و بنابراین به لحاظ زمانی بسیار سریع است. محاسبات مربوط به ژاکوبی از المان گرهی در فضای پارامتری تا فضای فیزیکی متناظر، شامل دو مرحله است. مرحله اول، نگاشت مربوط به المان گرهی تا المان پایه و مرحله دوم، المان پایه تا شبکه کنترلی فیزیکی که منجر به تولید فضای فیزیکی متناظر می‌گردد. مرحله دوم این پروسه به لحاظ زمانی مشابه روش اجزای محدود است و نگاشت اول هم به لحاظ محاسباتی بسیار ناچیز است و تاثیر زیادی در زمان حل نخواهد داشت[۵].

^۱ Patches
^۲ Knot elements
^۳ Macro elements
^۴ Micro elements

۳-۵ تفاوت‌ها و شباهت‌های روش اجزای محدود و آیزوژئومتریک

با توجه به نکات یاد شده می‌توان تفاوت‌های روش اجزای محدود با روش آیزوژئومتریک بر اساس

توابع پایه نریز را بصورت جدول زیر بیان نمود:

جدول ۳-۱ تفاوت‌های روش‌های اجزای محدود و آیزوژئومتریک [۱۰]

روش اجزای محدود	روش آیزوژئومتریک
هندسه تقریبی	دقت بالا در مدلسازی هندسه
نقاط گرهی	نقاط کنترلی
متغیرهای گرهی	متغیرهای کنترلی
توابع پایه ای بر اساس چندجمله‌ای‌ها	توابع پایه‌ای نریز
پیوستگی C^0 بین المانی	پیوستگی کنترل شده

همچنین شباهت‌های این روش با روش اجزای محدود بطور خلاصه بصورت زیر می‌باشد:

جدول ۳-۲ نقاط اشتراک روش‌های اجزای محدود و آیزوژئومتریک [۱۰]

روش‌های تحلیل آیزوژئومتریک و اجزای محدود
• مفهوم آیزوپارامتریک • روش‌های حل معادلات دیفرانسیل • نحوه نوشتن کدهای کامپیوتری • اقناع شدن تست‌های استاندارد^۱ • خاصیت تاثیرگذاری در ناحیه محدود شده^۲ • Partition of unity

^۱ Patch tests

^۲ Compacity Supported Basis

فصل چهارم

بهینه‌سازی سازه‌ها

۴-۱ مقدمه

بهینه‌سازی عبارتست از رسیدن به بهترین نتیجه، در مورد یک عملیات، در حالی که محدودیت‌های مشخصی برآورده شده باشد. کتاب‌های دوگلاس وایلد^۱ [۱۱] مجموعه جالبی در مورد ریشه کلمه بهینه و طراحی بهین ارائه می‌دهد. بر اساس تعریف وایلد طراحی بهین « بهترین طراحی قابل قبول بر اساس یک معیار کیفی شایستگی از پیش تعیین شده » می‌باشد [۱۲].

در مسائل سازه، پس از مرحله تحلیل و استخراج مقادیر مجهول تغییر مکان‌ها و تنش‌ها، از این نتایج برای طرح مهندسی سازه استفاده می‌شود. هدف از این طرح یافتن بهترین سازه به لحاظ عملکرد و اقتصادی بودن آن است. در ادبیات موضوع به این مرحله، بهینه‌سازی سازه‌ها اطلاق می‌شود [۵].

یکی از انواع مسائل بهینه‌سازی، بهینه‌سازی شکل می‌باشند که در این فصل به آن اشاره خواهد شد. به طور کلی فرآیند بهینه‌سازی شکل دارای سه مرحله شامل توصیف و اصلاح پارامتری هندسه (مدل طراحی)، تحلیل پاسخ سازه (مدل تحلیل) و الگوریتم بهینه‌سازی است. در مدل طراحی حوزه‌ی هندسی با استفاده از پارامترهایی (متغیرهای طراحی) که با تغییرات شکل در ارتباط هستند توصیف می‌شوند. در مدل تحلیل پاسخ سازه با استفاده از روش‌های عددی مانند اجزای محدود محاسبه می‌شود. در نهایت الگوریتم بهینه‌سازی کنترل فرآیند تکرار را برای نزدیک شدن به مقدار بهینه در دست می‌گیرد.

این فصل همچنین به کاربرد روش ایزوژئومتری در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها می‌پردازد. استفاده از روش ایزوژئومتریک کمک خواهد کرد که در هر مرحله از بهینه‌سازی تغییر هندسه نیازمند ایجاد شبکه‌بندی مجدد اجزای محدود نباشد. بنابراین زمان انجام بهینه‌سازی به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. در سالهای اخیر با توجه به معرفی روش ایزوژئومتریک، روش‌های بهینه‌سازی شکل با بکارگیری این روش

^۱ Douglas Wilde

معرفی شده‌اند که از آن جمله می‌توان به وال و چو در سال‌های ۲۰۰۸ و ۲۰۰۹ [۱۴،۱۳] در مسائل دوبعدی و حسنی در سال ۲۰۰۹ [۱۵] در مسائل سه‌بعدی اشاره کرد.

۲-۴ مبانی رابطه‌سازی مسأله

۱-۲-۴ متغیرهای طراحی

در بهینه‌سازی یا بهبود بخشیدن به یک سازه، به طور ضمنی اختیار تغییر سازه یک پیش فرض است. پتانسیل تغییر به طور معمول بر اساس محدوده‌ای از تغییرات در تعدادی از پارامترها بیان می‌شود. چنین پارامترهایی در اصطلاح بهینه‌سازی، معمولاً متغیرهای طراحی نامیده می‌شوند که می‌توان آنها را با یک بردار $X = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ نشان داد. متغیرهای طراحی می‌توانند ابعاد سطح مقطع یا اندازه اعضا، پارامترهای کنترل هندسه سازه، خواص مصالح آن و غیره باشند. متغیرهای طراحی ممکن است مقادیر پیوسته یا گسسته داشته باشند. متغیرهای طراحی پیوسته یک محدوده تغییرات دارند و می‌توانند هر مقدار در آن محدوده را بگیرند. متغیرهای طراحی گسسته تنها می‌توانند مقادیر خاصی داشته باشند که معمولاً از بین یک سری از مقادیر مجاز خواهند بود [۱۲].

۲-۲-۴ تابع هدف

مفهوم بهینه‌سازی ایجاب می‌کند که تابع شایستگی $f(x)$ یا توابع شایستگی $f(x) = [f_1(x), f_2(x), \dots, f_p(x)]$ وجود داشته باشد که بتوان بهبود یابد و از آن به عنوان معیار موثر بودن طراحی استفاده شود. اصطلاح معمول برای چنین توابعی، توابع هدف است. بهینه‌سازی با بیشتر از یک تابع هدف را بطور کلی بهینه‌سازی چند معیاری می‌گویند. برای مسائل بهینه‌سازی سازه‌ها، وزن، تغییر مکان‌ها، تنش‌ها، بسامدهای ارتعاشی، بارهای کمانش، و هزینه یا هر ترکیبی از این‌ها را می‌توان به عنوان توابع هدف به کار برد.

کارکردن با توابع هدف چندگانه پیچیده است و معمولاً از آن پرهیز می‌شود. دو روش شهودی عمومی برای کاهش تعداد توابع هدف به یک تابع وجود دارد: روش اول این است که یک تابع هدف مرکب که جایگزین همه توابع هدف شود، درست کنیم. روش شهودی دوم، انتخاب مهمترین آن‌ها به عنوان تنها تابع هدف و اعمال محدودیت به جای سایر توابع هدف می‌باشد. وقتی چگونگی وزن دادن و انتخاب تابع هدف مهم در میان توابع هدف شهوداً روشن نباشد، یک راهبرد سیستماتیک برای مسئله استفاده از شاخه‌ای از برنامه‌ریزی ریاضی که بهینه‌سازی ادج‌ورث-پارتو^۱ نامیده می‌شود و درباره توابع چندگانه بحث می‌کند، می‌باشد. بردار متغیرهای طراحی x^* را بهین ادج‌ورث-پارتو می‌گویند اگر برای هر بردار x دیگر یا مقادیر تمام توابع هدف یکسان باشند، یا حداقل یکی از آن‌ها نسبت به مقدارش در x^* بدتر باشد [۱۲].

۴-۲-۳ قیدها

حدودی که برای متغیرهای طراحی وجود دارد و نمی‌توانند از آن مقادیر تجاوز کنند را قیدهای طراحی می‌گویند. قیدهای طراحی به دو دسته قیدهای نامساوی که حد بالا و پایین مقادیر را اعمال می‌کنند و قیدهای تساوی تقسیم می‌شوند.

بعضی از راهبردهای حل مسائل بهینه‌سازی غیرخطی نمی‌توانند قیدهای تساوی را در نظر بگیرند و تنها قیدهای نامساوی را در رابطه‌سازی می‌توان معرفی کرد. که یک روش برای تبدیل قیدهای تساوی به نامساوی این است که قید تساوی را با دو قید نامساوی که حد بالا و پایین را تشکیل می‌دهند، جایگزین کنیم. روش دیگری که عملی‌تر نیز می‌باشد این است که با استفاده از تکنیک‌های ضرایب لاگرانژ تابع هدف جدید با قیدهای مساوی در مسئله به فرم لاگرانژی نوشته شود که در اینصورت شکل کلی مسئله بصورت قیدهای نامساوی خواهد شد [۱۲].

^۱ Edgeworth-Pareto

۴-۲-۴ رابطه سازی استاندارد

شکل استاندارد به صورت زیر می باشد:

$$f(X) \quad \text{تابع} \quad (۱.۴)$$

$$g_j(X) \geq 0, \quad j = 1, \dots, n_g \quad \text{را مشروط به}$$

$$h_k(X) = 0, \quad k = 1, \dots, n_e$$

مینیمم کنید.

در حالی که X نشان دهنده بردار متغیرهای طراحی با مولفه های $x_i, i=1, \dots, n$ می باشد.

این که مسئله بهینه سازی یک مسئله مینیمم سازی باشد و نه یک ماکزیمم سازی، یک محدودیت نیست، زیرا به جای ماکزیمم سازی یک تابع همیشه این امکان وجود دارد که منفی آن مینیمم شود. همچنین در مورد قیدهای نامساوی نیز می تواند صدق کند.

یک مسئله بهینه سازی را خطی گویند، هنگامی که هم تابع هدف و هم قیدها، توابع خطی از متغیرهای طراحی x_i باشند. که مسائل بهینه سازی خطی با شاخه ای از برنامه ریزی ریاضی که برنامه ریزی خطی نامیده می شود، حل می شوند. مسئله بهینه سازی غیر خطی گفته می شود اگر تابع هدف یا قیدها، توابع غیر خطی از متغیرهای طراحی باشد [۱۲].

۴-۳ فرآیند حل

به طور کلی روش های بهینه سازی به دو گروه عددی و تحلیلی تقسیم می شوند. شیوه های تحلیلی نظیر حساب تغییرات، حساب دیفرانسیل، روش مضارب لاگرانژ و شیوه های عددی مانند برنامه ریزی خطی، روش های جستجوی مستقیم، روش های مبتنی بر گرادیان، تابع جریمه و... می باشد [۱۶].

روش‌های جستجوی عددی با یک طراحی اولیه شروع می‌شوند و با گام‌های کوچکی مقدار تابع هدف یا میزان مقبولیت قیدها، و یا هر دو را بهبود می‌بخشند. هنگامی که نتوان بدون نقض قید، در بهبود بخشیدن به تابع هدف پیشرفتی حاصل کرد، جستجو متوقف می‌شود. بعضی از روشهای بهینه‌سازی هنگامی که بهبود تابع هدف بسیار کند می‌شود، متوقف می‌شوند. راه دیگر بررسی بهینگی استفاده از شرایط لازم، که شرایط کان-تاکر نامیده می‌شود، است که باید در مینیمم صدق کند. برای نشان دادن تعداد متغیرهای طراحی ما معمولاً از n استفاده می‌کنیم، پس جستجو برای بهین در یک فضای n بعدی از متغیرهای حقیقی R^n انجام می‌شود. هر نقطه از این فضا امکان یک طراحی را تشکیل می‌دهد.

در مسائل بهینه‌سازی سازه‌ها، قیدهایی مانند تنش‌ها، تغییر مکان‌ها یا قیدهای بسامد روی طراحی اعمال می‌شوند که مهمند. یعنی چنین قیدهایی طراحی نهایی را تحت تاثیر قرار می‌دهند و تابع هدف را وادار می‌سازند که نسبت به حالت بدون قید، مقدار بالاتری داشته باشد.

به طور کلی، فضای متغیرهای طراحی را به ناحیه قابل قبول و غیرقابل قبول تقسیم می‌کنیم. ناحیه قابل قبول همه نقاط طراحی امکان‌پذیر که همه قیود را برآورده می‌کنند را شامل می‌شود. ناحیه غیرقابل قبول مجموعه نقاط طراحی است که دست کم یکی از قیود را نقض می‌کنند. از آن جا که ما انتظار داریم قیدها، طراحی بهین را تحت تاثیر قرار دهند، در طراحی بهین بعضی از قیدها بحرانی خواهند بود. این وضعیت معادل این است که بهین در مرز بین ناحیه قابل قبول و غیرقابل قبول باشد. قیدهای نامساوی در رابطه‌سازی استاندارد معادله (۱.۴) وقتی بحرانی هستند که برابر صفر باشند. این قیدها را قیدهای فعال نیز می‌نامند، در حالی که قیدهای دیگر غیرفعال یا سست هستند.

می‌توان این طور برداشت شهودی کرد که در واقع فرض می‌شود، تمام قیدها فعال در طراحی بهین موثرند، یعنی اگر آن‌ها را برداریم تابع هدف می‌تواند بهبود یابد. این مطلب همیشه درست نیست. امکان دارد که قیدی فعال باشد و در صورت برداشتن آن طراحی بهین تغییری نکند. بسیاری از روش‌های

بهینه‌سازی همراه محاسبه طرح بهین تعدادی عدد را، هر کدام برای یک قید فعال، بدست می‌آورند که ضربگرهای لاگرانژ نامیده می‌شوند و معیار حساسیت طراحی بهین نسبت به تغییر هر یک از قیدها را اندازه گیری می‌کند. وقتی ضربگرهای لاگرانژ مربوط به یک قید صفر است، یعنی با تقریب مرتبه یک، برداشتن این قید تاثیری در مقدار بهین تابع هدف ندارد.

این ضربگرها اطلاعات طراحی بسیار مهمی نیز می‌دهند زیرا در بسیاری از کاربردهای بهینه‌سازی سازه‌ها در انتخاب پارامترهایی که قیدها را مشخص می‌کنند مانند حدود تنش یا مقادیر حداقل متغیرها، تا اندازه‌ای آزادی عمل وجود دارد. به عنوان مثال، وقتی تنش را در یک سازه فولادی اعمال می‌کنیم، از پیش شماره فولادی که به کار می‌رود انتخاب می‌کنیم. برای تخمین اثر تغییر در حد تنش روی تابع هدف می‌توانیم از ضربگرهای لاگرانژ استفاده کنیم. اگر ببینیم طراحی بهین به این مقدار حد تنش خیلی حساس است، می‌توانیم از فولادی با شماره بهتر استفاده کنیم.

یکی از مسائل اساسی در بیشتر روش‌های حل بهینه‌سازی بدست آوردن مجموعه قیدهای فعال است. اگر روش حل به شکلی است که هنگام جستجو همه قیدها را در نظر می‌گیرد، هزینه محاسبات بهینه‌سازی به طور چشمگیری اضافه می‌شود. اگر از طرف دیگر، روش حل تنها قیدهای فعال یا نزدیک به فعال را در طراحی آزمایشی در نظر بگیرد، به خاطر نوسان در مجموعه قیدهای فعال ممکن است همگرایی فرآیند بهینه‌سازی با خطر مواجه شود. معمولاً بیشتر روش‌های بهینه‌سازی را با یک راهبرد مجموعه فعال، که برای مشخص کردن مجموعه قیدهایی که باید در هر طراحی آزمایش در نظر گرفته شود به کار می‌رود، کامل می‌سازد.

هنگام فرآیند بهینه‌سازی ما از یک نقطه طراحی به نقطه دیگر حرکت می‌کنیم. در میان روش‌های بهینه‌سازی متعدد، اکثر آنها برای حرکت، چهار گام اساسی را بر می‌دارند:

- گام اول: انتخاب مجموعه قید فعال است.
- گام دوم: محاسبه جهت جستجوست بر اساس تابع هدف و مجموعه قید فعال. بعضی از روش‌ها (مانند روش تصویر گرادیان) جهتی را جستجو می‌کنند که بر مرز قید فعال مماس باشد. روش‌های دیگری مانند جهت قابل قبول یا تابع جریمه داخلی جهتی را جستجو می‌کنند که از مرز قید دور شوند.
- گام سوم: تعیین مقدار حرکت در جهتی که در گام قبلی مشخص شده است. این گام اغلب با فرآیندی که جستجوی خطی یک‌بعدی نامیده می‌شود به انجام می‌رسد، زیرا به دنبال یافتن مقدار یک عدد اسکالر است که فاصله مقدار حرکت در امتداد جهت مورد نظر را تعیین می‌کند.
- گام چهارم: گام همگرایست که مشخص می‌کند آیا حرکت دیگری لازم است یا خیر [۱۲].

۴-۴ انواع روش‌های بهینه‌سازی سازه‌ها

در بهینه‌سازی سازه‌ها روش‌های بسیاری به وجود آمده و استفاده شده‌اند. در این بخش از میان آن‌ها، دو روش SLP و SQP ارائه می‌شود که روش SQP مورد استفاده در این پایان‌نامه قرار خواهد گرفت.

به طور کلی می‌توان روش‌های بهینه‌سازی را به دو دسته خطی و غیرخطی تقسیم کرد. برنامه‌ریزی خطی به حل مسائل خطی می‌پردازد، و البته درصد کمی از مسائل فیزیکی هستند که این خاصیت را داشته باشند. بنابراین پاره‌ای از روش‌ها به تقریب خطی مسائل غیرخطی می‌پردازد و از آن جمله می‌توان به روش SLP اشاره نمود. حل مسائل خطی به سادگی با روش‌هایی همچون سیمپلکس قابل انجام است. بنابراین می‌توان مسائل غیرخطی زیادی را با این روش حل کرد. دسته دیگری از روش‌ها وجود دارند که به مسائل محدب (یک مجموعه را محدب گوییم هرگاه همه‌ی نقاط روی خطی که دو نقطه‌ی موجود در

مجموعه را به هم وصل می کند، درون مجموعه باشند) می پردازند. اگرچه بسیاری از مسائل بهینه سازی غیرمحدب هستند، اما با روش هایی همچون SQP^۱ آن ها را تقریب زده و به مسائل محدب تبدیل کرد [۱۷].

۴-۴-۱ تقریب برنامه ریزی خطی ترتیبی (SLP)

در برخی از مسائل بهینه سازی سازه ها تابع هدف و همه ی قیدها به عنوان توابعی صریح از متغیرهای طراحی نوشته می شوند اما در اکثر مسائل یافتن چنین توابع صریحی غیرممکن است. برای حل این مشکل لازم است مسئله ی اصلی را به مجموعه ای از زیرمسئله های صریح که تقریبی از مسئله ی اصلی هستند تبدیل کنیم و به جای مسئله ی اصلی این زیرمسئله ها را حل کنیم. در ادامه دو مورد از این تقریب ها را که تقریب های محدب هستند و کاربرد زیادی در حل مسائل بهینه سازی شکل دارند، معرفی می کنیم.

در SLP تابع هدف و توابع قید همگی در متغیر طراحی x^k به کمک دو جمله ای اول بسط تیلور تقریب زده می شوند و به توابعی خطی تبدیل می شوند. این عمل مسئله را به شکل زیر تقریب می زند :

$$(SLP) = \begin{cases} \min_x g.(x^k) + \nabla g.(x^k)^T(x - x^k) \\ s. t. \quad g_i(x^k) + \nabla g_i(x^k)^T(x - x^k) \leq 0, \quad i = 1, \dots, l \quad x \in X \\ -l_j^k \leq x_j - x_j^k \leq u_j^k, \quad j = 1, \dots, n \end{cases} \quad (2.4)$$

که در آن u_j^k و l_j^k حدود جابجایی هستند و به این دلیل به کار می روند که خطی سازی انجام شده فقط در نزدیکی طراحی موجود معتبر است. این حدود در طی روند تکرار مسئله توسط کاربر اصلاح

^۱ Sequential Quadratic Programming

می شوند. هنگامی که $g_i(x^k)$ و $\nabla g_i(x^k)$ محاسبه شدند تمام عبارتها به عنوان توابع صریح از x مشخص شده اند، بنابراین SLP در حقیقت تقریب صریحی از مسئله ی بهینه سازی است.

از آنجایی که تابع هدف و تمام قیدها توابع نسبی از x هستند و به عبارتی همه ی آنها را می توان به شکل $a^T x + b$ که a و b در آن ثابت هستند، نوشت و نتیجه می گیریم که این توابع محدب هستند. در نتیجه SLP یک مسئله محدب است. با توجه به اینکه SLP یک تقریب خطی است مسئله ی به دست آمده را می توان به کمک روش هایی همچون الگوریتم سیمپلکس حل کرد [۱۷].

۴-۲ برنامه ریزی درجه دوم ترتیبی (SQP)

با اضافه کردن عبارت درجه دو بسط تیلور به تابع هدف در SLP به تقریب برنامه ریزی درجه دوم ترتیبی SQP می رسیم :

$$(SQP) = \begin{cases} \min_x g.(x^k) + \nabla g.(x^k)^T(x - x^k) + \frac{1}{2}(x - x^k)^T H(x^k)(x - x^k) \\ s.t. \quad g_i(x^k) + \nabla g_i(x^k)^T(x - x^k) \leq 0, & i = 1, \dots, l \\ x \in X \end{cases} \quad (3.4)$$

که در آن $H(x^k)$ نشان دهنده تقریب مرتبه اول و مثبت نیمه قطعی هسین تابع g در x^k است. این تقریب منجر به تابع هدف محدب می شود و بنابراین SQP یک مسئله محدب می باشد. ما از هسین واقعی در این تقریب استفاده نمی کنیم زیرا می خواهیم این تقریب یک تقریب مرتبه اول باشد. همچنین در این تقریب نیازی به حدود جابه جایی نمی باشد زیرا SQP نسبت به SLP تقریب بهتری از مسئله ی اصلی می زند [۱۷].

۴-۵ انواع مسائل بهینه‌سازی سازه‌ها

طراحی مهندسی را می‌توان به سه مرحله تقسیم کرد. در مرحله‌ی نخست با توجه به فضای طراحی، فرم و سیستم سازه مشخص می‌شود. مرحله‌ی دوم به تعیین شکل سازه و مشخصات هندسی مرزهای آن اختصاص دارد. مرحله‌ی سوم، مرحله‌ی طرح جزئیات سازه می‌باشد. این تقسیم‌بندی سبب پیدایش سه دسته روش بهینه‌سازی سازه شده است که به ترتیب عبارتند از: بهینه‌سازی توپولوژیک، شکل و ابعادی (اندازه) سازه.

- بهینه‌سازی توپولوژی: هدف یافتن تعداد حفره‌ها، شکل و محل قرارگیری آن‌ها در فضای طراحی است. این مرحله معمولاً با بهینه‌سازی شکل ادامه می‌یابد.
- بهینه‌سازی شکل: هدف از بهینه‌سازی شکل سازه‌ها یافتن هندسه مرزهای بهینه به گونه‌ای است که رفتار خاصی از سازه در بهترین وضعیت باشد و یا به این معنی که تابع هدف مینیمم گردد. (با تغییر مرزهای هندسی سازه حالت بهینه بدست آید).
- بهینه‌سازی ابعادی: در بهینه‌سازی ابعادی، شکل و توپولوژی ثابت بوده و ابعاد مقطع اعضا بهینه می‌گردد.

بدون شک روش‌های تحلیل و طراحی مهندسی به یکدیگر وابسته‌اند. مراحل بهینه‌سازی شکل و توپولوژی کاملاً وابسته به هندسه می‌باشند و با تغییر آن در مراحل مختلف بهینه‌سازی در واقع مدل تحلیل را نیز تغییر می‌دهند [۵].

۴-۵-۱ مسائل ویژه در ارتباط با بهینه‌سازی شکل

عبارت بهینه‌سازی شکل در این جا به مفهوم فراگیر آن به کار می‌رود. در یک مدل اجزای محدود، بهینه‌سازی شکل به مسائلی اطلاق می‌شود که در آن‌ها می‌خواهیم محل گره‌های مدل اجزای محدود یا

اتصال اجزا را (به عنوان مثال حذف اجزا را) تغییر دهیم. بهینه‌سازی شکل از این نظر بر عکس مسائل بهینه‌سازی ابعادی است که در بهینه‌سازی ابعاد ما سختی جزء را تغییر می‌دهیم، مانند مساحت‌های سطح مقطع میله‌ها یا ضخامت صفحه‌ها. بهینه‌سازی شکل غالباً به حالت خاصی از طراحی بهین مرزهای اجزای سازه‌های دوبعدی و سه‌بعدی اطلاق می‌شود. در مفهوم جامع‌تر، به بهینه‌سازی هندسه سازه‌های اسکلتی، و بهینه‌سازی توپولوژی (ساختاری) که چگونگی اتصال سازه را مشخص می‌کند (به عنوان مثال، کدام گره‌ها با اجزا به هم متصل می‌شوند) نیز اطلاق می‌شود.

مسائل بهینه‌سازی شکل غالباً از مسائل بهینه‌سازی ابعاد مشکل‌ترند. ابتدا بهینه‌سازی مرز شکل یک جسم دو یا سه بعدی را در نظر بگیرید. محاسبه مشتقات حساسیت برای این مسائل بهینه‌سازی شکل با مسأله دقت مرتبط است. مسئله‌ی جدی دیگر تغییرشکل تقسیم‌بندی‌هاست. با تغییرشکل سازه، باید تقسیم‌بندی اجزای محدود را تغییر دهیم. قواعد تقسیم‌بندی مجدد سازه که با تغییر مرز موقعیت گره‌ها را تعیین می‌کنند معمولاً به اجزای محدود به شدت تغییرشکل یافته می‌انجامند و همزمان دقت کم می‌شود. این مسئله را می‌توان با تقسیم‌بندی مجدد دستی در فرآیند بهینه‌سازی (که بسیار وقت‌گیر است)، یا به کارگیری تولیدکنندگان تقسیم‌بندی خبره، حل کرد. در واقع کار روی بهینه‌سازی شکل انگیزه تدوین و استفاده از آن تولیدکنندگان تقسیم‌بندی خبره است .

مسئله دیگر در بهینه‌سازی شکل مرز به وجود آمدن مرزهای داخلی یا سوراخ‌هاست. در بسیاری از مسائل شکل بهینه دارای سوراخ‌های داخلی است. بدون اطلاع پیشین از وجود این سوراخ‌ها به وجود آوردن آن‌ها با رهیافت بهینه‌سازی استاندارد امکان‌پذیر نیست. یعنی یک رهیافت بهینه‌سازی می‌تواند به راحتی شکل بهین یک سوراخ را در صورتی که وجود آن را فرض کرده باشیم بدهد، اما نمی‌تواند به ما بگوید که یک، دو و یا سه سوراخ باید وجود داشته باشد. یک راه برای چنین مسئله‌ای این است که فرض کنیم مصالح همگن نیست، ولی در عوض یک ریزساختار دارد. این ریزساختار می‌تواند از الیاف مواد مرکب

ماتریسی باشد. با این همه، ریزساختار فرض شده معمولاً از الیاف و ماتریس صفحات لایه‌ای کلی‌تر است و در برگیرنده سوراخ‌های ریز در مصالح نیز می‌باشد. این نوع ریزساختار به این منظور در نظر گرفته شده که بتوان محدودیت‌های مقاومتی و سختی یک سازه را با آن تعریف کرد. بندسو و کیکاچی نشان دادند که این ریزساختار می‌تواند برای تعیین نیاز به وجود سوراخ در سازه به کار رود. شکل (۱.۴)، شکل سازه‌ای که توسط بندسو و کیکاچی^۱ و با فرض امکان به وجود آمدن سوراخ‌های ریز بدست آمده را نشان می‌دهد. سازه مورد مطالعه یک میله کششی است که مساحت سطح مقطع دو انتهای آن داده شده (سطوح توپر در شکل)، و سطح مقطع طرف چپ آن بزرگ‌تر از سطح مقطع طرف راست است. هدف ماکزیمم‌سازی سختی میله برای یک حجم مشخص است. نتیجه‌های نشان داده شده در شکل، درحالی‌که به تنهایی عملی نیست، به ما این امکان را می‌دهد که محدوده سوراخ‌ها را شناسایی کنیم آنگاه می‌توان برای پیدا کردن شکل بهینه این سوراخ‌ها از فنون بهینه‌سازی استاندارد استفاده کرد.

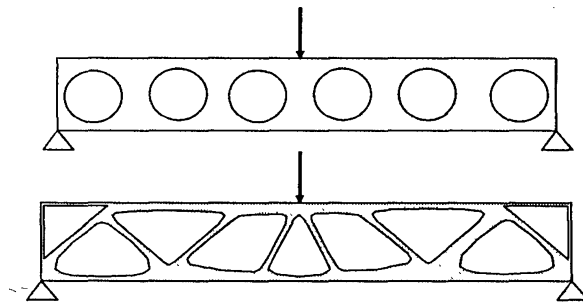
مثال دیگری از کاربرد این فن توسط راسموسن^۲ در طراحی تیر کف هواپیمای مسافربری گزارش شده است. شکل (۱-۴) توپولوژی را که توسط طراح فرض شده بود و توپولوژی که با رهیافت همگن سازی شناسایی شده نشان می‌دهد که با طراحی بسیار سبک‌تری انجامیده است.



شکل ۱-۴: شکل‌های بهینه مسأله میله کشش با استفاده از ریزساختار

^۱ Bandsoe and Kikuchi

^۲ Rasmussen



شکل ۴-۲: طراحی شکل تیر کف یک هواپیمای مسافربری: شکل اولیه و نهایی

مسئله یافتن سوراخ‌ها در اجسام دو و سه‌بعدی در حوزه بهینه‌سازی توپولوژی است. بهینه‌سازی توپولوژی مسأله دشواری است و در سازه‌های اسکلتی مانند خرپاها و قاب‌ها کاربرد بیشتری داشته است. در این نوع سازه‌ها، توپولوژی بهین معمولاً عبارت از تصمیم در مورد این که کدام گره‌ها توسط عضوی به هم متصل شوند است. رهیافت اصلی که بیشتر پژوهشگران آن را دنبال می‌کنند این است که یک سازه پایه که در آن هر گره به تمامی گره‌های دیگر متصل می‌شود، به وجود می‌آورند. اگر مسئله طراحی مینیمم شدن وزن با قیدهایی روی بار فروریختگی پلاستیک باشد، آنگاه مسئله بهینه‌سازی خطی است و می‌توان برای یافتن طراحی بهین از روش سیمپلکس استفاده کرد. الگوریتم نیز به طور خودکار تمامی اعضای غیر ضروری را حذف می‌کند. این رهیافت اولین بار توسط درون^۱ و همکارانش به کار گرفته شد.

هنگامی که سازه به جای فروریختگی پلاستیک بر اساس قیدهای تنش و تغییرمکان طراحی می‌شود، ممکن است شروع با یک سازه پایه و استفاده از یک الگوریتم بهینه‌سازی استاندارد برای حذف اعضای غیر ضروری امکان پذیر نباشد. یک مسئله این است که اعضای که باید حذف شوند ممکن است با کم شدن مساحت سطح مقطع‌شان کرنش‌های زیادی داشته باشند و الگوریتم بهینه‌سازی بخواهد آن‌ها را بجای حذف کردن، تقویت کند. از آن جا که این مسئله به شرایط سازگاری مربوط می‌شود، آزادسازی این شرایط در بخشی از فرآیند بهینه‌سازی به منظور حذف اعضا، امکان‌پذیر است. مسئله دیگر این است

^۱ Dorn

که ماتریس سختی ممکن است به سبب حذف اعضا منفرد شود. برای غلبه بر این مشکل می‌توان از روش‌های تحلیل و طراحی همزمان که به وارون‌سازی یا عامل‌گیری ماتریس سختی نیاز ندارند، استفاده کرد.

بهینه‌سازی هندسی سازه‌های اسکلتی عبارت است از جستجو به منظور یافتن موقعیت بهین گره‌های سازه‌هاست. مسئله را می‌توان از فنون استاندارد حل کرد، ولی جداسازی متغیرهای هندسی و ابعادی، به کمک یک رهیافت بهینه‌سازی دوسطحی، اغلب از نظر عددی برتری دارد [۱۲].

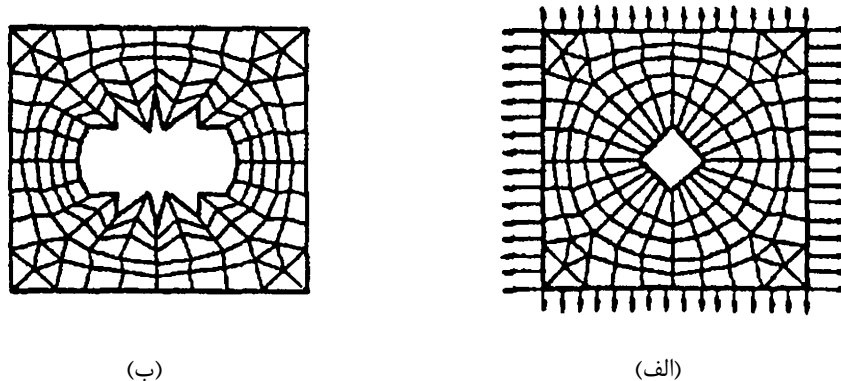
۴-۶ بهینه‌سازی شکل با روش تحلیل آیزوژئومتریک

هدف از بهینه‌سازی شکل سازه‌ها یافتن هندسه مرزهای بهینه به گونه‌ای است که رفتار خاصی از سازه در بهترین وضعیت باشد و یا به این معنی که تابع هدف مینیمم گردد. معمولاً این مسایل دارای قیدهای رفتاری و هندسی نیز می‌باشند. از آن جمله می‌توان به محدودیت تنش‌ها، تغییرمکان‌ها و محدودیت‌های هندسی در نقاط خاص از دامنه اشاره نمود. وزن، انرژی ذخیره شده و مقدار فرکانس‌های طبیعی سازه از جمله توابع هدفی می‌باشند که در مسایل بهینه‌سازی شکل استفاده می‌شوند [۵].

در طی سالیان گذشته مقالات زیادی در این مورد به چاپ رسیده است. برای مرور کلی این روش می‌توان به مرجع [۲۲] مراجعه نمود. اولین مقالات در این زمینه توسط زینکویچ در سالهای ۱۹۷۳ و ۱۹۷۴ نوشته شد. با توجه به کاربرد فراوان بهینه‌سازی شکل سه‌بعدی در صنعت، تحقیقات زیادی در این سالها انجام شده است.

در اولین تحقیقات انجام شده مختصات گره‌های اجزای محدود که بر روی مرزها قرار داشتند، به عنوان متغیرهای طراحی مسئله بهینه‌سازی در نظر گرفته شدند. هر چند که طولی نکشید که مشکلات این روش

آشکار شد. به عنوان مثال در شکل (۳-۴) مشکلات این روش در بهینه کردن وزن یک صفحه با حفره میانی نشان داده می‌شود. در این مسئله محدودیت تنش‌ها به عنوان قید در نظر گرفته شده‌اند. جواب مسئله بصورت شکل سمت چپ می‌باشد که غیرواقعی است. این مشکل به دلیل جابجایی مستقل گره‌ها در مرز سازه بوجود می‌آید که در نهایت سبب ایجاد مرزهای زیگزاگی می‌شود. بعلاوه استفاده از گره‌های مرزی به عنوان متغیرهای طراحی مسئله، بهینه‌سازی را به شدت به نحوه شبکه‌بندی وابسته می‌سازد و در نهایت منجر به افزایش تعداد متغیرهای طراحی می‌شود. برای رفع این مشکلات می‌توان از یکسری محدودیت‌های بین گره‌ها استفاده نمود که البته این کار پیچیدگی مسئله را بیشتر می‌سازد.



شکل ۳-۴: (الف) طرح اولیه، (ب) طرح نهایی

برای حل این مشکل محققین به استفاده از پیشرفت‌های علم هندسه متوسل شدند. بعبارت دیگر با در نظر گرفتن مدل هندسی مسئله در هر مرحله از بهینه‌سازی آن را تغییر داده و سپس مدل اجزای محدود را از نو بسازند. در این روش برای تعیین مدل هندسی مرزها از ب-اسپلاین و یا نریزها استفاده می‌شود. در نظر گرفتن نقاط کنترلی به عنوان متغیرهای طراحی مسئله محققین را قادر می‌سازد که به راحتی مرزهای سازه را در مراحل بهینه‌سازی تغییر دهند. در گام بعدی آنها با استفاده از الگوریتم‌های خاص در

ساخت شبکه‌بندی اجزای محدود، شبکه مورد نظر را تولید می‌نمایند و مسئله را تحلیل می‌کنند. چنانچه پیش از این گفته شد، این گام در مسائل عملی زمان بر و پرهزینه است و نقطه ضعف این روش به حساب می‌آید.

اخیرا با معرفی روش آیزوژئومتری، محققین از این روش در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها استفاده نمودند. همانطور که در قبل گفته شد، روش آیزوژئومتری از توابع پایه که در ساخت مدل هندسی سازه به کار می‌رود در تحلیل سازه نیز استفاده می‌کنند. بنابراین استفاده از این روش به جای روش اجزای محدود می‌تواند نقطه ضعف روش گفته شده که ساخت شبکه اجزای محدود است را برطرف نماید. علاوه بر این مزایای دیگر روش آیزوژئومتری نسبت به روش اجزای محدود سبب افزایش کارایی آن در بهینه‌سازی شکل خواهد شد [۵].

۷-۴ کاربرد روش آیزوژئومتری در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها

کلی‌ترین مسائل در تحلیل سازه‌ها، مسائل سه‌بعدی می‌باشند که در صنعت نیز کاربرد فراوان دارند. با توجه به پیچیدگی هندسه در مسائل عملی سه‌بعدی، ساخت شبکه اجزای محدود بسیار پیچیده‌تر از مسائل دوبعدی است. بنابراین به نظر می‌رسد حل این مسائل به کمک روش آیزوژئومتری مزیت‌های این روش را بیشتر نمایان سازد. برای بهینه‌سازی شکل سه‌بعدی به روش آیزوژئومتری، از رابطه (۱۶.۳) که در فصل قبل آورده شده است، استفاده می‌شود. در اینجا فرمول‌بندی این روش در مسائل سه‌بعدی الاستیسیته ارائه می‌شود.

۴-۷-۱ فرمولبندی مسائل سه بعدی الاستیسیته

در مکانیک محیط‌های پیوسته، سازه‌های سه بعدی در هر نقطه، سه درجه آزادی تغییر مکان می‌باشد. در این مسائل شش مولفه کرنش وجود دارد. ماتریس کرنش را در مسائل سه بعدی می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u_x / \partial x \\ \partial u_y / \partial y \\ \partial u_z / \partial z \\ \partial u_x / \partial y + \partial u_y / \partial x \\ \partial u_y / \partial z + \partial u_z / \partial y \\ \partial u_z / \partial x + \partial u_x / \partial z \end{Bmatrix} = Du \quad (4.4)$$

که در این رابطه:

$$D = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & \cdot & \cdot \\ \cdot & \partial/\partial y & \cdot \\ \cdot & \cdot & \partial/\partial z \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x & \cdot \\ \cdot & \partial/\partial z & \partial/\partial y \\ \partial/\partial z & \cdot & \partial/\partial x \end{bmatrix}, \quad u = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} \quad (5.4)$$

بنابراین در مسائل سه بعدی، سه مولفه تغییر مکانی u_x ، u_y و u_z بایستی تقریب زده شوند. در روش آیزوژئومتریک با استفاده از توابع پایه نریز این کار بصورت زیر انجام می‌گیرد:

$$u^p(r, s, t) = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \sum_{k=1}^{n_3} R_{i,j,k}(r, s, t) u_{i,j,k}^p \quad (6.4)$$

که در این رابطه $R_{i,j,k}(r, s, t)$ توابع پایه نریز می‌باشند که در رابطه (۱۶.۳) تعریف آن آمده است. متغیرهای کنترلی مربوط به زیردامنه p در مسئله می‌باشند که تعداد آن‌ها عبارتند از $(n_1 + 1) \times (n_2 + 1) \times (n_3 + 1)$. با توجه به خاصیت بازه تاثیر توابع درونیایی،

روابط فوق را می‌توان برای $t \in [t_k, t_{k+1})$ و $s \in [s_j, s_{j+1})$ ، $r \in [r_i, r_{i+1})$ بصورت زیر ساده نمود:

$$\bar{u}^{i,j,k} = \begin{Bmatrix} u_x^{i,j,k} \\ u_y^{i,j,k} \\ u_z^{i,j,k} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{e=i-p_\gamma}^i \sum_{f=j-p_\gamma}^j \sum_{g=k-p_\gamma}^k R_{e,f,g}(r,s,t) P_{u_x e,f,g} \\ \sum_{e=i-p_\gamma}^i \sum_{f=j-p_\gamma}^j \sum_{g=k-p_\gamma}^k R_{e,f,g}(r,s,t) P_{u_y e,f,g} \\ \sum_{e=i-p_\gamma}^i \sum_{f=j-p_\gamma}^j \sum_{g=k-p_\gamma}^k R_{e,f,g}(r,s,t) P_{u_z e,f,g} \end{Bmatrix} = \bar{N} \cdot \bar{P} \quad (7.4)$$

رابطه تنش - کرنش و تعریف کرنش‌ها را می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$\sigma = C \varepsilon \quad (8.4)$$

که در این رابطه C ماتریس الاستیسیته است و در مسائل سه‌بعدی بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$C = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & \cdot & \cdot & \cdot \\ \nu & 1-\nu & \nu & \cdot & \cdot & \cdot \\ \nu & \nu & 1-\nu & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & (1-2\nu)/2 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (1-2\nu)/2 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (9.4)$$

از روابط تنش - کرنش و تعریف کرنش‌ها می‌توان نتیجه گرفت که:

$$\varepsilon = D \bar{u} = B \bar{P} \quad , \quad B = D \bar{N} \quad (10.4)$$

در ادامه می‌توان مثل فرمولبندی روش اجزای محدود در مسائل سه‌بعدی با استفاده از رابطه کار مجازی، ماتریس ضرایب را بدست آورد. برای یک زیردامنه فرضی V^p رابطه کار مجازی بصورت زیر است:

$$\int_{V^p} \delta \varepsilon^T \sigma dV - \int_{V^p} \delta u^T b dV - \int_{\Omega^p} \delta u^T t d\Omega = \cdot \quad (11.4)$$

که در این رابطه $\mathbf{t}$ و $\mathbf{b}$ به ترتیب نیروهای سطحی و حجمی می‌باشند. در ادامه با استفاده از رابطه کرنش - تغییر مکان (۱۰.۴)، تغییرات کرنش‌ها بصورت زیر بیان می‌شود:

$$\delta \varepsilon = \mathbf{B} \delta \bar{\mathbf{P}} \quad (12.4)$$

اکنون با جایگزینی رابطه فوق در قسمت اول رابطه کار مجازی و با بکارگیری $\delta \mathbf{u} = \bar{\mathbf{N}} \delta \bar{\mathbf{P}}$ برای بقیه قسمت‌های این رابطه و حذف ضرایب $\delta \bar{\mathbf{P}}$ ، بدلیل غیر صفر بودن آن‌ها در رابطه کار مجازی ماتریس ضرایب $\mathbf{K}$ و ماتریس نیروها $\mathbf{F}$ بصورت زیر بدست می‌آید:

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega^P} \mathbf{B}^T \mathbf{C} \mathbf{B} d\Omega \quad (13.4)$$

$$\mathbf{F} = \int_{\Omega^P} \mathbf{N}^T \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma^P} \mathbf{N}^T \mathbf{t} d\Gamma \quad (14.4)$$

بنابراین مقادیر متغیرهای کنترلی را می‌توان از حل دستگاه معادلات زیر محاسبه نمود:

$$\mathbf{K} \bar{\mathbf{P}} = \mathbf{F} \quad (15.4)$$

پس از محاسبه متغیرهای کنترلی با جایگزینی آن در رابطه (۶.۴)، مقادیر تابع مجهول به ازای مختصه-های فضای پارامتری (r,s,t) تعیین می‌گردد. برای محاسبه تابع مجهول در یک نقطه از فضای فیزیکی (x,y,z) ، ابتدا می‌بایست مختصه‌های پارامتری متناظر این نقاط را پیدا کرده و سپس مقدار تابع مجهول را بدست آورد. این موضوع یکی از پیچیدگی‌های روش آیزوژئومتریک به حساب می‌آید.

شبهه به روش اجزای محدود در این روش نیز از تقریب یکسان تابع مجهول و هندسه استفاده می‌شود. در این روش در واقع هندسه مدلسازی می‌شود و تابع مجهول با استفاده از توابع پایه تقریب زده می‌شود. بنابراین در مسئله سه‌بعدی هندسه دامنه بصورت زیر تقریب زده می‌شود:

$$x(r, s, t) = \sum_{i=0}^{n_1} \sum_{j=0}^{n_2} \sum_{k=0}^{n_3} R_{i,j,k}(r, s, t) X_{i,j,k} \quad (۱۶.۴)$$

که در این روابط $X_{i,j,k}$ مختصات نقاط کنترلی می باشند. همانطوری که قبلا در تقریب تابع مجهول نیز اشاره شد در روابط بالا همه پارامترها بر حسب r, s, t نوشته شده اند که لزوم نیاز به نگاشت در محاسبات همانند روش اجزای محدود را ایجاب خواهد کرد [۱۵،۵].

۴-۷-۲ ارائه چند مثال عددی

در این قسمت چند مثال عددی بهینه سازی شکل که با استفاده از نرم افزار *Isoshape* انجام شده است، ارائه می گردد.

مثال ۱:

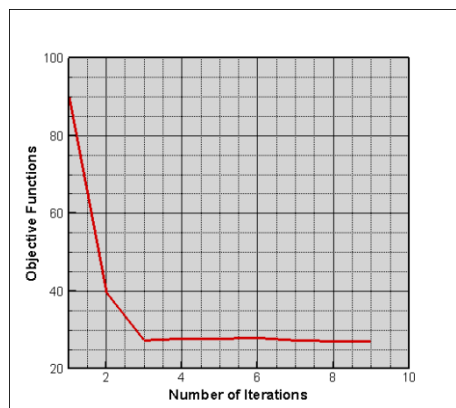
در این مثال با فرض یک دامنه ی طراحی اولیه نسبتا ساده، که در شکل (۵.۴) نشان داده شده است، مسئله بهینه سازی شروع می شود. این تیر سه بعدی تحت اثر بار گسترده به بزرگی ۱۰۰ که بر روی نقاط کنترلی ثابت، قرار گرفته است.

این مثال در سه حالت مورد بررسی قرار می گیرد :

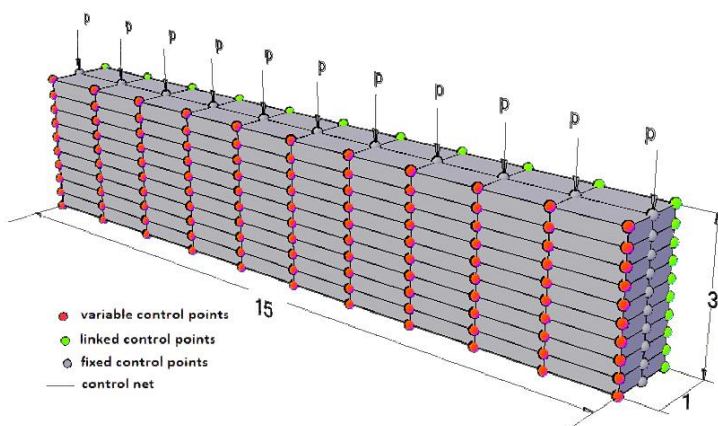
الف : از دو طرف دارای تکیه گاه های گیردار بوده و شامل یک زیردامنه می باشد.

ب : از دو طرف دارای تکیه گاه های گیردار بوده و شامل پنج زیردامنه می باشد.

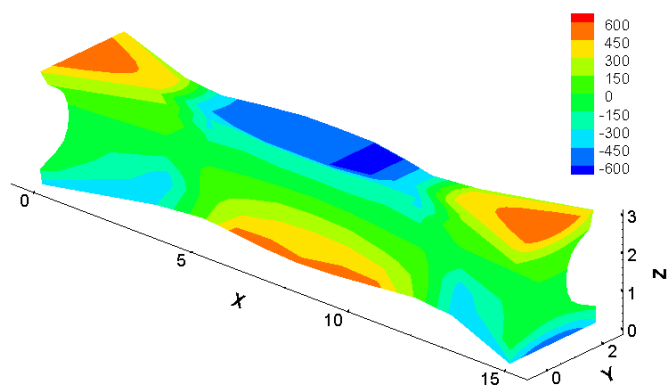
ج : همان تیر به صورت طره با یک زیردامنه در نظر گرفته می شود.



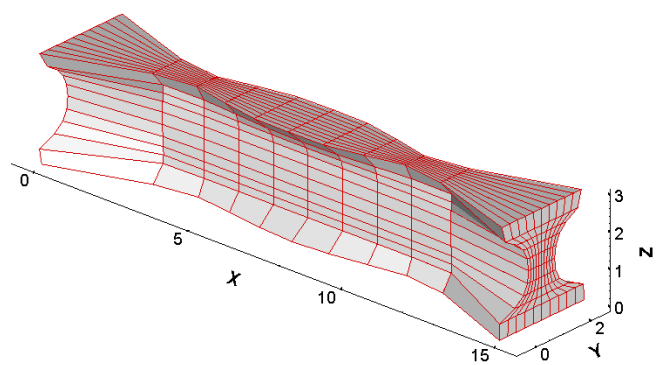
شکل ۴-۴: تاریخچه تابع هدف در حالت الف مثال ۱



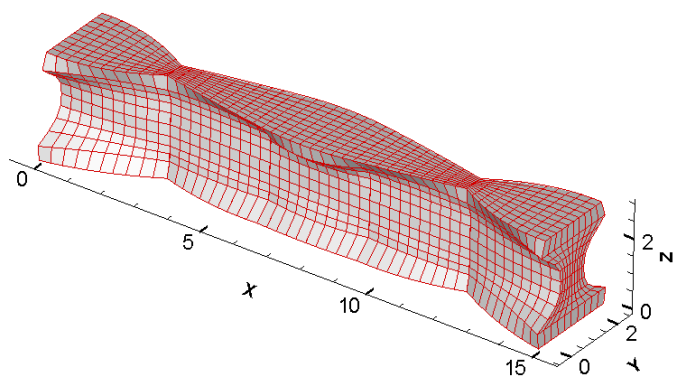
شکل ۴-۵: دامنه طراحی اولیه تیر دوسرگیردار



شکل ۴-۶: توزیع تنش در حالت الف مثال ۱

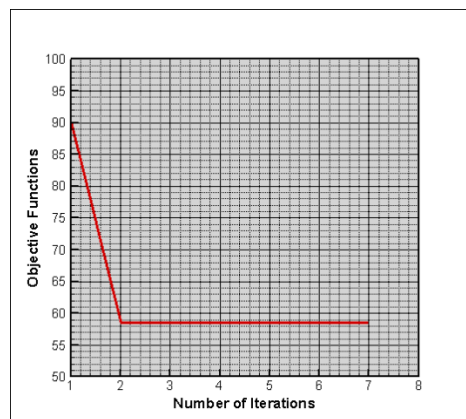


شکل ۴-۷: طرح بهینه برای تیر دو سر گیردار با یک زیردامنه

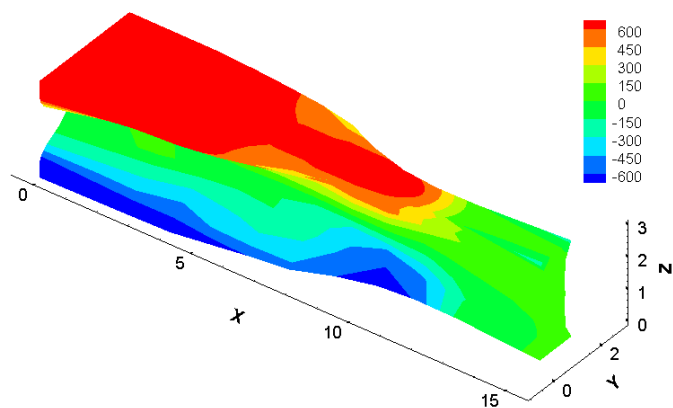


شکل ۴-۸: طرح بهینه برای تیر دو سر گیردار با پنج زیردامنه

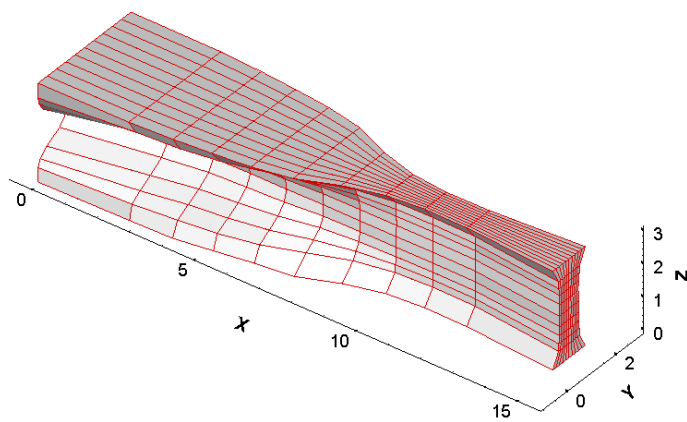
اما برای حالت ب مثال که تیر طره با یک زیردامنه می باشد، پس از ۷ مرحله بهینه سازی و با کاهش ۳۴/۹۸ درصدی حجم، طرح بهینه به شکل (۱۱.۴) به دست می آیند. در این حالت نیز مقطع تیر I شکل با مقطع متغیر می باشد که در هر چه به سمت تکیه گاه می رویم به علت افزایش لنگر و برش، ابعاد جان و بال تیر بزرگ تر می شود.



شکل ۴-۹: تاریخچه تابع هدف در حالت ج مثال ۱



شکل ۴-۱۰: توزیع تنش در حالت ج مثال ۱



شکل ۴-۱۱: طرح بهینه برای تیر طره با یک زیردامنه

مثال ۲ :

در این مثال به منظور نمایش قوس در بهینه‌سازی شکل سه‌بعدی با روش تحلیل آیزوژئومتریک، یک طرح اولیه ساده مکعبی با یک زیردامنه و ابعاد $10 \times 10 \times 10$ و ۲۷ نقطه کنترلی با یک بار متمرکز با بزرگی ۲۰۰ در وسط سطح بالایی و چهار بار متمرکز با بزرگی ۱۰۰ در چهار گوشه سطح بالا قرار گرفته، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

دو حالت زیر برای مثال در نظر گرفته شد :

الف : ثابت بودن چهار نقطه کنترلی گوشه‌ای سطح پایین

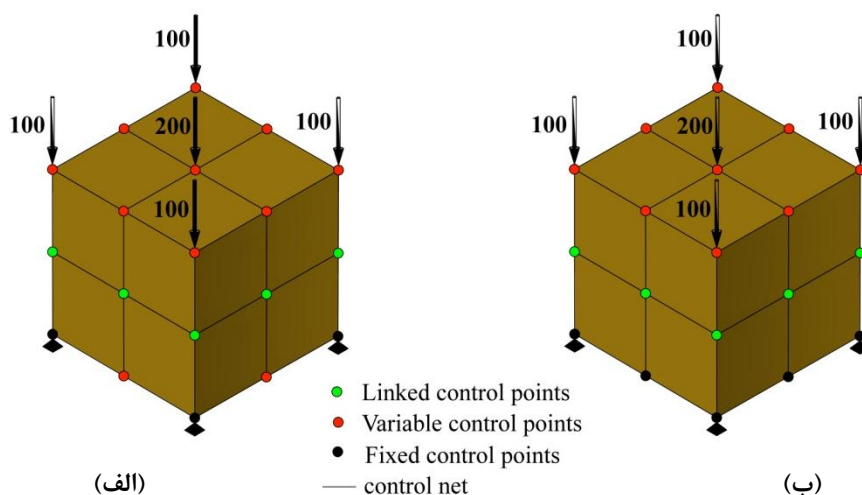
ب : ثابت بودن هشت نقطه کنترلی پیرامونی سطح پایین

هدف ما مینیمم کردن حجم مکعب می باشد. مدول الاستیسیته و ضریب پواسون به ترتیب ۲۸۰۰ و 0.3 فرض و تنش‌های جهت طولی نیز به ۴۰ در حالت الف و ۱۱۰ در حالت ب، محدود شده‌اند. بردارهای گرهی بصورت زیر فرض شده‌اند که در جهت های X ، Y و Z درجه ۲ می‌باشد :

$$r = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

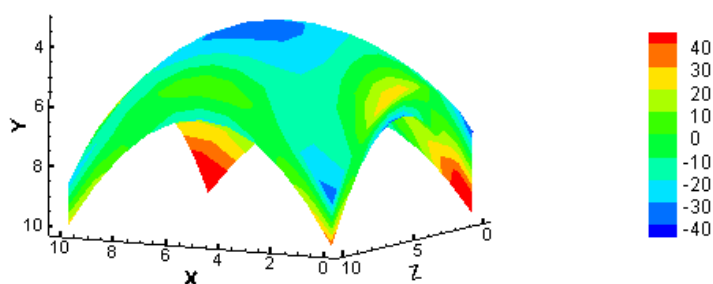
$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

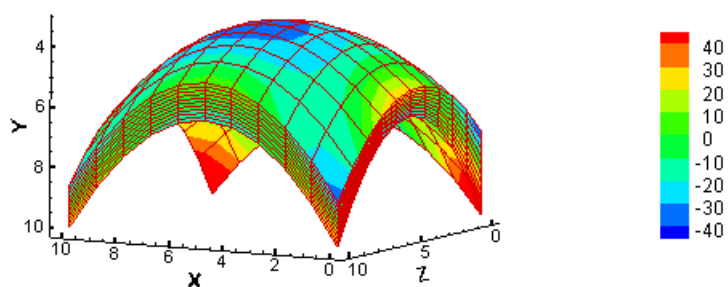


شکل ۴-۱۲ : دامنه طراحی اولیه مکعب با ابعاد $10 \times 10 \times 10$

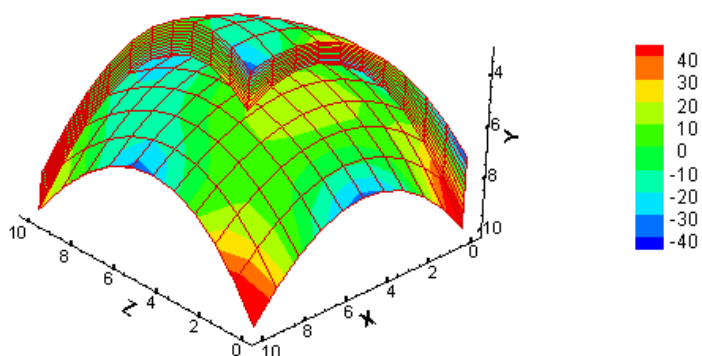
پس از انجام مراحل بهینه‌سازی، با کاهش حجم، طرح بهینه به شکل (۸.۴) برای حالت الف و شکل (۵.۴) برای حالت ب، به دست می‌آید. دقت قوس را در شکل گنبدی حاصل با وجود تعداد نقاط کنترلی کم می‌توان مشاهده نمود.



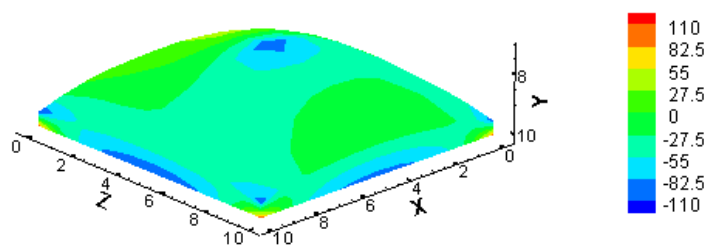
شکل ۴-۱۳: توزیع تنش در حالت الف مثال ۲



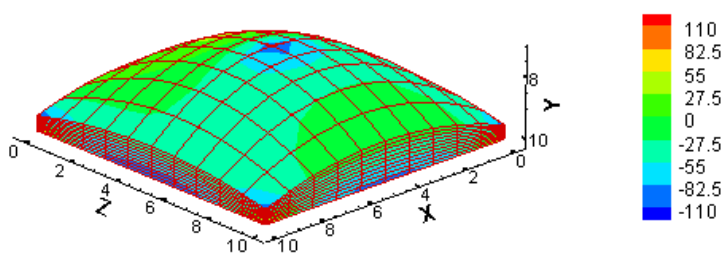
شکل ۴-۱۴: طرح بهینه حالت الف مثال ۲



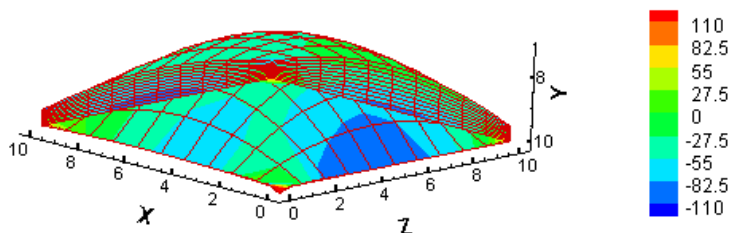
شکل ۴-۱۵: نمای داخلی طرح بهینه حالت الف مثال ۲



شکل ۴-۱۶: توزیع تنش در حالت ب مثال ۲



شکل ۴-۱۷: طرح بهینه حالت ب مثال ۲



شکل ۴-۱۸: نمای داخلی طرح بهینه حالت ب مثال ۲

در این فصل با تشریح و توضیح بهینه‌سازی شکل و ارائه چند مثال با بهینه‌سازی شکل به روش تحلیل آیزوژئومتریک آشنایی لازم حاصل گردید. قوس‌های مورد بررسی در مثال ۲ با توجه به تعداد کم نقاط کنترلی و زیردامنه از روند بهینه‌سازی بسیار ساده‌تری نسبت به مسئله‌ای مانند سد دوقوسی، برخوردارند. در فصل بعد به بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی بتنی با روش تحلیل آیزوژئومتریک پرداخته خواهد شد.

فصل پنجم

بهینه‌سازی شکل سد قوسی بتنی با روش تحلیلی آیزوژنومتریک

۵-۱ مقدمه

در فصل‌های قبل کلیات سد قوسی، روش تحلیل آیزوژئومتریک و بهینه‌سازی شکل و فرمولبندی مورد استفاده در بهینه‌سازی شکل سه‌بعدی، مورد بررسی قرار گرفتند و همچنین تعدادی مثال عددی ارائه گردید. در این فصل با توجه به عنوان پایان‌نامه سعی بر آن شده است تا چگونگی بهینه‌سازی شکل سازه سد دوقوسی بتنی با روش تحلیلی آیزوژئومتریک، به صورت گام به گام مراحل طراحی، تحلیل آیزوژئومتریک و بهینه‌سازی شکل در قالب مثال عددی مورد مطالعه قرار گیرد. باید توجه شود که در بهینه‌سازی شکل سازه با روش آیزوژئومتریک پارامترهای متنوعی، تاثیرات قابل ملاحظه‌ای در روند کار ما خواهند داشت، که در این فصل سعی بر آن بوده است که بهترین حالت برای آن‌ها تعیین شود تا علاوه بر رسیدن به جواب، نتایج قابل قبول و مطلوب باشند.

همچنین در طراحی مقدماتی سعی شده است تا روشی ساده و بهینه پیشنهاد گردد که ترکیبی از چند روش مقدماتی می‌باشد.

۵-۲ کلیات مسئله

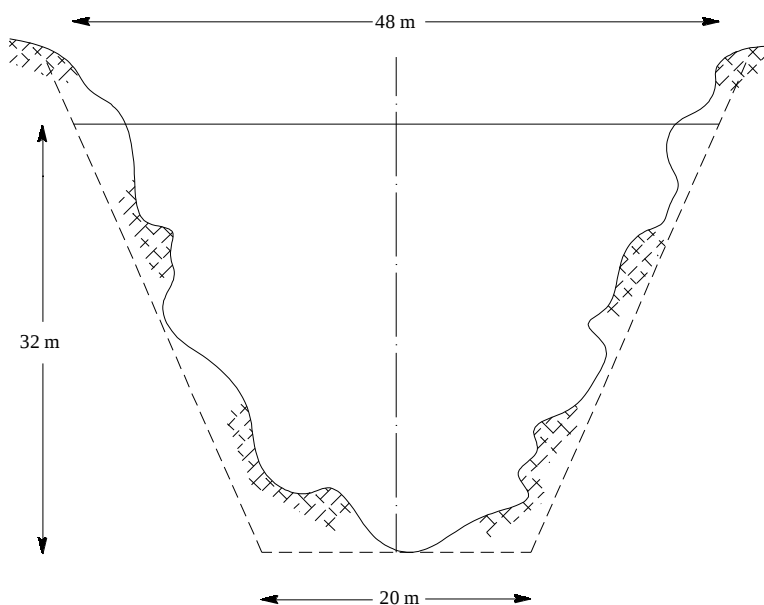
در این بخش یک سد قوسی در دره‌ای فرضی با ابعادی تا حد امکان متناسب با سد واقعی در سه مرحله‌ی زیر مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

۱. طرح مقدماتی

۲. تحلیل آیزوژئومتریک

۳. بهینه‌سازی شکل

سد مورد مطالعه در دره‌ای با ارتفاع سازه‌ای ۳۲ متر و طول سد (عرض دره در تراز بالای سد) ۴۸ متر، واقع شده که جزئیات آن در شکل (۵-۱) ترسیم شده است. دره تا دستیابی به بستر مناسب، بصورت متقارن در نظر گرفته شده است.



شکل ۵-۱: مقطع دره

۵-۲-۱ طراحی مقدماتی

در حالت کلی طراحی اولیه یک سد قوسی عبارت است از دانستن :

۱. نوع سد
۲. ضخامت بالای سد
۳. ضخامت سد در ترازهای مختلف
۴. نیمرخ بالادست سد
۵. زاویه مرکزی و شعاع مربوط در ترازهای مختلف سد

ضخامت بالای سد، ضخامت سد در ترازهای مختلف و نیمرخ بالادست سد، از معیارهای R.S.Varshney که براساس تجربیات و مطالعات انجام شده روی تعداد قابل ملاحظه ای از سدهای قوسی اجرا شده صورت پذیرفته است، استفاده می گردد:

• نوع سد :

با توجه به پیشرفت علم و تکنولوژی و امکان تحلیل و اجرای سازه های بسیار پیچیده، در حال حاضر بیشترین تمایل طراحان سدهای قوسی به سمت سدهای قوسی دوانحنایی می باشد که هم از نظر اقتصادی مقرون به صرفه هستند و هم ضریب اطمینان بیشتری در مقابل نیروهای وارده بر خود دارند.

• ضخامت بالای سد:

Varshney رابطه زیر را برای ضخامت تاج در سدهای دوقوسی پیشنهاد نمود:

$$T_c = 0.145(2R_{axis} + H)$$

H، ارتفاع سد برابر ۳۲ متر و R_{axis} ، شعاع محور سد که براساس بهترین زاویه مرکزی که از تئوری استوانه های جدار نازک به دست می آید و معادل $34'$ و 133° است و L_i عرض دره در تراز بالای سد، حاصل می شود.

$$R_{axis} = \frac{L_i}{2 \sin \phi} = \frac{48}{2 \sin(\frac{\phi}{2})} = 25/85 m$$

$$T_c = 0.145(2 \times 25/85 + 32) = 1/21 m$$

البته این مقدار تقریبی می باشد و می توان آن را به عنوان حداقل ضخامت تاج سد در نظر گرفت.

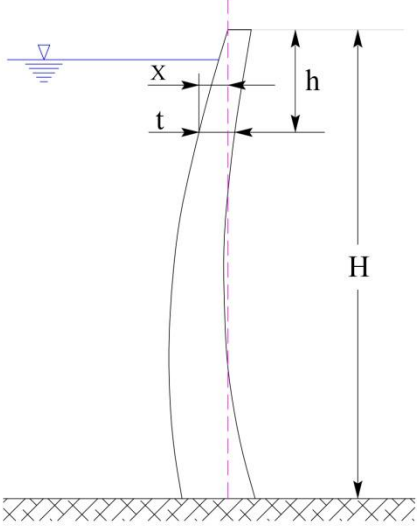
- ضخامت سد در تراز های مختلف :

Varshney پس از جمع آوری اطلاعات مربوط به ۱۰۰ سد دوقوسی و بررسی و برازش آنها برای یافتن یک رابطه یا نسبت تقریبی جهت شکل سد و نهایتاً جدول (۵-۱) را به منظور یافتن مقدار اولیه ضخامت سد و شکل حدودی قوس های بالادست و پایین دست کنسول پیشنهاد کرد. با معلوم بودن مقدار H که ۳۲ متر می باشد، می توان سایر مقادیر را بدست آورد.

- نیمرخ بالادست سد :

با توجه به مقادیر تصاویر بالادست نسبت به محور سد (x) که از جدول (۵-۱) استخراج می شوند، نیمرخ بالادست سد را مشخص می کنند.

جدول ۵- ۱ : نسبت های تقریبی ضخامت و تصویر بالادست در کنسول سد دو قوسی

شکل مقطع و مشخصات آن	$\frac{h}{H}$	$\frac{x}{H}$	$\frac{t}{H}$	x	t	t اجرا شده
	۰/۰	۰/۰۰۰	۰/۰۴۶	۰/۰۰۰	۱/۴۷۰	۱/۶۰۰
	۰/۱	۰/۰۳۰	۰/۰۵۹	۰/۹۶۰	۱/۸۹۰	۲/۰۲۰
	۰/۲	۰/۰۵۷	۰/۰۷۰	۱/۸۲۴	۲/۲۴۰	۲/۳۷۰
	۰/۳	۰/۰۸۱	۰/۰۸۲	۲/۵۹۲	۲/۶۲۰	۲/۷۵۰
	۰/۴	۰/۱۰۲	۰/۰۹۳	۳/۲۶۴	۲/۹۸۰	۳/۱۱۰
	۰/۵	۰/۱۱۵	۰/۱۰۲	۳/۶۸۰	۳/۲۶۰	۳/۳۹۰
	۰/۶	۰/۱۲۳	۰/۱۱۲	۳/۹۳۶	۳/۵۸۰	۳/۷۱۰
	۰/۷	۰/۱۲۶	۰/۱۲۰	۴/۰۳۲	۳/۸۴۰	۳/۹۷۰
	۰/۸	۰/۱۲۳	۰/۱۳۰	۳/۹۳۶	۴/۱۶۰	۴/۲۹۰
	۰/۹	۰/۱۱۴	۰/۱۴۱	۳/۶۴۸	۴/۵۱۰	۴/۶۴۰
	۱/۰	۰/۰۹۸	۰/۱۵۲	۳/۱۳۶	۴/۸۶۰	۵/۰۰۰

• زاویه مرکزی و شعاع مربوط در ترازهای مختلف سد :

همانطور که در قبل گفته شد بهترین زاویه مرکزی از نظر اقتصادی بودن برای سد قوسی، که از تئوری استوانه‌های جدار نازک به دست می‌آید معادل $۳۴'$ و ۱۳۳° می‌باشد، ولی در عمل و با توجه به شکل دره، این زاویه حدود ۱۰۰ تا ۱۵۰ درجه است، بخصوص در دره‌های V شکل که در ترازهای پایین، زوایای کوچکتری می‌دهد. علت اختلاف بین مقدار تئوری با مقدار عملی را باید در مجموع هزینه‌های سد ناشی از هزینه های مصالح و هزینه اجرا جستجو کرد، ضمن آنکه تئوری استوانه‌های جدار نازک برای تحلیل سدهای قوسی بسیار تقریبی است.

شعاع و طول قوس هر تراز (تعداد ترازها با توجه به تعداد نقاط کنترلی در راستای Z که در بخش تحلیل آیزوژئومتریک توضیح داده خواهد شد، تعیین می‌گردد.) با در نظر گرفتن زاویه مرکزی ۱۳۳ درجه، در جدول (۵-۲) آورده شده است.

جدول ۵-۲: شعاع مربوط و طول قوس بالادست در ترازهای مختلف

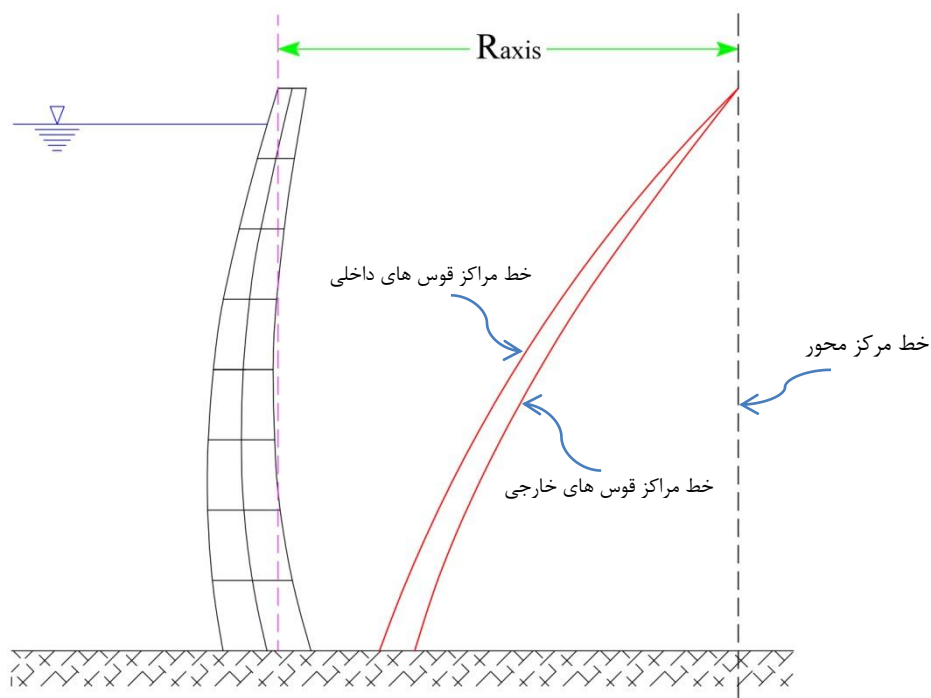
h	L_i	$R_i = \frac{L_i}{\varphi \sin \varphi}$	S
ارتفاع هر تراز از مبدا	عرض دره در هر تراز	شعاع مربوط در تراز های مختلف	طول قوس بالادست در هر تراز
۰	۴۸	۲۵/۸۵	۶۰
۴	۴۴/۵	۲۴/۲۶	۵۶/۲۸
۸	۴۱	۲۲/۳۵	۵۱/۸۵
۱۲	۳۷/۵	۲۰/۴۴	۴۷/۴۲
۱۶	۳۴	۱۸/۵۴	۴۳/۰۱
۲۰	۳۰/۵	۱۶/۶۳	۳۸/۵۸
۲۴	۲۷	۱۴/۷۲	۳۴/۱۵
۲۸	۲۳/۵	۱۲/۸۱	۲۹/۷۲
۳۲	۲۰	۱۰/۸۰	۲۵/۲۹

با توجه به جدول های (۱-۵) و (۲-۵) ضخامت و طول تاج سد به ترتیب برابر ۱/۶ و ۶۰ متر می باشد.

برای ترسیم قوس ها در هر تراز و تعیین شعاع داخلی می توانیم از خطوط مراکز قوس ها که در شکل (۲-۵) نشان داده شده است، استفاده کنیم. خط مراکز قوس های خارجی با استفاده از جدول (۲-۵) و خط مراکز قوس های داخلی متناسب با آن و همچنین تجربه طراح، ترسیم شده است، (شکل ۲-۵).

با بدست آمدن شکل کنسول مرکزی که در جدول (۱-۵) مشاهده می شود، می توان در نرم افزار اتوکد ضخامت و مقادیر x در تراز های جدید که در جدول (۲-۵) آمده است بدست آورد و با معلوم شدن مقادیر شعاع خارجی و داخلی، مقاطع قوس های افقی در هر تراز، منطبق با قوس کنسول مرکزی در نقاط x ترسیم گردد.

با توجه به اینکه دره متقارن در نظر گرفته شده است، سد قوسی بصورت تک مرکزی طراحی می گردد.

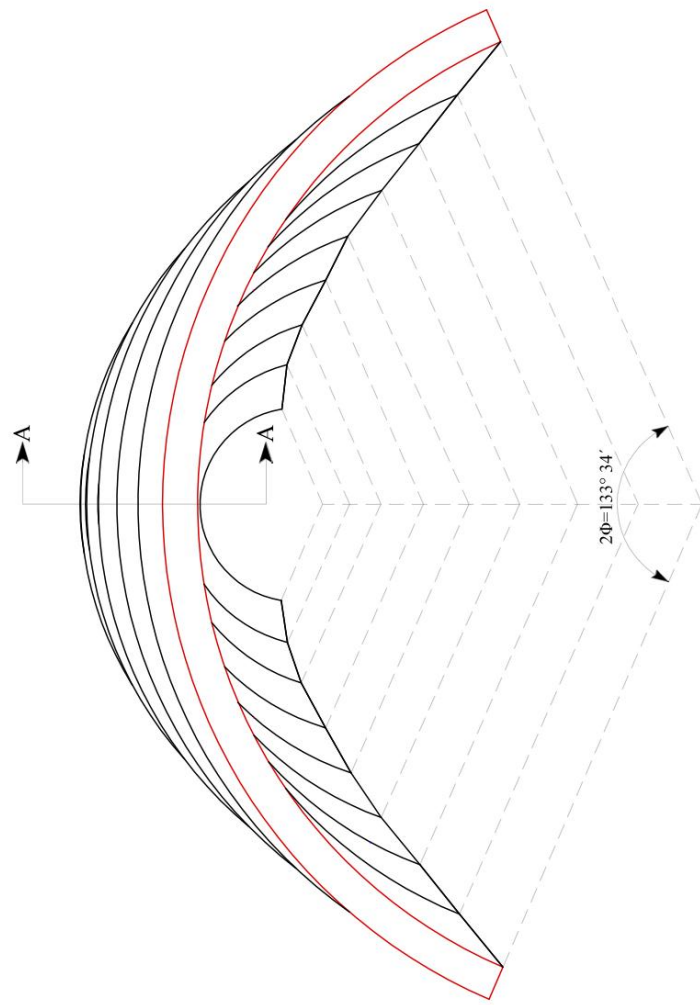


شکل ۵-۲: قوس مرکزی و خطوط مراکز برای یک طرح اولیه

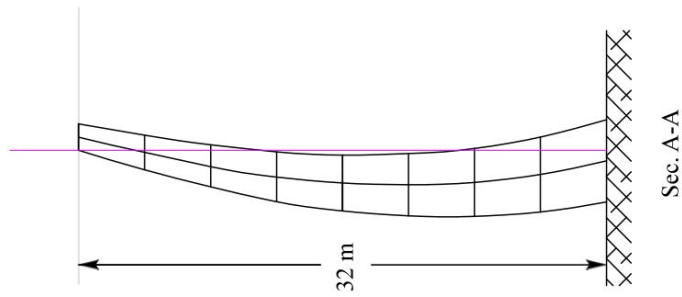
همچنین طراحی بصورت سد قوسی با زاویه ثابت در نظر گرفته شده است. این نوع سد حالت خاصی از سد قوسی با شعاع متغیر است که در آن زوایای مرکزی قوس‌ها در تمام ترازها یکسان و ثابت ولی شعاع متغیر است و مقدار زاویه مرکزی قوس‌های آن ثابت و حدود 133° خواهند بود.

با توجه به عملکرد قوسی سازه در این نوع از سدها، ضخامت سد کمتر بوده و بتن مورد نیاز در مقایسه با سد قوسی با شعاع ثابت و هم ارتفاع آن‌ها، حدود ۷۰ درصد است و نسبت به سدهای قوسی با شعاع متغیر، حدود ۱۷ درصد مصالح کمتر نیاز دارند.

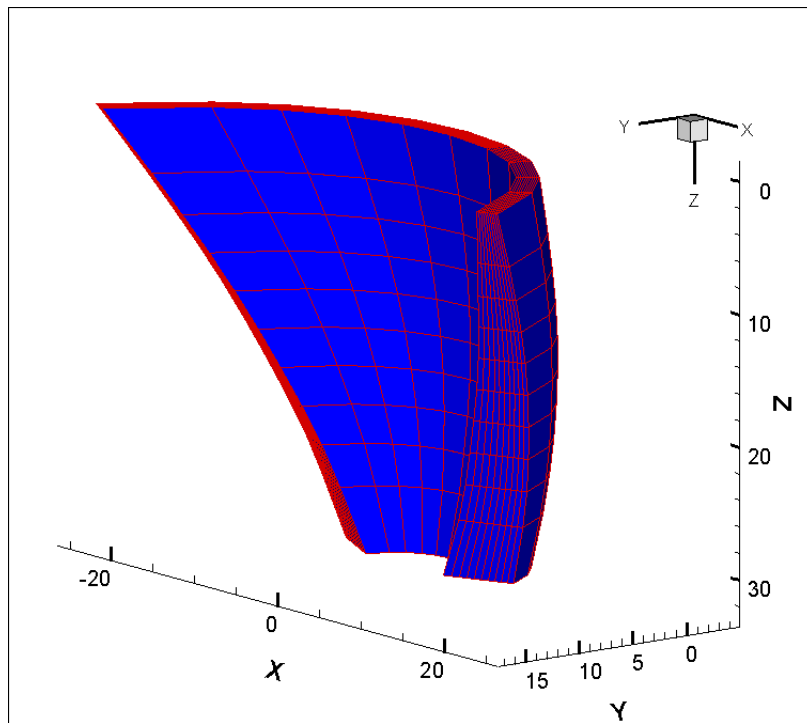
نهایتاً همانطور که در شکل (۵-۳) مشاهده می‌شود، سد قوسی دوانحنایی تک مرکزی با زاویه ثابت به عنوان طرح مقدماتی بدست می‌آید و می‌توانیم اطلاعات مورد نیاز تحلیل که در بخش بعدی به آن خواهیم پرداخت را استخراج نماییم و با انجام تحلیل آن را مورد بررسی قرار دهیم.



$h_0 = 0, t = 1.6$
$h_1 = 4, t = 2.11$
$h_2 = 8, t = 2.56$
$h_3 = 12, t = 3.03$
$h_4 = 16, t = 3.39$
$h_5 = 20, t = 3.78$
$h_6 = 24, t = 4.12$
$h_7 = 28, t = 4.55$
$h_8 = 32, t = 5$

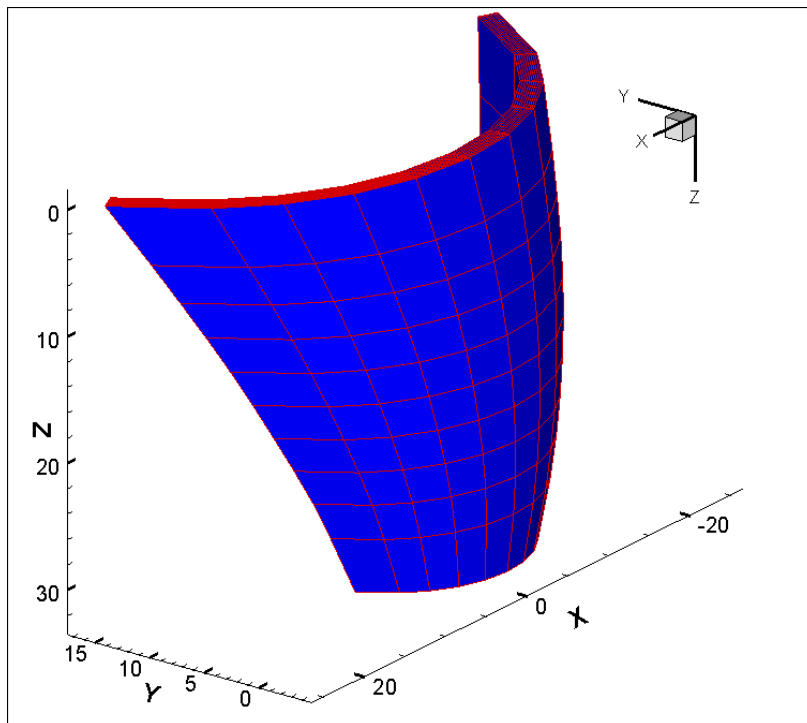


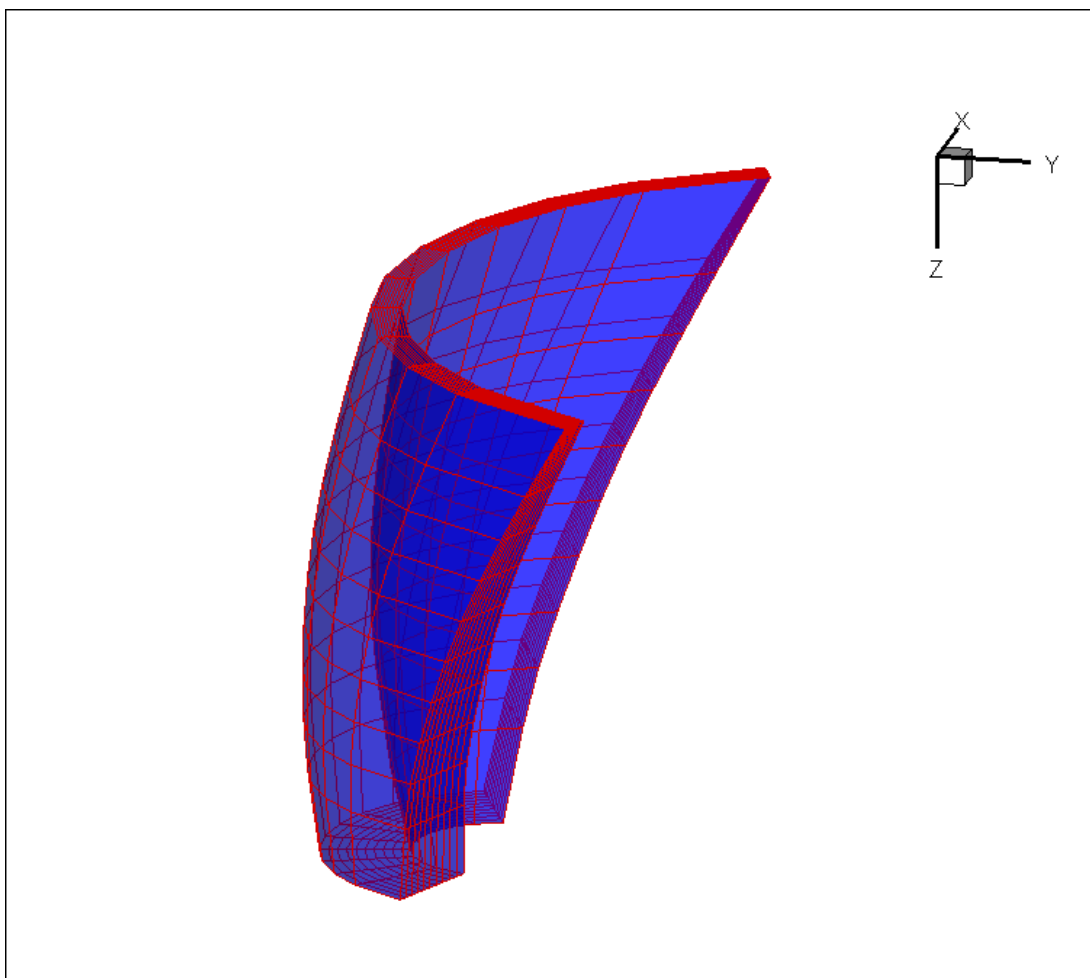
شکل ۵-۳: پلان و مقطع سد با زاویه ثابت



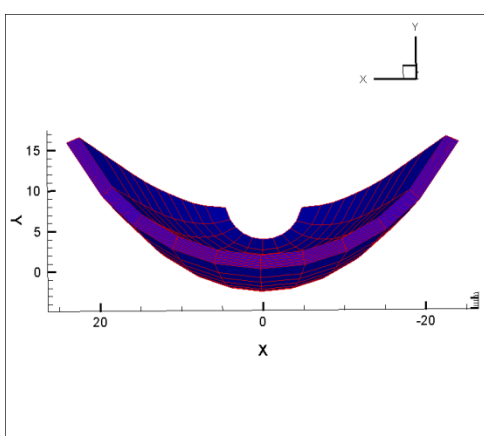
(ب) ↓

↑ (الف)

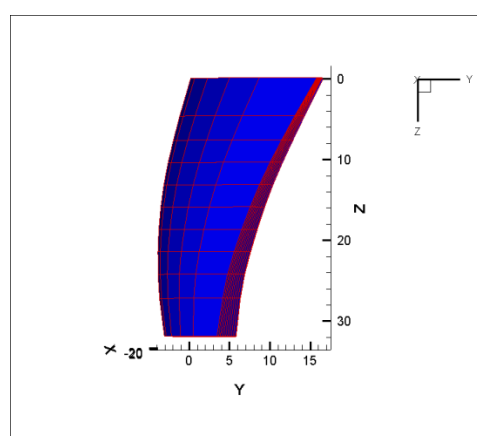




(ج)



(ه)



(د)

شکل ۴-۵ : طرح اولیه سه بعدی مسئله الف، تصویر پایین دست. ب، تصویر بالادست. ج، تصویر قوس ها. د، نمای جانبی. ه، نمای بالا

۵-۲-۲ تحلیل سد دوقوسی با روش تحلیلی آیزوژئومتریک

همانطور که در فصل سوم به آن اشاره شد، روش آیزوژئومتریک در بسیاری از ویژگی‌ها مشابه روش اجزای محدود است و از سوی دیگر در مواردی مشابه روش‌های بدون شبکه است، اما از نظر هندسی این روش بر پایه اصول طراحی به کمک کامپیوتر ایجاد شده است و از آن الهام می‌گیرد. هدف اولیه از به وجود آمدن این روش این بود که بتوانیم فارق از میزان ریز یا درشت بودن شبکه، هندسه را به صورت دقیق مدل کنیم.

عموما در مسائل مهندسی طراحی در کد انجام می‌شود و شبکه از اطلاعات حاصل از کد تولید می‌شود. در نتیجه نیاز است توصیفی از هندسه جهت استفاده در تحلیل ایجاد شود، که البته این توصیف تقریبی بیش نیست. براساس تحقیق انجام شده توسط لابراتوار ملی سندیا در برنامه‌های موجود تولید مش ۲۰ درصد از کل زمان تحلیل را می‌گیرد، در حالی که ایجاد هندسه‌ی مناسب تحلیل حدود ۶۰ درصد و تحلیل تنها ۲۰ درصد از این زمان را به خود اختصاص می‌دهند. این مقدار ۸۰ به ۲۰ برای نسبت مدلسازی به تحلیل در تجربیات صنعتی بسیار معمول است و تمایل زیادی برای معکوس کردن آن وجود دارد.

ساخت هندسه یا شبکه‌ی اجزای محدود پرهزینه، زمان گیر و همراه با خطا است. در نتیجه واضح است که بهتر است روش اجزای محدود را تغییر دهیم و یا آن را با روشی که ارتباط بهتری با کد داشته باشد جایگزین کنیم. روش آیزوژئومتریک تلاش می‌کند این کار را انجام دهد و توصیف چندجمله‌ای اجزای محدود را به کلی حذف کند.

رویکرد روش آیزوژئومتریک بر پایه نربز است. توابع نربز به عنوان توابعی استاندارد در سیستم‌های کد استفاده می‌شوند. تکنیک‌های زیادی در زمینه‌ی هندسه‌ی محاسباتی وجود دارد که می‌توانند به عنوان

پایه‌ی تحلیل آیزوژئومتریک به کار روند. دلیل انتخاب نربز به عنوان توابع اولیه این است که معمول‌ترین تکنیک هندسه‌ی محاسباتی در گد هستند. کاربر روش آیزوژئومتریک می‌تواند این روش را به عنوان بسط و تعمیم قدرتمند تحلیل اجزا محدود سنتی در نظر بگیرد. در این روش نیز از مفهومی مشابه آیزوپارامتریک استفاده می‌شود. به این معنی که فضای حل برای متغیرهای وابسته بر حسب همان توابعی بیان می‌شود که هندسه را نمایش می‌دهند. در نتیجه این روش را آیزوژئومتریک نامگذاری کرده‌اند.

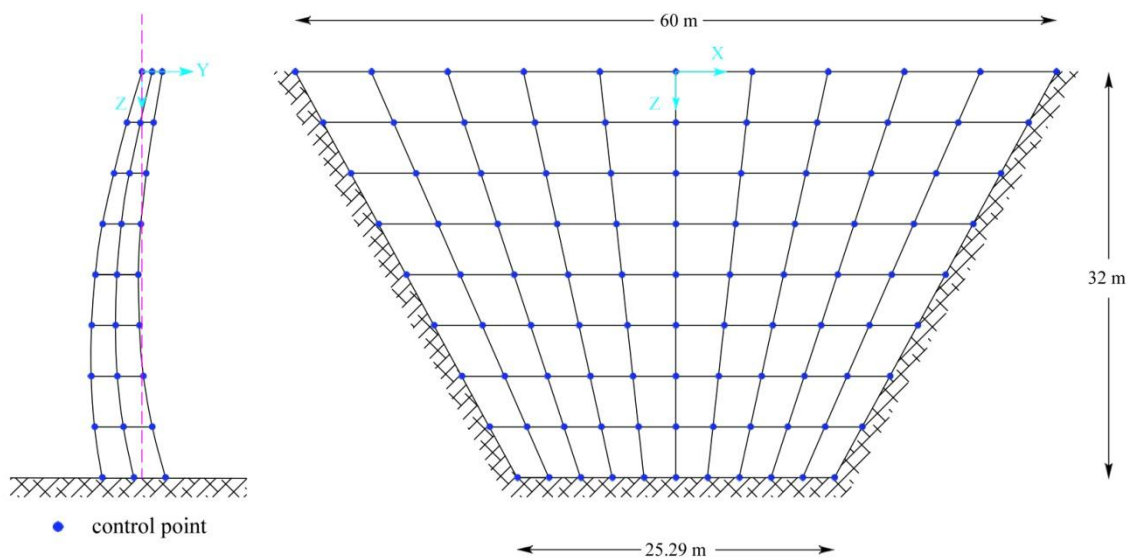
در تئوری نربز توابع پایه معمولاً حاصل از درونیابی نیستند. در این تئوری دو مفهوم برای شبکه وجود دارد، شبکه‌ی کنترلی و شبکه‌ی فیزیکی. نقاط کنترلی شبکه‌ی کنترلی را تعریف می‌کنند و شبکه‌ی کنترلی درونیابی از نقاط کنترلی است. شبکه‌ی کنترلی بر هندسه‌ی واقعی منطبق نیست. در واقع این شبکه چهارچوبی است که هندسه را کنترل می‌کند. شبکه‌ی کنترلی شبیه شبکه‌ی المان‌های چندخطی اجزای محدود است. متغیرهای کنترلی درجات آزادی هستند و بر روی نقاط کنترلی واقع شده‌اند. در نربز بر خلاف اجزای محدود، شبکه‌ی کنترلی می‌تواند به شدت تغییرات داشته باشد، اما در عین حال هندسه‌ی فیزیک مسئله معتبر باقی بماند.

شبکه‌ی فیزیکی تجزیه‌ای از هندسه‌ی واقعی است. در شبکه‌ی فیزیکی دو مفهوم برای المان‌ها وجود دارد، یکی زیردامنه و دیگری بازه گرهی. زیردامنه‌ها را در حقیقت می‌توان المان‌های بزرگ نامید. در بیشتر مسائل موجود می‌توان هندسه را تنها با یک زیردامنه مدل کرد. هر زیردامنه دارای دو وجهه، یکی در فضای المان مرجع و دیگری در فضای فیزیکی می‌باشد. هر زیردامنه را می‌توان به بازه‌های گرهی تجزیه کرد. گره‌ها در فضای یک، دو و سه بعدی به ترتیب نقطه، خط و صفحه هستند. بازه‌های گرهی به وسیله گره‌ها مرزبندی شده‌اند. این بازه‌ها حوزه‌ی المان را جایی که توابع پایه هموار هستند تعریف می‌کنند.

۵-۲-۲-۱ تحلیل مسئله سد دوقوسی

۵-۲-۲-۱-۱ فرضیات مسئله

با توجه به اطلاعات طرح مقدماتی، طول تاج سد ۶۰ متر با ضخامت ۱/۶ متر، طول قوس در پایه ۲۵/۲۹ متر با ضخامت ۵ متر و ارتفاع آن ۳۲ متر می باشد. برای سد قوسی مورد بررسی ۲۹۷ نقطه‌ی کنترلی که شامل ۱۱ نقطه‌ی کنترلی در جهت X، ۳ نقطه‌ی کنترلی در جهت Y و ۹ نقطه‌ی کنترلی در جهت Z در نظر گرفته شده است. شکل (۵-۵) طرح اولیه مسئله و محل نقطه‌های کنترلی را بصورت قوس گسترده نشان می‌دهد.



شکل ۵-۵: طرح اولیه مسئله

فضای مسئله به وسیله یک زیر دامنه‌ی نریز با درجه ۳ در دو جهت X و Z و درجه ۲ در جهت Y مدل شده است.

بردارهای گرهی به شکل زیر تعیین شده‌اند :

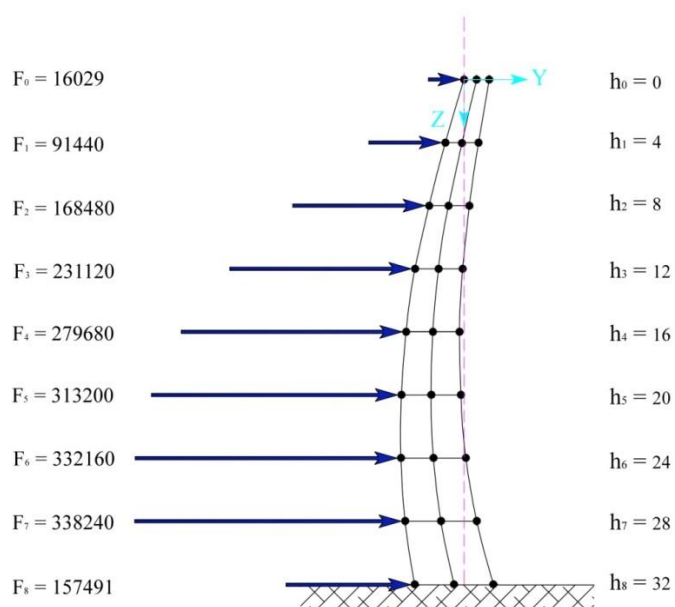
$$r = \{0, 0, 0, 0, 0.125, 0.25, 0.375, 0.5, 0.625, 0.75, 0.875, 1, 1, 1, 1\}$$

$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 0, 0.167, 0.33, 0.5, 0.667, 0.83, 1, 1, 1\}$$

مدول الاستیسیته و ضریب پواسون به ترتیب 21×10^8 کیلو گرم بر متر مربع و 0.3 فرض شده‌اند. وزن تمامی نقاط کنترلی ۱ در نظر گرفته شده است.

بارگذاری بصورت هیدرواستاتیکی و بر روی ۹۹ نقطه‌های کنترلی در بالادست سد اعمال شده است که در شکل (۵-۶) بارگذاری در کنسول مرکزی نشان داده شده است.



شکل ۵-۶: بارگذاری هیدرواستاتیکی بر روی نقطه‌های کنترلی در بالادست سد دوقوسی در کنسول مرکزی

۵-۲-۲-۱-۲ بررسی نتیجه تحلیل مسئله

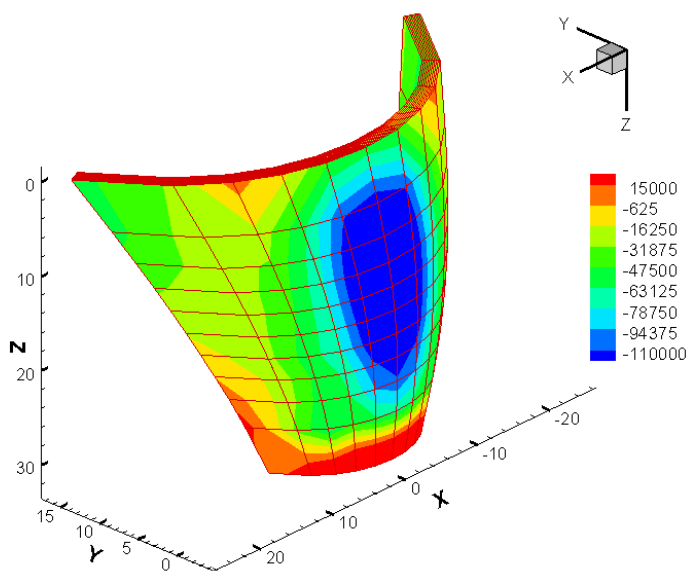
طرح اولیه به وسیله برنامه ISAP با روش آیزوژئومتریک، تحلیل می‌شود تا به طرح نهایی منتج گردد. طرح نهایی طرحی است که سه معیار اصلی زیر، تا آنجا که ممکن است، در آن مشاهده شود:

۱. توزیع تنش با تغییرات یکنواخت

۲. قرار گرفتن تنش فشاری در تمام سد در حد تنش مجاز، تا آنجا که از نظر عملی ممکن است.

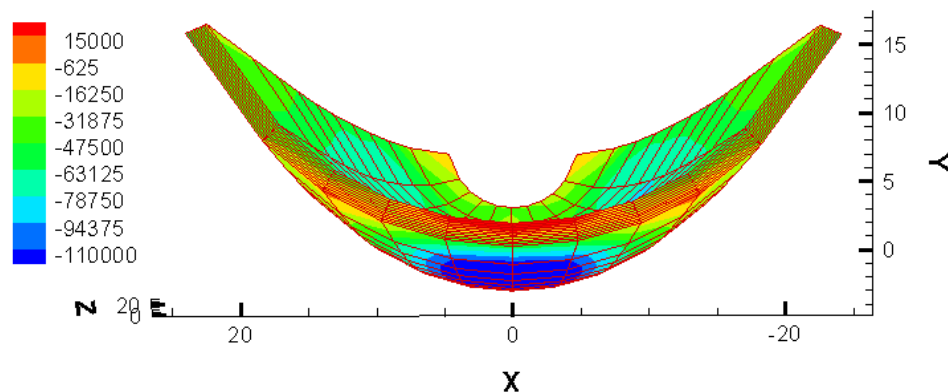
۳. حداقل حجم بتن‌ریزی

البته طرح یک سد قوسی که تنش‌های فشاری در تمام نقاط آن در حد تنش مجاز و در عین حال از نظر کل هزینه‌ها نظیر هزینه‌های بتن‌ریزی و اجرایی، اقتصادی باشد بسیار مشکل است بنابراین یک طرح خوب معمولاً طرحی است که دارای پاره‌ای نقاط با تنش فشاری کم و گاه خیلی کم است و حتی ممکن است تنش‌های کششی نیز در بعضی نقاط آن عمل کنند ولی این تنش‌های کششی هم در محدوده‌ی مجاز تعریف شده باشند.

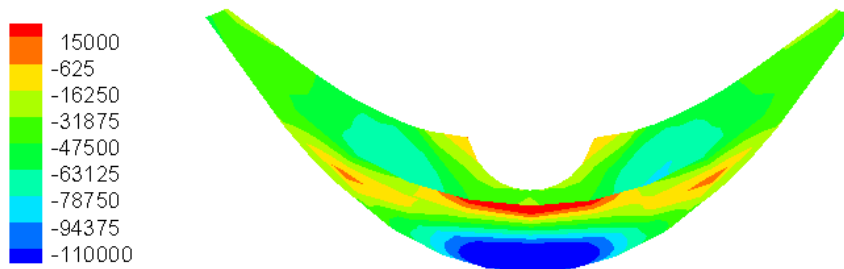


(الف)

شکل (۷-۵) سد دوقوسی و کانتورهای تنش در محدوده‌ی مجاز فشاری و کششی، پس از تحلیل با روش آیزوژئومتریک را نشان می‌دهد.



(ب)



(ج)

شکل ۷-۵ : کانتورهای تنش سد دوقوسی پس از تحلیل آیزوژئومتریک

با توجه به شکل (۷-۵) می‌توان طرح مقدماتی را به عنوان طرح نهایی رضایت‌بخش دانست. جهت کاهش حجم بتن‌ریزی و اقتصادی‌تر نمودن آن می‌توانیم سد دوقوسی مورد بررسی را به کمک نرم‌افزار DOT که به برنامه ISAP لینک شده است، بهینه‌سازی شکل انجام دهیم.

۵-۲-۳ بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی

برای نمایش کاربرد روش آیزوژئومتری در بهینه‌سازی شکل سازه سد دوقوسی و با استفاده از فرمولبندی‌های استخراج شده در فصل سوم، مسئله مورد بررسی در این فصل با استفاده از نرم‌افزار *Isoshape* بهینه‌سازی شکل خواهد شد.

۵-۲-۳-۱ مسئله بهینه‌سازی

در مبحث بهینه‌سازی شکل سازه‌ها، توابع هدف و قیدهای بسیار متنوعی وجود دارد. اما تمام آن‌ها را می‌توان به شکل استاندارد زیر فرمولبندی نمود :

$$\min : F(x)$$

$$g_j(x) \leq 0 \quad j = 1, 2, 3, \dots, m$$

$$h_k(x) = 0 \quad k = 1, 2, 3, \dots, n$$

$$x_i^l \leq x_i \leq x_i^u \quad i = 1, 2, 3, \dots, ndv$$

در فرمولبندی استاندارد بالا، x بردار متغیرهای طراحی، $F(x)$ تابع هدف، $g(x)$ قیدهای نامساوی و $h(x)$ قیدهای مساوی مسئله بهینه‌سازی هستند. اندیس‌های l و u نیز به ترتیب حدود پایین و بالای متغیرهای طراحی مربوطه را مشخص می‌کنند. m و n به ترتیب تعداد قیدهای نامساوی و مساوی بوده و ndv بیانگر تعداد متغیرهای طراحی می‌باشد.

۵-۲-۳-۱-۱ تابع هدف

در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها توابع هدف متنوعی را می‌توان مدنظر قرار داد. از جمله وزن سازه، حجم مصالح مصرفی، سختی سازه، قیمت نهایی و غیره. در اینجا حجم سازه سد دوقوسی، به عنوان تابع هدف در نظر گرفته شده است.

۵-۲-۳-۱-۲ قیدها

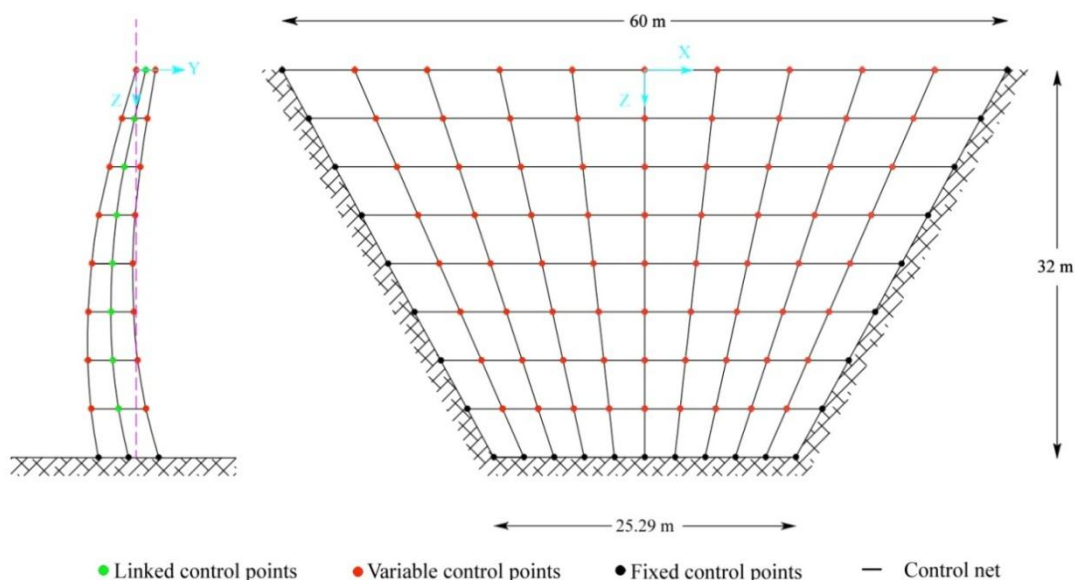
چون در اینجا با حل مسئله واقعی روبرو هستیم، بنابراین وجود قیدها در مسئله بهینه‌سازی غیرقابل انکار خواهد بود. بدین ترتیب با حل مسئله بهینه‌سازی مقید روبرو هستیم. تعریف، محاسبه و کنترل قیدها از مهمترین بخش‌های فرآیند بهینه‌سازی می‌باشد. به علت تنوع مسئله بهینه‌سازی شکل، قیدهایی که مورد استفاده واقع می‌شوند نیز تنوع زیادی دارند. در این مسئله از محدود نمودن تنش‌ها به عنوان قیدهای مسئله بهینه‌سازی استفاده می‌شود.

۵-۲-۳-۱-۳ متغیرهای طراحی

چون هدف بهینه‌سازی شکل سازه است، بنابراین بایستی با ایجاد تغییر در موقعیت مکانی نقطه‌های کنترلی نرېزها به هدف خود نائل شویم. با در نظر گرفتن نقطه‌های کنترلی نرېزها به عنوان متغیرهای طراحی، تعداد متغیرهای طراحی کاهش می‌یابد. بدین ترتیب اگر بتوانیم تعداد متغیرهای طراحی را کاهش دهیم، با سرعت و احتمال بیشتری به سمت جواب بهینه همگرا خواهد شد و بعد از اتمام فرآیند بهینه‌سازی، شکلی با مرز یکنواخت و نرم تولید می‌شود. کاهش یافتن تعداد متغیرهای طراحی، پایین آمدن هزینه و زمان حل مسئله بهینه‌سازی را در پی خواهد داشت که برای مسئله‌هایی با شکل پیچیده، امتیازی بزرگ محسوب می‌شود.

تعداد و موقعیت نقطه‌های کنترلی در شکل (۵-۸) نشان داده شده است (شکل قوس را بصورت گسترده نشان می‌دهد و ابعاد مربوط به طول قوس در سد می‌باشد). همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، اگر نقطه‌های کنترلی را در سه صفحه بالادست، پایین دست و میانی در نظر بگیریم، جهت کاهش متغیرهای طراحی، نقطه‌های کنترلی بالادست و پایین دست به عنوان نقطه‌های کنترلی متغیر فرض شده‌اند و نقطه‌های کنترلی صفحه میانی به نقطه‌های کنترلی متغیر متناظر در بالادست و پایین دست خود لینک

شده‌اند. همچنین نقطه‌های کنترلی واقع در سه وجه تکیه‌گاهی ثابت در نظر گرفته شده‌اند. بدین ترتیب تعداد نقطه‌های کنترلی متغیر از ۲۹۷ نقطه کنترلی موجود به ۱۴۴ نقطه کنترلی کاهش یافته‌اند.



شکل ۵-۸: طرح اولیه مسئله سد دوقوسی و نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی

۵-۲-۲-۲ ابزار و روش بهینه‌سازی مسئله

در بخش بهینه‌سازی از سابروتین‌های آماده برنامه DOT استفاده شده است. این سابروتین‌ها توسط پرفسور وندریپلات و همکارانش آماده گردیده و در تعداد زیادی از برنامه‌های تجاری و دانشگاهی مورد استفاده واقع شده است.

روش‌های زیادی را می‌توان برای حل مسئله بهینه‌سازی شکل بکار گرفت. از آن جمله می‌توان به روش‌های برنامه‌ریزی ریاضی مثل SQP، روش مجانب‌های متحرک^۱ و یا روش‌های برگرفته از پروسه‌های طبیعی استفاده نمود. در این مسئله از روش SQP استفاده شده است.

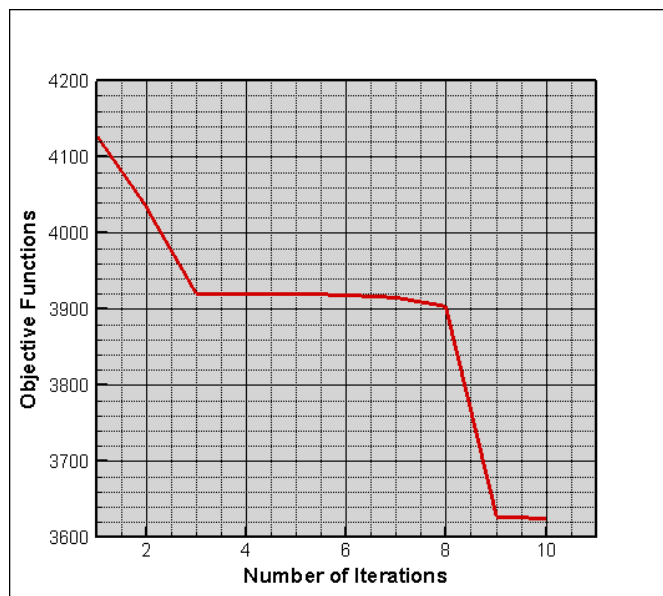
^۱ MMA (Method of Moving Asymptotes)

۳-۳-۲-۵ بررسی نتیجه بهینه‌سازی شکل مسئله

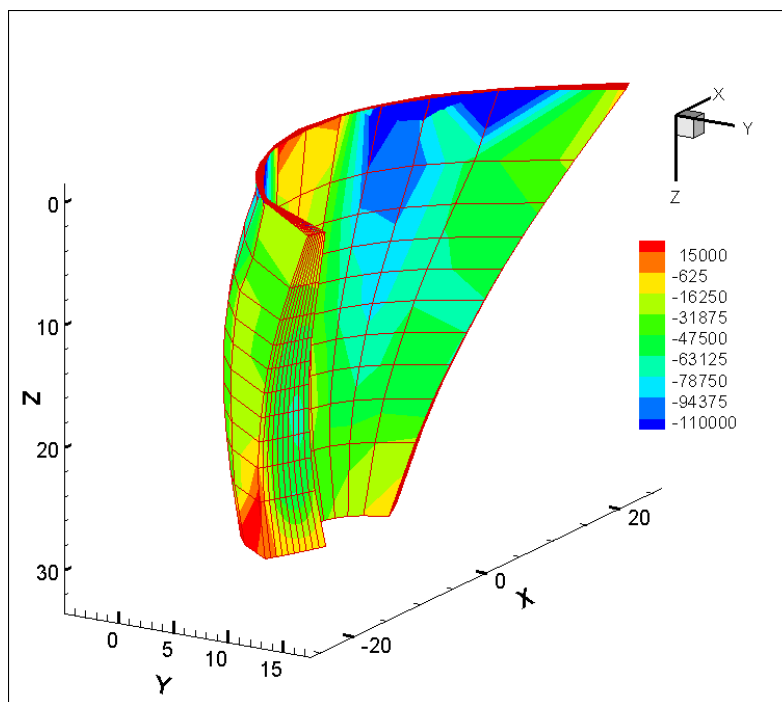
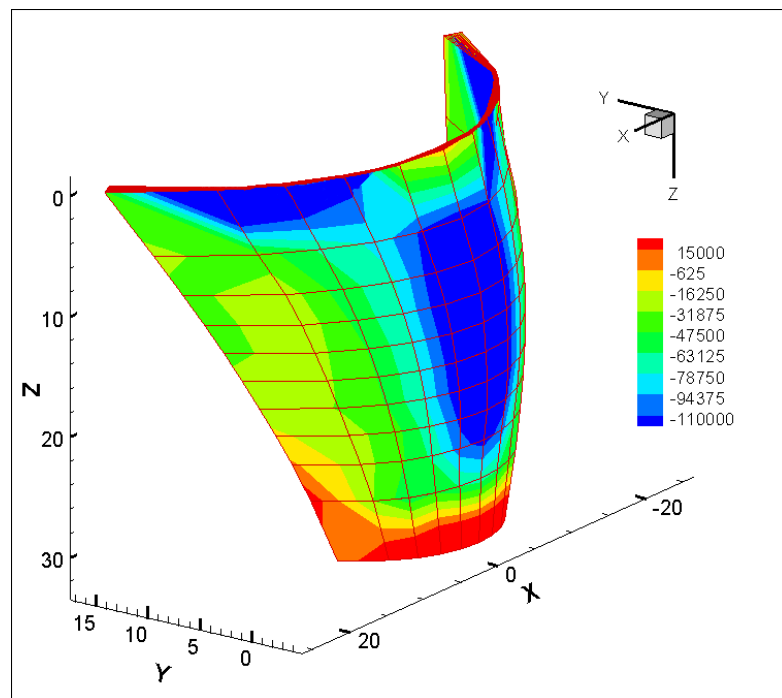
با توجه به فرضیات مسئله که پیش‌تر در بخش ۱-۱-۲-۲-۵ گفته شده است و با تعیین و وارد نمودن نوع و مختصات نقطه‌های کنترلی متغیر و لینک به آن‌ها و در نظر گرفتن قید تنش ۱۸۰۰۰۰، حد بالا ۲۰ و حد پایین ۱۰- برای متغیرهای طراحی برنامه را اجرا می‌کنیم.

پس از ۱۰ مرحله تحلیل سازه، شکل بهینه به صورت شکل (۵-۱۰) و (۵-۱۱) به دست می‌آید. که همراه نحوه توزیع تنش‌های σ_z ، σ_y ، σ_x در شکل (۵-۱۲) ترسیم شده است.

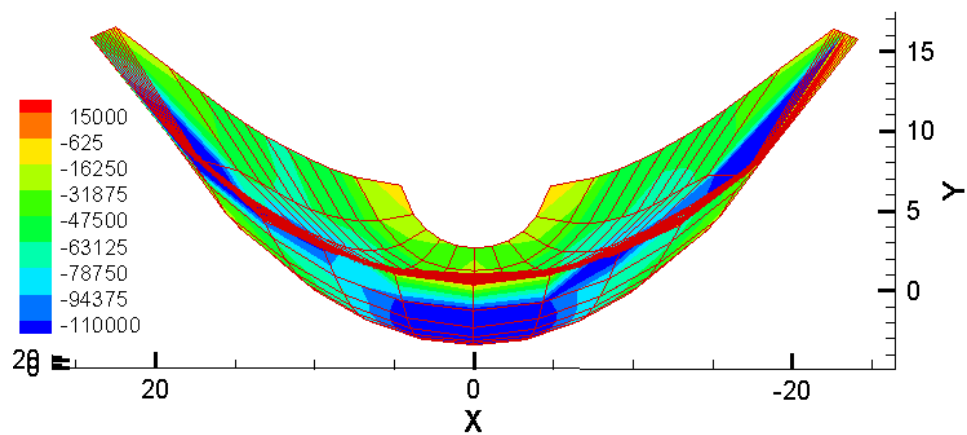
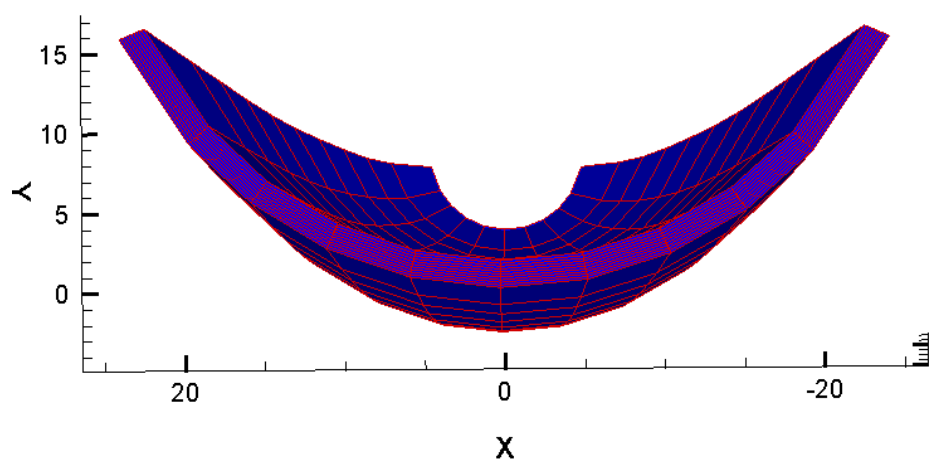
همانطور که در شکل (۵-۹) مشاهده می‌گردد، در بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی، حجم سازه ۱۲/۲ درصد کاهش می‌یابد.



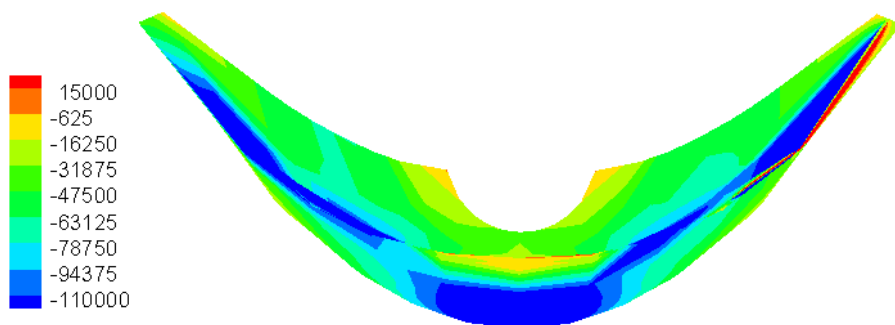
شکل ۵-۹: روند بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی



شکل ۵-۱۰: نمای بالادست و پایین دست سد دوقوسی پس از بهینه سازی شکل



شکل ۵-۱۱: نمای بالای سد دوقوسی، قبل و بعد از بهینه‌سازی مسئله



شکل ۵-۱۲: توزیع تنش‌ها برای طرح بهینه مسئله سد دوقوسی بتنی

۴-۲-۵ بررسی مقایسه‌ای طرح بهینه مسئله با تغییر پارامترهای تحلیل آیزوژئومتریک

در این قسمت طرح اولیه مسئله را با تغییر در برخی پارامترهای تاثیرگذار در تحلیل و بهینه‌سازی شکل، به اختصار مورد بررسی قرار می‌گیرد.

نتایج مثال‌ها را می‌توان در جدول (۳-۵) مشاهده نمود.

جدول ۳-۵: نتایج مثال‌ها با تغییر پارامترهایی در مسئله اولیه

مثال	تعداد زیردامنه	حد بالا و پایین متغیر طراحی	قید تنش فشاری	درجه تابع نریز در جهت‌های X, Y, Z	محل بارگذاری	Iteration	درصد بهینه شده
۱	۱	۲۰ و -۱۰	۲۰۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	صفحه میانی	۶	۲۲
۲	۱	۲۰ و -۱۰	۱۹۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	صفحه میانی	۳	۱/۲
۳	۱	۱۶ و -۶	۲۰۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	صفحه میانی	۴	۰/۹
۴	۱	۲۰ و -۱۰	۱۰۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست	۲۶	۴۸
۵	۱	۲۰ و -۱۰	۱۲۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست	۱۹	۴۳
۶	۱	۲۰ و -۱۰	۱۶۰۰۰۰	۳ و ۲ و ۳	صفحه میانی	۱۰	۲۲/۷
۷	۱	۲۰ و -۱۰	۱۸۰۰۰۰	۳ و ۲ و ۳	بالادست	۱۰	۱۲/۲
۸	۴	۲۰ و -۱۰	۱۰۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	صفحه میانی	۳	۰/۷
۹	۴	۲۰ و -۱۰	۱۱۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست	۹	۵/۲
۱۰	۴	۲۰ و -۱۰	۱۰۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست	۳	۴/۲
۱۱	۴	۲۰ و -۱۰	۳۰۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست و پایین‌دست	۹	۳۵
۱۲	۴	۲۰ و -۱۰	۲۰۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست و پایین‌دست	۶	۱/۱
۱۳	۴	۲۰ و -۱۰	۱۹۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست و پایین‌دست	۶	۲۱
۱۴	۴	۲۰ و -۱۰	۱۵۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست و پایین‌دست	۸	۳
۱۵	۹	۲۰ و -۱۰	۱۶۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست	۳	۴/۳
۱۶	۹	۲۰ و -۱۰	۱۷۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست	۵	۶/۹
۱۷	۹	۲۰ و -۱۰	۱۸۰۰۰۰	۲ و ۲ و ۲	بالادست	۳	۹/۳

پارامترهای تغییر داده شده عبارتند از :

- درجه تابع نریز در جهت های X ، Y و Z
- قید تنش
- تعداد زیردامنه‌ها
- حد بالا و پایین متغیرهای طراحی
- محل بارگذاری

مثال‌هایی که درصد بهینه شدن آن‌ها کمتر از ۳ درصد هستند مطلوب نمی‌باشند زیرا امکان بهینه‌تر شدن وجود دارد و مثال‌هایی که بیش از ۳۵ درصد هستند نیز از این جهت که قوس‌های نامنظمی در بدنه سد ایجاد می‌کنند و غیر قابل اجرا می‌باشند، رضایت‌بخش نخواهند بود.

از میان مثال‌های آورده شده در جدول (۳-۵)، مثال‌های ۱، ۹ و ۱۶ را که سد دوقوسی با یک، چهار و نه زیر دامنه می‌باشند، با ارائه شکل بهینه شده مورد بررسی قرار می‌گیرد.

مثال شماره ۱ جدول (۳-۵) :

فضای مسئله به وسیله یک زیردامنه‌ی نریز با درجه ۲ در سه جهت X و Z و Y مدل شده است.

بردارهای گرهی به شکل زیر تعیین شده‌اند :

$$r = \{0, 0, 0, 0.11, 0.22, 0.33, 0.44, 0.55, 0.66, 0.77, 0.88, 1, 1, 1\}$$

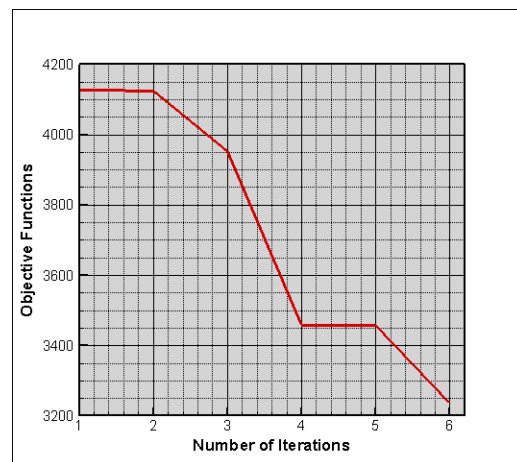
$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 0.14, 0.28, 0.43, 0.57, 0.72, 0.86, 1, 1, 1\}$$

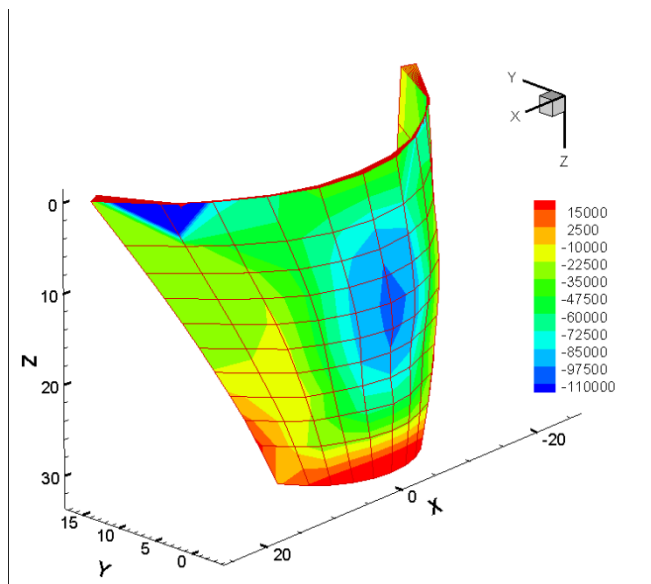
تنش ۲۰۰۰۰۰ در نظر گرفته شده است و بارگذاری در صفحه میانی انجام می‌گردد. سایر فرضیات همانند مسئله بررسی شده، می‌باشند.

پس از ۶ مرحله تحلیل سازه، شکل بهینه به صورت شکل (۵-۱۴) و (۵-۱۵) به دست می‌آید. که همراه نحوه‌ی توزیع تنش‌های σ_x ، σ_y ، σ_z در شکل (۵-۱۶) ترسیم شده است.

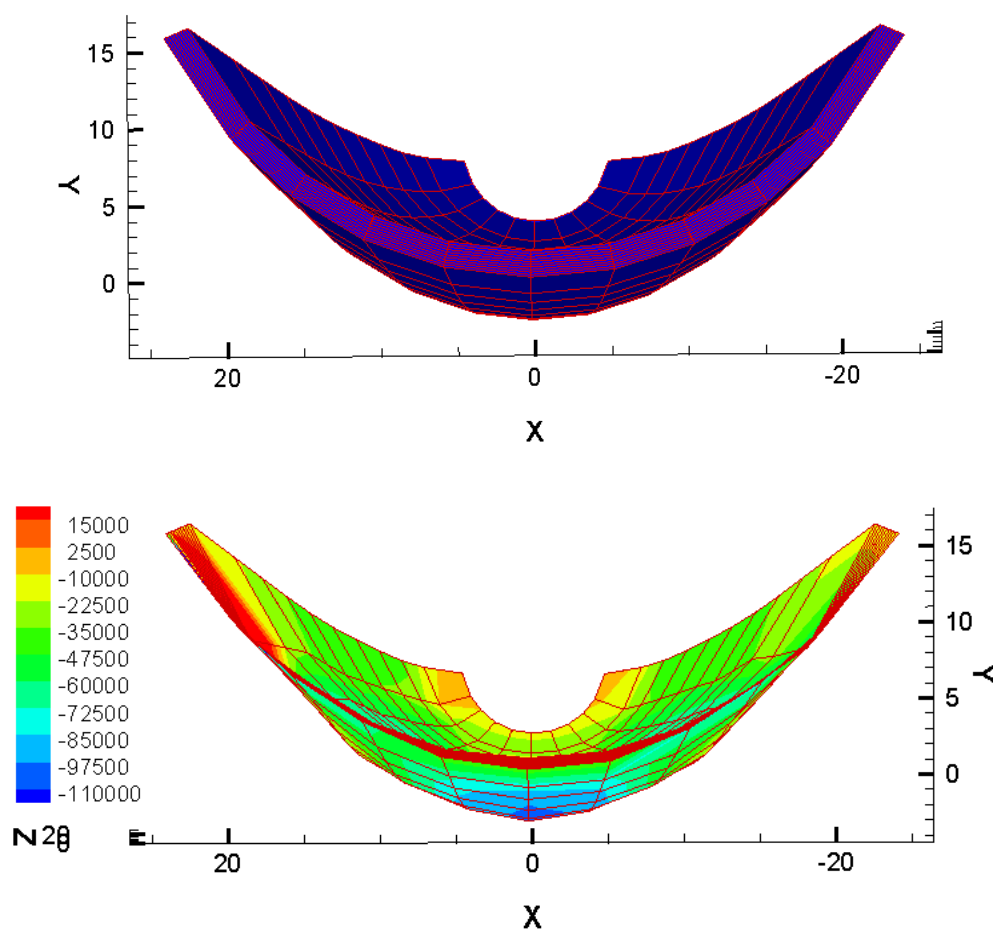
همانطور که در شکل (۵-۱۳) مشاهده می‌گردد، در بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی، حجم سازه ۲۲ درصد کاهش می‌یابد.



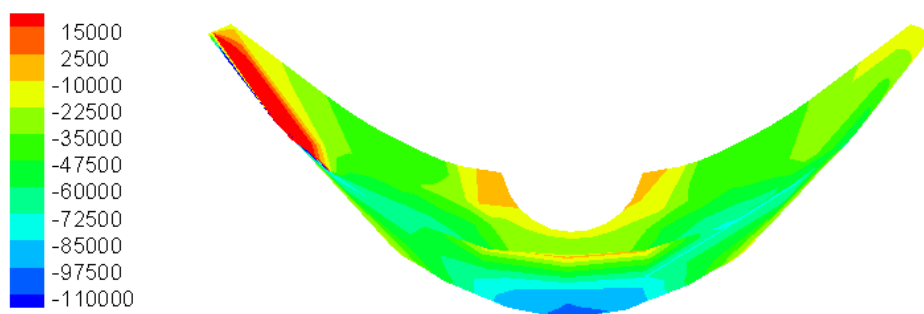
شکل ۵-۱۳: روند بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی مثال ۱



شکل ۵-۱۴: طرح بهینه سد دوقوسی مثال ۱



شکل ۵-۱۵ : نمای بالای سد دوقوسی، قبل و بعد از بهینه‌سازی مثال ۱



شکل ۵-۱۶ : توزیع تنش‌ها برای طرح بهینه سد دوقوسی بتنی مثال ۱

مثال شماره ۹ جدول (۳-۵) :

فضای مسئله به وسیله چهار زیردامنه‌ی نریز با درجه ۲ در سه جهت X و Z و Y مدل شده است.

بردارهای گرهی به شکل زیر تعیین شده‌اند :

زیردامنه‌های ۱ و ۲ و ۳ و ۴ :

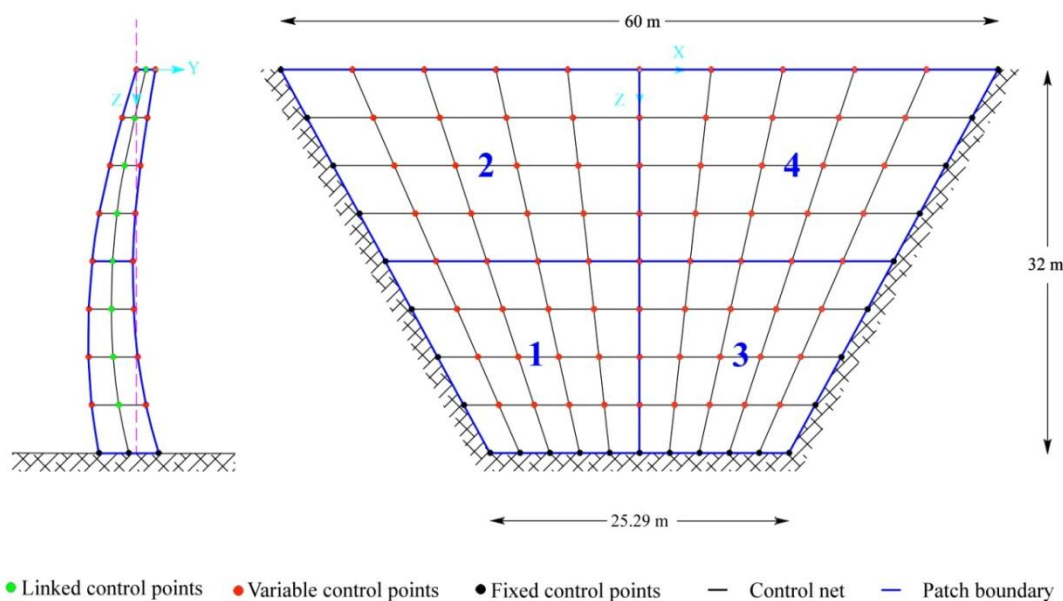
$$r = \{0, 0, 0, 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1, 1\}$$

$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 0.33, 0.66, 1, 1, 1\}$$

تنش ۱۱۰۰۰۰ در نظر گرفته شده است و بارگذاری در بالادست انجام می‌گردد. سایر فرضیات همانند

مثال ۱، می‌باشند. شکل (۱۷-۵) نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی و تعداد زیردامنه‌ها را نشان می‌دهد.

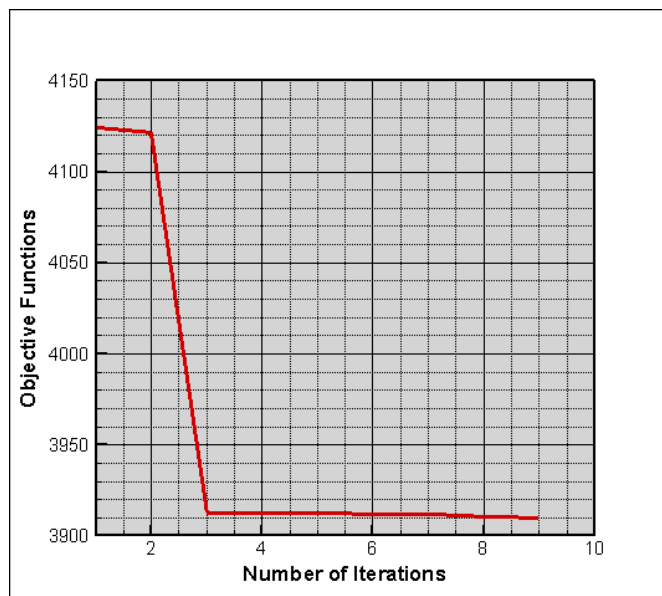


شکل ۱۷-۵ : طرح اولیه سد دوقوسی و نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی و تعداد زیردامنه‌ها مثال ۹

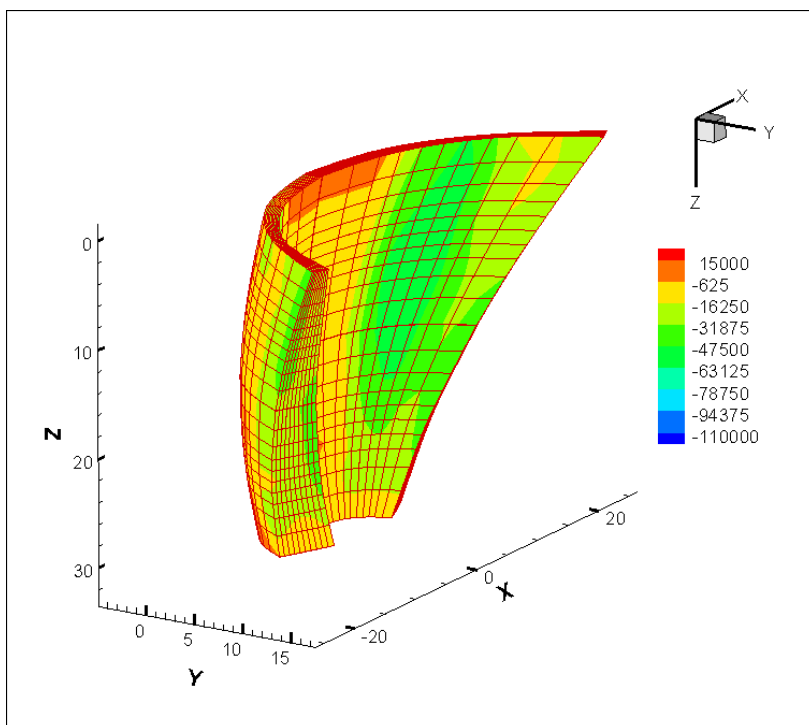
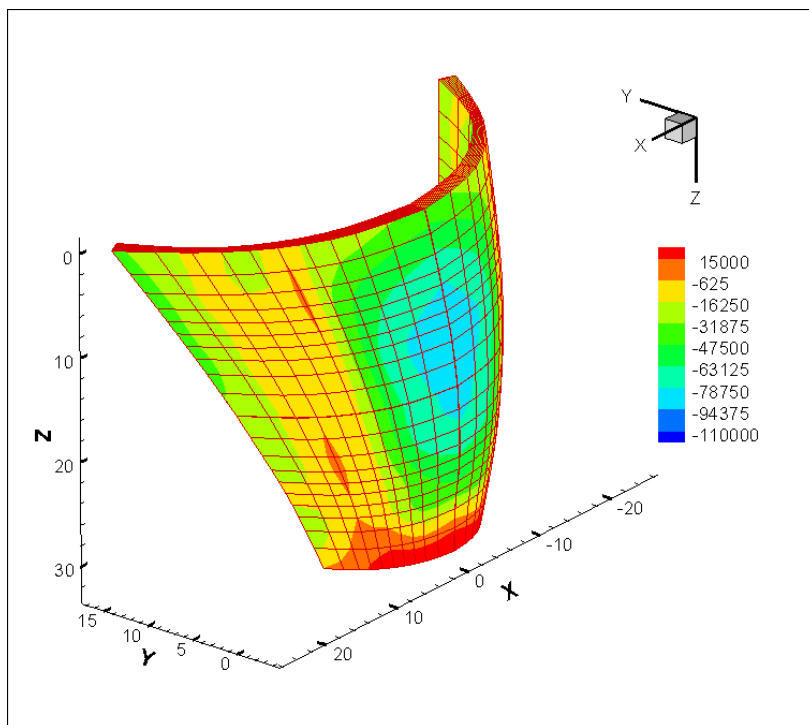
پس از ۹ مرحله تحلیل سازه، شکل بهینه به صورت شکل (۵-۱۹) و (۵-۲۰) به دست می‌آید. که همراه نحوه‌ی توزیع تنش‌های σ_z ، σ_y ، σ_x در شکل (۵-۲۱) ترسیم شده است.

همانطور که در شکل (۵-۱۸) مشاهده می‌گردد، در بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی با چهار زیردامنه، حجم سازه ۵/۲ درصد معادل ۲۱۵ مترمکعب کاهش می‌یابد.

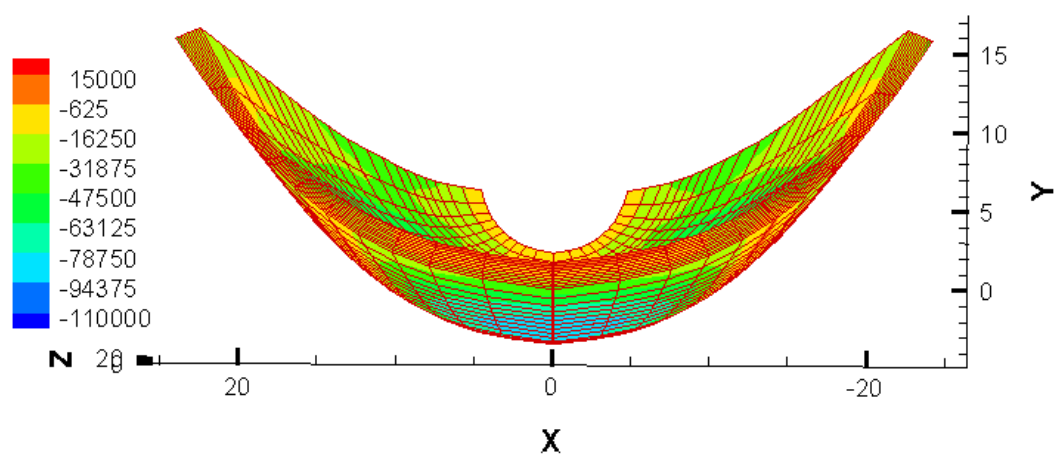
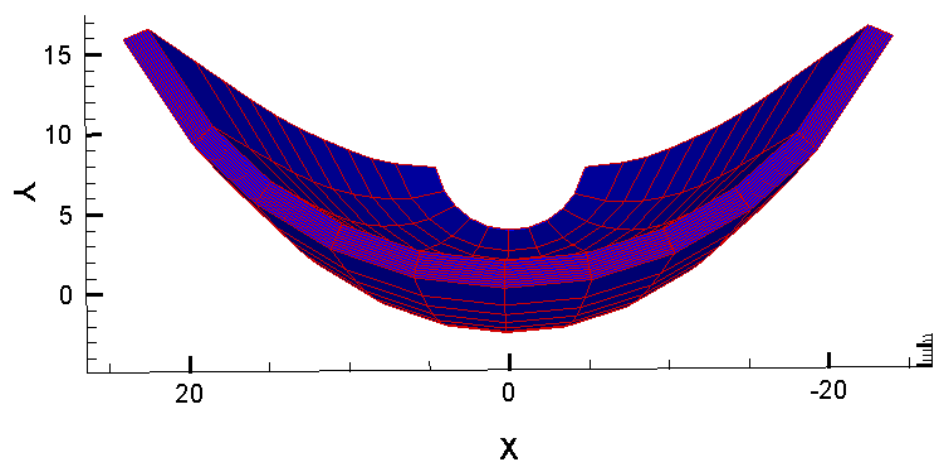
درصد کاهش حجم (بهینه‌سازی) سد دوقوسی با چهار زیردامنه نسبت به سد دوقوسی با یک زیردامنه کمتر می‌باشد، اما شکل بهینه بدست آمده اجرایی‌تر می‌باشد. همچنین توزیع تنش نیز یکنواخت‌تر می‌باشند.



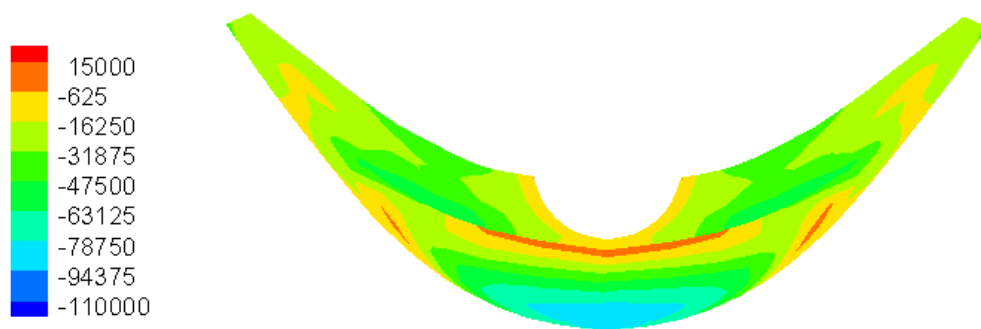
شکل ۵-۱۸: روند بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی با چهار زیردامنه



شکل ۵-۱۹: طرح بهینه سد دوقوسی با چهار زیردامنه



شکل ۵-۲۰: نمای بالای سد دوقوسی با چهار زیردامنه، قبل و بعد از بهینه‌سازی



شکل ۵-۲۱: توزیع تنش‌ها برای طرح بهینه سد دوقوسی بتنی با چهار زیردامنه

مثال شماره ۱۶ جدول (۳-۵) :

فضای مسئله به وسیله ۹ زیردامنه‌ی نریز با درجه ۲ در سه جهت X و Z و Y مدل شده است.

بردارهای گرهی به شکل زیر تعیین شده‌اند :

زیردامنه‌های ۱ و ۷ :

$$r = \{0, 0, 0, 0.5, 1, 1, 1\}$$

$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

زیردامنه‌های ۲ و ۳ و ۸ و ۹ :

$$r = \{0, 0, 0, 0.5, 1, 1, 1\}$$

$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 0.5, 1, 1, 1\}$$

زیردامنه‌های ۴ :

$$r = \{0, 0, 0, 0.33, 0.66, 1, 1, 1\}$$

$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

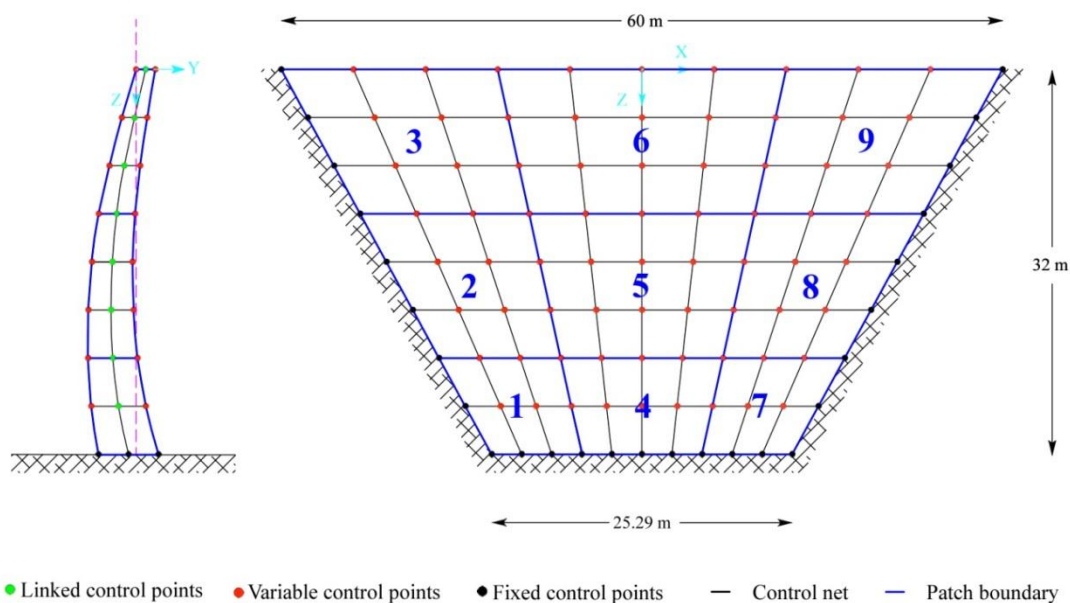
زیردامنه‌های ۵ و ۶ :

$$r = \{0, 0, 0, 0.33, 0.66, 1, 1, 1\}$$

$$s = \{0, 0, 0, 1, 1, 1\}$$

$$t = \{0, 0, 0, 0.5, 1, 1, 1\}$$

تنش ۱۷۰۰۰۰ در نظر گرفته شده است و بارگذاری در بالادست انجام می‌گردد. سایر فرضیات همانند مثال ۱، می‌باشند. شکل (۲۲-۵) نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی و تعداد زیردامنه‌ها را نشان می‌دهد.

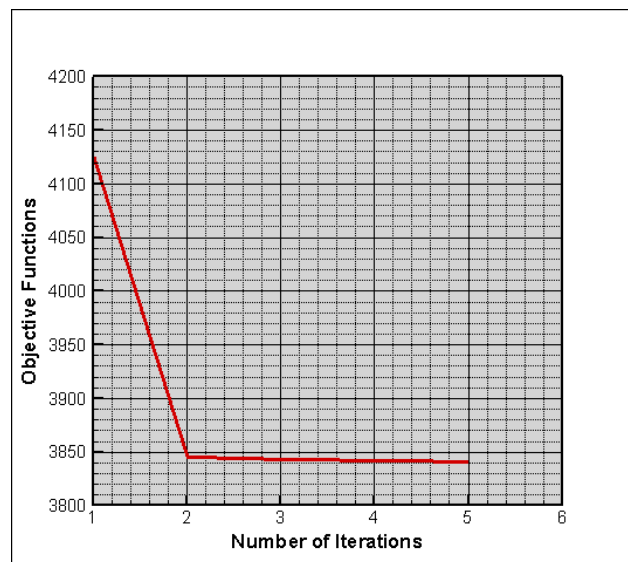


شکل ۲۲-۵: طرح اولیه سد دوقوسی و نوع و موقعیت نقطه‌های کنترلی و تعداد زیردامنه‌ها مثال ۱۶

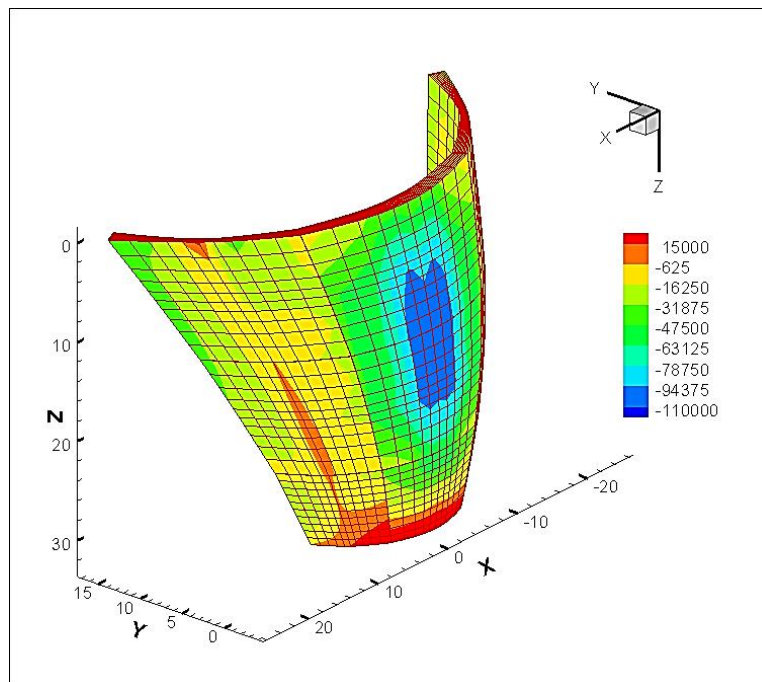
پس از ۵ مرحله تحلیل سازه، شکل بهینه به صورت شکل (۲۴-۵) و (۲۵-۵) به دست می‌آید. که همراه نحوه توزیع تنش‌های σ_x ، σ_y ، σ_z در شکل (۲۶-۵) ترسیم شده است.

همانطور که در شکل (۲۳-۵) مشاهده می‌گردد، در بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی با نه زیردامنه، حجم سازه ۶/۹ درصد معادل ۲۸۳ مترمکعب کاهش می‌یابد.

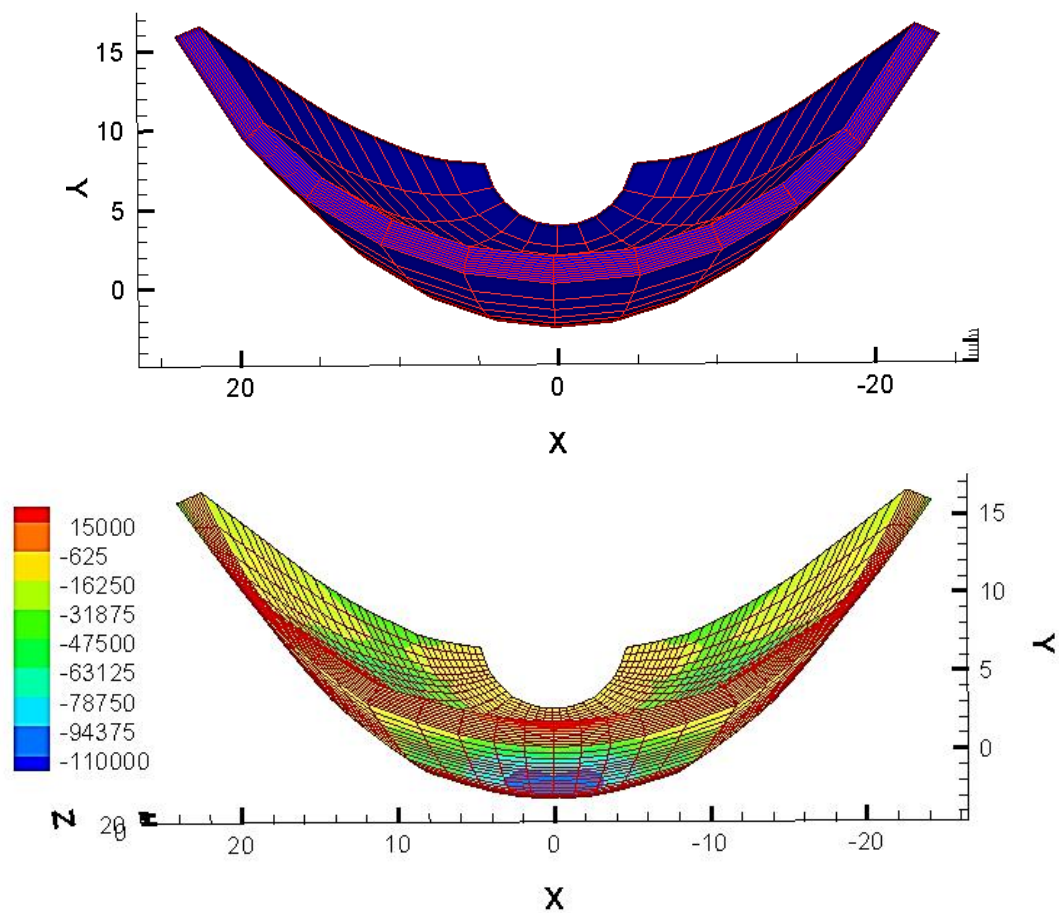
درصد کاهش حجم (بهینه‌سازی) سد دوقوسی با نه زیردامنه نیز نسبت به سد دوقوسی با یک زیردامنه کمتر می‌باشد، اما شکل بهینه بدست آمده اجرایی‌تری بدست می‌آید.



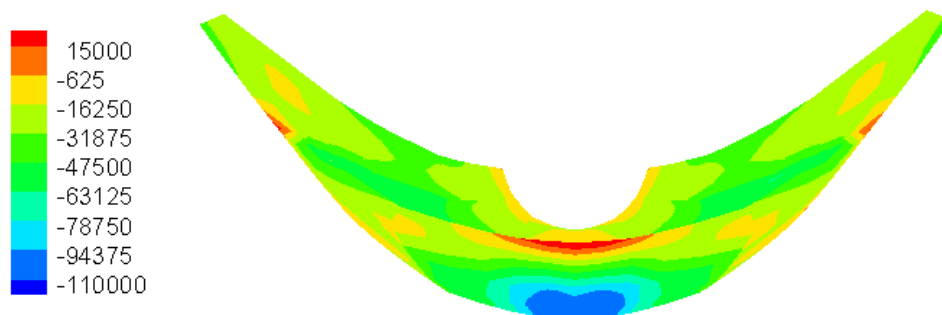
شکل ۵-۲۳: روند بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی با نه زیردانه



شکل ۵-۲۴: طرح بهینه سد دوقوسی با نه زیردانه



شکل ۵-۲۵: نمای بالای سد دوقوسی با نه زيردامنه، قبل و بعد از بهينه‌سازی



شکل ۵-۲۶: توزيع تنش‌ها برای طرح بهينه سد دوقوسی بتنی با نه زيردامنه

۵-۳ نتایج

مسئله بهینه‌سازی شکل سازه سه‌بعدی سد دوقوسی برای نخستین بار با روش تحلیل آیزوژئومتریک مورد استفاده قرار گرفته است. همانطور که پیش‌تر اشاره گردیده بود در تحلیل و بهینه‌سازی سد دوقوسی تجربه و قضاوت مهندسی سهم بسزایی ایفا می‌کند، که سعی شده است تا مراحل حرکت از نقطه شروع تا پایان بهینه‌سازی شکل، مبتنی بر آن‌ها و روابط، روش‌ها و ابزار تحلیل و بهینه‌سازی، صورت پذیرد. نتایج نشان می‌دهد در این روش تعریف هندسه مسئله با دقت بالایی انجام می‌شود. همچنین تغییرات سطوح مرزی در حین بهینه‌سازی خللی در یکنواخت و صاف بودن آن‌ها ایجاد نمی‌کند. مهم‌ترین مزیت این روش نسبت به روش‌های متداول که از روش اجزای محدود استفاده می‌کنند، حذف مرحله‌ی ساخت شبکه اجزای محدود در حین مراحل بهینه‌سازی است. این کار سبب کاهش قابل ملاحظه حجم محاسبات شده است. در ضمن به علت انعطاف‌پذیری نرېزها در روش آیزوژئومتریک تغییرات مرزها سبب از بین رفتن پایداری حل نمی‌شود، بنابراین به طور کلی می‌توان گفت که این روش بسیار ارزان‌تر و دقیق‌تر از روش‌های متداول ارزیابی می‌شود.

فصل ششم

جمع‌بندی نتایج و پیشنهادات

۶-۱ مقدمه

در فصل‌های گذشته سدهای قوسی و انواع تحلیل آن‌ها، روش تحلیل آیزوژئومتریک، بهینه‌سازی سازه‌ها و بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی با روش تحلیل آیزوژئومتریک به همراه ارائه چند مثال عددی در فصل-های چهارم و پنجم مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت. در این فصل نتایج حاصل جمع‌بندی و ارائه شده است. و در پایان نیز پیشنهاداتی جهت تحقیقات آتی در زمینه مورد بحث این پایان‌نامه معرفی خواهد شد.

۶-۲ جمع‌بندی نتایج

نتایج بررسی انجام شده در مورد روش تحلیل آیزوژئومتریک را می‌توان به صورت زیر بیان نمود :

- در روش آیزوژئومتریک نقاط کنترلی سطوح حل، (مجهولات مسئله) لزوماً بر هندسه و فیزیک حل منطبق نیستند و بنابراین دو مفهوم شبکه‌ی کنترلی و فیزیکی در این روش مطرح است. نقاط کنترلی، شبکه کنترلی را ایجاد می‌کنند که این شبکه در مسائل دوبعدی شامل اعضای چهارضلعی و در مسائل سه‌بعدی شامل اعضای شش‌وجهی است. نقاط کنترلی توسط این شبکه درونیابی می‌شوند. این فرآیند سبب انعطاف‌پذیری نرزه‌ها در مدل کردن هندسه‌های پیچیده می‌شود.
- انعطاف‌پذیری بالای نرزه‌ها در تقریب توابع مجهول سبب کاهش تعداد نقاط کنترلی برای رسیدن به جواب قابل قبول و در نهایت کاهش حجم محاسبات نسبت به روش اجزای محدود می‌شود. این عدم نیاز به تعداد زیاد نقاط کنترلی برای تقریب توابع مجهول و تولید هندسه، سرعت محاسبات را در روش آیزوژئومتریک به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد.

و همچنین نتایج تحلیل و بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی با روش آیزوژئومتریک که از اهداف این پایان نامه می باشد، بطور خلاصه شامل موارد زیر می باشد :

- بهینه‌سازی سد دوقوسی در سه مرحله‌ی طرح مقدماتی، تحلیل و بهینه‌سازی شکل با روش تحلیل آیزوژئومتریک صورت پذیرفته است. با استفاده از توابع نربز و انعطاف‌پذیری بالای آن‌ها با تعداد کمی از نقاط کنترلی می‌توان به جواب قابل قبول کاهش حجم سد دوقوسی دست یافت که کاهش حجم و افزایش سرعت محاسبات را در پی داشت.
- نتایج نشان می‌دهد در این روش تعریف هندسه‌ی مسئله با دقت بالایی انجام می‌شود. همچنین تغییرات سطوح مرزی در حین بهینه‌سازی خللی در یکنواخت و صاف بودن آن‌ها ایجاد نمی‌کند.
- مهم‌ترین مزیت روش آیزوژئومتریک نسبت به روش‌های متداول که از روش اجزای محدود استفاده می‌کنند، حذف مرحله‌ی ساخت شبکه اجزای محدود در حین مراحل بهینه‌سازی است. این کار سبب کاهش قابل ملاحظه‌ی حجم محاسبات به خصوص در مسائل سه‌بعدی نظیر سد دوقوسی شده است. در ضمن به علت انعطاف‌پذیری نربزها در روش آیزوژئومتریک تغییرات مرزها سبب از بین رفتن پایداری حل نمی‌شود، بنابراین به طور کلی می‌توان گفت که این روش بسیار ارزان‌تر و دقیق‌تر از روش‌های متداول ارزیابی می‌شود.
- با بررسی مثال‌های بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی در فصل پنجم می‌توان گفت با افزایش تعداد زیردامنه‌ها، درصد کاهش حجم مقدار قابل قبول‌تری برای مرحله‌ی اجرایی سد دوقوسی بتنی می‌دهد و شکل قوس‌ها اجرایی‌تر می‌شود. البته افزایش بیش از حد زیردامنه‌ها با افزایش زمان انجام محاسبات همراه می‌باشد.

۶-۳ پیشنهادات

تحلیل و بهینه‌سازی شکل سد دوقوسی با توجه به بزرگی سازه و اهمیت ایمنی آن، مطالعات و عملیات محاسباتی پرحجمی از شروع طراحی مقدماتی تا مرحله‌ی پایانی بهینه‌سازی در بر دارد. با توجه به آنچه در این پایان‌نامه در جهت بهینه‌سازی شکل با روش تحلیل آیزوژئومتریک برای بار نخست شامل راهکار کلی و حداقل ضروریات بکار گرفته شد، می‌توان مواردی را برای نهایی و اجرایی شدن سد دوقوسی به آن افزود. در این پایان‌نامه بارگذاری از نوع هیدرواستاتیکی اعمال شده است که می‌توان سایر بارهای تاثیرگذار را نیز در نظر گرفت. همچنین بار بر روی نقاط کنترلی اعمال شده است که اعمال گسترده آن نیز قابل بررسی می‌باشد. از آنجا که در تحقیق انجام شده روش بهینه‌سازی SQP انتخاب شده است، می‌توان سایر روش‌ها از جمله روش مجانب‌های متحرک (MMA) را بررسی نمود.

مراجع

- [۱] تجلی، ف.، احمدی، م. ت.، محرمی، ح.، (۱۳۸۴)، بهینه‌سازی سدهای بتنی قوسی برای بهبود رفتار لرزه‌ای، دومین کنفرانس بین‌المللی بتن و توسعه، تهران.
- [۲] ابریشمی، ج. (۱۳۸۰). سدهای بتنی- طرح و اجرا. چاپ اول، انتشارات آستان قدس رضوی، مشهد.
- [۳] پدرود، ک. ا.، خاجی، ن.، (۱۳۸۹)، یک روش ابتکاری برای بهینه‌سازی شکل مقطع سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش دینامیکی سیال و سازه، نهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه تربیت مدرس.
- [۴] U.S.B.R., (۱۹۷۶), Design of Gravity Dams, Design Manual for Concrete Gravity Dams, U.S.Government Printing office.
- [۵] توکلی، س. م. (۱۳۸۸)، آنالیز و بهینه‌سازی توپولوژی ایزوژئومتریک سازه‌ها در محیط‌های پیوسته با استفاده از توابع پایه نریز، رساله دکتری، دانشگاه علم و صنعت ایران.
- [۶] Stender, J., Hillebrand, E. and Kingdonj. (۱۹۹۴). Genetic Algorithm in Optimization; Simulation and Modelling. IOS Press.
- [۷] Christensen, P. W. and Klarbring, A., (۲۰۰۹), An Introduction to Structural Optimization, Springer.
- [۸] حسینی، ب.، ظریف مقدم، ن.، (۱۳۸۹)، استفاده از اسپلاین‌ها در مدلسازی و تحلیل مسائل تنش/ کرنش مسطح، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد.
- [۹] Hughes, T.J.R., Cottrell, J.A., Bazilevs, Y., (۲۰۰۵), Isogeometric analysis: Cad, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement, Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg. ۱۹۴ (۳۹-۴۱) ۴۱۳۵-۴۱۹۵.
- [۱۰] Cottrell, J. A., Hughes, T. J. R. and Bazilevs, C., (۲۰۰۹), Isogeometric Analysis: Toward Integration of CAD and FEA, Wiley, Ltd. Publication.
- [۱۱] Wilde, D.J., (۱۹۷۸), Globally Optimal Design, John wiley and Sons, NewYork,
- [۱۲] Haftka, R.T. Gurdal, Z. (۱۹۹۲), Elements of Structural Optimization – Third revised and expanded., Kluwer Academic Publishers.
- [۱۳] Wall, W. A., Frenzel, M. A. and Cyron, C., (۲۰۰۸), Isogeometric Structural Shape Optimization, Comput. Meth. Appl. Mesh. Engrg., ۱۹۷:۲۹۷۶-۲۹۸۸.

- [۱۴] Cho, S. Ha, S.H., (۲۰۰۹), Isogeometric Shape Design Optimization: Exact Geometry and Enhanced Sensitivity, Struct. Multidisc. Optim. ۳۸(۱):۵۳-۷۰.
- [۱۵] Hassani, B., Khanzadi, M., Tavakoli, S. M. AND Moghaddam, N. Z., (۲۰۰۹), Isogeometric Shape Optimization of Three Dimensional Problems, ۸th World Congress on Structural and Multidisciplinary Optimization, June ۱-۵, Lisbon, Portugal.
- [۱۶] Vanderplaats, G. N. (۱۹۸۴), Numerical Optimization Techniques for Engineering Design with Applications, McGraw-Hill Book CO., New York.
- [۱۷] جدیدالاسلام . م . (۱۳۹۱) ، تحلیل حساسیت و بهینه‌سازی آیزوژئومتریک شکل سازه‌ها ، پایان‌نامه کارشناسی ارشد ، دانشگاه صنعتی شاهرود.
- [۱۸] Zhu, B., (۱۹۹۳), Shape Optimization of Arch Dams for Dynamic and Static loads, Journal of Structural Engineering ASCE, ۱۱۸(۱۱), pp ۲۹۹۶-۳۰۱۵.
- [۱۹] Hassani, B. and Hinton E.(۱۹۹۹), Homogenization and Structural Topology Optimization, Springer
- [۲۰] Piegl, L. and Tiller, W., (۱۹۹۷), The NURBS Book (Monographs in Visual Communication), Second edition., Springer-Verlag, New York.
- [۲۱] Hassani, B., Tavakoli, S. M. AND Moghaddam, N. Z., (۲۰۱۱), Application of Isogeometric Analysis in Structural Shape Optimization, Scientia Iranica, vol.۱۸, pp.۸۴۶-۸۵۲.
- [۲۲] Haftka, R.T. Grandhi, R.V., (۱۹۸۶), Structural Shape Optimization – A Survey”, Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg., ۵۷ (۱) ۹۱-۱۰۶.

Abstract:

Concepts discussed in the thesis is given as, in three parts of acquaintance of Arch dam and their methods of Design and Analysis, introduction of Isogeometric Analysis and shape optimization with this method. At the end Double-arch dam in three preliminary design stages, Isogeometric Analysis and optimization of shape, with this method presented step by step and was assessed with same numerical examples.

Arch dam is generally a concrete construction that has a curvature and arch towards upstream and transfers the created loads by water to supports sides of it and sides of valley and facilitates the most beneficial usage of materials compressive strength. Although dams arch itself somehow optimizes dam's shape, but design and Analysis of dams are done with trial and error method to achieve an acceptable design with common Analysis, specially Finite Element Method, doesn't result in optimized design necessarily, therefore shape optimization of is so important.

Usage of Finite Element Method, specially in analysis of arch dams, has sufficient accuracy when is used of three-dimensional elements with proper amount for three-dimensional solution of dam. On the other hand, due to body's curvature, for adaption of networked model with actual geometry of dam, it needs to decrease dimensions of elements and increase quantity of them. This issue at the time of using three-dimensional elements, due to increase of quantity of non-linear equation, have much problems and it needs high volume of computer memory and much time.

In Isogeometric Analysis , definition of geometry is done with high accuracy. In addition , change of boundary surfaces during optimization doesn't make a dent in uniformity and smoothness , in addition , advantage of this method is remove of construction phase of finite element network, during optimization. this action has caused significant decrease of calculations , specially in three-dimensional questions ,for example double-arch dam. Meanwhile , due to flexibility of NURBS in Isogeometric method, boundaries changes doesn't cause loss of stability of solution. Therefore , in general , it can be concluded this method is assessed cheaper and more accurate than common methods.

Keyword :

Double-arch dam, Isogeometric analysis, structural shape optimization



Shahrood University of Technology

Structural Engineering Department

M. Sc. Thesis

**Shape optimization of Concrete double curvature arch dams by
using Isogeometrical Analysis Method**

Supervisors:

Dr. B. Hassani

Advisor:

Dr. M. Tavakoli

Date: February ۲۰۱۳