

جمهوری اسلامی ایران
معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس‌جمهور

راهنمای برآورد رواناب در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی

نشریه شماره ۵۱۹

وزارت نیرو

دفتر مهندسی و معیارهای فنی آب و آبفا

<http://seso.moe.org.ir>

معاونت نظارت راهبردی

دفتر نظام فنی اجرایی

<http://tec.mporg.ir>



بسمه تعالی

ریاست جمهوری

معاون برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

شماره:	۱۰۰/۱۱۹۳۷۱
تاریخ:	۱۳۸۸/۱۲/۲۳

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران

موضوع: راهنمای برآورد رواناب در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و ماده (۶) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۵۱۹ دفتر نظام فنی اجرایی، با عنوان «راهنمای برآورد رواناب در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده کنند و در صورتی که روش‌ها، دستورالعمل‌ها و راهنمای بهتری در اختیار داشته باشند، رعایت مفاد این بخشنامه الزامی نیست.

عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها، روش‌ها یا راهنماهای جایگزین را به دفتر نظام فنی اجرایی ارسال کنند.

ابراهیم عزیزی

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی

مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

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

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

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

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی شاه - مرکز تلفن ۳۳۲۷۱ معاونت

برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، دفتر نظام فنی اجرایی

Email: tsb.dta@mporg.ir

web: <http://tec.mporg.ir/>

پیشگفتار

آب منشا حیات و تداوم دهنده زندگی است. بیشتر کشورهای جهان، توسعه شهری روزافزونی پیدا کرده‌اند. یکی از مشکلات عمده در این جوامع و مراکز صنعتی و شهری، رواناب ناشی از بارندگی و ایجاد گرفتگی و وقوع سیلاب است. طرح‌های شبکه آبیاری و زهکشی جهت کنترل و مدیریت این سیلاب‌ها لازم است. بنابراین انتظار می‌رود که وسواس در طراحی صحیح آنها موجب افزایش بهره‌وری گردد. عوامل گوناگونی در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی نقش دارد. یکی از این عوامل بده طراحی است. کم‌برآورد کردن بده طراحی خطر تخریب سازه‌ها، اتلاف منابع مالی و نیروی انسانی را به دنبال دارد؛ بنابراین منجر به از دست رفتن فرصت توسعه در کشور می‌شود. از طرف دیگر برآورد بیش از اندازه بده طراحی موجب هدر رفتن منابع مالی و نیروی کار شده و در نتیجه منجر به از دست رفتن فرصت توسعه در کشور می‌شود. چندین روش مختلف برای تعیین بده طراحی و رواناب بهینه در شبکه‌های آبیاری و زهکشی در منابع وجود دارد ولی درک مفاهیم پایه و انتخاب روش مناسب از بین آنها همیشه از دغدغه‌های مهندسیین بوده است.

از این رو، امور آب وزارت نیرو در قالب طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی آب و آبفا، تهیه نشریه "راهنمای برآورد رواناب در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی" را با هماهنگی دفتر نظام فنی اجرایی معاونت نظارت راهبردی رییس جمهور در دستور کار قرار داد و پس از تهیه، آن را برای تایید و ابلاغ به عوامل ذینفع نظام فنی اجرایی کشور به معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور (دفتر نظام فنی اجرایی) ارسال نمود که پس از بررسی، بر اساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی مصوب هیات محترم وزیران و طبق نظام فنی اجرایی کشور (مصوب شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) تصویب و ابلاغ گردید.

راهنمای حاضر با هدف ارائه اطلاعات و چارچوب کلی با توجه به شرایط اجرایی کشور و مطابق با علوم مهندسی آب روز جهان برای کارشناسان فنی و برنامه‌ریزان جهت برآورد رواناب در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی تهیه شده است. بدین وسیله معاونت نظارت راهبردی رییس جمهور از تلاش و جدیت مدیر کل محترم دفتر نظام فنی اجرایی، سرکار خانم مهندس بهناز پورسید و کارشناسان این دفتر و نماینده مجری محترم طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور وزارت نیرو، جناب آقای محمد حاج‌رسولیه و متخصصان همکار در امر تهیه و نهایی نمودن این نشریه، تشکر و قدردانی می‌نماید و از ایزد منان توفیق روزافزون آنان را آرزومند می‌باشد.

امید است متخصصان و کارشناسان با ابراز نظرات خود درخصوص این نشریه ما را در اصلاحات بعدی یاری فرمایند.

معاون نظارت راهبردی

زمستان ۱۳۸۸

ترکیب اعضای تهیه کننده، کمیته و ناظران تخصصی

این راهنما در دانشگاه فردوسی مشهد با مسئولیت

دکترای مهندسی آبیاری	دانشگاه فردوسی مشهد	بیژن قهرمان و همکاری
فوق لیسانس هیدرولوژی	دانشگاه آزاد اسلامی - واحد مشهد	حجت رضایی پزند تهیه شده است.

گروه نظارت که مسئولیت نظارت تخصصی بر تدوین این راهنما را به عهده داشته‌اند به ترتیب حروف الفبا عبارتند از:

دکترای منابع آب	دانشگاه آزاد واحد علوم و تحقیقات و فناوری	ابراهیم پذیرا
فوق لیسانس مهندسی آبیاری و زهکشی	شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس	محمدصادق جعفری
فوق لیسانس زمین شناسی	وزارت نیرو	احمد رجایی
فوق لیسانس مهندسی تاسیسات آبیاری	طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور	انسیه محرابی
فوق لیسانس مهندسی آبیاری و زهکشی	شرکت مهندسی مشاور آبکاو سرزمین	محمدباقر نحوی

اعضای کمیته تخصصی آبیاری و زهکشی طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور که بررسی و تایید راهنمای

حاضر را به عهده داشته اند به ترتیب حروف الفبا عبارتند از:

لیسانس مهندسی آبیاری	شرکت سهامی مدیریت منابع آب	علیرضا آراستی
دکترای منابع آب	دانشگاه آزاد واحد علوم و تحقیقات و فناوری	ابراهیم پذیرا
لیسانس مهندسی آبیاری	شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس	احمد پورزند
فوق لیسانس مهندسی آبیاری و زهکشی	شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس	محمدصادق جعفری
لیسانس مهندسی آبیاری	وزارت جهاد کشاورزی	سیدرحیم سجادی
فوق لیسانس مهندسی عمران و مهندسی آبیاری و زهکشی	شرکت مهندسی مشاور پندام	محمد کاظم سیاهی
فوق لیسانس مهندسی آبیاری و زهکشی	شرکت مهندسی مشاور پژوهاب	محمدحسن عبدالله شمشیرساز
فوق لیسانس مهندسی آبیاری و زهکشی	شرکت سهامی مدیریت منابع آب	سیدمجتبی رضوی نبوی
فوق لیسانس مهندسی تاسیسات آبیاری	طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور	انسیه محرابی
دکترای منابع آب	دانشگاه تربیت مدرس	محمدجواد منعم

در خاتمه از جناب آقای مهندس حسین شفیعی فر که با بازخوانی و ارائه نظرات مفید خود، در تهیه و تدوین این راهنما همکاری کرده‌اند، قدردانی می‌شود.

همکاران معاونت نظارت راهبردی:

لیسانس مهندسی کشاورزی	دفتر نظام فنی اجرایی	آقای علیرضا دولتشاهی
کارشناس ارشد مهندسی صنایع	دفتر نظام فنی اجرایی	خانم فرزانه آقارمضانعلی
کارشناس ارشد مهندسی منابع آب	دفتر نظام فنی اجرایی	خانم ساناز سرفراز

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل اول - کلیات
۳	۱-۱- مقدمه
۳	۲-۱- هدف
۴	۳-۱- دامنه کاربرد
۵	فصل دوم - کلیاتی در خصوص حوضه آبریز
۷	۱-۲- کلیات
۷	۲-۲- شاخص‌های هندسی و فیزیکی حوضه آبریز
۸	۱-۲-۲- ویژگی‌های هندسی حوضه آبریز
۹	۲-۲-۲- جدول توزیع فراوانی مساحت
۱۰	۳-۲-۲- مستطیل معادل حوضه
۱۰	۴-۲-۲- منحنی تجمعی مساحت (هیپسومتریک)
۱۰	۵-۲-۲- مشخصات شبکه زهکشی حوضه آبریز
۱۱	۶-۲-۲- ارتفاع متوسط حوضه
۱۱	۷-۲-۲- میانه و صدک ارتفاعات
۱۲	۸-۲-۲- شیب حوضه آبریز
۱۳	۹-۲-۲- شیب‌های آبراهه اصلی
۱۴	۱۰-۲-۲- شاخص‌های زهکشی و شکل حوضه
۱۵	۱۱-۲-۲- توصیف کمی شبکه آبراهه‌ای
۱۸	۱۲-۲-۲- استفاده از GIS در برآورد خواص هندسی حوضه‌ها
۱۸	۳-۲- خاک‌شناسی و زمین شناسی حوضه
۱۹	۱-۳-۲- گروه هیدرولوژیکی خاک‌ها
۱۹	۲-۳-۲- زیرگروه‌های خاک
۲۰	۳-۳-۲- گروه‌بندی خاک‌های حوضه
۲۰	۴-۳-۲- رطوبت اولیه خاک (AMC)
۲۱	۴-۲- شاخص‌های گیاهی حوضه
۲۴	۵-۲- ویژگی‌های زمان پاسخ حوضه‌ها
۲۵	۶-۲- زمان تمرکز
۲۷	۱-۶-۲- برآورد زمان تمرکز (t_c)

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۴۵	فصل سوم - تجزیه و تحلیل رگبارها
۴۷	۱-۳- کلیات
۴۷	۲-۳- ایستگاه‌های باران سنجی
۴۸	۳-۳- تهیه روابط شدت-مدت- فراوانی (IDF) نقطه‌ای ایستگاه‌های مبنا
۵۰	۴-۳- انتقال رگبارها از ایستگاه‌های معرف به مرکز ثقل حوضه
۵۱	۵-۳- تصحیح شدت‌های بارش نقطه‌ای بر اساس زمان تمرکز حوضه
۵۱	۶-۳- تبدیل رگبارهای نقطه‌ای به مساحتی
۵۲	۷-۳- منحنی‌های IDF مساحتی و عامل کاهش مساحت (ARF)
۵۹	فصل چهارم - روش‌های برآورد سیلاب
۶۱	۱-۴- کلیات
۶۲	۲-۴- روش منطقی یا استدلالی
۶۴	۱-۲-۴- فرضیات برقراری روش منطقی
۶۵	۲-۲-۴- تاثیرهای عوامل مختلف رابطه منطقی
۶۷	۳-۴- روش مک-مٹ
۶۸	۴-۴- روش سایپرس- کریک
۶۹	۵-۴- روش کوک
۷۱	۶-۴- برآورد سیلاب به روش SCS
۷۱	۱-۶-۴- بنیان ریاضی روش SCS
۷۵	۲-۶-۴- برآورد رواناب حاصل از یک رگبار
۷۶	۳-۶-۴- برآورد سیلاب به روش آبنمود بی‌بعد SCS
۷۶	۴-۶-۴- آبنمود بی‌بعد SCS
۷۸	۵-۶-۴- روش خانواده منحنی (سیلاب طرح)
۸۰	۷-۴- برآورد سیلاب به روش NGIUH
۸۱	۱-۷-۴- آبنمود واحد لحظه‌ای (IUH)
۸۱	۲-۷-۴- آبنمود واحد لحظه‌ای مفهومی و الگوی نش (NIUH)
۸۳	۳-۷-۴- آبنمود واحد لحظه‌ای مفهومی زمین - ریخت‌شناسی (GIUH) و مدل NGIUH
۸۴	۸-۴- سیلاب‌های منطقه‌ای
۸۵	۱-۸-۴- تحلیل فراوانی منطقه‌ای (روش شاخص سیلاب - گشتاورهای خطی)
۸۶	۲-۸-۴- گشتاورهای وزن‌دار احتمالی توزیع‌ها و برآوردهای نمونه‌ای آنها
۸۸	۳-۸-۴- گام‌های سیلاب‌های منطقه‌ای

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۸۹	۴-۸-۴- اندازه ناهمناوبی
۹۰	۴-۸-۵- اندازه ناهمگنی
۹۱	۴-۸-۶- نمودار نسبت گشتاور خطی
۹۳	فصل پنجم - نتیجه گیری و جمع بندی
۹۵	۵-۱- کلیات
۹۵	۵-۲- جمع بندی
۹۶	۵-۳- پیشنهادها
۹۹	پیوست ۱- مثال های کاربردی
۱۱۷	پیوست ۲- جدول ها و شکل ها
۱۳۱	منابع و مراجع

فهرست شکل‌ها

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۷	شکل ۱-۲- نمایش موج و سامانه برای یک حوضه آبریز نوعی
۸	شکل ۲-۲- حوضه بسته
۸	شکل ۳-۲- حوضه باز
۱۶	شکل ۴-۲- رده‌های رودخانه‌های یک حوضه آبریز
۱۶	شکل ۵-۲- مساحت‌های مربوط به هر رده
۱۸	شکل ۶-۲- حوضه‌ای با ابعاد برخه‌ای نزدیک به ۲
۱۹	شکل ۷-۲- ابعاد برخه‌ای در حوضه غیریکنواخت
۲۳	شکل ۸-۲- وضعیت هیدرولوژیکی زمین‌های جنگلی
۳۲	شکل ۲-۹- مقطع صفحه‌ای
۳۲	شکل ۲-۱۰- مقطع همگرا
۳۵	شکل ۲-۱۱- تبیین شکل مقاطع مثلثی و سهموی
۳۶	شکل ۲-۱۲- ضریب شکل (c) برای مقاطع مثلثی و سهمی
۳۶	شکل ۲-۱۳- اشکال هندسی ساده برای برآورد زمان تمرکز
۴۳	شکل ۲-۱۴- نمودار محاسبه سرعت جریان در آبراهه کم عمق
۵۲	شکل ۳-۱- نمودار کاهش باران نقطه‌ای به مساحتی
۵۳	شکل ۳-۲- همبستگی نگار فاصله‌ای ۶۷ ایستگاه
۵۵	شکل ۳-۳- رابطه بین K^2 و A/λ^2
۶۴	شکل ۴-۱- ویژگی‌های سیلاب در روش استدلالی
	شکل ۴-۲- نمودار برآورد شدت اوج سیلاب با دوره بازگشت پنجاه سال (Q_{50}) به کمک مساحت حوضه (ایکر) و ضریب کوک (W)
۷۰	
۷۱	شکل ۴-۳- نمودار برآورد سیلاب پنجاه ساله (Q_{50}) به کمک مساحت حوضه (هکتار) و ضریب کوک (W)
۷۳	شکل ۴-۴- تفکیک باران (P) به سه مولفه تلفات اولیه (Ia) ، تلفات ثانویه (F) و رواناب ($Pn=Q$)
۷۴	شکل ۴-۵- رابطه بین عوامل مختلف‌رگبار در روش SCS
۷۶	شکل ۴-۶- رسم هم‌زمان تعدادی آبنمود واحد بی‌بعد روی یک محور
۷۷	شکل ۴-۷- شکل آبنمود واحد و مشخصات آن
۸۲	شکل ۴-۸- رابطه بین $h(t-\tau)$ و $Q(t)$ در انتگرال پیچشی
۸۲	شکل ۴-۹- شکل یک مخزن خطی

فهرست شکل‌ها

صفحه	عنوان
۸۳	شکل ۴-۱۰- نمایش مخازن خطی متوالی الگوی نش با ضرایب ذخیره یکسان k
۸۹	شکل ۴-۱۱- تعیین ناهم‌نوایی در تحلیل منطقه‌ای
۱۰۲	شکل پ.۱-۱- نقشه آبراه‌های
۱۰۴	شکل پ.۱-۲- مستطیل معادل حوضه حلوایی
۱۰۵	شکل پ.۱-۳- منحنی هیپسومتریک حوضه حلوایی
۱۰۵	شکل پ.۱-۴- نیمرخ طولی رودخانه اصلی
۱۲۸	شکل پ. ۲- ۱- خانواده منحنی برحسب CN و ارتفاع بارش
۱۲۸	شکل پ.۲-۲- محاسبه T0 بر حسب CN و P
۱۲۹	شکل پ.۲-۳- ضریب تصحیح برای رگبار بیش از ۶ ساعت
۱۲۹	شکل پ.۲-۴- نمودار احتمالی الگوی رگبار برای ربع اول و دوم بارش

فهرست جدول‌ها

صفحه	عنوان
۱۹	جدول ۲-۱- کم‌ترین شدت نفوذ پذیری گروه هیدرولوژیکی خاک‌ها
۱۹	جدول ۲-۲- زیر گروه خاک‌ها بر اساس کم‌ترین شدت نفوذ پذیری آنها
۲۰	جدول ۲-۳- زیر گروه خاک‌ها بر اساس عمق و زهکشی آنها
۲۱	جدول ۲-۴- ارتفاع بارندگی پیشین برای دوره خواب و رویش
۲۲	جدول ۲-۵- رابطه ویژگی‌های اراضی مرتعی و وضعیت هیدرولوژیکی
۲۲	جدول ۲-۶- وضعیت هیدرولوژیکی مرتعی بر اساس وزن مواد خشک
۲۲	جدول ۲-۷- وضعیت هیدرولوژیکی مرتع درخت‌دار و بیشه‌زار
۲۳	جدول ۲-۸- رده بندی درجه تخریب جنگل
۲۴	جدول ۲-۹- رده وضعیت هیدرولوژیکی جنگل
۲۴	جدول ۲-۱۰- شماره منحنی (CN) برای اراضی جنگلی
۲۷	جدول ۲-۱۱- طبقه‌بندی پنج عامل موثر در زمان تمرکز
۲۹	جدول ۲-۱۲- مقادیر متوسط n در روش کربی
۳۱	جدول ۲-۱۳- ویژگی‌های ۴۸ حوضه آبریز انتخابی برای مقایسه زمان تمرکز
۳۲	جدول ۲-۱۴- نتایج آماری مقایسه زمان تمرکز یازده روش تجربی ۴۸ حوضه انتخابی
۴۲	جدول ۲-۱۵- دامنه نوسان ضرایب k، n، و Rh در روش مانینگ
۶۶	جدول ۴-۱- رابطه C با I برای خاک با نفوذپذیری نسبتاً زیاد در روش استدلالی

فهرست جدول‌ها

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۶۸	جدول ۲-۴- حدود تغییرات ضریب جریان (C) روش مک- مٹ
۷۰	جدول ۳-۴- عوامل موثر در ضریب جریان روش کوک
۷۲	جدول ۴-۴- نسبت شدت جریان اوج ده ساله (Q ₁₀) و بیست و پنج ساله (Q ₂₅) به پنجاه ساله (Q ₅₀) در روش کوک
۱۰۱	جدول پ.۱-۱- توزیع مساحت حوضه حلوایی
۱۰۳	جدول پ.۱-۲- توزیع آبراهه‌ای حوضه حلوایی
۱۱۱	جدول پ.۱-۳- مختصات آبنمود واحد بی بعد SCS
۱۱۳	جدول پ.۱-۴- محاسبه آبنمود سیلاب از روی آبنمود بی بعد خانواده منحنی
۱۱۹	جدول پ. ۲- ۱- تعیین شماره منحنی برای مناطق زراعی روش SCS
۱۲۲	جدول پ.۲-۲- مختصات آبنمود واحد بی بعد پیشنهادی SCS
۱۲۲	جدول پ. ۲-۳- برآورد مربوط به CN و p*
۱۲۳	جدول پ.۲-۴- خانواده منحنی و نسبت T ₀ /T _p
۱۲۳	جدول پ.۲-۵- نسبت بین بارش شش ساعته و بیش از شش ساعت
۱۲۴	جدول پ.۲-۶- آبنمود سیلاب‌های خانواده شماره ۱
۱۲۴	جدول پ.۲-۷- آبنمود سیلاب‌های خانواده شماره ۲
۱۲۵	جدول پ.۲-۸- آبنمود سیلاب‌های خانواده شماره ۳
۱۲۶	جدول پ.۲-۹- آبنمود سیلاب‌های خانواده شماره ۴
۱۲۷	جدول پ.۲-۱۰- آبنمود سیلاب‌های خانواده ۵

فصل ۱

کلیات

۱-۱ - مقدمه

راهنمای حاضر برای تعیین ظرفیت زهکش‌ها، آبروها و همچنین تعیین مقاطع پل‌ها و آبروها در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی تدوین شده است. اساس این طراحی‌ها، رواناب و بده سیلاب‌های حاصل از رگبارهای نازل شده بر شبکه یا حوضه‌های منتهی به آنهاست. روش‌های متعددی برای برآورد رواناب و بده مورد نیاز، ارائه شده است. برای نمونه روش‌های استدلالی، سایپرس کریک، مک-م، SCS، منطقه‌ای، NGIUH و غیره را می‌توان نام برد. طبیعی است که شرایط، موقعیت، رفتار شبکه و حوضه‌های منتهی به آن القا کننده روش مناسب می‌باشد. برای مثال، روش‌ها در محدوده شبکه‌های آبیاری و زهکشی با شیب ناچیز (مانند شبکه‌های خوزستان) که جریان‌های ناشی از حوضه‌های مجاور به شبکه نیز وجود ندارد، محدود می‌شوند و تنها روش‌های خاصی کاربرد دارند. در این زمین‌های خاص علاوه بر اطلاعات تخصصی کارشناس هیدرولوژی، تجربه، ویژگی‌های شبکه (مانند: شکل شیارها، کرت‌ها و غیره) و آبیاری توام با بارندگی نقش مهمی ایفا می‌کند. آشنایی کارشناس با علم آبیاری و سابقه همکاری او با طرح‌های آبیاری و زهکشی نیز در انتخاب روش و کیفیت انجام مطالعات بسیار مهم است. در مقابل در شبکه‌هایی که رواناب و سیلاب‌های حوضه‌های منتهی به شبکه اهمیت دارند، مطالعه این حوضه‌ها نیاز به استفاده از شیوه‌های مناسب دیگر مانند: روش‌های منطقه‌ای، NGIUH و غیره دارد. همان‌گونه که در بالا اشاره شد، در این راهنما تاکید بر روش‌هایی است که در محدوده شبکه‌های آبیاری و زهکشی کاربرد دارند. بنیان علمی، مناسب بودن، محدودیت‌ها و سایر موارد بحث شده‌اند. در نهایت به جمع‌بندی و پیشنهادهای لازم پرداخته شده است.

این راهنما در پنج فصل و دو پیوست ارائه شده است. در فصل اول کلیات، در فصل دوم عوامل موثر در برآورد رواناب از قبیل: ویژگی‌های فیزیوگرافی، پوشش گیاهی، خاکی و زمان تمرکز بحث می‌شود. فصل سوم به بررسی رگبارهای نقطه‌ای و منطقه‌ای اختصاص دارد. در فصل چهارم روش‌های برآورد سیلاب در شبکه‌های آبیاری شامل استدلالی، سایپرس کریک، مک-م، کوک و SCS، روش منطقه‌ای (گشتاورهای خطی) و NGIUH معرفی و ارزیابی می‌شوند. در فصل پنجم جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و پیشنهادهای لازم ارائه شده است. حل مثال‌های نمونه در پیوست ۱ ارائه شده است. به علت تنوع مطالب به ناچار چند مثال ارائه شده است. پیوست ۲ شامل جدول‌های و نمودارهای مورد نیاز است. منابع و مراجع آخرین بخش این راهنما را تشکیل می‌دهد.

۱-۲ - هدف

شبکه‌های آبیاری و زهکشی که با هزینه گزاف در پایاب سدها ساخته می‌شود یکی از شاخص‌های توسعه هر کشور به شمار می‌آید. معیارهای گوناگونی در طراحی مناسب این شبکه‌ها باید در نظر گرفته شود. یکی از این معیارها، تعیین بده طرح و رواناب طراحی می‌باشد. تعیین دقیق این عامل، می‌تواند منجر به طراحی مناسب (جلوگیری از طراحی و ساخت با ابعاد بیش از حد کوچک و یا بیش از حد بزرگ) شود. از این میان ممکن است به زهکش‌ها، آبروها و همچنین مقاطع پل‌ها و آبروها اشاره کرد. چندین روش مختلف برای این منظور موجود است ولی انتخاب روش مناسب همیشه از دغدغه‌های مهندسی به شمار می‌رفته است. برای رفع این مشکل، این راهنما با هدف تعیین ظرفیت زهکش‌ها، آبروها هم‌چنین تعیین مقاطع پل‌ها و آبروها در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی تهیه شده است. روش‌های آورده شده به دو دسته کلی (الف) استفاده از باران و (ب) بدون استفاده از باران تقسیم می‌شود. روش‌ها، دامنه‌ی گسترده‌ای از روش‌های سرانگشتی و روش‌های کاملاً پیچیده را دربر می‌گیرند. در این راهنما روش‌های متعددی

جهت برآورد رواناب و بده (از جمله روش‌های منطقی یا استدلالی، مک‌م‌ت، سایپرس کریک، کوک، SCS، NGIUH و سیلاب‌های منطقه‌ای) ارائه شده است. انتخاب روش مناسب به شرایط محلی، آمار و اطلاعات قابل تهیه، شرایط پایاب، درجه‌ی پیچیدگی شبکه، و شرایط حوضه‌های بالادست بستگی دارد. هم‌چنین آشنایی کارشناس با علم آبیاری و سابقه‌ی همکاری او با طرح‌های آبیاری و زهکشی در انتخاب روش و کیفیت انجام مطالعات بسیار مهم است.

۱-۳- دامنه کاربرد

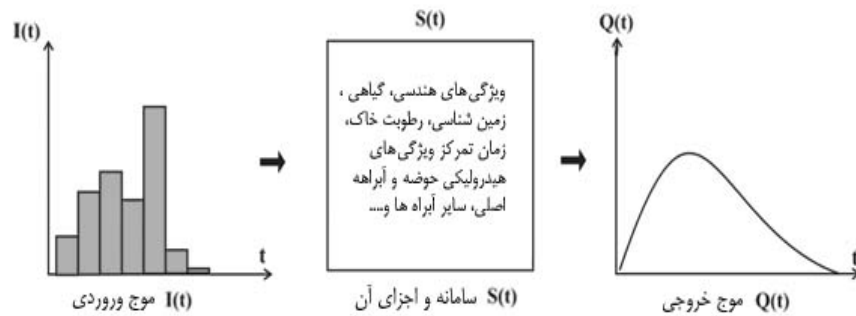
این راهنما برای تمامی طرح‌های آبی، اعم از زهکش‌ها، پل‌ها، زیرگذرها (کالورت‌ها)، آب‌بندها، کانال‌های انتقال آب، تاسیسات ذخیره آب، تاسیسات تغذیه مصنوعی، که برای طراحی آنها به تعیین مناسب رواناب و بده نیاز باشد تا احتمال تخریب آن‌را با حداقل هزینه کمینه کند، کاربرد دارد. این راهنما تمامی حوضه‌های مختلف، اعم از حوضه‌های طبیعی، شهری یا کشاورزی، را دربر می‌گیرد و می‌توان آن‌را برای هر نوع از آبراهه و با هر نوع از رژیم جریان آب در آن به کار برد. می‌توان مشخصه‌های بیان شده در این راهنما را به صورت استاندارد برای تمامی حوضه‌ها با هر گوناگونی از نظر ویژگی‌های فیزیکی، اعم از مساحت، شیب، پستی و بلندی به کار بست. افزون بر این، روش‌های به کار رفته در این نشریه برای هرگونه روش استفاده شده برای تهیه آمار و اطلاعات تناسب دارد.

فصل ۲

کلیاتی در خصوص حوضه آبریز

۱-۲- کلیات

رواناب پاسخ حوضه به رگبار نازل شده بر آن می‌باشد. در اینجا رگبار، موج ورودی^۱، سیلاب یا رواناب، موج خروجی و حوضه نقش یک سامانه^۲ را دارد. اجزای موثر در فرایند تبدیل موج ورودی به موج خروجی (اجزای سامانه)، عوامل هندسی، گیاهی، زمین‌شناسی، هیدرولیکی و سایر عوامل موثر در تولید رواناب است. شکل (۱-۲) این موارد را نشان می‌دهد. در واقع موج خروجی (یعنی سیلاب یا رواناب) ناشی از فرایند ترکیب موج ورودی و سامانه می‌باشد. این مطلب را به صورت رابطه پیچش $Q(t) = I(t) * S(t)$ نیز می‌توان نمایش داد.



شکل ۱-۲- نمایش موج و سامانه برای یک حوضه آبریز نوعی

در این فصل، اجزای مهم سامانه مانند: مشخصات هندسی، پوشش گیاهی، زمین‌شناسی، مشخصات هیدرولیکی و زمان تمرکز بررسی و تشریح شده‌اند. مطالب این فصل در مورد حوضه‌های طبیعی، دشت‌ها، زمین‌های آبیاری، زمین‌های جنگلی، زمین‌های شهری و یا ترکیب این موارد قابل کاربرد است.

۲-۲- شاخص‌های هندسی و فیزیکی حوضه آبریز

حوضه آبریز^۳ (آبخیز) ناحیه بسته‌ای است که آب حاصل از ریزش‌های جوی بر آن، ذوب برف یا آبیاری در داخل ناحیه از طریق شبکه آبراهه‌ای یا جریان سطحی به یک مخزن، استخر، دریاچه، دق (دریاچه‌های فصلی)، آبراهه، زمین‌های کشاورزی و غیره می‌رسد و یا از مقطع رودخانه‌های به نام خروجی عبور می‌کند. در واقع محدوده زهکشی یک آبراهه، رودخانه، دریاچه و ... را یک حوضه آبریز می‌نامند. حوضه آبریز را حوضه آبخیز نیز می‌نامند.

برای بررسی یک حوضه آبریز معمولاً از نقشه‌های توپوگرافی (با مقیاس‌های $\frac{1}{25000}$ ، $\frac{1}{50000}$ ، $\frac{1}{250000}$ و غیره)، عکس‌های

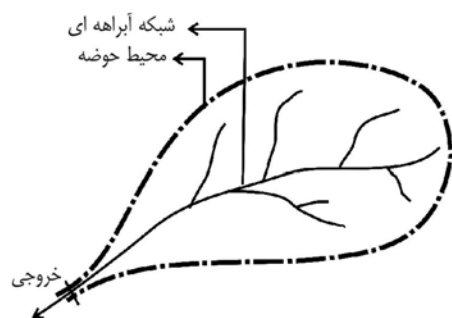
هوایی و ماهواره‌ای استفاده می‌شود. مقیاس‌های $\frac{1}{100000}$ و بزرگ‌تر نیز در زمین‌های کشاورزی معمول است. حوضه آبریز تصویر افقی حوضه طبیعی روی این نقشه‌ها است و کلیه محاسبات روی این تصویر افقی انجام می‌گیرد.

1 - Signal

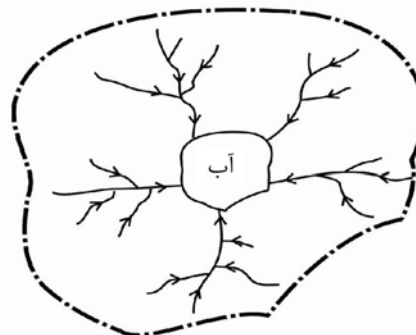
2 - System

3 - Catchment, Watershed, Basin, Drainage Area

حوضه‌های آبریز به طور کلی به دو نوع بسته (شکل ۲-۲) و باز (شکل ۲-۳) تقسیم‌بندی می‌شوند. حوضه‌های آبریز از دیدگاه‌های دیگری نیز تقسیم‌بندی می‌شوند، مانند: حوضه‌های کشاورزی (آبیاری)، حوضه‌های طبیعی، شهری، جنگلی، کوهستانی، برفی و غیره. تعریف و تقسیم‌بندی قبل حالت کلی تمام این موارد است.



شکل ۲-۳- حوضه باز. آب از خروجی عبور می‌کند و از حوضه خارج می‌شود. مانند: حوضه‌های منتهی به سدها، دشت‌های آبیاری و غیره



شکل ۲-۲- حوضه بسته. آب در داخل حوضه ذخیره می‌شود که می‌تواند دق، کویر، النگ^۱ یا دریاچه باشد

۲-۱- ویژگی‌های هندسی حوضه آبریز

حوضه آبریز از دیدگاه ریاضی یک منحنی محدب ساده است. بنابراین یک حوضه دارای مساحت، شیب، محیط، شبکه آبراهه‌ای، نقاط ارتفاعی و موارد دیگر است که از روی نقشه توپوگرافی (تصویر بر سطح افق) اندازه‌گیری یا به کمک قوانین ریاضی محاسبه می‌شود و آنها را مشخصات فیزیکی، هندسی یا کوه‌آبگری^۲ حوضه آبریز می‌نامند.

اندازه‌گیری مساحت، محیط و شبکه آبراهه‌ای: این عوامل را به کمک منحنی‌سنج^۳ و مساحت‌یاب^۴ و از روی نقشه‌های حوضه اندازه‌گیری می‌کنند. با پیشرفت نرم افزارهای رایانه‌ای و ورود GIS به هیدرولوژی می‌توان این موارد را به آسانی و توسط این نرم‌افزارها به دست آورد.

- سیستم واحدهای اندازه‌گیری: در این راهنما، سیستم SI به کار می‌رود. مساحت (کیلومتر مربع، km^2)، محیط و طول‌ها (کیلومتر، km)، ارتفاع (متر، m)، زمان (ثانیه، s یا sec)، سرعت (متر بر ثانیه، m/s)، ارتفاع بارش (میلی‌متر، mm) شدت بارندگی (میلی‌متر بر ساعت، mm/h) و شدت جریان (متر مکعب بر ثانیه، m^3/s) است.
- برای هر حوضه آبریز در آغاز کار دو نوع نقشه اصلی، به صورت دولا به تعریف شده در محیط GIS، تهیه می‌شود. این دو نقشه به ترتیب نقشه ارتفاعی (توزیع مساحت) و شبکه آبراهه‌ای (توزیع آبراهه‌ای) است. برای تهیه این دو نقشه، ابتدا

۱- منطقه‌ای کاسه مانند و نسبتاً مسطح که سطح آب زیرزمینی آن نزدیک سطح زمین است و گیاهان از آن استفاده می‌کنند و آب سطحی نیز در آن جمع می‌شود.

2 - Orographic
3 - Curvimeter
4 - Planimeter

- نقشه توپوگرافی با مقیاس مناسب ($\frac{1}{25000}$ یا $\frac{1}{50000}$ یا $\frac{1}{250000}$) تهیه و به محل گزینه‌ها (خروجی حوضه) مراجعه و خروجی روی نقشه مشخص می‌شود. آنگاه اعمال زیر انجام می‌شوند:
- شبکه آبراهه‌ای روی نقشه ترسیم می‌شود.
 - از نقطه خروجی شروع و روی خط راس‌ها چنان حرکت می‌شود که شبکه آبراهه‌ای در داخل حوضه قرار بگیرد. در نتیجه مرز حوضه مشخص می‌شود.
 - منحنی‌های میزان اصلی - که حوضه را قطع می‌کنند - مشخص می‌شوند.
 - نقاط ارتفاعی (مانند خروجی، بلندترین نقطه حوضه، نقاط ارتفاعی مهم و غیره)، مشخص می‌شوند.
 - نقشه ترسیم شده بر روی کاغذ نسخه برداری می‌شود. این کار ممکن است به سه صورت دستی، رایانه‌ای و یا در محیط GIS صورت پذیرد.
 - نقاط مهم مانند: روستاها، بندهای انحرافی و غیره روی نقشه مشخص می‌شوند.
 - معمول است که نقشه شبکه آبراهه‌ای و ارتفاعی جداگانه تهیه شود.
 - مشخص کردن مقیاس نقشه، جهت شمال، طول و عرض جغرافیایی در چند نقطه حوضه الزامی است.
- تذکر ۱: اگر امکان دسترسی به GIS و یا نرم‌افزارهای مناسب دیگر باشد، می‌توان موارد بالا را با کیفیت، دقت و سرعت بیش‌تری پردازش کرد. استفاده از GPS در عملیات صحرایی و تعیین مشخصات جغرافیایی، ارتفاع نقاط و سایر موارد، می‌تواند بسیار کارساز باشد. باید توجه شود که دقت GPS - به‌ویژه دقت تعیین ارتفاع به‌وسیله آن - مهم است.
- تذکر ۲: اگر حوضه بسیار کوچک باشد و در روی نقشه مشخص نشود، می‌توان با استفاده از GPS، ارتفاع و مختصات جغرافیایی تعدادی از نقاط حوضه را با پیمایش به‌دست آورد و سپس حوضه را با مقیاس مناسب روی کاغذ ترسیم و یا در محیط GIS تعریف کرد. نقاط مهم شامل: نقاط مرزی و خروجی حوضه، نقاط ارتفاعی داخل و مجاور حوضه، چند نقطه ارتفاعی مهم مجاور حوضه که در روی نقشه موجود است و برای تصحیح نقاط دیگر به کار می‌رود، چشمه‌ها، قنات‌ها و غیره است.

۲-۲-۲- جدول توزیع فراوانی مساحت

پس از مشخص کردن حوضه روی نقشه، در آغاز کار ارتفاع نقطه خروجی ($H_0 = H_{\min}$) و بلندترین نقطه حوضه ($H_n = H_{\max}$) و منحنی‌های میزان اصلی ارتفاعی رسم می‌شوند. سپس، مساحت‌های جزئی محصور بین منحنی‌های میزان متوالی به کمک مساحت یاب یا کاغذ شطرنجی یا نرم‌افزارهای رایانه‌ای اندازه‌گیری می‌شوند و نتیجه در یک جدول توزیع فراوانی تنظیم و جدول تکمیل می‌شود [۵]. جدول توزیع فراوانی مساحت حوضه آبریز حلوانی در پیوست ۱ نشان داده شده است. دقت شود که منحنی‌های میزان، حدود طبقات و مساحت بین آنها، فراوانی جدول فوق را تشکیل می‌دهند.

۳-۲-۲- مستطیل معادل حوضه

اگر مستطیلی چنان در نظر گرفته شود که مساحت و محیط آن با مساحت و محیط حوضه برابر باشد، آن را مستطیل معادل حوضه می‌نامند. منحنی‌های میزان در مستطیل معادل به خط راست و مساحت‌های جزئی به مستطیل تبدیل می‌شوند. برای مشخص کردن مستطیل معادل کافی است معادله درجه دوم (۱-۲) بر حسب Z حل شود:

$$Z^2 - 0.5PZ + A = 0 \quad (۱-۲)$$

که در آن:

P : محیط حوضه،

A : مساحت حوضه، و

Z_1 و Z_2 : ریشه‌های معادله و به ترتیب طول و عرض مستطیل معادل ($Z_1 > Z_2$):

$$Z_1, Z_2 = \frac{P \pm \sqrt{P^2 - 16A}}{4} \quad (۲-۲)$$

نامساوی $P \geq 4\sqrt{A}$ ، شرط وجود مستطیل معادل است.

- رسم مستطیل معادل: مستطیلی به طول و عرض Z_1 و Z_2 رسم می‌شود. مساحت‌های جزئی (A_i) به صورت مستطیل‌اند. عرض همه آنها مساوی عرض مستطیل معادل و طول آنها (W_i) از رابطه (۳-۲) به دست می‌آید. پس از مشخص شدن W_i ، مساحت‌های جزئی به راحتی رسم می‌شوند. مستطیل معادل حوضه حل‌وایی در مثال‌های کاربردی در پیوست ۱ رسم شده است.

$$W_i = \frac{A_i}{Z_2} \quad (۳-۲)$$

۴-۲-۲- منحنی تجمعی مساحت (هیپسومتریک)^۱

نمودار تابع توزیع مساحت حوضه آبریز (یا درصد آن) را هیپسومتریک می‌نامند. برای رسم آن در جدول توزیع مساحت حوضه از ستون مساحت تجمعی و کران بالایی ارتفاعات هر طبقه استفاده می‌شود. نقاطی که به این ترتیب به دست می‌آید را با یک منحنی هموار به هم وصل می‌کنند که هیپسومتریک است. مبدأ، کران پایین اولین طبقه (H_{min}) می‌باشد. منحنی هیپسومتریک حوضه حل‌وایی در مثال‌های کاربردی در پیوست ۱ رسم شده است.

۵-۲-۲- مشخصات شبکه زهکشی^۲ حوضه آبریز

شاخه‌های مختلف رودخانه‌های یک حوضه آبریز را شبکه آبراهه‌ای (زهکشی یا رودخانه‌ای) حوضه می‌نامند. طولانی‌ترین شاخه رودخانه‌ای، و نه لزوماً پرآب‌ترین شاخه، منتهی به خروجی را شاخه (رودخانه، آبراهه، کانال یا زهکش) اصلی حوضه می‌نامند. این شاخه با منحنی‌های میزان متوالی (اصلی) حوضه به بازه‌هایی تفکیک (افراز) می‌شود. این بازه‌ها را آبراهه جزئی می‌نامند و مجموع

1 - Hypsometric

2 - Drainage stream

طول آنها برابر طول رودخانه اصلی است. در اینجا نیز می‌توان جدول توزیع فراوانی رودخانه اصلی را مشابه مساحت تنظیم و تکمیل کرد. در این جدول، فراوانی‌ها همان آبراهه‌های جزئی هستند. در این جدول یک ستون اضافه برای شیب‌های آبراهه‌های جزئی نیز وجود دارد. میانگین وزن دار این شیب‌ها، شیب وزن دار آبراهه اصلی نامیده می‌شود.

کوتاه‌ترین نقطه آبراهه اصلی، ارتفاع تالوگ (خط القعر) رودخانه در نقطه خروجی حوضه (H_{min}) است و سرچشمه آن (بلندترین نقطه آبراهه اصلی) به ارتفاع (H_{max}) می‌باشد که می‌تواند بر بلندترین نقطه حوضه منطبق باشد یا نباشد. مثال کاربردی در پیوست ۱، جدول توزیع فراوانی آبراهه اصلی حوضه آبریز حلوايي را نشان می‌دهد.

- نیمرخ طولی رودخانه اصلی: تصویر رودخانه اصلی در صفحه قائم، نیمرخ طولی آن است. در واقع این نیمرخ شکل تابع چگالی نمونه‌ای رودخانه اصلی است. برای رسم آن می‌توان از آبراهه تجمعی و کران بالای هر طبقه استفاده کرد. نیمرخ رودخانه اصلی حوضه حلوايي در مثال‌های کاربردی در پیوست ۱ رسم شده است.

۲-۲-۶- ارتفاع متوسط حوضه

میانگین وزنی ارتفاعات حوضه را ارتفاع متوسط حوضه می‌نامند. برای محاسبه آن از رابطه (۲-۴) و جدول توزیع مساحت استفاده می‌شود.

$$H_m = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n \bar{H}_i A_i \quad (2-4)$$

که در آن:

H_m : ارتفاع متوسط (متر)،

A_i : مساحت جزئی (کیلومتر مربع)،

$H_i = \frac{1}{2}(H_{i-1} + H_i)$: میانگین ارتفاع دو منحنی میزان متوالی (متر) که همان نماینده طبقه است، و

n : تعداد طبقات جدول توزیع مساحت.

۲-۲-۷- میان و سدک ارتفاعات

برای محاسبه سدک ارتفاعات (ارتفاعی که p ٪ مساحت حوضه زیر آن قرار دارد) از رابطه (۲-۵) و جدول توزیع مساحت استفاده می‌شود [۵].

$$H_p = H_i + \frac{(\%p)A - A_{i-1}}{A_i} \times \Delta H \quad (2-5)$$

که در آن:

H_p : ارتفاعی که P ٪ از مساحت حوضه زیر آن قرار دارد (متر)،

H_i : کران پایینی طبقه سدک دار (متر)،

P ٪: درصد سدک مورد نظر،

A_{i-1} : مساحت تجمعی طبقه قبل از طبقه سدک دار (کیلومتر مربع)،

A_i : مساحت جزیی طبقه صدک‌دار (کیلومتر مربع)، و

ΔH : فاصله طبقه صدک‌دار (متر).

طبقه صدک دار طبقه‌ای است که مساحت تجمعی آن بلافاصله بزرگ‌تر مساوی A ، برابر با $P\%$ باشد.

حالات خاص: با فرض $P = 25$ ، چارک اول ارتفاعات (Q_1)، $P = 50$ میان‌ه ارتفاعات (چارک دوم) و $P = 75$ چارک سوم ارتفاعات (Q_3) به دست می‌آید.

۲-۲-۸- شیب حوضه آبریز

برای حوضه شیب‌های متفاوتی تعریف می‌شود که هر یک کاربردی خاص دارد، سه نمونه متداول به شرح زیر است:

الف- شیب خام حوضه (شیب مستطیل معادل)

این شیب، معادل شیب وزنی مستطیل معادل است.

$$\%I = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{10Z_1} \quad (۶-۲)$$

که در آن:

H_{\max} و H_{\min} : به ترتیب ارتفاع بلندترین و کوتاه‌ترین نقطه حوضه (متر)، و

Z_1 : طول مستطیل معادل (کیلومتر).

ب- شاخص شیب^۱

در این شیب، اثرها و پیچیدگی‌های منحنی‌های میزان دخالت می‌کند.

$$\%I_p = \frac{3.162}{Z_1 \sqrt{Z_2}} \sum_{i=1}^n \sqrt{A_i \Delta H_i} \quad (۷-۲)$$

که در آن:

I_p : شاخص شیب (درصد)،

Z_1 و Z_2 : به ترتیب طول و عرض مستطیل معادل (کیلومتر)،

ΔH_i : اختلاف ارتفاع دو منحنی میزان متوالی H_i و H_{i-1} (متر) که همان فاصله طبقات است،

A_i : مساحت جزیی بین H_i و H_{i-1} (کیلومتر مربع)، و

n : تعداد طبقات جدول توزیع مساحت.

ج- شیب متوسط (روش هورتن)

در این روش حوضه آبریز به کمک رسم خطوط افقی و قائم با مربع‌های یکسان شبکه بندی می‌شود. سپس، شیب افقی و قائم

به صورت زیر محاسبه می‌شود. شیب متوسط میانگین این دو شیب می‌باشد. هر چه شبکه کوچک‌تر باشد، دقت بیشتر است.

$$\%S_1 = \frac{n_1 \times \Delta H}{10L_1} \quad \text{شیب افقی} \quad (۸-۲)$$

$$\%S_2 = \frac{n_2 \times \Delta H}{10L_2} \quad \text{شیب عمودی} \quad (۹-۲)$$

$$\%S = \frac{S_1 + S_2}{2} \quad \text{شیب متوسط حوضه} \quad (۱۰-۲)$$

که در آنها:

n_1 و n_2 : به ترتیب تعداد نقاط برخورد منحنی‌های میزان حوضه با خطوط افقی و عمودی شبکه،
 L_1 و L_2 : به ترتیب مجموع طول خطوط افقی و عمودی محصور در حوضه آبریز (کیلومتر)، و
 ΔH : فاصله منحنی‌های میزان اصلی (متر).
 توجه شود که مرز حوضه به حساب نمی‌آید.

۲-۹-۲- شیب‌های آبراهه اصلی

برای آبراهه اصلی نیز شیب‌های متفاوتی تعریف می‌شود که سه نمونه آن ارائه می‌شود.

الف- شیب خام

$$\%I_r = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{10L_R} \quad (۱۱-۲)$$

که در آن:

H_{\max} : ارتفاع سرچشمه آبراهه اصلی (متر)،

H_{\min} : ارتفاع خروجی (متر)،

L_R : طول آبراهه اصلی (کیلومتر)، و

I_r : شیب خام آبراهه اصلی (درصد).

شیب خام آبراهه اصلی در یک حوضه نمونه (حلوایی) در پیوست ۱ محاسبه شده است.

ب- شیب وزنی

این شیب از میانگین وزنی طول‌های جزئی به دست می‌آید.

$$\%I_i = \frac{\Delta H_i}{10L_i} \quad \text{شیب جزئی} \quad (۱۲-۲)$$

$$\%I_w = \frac{1}{L_R} \sum_{i=1}^n (L_i)(\%I_i) \quad \text{شیب وزنی} \quad (۱۳-۲)$$

که در آنها:

$\Delta H_i = H_i - H_{i-1}$: اختلاف دو منحنی میزان متوالی (متر)،

L_i : طول جزیی آبراهه اصلی (کیلومتر)،

$L_R = \sum L_i$: طول آبراهه اصلی (کیلومتر)،

n : تعداد طبقات جدول توزیع آبراهه اصلی، و

I_w : شیب وزنی آبراهه اصلی.

شیب وزنی آبراهه اصلی در یک حوضه نمونه (حلوایی) در پیوست ۱ (ستون آخر جدول توزیع آبراهه) آمده است.

تذکره: دو شیب فوق از نظر ریاضی یکسان هستند.

ج- شیب تعادل هیدرولیکی

$$\%I_h = \frac{H_B - H_{\min}}{10L_R} \quad (۱۴-۲)$$

I_h : شیب تعادل هیدرولیکی

H_B : ارتفاع نقطه B (متر) است.

اگر روی نیمرخ طولی رودخانه اصلی، از خروجی خطی چنان رسم شود که مجموع مساحت‌های ایجاد شده بین این خط و نیمرخ در بالا و پایین آن مساوی باشند و محل برخورد این خط و محور ارتفاعات H_B باشد، آنگاه شیب این خط، شیب تعادل هیدرولیکی است. برای محاسبه H_B می‌توان از ترسیم یا رابطه (۱۵-۲) استفاده کرد.

$$H_B = \left\{ \frac{1}{L_R} \sum_{i=1}^n (H_i + H_{i-1}) \times L_i \right\} - H_{\min} \quad (۱۵-۲)$$

شیوه محاسبه شیب تعادل هیدرولیکی برای یک حوضه نمونه (حلوایی) در پیوست ۱ ارائه شده است.

۲-۱۰- شاخص‌های زهکشی و شکل حوضه

الف- تراکم زهکشی

$$D_d = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n L_i \quad (۱۶-۲)$$

که در آن:

D_d : تراکم زهکشی (km / km^2)،

A : مساحت حوضه (km^2)،

$\sum L_i$: مجموع طول تمام آبراهه‌های اصلی و فرعی حوضه (کیلومتر)، و

n : تعداد شاخه‌های رودخانه‌های حوضه.

هر چه این شاخص بزرگ‌تر باشد نشان می‌دهد که در واحد سطح شاخه‌های بیش‌تری از آبراهه‌ها وجود دارد و در نتیجه سیلاب‌ها سریع‌تر تخلیه می‌شوند.

ب- ضریب گراویلیوس^۱

اگر حوضه با یک دایره که مساحت و محیط آن برابر حوضه است مقایسه شود، این شاخص به دست می آید.

$$C_g = 0.28PA^{-0.5} \quad (۱۷-۲)$$

در حالت $C_g = 1$ ، حوضه یک دایره است و به هر میزان که C_g از ۱ بزرگ تر شود، حوضه کشیده تر می شود. به طور کلی حدود تغییرات این ضریب معمولاً بین ۱ تا ۱/۶ است.

ج- ضریب شکل^۲

این ضریب حوضه را با یک مستطیل مقایسه می کند.

$$R_f = AL^{-2} \quad (۱۸-۲)$$

که در آن:

L : طول حوضه، فاصله خروجی حوضه تا دورترین نقطه آن (کیلومتر).

اگر حوضه مربع باشد $R_f = 1$ و هر چه به سمت مستطیل میل کند، R_f کوچک تر می شود. اگر حوضه به صورت خط مستقیم باشد،

$R_f = 0$ می شود. در بیش تر حوضه ها $R_f \leq 0.5$ است.

۲-۲-۱۱- توصیف کمی شبکه آبراهه‌ای

استراهلر^۳ رده بندی رودخانه‌ها را در سال ۱۹۵۲ تعریف کرد. او شماره‌هایی به نام رده رودخانه (w) را به شاخه‌های رودخانه نسبت

داد. اولین رده مربوط به سرشاخه‌ها می باشد، دومین رده از به هم پیوستن دو رده ۱ به وجود می آید و این روند تا نقطه خروجی ادامه می یابد [۹]. شکل (۲-۴) این رده بندی را نشان می دهد. بزرگ ترین رده مربوط به آبراهه اصلی در خروجی است. معمولاً در توصیف

کمی شبکه رودخانه‌ای موارد زیر مورد نیاز است:

الف- شمارش تعداد شاخه‌های مربوط به هر رده (N_w).

ب- محاسبه میانگین طول شاخه‌های مربوط به هر رده (L_w)، و

ج- میانگین مساحت‌های مربوط به هر رده (A_w).

بین رده‌های مختلف روابطی برقرار است. برای نمونه رابطه (۲-۱۹) ارتباط بین مساحت رده ۲ با رده ۱ را نشان می دهد.

$$A_2 = \sum A_1 + \sum A_{02} \quad (۱۹-۲)$$

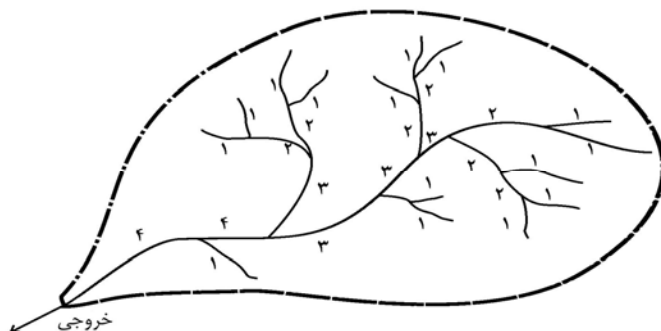
که در آن:

A_2 : مساحت مربوط به شاخه رده ۲ در نقطه A ،

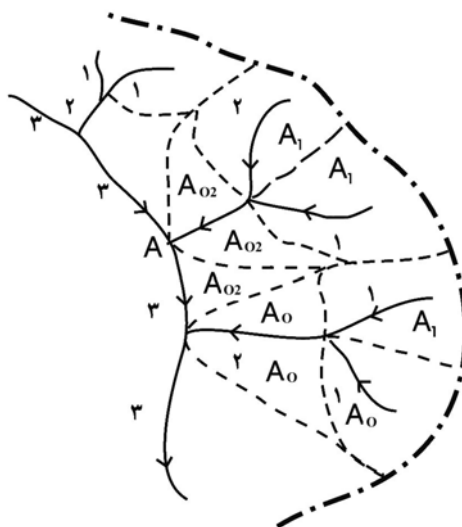
A_1 : مساحت شاخه رده ۱ منتهی به رده ۲، و

A_{02} : مساحت باقی مانده بین رده ۲ نقطه A و رده‌های ۱ منتهی به آن.

شکل (۲-۵)، A_{02} را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۴- رده‌های رودخانه‌های یک حوضه آبریز



شکل ۲-۵- مساحت‌های مربوط به هر رده

۲-۲-۱۱-۱- قانون رده‌ها^۱

الف- قانون تعداد شاخه‌ها (نسبت انشعاب)

در این قانون نسبت انشعاب (R_b) به صورت $R_b = \frac{N_w - 1}{N_w}$ تعریف می‌شود که در آن N_w تعداد شاخه‌های رده w است. حدود

تغییرات طبیعی این نسبت $3 < R_b < 5$ است. برای محاسبه R_b ، لگاریتم نقطه‌ای به مختصات (w, N_w) برای کلیه رده‌ها روی محورهای مختصات تمام لگاریتمی پیاده می‌شود. یک خط به نقاط برازش داده می‌شود. این برازش می‌تواند به کمک رگرسیون غیر خطی (قابل تبدیل به خطی) نیز انجام شود. رابطه‌ای خطی بین N_w و w (با لگاریتم‌گیری از داده‌ها) به دست می‌آید، شیب خط R_b است.

- 1- Ordering Law
- 2- Biforcation Ratio

ب- قانون طول شاخه‌ها (نسبت طول)

در این قانون متوسط طول شاخه‌های هر رده (w, L_w) حساب شده و سپس نسبت طول^۱ به صورت $R_L = \frac{L_w}{L_{w-1}}$ تعریف می‌شود. حدود تغییرات طبیعی این نسبت $1.5 < R_L < 3.5$ است. برای محاسبه R_L ، لگاریتم نقاطی به مختصات (L_w) برای کلیه رده‌ها روی محورهای مختصات تمام لگاریتمی پیاده می‌شود. به کمک رگرسیون غیرخطی (قابل تبدیل به خطی به کمک تبدیل لگاریتمی) نیز می‌توان معادله خط مناسب را نوشت که R_L قدر مطلق شیب خط است.

ج- قانون مساحت‌های زهکشی (نسبت مساحت)

در این قانون ابتدا متوسط مساحت هر رده (A_w) حساب می‌شود. سپس، نسبت مساحت^۲ به صورت $R_a = \frac{A_w}{A_{w-1}}$ تعریف می‌شود.

در اینجا نیز مانند دو حالت قبل، لگاریتم نقاطی به مختصات $(w$ و $A_w)$ روی محورهای تمام لگاریتمی پیاده و خطی از آنها می‌گذرانند که شیب خط R_a است.

تذکر: معادله خط‌های بالا اغلب نیاز به تبدیل لگاریتمی دارند که R_L, R_a و R_b پادلگاریتم این خط‌هاست.

$$\log(N_w) = a + bw \Rightarrow R_b = \text{anti log}(|b|) \quad (20-2)$$

$$\log(L_w) = c + dw \Rightarrow R_L = \text{anti log}(|d|) \quad (21-2)$$

$$\log(A_w) = e + fw \Rightarrow R_a = \text{anti log}(|f|) \quad (22-2)$$

۲-۲-۱۱-۲- ابعاد برخه‌ای^۳

این عامل از تقسیم‌بندی آبراهه اصلی به بخش‌های کوچک‌تر (برخه) به دست می‌آید. محاسبه آن به شرح زیر می‌باشد:

گام اول- طول بلندترین شاخه رودخانه‌های (L) اندازه‌گیری می‌شود. این طول به قطعاتی به طول $\frac{L}{r}$ تقسیم می‌شود. r عدد

صحیح دلخواهی است، اما، اغلب $r=3$ انتخاب می‌شود. حال تعداد قطعات (N_1) را می‌شمارند. $D_1 = \log N_1 / \text{Log} r$ به نام اولین بعد برخه‌ای محاسبه می‌شود.

گام دوم- فرایند بالا تکرار می‌شود. آبراهه به قطعاتی به طول $\frac{L}{r^2}$ تقسیم و مانند قبل تعداد آنها (N_2) شمارش می‌شود و

$$D_2 = \log N_2 / \text{Log} r \quad \text{به نام دومین بعد برخه‌ای محاسبه می‌شود.}$$

گام سوم- مطابق بالا، آبراهه به قطعاتی به طول $\frac{L}{r^3}$ تقسیم، N_3 شمارش و $D_3 = \frac{\text{Log} N_3}{3 \text{Log} r}$ محاسبه می‌شود. گام‌های بعدی

به همین روش انجام می‌شود. به طور کلی i امین بعد برخه‌ای از رابطه زیر به دست می‌آید.

-
- 1- Length Ratio
 - 2- Area Ratio
 - 3- Fractal Dimension

$$D_i = \frac{\log N_i}{i \log r} \quad (23-2)$$

شکل‌های (۶-۲) و (۷-۲)، D_1 ، D_2 ، D_3 و r را در دو حوضه مختلف نشان می‌دهد. در شکل (۶-۳) ابعاد برخه‌ای تقریباً یکنواخت و نزدیک به ۲ است. اما در شکل (۷-۲) غیر یکنواخت است. بزرگ‌ترین بعد برخه‌ای ممکن، ۲ می‌شود. دو رابطه زیر نیز برای محاسبه D_1 و D_2 قابل استفاده است.

$$D_1 = \frac{\log(R_b)}{\log(R_L)} \quad (24-2)$$

$$D_2 = \frac{2 \log(R_L)}{\log(R_a)} \quad (25-2)$$

۲-۲-۱۲- استفاده از GIS در برآورد خواص هندسی حوضه‌ها

امروزه نرم‌افزارهای GIS می‌توانند به آسانی موارد گفته شده در بالا را با سرعت و دقت زیاد محاسبه کنند. البته باید توجه شود که دانستن بنیان ریاضی، قابلیت‌ها و کاربرد این شاخص‌ها از ضروریات است و این ضرورت اساس کار است. استفاده از قابلیت‌های رایانه‌ای در صورتی مفید است که کاربر، دانش موضوع مورد مطالعه را دارا باشد و هر چه اطلاعات تخصصی او در این زمینه بیشتر باشد، نتایج به دست آمده مفیدتر خواهند بود.

۲-۳- خاک‌شناسی و زمین‌شناسی حوضه

زمین و خاک حوضه یکی از اجزای مهم سامانه‌اند و نقش اساسی در تعیین کمی تابع آن دارند. برای نمونه در روش SCS میزان نفوذپذیری خاک حوضه در تعیین CN عامل تعیین کننده‌ای است. در روش‌ها یا الگوهای دیگر در برآورد رواناب، سیلاب یا رسوب نیز تشکیلات زمین‌شناسی و خاک حوضه اهمیت زیادی دارد. این راهنما فقط برای برآورد سیلاب‌ها تنظیم شده است. بنابراین نیاز به بحث گسترده در زمین‌شناسی و خاک حوضه نیست، در اینجا تنها موارد مورد نیاز آمده است.



شکل ۲-۶ - حوضه‌ای با ابعاد برخه‌ای نزدیک به ۲

$$[36] (D_3 = 1.39 \text{ و } D_2 = 1.13, D_1 = 1.00)$$



شکل ۲-۷- ابعاد برخه‌ای در حوضه غیر یکنواخت
 $(D_1 = 1.00, D_2 = 1.13, D_3 = 1.29)$ [۳۶]

۲-۳-۱- گروه هیدرولوژیکی خاکها

خاکها از نظر ویژگی‌های هیدرولوژیکی و تولید رواناب سطحی به چهارگروه اصلی A, B, C و D تقسیم بندی می‌شوند. این تقسیم بندی بر اساس کم‌ترین شدت نفوذپذیری خاک بدون پوشش گیاهی- که کاملاً خیس شده است- بنا شده است. مشخصات این گروه‌ها در کتاب‌های هیدرولوژی و از جمله در مرجع [۱] آمده است. جدول (۲-۱) شدت نفوذ پذیری چهار گروه خاک را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۱- کم‌ترین شدت نفوذ پذیری گروه هیدرولوژیکی خاکها [۱]

گروه خاک	کم‌ترین شدت نفوذ پذیری، میلی‌متر بر ساعت	توان تولید رواناب
A	بیش‌تر از ۷۶/۲	کم
B	۳۸/۱-۷۶/۲	متوسط
C	۱۲/۷-۳۸/۱	نسبتاً زیاد
D	۰-۱۲/۷	زیاد

۲-۳-۲- زیرگروه‌های خاک

گیفورد^۱ و همکاران (۱۹۷۵) هر گروه از خاک‌های چهارگانه را به سه زیر گروه تقسیم بندی کرده‌اند [۱]. زیر گروه پایینی با علامت (-)، زیر گروه بالایی با علامت (+) و زیر گروه میانی بدون علامت است. این تقسیم‌بندی براساس کم‌ترین نفوذپذیری یا براساس عمق و زهکشی طبیعی بنا شده است. جدول‌های (۲-۲) و (۳-۲) این تقسیم‌بندی‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۲- زیر گروه خاکها بر اساس کم‌ترین شدت نفوذ پذیری آنها [۱]

زیر گروه خاک	D ⁻	D	D ⁺	C ⁻	C	C ⁺	B ⁻	B	B ⁺	A ⁻	A
کم‌ترین نفوذپذیری، میلی‌متر بر ساعت	۲	۶/۳	۱۰/۷	۱۶	۲۲/۳	۲۸/۷	۳۹/۱	۵۴/۱	۶۸/۸	۸۵/۱	۸۹

جدول ۲-۳- زیر گروه خاک‌ها بر اساس عمق و زهکشی آنها [۱]

رده زهکشی طبیعی						عمق خاک
بسیارضعیف	ضعیف	متوسط	نسبتا خوب	خوب	زیاد	
D ⁻	D	۲	B	۱	A	عمیق
D ⁻	D	C	۳	B	A ⁻	نسبتا عمیق
D ⁻	D	C ⁻	C	B	B ⁺	کم عمق
C ⁻	C	C	D	C	B	بسیار کم عمق

۱- B⁺ با شرط اریدیسول^۱، اینسپتا سول^۲ و انتوسول^۳، در غیر این صورت A⁻ است.
 ۲- در دشت‌های سیل‌گیر D⁺ و در مخروط افکنه‌های ابرفتی C⁻ است.
 ۳- اگر اریدیسول، اینسپتا سول و انتوسول باشد C⁺، در غیر این صورت B⁻ است.

۲-۳-۳- گروه‌بندی خاک‌های حوضه

گروه‌بندی خاک‌های حوضه با استفاده از نقشه‌هایی با مقیاس مناسب، مشاهده‌های صحرائی و در صورت امکان انجام آزمایش‌های نفوذپذیری، امکان‌پذیر است. به‌طور کلی، متناسب با امکانات موجود و دقت مطالعات مورد نیاز، تراکم نقاط و بررسی‌های نام‌برده، متفاوت خواهد بود. برای این کار به طور معمول نقشه‌هایی با مقیاس $\frac{1}{10000}$ ، $\frac{1}{25000}$ و $\frac{1}{50000}$ کفایت می‌کند. تعداد نقاط نمونه برای آزمایش‌های نفوذپذیری نیز به وسعت حوضه و دقت مطالعات بستگی دارد. برای این منظور نخست باید حوضه را به چند ناحیه همگن تقسیم بندی کرد، سپس شدت نفوذپذیری و سایر ویژگی‌های خاک سطحی حوضه را با استفاده از استوانه‌های مضاعف به‌دست آورد. لازم به ذکر است که در حال حاضر عکس‌های ماهواره‌ای حوضه‌های آبریز برای کاربردهای مختلف زمین‌شناسی، خاک‌شناسی، گیاهی و غیره وجود دارد. این عکس‌ها می‌توانند روزآمد بوده و قابلیت‌های مختلفی دارا باشند. اگر عکس‌ها به صورت رقومی تهیه شوند، می‌توان به کمک GIS آنها را پردازش نمود. برای نمونه در پیوست ۱ نقشه تقسیم‌بندی خاک حوضه حلوایی نشان داده شده است.

۲-۳-۴- رطوبت اولیه خاک^۴ (AMC)

میزان رطوبت موجود در خاک قبل از بارش مورد نظر را رطوبت اولیه خاک می‌نامند. این عامل در ایجاد رواناب موثر است و باید برای بارش‌های منفرد منظور شود. تاثیر رطوبت اولیه خاک در تولید رواناب ناشی از متفاوت بودن شدت نفوذپذیری خاک در میزان رطوبت‌های مختلف خاک است. در شرایطی که رواناب با توجه به مشخصات فیزیکی خاک و بارش، پس از اشباع شدن خاک صورت می‌گیرد، میزان رواناب به رطوبت اولیه خاک بستگی خواهد داشت. هرچه رطوبت اولیه خاک بیشتر باشد، قسمت کم‌تری از بارش صرف اشباع کردن خاک می‌شود، در نتیجه جریان سطحی افزایش می‌یابد. این عامل در اراضی کشاورزی که در حال آبیاری‌اند یا زمان کمی از آبیاری آنها می‌گذرد حایز اهمیت است. تعیین میزان رطوبت قبلی خاک در هر حوضه و قبل از هر ریزش تقریباً غیرعملی است. به همین دلیل روش‌های تقریبی معرفی شده‌اند. یکی از معروف‌ترین آنها، مجموع بارندگی پنج روز قبل در دو فصل

1- Aridisols
 2- Inceptisols
 3- Antosols
 4- Antecedent Moisture Conditions

رشد و خواب گیاه است. این روش توسط سازمان حفاظت خاک آمریکا^۱ (SCS) معرفی شده و مقبولیت نسبتاً خوبی دارد. این سازمان رطوبت اولیه خاک را به سه حالت I، II و III تفکیک کرده است.

میزان بارش پیشین برای تعیین وضعیت رطوبت اولیه بر حسب فصل سال نیز متغیر است. از این رو برای دوره رویش^۲ (فصل رشد) و دوره خواب^۳ گیاه (فصل خواب) میزان متفاوتی از رطوبت ارائه شده است. سازمان حفاظت خاک آمریکا جدول (۲-۴) را پیشنهاد کرده است.

جدول ۲-۴- ارتفاع بارندگی پیشین برای دوره خواب و رویش [۱]

وضعیت رطوبت اولیه (AMC)		مجموع بارندگی در ۵ روز قبل از بارش مورد نظر (میلی متر)
I	II	فصل خواب
کمتر از ۱۲/۷	کمتر از ۲۵/۶	فصل رشد
۱۲/۷-۲۷/۹	۲۵/۶-۵۳/۳	
بیشتر از ۲۷/۹	بیشتر از ۵۳/۳	

۲-۴ - شاخص‌های گیاهی حوضه

پوشش گیاهی، مدیریت کشت و نوع استفاده از زمین از عوامل مهم و تاثیرگذار در سیلاب‌های حوضه آبریز است. از این دیدگاه حوضه‌ها به دو نوع اصلی جنگلی و غیر جنگلی تفکیک می‌شوند.

در فرآیند تبدیل باران (ورودی) به سیلاب (خروجی) در یک حوضه آبریز (سامانه)، گیاه نقش تخفیف رواناب را از نظر شدت و ارتفاع ایفا می‌کند. به گونه‌ای که در مناطق جنگلی (حتی با باران‌های شدید) در مقایسه با مناطق غیر جنگلی، سیلاب‌های نسبتاً کوچکی رخ می‌دهد. در حالی که با از بین رفتن جنگل (حتی قسمتی از آن)، سیلاب‌ها چهره بسیار مخربی را از خود نشان می‌دهند.^۴ به‌طور متداول شاخص‌های گیاهی حوضه با وضعیت هیدرولوژیکی^۵ مشخص می‌شود. وضعیت هیدرولوژیکی، ویژگی است که توان تولید رواناب را در سطح حوضه بیان می‌کند. نحوه کشت و کار در اراضی کشاورزی اهمیت ویژه‌ای دارد. روش‌ها و واژه‌های مختلفی برای این منظور مرسوم است که در مرجع [۱] موجود است.

وضعیت هیدرولوژیکی به سه نوع (الف) وضعیت هیدرولوژیکی خوب- تولید رواناب در سطح حوضه کم است، (ب) وضعیت هیدرولوژیکی متوسط- تولید رواناب در سطح حوضه متوسط است و (پ) وضعیت هیدرولوژیکی ضعیف- تولید رواناب در سطح حوضه زیاد است تقسیم بندی می‌شود. بنابراین وضعیت هیدرولوژیکی متاثر از نوع و چگونگی استفاده از زمین است. نوع استفاده از زمین از نظر وضعیت هیدرولوژیکی به سه بخش اراضی کشاورزی، مرتعی و جنگلی تقسیم می‌شود:

- اراضی کشاورزی: وضعیت هیدرولوژیکی بر حسب چگونگی کشت و تأثیر پوشش گیاهی در شدت نفوذپذیری سطحی آب و خاک است و به سه وضعیت خوب (G)، متوسط (M) و فقیر (P) تقسیم می‌شود.

1- Soil Conservation Service(SCS)

2- Growth Season

3- Dormant Season

۴- برای مثال می‌توان به سیلاب‌های مخرب و مکرر سال‌های ۱۳۷۹ و ۱۳۸۰ در جنگل گلستان اشاره کرد.

5- Hydrologic Conditions

- اراضی مرتعی: وضعیت هیدرولوژیکی برحسب شدت چرای دام‌ها و تاثیر پوشش گیاهی در شدت نفوذپذیری سطحی تعریف و به سه وضعیت خوب، متوسط و فقیر تقسیم‌بندی می‌شود. جدول (۲-۵) رابطه ویژگی‌های اراضی مرتعی را با وضعیت هیدرولوژیکی ارائه می‌کند.

جدول ۲-۵- رابطه ویژگی‌های اراضی مرتعی و وضعیت هیدرولوژیکی [۱]

وضعیت هیدرولوژیکی	شدت چرا و وضعیت پوشش گیاهی
فقیر	چرای سنگین؛ بدون مالچ گیاهی، پوشش گیاهی کم‌تر از ۵۰٪ سطح را پوشانیده است.
متوسط	چرای متوسط؛ پوشش گیاهی ۵۰٪ تا ۷۵٪ سطح را پوشانیده است.
خوب	چرای سبک؛ پوشش گیاهی بیش از ۷۵٪ سطح را پوشانیده است.

وزن کردن مواد خشک تولیدی (لاشبرگ)^۱ در سطح مرتع، روش دیگری برای ارزیابی تراکم پوشش گیاهی مراتع است. جدول (۲-۶) این موارد را نشان می‌دهد.

- بیشه‌زار^۲ و جنگل^۳- وضعیت هیدرولوژیکی بیشه‌زارها و مراتع دارای درخت (توده‌ای از درختان یا درختچه‌های واقع در مزارع یا مراتع کشت شده که عرصه آنها مورد چرای دام قرار می‌گیرد) به عواملی چون نوع و تراکم پوشش گیاهی، مقدار لاشبرگ در کف جنگل، عمق و نوع هوموس^۴، شدت چرا و میزان بهره‌برداری و دخالت در اراضی جنگلی و مرتعی بستگی دارد.

جدول ۲-۶- وضعیت هیدرولوژیکی مرتعی بر اساس وزن مواد خشک [۱]

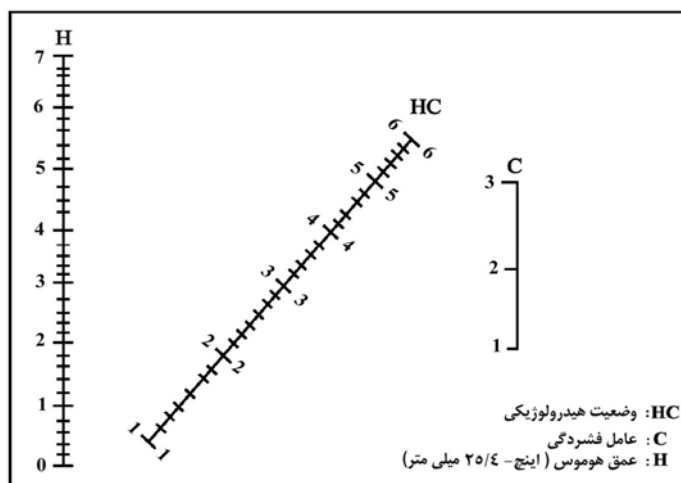
تراکم پوشش گیاهی (%)	وزن مواد خشک (تن بر هکتار)		
	کم‌تر از ۱/۲۴	۱/۲۴-۳/۷	بیش‌تر از ۳/۷
کم‌تر از ۵۰٪	فقیر	نسبتاً فقیر	متوسط
۵۰٪-۷۰٪	نسبتاً فقیر	متوسط	نسبتاً خوب
بیش‌تر از ۷۰٪	متوسط	نسبتاً خوب	خوب

جدول (۲-۷) وضعیت را برای بیشه‌زارها و مراتع دارای درخت نشان می‌دهد. روش‌های متعددی برای ارزیابی وضعیت هیدرولوژیکی اراضی جنگلی وجود دارد. سازمان جنگل‌بانی آمریکا^۵ یک دستورالعمل نموداری به صورت شکل (۲-۸) ارائه کرده است. در این شکل سه حالت درجه فشردگی (C) برای تعیین وضعیت هیدرولوژیکی اراضی جنگلی ارائه شده است (H عمق هوموس، C فشردگی لایه سطحی و HC وضعیت هیدرولوژیکی خاک است).

جدول ۲-۷- وضعیت هیدرولوژیکی مرتع درخت‌دار و بیشه‌زار [۱]

وضعیت هیدرولوژیکی	وضعیت پوشش گیاهی
فقیر	۱- چرای سنگین با آتش‌سوزی متناوب به گونه‌ای که لاشبرگ‌ها، درختچه‌ها و بوته‌ها تخریب شده باشند.
متوسط	۲- چرا شده، آتش‌سوزی نشده، امکان دارد مقداری لاشبرگ موجود باشد، منطقه حفاظت نمی‌شود.
خوب	۳- قرق شده (چرا نشده)، لاشبرگ و بوته‌ها سطح خاک را پوشانیده‌اند.

- 1- Litter
- 2- Woods
- 3- Commercial Forest
- 4- Humus
- 5- Forest Service



شکل ۲-۸- وضعیت هیدرولوژیکی زمین‌های جنگلی [۱]. عمق هوموس برحسب اینج است.

پس از تعیین عمق هوموس و درجه فشردگی لایه سطحی، وضعیت هیدرولوژیکی - به کمک شکل (۲-۸) در شش رده مشخص می‌شود. در هنگام اندازه‌گیری می‌باید عمق لاشبرگ در کف جنگل در اواخر تابستان حداقل ۶ و در سایر فصل‌ها حداقل ۱۲ میلی‌متر باشد و لاشبرگ لایه هوموس را بپوشاند. در صورت نبود لاشبرگ با کم‌ترین عمق تعیین شده، از رده وضعیت هیدرولوژیکی (به شرطی که از ۱ کم‌تر نشود)، نیم واحد کم می‌شود. اما اگر عدد ۱ باشد، همان ۱ منظور می‌شود.

روش دیگر برای تعیین رده وضعیت هیدرولوژیکی جنگل، استفاده از درجه تخریب به جای فشردگی است. این درجه بر اساس تخریب‌های ناشی از عوامل آتش‌سوزی، شدت چرا و شدت بهره‌برداری تعیین می‌شود. جدول (۲-۸) درجه تخریب را نشان می‌دهد. پس از تعیین درجه تخریب جنگل، رده وضعیت هیدرولوژیکی جنگل به کمک جدول (۲-۹) و با توجه به عمق لاشبرگ و هوموس به دست می‌آید. پس از تعیین وضعیت هیدرولوژیکی برای اراضی جنگلی، به کمک شکل (۲-۸) و جدول (۲-۹)، شماره منحنی^۱ (CN) برحسب گروه هیدرولوژیکی خاک‌ها از جدول (۲-۱۰) قابل محاسبه است. دقت شود که CN موجود در این جدول با فرض وضعیت رطوبت اولیه II بنا شده است.

جدول ۲-۸- رده بندی درجه تخریب جنگل [۱]

عامل تخریب			درجه تخریب
شدت بهره برداری	چرا	آتش‌سوزی	
۱	۲	۱	قابل چشم‌پوشی
۳	۵	۳	متوسط
۴	۷	۴	شدید

جدول ۲-۹- رده وضعیت هیدرولوژیکی جنگل [۱]

رده وضعیت هیدرولوژیکی			عمق هوموس (میلی متر)	عمق لاشبرگ (میلی متر)
TDF 8-9	TDF 7-8	TDF 3-6		
I	I	II	۰-۱۲	۰+
I	II	II	۱۳-۲۵	۰-۲۵
I	II	III	۱۳-۲۵	۲۵+
I	II	III	۲۵-۳۸	۰-۲۵
I	III	III	۲۵-۳۸	۲۵+
II	III	III	۳۸-۵۰	۰-۲۵
II	III	IV	۳۸-۵۰	۲۵+
III	III	IV	۵۱-۱۲۷	* ۰+
III	II	V	>۱۲۷	* ۰+

(*): اگر عمق لاشبرگ کم‌تر از ۵ میلی‌متر باشد، از وضعیت هیدرولوژیکی یک رده کم می‌شود.
TDF^۱: نماد درجه تخریب کل است.

جدول ۲-۱۰- شماره منحنی (CN) برای اراضی جنگلی [۱]

گروه هیدرولوژیکی خاک‌ها				رده وضعیت هیدرولوژیکی
D	C	B	A	
۹۱	۸۶	۷۵	۵۶	بسیار فقیر (۱-۱/۹)
۸۴	۷۸	۶۸	۴۶	فقیر (۲-۲/۹)
۷۶	۷۰	۶۰	۳۶	متوسط (۳-۳/۹)
۶۹	۶۲	۵۲	۲۶	خوب (۴-۴/۹)
۶۱	۵۴	۴۴	۱۵	عالی (۵-۵/۹)

- استفاده از GIS و عکس‌های ماهواره‌ای: پوشش گیاهی حوضه را با توجه به قابلیت‌های بسیار زیاد عکس‌های ماهواره‌ای می‌توان به آسانی تحلیل کرد. عکس‌های مناسب به صورت رقومی یا تصویری تهیه می‌شود، سپس می‌توان شاخص‌های گیاهی را به کمک GIS و عملیات صحرایی محاسبه کرد. علاوه بر آن می‌توان لایه‌های مختلف حوضه آبریز، مانند: اطلاعات خاک‌شناسی، نفوذپذیری، پوشش گیاهی و غیره را نیز به صورت توام در نظر گرفت. امروزه به کمک این عکس‌ها و GIS از کارهای دستی و خسته کننده به صورت چشمگیری کاسته شده است.

۲-۵- ویژگی‌های زمان پاسخ حوضه‌ها

رواناب (سیلاب) حاصل از یک رگبار (خروجی)، پاسخ حوضه (سامانه) به این رگبار ریزشی (ورودی) بر سطح حوضه است. در این فرایند عوامل زمانی متعددی تاثیرگذارند که آنها را زمان پاسخ حوضه می‌نامند [۱۲، ۵۲]. انواع متعدد آن عبارت است از: زمان تمرکز^۲، زمان تاخیر^۳، زمان پایه^۴، زمان تعادل^۵ (سکون)، زمان پیمایش^۶، زمان اوج^۷، زمان فرصت نفوذ^۸، زمان جریان پیمایش موج^۹،

- 1 - Total Disturbance Factor
- 2 - Time of Concentration
- 3 - Lag Time
- 4 - Base Time
- 5 - Time of Equilibrium
- 6 - Travel Time
- 7 - Time to Pick
- 8 - Infiltration Opportunity Time
- 9 - Wave Travel Time

زمان آزادسازی باران خالص^۱ و غیره است. در میان این عوامل، زمان تمرکز بیشترین کاربرد را در الگوبندی سیلابها دارد. در ادامه، این پاسخ زمانی بررسی می‌شود. سایر زمان‌های فوق در مبحث سیلابها بررسی خواهند شد.

۲-۶- زمان تمرکز

مولوانی (۱۸۵۰ میلادی) اهل ایرلند، احتمالاً اولین پژوهشگری است که تعریف روشنی را از مفهوم زمان تمرکز و رابطه آن با حداکثر جریان سطحی ارائه داده است: اولین و مهم‌ترین موضوع که باید در یک حوضه کوچک یا کوهستانی در نظر گرفت، زمانی است که یک سیلاب در طول بارش پیوسته و با شدت یکنواخت به حداکثر می‌رسد. به عبارتی می‌توان گفت مدت زمانی که لازم است بارانی که در دورترین قسمت حوضه باریده به خروجی رسیده تا سیلاب به بیشترین مقدار خود برسد (به شرطی که آبدهی تمام نقاط حوضه هم‌زمان در این سیلاب شرکت کنند). نامبرده عوامل موثر بر زمان تمرکز را شرح داده است. زمان تمرکز عمدتاً به وسعت، شکل، شیب حوضه و ... بستگی دارد. در این مفهوم مدت زمان بارش ثابت فرض می‌شود. آشکار است که با کاهش زمان بارش، شدت باران افزایش می‌یابد [۴۵].

مولوانی مشخصات حوضه را در زمان تمرکز موثر می‌داند، اما از اثر توزیع زمانی - مکانی^۲ مشخصه‌های باران چشم‌پوشی کرده است. ایزارد^۳ (۱۹۴۲-۴۳) ثابت نمود که شدت بارندگی اثر بسیار مهمی در زمان تمرکز دارد [۴۵]. در فرهنگ لغت هیدرولوژی [۴۴]، چهار تعریف برای زمان تمرکز به شرح زیر ارائه شده است:

الف - مدت زمانی است که رواناب حاصل از رگبار^۴ از دورترین نقطه حوضه یا ناحیه زهکشی جریان یابد و به نقطه خروجی یا مورد نظر برسد. این زمان با عمق جریان و شرایط آبراهه متغیر است.

ب - زمانی است که در طول آن شدت جریان سطحی^۵ مساوی شدت باران حاصل از رگباری با شدت یکنواخت باشد.

ج - فاصله زمانی بین مرکز ثقل باران موثر^۶ و نقطه عطف در شاخه فروکش آبنمود سیلاب^۷ حاصل از این باران موثر.

د - فاصله زمانی بین انتهای باران موثر و نقطه عطف شاخه فروکش سیلاب حاصل.

تذکره: اگر زمان تمرکز برای یک حوضه ثابت فرض شود، منجر به رفتار خطی حوضه می‌شود [۱۸] به عبارت دیگر حوضه یک سامانه خطی پایای زمانی^۸ (LTI) فرض می‌شود. با این وجود این فرض با اغلب حوضه‌ها سازگار نیست.

زمان تمرکز یکی از عوامل اساسی در الگوهای مختلف برآورد سیلاب است. در هر الگویی یکی از چهار تعریف فوق پذیرفته شده است. بنابراین هنگام استفاده از این الگوها در انتخاب زمان تمرکز باید دقت کرد. برای نمونه در مطالعاتی که در یک حوضه ۱۸ کیلومترمربعی صورت گرفته است، جواب‌های بسیار متفاوتی برای بده اوج سیلاب با چهار تقریب از زمان تمرکز به دست آمده است. به طوری که با دو برابر شدن زمان تمرکز بده اوج حدود دو برابر شده است [۲۴].

-
- 1 - Excess-Rainfall Release Time
 - 2 - Time- Space
 - 3- Izzard
 - 4- Storm Runoff
 - 5- Rate of Runoff
 - 6 -Effective Rainfall
 - 7- Flood Hydrograph
 - 8- Linear Time Invariant

عوامل موثر بر زمان‌های پاسخ - به‌ویژه زمان تمرکز و زمان تاخیر- را به پنج دسته تقسیم کرده‌اند [۲۹] و آنها را اطلاعات ورودی می‌نامند. این عوامل عبارت هستند از: شیب، ابعادحوضه، مقاومت در برابر جریان، مشخصات کانال و مشخصات جریان. این عوامل برای سنجش جریان رو سطحی^۱، جریان درون آبراهه و جریان درون لوله به کار می‌رود. این عوامل پنجگانه در جدول (۲-۱۰) آمده است. تشریح جدول به شرح زیر است:

- در ردیف ۱ جدول که جریان روسطحی (ورقه‌ای^۲ یا صفحه‌ای) درحوضه غالب است، اطلاعات ورودی شامل: طول و شیب جریان روسطحی و سایر مشخصات هندسی است. اصطکاک (مقاومت در برابر جریان) توسط ضریب زبری مانینگ (شزی یا داریسی و یسباخ)، ضریب جریان (روش استدلالی)، شماره منحنی (روش SCS)، درصد زمین‌های نفوذ ناپذیر و یا نوع پوشش زمین‌ها بیان می‌شود. برای شدت بارش می‌توان از شدت بارش ۲ ساعته با دوره بازگشت ۲ ساله برای تاثیر جریان در زمان پیمایش استفاده کرد. دقت شود که این جریان از مرزهای حوضه و قبل از رسیدن به آبراهه‌های اولیه^۳ شروع و تا اولین آبراهه به حساب می‌آید. این جریان در زمین‌های آبیاری مسطح، حوضه‌های کوچک طبیعی مسطح، حوضه‌های شهری، حوضه‌های فرودگاه‌ها و موارد مشابه دیگر وجود دارد. زمان تمرکز مربوط به این حالت جریان را با t_0 نشان می‌دهیم.

- در ردیف ۲ جدول که درحوضه جریان آبراهه‌ای^۴ (رودخانه‌های) غالب است، اطلاعات ورودی شامل: مشخصات آبراهه (مثلاً طول و شیب) و مشخصات هندسی است. اصطکاک (مقاومت در برابر جریان) توسط ضریب زبری مانینگ (شزی) و ضریب انشعابات بیان می‌شود. برای نشان دادن مشخصات جریان از شدت بارش، حجم رواناب مستقیم یا شعاع هیدرولیکی مربوط به کل جریان استفاده می‌شود. دقت شود که در این حالت حرکت آب در آبراهه اصلی که قسمت مهمی از آن می‌تواند وسیع و با عمق زیاد باشد مورد نظر است. حرکت آب در آبراهه‌های کم‌عمق^۵ مانند آبراهه‌های اولیه، جوی‌های خیابانی، ردیف‌های زمین‌های کشاورزی و غیره نیز مربوط به این حالت است. زمان تمرکز مربوط به این حالت را با t_s نشان می‌دهیم.

- در ردیف ۳ جدول که درحوضه جریان لوله‌ای^۶ غالب است، اطلاعات ورودی شامل: اصطکاک (مقاومت در برابر جریان) توسط ضریب زبری مانینگ (شزی یا داریسی و یسباخ) است. مشخصات لوله شیب و اندازه آن است. مشخصات جریان را می‌توان با بده اوج، بزرگ‌ترین یا کوچک‌ترین قطر لوله یا شعاع هیدرولیکی بیان کرد. دقت شود که این حالت در حوضه‌های کوچک به‌ویژه حوضه‌های شهری رخ می‌دهد. زمان تمرکز در این حالت را با t_h نشان می‌دهیم.

- در هر حوضه غالباً می‌تواند هر سه نوع جریان وجود داشته باشد. زمان تمرکز کل حوضه (t_c) مساوی مجموع زمان‌های تمرکز حاصل از این سه حالت است. رابطه (۲-۲۶) حالت ترکیبی^۷ را نشان می‌دهد.

$$t_c = t_0 + t_s + t_h \quad (۲۶-۲)$$

-
- 1- Over Land Flow
 - 2- Sheet Flow
 - 3- Initial Stream
 - 4- Chanel Flow
 - 5- Swale
 - 6- Pipe Flow
 - 7- Mixed Method

جدول ۲-۱۱- طبقه‌بندی پنج عامل موثر در زمان تمرکز [۲۴، ۲۹]

اطلاعات ورودی (داده‌های مورد نیاز)					رژیم جریان
جریان ورودی	مشخصات آبراهه	شیب	مشخصات هندسی	ضرایب اصطکاک	
I	-	S	L, A	n, C, CN, C _u	روسطخی
I, Q	R _h	S _c , S ₁₀₋₈₅	L _r , L ₁₀₋₈₅ , L _{ca}	C _z , n, C _r	آبراهه‌ای
Q _p	R _h	S	L	n	لوله‌ای

n: ضریب زبری مانینگ، C: ضریب جریان روش استدلالی، CN: شماره منحنی روش SCS، C_u: درصد اراضی نفوذناپذیر، C_z: ضریب زبری شزی، C_r: عامل انشعاب.

A: مساحت حوضه، L: طول جریان سطحی، L_r: طول آبراهه اصلی، L₁₀₋₈₅: طول آبراهه اصلی بین صدک ۱۰ و ۸۵، L_{ca}: فاصله خروجی تا مرکز ثقل حوضه در امتداد آبراهه اصلی.

S: شیب حوضه، S_c: شیب آبراهه اصلی، S₁₀₋₈₅: مساحت بین صدک ۱۰ و ۸۵ حوضه.

R_h: شعاع هیدرولیکی آبراهه اصلی.

I: شدت بارندگی، Q: بده آبراهه اصلی، Q_p: بده سیلاب.

۲-۶-۱- برآورد زمان تمرکز (t_c)

به طور کلی می‌توان برآورد زمان تمرکز t_c را به دو دسته اصلی تفکیک کرد. دسته اول روابط تجربی و دسته دوم براساس هیدرولیک جریان بنا شده و خود به سه زیر دسته شامل: روش تحلیل آبنمود سیلاب، روش موج جنبشی و روش سرعت تقسیم می‌شود. ابتدا روابط دسته اول و سپس، موارد بعدی پیگیری می‌شود.

۲-۶-۱-۱- روابط تجربی^۱ برآورد زمان تمرکز

روابط بسیاری برای برآورد زمان تمرکز ارائه شده که اساس اغلب آنها رگرسیون بین زمان تمرکز و سایر عوامل هندسی، آبی و هواشناسی است. هر رابطه برای منطقه خاصی و با اطلاعات ویژه این مناطق بنا شده است. طبق مقایسه‌های انجام شده، تفاوت قابل توجهی بین این روش‌ها وجود دارد [۲۴]. بنابراین، باید در کاربرد آنها دقت فراوانی کرد. در ادامه نه روش معروف ارائه و در انتها دقت آنها به طور خلاصه مقایسه می‌شوند [۲۴].

الف- روش کارتر^۲ (۱۹۶۱)

$$t_c = 22.872 \left(\frac{L_r}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.6} \quad (2-27)$$

در این رابطه:

L_r: طول آبراهه اصلی (کیلومتر)،

S_c: شیب آبراهه اصلی (درصد)، و

t_c: زمان تمرکز (دقیقه).

1 - Empirical Formulas

2 - Carter

این رابطه برای حوضه‌هایی با آبراهه طبیعی که قسمتی از زمین‌های مورد استفاده زهکشی فاضلاب می‌شوند ارائه شده است. حوضه‌های مورد مطالعه در محدوده کلان شهر واشنگتن آمریکا قرار دارند. حوضه‌های مورد استفاده کم‌تر از ۲۰/۷ کیلومتر مربع وسعت داشته‌اند. طول آبراهه اصلی این حوضه‌ها کم‌تر از ۱۸/۱ کیلومتر و شیب آنها کم‌تر از ۲٪ است. دامنه نوسان ضریب زبری مانینگ آبراهه‌ها ۰/۱۳ تا ۰/۲۵ است. عواملی برای طولانی‌ترین آبراهه در نظر گرفته شده‌اند [۲۹، ۲۴].

ب- روش ایگلسون^۱ (۱۹۶۲)

$$t_c = 0.1649 N L_f R^{-\frac{2}{3}} S_c^{-\frac{1}{2}} \quad (28-2)$$

در این رابطه:

L_f : طول هیدرولیکی (متر)،

R_h : شعاع هیدرولیکی (متر)، و

S_c : شیب مسیر اصلی جریان (درصد).

این رابطه براساس فاصله زمانی بین مرکز ثقل باران خالص و بده اوج سیلاب بنا شده است. معادله برای حوضه‌هایی با وسعت کم‌تر از ۲۰/۷ کیلومتر مربع جایابی شده است. رابطه برای سامانه‌های زهکشی فاضلاب مناسب است. عوامل به کار رفته در جایابی این الگو شامل: طول، شیب و n مربوط به زهکش اصلی فاضلاب و شعاع هیدرولیکی برای آبراهه اصلی در حالت لبالب بوده است [۲۹، ۲۴].

ج- اسپیی و وین اسلو^۲ (۱۹۶۸)

$$t_c = 72.61 \phi L_c^{0.69} C_u^{-0.6} S_c^{-0.145} \quad (29-2)$$

در این رابطه:

L_c : طول آبراهه (متر)،

C_u : درصد زمین‌های نفوذناپذیر، و

ϕ : عامل انتقال بی‌بعد.

در ابتدا این رابطه برای برآورد بده اوج (t_p) جایابی شده، سپس با فرض: $t_c = 1.49p$ برای محاسبه زمان تمرکز معرفی شده است. اطلاعات مربوط به ۱۷ حوضه آبریز در هوستون آمریکا از سال ۱۹۶۴ تا ۱۹۶۷ است. شش حوضه به‌طور برجسته‌ای طبیعی و بقیه تبدیل به مناطق مسکونی و شهری شده‌اند. دامنه مساحتی این حوضه‌ها از ۲/۵۹ تا ۹۰/۶ کیلومتر مربع در نوسان است. طول و شیب، مربوط به آبراهه اصلی است. عامل انتقال بی‌بعد ϕ از ۰/۸ برای آبراهه بتنی تا ۱/۳ برای آبراهه طبیعی متغیر است. ϕ خود به دو قسمت تفکیک می‌شود، اولی مربوط به مقدار گیاه داخل آبراهه است و دومی مقاومت درجه توسعه آبراهه را بیان می‌کند [۲۹، ۲۴].

$$t_c = 72.61 \phi L_c^{0.69} C_u^{-0.6} S_c^{-0.145}$$

1- Eaglson

2- Espey and Winslow

د- بنگاه هوانوردی کشوری^۱ (۱۹۷۰)

$$t_c = 15.11(1.1 - C)L_f^{0.5}S_c^{-0.333} \quad (30-2)$$

در این رابطه:

C: ضریب جریان روش استدلالی، و

L_f : حسب متر، و

S_c : بر حسب درصد.

این رابطه برای حوضه‌های فرودگاهی ارائه شده است و در حوضه‌های کوچک مورد استفاده قرار می‌گیرد. باید طول، شیب، و متغیر مقاومت در برابر جریان (C) برای مسیر اصلی جریان در نظر گرفته شود. این رابطه برای حالت ترکیبی نیز به علت وجود متغیرهای مربوط به جریان‌های روسطحی و آبراه‌های به کار می‌رود [۲۴، ۲۹].

ه- کربای^۲ (۱۹۵۹)

$$t_c = 4.2339 \left(\frac{nL_f}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.467} \quad (31-2)$$

مقادیر مختلف مقاومت در برابر جریان (n) مطابق جدول (۲-۱۲) است. این پژوهشگر رابطه هاتاوی^۳ (۱۹۴۵) را برای حوضه‌های بسیار کوچک توسعه داده است. در این حوضه‌ها جریان روسطحی غالب است. وسعت حوضه‌های به کار رفته برای جایابی کم‌تر از ۴ هکتار، شیب کم‌تر از ۱٪ و ضریب مقاومت کم‌تر از ۰/۸ بوده است. افزون بر این، فرض شده است که حداکثر طول جریان روسطحی ۳۶۶ متر است و جریان آب پس از این مسافت به حرکت آبراه‌های (کم عمق یا عمیق) تبدیل می‌شود. L_f در امتداد یک خط مستقیم موازی با شیب (شروع از دورترین نقطه حوضه تا اولین آبراهه) اندازه‌گیری می‌شود [۲۴، ۲۹].

جدول ۲-۱۲ - مقادیر متوسط n در روش کربی [۲۴]

n	وضعیت پوشش سطحی
۰/۰۲	پیاده‌رو، سنگ‌فرش (سطوح صاف نفوذ ناپذیر)
۰/۱۰	خاک عریان صاف فشرده
۰/۲۰	چمن کم‌پشت، محصول کاشته شده ردیفی یا سطوح خالی نسبتاً نا هموار
۰/۴۰	چراگاه یا چمن کوتاه (معمولی)
۰/۶۰	جنگل پوشیده از برگ
۰/۸۰	جنگل درختان سوزنی برگ، جنگل پوشیده از برگ یا چمن فشرده

1 -Federal Aviation Agency

2 -Kerby

3-Hathaway

و - رابطه کریچ^۱ (۱۹۴۰)

این پژوهشگر برای محاسبه زمان تمرکز دو رابطه یکی در ایالت تنسی آمریکا (رابطه ۲-۳۴) و دیگری در ایالت پنسیلوانیای آمریکا (۲-۳۳) پیشنهاد داده است.

$$t_c = 0.1146 L_c^{0.77} S_c^{-0.385} \quad \text{ایالت تنسی} \quad (۲-۳۲)$$

$$t_c = 0.0324 L_c^{0.77} S_c^{-0.5} \quad \text{ایالت پنسیلوانیا} \quad (۲-۳۳)$$

این پژوهشگر برای جابجایی روابط فوق از هفت حوضه آبریز استفاده کرده است. حوضه‌های تنسی با دامنه مساحتی ۰/۵ تا ۴۵ هکتار و شیب ۳ تا ۱۰ درصد بوده است. اگر مسیر جریان روسطحی بتنی یا آسفالت باشد، باید t_c در ۰/۴ ضرب شود. همچنین اگر آبراهه بتنی باشد، باید t_c در ۰/۲ ضرب شود. کریچ محدوده مساحتی قابل قبول برای روابط ارائه شده را از ۰/۴ تا ۸۱ هکتار می‌داند [۲۹، ۲۴].

ز - معادله تاخیر SCS (۱۹۷۲)

$$t_c = 0.1361 L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} S_c^{-0.5} \quad (۲-۳۴)$$

سازمان حفاظت خاک آمریکا (SCS) رابطه (۲-۳۴) را در ابتدا برای برآورد زمان تاخیر ارائه داده است، اما چون این سازمان زمان تمرکز را ۱/۶۷ برابر زمان تاخیر فرض می‌کند، بنابراین آن را برای زمان تمرکز بسط داده است. این سازمان زمان تاخیر را فاصله زمانی بین مرکز ثقل رگبار خالص تا بده اوج سیلاب در نظر گرفته است. این معادله برای حوضه‌هایی با مساحت حداکثر تا ۱۶۱۹ هکتار توصیه شده است [۴۰]. افزون بر این باید جریان روسطحی در حوضه حاکم و حوضه غیر شهری باشد [۲۹، ۲۴].

ح - رابطه وان سیکل^۲ (۱۹۶۲)

$$t_c = 0.1088 (L_t L)^{0.13} S_c^{-0.065} \quad (۲-۳۵)$$

این پژوهشگر برای محاسبه زمان تمرکز از برآورد بده اوج در چند حوضه هوستون آمریکا استفاده کرده و رابطه (۲-۳۵) را ارائه کرده است. بیش‌ترین مساحت حوضه‌ها ۹۳ کیلومتر مربع بوده است. معادله بر مبنای دو متغیر طولی بنا شده است. متغیر اول L_t (کیلومتر) مجموع طول تمام مسیرهای زهکشی و فاضلاب‌روهای زهکش‌ها (قطر بزرگ‌تر از ۹۱ سانتی‌متر) است. متغیر دوم L (کیلومتر) طول حوضه است. این روش هر دو جریان آبراهه‌ای و لوله‌ای را در برمی‌گیرد، بنابراین یک روش ترکیبی است [۲۹، ۲۴].

ط - مقایسه روش‌های تجربی برآورد زمان تمرکز

مک‌کوین^۳ و همکاران نه روش تجربی قبل را به انضمام دو روش موج جنبشی و روش سرعت SCS مقایسه کرده‌اند [۲۴]. این پژوهشگران ۴۸ حوضه آبریز شهری را به کار برده‌اند. مساحت ۳۶ حوضه کم‌تر از ۸ کیلومترمربع و مساحت ۱۲ حوضه ۸ تا ۱۶ کیلومترمربع است. متوسط سطح نفوذناپذیر این حوضه‌ها ۲۹/۱٪ و میانگین زمان تمرکز کل حوضه‌ها ۱/۴۹ ساعت است. زمان تاخیر ۳۹

1- Kirpich
2- Van Sickle
3- McCuen

حوضه از روی حداقل سه آنمود سیلاب برآورد شده است. زمان تمرکز واقعی هر حوضه به کمک بازدیدهای صحرائی و به کمک روش سرعت NRCS^۱ (سازمان حفاظت منابع طبیعی آمریکا) برآورد شده و آن را مبنای مقایسه فرض کرده‌اند (این روش در ادامه خواهد آمد). برای این کار هر حوضه از نظر مشخصات جریان به قسمت‌های همگن تفکیک و سپس، زمان تمرکز برای هر قسمت به کمک روش سرعت NRCS محاسبه و در پایان زمان تمرکز واقعی حوضه با ادغام آنها به دست آمده است. متوسط زمان تمرکز مینا ۱/۳۱ ساعت برای حوضه‌هایی که جریان روسطحی غالب است، می‌باشد. این عدد ۱/۵۴ ساعت برای حوضه‌هایی که جریان آبراهه‌ای غالب است، به دست آمده است. پس از محاسبه زمان تمرکز مینا، مبادرت به محاسبه آن توسط روابط تجربی شده است. نتایج روش‌های تجربی آریبی‌های متفاوت معنی‌داری را نشان می‌دهند. روش ایگلسن کم‌ترین آریبی (تقریباً صفر) را در میان یازده روش دارد. جدول (۲-۱۳) ویژگی‌های ۴۸ حوضه آبریز انتخابی و جدول (۲-۱۴) نتایج تحلیل آماری زمان تمرکز را برای این حوضه‌ها نشان می‌دهد.

ی- رابطه تجربی مک‌کویین

این پژوهشگر با به کارگیری ۴۸ حوضه شهری مقایسه‌ای قبل، دو معادله جدید (۲-۳۶) و (۲-۳۷) را پیشنهاد کرده است.

$$t_c = 1.45 L_f^{0.552} S_c^{-0.2070} I_2^{-0.7164} \quad (2-36)$$

$$t_c = 3.8228 L_f^{0.4450} S_c^{-0.2260} I_2^{-0.7231} \phi^{0.5517} \quad (2-37)$$

در این دو رابطه:

L_f : طول کل مسیر جریان (متر)،

S_c : شیب آبراهه اصلی (درصد)،

ϕ : ضریب بی‌بعد اسپری که از ۰/۸ برای آبراهه بتنی تا ۱/۳ برای آبراهه طبیعی متغیر است،

I_2 : شدت بارندگی (سانتی متر بر ساعت) t_c - ساعته با دوره بازگشت ۲ سال، و

t_c : زمان تمرکز (دقیقه).

جدول ۲-۱۳ - ویژگی‌های ۴۸ حوضه آبریز انتخابی برای مقایسه زمان تمرکز [۲۴]

ضریب تغییرات	دامنه نوسان		انحراف معیار	متوسط	مشخصات حوضه
	حداکثر	حداقل			
۰/۶۳	۳۹۴۹	۹۶	۹۹۱	۱۵۷۴	مساحت (ایکر)
۰/۴۳	۲۹۶۰۰	۳۴۵۰	۶۴۹۳	۱۴۹۲۷	طول حوضه (فوت)
۰/۸۵	۲۰	۰/۵۰	۴/۰۵	۴/۷۶	شیب حوضه (درصد)
۰/۶۲	۱۶۴	۳/۹	۳۳/۲	۵۳/۴	شیب آبراهه اصلی (فوت بر مایل)
۰/۶۴	۳۲۶۰۰	۰/۰	۷۵۸۳	۱۱۹۲۵	طول آبراهه (فوت)
۰/۲۱	۱/۳۰	۰/۶۰	۰/۲۰	۰/۹۴	ضریب اسپری (n)
۰/۰۷	۸۹	۶۷/۰	۵/۶	۸۰/۳	شماره منحنی (CN)
۰/۶۱	۹۸	۳	۱۷/۷	۲۹/۱	مساحت نفوذ ناپذیر (درصد)
۰/۶۰	۴/۸۰	۰/۴۰	۰/۸۴	۱/۴۰	شدت بارش ۲ ساله (اینچ بر ساعت)
۰/۷۶	۶/۱۴	۰/۲۱	۱/۱۳	۱/۴۹	زمان تمرکز واقعی (ساعت)
۱/۲۰	۳۷۶۰	۴۹	۱۲۸۱	۱۰۷۰	بده اوج سیلاب ۱۰ ساله

رابطه (۲-۳۷) هنگامی به کار می‌رود که مسیر جریان تغییر شدید هیدرولیکی دارد و با متوسط آبراهه تفاوت زیادی دارد. در اینجا باید ضریب اسپری ϕ اعمال شود. به طور کلی تفاوت چشمگیری بین دو رابطه وجود ندارد. محدوده مساحتی این دو رابطه ۱۶ کیلومتر مربع و یک روش ترکیبی است.

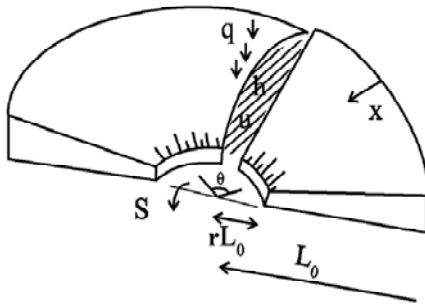
۲-۱-۶-۲- روش موج جنبشی

می‌توان زمان تمرکز را در این روش به کمک نظریه موج جنبشی و توزیع زمانی و مکانی باران برآورد کرد [۱۵]. در ادامه مراحل محاسبه زمان تمرکز برای دومقطع (دو حوضه نوعی^۱ کوچک) یکی صفحه‌ای و دیگری همگرا مطابق شکل‌های (۲-۹) و (۲-۱۰) پیگیری می‌شود. با حل معادلات دیفرانسیل جزئی به دست آمده به یک یا چند معادله انتگرالی می‌رسیم. زمان تمرکز با معلوم بودن توزیع زمانی و مکانی بارش و به کمک رابطه شزی یا مانینگ محاسبه می‌شود. معمولاً این روش پیچیده و نیاز به اطلاعات تخصصی دارد. در ادامه زمان تمرکز دو حوضه صفحه‌ای و همگرا محاسبه می‌شود.

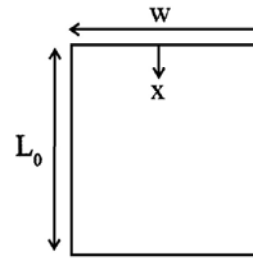
جدول ۲-۱۴- نتایج آماری مقایسه زمان تمرکز بازده روش تجربی ۴۸ حوضه انتخابی [۲۴]

روش تجربی	ارایی استاندارد	متوسط زمان تمرکز (ساعت)	متوسط خطا (ساعت)	انحراف معیار خطا	بیش‌ترین خطا (ساعت)	درصد حوضه‌ها	
						$ e \leq 15$ دقیقه	$ e \leq 30$ دقیقه
کارتر	-۰/۷۲	۰/۶۰	-۰/۸۹	۱/۱۴	۵/۴۲	۱۵	۱۹
ایگلسن	-۰/۰۲	۱/۴۹	۰/۰۱	-۰/۳۷	۱/۴۸	۷۹	۹۰
اسپی و وین‌اسلو	-۰/۰۳	۲/۱۵	۰/۶۶	۱/۶۱	۶/۰۴	۱۷	۳۸
بنگاه هوانوردی*	-۰/۲۰	۱/۷۳	۰/۲۵	۱/۱۷	۴/۲۹	۲۷	۶۰
موج جنبشی*	+۲	۵/۶۶	۴/۱۸	۲/۲۷	۱۰/۲۹	۰	۰
کربای	-۰/۳۲	۱/۴۷	-۰/۰۱	۱/۰۶	۴/۶۵	۳۸	۶۷
کریچ (پنسیلوانیا)	-۰/۹۰	۰/۲۱	-۱/۲۸	۱/۱۱	۵/۸۹	۱۳	۲۵
کریچ (تنسی)	-۰/۶۲	۰/۸۱	-۰/۶۸	۱/۰۸	۵/۱۹	۲۱	۴۰
تاخیر SCS	-۰/۱۷	۱/۸۱	۰/۳۲	۱/۵۱	۵/۷۸	۲۱	۳۵
سرعت SCS	+۰/۵۱	۳/۰۹	۱/۶۰	۱/۸۲	۷/۷۳	۱۷	۲۳
وان‌سیکل	-۰/۹۴	۰/۱۲	-۱/۳۶	۱/۱۲	۶	۴	۲۱

* یک پیشامد با دوره بازگشت ۱۰ ساله فرض شده است.
|e| قدر مطلق خطا است.



شکل ۲-۱۰- مقطع همگرا [۳۵]



شکل ۲-۹- مقطع صفحه‌ای [۳۵]

معادله موج جنبشی حاصل از روابط پیوستگی و گشتاور برای مقطع صفحه‌ای یک بعدی به شرح دو رابطه زیر است:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = q(x, t) \quad (۳۸-۲)$$

$$Q = uh = \alpha(x)h^n \quad (۳۹-۲)$$

که در آنها:

h : عمق موضعی،

U : سرعت متوسط موضعی،

Q : شدت جریان خروجی در عرض واحد،

$q(x, t)$: شدت جریان اولیه باران موثر در واحد مساحت که در زمان و مکان متغیر است،

x : مختصات مکانی،

t : مختصات زمانی،

n : نما، که بین ۱ و ۳ فرض می‌شود، و

α : عامل ارتباط زبری موج جنبشی.

رابطه دوم را می‌توان رابطه مانینگ یا شزی در نظر گرفت.

زمان تمرکز پس از محاسبات لازم و در نظر گرفتن شرایط مرزی و حل معادله دیفرانسیل به کمک روابط زیر به دست می‌آید. در

محاسبات زیر نمادهای به کار رفته زیر شامل:

K : عامل شکل حوضه (m^2),

L : طول رودخانه اصلی (متر)،

A : مساحت حوضه (کیلومترمربع)،

n : ضریب زبری مانینگ (بی بعد)،

c : عامل شکل آبراهه $c = \frac{R}{\sqrt{a}}$ (c بی بعد)،

a : مساحت مقطع خیس شده آبراهه (مترمربع)،

R: شعاع هیدرولیکی (متر)، $R = \frac{a}{p}$ که a و p به ترتیب مساحت و محیط خیس شده آبراهه است،

i_e : شدت بارش خالص (mm/h)،

S: شیب آبراهه اصلی،

t_e : زمان تعادل (دقیقه)، و

t_c : زمان تمرکز (دقیقه).

- حالت تعادل

در این حالت مدت بارش (T) بیش‌تر از زمان تعادل حوضه (t_e) است.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = q(x, t) \quad (40-2)$$

- حالت تعادل جزئی

در این حالت فرض می‌شود مدت بارش (T) کم‌تر از زمان تعادل حوضه باشد ($T \leq t_e$). با فرض ثابت بودن $\alpha(x)$ و متغیر بودن $q(x, t)$ در زمان و مکان، نتیجه خواهد شد:

$$Q = uh = \alpha(x)h^n \quad (41-2)$$

با فرض یکنواخت بودن بارش در زمان و مکان و ثابت بودن و صادق بودن معادله شزی و مانینگ مبادرت به حل معادله موج جنبشی می‌شود. در واقع این روش حالت خاصی از معادلات است. در زیر یک رابطه که توسط آرون و همکاران ارائه شده بحث می‌شود [۱۵].

معادله آرون و همکاران^۱: در این معادله از مفهوم ابعاد برخه‌ای^۲ در برآورد زمان تمرکز و معادله نظریه موج جنبشی استفاده شده است. فرض‌های مورد نیاز برقراری این معادله به شرح زیر است [۱۵]:

- معادله استدلالی $Q = i_e A$ قابل کاربرد است.

- برای کل حوضه و هر قسمت آن رابطه بین طول آبراهه و مساحت مطابق قانون هاک^۳ (۱۹۵۷) برقرار است.

$$L = KA^{\frac{3}{5}} \quad (42-2)$$

که در آن:

K: عامل شکل حوضه (جذر متر)،

A: مساحت حوضه (کیلومتر مربع)، و

L: طول زهکش (کیلومتر).

- معادله مانینگ، قابل کاربرد است

$$Q = \frac{1}{n} S^2 R^3 a \quad (۴۳-۲)$$

که در آن:

a: سطح مقطع خیس شده آبراهه،

R: شعاع هیدرولیکی،

S: شیب آبراهه، و

n: ضریب زبری مانینگ.

S و n هر دو ثابت فرض می‌شوند.

- شعاع هیدرولیکی به صورت $R = c\sqrt{a}$ فرض می‌شود که در آن c عامل شکل آبراهه است

شکل (۱۱-۲) شکل آبراهه (مثلثی یا سهمی) و شکل (۱۲-۲) عامل شکل c را بر حسب نسبت $\frac{y}{b}$ (ارتفاع و b پهناى سطح

آب) نشان می‌دهد.

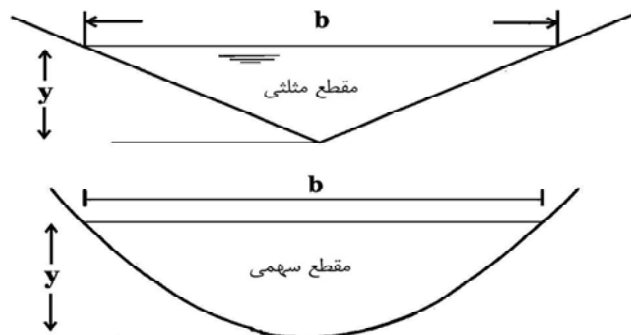
با ترکیب معادلات (۳۸-۲)، (۴۳-۲) و معادله پیوستگی خواهیم داشت:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} = q = i_e \frac{dA}{dx} \quad \text{و} \quad A(x) = (x/k)^3 \Rightarrow q = \frac{5i_e x^{\frac{2}{3}}}{3k^3} \quad (۴۴-۲)$$

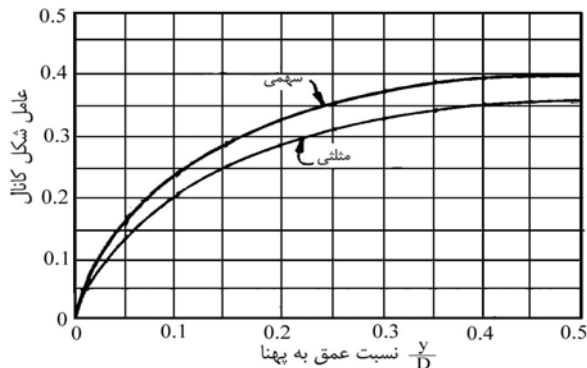
با ادامه محاسبات، نتیجه می‌شود:

$$t_c = \frac{0.93k^{\frac{5}{12}}n^{\frac{3}{4}}L^{\frac{7}{2}}}{c^2 i_e^{\frac{1}{4}} S^{\frac{3}{8}}} \quad (۴۵-۲)$$

محدودیت‌های معادله آرون و همکاران: این روش برای حوضه‌هایی که ابعاد برخه‌ای آنها غیر یکنواخت و کوچک باشد مفید نیست. برای اطلاع بیشتر به مرجع [۱۵] مراجعه شود.



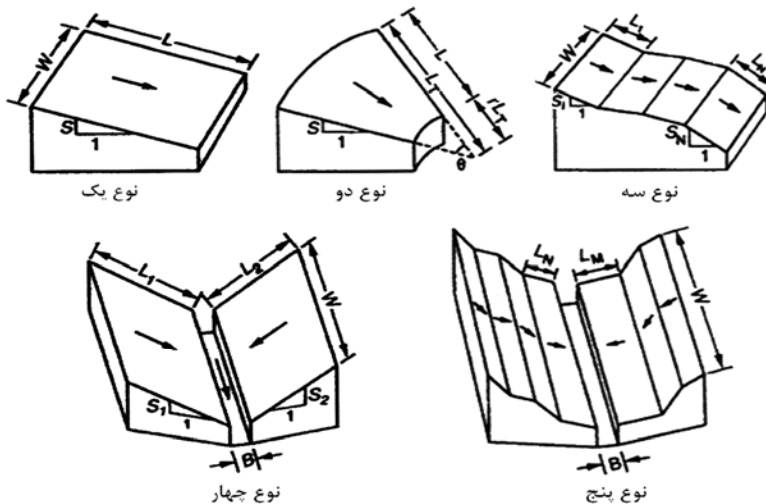
شکل ۱۱-۲- تبیین شکل مقاطع مثلثی و سهمی [۲۸]



شکل ۲-۱۲- ضریب شکل (c) برای مقاطع مثلثی و سهمی [۲۸]

محاسبه زمان تمرکز بر اساس نظریه موج جنبشی برای حوضه‌هایی با اشکال هندسی ساده نیز قابل استخراج است. آکان و هوگتالن^۱ مطابق شکل (۲-۱۳) تعدادی از این موارد را نشان داده‌اند [۱۴].

زمان تمرکز برای اشکال هندسی ساده شکل (۲-۱۳) براساس نظریه موج جنبشی توسط پژوهشگران مختلف محاسبه شده که به شرح زیر است. این اشکال اغلب در حوضه‌های شهری و زمین‌های کوچک کشاورزی قرار دارند.



شکل ۲-۱۳- اشکال هندسی ساده برای برآورد زمان تمرکز [۱۴]

- حوضه نوع یک، معادله مورگالی و لینسلی^۲

این معادله به صورت (۲-۴۶) است. حوضه مستطیلی و جریان روستحی است.

$$t_c = \left(\frac{nL}{\sqrt{S}}\right)^{0.6} (I)^{-0.4} \quad (۲-۴۶)$$

در این معادله:

1- Akan and Houghtalen

2- Morgali and Linsley

n : ضریب زبری مانینگ،

L : طول جریان (متر)،

S : شیب حوضه (درصد)،

I : شدت باران خالص (سانتی متر بر ساعت) با مدت دوام معادل زمان تمرکز و با شدت ثابت، و

t_c : زمان تمرکز (دقیقه).

- حوضه نوع دو، معادله اورتن و میدوز^۱

این معادله به صورت (۴۷-۲) است. حوضه همگرا و جریان روستحی است.

$$t_c = \left(\frac{nL}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.6} \left(\frac{1-r}{i} \right)^{0.4} \quad (47-2)$$

در این معادله (۲-۱): عامل همگرایی که از شکل (۲-۱۳) به دست می آید، می باشد.

- حوضه نوع سوم

معادله برای این حالت به صورت (۴۸-۲) است که توسط اورتن و میدوز پیشنهاد شده است. حوضه آبشاری و جریان روستحی

است.

$$t_c = \frac{\sum_{j=1}^N (n_j I / \sqrt{S_j})^{0.6} (Z_j^{1.6} - Z_{j-1}^{1.6})}{\sum_{j=1}^N I (Z_j - Z_{j-1})} \quad (48-2)$$

در این معادله:

n_j : ضریب زبری مانینگ سطح z_m ،

S_j : شیب سطح z_m حوضه (درصد)،

N : تعداد سطوح آبشاری حوضه، و

$$Z_j = \sum_{m=1}^j L_m \quad \text{که } L_m \text{ طول سطح } m \text{ ام.}$$

واحد عاملها مطابق روابط قبل است.

- حوضه های نوع چهارم و پنجم

نوع پنجم حالت کلی نوع چهارم است. معادله رابطه نوع پنجم به صورت (۴۹-۲) است که توسط اورتن و میدوز پیشنهاد شده

است. حوضه آبشاری و جریان روستحی است.

$$t_c = I^{-0.4} \left[\frac{\sum_{j=1}^N (n_j / \sqrt{s_j})^{0.6} (Z_j^{1.6} - Z_{j-1}^{1.6})}{\sum_{j=1}^N (Z_j - Z_{j-1})} + \frac{B^{0.4} (n_c W / \sqrt{S_c})^{0.6}}{(B + \sum_{j=1}^N L_j + \sum_{m=1}^M L_m)^{0.4}} \right] \quad (49-2)$$

در این حالت رواناب روسطحی از دو طرف جاری است و آبراهه عریض فرض می‌شود. B: عرض آبراهه (متر)، W: طول آبراهه (طول جریان روسطحی بر روی سطوح مسطح برحسب متر) است. زیرنویس‌های z و m مربوط به سطوح کناری و زیرنویس c مربوط به آبراهه است. n_c و n_j به ترتیب مربوط به جریان سطوح و آبراهه است. واحد عامل‌ها مطابق رابطه (۲-۴۸) است. یادآوری می‌شود که روابط (۲-۴۶) تا (۲-۴۹) با فرض برابری زمان تمرکز با زمان تعادل استخراج شده‌اند. افزون بر موارد قبل، آکان [۱۴] براساس معادلات موج جنبشی و معادلات نفوذ رابطه (۲-۵۰) را برای برآورد زمان تمرکز در حوضه‌های نفوذپذیر مانند حوضه‌های کشاورزی پیشنهاد کرده است.

- رابطه آکان [۱۴] برای حوضه‌های نفوذ پذیر

$$t_c = \frac{(nL)^{0.6}}{S^{0.3} (I-K)^{0.4}} + \frac{3.1K^{1.33} H_f P_e (1-S_f)}{I^{2.33}} \quad (50-2)$$

در این رابطه:

K: ضریب نفوذ پذیری خاک،

H_f : ارتفاع مکش خاک،

P_e : تخلخل موثر خاک، و

S_f : درجه اشباع خاک اولیه.

سایر عوامل و واحدهای آنها مطابق قبل است.

روابط دیگری نیز برای محاسبه زمان تمرکز ارائه شده که به شرح زیر است [۲۳]:

- پاپاداکیس و کازان^۱ (۱۹۸۷)

$$t_c = \frac{2.15 L^{0.5} n^{0.52}}{s_c^{0.31} i_e^{0.38}} \quad (51-2)$$

رابطه (۲-۵۱) برای حوضه‌های شهری با مساحت کمتر از ۵ کیلومتر مربع کاربرد دارد. واحد و نوع عوامل این رابطه و رابطه

(۲-۵۲) در ادامه آمده است.

- لوکاس و کوئیکل^۱ (۱۹۹۶)

$$t_c = \frac{0.0278 B^{0.6}}{K^{0.4} \cdot (K_h^* \cdot i_e \cdot S_s)^{0.2}} \quad (۵۲-۲)$$

این رابطه برای حوضه‌های کوچک جنگلی با شیب تند مناسب است. در این روابط:

B: عامل زمان‌های انتقال تجمعی (بی‌بعد)،

i_e : شدت بارش خالص (میلی‌متر بر ساعت)،

K: عامل شکل آبراهه (بی‌بعد)،

K_h^* : هدایت هیدرولیکی خاک‌های شیبدار (میلی‌متر بر ساعت)،

L: طول آبراهه اصلی (کیلومتر)،

n: ضریب زیری مانینگ (بی‌بعد)،

S_c : سینوس زاویه شیب (بی‌بعد)،

S_s : سینوس زاویه تپه (بی‌بعد)، و

t_c : زمان تمرکز (ساعت).

- رابطه راگان و دورو^۲ (۱۹۷۲)

$$t_c = 7 \left(\frac{nL}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.6} i_e^{0.4} \quad (۵۳-۲)$$

در این رابطه که برای جریان سطحی است:

n: ضریب زیری مانینگ،

L: طول جریان سطحی (m)،

S_c : شیب جریان سطحی،

i_e : شدت باران خالص (میلی‌متر بر ساعت)، و

t_c : زمان تمرکز (دقیقه).

۲-۶-۱-۳- روش سرعت جریان

یکی از روش‌های دقیق برآورد زمان تمرکز، روش سرعت جریان است. در این روش با پیمایش‌های صحرائی سرعت جریان آب در هر قسمت از طولانی‌ترین مسیر جریان محاسبه و در پایان نتایج جمع می‌شوند. عیب مهم این روش نیاز به پیمایش‌های صحرائی است که زمان‌بر و پرهزینه است. افزون بر این باید در برداشت‌های صحرائی دقت عمل زیادی به‌خرج داد. این روش هیدرولیکی

1 -Loukas and Quicle

2 -Ragan et al.

توسط سازمان حفاظت منابع طبیعی آمریکا (NRCS) معرفی شده است. برای برآورد زمان تمرکز هر حوضه (که تابع ویژگی‌های آب و هواشناسی حوضه است)، هیدرولیک هر سمت از جریان به‌طور جداگانه در نظر گرفته می‌شود. برای این کار باید طولانی‌ترین مسیر پیمایش آب تا خروجی را به قسمت‌های همگن تقسیم کرد. می‌توان این مسیر را به سه بخش اصلی جریان روستحی (ورقه‌ای یا صفحه‌ای)، جریان متمرکز کم‌عمق^۱ (شیارها، آبکندها، آبراهه‌های اولیه و موارد مشابه) و جریان آبراهه‌ای یا لوله‌ای (آبراهه‌های اصلی، مجاری و لوله‌های بزرگ تخلیه فاضلاب شهری و موارد مشابه) دسته‌بندی کرد. پس از برآورد زمان پیمایش جریان در هر قسمت باید حاصل را جمع کرد. رابطه (۲-۵۴) این مجموع را نشان می‌دهد.

$$t_c = \sum_{i=1}^m t_i = \sum_{i=1}^m \frac{L_i}{V_i} = t_{of} + t_{ch} \quad (2-54)$$

در این رابطه:

t_i : زمان پیمایش جریان در بخش i ام،

m : تعداد تقسیمات طولانی‌ترین مسیر جریان،

L_i : طول مسیر پیمایش، و

V_i : سرعت پیمایش هر قسمت.

سرعت در این رابطه تابعی از نوع جریان، زبری، شیب مسیر و شدت بارش است و می‌توان آن را به دو حالت کلی جریان روستحی و آبراهه‌ای نیز تقسیم کرد t_{of} و t_{ch} به ترتیب معرف زمان پیمایش این دو می‌باشد. در ادامه روش برآورد زمان پیمایش در سه حالت جریان بررسی می‌شود.

الف- جریان روستحی (ورقه‌ای یا صفحه‌ای)

در اغلب حوضه‌ها و در قسمت سرچشمه آبراهه اصلی رواناب متمرکز نیست و جریان به‌صورت ورقه‌ای است و این جریان تا رسیدن به آبراهه‌های اولیه ادامه دارد. مسافت پیمایش این جریان در شیب‌های تند حتی به صدها متر نیز می‌رسد. اما در شیب‌های ملایم این فاصله کوتاه‌تر است. برای محاسبه زمان پیمایش در جریان روستحی دو روش سرعت، به کمک رابطه مانینگ و روش موج جنبشی به کار می‌رود. در ادامه این دو روش بررسی می‌شود.

- روش رابطه مانینگ

این روش از رابطه ساده شده مانینگ مطابق (۲-۵۵) و (۲-۵۶) استفاده می‌شود.

$$V = kS^{0.5} \quad (2-55)$$

$$k = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \quad (2-56)$$

در این دو رابطه:

n : ضریب زبری مانینگ،

R_{H1} : شعاع هیدرولیکی (متر)، و

k : عاملی است که تابعی از n و R_{H1} است.

مقادیر مختلف این سه عامل در جدول (۲-۱۵) آمده است. این جدول برای مسافت پیمایشی تا ۱۶۰ متر در نواحی روسازی شده باز، چمن کاری شده، سطح جاده‌ها، مناطق حاشیه‌ای و باغ‌ها مناسب است. دقت شود که شعاع هیدرولیکی به دوره بازگشت بارش، شیب و موقعیت در مسیر جریان وابسته است [۲۴]. مسیر زمان پیمایش t_0 پس از محاسبه V و تقسیم آن بر طول مسیر به دست می‌آید.

- روش موج جنبشی

در این روش فرض می‌شود که شعاع هیدرولیکی معادل حاصل ضرب شدت بارش در زمان جریان باشد [۲۴]. اورتن و میدوز با دخالت دادن بارش ۲۴ ساعته با دوره بازگشت ۲ ساله، روابط این روش برای محاسبه زمان پیمایش در جریان ورقه‌ای را مطابق معادله (۲-۵۷) به دست آورده است.

$$t_0 = \frac{10.9258(nL_f)^{0.8}}{P_2^{0.5}S^{0.4}} \quad (2-57)$$

در این رابطه:

L_f : طول جریان سطحی (متر)،

n : ضریب زبری مانینگ،

S : شیب سطح (درصد)،

P_2 : بارندگی ۲۴- ساعته با دوره بازگشت ۲ سال (سانتی‌متر)، و

t_0 : زمان تمرکز (دقیقه).

ب- جریان متمرکز کم عمق

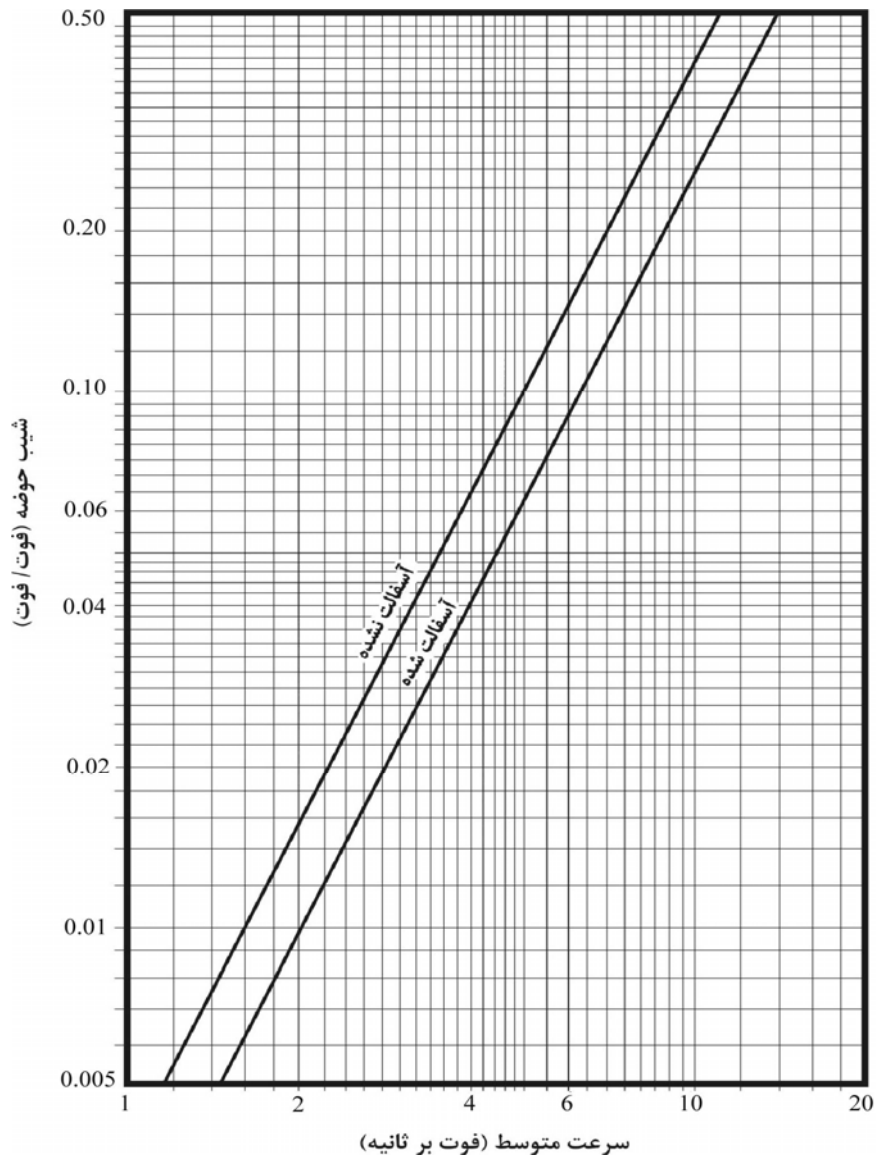
معمولاً سرعت جریان در این نوع آبراهه‌ها با رابطه مانینگ تقریب زده می‌شود. سازمان حفاظت خاک آمریکا برای مناطق آسفالت نشده $R_{H1} = 0.12$ (متر) و $n = 0.05$ و برای نواحی آسفالت شده $R_{H1} = 0.06$ (متر) و $n = 0.025$ در نظر گرفته و نموداری برای محاسبه سرعت جریان ارائه داده است. شکل (۲-۱۴) این نمودار را نشان می‌دهد. دقت شود که این شکل در دستگاه واحد انگلیسی است.

جدول ۲-۱۵- دامنه نوسان ضرایب n ، k و R_h در روش مانینگ [۲۴]

k	Rh (فوت)	n بی بعد	کاربری زمین
۰/۷	۰/۲۵	۰/۸	جنگل
۱/۴	۰/۲۲	۰/۴	بوته‌ای متراکم
۲/۵	۰/۲	۰/۲	بوته‌ای کم‌پشت
			زمین سفت پوشیده از آشغال
۱	۰/۱۵	۰/۴۱	چمن
۱/۵	۰/۱۲	۰/۳۴	برمودا
۲/۱	۰/۱	۰/۱۵	متراکم
۷	۰/۰۴	۰/۰۲۵	کوتاه
			چراگاه با چمن کوتاه
۱/۲	۰/۰۶	۰/۱۹	زمین کشاورزی با شخم‌زنی متداول
۲/۲	۰/۰۵	۰/۰۹	با پسماند
			بی پسماند
۹/۱	۰/۱۲	۰/۰۴	زمین کشاورزی
۴/۶	۰/۰۶	۰/۰۵	با ردیف‌های مستقیم زراعی
۴/۵	۰/۰۵	۰/۰۴۵	با ردیف‌های منحنی زراعی
۱۶	۰/۰۴	۰/۱۳	شخم‌زده شده
			زمین‌های دیم
۱۰/۳	۰/۰۴	۰/۰۱۷	زمین‌های با رسوبات مخروط افکنه
۱۵/۷	۱	۰/۰۹۵	آبراهه پوشیده از چمن
۲۳/۵	۰/۵۰	۰/۰۴	آبگذرهای کوچک در نواحی مرتفع
۲۰/۸	۰/۰۶	۰/۰۱۱	ناحیه روسازی شده (جریان ورقه‌ای)
۴۶/۳	۰/۲۰	۰/۰۱۱	جوی روسازی شده

ج- جریان آبراهه‌ای

سرعت جریان آب در آبراهه‌های عمیق (آبراهه‌های ثانویه) توسط نیمرخ سطح آب یا رابطه مانینگ به دست می‌آید. برای این منظور باید اطلاعات مربوط به سطح مقطع، مثلاً رابطه عمق-سطح-زبری، تهیه شود. سرعت مورد نظر برای عمق نرمال (شرایط جریان یکنواخت) و برای شرایط لب‌بال محاسبه شود. در این حالت نیز شعاع هیدرولیکی با دوره بازگشت، شیب و موقعیت جریان متغیر است. در اینجا نیز معمولاً از جریان‌هایی با دوره بازگشت ۱/۵ تا ۳ سال برای تعیین شعاع هیدرولیکی استفاده می‌شود، زیرا بده و شدت بارش خود تابعی از زمان تمرکزند [۲۴].



شکل ۲-۱۴- نمودار محاسبه سرعت جریان در آبراهه کم عمق [۲۴]

فصل ۳

تجزیه و تحلیل رگبارها

۳-۱ - کلیات

رگبارها عامل اصلی تولید سیلاب به شمار می‌آیند. بنابراین تجزیه و تحلیل رگبارها نقش مهمی در تحلیل سیلاب دارند. اندازه‌گیری رگبارها به صورت نقطه‌ای و همراه با خطاست. استخراج و تصحیح اولیه آنها بر عهده وزارت نیرو و سازمان هواشناسی است. معمولاً نمودار شدت-مدت رگبارها توسط دو سازمان فوق تهیه و در اختیار پژوهشگران قرار می‌گیرد. پس از این مرحله مقدماتی باید تحلیل‌های مورد نیاز را انجام داد. این تحلیل‌ها می‌تواند شامل تهیه معادلات منحنی‌های شدت-مدت-فراوانی (IDF)^۱ نقطه‌ای و سپس مساحتی، تعیین الگوی رگبار و موارد دیگر باشد. این قسمت بر عهده پژوهشگران است که باید بر اساس اهداف مورد نیاز به آن بپردازند.

رگبارها نقش ورودی (موج ورودی) را در سامانه حوضه دارد. این موج به صورت نقطه‌ای^۲ اندازه‌گیری می‌شود که همان ارتفاع باران درون باران سنج‌ها یا ارتفاع تجمعی رگبار در باران نگارهاست. این گیرش فقط برای سطحی معادل ۲۵ کیلومتر مربع پیرامون باران سنج صادق است [۳۵]. در حالی که بارش مورد نیاز حوضه‌ها باران مساحتی^۳ است، زیرا در اغلب حوضه‌ها باران نگار وجود ندارد یا در صورت وجود تمام حوضه را نمی‌پوشاند. بنابراین باید شدت بارش نقطه‌ای را با روش‌های علمی به حوضه مورد نظر منتقل کرد و سپس آن را به مساحتی تبدیل نمود. در این فصل تجزیه و تحلیل رگبارها و محاسبه رگبارهای مساحتی مورد نظر است. در ادامه، ابتدا روش تهیه منحنی‌های شدت-مدت-فراوانی نقطه‌ای بحث می‌شود، سپس روش‌های انتقال آنها به حوضه (مرکز ثقل حوضه) معرفی می‌شوند. تصحیح شدت‌ها بر اساس زمان تمرکز نیز انجام می‌شود. در پایان، این منحنی‌ها با معرفی عامل کاهش مساحت به حوضه تعمیم داده می‌شوند.

طراحی شبکه باران نگاری ایران بر اساس اهداف مختلف و با توجه به امکانات موجود در محل ایجاد شده است نه بر اساس نیازهای حوضه‌های آبریز. برای نمونه، اغلب باران نگارهای سازمان هواشناسی در شهرهای بزرگ و نه در حوضه‌های طبیعی دور از شهرها قرار دارند یا به طریق مشابه نیز وزارت نیرو باران نگارهای خود را در روستاهای مهم و بزرگ داخل یا مجاور حوضه‌ها نصب کرده است، زیرا نیازهای اولیه این ایستگاه‌ها فقط در روستاهای بزرگ فراهم است. بنابراین تقریباً در مرکز ثقل تمام حوضه‌های ایران باران نگاری وجود ندارد تا آمار آن بتواند معرف حوضه باشد. به‌ناچار باید از آمار کلیه ایستگاه‌های باران نگار داخل و اطراف حوضه‌ها استفاده کرد. طبیعی است که ابتدا باید دقت و صحت داده‌های این ایستگاه‌ها بررسی شود و پس از تایید این موارد می‌توان از آمار آنها سود جست. این باران نگارها را ایستگاه مبنا می‌نامیم و IDF آنها را مطابق دستورالعمل‌های زیر به دست می‌آوریم.

۳-۲ - ایستگاه‌های باران سنجی

در ایران سه نوع ایستگاه باران سنجی وجود دارد که عبارتند از: ثبات، معمولی و ذخیره‌ای. نوع ذخیره‌ای کارایی لازم را ندارد. در باران سنج معمولی فقط ارتفاع بارش (عمق بارش) اندازه‌گیری می‌شود. آمار مشاهده‌ای به صورت روزانه است. بنابراین فقط می‌توان

1 - Intensity-Duration-Frequency

2 - Point Rainfall

3 - Areal Rainfall

بارش‌های روزانه را تجزیه و تحلیل کرد. بارش اندازه‌گیری شده توسط این دستگاه خام است و باید تصحیحاتی روی آن انجام شود [۲۳]. این تصحیحات متنوع هستند و مهم‌ترین آنها اثر سرعت باد در هنگام بارش است.

باران سنج ثابت (باران نگار) ارتفاع تجمعی بارش را بر حسب زمان بر روی کاغذ مخصوصی ثبت می‌کند. به کمک این دستگاه می‌توان شدت بارش را برای مدت دوام‌های مختلف، همچنین مدت بارش، ارتفاع کل بارش، الگوی بارش و غیره را به دست آورد. باید بر روی بارش‌های ثبت شده این دستگاه چند تصحیح انجام شود [۲۳]، در غیر این صورت استخراج رگبارها نادرست است. مهم‌ترین تصحیحات شامل اثر سرعت باد در هنگام بارش و فاصله زمانی خالی شدن مخزن گیرش (به‌ویژه در شدت‌های زیاد) است. معمول است که نمودار مستطیلی شدت رگبار را پس از استخراج رگبار از روی کاغذ برای فاصله زمانی‌های مختلف (Δt) رسم کنند. به این نمودار، شدت-مدت گفته می‌شود. به طور مشابه برای فاصله زمانی‌های مختلف، حداکثر بارش سالانه را محاسبه و شدت‌های حداکثر سالانه محاسبه می‌شود. معمولاً این کارها توسط وزارت نیرو یا سازمان هواشناسی انجام و شدت‌های حداکثر سالانه غربال شده در اختیار قرار می‌گیرد.

۳-۳- تهیه روابط شدت-مدت- فراوانی (IDF) نقطه‌ای ایستگاه‌های مبنا

منحنی‌های شدت-مدت- فراوانی در واقع توابع توزیع شرطی شدت بارش (I_e) به شرط مدت بارش (D یا t_r) است. نماد مرسوم برای IDF به صورت $F_i(i_e/t_r)$ است این تابع توزیع شرطی از تابع توزیع مشترک $F_i(i_e/t_r)$ حاصل می‌شود. رابطه (۳-۱) تابع توزیع شرطی IDF را نشان می‌دهد [۲۲، ۲۳]. T دوره بازگشت است.

$$P(I_e \geq I_e/t_r) = \frac{1}{T} = 1 - \int_0^{i_e} f_i(i/t_r) di \quad (۳-۱)$$

معمولاً منحنی‌های IDF براساس فاصله زمانی‌های Δt و نه براساس زمان کل بارش t_r استوار است. به‌طور معمول Δt از ۵ یا ۱۰ دقیقه شروع و تا چند ساعت (حتی ۷۲ ساعت) نیز ادامه می‌یابد. در عمل IDF از روی رگبارهای مشاهده‌ای (نمونه تصادفی) برآورد می‌شود. دقت شود این IDF نقطه‌ای است و برای رگبارهای یک ایستگاه تهیه می‌شود. برای برآورد IDF به این شرح اقدام می‌شود: ابتدا شدت‌های حداکثر سالانه برای فاصله زمانی‌های Δt محاسبه، سپس این شدت‌ها تحلیل فراوانی می‌شود. به عبارت دیگر قانون احتمالی حاکم بر آنها برآورد و احتمال وقوع چندک‌های مختلف به کمک این قوانین محاسبه می‌شود. عکس این احتمال‌ها همان دوره بازگشت است که هیدرولوژیست‌ها بیش‌تر از این عامل استفاده می‌کنند. در نتیجه شدت‌های بارندگی در فاصله زمانی‌های مختلف Δt و به ازای دوره‌های بازگشت مورد نظر به دست می‌آید. دوره بازگشت (T) معمولاً ۲، ۵، ۱۰، ۲۰، ۲۵، ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ سال انتخاب می‌شود. به علت کوتاهی طول دوره آماری در ایران (کوچکی حجم نمونه)، برآورد دوره‌های بازگشت بیش از ۱۰۰۰ سال دقت کافی ندارد و استفاده از آنها پیشنهاد نمی‌شود. گام‌های تحلیل فراوانی به اختصار به شرح زیر است.

- گام اول

تهیه شدت‌های حداکثر سالانه برای فاصله زمانی‌های مختلف (Δt). اغلب این فاصله زمانی‌ها از ۵ دقیقه شروع و تا ۲۴ ساعت (گاهی ۷۲ ساعت) ادامه می‌یابد. معمولاً این آمار توسط وزارت نیرو یا سازمان هواشناسی در اختیار قرار می‌گیرد. دقت شود که باید در هنگام استخراج آمار تصحیحات لازم اعمال شود. در غیر این صورت برآوردهای بعدی دقت مناسب ندارند [۲۳].

- گام دوم

ترمیم داده‌های مفقود (در صورت وجود) و انجام آزمون‌های پایه‌ای. برای ترمیم داده‌های مفقود روش‌های متفاوتی وجود دارد که رگرسیون چند متغیره یکی از روش‌های نسبتاً دقیق است. در این روش رابطه‌ای بین داده‌های ایستگاه مورد نظر و داده‌های ایستگاه‌های دیگر برقرار می‌شود. می‌توان داده‌های مفقود را در صورت قوی بودن به کمک آن رابطه ترمیم کرد. همچنین، باید آزمون‌های پایه را پس از ترمیم داده‌ها انجام داد. می‌توان گام بعدی را در صورت قبول شدن این آزمون‌ها پیگیری کرد. آزمون‌های پایه عبارتند از: تصادفی بودن، همگنی، نداشتن روند، ایستایی و داده پرت. برای شرح بیشتر این آزمون‌ها به مراجع [۴ و ۵] رجوع شود.

- گام سوم

انتخاب قوانین مناسب آماری (توابع چگالی احتمال) و برآورد عوامل آنها. با توجه به متون مختلف هیدرولوژی، توزیع‌های خانواده گاما، گامبل، تعمیم یافته، پارتو و لوگ نرمال از سایرین مناسب‌ترند. مراجع [۳۳، ۵، ۴] شرح کاملی را از این قوانین به همراه محدودیت‌ها، روش‌های برآورد و غیره دارند. قبل از انتخاب توزیع مناسب می‌توان از نمودارهای گشتاوری، و به‌ویژه نمودارهای گشتاوری خطی^۱ استفاده کرد [۲۵، ۲۶، ۳۳، ۴۲]. این نمودارها توزیع‌های مناسب آماری را با تقریب خوبی به صورت تصویری نشان می‌دهد. گام بعدی پس از تشخیص نسبی توزیع‌های مناسب قابل انجام است.

- گام چهارم

برآورد (نقطه‌ای) عوامل توزیع‌های انتخابی به کمک داده‌های نمونه (داده‌های بارش) برای دوره‌های زمانی مختلف Δt . روش‌های مختلف برآورد عبارتند از: روش گشتاورهای خطی، روش حداکثر درست‌نمایی، روش گشتاورهای وزن دار احتمالی، روش حداکثر آنتروپی، روش گشتاورهای معمولی و... دقت شود که روش گشتاورهای معمولی از سایر روش‌ها ساده‌تر است و به‌آسانی با ماشین حساب‌های معمولی نیز قابل محاسبه است، ولی دقت این روش مناسب نیست و برآورد به کمک این روش ضعیف‌تر از سایر روش‌های دیگر است [۵]. پس از برآورد نقطه‌ای عوامل، باید آزمون‌هایی برای انتخاب بهترین توزیع با بهترین روش برآورد انجام شود. انتخاب آزمون لازم برحسب این که دم‌های توزیع یا بدنه آن از اهمیت بیش‌تری برخوردار باشد، صورت می‌گیرد. معروف‌ترین آنها آزمون کی‌دو، آزمون کولموگروف-اسمیرنوف و آزمون اندرسن-دارلینگ است. پس از انجام آزمون‌های لازم و انتخاب بهترین قانون، باید شدت بارش در دوره‌های بازگشت مختلف T با فاصله زمانی‌های متفاوت Δt محاسبه شود.

- گام پنجم

محاسبه روابط شدت-مدت- فراوانی IDF. برای انجام این کار، شدت‌های بارش در فاصله زمانی‌های Δt مختلف برای هر دوره بازگشت انتخاب می‌شود. می‌توان رابطه بین این دو را به صورت یک رابطه توانی مانند روابط $I_e = a(b + t)^{-n}$ یا $I_e = at^n$ و غیره در نظر گرفت و سپس این روابط را بر داده‌ها برازش داد. در این روابط I_e شدت بارش و t فاصله زمانی در دوره بازگشت خاصی است. در نتیجه IDF به دست می‌آید. این IDF را نقطه‌ای می‌نامند و برای مساحت ۲۵ کیلومتر مربع اطراف ایستگاه صادق است. اگر

1- Linear Moment (L-Moment)

مساحت حوضه کم و باران نگار تمام حوضه را بپوشاند، این IDF برای کل حوضه صادق است. در غیر این صورت باید نسبت به مساحت تصحیح شود. همان‌گونه که قبلاً بیان شد باید تمام ایستگاه‌های باران نگار داخل و اطراف حوضه را در نظر گرفت و IDF این ایستگاه‌ها را پس از قبول صحت و دقت آمار آنها، محاسبه کرد.

۳-۴- انتقال رگبارها از ایستگاه‌های معرف به مرکز ثقل حوضه

روش‌های مختلفی برای انتقال IDF نقطه‌ای به مرکز ثقل حوضه وجود دارد. این روش‌ها بر اساس ویژگی‌های شبکه باران‌سنجی، داده‌های در دسترس و غیره دسته‌بندی می‌شوند. برای کاربرد بهتر، دسته‌بندی‌ها را به شرح زیر بیان می‌کنیم. دقت شود این دسته‌بندی‌ها کلی است.

- یک باران نگار در مرکز ثقل حوضه وجود دارد. می‌توان آمار آن را برای حوضه صادق دانست، مشروط بر این که حوضه از نظر اقلیمی همگن باشد.

- حوضه از دو رژیم مختلف بارندگی پیروی می‌کند. باید حوضه را از نظر رژیم بارش به مناطق همگن تفکیک کرد و برای هر منطقه IDF مناسب را به دست آورد. برای مثال بعضی از حوضه‌های واقع در شمال غربی و غرب خراسان رضوی از دو نوع بارش تغذیه می‌شوند. آن قسمت که در سمت دریای خزر قرار دارد نفوذ رگبارهای خزری و قسمت‌های دیگر از این فرآیند پیروی نمی‌کنند.

- در داخل و اطراف حوضه تعداد ایستگاه‌های باران نگار (ایستگاه‌های مبنا) به اندازه کافی است. می‌توان برای انتقال IDF این ایستگاه‌ها به مرکز ثقل حوضه از روش‌های مختلف استفاده کرد. این روش‌ها عبارتند از: روش چندضلعی تیسن، منحنی‌های همباران، روش رگرسیون، روش اجزای محدود، روش سری‌های فوریه دوگانه، روش کریجینگ و غیره [۳۵، ۴۴]. دقت شود که روش چند ضلعی تیسن از دقت زیادی برخوردار نیست و در مناطق کوهستانی جواب مساعدی ارائه نمی‌کند.

- در حوضه و اطراف آنها شبکه متراکم باران‌نگاری وجود ندارد. به همین دلیل نمی‌توان از موارد بالا استفاده کرد. متأسفانه اغلب با این حالت روبرو هستیم و در این حالت، کار مشکل و دقت آن نیز کاهش می‌یابد. یکی از راهکارهای مناسب، استفاده از رگبارهای حداکثر ۲۴ ساعته (P_{24}) است. این راهکار در تعدادی از حوضه‌های استان‌های خراسان، سمنان و سیستان و بلوچستان مطالعه شده و جواب‌های رضایت بخشی ارائه نموده است. برای نمونه می‌توان به مرجع [۶] مراجعه کرد. در این روش نیاز به تحلیل فراوانی بارندگی ۲۴ ساعته کلیه ایستگاه‌های باران‌سنج داخل و اطراف حوضه است (در اغلب حوضه‌ها ایستگاه باران‌سنج ثبات وجود ندارد). باید گام‌های زیر برای (P_{24}) کلیه ایستگاه‌ها انجام شود:

- گام اول

گام‌های دو تا چهار تحلیل IDF نقطه‌ای (بند ۳-۳) برای تحلیل فراوانی باران حداکثر ۲۴ ساعته کلیه ایستگاه‌ها انجام می‌شود، با این تفاوت که در اینجا آمار مورد نظر بارندگی حداکثر ۲۴ ساعته (P_{24}) ایستگاه است. دقت شود که این تحلیل برای (P_{24}) باران‌نگارها نیز انجام شود.

- گام دوم

محاسبه نسبت شدت بارندگی کوتاه مدت ($I_{\Delta t}$) به بارندگی ۲۴ ساعته (P_{24}) با دوره‌های بازگشت مساوی و برای کلیه باران‌نگارها ($K_{24} = I_{\Delta t} / P_{24}$). یادآوری می‌شود که Δt از ۵ یا ۱۰ دقیقه شروع و ممکن است تا ۷۲ ساعت ادامه یابد. معمولاً این نسبت‌ها (K_{24}) به ازای Δt های مشخص برای تمام باران‌نگارها اعدادی نزدیک به هم است، مگر رژیم بارش ایستگاه‌ها متفاوت باشد. در سطح جهانی نیز این نسبت‌ها مطالعه شده و توصیه‌هایی نیز ارائه شده است. برای نمونه نسبت رگبار ۶ ساعته به ۲۴ ساعته را $K_{24} = 0.84$ ذکر کرده‌اند [۱۱].

- گام سوم

انتقال بارندگی حداکثر ۲۴ ساعته با دوره‌های بازگشت مختلف به مرکز ثقل حوضه. چون در اغلب حوضه‌ها باران‌سنج ثابت وجود ندارد، بنابراین بارندگی کوتاه مدت حوضه در اختیار نیست، اما می‌توان بارندگی ۲۴ ساعته نقطه‌ای ایستگاه‌های داخل و مجاور حوضه را به دست آورد و آن را به مرکز ثقل حوضه تعمیم داد. سپس به کمک نسبت بارندگی ساعتی (K_{24}) ایستگاه مبنا (ایستگاه‌های گام دوم) به بارندگی ۲۴ ساعته با دوره بازگشت معادل، می‌توان بارندگی ساعتی نقطه‌ای حوضه را به دست آورد. این نسبت توسط سازمان جهانی هواشناسی^۱ نیز برای برخی از نقاط دنیا محاسبه شده است [۱۱]. برای انتقال رگبارهای این ایستگاه‌ها (بارندگی حداکثر ۲۴ ساعته با دوره‌های بازگشت مختلف) به مرکز ثقل حوضه، می‌توان از روش‌های مختلف استفاده کرد.

۳-۵- تصحیح شدت‌های بارش نقطه‌ای بر اساس زمان تمرکز حوضه

زمان تمرکز و بارش‌خالص دو عامل مهم و اساسی برآورد آبنمود سیلاب در حوضه‌های فاقد آمار هستند. افزون بر این رگبارهایی با مدت تداومی مساوی زمان تمرکز نیز در تعدادی از الگوهای بارش - سیلاب به کار می‌رود. چون زمان تمرکز فرآیندی پویا و تابعی از شدت رگبار است، بنابراین از رگباری به رگبار دیگری تغییر می‌کند. می‌توان زمان تمرکز را به ازای رگبارهایی با دوره‌های بازگشت مختلف به دست آورد. پس از انجام این کار می‌توان شدت بارش نقطه‌ای حوضه را به کمک گام سوم بند (۳-۴) و به ازای زمان‌های تمرکز مختلف به دست آورد. دقت شود که این شدت‌های نقطه‌ای برای مرکز ثقل حوضه به دست می‌آیند. افزون بر این، ممکن است برخی از این زمان‌های تمرکز مساوی Δt هایی باشند که قبلاً شدت بارش آنها به مرکز ثقل حوضه صورت گرفته باشد.

۳-۶- تبدیل رگبارهای نقطه‌ای به مساحتی

باران نقطه‌ای برای مساحتی در حدود ۲۵ کیلومتر مربع اطراف ایستگاه صادق است. اگر یک باران‌سنج ثابت در مرکز حوضه قرار داشته باشد (یا IDF مرکز ثقل حوضه موجود باشد) و مساحت حوضه کم‌تر از ۲۵ کیلومتر مربع باشد، شدت‌های بارش نقطه‌ای برای حوضه نیز صادق است. در غیر این صورت باید تصحیحاتی اعمال شود. برای این منظور ضریبی مثبت و کوچک‌تر از یک را در بارش نقطه‌ای ضرب می‌کنند و نتیجه، باران مساحتی است. این ضریب به عامل کاهش مساحت (ARF)^۲ معروف است [۴۶، ۱۶]. این عامل

1 - World Meteorological Organization (WMO)

2 - Area-Reduction Factor

کاهنده به ویژگی‌های مساحت (A)، مدت بارش (t_r) و دوره بازگشت (T) وابسته است. IDF حوضه یا مساحتی، با محاسبه ARF و ضرب آن در IDF نقطه‌ای به دست می‌آید و می‌توان در محاسبه سیلاب‌ها از آن استفاده کرد. دو نوع ARF وجود دارد. نوع اول به مساحت-ثابت^۱ یا ثابت-جغرافیایی^۲ و دیگری به رگبار-مرکزی^۳ معروف است. نوع دوم برآوردی نقصانی ارائه می‌دهد [۴۶]. لازم به ذکر است که معمولاً روش رگبار مرکزی برای برآورد PMP به کار می‌رود و روش مساحت-ثابت برای برآورد سیلاب‌های طرح پیشنهاد می‌شود. بنابراین به همین دلیل در این راهنما تنها نوع اول (روش مساحت-ثابت) بررسی می‌شود.

ARF را با توجه به اهمیت پروژه‌ها به دو سطح ابتدایی و پیشرفته تقسیم می‌کنیم. در پروژه‌های کوچک و کم‌اهمیت می‌توان از ARF پیشنهاد شده توسط WMO (مطابق شکل ۳-۱) استفاده کرد [۳۹، ۲۲، ۱۱]. معادلات منحنی‌های شکل (۳-۱) نیز وجود دارد که به صورت رابطه (۳-۲) است. محاسبه ARF در پروژه‌های مهم و حتی متوسط با توجه به اطلاعات منطقه پیشنهاد می‌شود تا دقت برآورد سیلاب‌های طراحی افزایش یابد. در ادامه آن را بررسی می‌کنیم.

$$ARF = 1 - \exp\{(-1.1)(t_r)^{0.25}\} + \exp\{(-1.1)(t_r)^{0.25} - 0.01 A\} \quad (3-2)$$

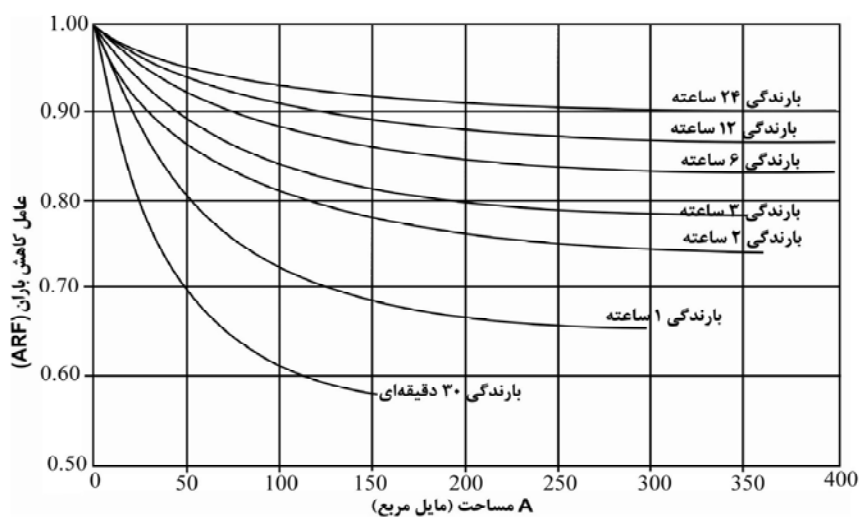
که در آن:

ARF: عامل کاهش مساحت (بی بعد)،

t_r : مدت دوام رگبار نقطه‌ای (ساعت)، و

A: مساحت حوضه (مایل مربع).

یادآوری: برای تبدیل کیلومتر مربع به مایل مربع کافی است عدد کیلومتر مربع را بر ۲/۵۹ تقسیم کنیم. در پیوست ۱، مثال نمونه برای کاربرد رابطه (۳-۲) و یا شکل (۳-۱) ارائه شده است.



شکل ۳-۱- نمودار کاهش باران نقطه‌ای به مساحتی [۱۱]

- 1- Fixed-Area
- 2- Geographically-Fixed
- 3- Storm-Centered

۳-۷- منحنی‌های IDF مساحتی و عامل کاهش مساحت (ARF)

برای اغلب طرح‌های هیدرولوژیکی نیاز به IDF مساحتی است. با توجه به کم‌تر بودن متوسط مساحتی بارندگی (تغییرات فضایی) روی حوضه، میانگین و واریانس IDF مساحتی کم‌تر از میانگین و واریانس IDF نقطه‌ای است، زیرا بارش مساحتی کم‌تر از باران نقطه‌ای است. بنابراین منحنی‌های آن هموارتر است. این کاهش با دوره بازگشت نیز ارتباط دارد. این کاهش توسط ARF تأمین می‌شود که تابعی از مساحت حوضه، مدت بارش و دوره بازگشت است. برای محاسبه ARF چهار گام به شرح زیر انجام می‌شود [۴۶]:

گام اول: توزیع مادر برای شدت رگبار نقطه‌ای و همبستگی نگار فاصله‌ای

توزیع احتمالی شدت بارش نقطه‌ای توسط محققین مختلف بحث شده که توزیع‌نمایی برازش خوبی را بر مقادیر شدت‌های بارندگی نشان می‌دهد. تابع چگالی نمایی مورد نظر به صورت رابطه (۳-۳) است که آن را توزیع مادر برای شدت بارش نقطه‌ای در نظر می‌گیرند:

$$f_I(i_p) = \frac{1}{\beta_p} \exp\left(-\frac{i_p}{\beta_p}\right) \quad (3-3)$$

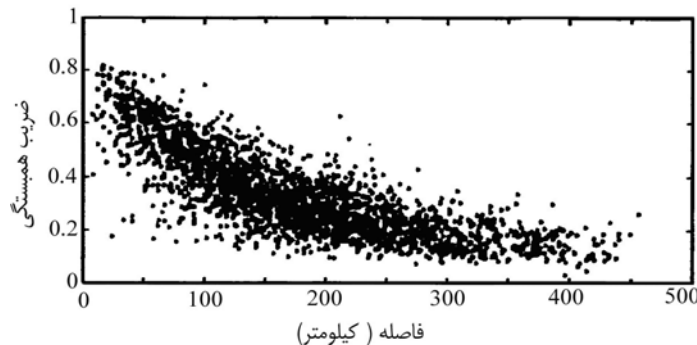
که در آن:

i_p : شدت بارش نقطه‌ای،

$f_I(i_p)$: توزیع احتمالی شدت بارش نقطه‌ای، و

β_p : میانگین (که برابر است با μ_p).

در این تابع $\sigma_p^2 = \beta_p^2$ واریانس است. همبستگی نگار فاصله‌ای، نمودار (معادله) پراکنش ضریب همبستگی بین دو متغیر تصادفی باران روزانه دو ایستگاه (P_{day}) در برابر فاصله آنها (R) است. برای نمونه، همبستگی نگار باران روزانه ۶۷ ایستگاه یک منطقه در یک دوره پنج ساله در شکل (۳-۲) نشان داده شده است. با توجه به شکل دیده می‌شود که توزیع‌نمایی برای برازش این نقاط مناسب است. دقت شود که می‌توان معادلات دیگری را به جای نمایی در نظر گرفت. ولی در عمل تفاوت چشمگیری به دست نمی‌آید.



شکل ۳-۲- همبستگی نگار فاصله‌ای ۶۷ ایستگاه [۴۶]

مرسوم است که معادله همبستگی نگار فاصله‌ای^۱ شدت بارش نقطه‌ای را نیز تابع چگالی نمایی مطابق رابطه (۳-۴) در نظر بگیرند. نمودار پراکنش شکل (۳-۲) مناسب بودن این تابع چگالی را نشان می‌دهد.

$$g_p(r) = \exp\left(-\frac{r}{\lambda}\right) \quad (۳-۴)$$

R متغیر تصادفی فاصله بین دو نقطه (دو ایستگاه باران سنج) با مقادیر r و $\lambda = \int_0^{\infty} g_p(r) dr$ امید ریاضی متغیر تصادفی R است.

- گام دوم: متوسط مساحتی توزیع مادر

اگر توزیع فضایی شدت بارش نقطه‌ای ایستا فرض شود، شدت بارش متوسط روی منطقه‌ای به مساحت A را i_A می‌گیرند که تابع چگالی آن به صورت رابطه (۳-۵) است. در این رابطه x برداری است که مختصات نقطه i_A داخل منطقه را می‌دهد.

$$i_A = \frac{1}{A} \int_A i_p(x) dx \quad (۳-۵)$$

که در آن:

i_A : شدت بارش متوسط روی منطقه، و

A: مساحت.

بنابر ایستایی، $\mu_A = \mu_p$ بوده و واریانس A با نسبت $K^2 = \text{var}(i_A) / \text{var}(i_p)$ کوچک‌تر از واریانس نقطه‌ای است. صورت و مخرج این رابطه به ترتیب واریانس‌های باران‌های مساحتی و نقطه‌ای هستند و نسبت K^2 را عامل کاهش واریانس می‌نامند که عددی بین صفر و یک است. دقت شود که K^2 نزدیک به ARF است به طوری که قبلاً آن را ARF فرض می‌کردند [۳۸، ۳۹]. این نسبت به ساختار همبستگی نگار، مساحت و شکل حوضه بستگی دارد. برای برآورد K^2 از رابطه (۳-۶) استفاده می‌شود که در آن r فاصله اقلیدسی بین هر دو نقطه داخل منطقه، R_{\max} بزرگ‌ترین r منطقه و $f_R(r)$ تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی $R=r$ است.

$$k^2 = \int_0^{R_{\max}} g_p(r) f_R(r) dr \quad (۳-۶)$$

می‌توان نشان داد که k^2 امید ریاضی تابع چگالی $f_R(r)$ و مطابق رابطه (۳-۷) است [۴۶]:

$$k^2 = E[f_R(|x_2 - x_1|)] \quad (۳-۷)$$

که در آن K^2 امید ریاضی دو نقطه X_1 و X_2 است که به صورت تصادفی در داخل منطقه‌ای به وسعت A انتخاب می‌شود و $|X_2 - X_1|$ فاصله اقلیدسی این دو نقطه است.

می‌توان تابع چگالی $f_r(r)$ را برای ناحیه مستطیلی به مساحت s، طول a و عرض b (نسبت اضلاع $P = a/b$) به دست آورد [۳۸]. این تابع مطابق روابط (۳-۸) و (۳-۹) است.

$$\frac{1}{\sqrt{s}} = f\left[\frac{r}{\sqrt{s}}, \sqrt{p}\right] \quad (۳-۸)$$

در این رابطه r فاصله بین نقاط است و تابع f به صورت کلی رابطه (۳-۹) است.

$$f(x, y) = 2x[f_1(x, y) + f_2(xy, y) + f_2\left(\frac{x}{y}, \frac{1}{y}\right)] \quad (9-3)$$

مشخصات توابع تعریف شده در (۹-۳)، به صورت زیر است:

$$f_1(x, y) = \pi + x^2 - 2x\left(y + \frac{1}{y}\right) \quad 0 < x < (y^2 + y^{-2})^{1.2}$$

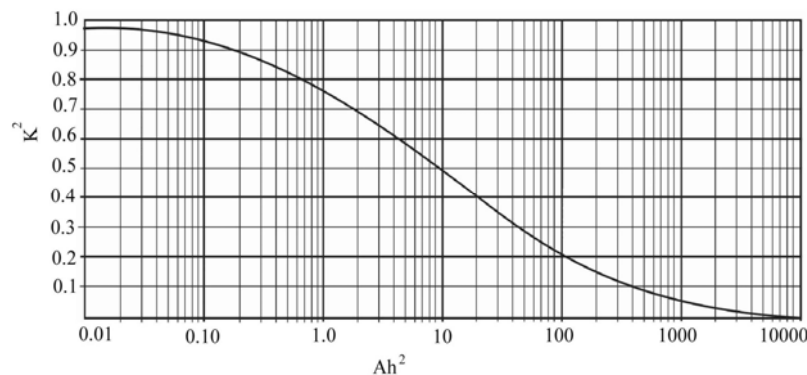
$$f_2(x, y) = 2(x^2 - 1)^{1/2} - 2\cos^{-1}(1/x) - y^{-2}(x - 1)^2 \quad 0 < x < (1 + y^4)^{1.2}$$

در سایر حالات $f_2(x, y)$ و $f_1(x, y)$ برابر صفرند.

ماترون (۱۹۶۰) با استفاده از رابطه (۸-۴) امید ریاضی فاصله دو به‌دوی نقاط (\bar{r}_u) حوضه‌هایی با شکل‌های متفاوتی با مساحت واحد را محاسبه کرده که به این شرح است [۳۸]: الف) دایره به مساحت واحد $\bar{r}_u = 0.5108$ ب) شش ضلعی منظم به مساحت واحد $\bar{r}_u = 0.5126$ ج) مربع به مساحت واحد $\bar{r}_u = 0.5214$ د) مثلث متساوی الاضلاع به مساحت واحد $\bar{r}_u = 0.5544$ اغلب حوضه‌ها را می‌توان به صورت مستطیل تقریب کرد (مفهوم مستطیل معادل در بخش ۲-۳-۳ این راهنما توضیح داده شده است) و \bar{r}_u را برای این حوضه‌ها به دست آورد. برای حوضه‌هایی به شکل مستطیل با مساحت واحد و با نسبت ابعاد p و با فرض $1 \leq p \leq 5$ ، رابطه (۱۰-۳) به دست می‌آید.

$$\bar{r}_u = 0.0082P^2 + 0.0231P + 0.4901 \quad (10-3)$$

برای درک بهتر، مثالی می‌زنیم. فرض کنید منطقه مورد مطالعه مستطیل شکل و به نسبت ابعاد $p=2$ با قطر $R_{\max}=265$ کیلومتر (بیش‌ترین فاصله بین دو نقطه ناحیه) است. با توجه به رابطه (۱۰-۳) داریم: $\bar{r}_u = 0.5691$ می‌دانیم قطر مستطیلی به مساحت واحد و با نسبت ابعاد $p=2$ ، برابر $1/58$ کیلومتر است. در نتیجه $\bar{r}_u = (265 \div 1.58)(0.5691) = 100$ کیلومتر به دست می‌آید. فرض کنید برای این حوضه همبستگی نگار را به دست آورده‌ایم که در آن با $\bar{r}_u = 100$ ضریب همبستگی 0.21 می‌شود. بنابراین $g_p(100) = 0.21$ می‌شود. با جاگذاری در تابع $g_p(100) = \exp(-100/\lambda) = 0.21$ و حل آن، $\lambda = 6.41$ کیلومتر به دست می‌آید. می‌توان A/λ^2 را پس از محاسبه λ به دست آورد که A مساحت حوضه (کیلومتر مربع) است. سپس مقدار K^2 را می‌توان به کمک شکل (۳-۳) به دست آورد. شکل (۳-۳) رابطه بین A/λ^2 و K^2 را برای نواحی مستطیلی نشان می‌دهد [۳۹]. دقت شود که در این نمودار $h = \frac{1}{\lambda}$ فرض می‌شود.



شکل ۳-۳- رابطه بین A/λ^2 و K^2 [۳۹]. دقت شود که $h = \frac{1}{\lambda}$ است

پیشنهاد: همان‌گونه که بیان شد، مقدار K^2 نزدیک به ARF است به طوری که قبلاً آن را ARF فرض می‌کردند [۳۹، ۳۸]. با توجه به این که محاسبه ARF (که در ادامه می‌آید) نیاز به آمار و اطلاعات و تجزیه و تحلیل بیش‌تری دارد، بنابراین برای پروژه‌های متوسط می‌توان از K^2 به‌عنوان تقریبی برای ARF استفاده کرد.

- گام سوم: توزیع مادر شدت بارندگی متوسط مساحتی

با توجه به نمایی بودن شدت بارش نقطه‌ای، ثابت می‌شود که متوسط مساحتی، یک توزیع گامای دو پارامتری با پارامترهای β_A و K_A است، داریم:

$$f_I(I_A) = \left(\frac{i_A}{\beta_A}\right)^{K_A} \exp\left(-\frac{i_A}{\beta_A}\right) / \beta_A \Gamma(K_A) \quad (11-3)$$

پس از محاسبات لازم، $k_A = k^{-2}$ و $\beta_A = \beta_p K^2$ به‌دست می‌آید.

- گام چهارم: انتقال باران مساحتی به مقادیر حداکثر

در گام‌های قبل بارندگی مساحتی را بررسی کردیم. افزون بر موارد قبل، نیاز به دانستن قانون احتمالی حاکم بر شدت‌های بارش حداکثرسالانه نیز هست. معمولاً این قانون گامبل نوع یک فرض می‌شود. که تابع توزیع آن در حالت کلی به‌صورت رابطه (۱۲-۳) است.

$$F_x(x) = 1 - \exp[-g(x)] \quad (12-3)$$

که در آن $g(x)$ یک رابطه افزایشی از x است که می‌توان آن را با رابطه $g(x) \approx g(u_n) + \alpha_n(x - u_n)$ تقریب کرد (توزیع Y_n ، بزرگ‌ترین n متغیر تصادفی مستقل که از رابطه بالا گرفته می‌شوند، به صورت یک تابع نمایی دوگانه با دو پارامتر α_n و u_n می‌باشد). تقریب مساحتی عوامل پس از محاسبات لازم به صورت $\beta_{nA} = f_2(k_A) / \beta_A \ln(n)$ و β_{nA} به‌دست می‌آید ($n=100$). با توجه به رابطه (۱۲-۳) و محاسبات لازم، داریم:

$$f_1(k_A) = 1 - 0.17 \ln(k^{-2}) \quad (13-3)$$

$$f_2(k_A) = 0.39 + 0.61(k^{-2})^{0.8} \quad (14-3)$$

افزون بر موارد بالا، فرض می‌شود که تابع توزیع شرطی شدت بارش، یعنی: $F_i(i_c/t_r) = P(I_c \geq i_c/t_r)$ از قانون گامبل نوع یک پیروی می‌کند که به‌صورت رابطه (۱۵-۳) است.

$$F_i(i_c/t_r) = \exp\{-\exp[-b(t_r)(i_c - c(t_r))]\} \quad (15-3)$$

$b(t_r)$ و $C(t_r)$ از روی IDF چند باران‌نگار منطقه برآورد می‌شوند. رابطه بین این دو عامل و t_r (زمان تداوم بارش) تقریباً به صورت توانی است.

پس از جاگذاری‌های لازم و محاسبات مورد نیاز، ARF به شرح رابطه (۱۶-۳) محاسبه می‌شود.

$$ARF = \frac{b(t_r)c(t_r)k^2f_2(k^{-2}) - \frac{k^2}{f_1(k^{-2})} \ln \left\{ \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right\}}{b(t_r)c(t_r) - \ln \left\{ \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right\}} \quad (۱۶-۳)$$

که در آن:

T : دوره بازگشت،

T_r : مدت بارش، و

ARF: عامل کاهش IDF نقطه‌ای به مساحتی.

توابع $b(t_r)$ و $c(t_r)$ به ویژگی‌های رگبار هر منطقه بستگی دارد و از روی اطلاعات لازم در تهیه دسته منحنی‌های IDF قابل استخراج است. به عنوان مثال توابع زیر برای چند ایستگاه باران‌نگار در اتریش به دست آمده‌اند [۴۶]:

$$\begin{aligned} b(t_r) &= -0.05 + 0.2 t_r^{0.49} \\ c(t_r) &= 0.2 + 20 t_r^{-0.70} \end{aligned} \quad (۱۷-۳)$$

فصل ۴

روش‌های برآورد سیلاب

۴-۱- کلیات

برآورد رواناب سطحی در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی لزوماً با تعیین سیلاب حوضه مشرف به آن توأم است. از سالیان پیش روش‌های گوناگونی برای این منظور پیشنهاد شده است. روش‌های اولیه نیاز به عوامل کم‌تری داشته و جواب‌هایی با دقت کم و تقریبی ارائه داده‌اند. این روش‌ها به مرور زمان در حوضه‌های مختلف ارزیابی شده و در آنها اصلاحاتی صورت گرفته است. عدم کارایی و نامناسب بودن برخی از آنها موجب ارائه روش‌های پیچیده‌تر با عوامل بیشتر شده است. دقت این روش‌ها بیش‌تر از الگوهای اولیه است. شرح کامل این روش‌ها در کتب و مجلات معتبر علمی مانند: مجله هیدرولوژی^۱، تحقیقات منابع آب^۲، بولتن منابع آب^۳، مجله مهندسی آبیاری و زهکشی^۴، مجله مهندسی هیدرولیک^۵، مجموعه مقالات مهندسی کشاورزی آمریکا^۶ و بسیاری دیگر از این نوع مجلات وجود دارد. دقیقاً نمی‌توان گفت که در کارهای مهندسی، روشی که عوامل بیش‌تری دارد ارجح است، زیرا به‌دست آوردن دقیق این عوامل مستلزم هزینه بیش‌تر بوده و احتمال ورود خطاهای بیش‌تر در تحلیل وجود دارد. بنابراین بین خطاهای محتمل و دقت مورد انتظار و همچنین مدت انجام و اعتبارات پروژه تقابل مناسبی برقرار می‌شود و در آن میان روش مناسب انتخاب می‌شود. با مرور نتایج علمی، هفت دستورالعمل به نام: روش استدلالی (منطقی)، مک - مٹ، سایپرس کریک، کوک، SCS، NGIUH و روش منطقه‌ای انتخاب شده است.

روش‌های استدلالی (منطقی)، مک - مٹ، سایپرس کریک، کوک و SCS برای حوضه‌هایی مناسبند که رفتار آنها خطی و پایای زمانی (LTI)^۷ باشد، در حالی که اغلب حوضه‌ها چنین ویژگی ندارند. علاوه بر این، موج ورودی (باران خالص) نیز مستطیلی فرض می‌شود و این نیز با واقعیت‌های رگبارها سازگار نیست [۱۲]. بنابراین چهار روش اول محدودیت مساحتی دارند، زیرا آنها با فرض یکنواخت بودن رگبار مولد سیلاب در مکان و زمان بنا شده‌اند؛ در نتیجه، تنها برای حوضه‌های کوچک کشاورزی و شهری مناسب هستند. روش SCS علاوه بر حوضه‌های کوچک شهری و کشاورزی، برای حوضه‌های طبیعی متوسط منتهی به محدوده شبکه آبیاری و زهکشی نیز پیشنهاد شده است. تفاوت مهم این روش با چهار روش دیگر، استفاده آن از آبنمود واحد است [۳۰]. در صورت برقراری فرضیات آبنمود واحد، این روش برتر است. در چهار روش اول فقط شدت جریان اوج سیلاب به دست می‌آید، در حالی که در روش SCS مختصات آبنمود واحد سیلاب و مختصات سیلاب نیز قابل برآورد است. چهار روش اول بسیار قدیمی است به طوری که قدمت روش استدلالی به حدود ۱۵۰ سال می‌رسد. برتری این روش‌ها نسبت به یکدیگر در اطلاعات موجود در منطقه و تعدد عوامل آنهاست و به طور کلی در هیدرولوژی امروزی روش‌های دقیقی به حساب نمی‌آیند. برای اصلاح و بهبود این روش‌ها، به ویژه دو روش استدلالی و SCS، تلاش‌های زیادی صورت گرفته است. اما نتایج به دست آمده نتوانسته است آنها را در قلمروی روش‌های قوی امروزی قرار دهد [۳۱]. بنابراین باید دقت زیادی در محاسبات و برآوردها کرد تا نتایج به واقعیت نزدیک‌تر شود. یکی از ناکارآمدی‌های این پنج روش مربوط به حوضه‌های آبریز بزرگ است که آشکارا رفتار خطی پایای زمانی ندارند. افزون بر این در این حوضه‌ها فرض ثابت بودن رگبار در زمان و مکان نیز نقض می‌شود. بنابراین برای حوضه‌های طبیعی منتهی به دشت‌های آبیاری دو

-
- 1- Journal of Hydrology
 - 2 -Water Resources Research
 - 3 -Water Resources Bulletin
 - 4 -Journal of Irrigation and Drainage Engineering (ASCE)
 - 5- Journal of Hydrulic Engineering (ASCE)
 - 6- Transactions of the ASAE
 - 7- Linear Time Invariant

روش انتخاب و بررسی می‌شوند. این دو به ترتیب روش NGIUH^۸ و سیلاب‌های منطقه‌ای به روش L-moment^۹ است. این دو روش را می‌توان برای حوضه‌های کوچک و متوسط بکار برد. روش اول از اطلاعات حوضه و دومی از سیلاب‌های سایر حوضه‌های هم‌اقلیم و همگن با حوضه مورد مطالعه استفاده می‌کند. می‌توان این دو روش را در پروژه‌های بزرگ آبیاری و سدسازی به‌کاربرد. نتیجه محاسبات در صورت دقت در کار، قابل اطمینان است.

حوضه‌ها از دیدگاه‌های مختلف تقسیم‌بندی می‌شوند که یکی از مهم‌ترین آنها برحسب رواناب و باران مولد آن است. رگبارهای ریزشی بر سطح یک حوضه آبریز می‌تواند در مکان یا زمان، ثابت یا متغیر باشد. بنابراین رواناب حاصل نیز به شیوه خاصی الگوبندی می‌شود که این خود منجر به محدودیت مساحت حوضه می‌شود. مساحت حوضه‌ها در انتخاب روش مناسب برای تحلیل سیلاب‌ها نقش مهمی دارند. در این رابطه حوضه‌ها از دیدگاه رواناب و باران مولد آن به چهار رده تقسیم می‌شوند.

الف - حوضه آبریز کوچک^{۱۰}

در این حوضه‌ها توزیع زمانی و مکانی بارش ثابت است و می‌توان رواناب را با این فرض الگوبندی کرد. به عبارت دیگر، شدت بارش در طول ریزش ثابت است و تمام سطح حوضه را می‌پوشاند. در واقع باران نمود (منحنی شدت-مدت) در حوضه‌های کوچک به تقریب مانند یک مستطیل است. در اغلب منابع هیدرولوژی حد بالای مساحت این حوضه را ۲/۵ کیلومتر مربع (۲۵۰ هکتار) در نظر گرفته‌اند [۴۷،۴۲،۳۷،۳۵،۱۹،۱۷]. در برخی از منابع کم‌تر از ۲/۵ و در عده‌ای تا ۲۵ کیلومتر مربع نیز ذکر شده است [۴۱]. حد بالای مساحت حوضه‌های کوچک در این راهنما ۲/۵ کیلومتر مربع (۲۵۰ هکتار) فرض شده است. حوضه‌های کوچک را برحسب زمان تمرکز نیز تقسیم بندی کرده‌اند. حد بالای زمان تمرکز چنین حوضه‌ای یک ساعت فرض می‌شود. در این راهنما از این تقسیم‌بندی استفاده نمی‌شود.

ب - حوضه آبریز متوسط^{۱۱}

در این حوضه‌ها توزیع مکانی بارش ثابت اما توزیع زمانی متغیر است. به عبارت دیگر، بارش تمام حوضه را می‌پوشاند، اما شدت بارش در نقاط مختلف حوضه یا در طول بارش متغیر است. برای تعیین حد بالای آن نظرات متفاوتی وجود دارد و از ۱۰۰ تا ۵۰۰ کیلومتر مربع ذکر شده است. حد بالای ۵۰۰ کیلومتر مربع عمومیت بیش‌تری دارد [۴۱].

ج - حوضه آبریز بزرگ^{۱۲}

در این حوضه‌ها توزیع مکانی و زمانی بارش متغیر است. حد بالای مساحت آنها حدود ۵۰۰۰ کیلومتر مربع فرض می‌شود. رگبار مولد سیلاب در این حوضه‌ها، تمام حوضه را نمی‌پوشاند و رگبار در طول بارش یا در نقاط مختلف حوضه متغیر است.

8- Nash Geomorphologic Instantaneous Unit Hydrograph

9- Linear Moments

10- Small Catchment

11- Midsize Catchment

12- Large Catchment

د - ابر حوضه‌ها

این حوضه‌ها بسیار بزرگند، مساحت آنها بیش از ۵۰۰۰ کیلومتر مربع است. مانند: حوضه رود کارون. روش‌های زیر با توجه به محدودیت حوضه‌ها از نظر توزیع مکانی و زمانی بارش پیشنهاد شده است:

- روش منطقی

سایپرس کریک، مک-م و کوک قابل کاربرد در حوضه‌های کوچک شهری، طبیعی، کشاورزی، باند فرودگاه‌ها و غیره است.

- روش NGIUH و منطقه‌ای

قابل کاربرد در حوضه‌های متوسط و گاهی بزرگ است.

- روش منطقه‌ای

قابل کاربرد در حوضه‌های بزرگ و متوسط است.

تعیین ویژگی‌های فیزیکی و فیزیوگرافی حوضه‌های آبریز در تمامی روش‌های مورد اشاره در این راهنما مهم هستند. این ویژگی‌ها را با روش‌های مناسبی اندازه‌گیری و تعیین می‌کنند که در فصل سوم به طور مفصل بحث شد.

۴-۲- روش منطقی یا استدلالی^{۱۳}

روش منطقی قدیمی‌ترین روش برآورد شدت جریان اوج سیلاب است. اولین بار آن را مولوانی در سال ۱۸۵۰ (حدود ۱۵۰ سال قبل) در ایرلند عرضه کرده است [۴۵، ۱۵]. سال‌ها بعد افراد دیگری آن را توسعه دادند. در انگلستان آن را روش للیود-دیویس^{۱۴} می‌نامند. ولی در سایر نقاط دنیا به روش منطقی یا استدلالی معروف است. در این روش حوضه یک سامانه خطی پایای زمانی (LTI) با موج ورودی مستطیلی فرض می‌شود. علاوه بر این، موج ورودی (رگبار مولد سیلاب) باید در مکان و زمان نیز ثابت باشد. این دو فرض اخیر فقط در حوضه‌های کوچک آن هم به تقریب برقرار است. همچنین فرض می‌شود که دوره بازگشت رگبار و سیلاب مولدش یکسان است و ضرایب روش استدلالی در طول بارش تغییر نمی‌کند. این فرض‌ها نیز به ندرت با واقعیت منطبق است. دقت روش در حد فرضیات حاکم بر آن است. این روش در حوضه‌های کوچک (مساحت کم‌تر از ۲۵۰ هکتار) و با احتیاط قابل کاربرد است. در اغلب منابع تاکید می‌شود که جواب آن دقت زیادی ندارد و تنها در صورتی که روش‌های دقیق‌تر دیگری وجود نداشته باشد از آن استفاده شود. اساس روش مطابق رابطه (۴-۱) است:

$$Q_p = K_C \times CIA \quad (4-1)$$

که در آن:

Q_p : شدت جریان اوج سیلاب (مترمکعب برثانیه)،

C: ضریب رواناب (بی‌بعد، مثبت و کوچک‌تر از واحد)،

13- Rational Method

14- Llyod Davis

I: شدت بارندگی (مدت دوام حداقل برابر زمان تمرکز حوضه) (میلی‌متر بر ساعت)،

A: مساحت حوضه (کیلومتر مربع)، و

K_c : عامل تبدیل واحد کمیت‌های رابطه منطقی (هرگونه واحدهایی را می‌توان برای عوامل رابطه (۱-۴) در نظر گرفت).

شکل (۱-۴) ویژگی‌های روش استدلالی را به تصویر کشیده است. در این شکل Q_p بر حسب ارتفاع آب روی حوضه (Q_p) بر مساحت حوضه تقسیم و به ارتفاع آب معادل تبدیل شده است)، $IMNQ_p$ شکل مستطیلی بارش، منحنی (۱) با فرض $t_r = t_c$ و منحنی (۲) با فرض $t_r \geq t_c$ است. t_r مدت بارش و t_c زمان تمرکز است.

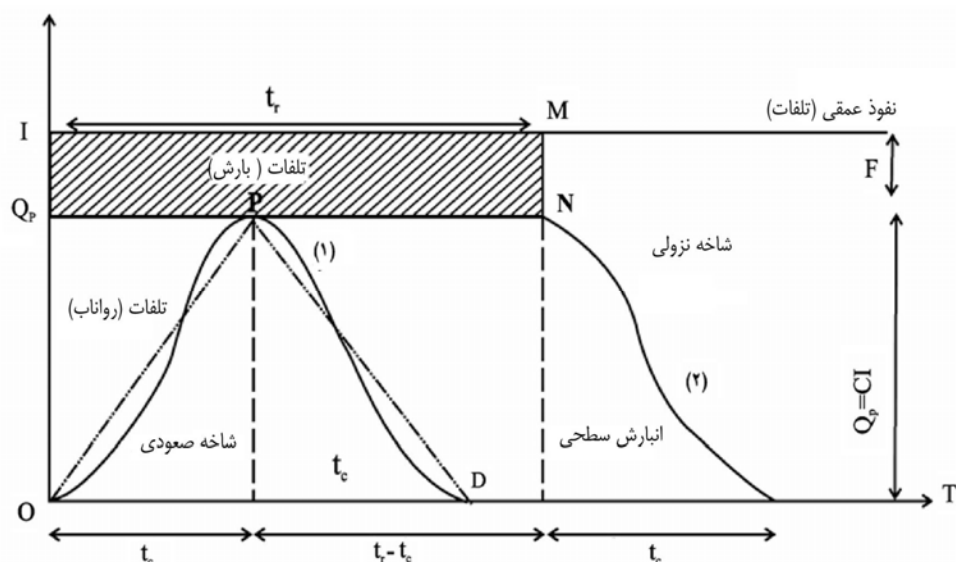
رابطه منطقی بر حسب آحاد مختلف: روابط (۲-۴) و (۳-۴) این موارد را نشان می‌دهد.

$$Q_p = 2.78CIA \quad (2-4)$$

A (کیلومتر مربع)، I (سانتی‌متر بر ساعت) و Q_p (مترمکعب بر ثانیه)

$$Q_p = 0.0028 CIA \quad (3-4)$$

I (هکتار)، I (میلی‌متر بر ساعت) و Q_p (مترمکعب بر ثانیه)



شکل ۱-۴-۱- ویژگی‌های سیلاب در روش استدلالی

۱-۲-۴- فرضیات برقراری روش منطقی

برای استفاده از رابطه منطقی باید فرضیات زیر برقرار باشند:

- ۱- مدت بارش (t_r) باید حداقل مساوی زمان تمرکز حوضه (t_c) باشد. به عبارت دیگر شرط $t_r \geq t_c$ برقرار باشد.
- اگر $t_r = t_c$ باشد، فقط یک نقطه اوج به وجود می‌آید (منحنی (۱) در شکل (۱-۴)).
- اگر $t_r \geq t_c$ باشد، نقطه اوج به مدت $\Delta t = t_r - t_c$ و به صورت خط مستقیمی ادامه می‌یابد (پاره خط PN در شکل (۱-۴)) و سپس نزول می‌کند (منحنی (۲) در شکل (۱-۴)).

- اگر Q_p بر مساحت حوضه تقسیم شود، آنگاه Q_p برحسب ارتفاع آب روی حوضه است و باید $I=F+Q_p$ باشد که F تلفات است. به عبارت دیگر $F=I-Q_p$ است.
- ۲- توزیع زمانی و مکانی بارش یکنواخت باشد. یعنی شکل زمانی بارش (باران نمود) مستطیلی به ارتفاع I و به قاعده t_r باشد و بارش تمام سطح حوضه را بپوشاند. به عبارت دیگر باید حوضه کوچک باشد.
- ۳- دوره بازگشت Q_p برابر با دوره بازگشت بارش (I) فرض می‌شود.
- ۴- ضریب رواناب (C) در طول بارش تغییر نکند (تلفات ثابت باشد که عملاً این طور نیست).
- ۵- رطوبت اولیه خاک، دوره بازگشت بارندگی، شدت بارندگی و موارد دیگر در C بی‌تاثیر باشند.
- ۶- رابطه بین شدت جریان و مساحت حوضه مانند رابطه بین مدت و شدت بارش است.
- ۷- Q_p رابطه خطی با I دارد ($Q_p=KI$).

پیشنهاد: در روش منطقی فقط شدت جریان اوج (Q_p) به دست می‌آید و نه آن نمود سیلاب. اما با توجه به فرض‌های این روش می‌توان یک آن نمود مثلثی (مثلث OPD در شکل (۴-۱)) به زمان اوج $t_p = t_c$ و زمان پایه $t_b=2 t_c$ فرض کرد. در این روش فرض می‌شود که مدت بارش رگبار بزرگ‌تر یا مساوی زمان تمرکز است. پیشنهاد می‌شود که رگبارهایی با مدت بارش بزرگ‌تر یا مساوی زمان تمرکز را در نظر گرفت و هر کدام که شدت جریان اوج بزرگ‌تر ایجاد می‌کند، انتخاب شود.

۴-۲-۲- تأثیرهای عوامل مختلف رابطه منطقی

الف - شدت جریان اوج (Q_p)

در این روش فقط شدت جریان اوج به دست می‌آید و سایر ویژگی‌های آن نمود سیلاب قابل محاسبه نیست. با زیاد شدن مساحت حوضه، Q_p بیش‌تر از مقدار واقعی برآورد می‌شود. اندازه مناسب مساحت حوضه برای روش استدلالی در برخی از منابع چند هکتار ذکر شده و پیشنهاد می‌شود اگر حوضه بزرگ‌تر باشد، آن را به زیر حوضه‌های کوچک تقسیم‌بندی کرد و برای هر یک Q_p را حساب و حاصل را ترکیب کرد. در مثال‌های کاربردی در پیوست ۱ مثالی در این زمینه آمده است.

ب- ضریب جریان یا رواناب (C)

ضریب جریان با رابطه $C = Q_p/P$ تعریف می‌شود. که در آن Q_p به ارتفاع آب جریان یافته روی حوضه (باران خالص) تبدیل شده و P ارتفاع کل باران مولد سیلاب است. C به عوامل مختلف هندسی، گیاهی، خاکی، رطوبت اولیه خاک، شدت نفوذ پذیری و بارندگی حوضه وابسته است. توجه شود که I شدت بارندگی و P ارتفاع کل بارش است. ضریب رواناب با شدت بارندگی رابطه مستقیمی دارد و تابعی از میزان نفوذ سطحی است. این رابطه غیرخطی و تقریباً به صورت $C=a+b\ln(I)$ است. آزمایش‌های انجام شده افزایش C را با افزایش I نشان می‌دهد. جدول (۴-۱) این موارد را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۱- رابطه C با I برای خاک با نفوذپذیری نسبتاً زیاد در روش استدلالی [۱]

I (شدت بارندگی، میلی‌متر بر ساعت)			وضعیت حوضه
۲۰۰	۱۰۰	۲۵	
۰/۶۶	۰/۶۵	۰/۶۳	زراعت خطی (فقیر)
۰/۶۲	۰/۵۶	۰/۴۷	زراعت خطی (خوب)
۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۳۸	غلات (فقیر)
۰/۲۲	۰/۲۱	۰/۱۸	غلات (خوب)
۰/۳۹	۰/۲۹	۰/۲۶	چمنزار همراه با تناوب (خوب)
۰/۲۳	۰/۱۷	۰/۰۲	مرتع دست کاشت دائمی (خوب)
۰/۱۵	۰/۱۰	۰/۰۲	مرتع درخت‌دار دست کاشت (خوب)

برای محاسبه C می‌توان از مشاهده‌های صحرایی و اعداد جدول‌های موجود در منابع (مثلاً [۱]) استفاده کرد. حوضه‌ها به ندرت همگند، بنابراین بهتر است حوضه را به چند قسمت همگن تفکیک و سپس برای هر قسمت C را حساب کرد و میانگین وزنی را در آخر به دست آورد. برای این منظور رابطه (۴-۴) قابل استفاده است. در ایالت تگزاس امریکا، مقادیر C برحسب دوره بازگشت نیز ارائه شده است [۲۲،۱].

$$C = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n C_i A_i = \sum_{i=1}^n C_i a_i \quad (4-4)$$

که در آن:

C: ضریب جریان وزنی کل حوضه،

C_i : ضریب جریان بخش i ام حوضه،

A_i : مساحت بخش i ام حوضه،

a_i : مساحت نسبی بخش i ام حوضه، و

A: مساحت کل حوضه.

- گام‌های محاسبه C

گام اول: تفکیک حوضه بر اساس وضعیت بافت خاک (لوم‌شنی بدون پوشش، رس، لوم سیلتی و غیره).

گام دوم: تفکیک حوضه بر اساس مدیریت کشت (مرتع درخت‌دار با شیب اراضی، مرتع دست کاشت با شیب اراضی، اراضی کشاورزی با شیب آنها، مناطق مسکونی و غیره).

گام سوم: ادغام گام اول و دوم. در این گام حوضه از نظر C به قسمت‌های همگن تقسیم‌بندی می‌شود و می‌توان ضریب C را به کمک میانگین وزنی به دست آورد.

د- شدت بارندگی (I)

در فرضیات روش منطقی باید شدت بارندگی در طول بارش یکنواخت باشد و بارش تمام حوضه را بپوشاند (توزیع یکنواخت در مکان و زمان). به همین دلیل این روش فقط در حوضه‌های کوچک قابل استفاده است. همچنین شدت بارش بر حسب دوره بازگشت

طرح انتخاب می‌شود، به گونه‌ای که دوره بازگشت باران و سیلاب یکسان فرض می‌شوند (معمولاً این شرط صادق نیست). مدت بارش مساوی زمان تمرکز حوضه انتخاب می‌شود. بنابراین در این روش باید $t_r \geq t_c$ انتخاب شود. پیشنهاد می‌شود که کلیه رگبارهایی با مدت بارش بیش از زمان تمرکز را در نظر گرفت و هر کدام که شدت جریان اوج بزرگ‌تری ایجاد کند، انتخاب شود.

ه - محدودیت‌های کاربرد روش منطقی

با توجه به فرضیات زیاد برای I, C و خطی فرض کردن حوضه، محدودیت‌های روش منطقی نیز متأثر از این فرضیه‌هاست. پیشنهاد: مراحل محاسبه شدت جریان اوج به روش منطقی به شرح زیر است:

- برآورد زمان تمرکز (t_c)
- برآورد ضریب جریان (C)
- برآورد شدت بارش (I) با تداومی مساوی زمان تمرکز (یا زمان‌های بزرگ‌تر) از روی روابط شدت-مدت-فراوانی.
- اندازه‌گیری مساحت حوضه
- محاسبه جریان اوج به کمک رابطه منطقی
- محاسبه تقریبی آبنمود مثلی با فرض‌های روش منطقی ($t_b=2 t_c, t_p=t_c$).
- با توجه به مطالعات انجام شده، اگر حوضه آبریز به زیر حوضه‌های کوچک تفکیک شود و Q_p برای هر قسمت جداگانه محاسبه و سپس Q_p های حاصل با ملاحظات لازم ترکیب شوند، آنگاه Q_p کل در پایان به دست خواهد آمد. در این صورت دقت محاسبه Q_p بیش‌تر خواهد شد. در مثال‌های کاربردی در پیوست ۱ در این مورد مثالی ارائه شده است.

۴-۳- روش مک-م ۱۵

این روش برای برآورد شدت اوج سیلاب‌ها در زمین‌های کشاورزی و آبیاری کوچک ارائه شده است. اساس آن بر تصحیحاتی است که روی روش منطقی انجام گرفته است. کاربرد روش مک-م محدود به حوضه‌های کوچک روستایی و کشاورزی است، مشروط به این که همه مشخصات حوضه معلوم باشد [۲۱، ۱۷]. رابطه مک - م مطابق رابطه (۴-۵) است:

$$Q_p = KCIS^{0.2} A^{0.8} \quad (۴-۵)$$

K ضریب تبدیل آحاد است. اگر $K = 0.91$ انتخاب شود، دستگاه متریک خواهد بود. بنابراین در دستگاه متریک داریم:

$$Q_p = 0.91CIS^{0.2} A^{0.8} \quad (۴-۶)$$

که در آن:

Q_p : شدت اوج سیلاب (مترمکعب بر ثانیه)،

A : مساحت حوضه (کیلومتر مربع)،

I : شدت بارندگی (میلی‌متر بر ساعت) با مدت بارش مساوی زمان تمرکز حوضه ($t_r=t_c$).

S: شیب آبراهه اصلی (متر بر کیلومتر)؛ این شیب در مسیری که از بلندترین نقطه روی پیرامون حوضه در امتداد آبراهه اصلی (سرچشمه آبراهه اصلی) شروع و به نقطه مورد نظر (خروجی) پایان می‌پذیرد. در واقع S، شیب ناخالص (در هزار) است، با این شرط که سرچشمه آبراهه اصلی روی محیط حوضه در نظر گرفته شود و نه انتهای آبراهه (آبراهه‌ها در نقشه توپوگرافی با رنگ آبی مشخص شده‌اند)، و

C: ضریب تلفات، تابعی از ویژگی‌های حوضه مانند تراکم و پوشش گیاهی، بافت خاک و شیب حوضه است. مقدار این ضریب از ۰/۲ تا ۰/۷۵ متغیر است. هر چه پوشش گیاهی کم‌تر و تنک‌تر و بافت خاک سنگین‌تر و شیب حوضه تندتر باشد، مقدار عددی C به رقم ۰/۷۵ نزدیک‌تر می‌شود. مقادیر مختلف C برای سه عامل مهم حوضه یعنی پوشش گیاهی، بافت خاک و توپوگرافی در جدول (۲-۴) ارائه شده است. C کل از مجموع C_i های این سه قسمت به دست می‌آید.

جدول ۲-۴- حدود تغییرات ضریب جریان (C) روش مک - مٹ [۲۱،۱۷]

توپوگرافی (C_3)	بافت خاک (C_2)	پوشش گیاهی (C_1)	استعداد سیلاب خیزی
مسطح (۰/۰۴)	شنی (۰/۰۸)	مراتع پرتراکم (۰/۰۸)	بسیار کم
شیب ملایم (۰/۰۶)	سبک (۰/۱۲)	نسبتاً پرتراکم (۰/۱۲)	کم
شیب متوسط تا تپه‌ماهور (۰/۸۱)	متوسط (۰/۱۶)	نسبتاً متراکم تا متوسط (۰/۱۶)	متوسط
تپه ماهوری تا پرشیب (۰/۱۱)	سنگین (۰/۲۲)	متوسط تا تنک (۰/۲۲)	زیاد
پرشیب (۰/۱۵)	خاک سنگین تا سنگی و صخره‌ای (۰/۳۰)	تنک تا بدون پوشش گیاهی (۰/۳۰)	بسیار زیاد

$$C = C_1 + C_2 + C_3 \quad (۷-۴)$$

۴-۴- روش سایپرس - کریک^{۱۶}

این روش برای زمین‌های کشاورزی و حوضه‌های آبیاری کم شیب و کوچک مناسب است. در این روش فقط شدت جریان اوج (Q_p) قابل برآورد است. این روش توسط سازمان حفاظت خاک آمریکا (SCS) پیشنهاد شده و به کمک آن نیز برآورد می‌شود. فرضیات برقراری این روش همانند روش استدلالی است. رابطه اصلی به صورت رابطه (۸-۴) است.

$$Q_p = 0.000282 CA^{0.833} \quad (۸-۴)$$

که در آن:

Q_p : شدت اوج سیلاب (مترمکعب بر ثانیه)،

A: مساحت حوضه (هکتار)، و

C: ضریب جریان است که به ویژگی‌های گیاهی، نوع خاک و ارتفاع بارندگی بستگی دارد.

این رابطه برای مناطق کم شیب و با وسعت کم مانند: حوضه‌های کوچک آبیاری و کشاورزی مناسب است. می‌توان C را به کمک رابطه (۹-۴) حساب کرد (P_n ارتفاع باران خالص (میلی‌متر) است):

$$C = 16.39 + 0.5807 P_n \quad (۹-۴)$$

برای محاسبه P_n از روش SCS استفاده می‌شود. بنابراین باید ابتدا CN حوضه را مشخص و سپس به کمک P_n ، C را محاسبه کرد. در نهایت Q_p به دست می‌آید.

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25.4 \quad \text{حداکثر تلفات (میلی‌متر)} \quad (۱۰-۴)$$

$$P_n = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad P > 0.2S \quad \text{باران خالص (میلی‌متر)} \quad (۱۱-۴)$$

P در رابطه (۱۱-۴) ارتفاع باران (میلی‌متر) با دوره بازگشت مورد نظر و CN شماره منحنی در روش SCS است.

۴-۵- روش کوک^{۱۷}

این روش نیز مانند دو روش سایپرس کریک و استدلالی برای حوضه‌های کوچک کشاورزی و آبیاری توسعه یافته است. در این روش نیز فقط شدت اوج سیلاب برآورد می‌شود و حداکثر کاربرد آن در حوضه‌های کشاورزی به وسعت ۸ کیلومتر مربع است [۳۴، ۸]. فرضیات برقراری این روش نیز مانند روش استدلالی است. برای محاسبه شدت اوج سیلاب جدول‌ها و نمودارهایی ارائه شده است. ابتدا باید ضریب کوک (W) را از حاصل جمع چهار عامل موثر در سیلاب‌خیزی حوضه به دست آورد. تغییرات این عوامل در جدول (۳-۴) آمده است.

- وضعیت طبیعی زمین (R): این عامل به شیب حوضه بستگی دارد و از ۱۰ تا ۴۰ تغییر می‌کند.

- میزان نفوذپذیری (I): این عامل از ۵ تا ۳۰ متغیر است.

- پوشش گیاهی (C): این عامل به نوع پوشش گیاهی و درصد آن وابسته است. حدود تغییرات آن ۵ تا ۲۰ است.

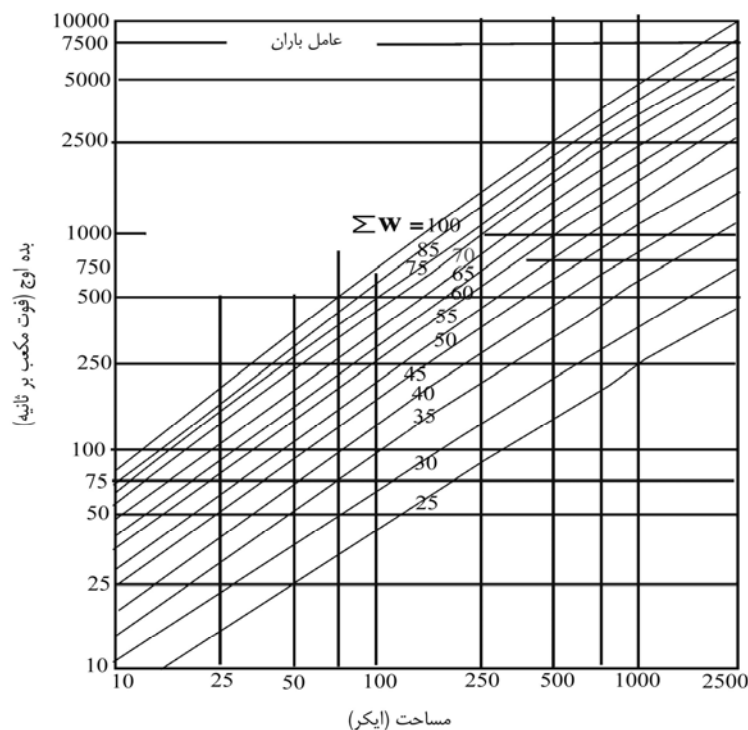
- ذخیره سطحی (S): این عامل به ذخیره آب در سطح حوضه، مرداب و دریاچه‌ها بستگی دارد و از ۵ تا ۲۵ متغیر است.

$$W = R + I + C + S \quad (۱۲-۴)$$

پس از تعیین W به کمک شکل (۲-۴) یا (۳-۴) و مساحت حوضه (برحسب ایکر^{۱۸})، شدت جریان اوج (Q_p) با دوره بازگشت ۵۰ ساله برحسب فوت مکعب بر ثانیه برآورد کرد. برای تبدیل کیلومتر مربع به ایکر، عدد کیلومتر مربع در ۲۴۷/۰۹۷ و برای تبدیل فوت مکعب بر ثانیه به مترمکعب بر ثانیه، عدد فوت مکعب در ۰/۰۲۸۳ ضرب می‌شود.

جدول ۳-۴- عوامل موثر در ضریب جریان روش کوک [۳۵،۸]

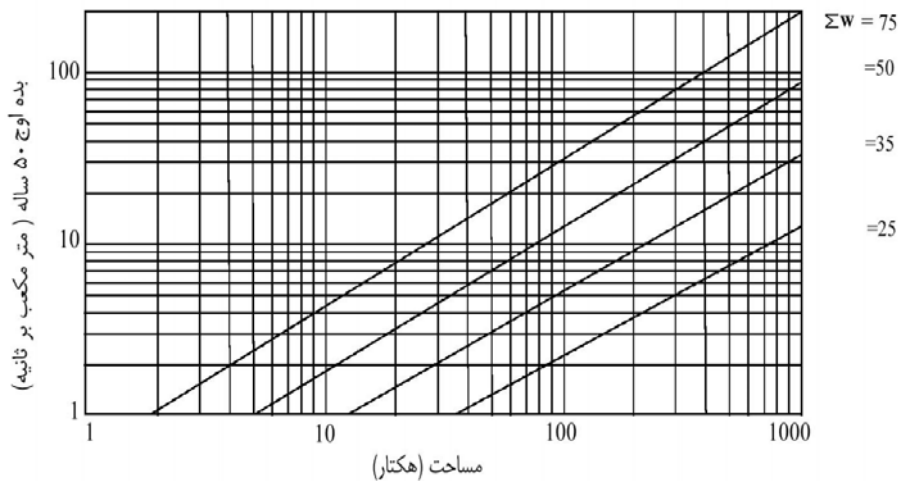
مقدار عددی عامل	رده‌بندی مشخصات حوضه آبریز برای تعیین ضریب کوک	عامل
۴۰ ۳۰ ۲۰ ۱۰	زمین‌های کوهستانی با شیب متوسط بیش از ۳۰٪ زمین‌های تپه ماهور با شیب متوسط (۳۰-۱۰)٪ زمین‌های ناهموار با شیب متوسط (۵-۱۰)٪ زمین‌های نسبتاً ناهموار با شیب متوسط (۵-۰)٪	وضعیت طبیعی زمین (R)
۲۰ ۱۵ ۱۰ ۵	زمین‌های با قابلیت نفوذپذیری بسیار کم زمین‌های با قابلیت نفوذپذیری کم زمین‌های با قابلیت نفوذپذیری متوسط زمین‌های با قابلیت نفوذپذیری بسیار زیاد	میزان نفوذپذیری زمین (I)
۲۰ ۱۵ ۱۰ ۵	بدون پوشش گیاهی قابل ملاحظه پوشش گیاهی کم و زمین‌های کشاورزی با (۰-۱۰)٪ مساحت زیرپوشش گیاهی حدود (۵۰-۱۰)٪ سطح حوضه زیر پوشش گیاهی حدود (۹۰-۵۰)٪ سطح حوضه زیر پوشش گیاهی	پوشش گیاهی (C)
۲۵ ۱۵ ۱۰ ۵	سطوح ذخیره آب قابل چشم‌پوشی دستگاه تخلیه مناسب با ظرفیت کم. سطوح ذخیره آب قابل ملاحظه- دو درصد سطح حوضه دریاچه یا مرداب. ذخایر سطحی زیاد و سیستم نامناسب شامل سطوح زیاد دریاچه مرداب	ذخایر سطحی (S)

شکل ۳-۴- نمودار برآورد شدت اوج سیلاب با دوره بازگشت پنجاه سال (Q_{50})

به کمک مساحت حوضه (ایکر) و ضریب کوک (W) [۳۵،۸]

در روش کوک ابتدا شدت اوج سیلاب با دوره بازگشت پنجاه سال (Q_{50}) از شکل (۴-۲) به دست می‌آید. پس از محاسبه آن می‌توان به شرح زیر و به کمک جدول (۴-۴) شدت سیلاب با دوره بازگشت ۱۰ سال را نیز حساب کرد. برای این منظور مراحل زیر انجام می‌گیرد:

- محاسبه مجموع باران سالانه حوضه (میلی‌متر)،
 - محاسبه مجموع $I+C$ و
 - محاسبه نسبت $K = Q_{10} / Q_{50}$ به کمک جدول (۴-۴).
- پس از انجام مراحل قبل، Q_{10} به کمک رابطه $Q_{10} = KQ_{50}$ به دست می‌آید.



شکل ۴-۳- نمودار برآورد سیلاب پنجاه ساله (Q_{50}) به کمک مساحت حوضه (هکتار) و ضریب کوک (W) [۳۵،۸]

۴-۶- برآورد سیلاب به روش SCS

سازمان حفاظت خاک آمریکا (SCS) در سال ۱۹۷۲ روشی را برای تخمین رواناب از روی رگبارها، ویژگی‌های نفوذپذیری خاک، پوشش گیاهی و مدیریت کشت حوضه‌های آبریز ارائه داده است. این روش برای حوضه‌های کوچک کشاورزی و شهری، همچنین برای حوضه‌های متوسط مناسب است. در این روش از فرضیات آبنمود واحد استفاده می‌شود. همچنین فرض می‌شود که حوضه خطی و پایای زمانی (LTI) است. نمودار موج ورودی به سامانه (رگبار) مستطیلی فرض می‌شود و باید توزیع مکانی و زمانی رگبار ثابت بوده و تمام حوضه را بپوشاند. در صورت برقراری این شرایط در یک حوضه و دقت در تعیین عوامل، این روش جواب قابل قبولی ارائه می‌دهد. روش SCS خود به دو روش آبنمود بی‌بعد و خانواده منحنی تفکیک می‌شود. در ادامه، ابتدا بنیان ریاضی روش، سپس آبنمود بی‌بعد و در پایان خانواده منحنی بی‌بعد SCS بررسی می‌شوند.

۴-۶-۱- بنیان ریاضی روش SCS

هر رگبار در برآورد رواناب سطحی به دو مولفه تلفات و جریان سطحی (رواناب یا باران خالص) تفکیک می‌شود. معمولاً ارتفاع باران عامل مهمی در جریان سطحی است. البته جنس زمین، شیب، پوشش گیاهی و رطوبت اولیه خاک به ویژه در اراضی آبیاری نیز

عوامل مهمی هستند. متخصصان هیدرولوژی معتقدند که در حوضه‌های کوچک طبیعی رواناب حاصل از یک رگبار مستقل از رگبارهای قبلی است، اما از آبیاری زمین‌ها مستقل نیست. معمولاً این اعتقاد در طراحی‌ها به کار می‌رود. با در نظر گرفتن این عوامل و مطالعات جامع طی سال‌های متمادی، سازمان حفاظت خاک آمریکا روشی را برای برآورد رواناب ارائه داده است که به روش SCS معروف است.

جدول ۴-۴- نسبت شدت جریان اوج ده ساله (Q_{10}) و بیست و پنج ساله (Q_{25}) به پنجاه ساله (Q_{50}) در روش کوک [۳۵،۸]

متوسط باران سالانه (میلی‌متر)						I+C
۲۰۰۰	۱۵۰۰	۱۰۰۰	۷۵۰	۵۰۰	۲۵۰	
نسبت بده اوج ۲۵ ساله به بده اوج ۵۰ ساله						
۰/۵۱	۰/۴۸	۰/۴۱	۰/۴۱	۰/۳۸	۰/۳۱	۵
۰/۶۶	۰/۶۳	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۵۰	۰/۴۱	۱۰
۰/۷۷	۰/۷۳	۰/۶۴	۰/۶۴	۰/۵۹	۰/۵۰	۱۵
۰/۸۷	۰/۸۲	۰/۷۱	۰/۷۱	۰/۶۵	۰/۵۵	۲۰
۰/۹۲	۰/۹۰	۰/۷۸	۰/۷۸	۰/۷۱	۰/۶۰	۲۵
۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۸۳	۰/۸۳	۰/۷۶	۰/۶۴	۳۰
۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۸۹	۰/۸۹	۰/۸۱	۰/۶۷	۳۵
۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۸۵	۰/۷۱	۴۰
نسبت بده اوج ۱۰ ساله به بده اوج ۵۰ ساله						
۰/۱۷	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۱۰	۰/۰۸	۰/۰۵	۵
۰/۳۴	۰/۳۰	۰/۲۴	۰/۲۱	۰/۱۶	۰/۱۰	۱۰
۰/۵۱	۰/۴۵	۰/۳۷	۰/۳۱	۰/۲۵	۰/۱۶	۱۵
۰/۶۸	۰/۶۰	۰/۴۹	۰/۴۲	۰/۳۳	۰/۲۱	۲۰
۰/۸۰	۰/۷۵	۰/۶۱	۰/۵۲	۰/۴۱	۰/۲۶	۲۵
۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۷۴	۰/۶۲	۰/۴۹	۰/۳۱	۳۰
۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۷۳	۰/۵۸	۰/۳۶	۳۵
۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۶۶	۰/۴۲	۴۰

عوامل مهم و موثر در ایجاد جریان سطحی (باران خالص) شامل (الف) گیرش گیاهی، (ب) اشباع شدن خاک و پرشدن چاله‌ها، (ج) حرکت زیر پوسته‌ای^{۱۹} و در نهایت (د) نفوذ عمقی^{۲۰} می‌باشد [۴۳]. نفوذ عمقی پس از دو عامل الف و ب وارد عمل می‌شود و تا انتهای رگبار موثر است. به عبارت دیگر تابعی از زمان است. برای محاسبه آن روابط متفاوتی ارائه شده که رابطه هورتن در هیدرولوژی معروف‌تر است. معادلات شدت نفوذ و ارتفاع تجمعی نفوذ (ارتفاع آب نفوذ یافته از زمان شروع این فرایند) به ترتیب در روابط (۴-۱۳) و (۴-۱۴) آمده است.

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (۴-۱۳)$$

$$F = \int_0^t f(\eta)d\eta = f_c t + \frac{f_0 - f_c}{k}(1 - e^{-kt}) \quad (۴-۱۴)$$

که در آنها:

f : شدت نفوذ (تابعی از زمان)،

F : نفوذ تجمعی (عمق آب نفوذ یافته) در فاصله زمانی $[0, t]$ ،

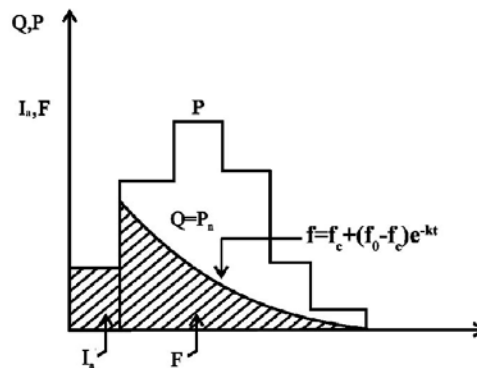
f_0 : شدت نفوذ اولیه،

f_c : شدت نفوذ نهایی یا ثابت، و

K : ضریب ثابت (عکس زمان).

واحدهای متداول f و f_0 و f_c میلی‌متر بر ساعت و F برحسب میلی‌متر است (امکان استفاده از واحدهای دیگر نیز وجود دارد). مجموع سه تلفات گیرش گیاهی، اشباع خاک و پر شدن چاله‌ها - که مستقل از زمان است - به تلفات اولیه I_a معروف است. زیرا این عوامل در ابتدای بارش فعال‌اند. نفوذ عمقی را تلفات ثانویه یا نگهداشت واقعی نیز می‌نامند و تابعی از زمان است. تفاضل ارتفاع کل رگبار P از مجموع دو تلفات اولیه و ثانویه $(F + I_a)$ را مساوی باران خالص P_n یا رواناب Q فرض می‌کنند. شکل (۴-۴) این عوامل را به تصویر کشیده است.

تذکر: تبخیر و حرکت زیر پوسته‌ای نیز وجود دارد که اغلب از آنها صرف‌نظر می‌شود، مگر در حوضه‌هایی که این دو عامل مهم باشند.



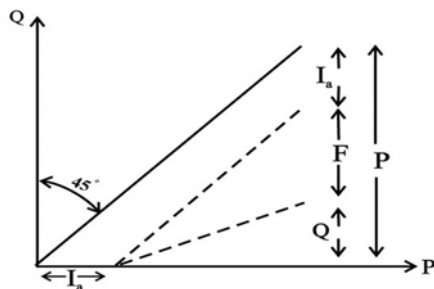
شکل ۴-۴ - تفکیک باران (P) به سه مولفه

تلفات اولیه (I_a)، تلفات ثانویه (F) و رواناب ($P_n = Q$) [۴۳]

SCS پس از مطالعات فراوان روی رگبارها (P) و جریان سطحی ناشی از آنها (P_n یا Q)، رابطه بین این دو را تقریباً خطی فرض نموده و در نتیجه رابطه زیر را ارائه نمود:

$$Q = P_n = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (۱۵-۴)$$

شکل (۵-۴) رابطه بین P ، Q ، F و I_a را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۵- رابطه بین عوامل مختلف‌رگبار در روش SCS [۴۳]

رابطه (۴-۱۵) دو عامل مجهول I_a و S دارد. تحقیقاتی که SCS انجام داده است، دامنه تغییرات I_a را بین $0.1S$ تا $2S$ و با متوسط $I_a = 0.2S$ به‌دست آورده و این متوسط را در سطح جهان پیشنهاد کرده است. بنابراین باید توجه شود که $I_a = 0.2S$ تنها یک حد متوسط است و بنابراین در شرایط مختلف هیدرولوژیکی امکان تفاوت با این حد متوسط کاملاً وجود دارد. بدیهی است که در چنین شرایطی استفاده از حد متوسط منجر به نتایج نادرست خواهد شد. تنها در صورت وجود آمار طولانی مدت از بارش و رواناب در یک منطقه می‌توان نسبت به واسنجی این حد اقدام کرد. با قبول این فرض، رابطه (۴-۱۵) به صورت زیر درمی‌آید که همان رابطه (۴-۱۱) است. به کمک این رابطه می‌توان باران خالص (یا رواناب حاصل از یک رگبار) را با دانستن S و با فرض $I_a = 0.2S$ به‌دست آورد.

$$\begin{cases} Q = P_n = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} & P > 0.2S \\ Q = 0 & P \leq 0.2S \end{cases} \quad (۴-۱۶)$$

SCS برای محاسبه S راه حلی پیشنهاد کرده است. این سازمان برای هر حوضه و از روی مشخصات خاک، پوشش گیاهی، نوع استفاده و مدیریت کشت، عددی بی‌بعد به نام شماره منحنی (CN) پیشنهاد کرده که پس از محاسبه آن و به کمک رابطه (۴-۱۰) می‌توان S را به‌دست آورد:

اینک، می‌توان باران خالص حوضه را به کمک دو رابطه (۴-۱۰) و (۴-۱۶) به‌دست آورد.

برآورد CN: این عامل، تابعی از گروه خاک، پوشش گیاهی و شرایط رطوبتی قبلی خاک است که در فصل سوم به طور کامل بررسی شد. جدول (پ. ۲-۱) پوشش حوضه را برای زمین‌های کشاورزی نشان می‌دهد. روش پیشنهادی SCS تهیه نقشه‌های نفوذپذیری خاک، پوشش گیاهی و کاربری و مدیریت کشت است. سپس باید این نقشه‌ها را برهم منطبق کرد و حوضه را به ناحیه‌های مختلف تفکیک نمود. برای هر ناحیه به کمک جدول پیوست (پ. ۲-۱) و جدول‌های گروه خاک فصل سه، می‌توان CNهایی برای این نواحی به‌دست آورد. اینها را CNهای جزئی می‌نامند. معدل وزنی اینها، CN کل یا متوسط حوضه است.

- روش عملی تهیه نقشه‌های رده‌بندی خاک، پوشش گیاهی و مدیریت کشت

همان‌گونه که در فصل سوم بیان شد، تهیه این نقشه‌ها باید با دید کارشناسی و عملیات صحرائی یا نمونه‌برداری و آزمایش نمونه‌ها، انجام گیرد [۴۳]. یک زمین‌شناس یا خاک‌شناس با دید صحرائی می‌تواند مناطق همگن را روی نقشه حوضه پیاده نماید. با دانشی نسبی از پوشش و مدیریت کشت، نقشه پوشش و مدیریت نیز تهیه می‌شود. پس از تعیین این سه نقشه، آنها را بر هم منطبق

و حوضه از نظر سه عامل قبل به زیر حوضه‌های همگن تقسیم می‌شود. با رجوع به جدول (پ. ۲-۱) می‌توان CN را به دست آورد. این CN را اصطلاحاً CN نقشه یا CN(II) در شرایط رطوبتی II می‌نامند و ممکن است نیاز به تصحیح نیز داشته باشد که در ادامه بیان خواهد شد. آشنایی با GIS و عکس‌های ماهواره‌ای می‌تواند موارد بالا را با سرعت و دقت بیش‌تر انجام دهد.

- شرایط رطوبتی قبلی خاک (AMC)

رطوبت اولیه خاک اثر مهمی در ایجاد رواناب دارد. SCS با مطالعاتی که انجام داده، مجموع بارندگی ۵ روز قبل را معیاری برای رطوبت قبلی خاک قرار داده است. به کمک این عامل و دخالت دادن فصل خواب یا فصل رشد گیاهان حوضه، سه حالت رطوبتی را که به شرایط یا حالات رطوبتی I یا II یا III معروف است به دست آورده و از آن در تبدیل بارش به رواناب استفاده کرده است. این موارد در جدول (۲-۴) ارائه شده است. در اراضی آبیاری شده، شرایط رطوبتی کاملاً معلوم است. بنابراین برای شرایط رطوبتی II، CN نقشه برابر با CN(II) خواهد بود. در شرایط غیر از حالت رطوبت متوسط، باید بتوان CN را در صورت نیاز برای دو حالت رطوبتی I و III تبدیل کرد. روابط زیر این تبدیلات را نشان می‌دهد.

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058 CN(II)} \quad (17-4)$$

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0.13 CN(II)} \quad (18-4)$$

یادآوری مهم: در رابطه (۴-۱۰) می‌باید از CN تبدیل شده استفاده کرد.

۴-۶-۲- برآورد رواناب حاصل از یک رگبار

در حوضه‌های کوچک با وضعیت سطحی همگن، CN متوسط به راحتی محاسبه می‌شود و می‌توان به کمک آن باران خالص (رواناب) را محاسبه کرد. اما در حوضه‌هایی که تغییرات زیادی در پوشش گیاهی، گروه خاک، کاربری و غیره وجود دارد، می‌توان به دو روش و به شرح زیر رواناب را حساب کرد.

الف- روش CN متوسط یا کل

در این روش شماره منحنی متوسط حوضه (\bar{CN}) به کمک رابطه (۴-۱۹) محاسبه و سپس رواناب به کمک روابط (۴-۱۰) و (۴-۱۶) برآورد می‌شود.

$$\bar{CN} = \frac{1}{A} \sum A_i \cdot CN_i = \sum a_i \cdot CN_i \quad (19-4)$$

که در آن:

A: مساحت کل حوضه،

A_i: مساحت جزیی که شماره منحنی جزیی آن CN_i است،

\bar{CN} : شماره منحنی متوسط حوضه یا CN کل، و

a_i: مساحت جزیی نسبی.

ب - روش CN جزئی

در این روش ابتدا در رابطه (۴-۱۰) CN به CN_i و S به S_i و در رابطه (۲-۱۷) Q به Q_i ، P_n به P_{ni} و S به S_i تبدیل می‌شود. بعد از آن، باران خالص برای هر ناحیه به طور مستقل حساب می‌شود. سپس میانگین وزنی این باران‌های خالص - که همان باران خالص بر روی کل حوضه است - محاسبه می‌شود.

$$P_n = Q = \frac{1}{A} \sum A_i \cdot Q_i \quad (۴-۲۰)$$

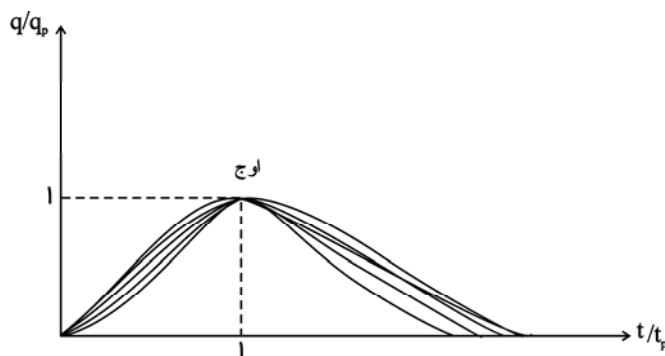
پیشنهاد: برای محاسبه رواناب حاصل از یک رگبار و بنابر توصیه SCS، دقت روش دوم در مناطق خشک و نیمه خشک بهتر است و برآورد معقول‌تری ارائه می‌کند. در مناطق مرطوب و نیمه مرطوب جواب‌های این دو روش نزدیک به هم هستند [۴۳]. در خصوص محاسبه سیلاب‌ها به روش SCS، روش CN متوسط پیشنهاد شده است [۴۳].

۴-۶-۳- برآورد سیلاب به روش آبنمود بی‌بعد SCS

رواناب حاصل از یک رگبار نازل شده بر یک حوضه در محل خروجی آن به نام سیلاب معروف است. SCS روش‌های متفاوتی را برای محاسبه آبنمود سیلاب^{۲۴} پیشنهاد کرده است. معروف‌ترین آنها روش آبنمود بی‌بعد و خانواده منحنی‌ها است. در ادامه این دو روش بررسی می‌شوند.

۴-۶-۴- آبنمود بی‌بعد^{۲۵} SCS

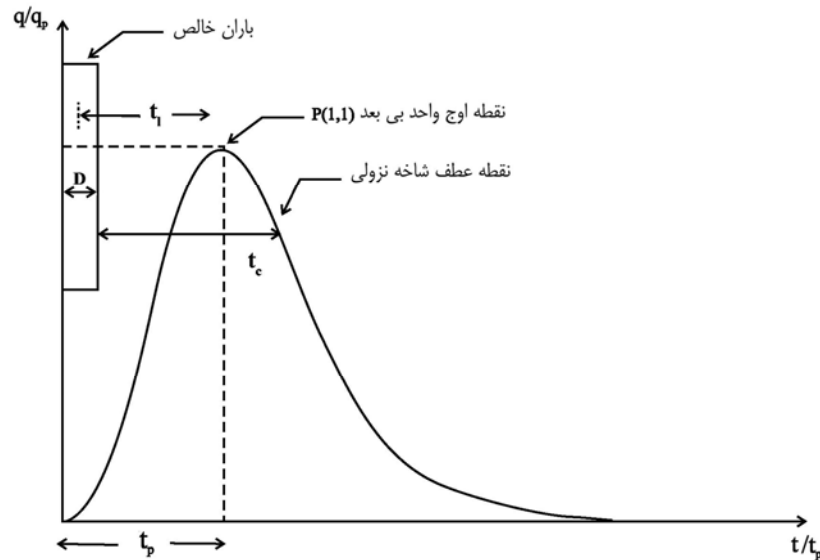
اگر آبنمود سیلابی با مختصات اوج q_p و t_p معلوم باشد، به آسانی بی‌بعد می‌شود. کافی است عرض‌های آبنمود بر q_p و طول‌های آن بر t_p تقسیم شود. حاصل، یک منحنی بی‌بعد با مختصات اوج (۱ و ۱) است. SCS از همین خاصیت استفاده و آبنمود واحد t_r ساعته حوضه‌های زیادی را محاسبه، سپس آبنمود واحد بی‌بعد همه را روی یک محور رسم کرده است. نموداری شبیه شکل (۴-۶) به دست می‌آید.



شکل ۴-۶- رسم هم‌زمان تعدادی آبنمود واحد بی‌بعد روی یک محور

چون نمی‌توان مستقیماً آبنمود واحد را در حوضه‌های بدون آمار بارش-رواناب به‌دست آورد، بنابراین SCS متوسطی از همه آبنمودهای بی‌بعد را برای این حوضه‌ها پیشنهاد کرده که به آبنمود واحد بی‌بعد SCS معروف است. شکل (۷-۴)، نمودار آبنمود واحد بی‌بعد و جدول پیوست (پ. ۲-۲)، مختصات این آبنمود پیشنهادی را نشان می‌دهد. بنابراین اگر فقط برای حوضه‌ای تنها مختصات اوج (یعنی t_p و q_p) قابل محاسبه باشد، می‌توان آبنمود واحد حوضه را به تقریب به‌دست آورد. کافی است مختصات آبنمود واحد بی‌بعد SCS در مختصات اوج ضرب شود. در این روش موارد زیر در نظر گرفته می‌شود:

- مدت بارش خالص (ساعت) D یا t_r فرض می‌شود و باید توزیع زمانی آن یکنواخت باشد و تمام حوضه را بپوشاند.
- زمان تمرکز (ساعت): فاصله زمانی بین انتهای باران خالص و نقطه عطف شاخه نزولی آبنمود واحد فرض می‌شود.
- زمان تاخیر حوضه (t_1 به ساعت): فاصله زمانی بین مرکز ثقل باران خالص و اوج سیلاب واحد فرض می‌شود. شکل (۷-۴) این موارد را نشان می‌دهد.



شکل ۷-۴ - شکل آبنمود واحد و مشخصات آن

برای محاسبه مختصات اوج آبنمود واحد D ساعته هر حوضه (یعنی t_p و q_p)، روابط زیر پیشنهاد شده است:

$$t_p = 0.5D + t_1 \quad (۲۱-۴)$$

$$q_p = \frac{2.08A}{t_p} \quad (۲۲-۴)$$

در این روش، $t_1 = 0.6t_c$ فرض شده است. در نتیجه داریم:

$$t_p = 0.5D + 0.6t_c \quad (۲۳-۴)$$

در نتیجه با داشتن دو رابطه (۲۲-۴) و (۲۳-۴) می‌توان مختصات آبنمود واحد حوضه که از بارش D ساعته به‌دست آمده را محاسبه کرد. اگر محاسبه سیلاب حاصل از باران خالصی به مدت D ساعت و به ارتفاع P_n (سانتی‌متر) مدنظر باشد، کافی است

عرض‌های آبنمود واحد D ساعته به‌دست آمده در P_n ضرب شود که به این ترتیب مختصات سیلاب مورد نظر به‌دست می‌آید. مختصات اوج این سیلاب مطابق روابط (۲۳-۴) و (۲۴-۴) است.

$$Q_p = (q_p)(P_n) = \frac{2.08A}{t_p} P_n \quad (24-4)$$

در روابط (۲۱-۴) تا (۲۴-۴):

t_c ، t_1 و D (ساعت)،

Q_p و q_p (مترمکعب بر ثانیه)،

A: مساحت حوضه (کیلومتر مربع)، و

P_n : باران خالص (سانتی‌متر).

می‌توان روش آبنمود واحد بی‌بعد و سیلاب‌ها را به شرح زیر گام‌بندی کرد:

گام ۱- t_c و D محاسبه و سپس به کمک رابطه (۲۳-۴)، زمان اوج آبنمود واحد مشخص می‌شود.

گام ۲- با محاسبه مساحت حوضه (A) و رابطه (۲۲-۴)، شدت جریان اوج آبنمود واحد (q_p) حساب می‌شود.

گام ۳- اگر مختصات آبنمود واحد D ساعته حوضه مورد نیاز باشد، مختصات آبنمود واحد بی‌بعد SCS (اعداد داخل جدول پ. ۲-۲) در q_p و t_p ضرب شده و آبنمود واحد D ساعته حوضه به‌دست خواهد آمد.

گام ۴- اگر باران خالص P_n (به مدت D ساعت) داده شود، عرض‌های آبنمود واحد گام ۳ را در P_n ضرب و حاصل، سیلاب مورد نظر D ساعته است. اگر P_n موجود نباشد، باید به کمک روش‌های قبل آن را حساب کرد.

۴-۶-۵- روش خانواده منحنی (سیلاب طرح)

SCS روش دقیق‌تری را برای برآورد آبنمود واحد ابداع کرده است که به روش خانواده منحنی^{۲۶} یا آبنمود رگبار طرح معروف است [۳۰]. این روش برای حوضه‌های منتهی به دشت‌های آبیاری، سرریز اضطراری سدها و غیره مناسب است.

در این روش، حوضه‌ها از نظر زمان تمرکز به دو دسته بیش‌تر از ۶ ساعت و کم‌تر از آن تقسیم‌بندی می‌شود. همچنین به جای تنها یک آبنمود بی‌بعد، خانواده‌ای از آبنمودهای بی‌بعد را در نظر می‌گیرد (جدول‌های پیوست پ. ۲-۶ تا پ. ۲-۱۰). اگر زمان تمرکز حوضه بیش از ۶ ساعت باشد، تصحیحاتی لازم است. در این روش ابتدا به کمک روابط (۲۵-۴) تا (۲۹-۴) و جدول‌های مربوط به q_p و t_p آبنمود واحد به‌دست می‌آید، سپس خانواده آبنمود بی‌بعد مناسب انتخاب می‌شود و با ضرب مختصات اوج در آبنمود بی‌بعد خانواده انتخابی، آبنمود واحد حوضه به‌دست می‌آید. روابط لازم برای هر دو حالت به شرح زیر است. این روش برای رگبارهایی بزرگ‌تر از یک اینچ (۲/۵۴ سانتی‌متر) صادق است.

$$t_p = 0.7 t_c \quad (25-4)$$

$$\text{Rev}(t_p) = \frac{T_o}{(T_o / t_p)_{\text{Rev}}} \quad (26-4)$$

$$q_p = \frac{5.356A}{\text{Rev}(t_p)} \quad (۲۷-۴)$$

$$t = \left(\frac{t}{t_p}\right) \cdot (\text{Rev}(t_p)) \quad (۲۸-۴)$$

$$q = \left(\frac{q_c}{q_p}\right) \left(\frac{Q}{2.54}\right) (q_p) \quad (۲۹-۴)$$

که در آنها:

T_o : مدت بارش خالص (ساعت)،

T_o/t_p : نسبت تصحیح شده حاصل از جدول (پ.۲-۴)،

A : مساحت حوضه آبریز (کیلومتر مربع)،

q : شدت جریان آبنمود ساخته شده (مترمکعب برثانیه)،

q_c : شدت جریان آبنمود برای بارش خالص ۲/۵۴ سانتی‌متر (مترمکعب برثانیه)،

q_p : شدت جریان اوج آبنمود واحد (مترمکعب برثانیه)،

Q : باران خالص (سانتی‌متر)،

$\text{Rev}(t_p)$: زمان اوج انتخاب شده برای آبنمود سیلاب حاصل (ساعت)،

t : زمان (ساعت)، و

t_c : زمان تمرکز حوضه (ساعت).

دقت شود که نسبت q_c/q_p عرض آبنمود سیلاب است که در جدول‌های سیلاب (پ.۲-۶ تا پ.۲-۱۰) وجود دارد.

- اصلاحات مورد نیاز

• تصحیح برای مدت بارش رگبار

اگر زمان تمرکز حوضه کمتر از شش ساعت باشد، تصحیح لازم نیست. اما اگر زمان تمرکز بیش از شش ساعت باشد، زمان بارش شش ساعت فرض می‌شود و به کمک شکل (پ.۲-۳) مقدار باران تصحیح می‌شود.

• تصحیح مدت بارش خالص

قسمتی از ابتدای هر بارش به صورت تلفات (اولیه یا ثانویه) جذب زمین می‌شود، بنابراین مدت بارش خالص (T_o) کمتر از مدت بارش رگبار است و باید تصحیح شود. اگر مدت بارش رگبار کمتر از ۶ ساعت باشد تصحیح مطابق شکل (پ.۲-۲) انجام شده و مدت بارش خالص (T_o) به دست می‌آید. برای این تصحیح به P (ارتفاع کل باران) و CN مورد نیاز است. اگر مدت بارش بیش از شش ساعت باشد، ابتدا باید p^* را از جدول (پ.۲-۳) به دست آورد. p^* نسبت اعداد داخل جدول است. پس از آن نسبت باران به صورت $k_p = p^*/p$ محاسبه می‌شود. به جدول (پ.۲-۵) مراجعه و به کمک این نسبت، نسبت زمان (k_t) محاسبه می‌شود. اینک به کمک این ضریب، T_o به دست می‌آید.

$$T_0 = (k_t) \times (\text{مدت بارش}) \quad (۳۰-۴)$$

• تصحیح مساحت

اگر باران براساس تنها یک باران سنج باشد، آن را باران نقطه‌ای می‌نامند. این باران فقط برای مساحتی در حدود ۲۵ کیلومتر مربع اطراف باران سنج صادق است. بنابراین اگر مساحت حوضه بیش از ۲۵ کیلومتر مربع باشد، باید باران را به کمک عامل کاهش مساحت (ARF) تصحیح کرد. شکل (۱-۳) توسط SCS برای آمریکا توصیه شده است. توصیه می‌شود ARF برای منطقه مورد مطالعه راسا محاسبه شود. با این وجود، در صورت نبودن اطلاعات لازم می‌توان از شکل (۱-۳) استفاده کرد. محاسبه ARF در فصل سوم این راهنما آورده شده است.

• الگوی بارش (توزیع زمانی بارش)

پس از تثبیت عمق و مدت بارش، باید باران نمود حاکم بر منطقه مشخص شود. این انتخاب به صورت معنی‌داری در شکل و مقدار اوج آبنمود سیلاب موثر است. بنابراین باید الگوی بارش را مشخص کرد. این الگو به طور استاندارد به چهار نوع یا چهار چارک تقسیم می‌شود. این دسته بندی براساس بیشترین شدت در یکی از چهار ربع زمانی بارش بنا شده که با سطوح احتمالاتی مختلف تعیین می‌شود. این موارد باید در منطقه مورد مطالعه و به کمک آمار ایستگاه باران سنج ثابت به دست آید. SCS برای ایالت‌های مختلف آمریکا این سطوح احتمالاتی را محاسبه کرده است. شکل (پ.۲-۴) معرف الگوی بارش در ربع اول و دوم است. برای آب و هوای ایران ربع اول و دوم مناسب است.

• آبنمود بی‌بعد

باتوجه به CN، باران حوضه و مراجعه به شکل (پ.۲-۱)، خانواده منحنی مشخص می‌شود. به کمک $Rev(T_0/t_p)$ و شماره خانواده منحنی، به جدول (پ.۲-۴) مراجعه و نزدیک‌ترین عدد جدول به $Rev(T_0/t_p)$ انتخاب می‌شود. سپس با مراجعه به جدول‌های (پ.۲-۶) تا (پ.۲-۱۰)، می‌توان آبنمود واحد بی‌بعد مورد نظر را استخراج نمود. در مثال‌های کاربردی پیوست ۱ مثال‌هایی برای هر دو روش SCS ارائه شده است تا در عمل کاربرد آن نشان داده شود.

۴-۷- برآورد سیلاب به روش $^{27}NGIUH$

روش $^{27}NGIUH$ برای برآورد سیلاب حوضه‌های طبیعی کوچک و متوسط منتهی به دشت‌های آبیاری مفید است. این روش در سال ۱۹۹۷ ارائه شده است [۱۹] و ترکیبی از الگوی نش $^{28}GIUH$ و روش $GIUH$ توسط رودریگوئز-ایتورب 29 معرفی شده است [۴۱]. در این روش از ویژگی‌های ریخت‌شناسی حوضه، باران خالص و سرعت موج سیلاب استفاده می‌شود. فرآیند مارکف مبنای ریاضی است که حرکت بارش خالص را در آبراهه‌های حوضه و جریان سطحی منتهی به آن الگوبندی می‌کند. در ادامه ابتدا آبنمود واحد لحظه‌ای معرفی، سپس به کمک آن و الگوی نش، $^{27}NGIUH$ استخراج می‌شود.

27- Nash -Geomorphologic Instantaneous Unit Hydrograph

28- Nash Model

29- Iturbe R.

۴-۷-۱- آبنمود واحد لحظه‌ای (IUH)^{۳۰}

این آبنمود به روش‌های مختلف تعریف می‌شود. اگر دو آبنمود مجموع (S) با تاخیر D ساعت از هم تفریق شوند و نتیجه بر D تقسیم شود، حاصل، آبنمود واحد D ساعته است. اینک اگر D بسیار کوچک مثلا Δt فرض شود، حاصل آبنمود واحد Δt ساعته یا لحظه‌ای است (S را برای آسانی یک ساعته می‌گیرند).

$$U_{\Delta t} = \frac{S(t) - S(t - \Delta t)}{\Delta t} \quad (۳۱-۴)$$

که در آن:

$U_{\Delta t}$: آبنمود واحد Δt ساعته، و

$S(t)$: آبنمود مجموع در زمان t.

اگر $\Delta t \rightarrow 0$ باشد، حاصل را آبنمود واحد لحظه‌ای (IUH) می‌نامند و تابع آن را با نماد $h(t)$ نشان می‌دهند [۴۱،۴۰].

$$h(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta s}{\Delta t} \Rightarrow h(t) = \frac{ds}{dt} \quad \text{آبنمود واحد } \Delta t \text{ ساعته} \quad (۳۲-۴)$$

به بیان دیگر، IUH آبنمود سیلابی است که از یک سانتی‌متر (یک واحد) بارش خالص یکنواخت که تمام سطح حوضه را بپوشاند و در یک لحظه ریزش کند به وجود می‌آید. در واقع ds/dt پاسخ حوضه به یک واحد رگبار خالص است که به صورت لحظه‌ای روی حوضه باریده است (تابع دلتای دیراک^{۳۱}). اگر دستگاه، خطی و پایای زمانی (LIT)^{۳۲} باشد، پاسخ (یعنی $Q(t)$) مساوی انتگرال پیشی^{۳۳} دو تابع ورودی $I(t)$ (رگبار خالص) و $h(t)$ (آبنمود واحد لحظه‌ای) است [۲۳،۲۰]:

$$Q(t) = \int_0^t I(\tau) h(t - \tau) d\tau \quad (۳۳-۴)$$

و $I(\tau)$ ، $h(t - \tau)$ در شکل (۴-۸) آمده است. دقت شود که زمان پایه آبنمود واحد لحظه‌ای برابر زمان تمرکز حوضه است.

۴-۷-۲- آبنمود واحد لحظه‌ای مفهومی^{۳۴} و الگوی نش (NIUH)

احتمالا ساده‌ترین IUH مفهومی که از این فرض نتیجه می‌شود این است که حوضه آبریز مانند یک مخزن خطی^{۳۵} رفتار می‌کند. در این حالت ذخیره $S(t)$ متناسب با ورودی $I(t)$ است (رابطه ۴-۳۴). نسبت تناسب k بوده که آن را ثابت مخزن^{۳۶} یا ضریب ذخیره^{۳۷} می‌نامند. شکل (۴-۹) این رابطه را نشان می‌دهد.

$$S(t) = kI(t) \quad (۳۴-۴)$$

30- Instantaneous Unit Hydrograph

31 - Dirac Delta Function

32 - Linear Time Invariant System

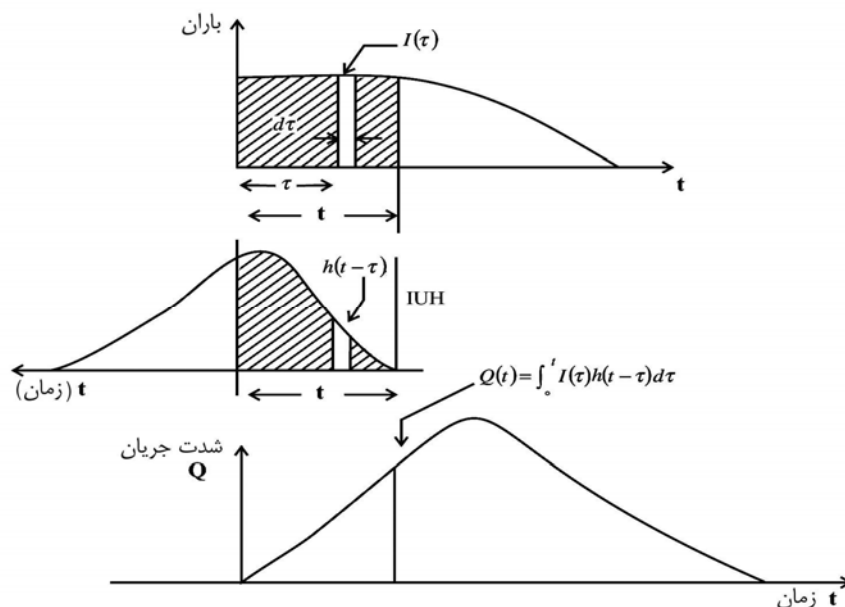
33 -Convolution

34 -Conceptual

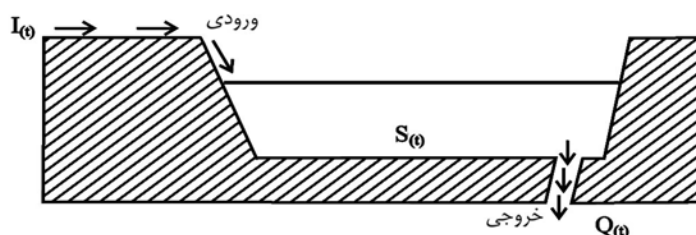
35- Linear Reservoir

36 -Reservoir Constant

37 -Storage Coefficient



شکل ۴-۸- رابطه بین $Q(t)$ و $h(t-\tau)$ در انتگرال پیچشی



شکل ۴-۹- شکل یک مخزن خطی

واکنش سامانه به عنوان یک مخزن خطی به یک واحد باران مازاد لحظه‌ای، از رابطه زیر به دست خواهد آمد [۲۰]:

$$h(t) = Q(t) = Q_0 e^{\frac{-t}{k}} = \frac{1}{k} e^{\frac{-t}{k}} \quad (۳۵-۴)$$

که در آن Q_0 : مقدار جریان در زمان صفر می‌باشد.

این رابطه، رابطه IUH برای یک مخزن خطی است. در واقع $h(t)$ یک تابع نمایی منفی با پارامتر k است. گشتاورهای مرکزی مرتبه r این تابع به شرح زیر است.

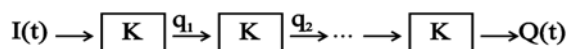
$$M_r = (r-1)! k^r \quad (۳۶-۴)$$

که در آن r : مرتبه گشتاور می‌باشد.

نش (۱۹۵۷، ۱۹۵۹) با این فرض که یک حوضه آبریز از مخزن‌های مساوی و خطی پشت سر هم تشکیل شده باشد، رابطه‌ای برای IUH ارائه داده است [۲۰]. این رابطه یک تابع گاما (Γ) است و به صورت معادله (۳۷-۴) می‌باشد. به طور کلاسیک، محاسبه n (تعداد مخازن خطی) و k (ضریب ذخیره مخازن خطی، مساوی برای کلیه مخازن) از روی دست‌کم یک جفت آبنمود سیلاب مشاهده شده و باران نمود بارش مازاد میسر می‌باشد.

$$h(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} e^{-\frac{t}{k}} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \quad (37-4)$$

شکل (۴-۱۰) مخزن‌های پشت سر هم را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۰- نمایش مخازن خطی متوالی الگوی نش با ضرایب ذخیره یکسان k

۴-۷-۳- آبنمود واحد لحظه‌ای مفهومی زمین - ریخت‌شناسی (GIUH)^{۳۸} و مدل NGIUH

آبنمود GIUH را اولین بار رودریگوئز-ایتورب و والدس^{۳۹} (۱۹۷۹) ارائه کرده‌اند [۴۱]. نامبردگان با ارتباط دادن مختصات اوج IUH، (یعنی t_p و q_p) با مشخصات زمین-ریخت‌شناسی حوضه و معرفی سرعت جریان (v) به عنوان یک عامل پویا، این آبنمود را به کمک زنجیره مارکف پی‌ریزی کرده‌اند. t_p و q_p از طریق دو رابطه ساده به سرعت v مربوط می‌شود [۴۱، ۴۰].

$$q_p = i \cdot v \quad (38-4)$$

$$t_p = k / v \quad (39-4)$$

این دو محقق با ارتباط دادن دو عامل i و k (توجه شود که عامل k در اینجا ارتباطی به عامل k در مدل نش ندارد- ما تنها نماد اولیه رودریگوئز ایتورب و والدس را حفظ کردیم) به عوامل زمین-ریخت‌شناسی حوضه، معادلات (۴-۴۰) و (۴-۴۱) را برای برآورد t_p و q_p به دست آورده‌اند.

$$i = (1.31/L_w) R_L^{0.43} \quad (40-4)$$

$$k = \left(\frac{0.44}{v}\right) L_w R_b^{0.55} R_a^{-0.55} R_L^{-0.38} \quad (41-4)$$

این دو رابطه با تحلیل رگرسیونی به دست آمده اند. با جاگذاری (۴-۴۰) و (۴-۴۱) در (۳۸-۴) و (۳۹-۴)، داریم:

$$q_p = \left(\frac{1.31}{L_w}\right) R_L^{0.43} v \quad (42-4)$$

$$t_p = \left(\frac{0.44}{v}\right) L_w R_b^{0.55} R_a^{-0.55} R_L^{-0.38} \quad (43-4)$$

که در آنها:

R_L : نسبت طول،

R_b : نسبت انشعاب،

R_a : نسبت مساحت،

L_w : طول رودخانه اصلی (کیلومتر)،

v : سرعت نقطه اوج (متر برثانیه)،

t_p : زمان اوج (ساعت)، و

q_p : شدت جریان اوج (عکس ساعت).

نسبت‌های زمین-ریخت‌شناسی حوضه آبریز در فصل دوم این راهنما (بخش ۲-۱۱-۱) توضیح داده شده است. با دو رابطه (۴۲-۴) و (۴۳-۴) تنها مختصات اوج به دست می‌آید. حال با کاربرد IUH معرفی شده توسط نش (رابطه ۴-۳۷) و ارتباط دادن n و k با این دو مورد، می‌توان معادله NGIUH را به دست آورد [۱۹]. با داشتن نسبت‌های انشعاب، مساحت و طول در حوضه آبریز تحت مطالعه، رابطه (۴۴-۴) معادله‌ای یک متغیره‌ای را بر حسب n خواهیم داشت:

$$\frac{n-1}{\Gamma(n)} e^{-(n-1)} \cdot (n-1)^{n-1} = 0.5764 R_b^{0.55} R_a^{-0.55} R_L^{0.05} \quad (44-4)$$

این رابطه با روش‌های عددی (مثلا روش نیوتن رافسون یا تکرار ساده) قابل حل است. در روش تکرار ساده می‌توان از طرفین لگاریتم گرفت. داریم:

$$n = n \ln(n-1) - \ln(\Gamma(n)) - \ln \left[0.5764 \left(\frac{R_b}{R_a} \right)^{0.55} R_L^{0.05} \right] + 1 \quad (45-4)$$

سمت راست معادله (۴۵-۴)، $f(n)$ فرض می‌شود و بنابراین n به روش تکرار ساده به دست می‌آید. مقدار آغازین n عددی بین ۲ تا ۴ توصیه می‌شود. پس از محاسبه n ، عامل k به شرح معادله (۴۶-۴) محاسبه می‌شود:

$$k = \frac{t_p}{n-1} = \frac{0.44}{v} L_w \left(\frac{R_b}{R_a} \right)^{0.55} R_L^{-0.38} \frac{1}{n-1} \quad (46-4)$$

سرعت (v) تنها عامل مجهول برای محاسبه k است. می‌توان آن را معادل با متوسط سرعت نقطه اوج در امتداد رودخانه اصلی در نظر گرفت [۴۰]. به طور کلی v تابعی از باران خالص است [۴۰]. این تابع به صورت $v = ai_e^b$ است که در آن a و b دو ضریب و i_e ارتفاع باران خالص است. برای کمی کردن رابطه $v = ai_e^b$ ، چند رگبار خالص که مولد سیلاب‌اند انتخاب و در ایستگاه آب سنجی نزدیک خروجی سیلاب‌های اوج متناظر آنها به کمک منحنی بده-اشل محاسبه و با توجه به مقطع جریان، سرعت (v) به دست می‌آید. سپس این رابطه به کمک رگرسیون قابل محاسبه است.

با محاسبه n و k و جاگذاری آنها در معادله (۳۷-۴)، معادله NGIUH به طور کامل مشخص می‌شود. معادله (۴۷-۴)، معادله آبنمود واحد لحظه‌ای زمین-ریخت‌شناسی NGIUH را نشان می‌دهد [۱۹]. یازدهمین مثال نمونه در پیوست ۱، چگونگی محاسبه این آبنمود را توضیح می‌دهد.

$$NGIUH = h(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} e^{-\frac{t}{k}} \left(\frac{t}{k} \right)^{n-1} \quad (47-4)$$

۸-۴- سیلاب‌های منطقه‌ای

برای محاسبه سیلاب‌های ایستگاه‌های بدون آمار یا دارای آمار کوتاه مدت، روش‌های متعددی وجود دارد. استفاده از ویژگی‌های فیزیکی، گیاهی، هواشناسی و موارد دیگر مربوط به حوضه از شیوه‌های مرسوم است. برای مثال روش‌های استدلالی، کوک، SCS و سایر روش‌های ارائه شده در بخش‌های قبل از این دسته‌اند. روش دیگر، استفاده مستقیم از اطلاعات سایر حوضه‌های منطقه است

که دارای آمار مطمئنی هستند. این روش به سیلاب‌های منطقه‌ای معروف است. می‌توان آن را برای حوضه‌های کوچک و متوسط طبیعی منتهی به دشت‌های آبیاری به کار برد. در این روش از سیلاب‌ها و ویژگی‌های سایر حوضه‌های هم اقلیم و همگن با حوضه مورد مطالعه استفاده می‌شود. در صورت دقت در کار، نتیجه محاسبات قابل اطمینان و رضایت بخش است.

گشتاورهای خطی برای اولین بار در سال ۱۹۹۰ توسط هاسکینگ معرفی شد [۲۵] و امروزه تصحیحاتی بر آن اعمال شده است. در این روش از ترکیب خطی گشتاورهای وزن دار احتمالی استفاده می‌شود. نامبرده در سال ۱۹۹۳ گشتاورهای خطی را برای بررسی سیلاب‌های منطقه‌ای به کار برد [۲۶]. دسته‌بندی سیلاب یا باران حوضه‌ها به مناطق همگن مبنای کار این روش است. این عمل با روش‌های قوی آماری صورت می‌پذیرد که شامل به‌دست آوردن قانون احتمالی مادر برای این نواحی همگن، برآورد سیلاب حوضه‌ها توسط این قانون و بالاخره برآورد سیلاب حوضه مورد مطالعه است. مبنای آماری روش، دقت آن را در حد مطلوبی قرار داده است. برای درک بهتر این روش می‌توان به مراجع [۳۳، ۲۶، ۲۵، ۵] مراجعه کرد. در ادامه ابتدا روش منطقه‌ای به اختصار معرفی می‌شود و سپس سایر جنبه‌های آن در چند بخش مورد بحث قرار می‌گیرد.

نخستین روش‌های منطقه، رابطه‌هایی بودند که فقط بر حسب مساحت استوار بودند و به صورت عمومی رابطه $Q=aA^b$ معرفی می‌شدند. که در آن A مساحت حوضه‌ها، a و b اعداد ثابت و Q بده اوج سیلاب است. برای برآورد عوامل این معادله از رگرسیون غیرخطی (قابل تبدیل به خطی به کمک لگاریتم گیری) استفاده می‌شد. در این روش یک سوال اصلی وجود دارد: کدام حوضه‌ها را انتخاب کنیم؟ به عبارت دیگر کدام حوضه‌ها رفتار مشابهی دارند و همگن تلقی می‌شوند؟ روش‌های متعددی وجود دارد که بر همگنی و سایر اطلاعات حوضه‌های منطقه تاکید دارد که یکی از معروف‌ترین آنها روش شاخص سیلاب است. این روش در مسیر تکاملی خود از صورت‌های مختلفی برخوردار بوده است که روش شاخص سیلاب^{۴۰} گشتاورهای خطی یکی از معروف‌ترین آنهاست و کارایی بالایی دارد. دقت این روش بستگی به دقت برآورد سیلاب‌های حوضه‌های منطقه و همچنین رعایت موارد معرفی شده دارد. این روش را می‌توان برای هر مساحتی از حوضه آبریز به کاربرد و بیش‌ترین دقت را در میان روش‌های بیان شده در این راهنما دارد.

۴-۸-۱- تحلیل فراوانی منطقه‌ای^{۴۱} (روش شاخص سیلاب - گشتاورهای خطی)

جهت تحلیل فراوانی منطقه‌ای فرض می‌شود که N ایستگاه در منطقه موجود باشد به گونه‌ای که طول دوره آماری ایستگاه Δm ، n_i سال باشد. همگن بودن منطقه کلید فرض روش شاخص سیلاب است، یعنی: N ایستگاه هم‌توزیع هستند. به بیان دیگر داده‌های این ایستگاه‌ها از تابع توزیع یکسانی استخراج شده‌اند. اختلاف توزیع همه ایستگاه‌ها تنها در یک عامل است که آن را عامل مقیاس (شاخص سیلاب) می‌نامند [۳۳، ۲۶]. چنانچه $Q_i(F)$ چندک^{۴۲} عدم تجاوز احتمال F در ایستگاه Δm باشد، داریم:

$$Q_i(F) = \mu_i \cdot q(F) \quad i = 1, \dots, N \quad (4-48)$$

که در آن:

μ_i : شاخص سیلاب (میانگین تابع توزیع ایستگاه Δm)، و

$q(F)$: چندک منطقه‌ای احتمال عدم تجاوز F ($0 \leq F \leq 1$)

40- Index Flood

41 -Regional Analysis

42 -Quantile

$q(F)$ منحنی رشد منطقه‌ای^{۳۳} بوده و توزیع مشترک فراوانی منطقه‌ای بی‌بعد با هر ایستگاه را تعریف می‌کند. به‌جای میانگین، می‌توان از هر عامل موقعیت دیگری از توزیع فراوانی ایستگاه استفاده کرد. برای مثال اسمیت (۱۹۸۹)، چندک $Q(0.9)$ را به کار برده است [۲۶]. میانگین هر ایستگاه با رابطه $\mu_i = \bar{Q}_i$ برآورد می‌شود که میانگین نمونه در ایستگاه نام است. داده‌های بی‌بعد و مقیاس شده $q_{ij} = Q_{ij} / \hat{\mu}_i$ که در آن $i = 1, \dots, N$ و $j = 1, \dots, n_i$ است، پایه برآورد $q(F)$ قرار می‌گیرند. معمولاً فرض می‌شود که تابع توزیع احتمال $q(F)$ معلوم باشد و بنابراین شکل $q(F)$ بدون توجه به مجهول بودن p عامل θ_1 تا θ_p در این تابع توزیع احتمال، شناخته شده است. شاخص سیلاب به گونه‌ای در نظر گرفته می‌شود که عوامل مجهول در هر ایستگاه به طور مستقل قابل برآورد باشند. برآورد عامل مجهول θ_k در ایستگاه نام $\theta_k^{(i)}$ نامیده می‌شود. برآورد ایستگاه‌ها ادغام می‌شوند تا برآورد منطقه‌ای محاسبه شود:

$$\hat{\theta}_K^{(R)} = \sum_{i=1}^N n_i \hat{\theta}_K^{(i)} / \sum_{i=1}^N n_i \quad (49-4)$$

این عبارت یک میانگین وزن‌دار برحسب n_i است. زیرا در الگوهایی با قاعده آماری، واریانس $\hat{\theta}_K^{(i)}$ به طور معکوس با n_i متناسب است؛ یعنی واریانس با ازدیاد حجم نمونه کاهش می‌یابد. p برآورد شده از عوامل تابع توزیع احتمال در $q(F)$ جای‌گذاری می‌شوند تا برآورد منطقه‌ای چندک $\hat{q}(F)$ را محاسبه نماید. این روش مشابه روش والیس (۱۹۸۰) است. با این تفاوت که وزن، متناسب با n_i انتخاب شده که بعداً توسط والیس (۱۹۸۲) فرض شده است [۲۶]. در این مورد روش‌های متفاوتی توسط دالریپمپل (۱۹۶۰) و NERC (۱۹۷۵) نیز به کار رفته است [۲۶]. برآورد چندک ایستگاه نام - یعنی $\hat{Q}_i(F)$ - با ادغام برآوردهای μ_i و $q(F)$ به دست می‌آید.

$$\hat{Q}_i(F) = \hat{\mu}_i \cdot \hat{q}(F) \quad (50-4)$$

گشتاورهای خطی، پایه‌ای اساسی در روش منطقه‌ای به شمار می‌آید و درک صحیح آنها به گشتاورهای وزن‌دار احتمالی بستگی دارد. بنابراین در ادامه به اختصار گشتاورهای وزن‌دار احتمالی معرفی می‌شوند.

۴-۸-۲- گشتاورهای وزن‌دار احتمالی توزیع‌ها و برآوردهای نمونه‌ای آنها

گرین‌وود و همکاران (۱۹۷۹)، گشتاورهای وزن‌دار احتمالی (PWM)^{۳۴} را به شرح رابطه (۵۱-۴) تعریف کرده است [۲۵].

$$M_{p,r,s} = E \left[x^p F^r (1-F)^s \right] = \int_0^1 [x(F)]^p F^r (1-F)^s dF \quad (51-4)$$

اغلب تنها دو گشتاور خاص $M_{1,r,0}$ و $M_{1,0,s}$ به شرح زیر به کار می‌آیند.

$$M_{1,0,s} = \alpha_s = \int_0^1 x(F)(1-F)^s dF \quad (52-4)$$

$$M_{1,r,0} = \beta_r = \int_0^1 x(F)F^r dF \quad (53-4)$$

اعداد p, r, s و حقیقی هستند. اگر s و r صفر و p عددی نامنفی باشد، آنگاه $M_{p,0,0}$ گشتاور معمولی مرتبه p حول مبدأ، یعنی μ'_p است. همچنین اگر $p=1$ و r یا s صفر باشد، آنگاه $M_{1,r,0} = \beta_r$ و $M_{1,0,s} = \alpha_s$ ، برحسب x خطی‌اند و برای برآورد عوامل عمومیت دارند [۲۵]. اگر نمای x برابر یک باشد، رابطه‌های بین عوامل توزیع‌ها و گشتاورهای وزن‌دار احتمالی، ساده‌تر از رابطه‌های متناظر در گشتاورهای معمولی است. برای نمونه مرتب شده $x_1 \leq \dots \leq x_n$ به حجم n و با فرض $s < n$ و $r < n$ ، برآورد نااریب نمونه‌ای PWM در معادلات (۴-۵۴) و (۴-۵۵) ارائه شده است [۲۵].

$$\alpha_s = \hat{\alpha}_s = \hat{M}_{1,0,s} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \binom{n-i}{s} x_i / \binom{n-1}{s} \quad (۴-۵۴)$$

$$\beta_r = \hat{\beta}_r = \hat{M}_{1,r,0} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \binom{i-1}{r} x_i / \binom{n-1}{r} \quad (۴-۵۵)$$

حالت خاص این برآوردها، میانگین نمونه $a_0 = b_0 = \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$ و مقادیر حدی آنها $x_1 = Na_{n-1}$ و $x_n = Nb_{n-1}$ است. برآوردهای جانشین سازگاری از PWM را می‌توان به کمک تابع توزیع احتمال تجربی $F_i = (i - 0.35)/n$ به‌دست آورد. ولی این برآوردها اریب هستند. هر چند تجربیات عملی نشان می‌دهد که برآوردهای تابع توزیع احتمال تجربی گاهی اوقات از برآورد عوامل و چندک‌ها نتیجه بهتری می‌دهد [۲۵]، ولی هیچ پشتوانه ریاضی برای برتری تابع توزیع احتمال تجربی نسبت به برآوردهای نااریب وجود ندارد [۲۵]. برآوردهای توزیع تجربی برای PWM در معادلات زیر ارائه شده‌اند:

$$\alpha_s = \hat{\alpha}_s = \hat{M}_{1,0,s} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (1 - F_i)^s x_i \quad (۴-۵۶)$$

$$\beta_r = \hat{\beta}_r = \hat{M}_{1,r,0} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_i^r x_i \quad (۴-۵۷)$$

برآورد PWM برای عوامل α_s و β_r مطابق رابطه زیر است:

$$\alpha_s = \sum_{i=0}^s \binom{s}{i} (-1)^i \beta_i \quad \beta_r = \sum_{i=0}^r \binom{r}{i} (-1)^i \alpha_i \quad (۴-۵۸)$$

حالات خاص به این صورت است:

$$\alpha_0 = \beta_0 \quad \beta_0 = \alpha_0 \quad (۴-۵۹)$$

$$\alpha_1 = \beta_0 - \beta_1 \quad \beta_1 = \alpha_0 - \alpha_1 \quad (۴-۶۰)$$

$$\alpha_2 = \beta_0 - 2\beta_1 + \beta_2 \quad \beta_2 = \alpha_0 - 2\alpha_1 + \alpha_2 \quad (۴-۶۱)$$

$$\alpha_3 = \beta_0 - 3\beta_1 + 3\beta_2 - \beta_3 \quad \beta_3 = \alpha_0 - 3\alpha_1 + 3\alpha_2 - \alpha_3 \quad (۴-۶۲)$$

رابطه‌های مشابهی بین برآوردهای PWM نمونه‌ای a_s و b_r وجود دارد.

هاسکینگ (۱۹۹۰)، گشتاورهای خطی (L-moments) را که تابع خطی از PWM هستند را معرفی کرده است [۲۵]. گشتاورهای خطی آسان‌تر از PWM است، زیرا می‌توانند مستقیماً تفسیرکننده اندازه‌هایی از مقیاس و شکل توزیع‌های احتمالی (α, β) باشند. گشتاورهای خطی از این دیدگاه مشابه گشتاورهای معمولی هستند. هاسکینگ گشتاورهای خطی را بر حسب گشتاورهای وزن‌دار احتمالی مطابق روابط (۴-۶۳) تا (۴-۶۸) تعریف کرده است [۲۵]:

$$P_{r,k}^* = (-1)^{r-k} \binom{r}{k} \binom{r+k}{k} \quad (۶۳-۴)$$

$$\lambda_{r+1} = (-1)^r \sum_{k=0}^r P_{r,k}^* \alpha_k = \sum_{k=0}^r P_{r,k}^* \beta_k \quad (۶۴-۴)$$

$$\lambda_1 = \alpha_0 \quad (۶۵-۴)$$

$$\lambda_2 = \alpha_0 - 2\alpha_1 \quad (۶۶-۴)$$

$$\lambda_3 = \alpha_0 - 6\alpha_1 + 6\alpha_2 \quad (۶۷-۴)$$

$$\lambda_4 = \alpha_0 - 12\alpha_1 + 30\alpha_2 - 20\alpha_3 \quad (۶۸-۴)$$

برآورد نمونه‌ای λ_r را I_r می‌نامند، بنابراین برآوردهای نمونه‌ای با جانشانی در رابطه‌های (۶۵-۴) تا (۶۸-۴) به دست می‌آیند. نسبت گشتاورهای خطی: این نسبت‌ها مانند نسبت گشتاورهای معمولی هستند و توسط هاسکینگ [۳۳،۲۶،۲۵] به شرح زیر تعریف شده‌اند:

$$\tau = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \quad (۶۹-۴)$$

$$\tau_r = \frac{\lambda_r}{\lambda_2} \quad (۷۰-۴)$$

λ_1 اندازه‌ای از موقعیت (مشابه میانگین در گشتاورهای معمولی)، τ اندازه‌ای از مقیاس و تغییرات (LCV) است. τ_3 اندازه‌ای از چولگی (LCS) و τ_4 اندازه‌ای از کشیدگی (LCK) است. برآورد نمونه‌ای τ و τ_r را به ترتیب با نمادهای t و t_r نشان می‌دهند. هاسکینگ نشان داد که برای $r \geq 3$ ، $|\lambda| < 1$ است. افزون بر این، اگر $x \geq 0$ باشد، تقریباً می‌توان مطمئن بود که $0 < \tau < 1$ است که همان LCV مربوط به x است. این محدودیت‌های τ و τ_r نسبت‌های گشتاوری خطی را ساده‌تر می‌کنند [۲۵]. برآورد گشتاورهای خطی توزیع‌های مختلف در مراجع [۳۳،۲۶،۲۵] آمده است.

۴-۸-۳- گام‌های سیلاب‌های منطقه‌ای

پس از بررسی برآورد گشتاور خطی، گام‌های تحلیل فراوانی منطقه‌ای بررسی می‌شود که به چهار گام دسته‌بندی می‌شود.

الف - غربال داده‌ها

باید خطاهای مشخص و ناسازگار حذف شوند. برای این کار از اندازه ناهم‌نوایی $D_i^{۴۵}$ استفاده می‌شود. یعنی آن ایستگاهی که گشتاورهای خطی آن با سایرین متفاوت است باید حذف شود. D_i یک غربال آغازین است و نشانگر این است که باید ایستگاه‌هایی انتخاب شوند که داده‌های آنها در یک آزمون بگنجند.

ب- کشف ناحیه‌های همگن

تعیین ایستگاه‌ها داخل یک ناحیه است. ناحیه، مجموعه‌ای از ایستگاه است که تابع توزیع آنها پس از مقیاس شدن، تقریباً یکسان باشد. توجه شود که این داده‌های مقیاس شده است که اساس تحلیل فراوانی منطقه‌ای را تشکیل می‌دهند. برای این منظور

باید مشخص شود که آیا ناحیه مورد نظر نزدیک به همگن هست یا خیر؟ این عمل با محاسبه آماره‌های ایستگاه‌ها و مقایسه آنها با تغییرات بین ایستگاهی این آماره‌ها که می‌تواند همگنی را ایجاد کند صورت می‌پذیرد. یک اندازه ناهمگنی به نام H برای این آزمون توصیف می‌شود. عوامل مورد نیاز این آزمون، برآوردهای نمونه‌ای گشتاورهای خطی است.

ج - انتخاب تابع توزیع منطقه‌ای

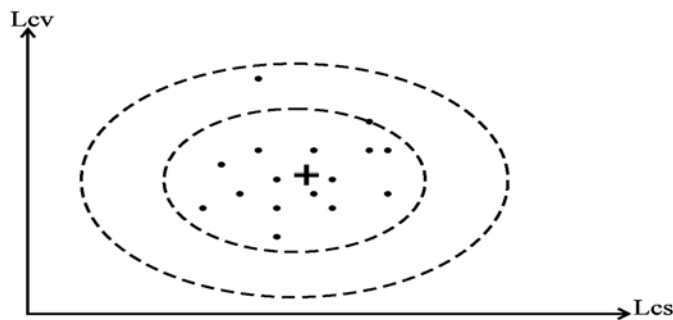
پس از مشخص شدن ناحیه همگن، باید تابع توزیع مناسب ناحیه را به دست آورد تا به کمک آن بتوان $q(F)$ را محاسبه کرد. آزمون نیکویی برازش Z برای انتخاب توزیع مناسب معرفی می‌شود. به بیان دیگر با این آزمون مشخص می‌شود که آیا متوسط گشتاورهای خطی منطقه‌ای سازگاری با توزیع برازشی دارد یا خیر؟

د - برآورد تابع توزیع منطقه‌ای

عوامل توزیع منطقه‌ای با ادغام برآوردهای ایستگاهی برای به دست آوردن متوسط منطقه‌ای، برآورد می‌شود. برآورد عوامل توزیع‌های مختلف در مراجع [۳۳، ۲۶، ۲۵] آمده است.

۴-۸-۴ - اندازه ناهمنوایی

غالباً آماره‌های سیلاب گروهی از ایستگاه‌ها گردآوری می‌شوند و هدف مشخص کردن آن ایستگاه‌هایی است که به طور مشخصی با بقیه اعضای گروه ناهمنوا هستند. ناهمنوایی برحسب گشتاورهای خطی داده‌های ایستگاه اندازه‌گیری می‌شود. گشتاورهای خطی یک ایستگاه (L_{CV} ، L_{CS} ، L_{CK})، نقطه‌ای در فضای سه بعدی در نظر گرفته می‌شود و بنابراین گروهی از ایستگاه‌ها یک ابر از این نقاط تشکیل می‌دهند. نشانه ناهمنوایی هر نقطه (ایستگاه)، میزان دوری آن از مرکز ابر است. دوری در این جا ما را به همبستگی میان گشتاورهای خطی نمونه‌ای راهنمایی می‌کند. برای مثال اگر نقاط L_{CV} و L_{CS} در نظر گرفته شود، مطابق شکل (۴-۱۱)، مرکز داده‌ها که با علامت (+) مشخص شده است، معدل L_{CV} و L_{CS} است. قطرهای بیضی‌ها به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که این بیضی‌ها، بهترین برازش را بر داده‌ها داشته باشند. این کار را می‌توان توسط ماتریس کوواریانس ایستگاه‌ها انجام داد. نقاط ناهمنوا در خارج بیضی واقع می‌شوند.



شکل ۴-۱۱ - تعیین ناهمنوایی در تحلیل منطقه‌ای

فرض می‌شود $U_i = [t^{(i)} t3^{(i)} t4^{(i)}]^T$ ، ماتریسی 3×1 شامل مقادیر t برای هر ایستگاه باشد. آنگاه میانگین حسابی تمامی ایستگاه‌ها به صورت: $\bar{U} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n U_i$ تعریف می‌شود. کوواریانس نمونه‌ای، که ماتریسی 3×3 است، به صورت زیر است:

$$S = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (U_i - \bar{U})(U_i - \bar{U})^T \quad (71-4)$$

اندازه ناهم‌نوایی برای ایستگاه \bar{A} ، که ماتریسی 1×1 است، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D_i = \frac{1}{3} (U_i - \bar{U})^T S^{-1} (U_i - \bar{U}) \quad (72-4)$$

مقادیر بزرگ D_i می‌تواند بیانگر ناهم‌نوایی باشد و نمایش خطاهای داده‌ها را نیز نشان می‌دهد. می‌توان $D_i \geq 3$ را معیاری برای غیر معمول بودن ایستگاه در نظر گرفت. یعنی اگر D_i یک ایستگاه در این نامساوی صدق کند، آن ایستگاه با سایرین ناهم‌نوا است.

4-8-5- اندازه ناهمگنی

در این بخش برآورد درجه ناهمگنی بین گروهی از ایستگاه‌ها و ارزیابی همگن بودن تمامی ناحیه بررسی می‌شود. همه ایستگاه‌های موجود در یک منطقه همگن، جامعه گشتاورهای خطی یکسانی دارند. با این وجود گشتاورهای خطی نمونه‌ای این ایستگاه‌ها می‌تواند متفاوت باشد و اجازه تغییر نمونه‌ها را می‌دهد. بنابراین یک سوال طبیعی این است که: آیا تغییرات بین ایستگاهی در گشتاورهای خطی نمونه که برای گروه ایستگاه‌های مورد نظر محاسبه می‌شوند بزرگ‌تر از حالت یک ناحیه همگن است؟ برای پاسخ به این سوال دو راه حل وجود دارد. در حالت اول از مشاهده نمودار پراکنش نقاط (L_{CS} و L_{CV}) یا (L_{CS} و L_{CK}) استفاده می‌شود. راه دوم شبیه‌سازی است. در شبیه‌سازی از انحراف معیار L_{CV} ‌های هر ایستگاه استفاده می‌شود. زیرا تغییرات بین ایستگاهی L_{CV} ‌ها، به‌جز آنهایی که در انتهای دم‌های توزیع و در $F \geq 0.998$ قرار دارند، در مقایسه با تغییرات L_{CS} و L_{CK} اثر بیش‌تری در برآورد $Q_i(F)$ دارد [33]. برای در نظر گرفتن تغییرات بیش‌تر گشتاورهای خطی در نمونه‌هایی با حجم کم، باید میانگین‌ها را با طول دوره آماری ایستگاه‌ها وزن‌دار کرد. با تکرار شبیه‌سازی یک ناحیه همگن با ایستگاه‌هایی که طول دوره آماری آنها معادل داده‌های مشاهده‌ای است، میانگین و انحراف معیار اندازه پراکنندگی انتخاب و محاسبه می‌شود. آماره زیر پراکنندگی مشاهده‌ای و شبیه‌سازی شده را مقایسه می‌کند:

$$Stat = \frac{Obs_{CV} - Sim_{CV}}{Sd_{Sim}} \quad (73-4)$$

که در آن:

Stat: آماره مقایسه،

Obs_{CV}: تغییرات مشاهده‌ها،

Sim_{CV}: میانگین تغییرات شبیه‌سازی شده، و

Sd_{Sim}: انحراف معیار شبیه‌سازی.

مقدار زیاد این آماره، نشانگر این است که گشتاورهای خطی مشاهده‌ای پراکنده‌تر از حالتی است که توسط فرض همگنی پذیرفته شود. اگر ایستگاه‌ها یک ناحیه همگن را ارائه کنند، گشتاورهای خطی جامعه‌ای ناحیه، تقریباً معادل متوسط گشتاورهای خطی

نمونه‌ای داده‌های مشاهده‌ای است. برای شبیه‌سازی از توزیع‌های واکیبی^{۴۶} یا کاپا^{۴۷} استفاده می‌شود. تابع توزیع احتمال کاپای چهار عاملی با عوامل ζ ، α ، h و k به شرح زیر است:

$$Q(F) = \zeta + \alpha \{1 - [(1 - F^h)/h]^k\} / k \quad (۷۴-۴)$$

روش کار به این شرح است که ابتدا انحراف معیار وزن‌دار L_{CV} نمونه‌ای را در ایستگاه‌های منطقه به دست می‌آوریم:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n n_i (t^{(i)} - \bar{t})^2}{\sum_{i=1}^n n_i} \quad (۷۵-۴)$$

سپس، توزیع کاپا بر متوسط گروه گشتاورهای خطی τ_1 ، $\bar{\tau}$ ، τ_3 و τ_4 که از روی داده‌های بدون بعد به دست آمده‌اند برآزش داده می‌شود. به کمک این توزیع، تعداد زیادی از N_{sim} ناحیه‌ها (غالبا ۵۰۰ عدد) شبیه‌سازی می‌شود. برای هر ناحیه شبیه‌سازی شده، V محاسبه می‌شود. میانگین و انحراف معیار N_{sim} تا از این V ها، به ترتیب μ_V و σ_V می‌باشد. حال اندازه ناهمگنی H به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H = \frac{(V - \mu_V)}{\sigma_V} \quad (۷۶-۴)$$

معیار ناهمگنی مطابق حالات زیر است:

- اگر $H < 1$ باشد، ناحیه همگن فرض می‌شود،
- اگر $1 \leq H \leq 2$ باشد، این امکان وجود دارد که ناحیه همگن باشد، و
- در حالت $H \geq 2$ ، ناحیه ناهمگن است.

۴-۸-۶- نمودار نسبت گشتاور خطی

این نمودار مانند نمودارهای نسبت گشتاوری معمولی است و برای انتخاب توزیع مادر منطقه همگن به کار می‌رود. کافی است τ_3 و τ_4 را محاسبه و روی شکل پیاده کرد. نقاط مختلف روی یکی از منحنی‌های نظری قرار می‌گیرند که همان توزیع مادر است و باید سیلاب‌های همه حوضه‌ها طبق این تابع توزیع احتمال تحلیل فراوانی شوند. برای رسم منحنی‌ها و نواحی مربوط به توابع توزیع احتمال مختلف روی نمودار گشتاوری می‌توان از چند جمله‌ای‌های زیر استفاده کرد.

$$\tau_4 = 1.6 \text{ و } \tau_3 = 0 \quad (۷۷-۴) \text{ رشد}$$

$$\tau_4 = 0.1226 \text{ و } \tau_3 = 0 \quad (۷۸-۴) \text{ نرمال}$$

$$\tau_4 = \tau_3 (1 + 5\tau_3) / (5 + \tau_3) \quad (۷۹-۴) \text{ پارتو تعمیم یافته}$$

$$\tau_4 = \frac{1}{6} (1 + 5\tau_3^2) \quad (۸۰-۴) \text{ رشد تعمیم یافته}$$

$$\tau_4 = 0.10701 + 0.110\tau_3 + 0.84838\tau_3^2 - 0.06669\tau_3^3 + 0.00567\tau_3^4 - 0.0420\tau_3^5 + 0.03763\tau_3^6 \quad (۸۱-۴) \text{ فرین تعمیم یافته}$$

$$\tau_3 = 0.1699 \quad , \quad \tau_4 = 0.1504$$

(۸۲-۴) گامیل نوع ۱

$$\tau_4 = 0.1224 + 0.30115\tau_3^2 + 0.95812\tau_3^4 - 0.57488\tau_3^6 + 0.19383\tau_3^8$$

(۸۳-۴) گامای دو و سه عاملی

$$\tau_4 = -0.07347 + 0.14443\tau_3 + 1.03879\tau_3^2 + 0.03357\tau_3^4$$

(۸۴-۴) واکبی با محدود بودن حد پایین

تذکر: بسته نرم‌افزاری R برای انجام محاسبات آماری تهیه شده است و امروزه در سطح وسیعی مورد استفاده کارشناسان و محققین قرار دارد. که برای مفاهیم تخصصی برنامه‌های آماده خاصی در آن قرار داده شده است. به طور مثال بسته LMOMCO برای محاسبه گشتاورهای خطی و بسته‌ای HOMTEST برای انجام آزمون‌های مربوط به گشتاورهای خطی از آن جمله می‌باشد.

فصل ۵

نتیجه گیری و جمع بندی

۵-۱- کلیات

در فصول پیش، عوامل موثر در برآورد رواناب و سیلاب‌ها، همچنین رگبارهای نقطه‌ای و مساحتی بحث شد. همچنین روش‌های مختلف برآورد سیلاب در شبکه و حوضه‌های منتهی به آن نیز معرفی شدند. بنیان ریاضی و نقاط ضعف و قوت این روش‌ها بررسی شد. در این فصل جمع‌بندی و پیشنهادهای ضروری ارائه می‌شود.

۵-۲- جمع‌بندی

برای برآورد سیلاب‌های شبکه‌های آبیاری و زهکشی و حوضه‌های منتهی به آنها، باید ویژگی‌های هندسی و هیدرولیکی حوضه و آبراهه اصلی به درستی شناخته شوند. برای این منظور تعاریف، روابط، جدول‌ها و پیشنهادهای زیادی توسط محققان مختلف ارائه شده است. این موارد در فصل دوم آورده شده‌اند. اولین گام مشخص کردن حوضه روی نقشه‌ای با مقیاس مناسب و استخراج مشخصه‌های اصلی است. دقت در این مرحله اثر مهمی در برآورد سایر مشخصه‌ها دارد. مقیاس نقشه‌های توپوگرافی معمول در ایران $\frac{1}{25000}$ ، $\frac{1}{50000}$ یا $\frac{1}{250000}$ است. متأسفانه حوضه‌های کوچک منتهی به شبکه‌های آبیاری در این نقشه‌ها دیده نمی‌شوند. در این صورت نیاز به نقشه‌هایی با مقیاس‌های $\frac{1}{10000}$ یا بزرگ‌تر است. اغلب چنین نقشه‌هایی در دسترس نیست. در این حالت برای بررسی آبراهه‌های منتهی به شبکه‌های آبیاری می‌توان از GPS^۱ و پیمایش صحرایی استفاده کرد. محاسبه مشخصات فرعی حوضه گام بعدی است. دقت در محاسبه آنها و رعایت ارقام معنی‌دار مهم است. این قسمت در قلمروی آمار توصیفی است. استفاده از مرجع [۵] در این زمینه سودمند است.

روش‌هایی برای برآورد سیلاب‌ها در فصل چهارم ارائه شده است. دقت در انتخاب و کاربرد آنها بسیار حایز اهمیت است. زیرا حوضه یک سامانه بوده و سیلاب، پاسخ این سامانه به ورودی است. در تمامی روش‌ها محدودیت‌هایی وجود دارد و غالباً سامانه خاصی وجود دارد که با این محدودیت‌ها تناسب داشته باشد. بنابراین کارایی و دقت آن متناسب با این محدودیت‌ها و ویژگی‌های سامانه است. روش‌های استدلالی، مک-م، کوک، سایپرس کریک و SCS در یک گروه گنجانیده شده‌اند. زیرا رفتار این چهار روش مشابه است. برای همه آنها حوضه خطی و پایای زمانی (LTI) فرض می‌شود. علاوه بر این ورودی، موج مستطیلی است. خروجی، بده اوج و یا یک آبنمود کلاسیک است. تفاوت این روش‌ها در تنوع عوامل و روش‌های برآورد آنهاست. بنابراین هرچه در برآورد عوامل دقت بیش‌تری مبذول شود، نتیجه دقیق‌تری به دست می‌آید.

دو روش منطقه‌ای و NGIUH رفتار مشابهی ندارند. روش منطقه‌ای از ویژگی‌های سایر حوضه‌های همگن استفاده می‌کند. دقت در رعایت گام‌های این روش و تسلط به علم آمار بسیار مهم است. نتیجه این روش دقت خوبی دارد. روش NGIUH از اطلاعات خود حوضه استفاده می‌کند. در این روش نیز حوضه خطی فرض می‌شود. دقت در محاسبه عوامل این روش نیز حایز اهمیت است. به طور کلی، چنانچه اطلاعات کافی در اختیار باشد، از دو روش منطقه‌ای و NGIUH نتایج مطمئن‌تری به دست می‌آید. در روش SCS نیز چنانچه عوامل با دقت مناسب انتخاب شوند، نتایج بهتری از روش‌های استدلالی، مک-م، کوک و سایپرس کریک ارائه می‌کند.

۵-۳- پیشنهادها

- ۱- امروزه قابلیت‌های ماهواره‌ای کمک بسیار خوبی در تصمیم‌گیری‌ها و برآورد مشخصات حوضه آبریز به شمار می‌آید. به کمک آن می‌توان اطلاعات سودمندی را از وضعیت حوضه به دست آورد. استفاده از عکس‌های ماهواره‌ای، عکس‌های هوایی، GPS و نرم‌افزار GIS در این زمینه مفید است.
- ۲- بازدیدهای صحرائی و گردآوری اطلاعات محلی یکی از اقدامات اصلی در مطالعات هیدرولوژی است. افراد خبره محلی می‌توانند اطلاعات مفیدی را از رفتار آب و هواشناسی منطقه و حوضه مورد مطالعه در اختیار بگذارند. البته پالایش و مقایسه این اطلاعات با قوانین علمی و اطلاعات اندازه‌گیری شده توسط موسسات مرتبط (وزارت نیرو، سازمان هواشناسی) ضروری است. تجربیات هیدرولوژیست در این زمینه بسیار مهم است.
- ۳- در طراحی شبکه آبیاری، اغلب از نقشه‌هایی با مقیاس $\frac{1}{10000}$ و $\frac{1}{20000}$ و $\frac{1}{50000}$ استفاده می‌شود؛ در حالی که مقیاس نقشه‌های توپوگرافی رایج $\frac{1}{50000}$ است (اخیراً نقشه‌هایی با مقیاس $\frac{1}{25000}$ نیز تنها برای برخی از نقاط ایران تهیه شده است). استفاده از این نقشه‌ها برای حوضه‌های کوچک چندان کارساز نیست. در این حالت باید به کمک GPS و پیمایش محدوده حوضه، شبکه آبراهه‌ای و مشخصات ارتفاعی آن را به دست آورد.
- ۴- اطلاعات محلی از قبیل داغ‌آب سیلاب‌ها، تعداد تقریبی سیلاب در طول سال، ماه وقوع سیلاب، رسوب و کیفیت آب آنها، میزان تقریبی فرسایش، مدت دوام سیلاب، مشخصات رگبار مولد سیل مانند: مدت بارش، فاصله زمانی بین شروع بارش و وقوع سیلاب و غیره در تصمیم‌گیری‌ها بسیار سودمند و اساسی است. این اطلاعات باید برای آبراهه‌های داخل شبکه و محدوده شبکه جمع‌آوری شود. دقت در این کار مهم است و در صورت بی‌دقتی، ممکن است ارقام غیر واقعی به دست آید.
- ۵- در بازدیدهای صحرائی باید مشخصات هیدرولیکی آبراهه‌های داخل شبکه و آبراهه‌های منتهی به محدوده شبکه مشخص شوند. افزون بر این مشخصات پوشش گیاهی، جنس و مواد موجود در بستر و دیواره‌های این آبراهه‌ها و بررسی وضعیت مقاطع آبراهه‌ها ضروری است. شاخص‌های فرسایشی آبراهه‌ها و موارد مربوط به حمل رسوب و رسوب‌گذاری، آب‌شستگی، مشخصات چم‌های موجود در آبراهه‌ها نیز دارای اهمیت است.
- ۶- روش‌های برآورد سیلاب پیشنهادی در این راهنما و یا سایر روش‌ها، محدودیت‌هایی دارند. رعایت این محدودیت‌ها بسیار مهم است و می‌تواند برآوردهای اضافی و یا نقصانی شدید از سیلاب را سبب شوند. یکی از معیارهای خوب به منظور تشخیص برتری روش، محدودیت‌های آن و هم‌خوانی این محدودیت‌ها با رفتار حوضه است. باید یادآوری شود که اطلاعات محلی نیز در این زمینه بسیار کارساز است.
- ۷- باید رفتار توام بارش و آبیاری را در برآورد سیلاب در داخل شبکه در نظر گرفت و این مشخصه را در روش برآورد سیلاب منظور کرد. دقت شود که در این حالت امکان دارد خاک اشباع باشد و در نتیجه کل بارش صرف رواناب سطحی شود. این عامل در برآورد ضریب رواناب در روش استدلالی و شرایط رطوبتی روش SCS مهم است. زیرا در این حالت نماینده تلفات (S) کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر موجب افزایش باران خالص یا رواناب شود.

- ۸- در روش منطقه‌ای باید از اطلاعات سایر حوضه‌های همگن منطقه استفاده کرد. دقت در برآورد مشخصات سیلاب‌های این حوضه‌ها، به ویژه تحلیل فراوانی آنها، بسیار مهم و تعیین‌کننده است. توجه به جزئیات در این کار پیشنهاد می‌شود. توجه شود که اول، اساس کار بر دقت و درستی تحلیل فراوانی سیلاب‌های حوضه‌های منطقه استوار است. دوم، سیلاب‌های حوضه‌ها اغلب با دقت‌های متفاوت تحلیل شده‌اند. پیشنهاد می‌شود که بررسی دقیقی در این خصوص انجام گیرد و در صورت نیاز، همه آنها مجدداً تحلیل فراوانی شوند. زیرا علاوه بر گسترش دوره آماری این حوضه‌ها، نتایج به دست آمده نیز متمرکز می‌شوند. سوم اغلب این حوضه‌ها دارای آمار مفقودند. ترمیم این آمار اثر مهمی در تحلیل فراوانی می‌گذارد.
- ۹- مشورت، هماهنگی و بحث سازنده با طراح شبکه آبیاری بسیار سودمند و ضروری است. این کار سبب افزایش دقت برآوردها و صرفه‌جویی در زمان و هزینه می‌شود.
- ۱۰- بازدیدهای صحرائی در ابتدای کار، جمع‌آوری اطلاعات لازم و همچنین بازدید دوباره پس از محاسبات اولیه دفتری بسیار سودمند است. زیرا مقایسه محاسبات دفتری با واقعیت‌های حوضه و منطقه در بهبود و پیشرفت کار و پروژه مفید است. معمولاً سه بازدید کفایت می‌کند. اول در شروع کار، دوم پس از محاسبات اولیه دفتری و سوم پس از اتمام مطالعه و مقایسه نتایج پایانی با شرایط محلی.

پیوست ۱

مثال‌های کاربردی

پ.۱-۱- مثال کاربردی مشخصات هندسی

حوضه آبریز حلوایی به وسعت ۱۴ کیلومتر مربع و محیط ۱۸ کیلومتر در حاشیه شمال شرقی دشت کویر قرار دارد [۴]. نمودارهای ۱-۱ و ۲-۱، توزیع مساحت و شبکه آبراهه‌ای آن را نشان می‌دهد. مساحت‌های جزئی (توزیع مساحت) در ستون‌های دوم و سوم جدول (۱-۱) و آبراهه جزئی در ستون‌های دوم و سوم جدول (۲-۱) آمده است. ارتفاع سرچشمه ۱۴۰۰ متر و طول مجموع کل زهکش‌ها ۱۶/۵ کیلومتر است. جدول توزیع فراوانی مساحت و آبراهه اصلی را تکمیل کنید. کلیه شاخص‌های مربوط به مساحت و آبراهه اصلی را حساب کنید.

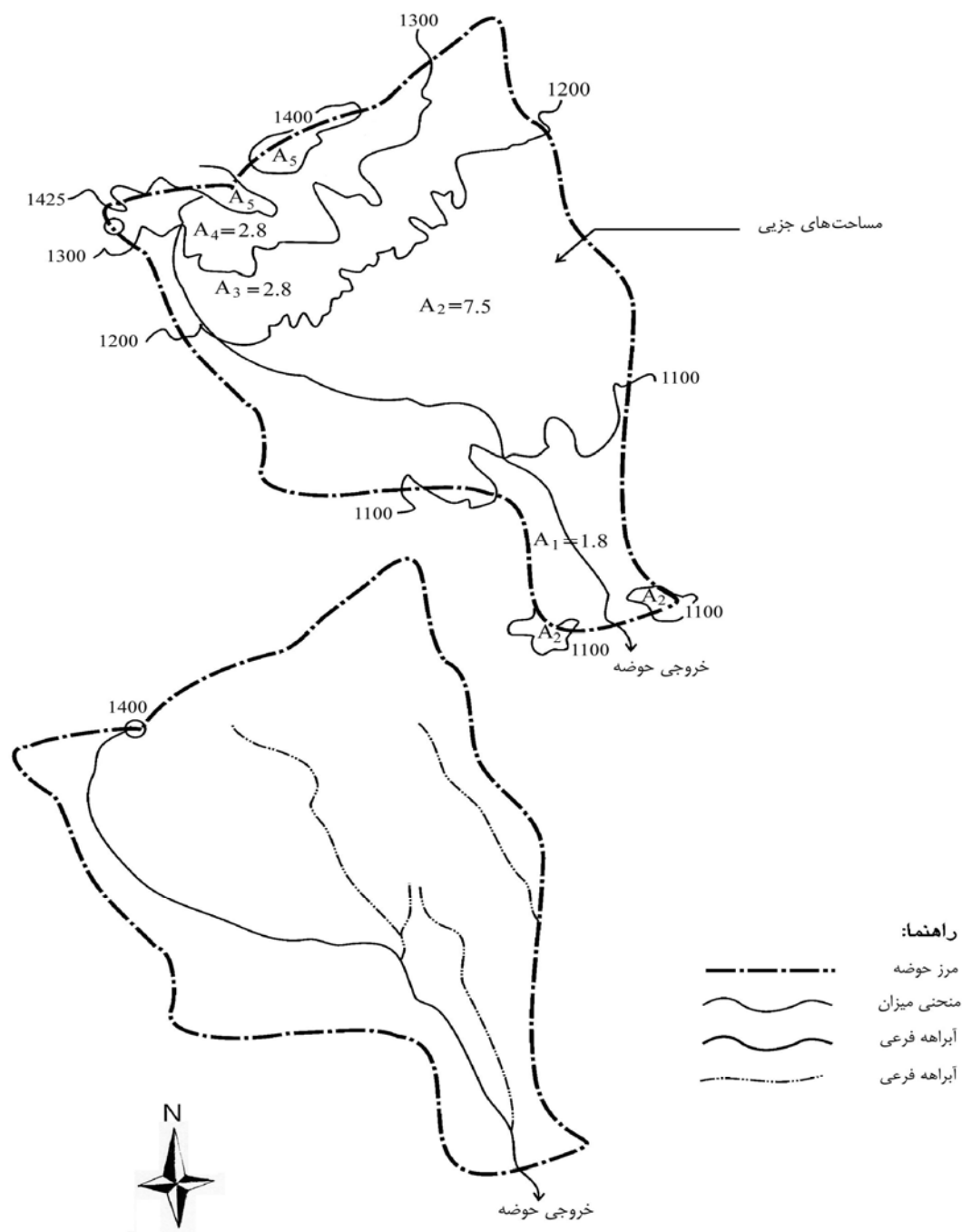
حل:

الف- تکمیل جدول توزیع فراوانی مساحت به شرح جدول (پ.۱-۱) است.

جدول پ.۱-۱- توزیع مساحت حوضه حلوایی

انواع فراوانی تجمعی مساحت حوضه (km ²)			انواع فراوانی مساحتی حوضه (km ²)			حدود ارتفاعات (m)	ردیف
درصد %aci	نسبی aci	جزیی Aci	درصد %ai	نسبی ai	جزیی Ai		
۱۲/۹	۰/۱۲۹	۱/۸	۱۲/۹	۰/۱۲۹	۱/۸	۱۰۴۰-۱۱۰۰	۱
۶۶/۴	۰/۶۶۴	۹/۳	۵۳/۶	۰/۵۳۶	۷/۵	۱۱۰۰-۱۲۰۰	۲
۸۶/۴	۰/۸۶۴	۱۲/۱	۲۰/۰	۰/۲۰۰	۲/۸	۱۲۰۰-۱۳۰۰	۳
۹۷/۱	۰/۹۷۱	۱۳/۶	۱۰/۷	۰/۱۰۷	۱/۵	۱۳۰۰-۱۴۰۰	۴
۱۰۰	۱/۰۰۰	A = ۱۴	۱۲/	۰/۰۲۹	۰/۴	۱۴۰۰-۱۴۲۵	۵
			A = ۱۴	$\sum a_i = ۱$	$\Sigma = ۱۰۰$	$\Delta H = ۱۰۰$	

تذکر: کوتاه‌ترین نقطه حوضه، یعنی ارتفاع خروجی ($H_{min}=۱۰۴۰$)، همان کران پایین طبقه اول (ستون دوم، حدود ارتفاعات) است. بلندترین نقطه حوضه ($H_{max}=۱۴۲۵$) در این مثال کران بالای آخرین طبقه است. برای درک کامل این جدول به مرجع [۵] مراجعه شود.



شکل پ. ۱-۱- نقشه آبراهه‌ای

ب- جدول توزیع فراوانی آبراهه اصلی به شرح جدول (پ.۱-۲) است.

جدول پ.۱-۲- توزیع آبراهه‌ای حوضه حلوایی

شیب جزئی %	انواع فراوانی تجمعی آبراهه اصلی			انواع فراوانی آبراهه اصلی			حدود ارتفاعات (متر)	ردیف
	درصد %lci	نسبی lci	تجمعی LCi	درصد %li	نسبی li	جزئی Li		
۳/۰	۳۰/۸	۰/۳۰۸	۲/۰	۳۰/۸	۰/۳۰۸	۲/۰	۱۰۴۰-۱۱۰۰	۱
۳/۲	۷۸/۵	۰/۷۸۵	۵/۱	۴۷/۷	۰/۴۷۷	۳/۱	۱۱۰۰-۱۲۰۰	۲
۱۰/۰	۹۳/۸	۰/۹۳۸	۶/۱	۱۵/۴	۰/۱۵۴	۱/۰	۱۲۰۰-۱۳۰۰	۳
۲۵/۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۶/۵	۶/۲	۰/۰۶۲	۰/۴	۱۳۰۰-۱۴۰۰	۴
Iw = ۵/۵	-	-	-	ΔH = ۱۰۰	∑ ≅ ۱	LR = ۶/۵	ΔH = ۱۰۰	

ج - منحنی تجمعی مساحت (هیپسومتریک)، نیمرخ طولی رود اصلی و مستطیل معادل حوضه حلوایی مطابق شکل‌های (پ.۱-۳) تا (پ.۱-۵) است.

د- مستطیل معادل حوضه حلوایی:

$$\begin{cases} A = 14 \text{ km}^2 \\ p = 18 \text{ km} \end{cases} \Rightarrow z_1, z_2 = \frac{18 \pm \sqrt{18^2 - 16 \times 14}}{4} \Rightarrow z_1 = 7, \quad z_2 = 2$$

ه - ارتفاع متوسط حوضه حلوایی:

$$H_m = \frac{1}{14} \left(\frac{1040+1200}{2} \times 1.8 + \frac{1100+1200}{2} \times 7.5 + \dots \right) = 1188.6$$

و- میانه ارتفاعات و ارتفاعاتی را که ۹۰٪ از حوضه زیر آن قرار دارد:

- میانه: در این حالت P = 50 است داریم:

$$(P)A = (0.50)14 = 7$$

- با مراجعه به جدول (پ.۱-۱) و ستون مساحت تجمعی (ستون ششم) دیده می‌شود که فراوانی تجمعی طبقه دوم بلافاصله

بیش‌تر از (P)A = 7 است. پس طبقه دوم میانه‌دار (صدک‌دار) است. داریم:

$$H_i = 1100, \quad A_i = 7.5, \quad A_{c,i} = 1.8, \quad \Delta h = 100$$

$$H_{50} = 1100 + \frac{7-1.8}{7.5} \times 100 = 1169.3 \text{ متر}$$

- صدک نودم: P = 90 طبقه چهارم صدک‌دار است.

$$(P)A = 0.9 \times 14 = 12.6$$

ز- محاسبه شیب خام حوضه حلوایی به کمک دو روش، رابطه و شیب وزنی مستطیل معادل:

- شیب خام

$$\%I = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{10z_1} = \frac{1425 - 140}{10 \times 7} = 5.5\%$$

- مستطیل معادل: ابتدا طول‌های مستطیل‌های جزئی حساب می‌شود.

$$w_1 = \frac{A_1}{Z_2} = \frac{1.8}{2} = 0.9 \Rightarrow I_1 = \frac{\Delta H}{10w_1} = \frac{1100-1040}{10 \times 0.9} = 6.67\%$$

$$w_2 = \frac{A_2}{Z_2} = \frac{7.5}{2} = 3.75 \Rightarrow I_2 = \frac{\Delta H}{10w_2} = \frac{1200-1100}{10 \times 3.75} = 2.67\%$$

$$w_5 = \frac{A_5}{Z_2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 \Rightarrow I_5 = \frac{\Delta H}{10w_5} = \frac{1425-1400}{10 \times 0.2} = 12.5\%$$

$$\%I = \frac{1}{A} \sum A_i \cdot I_i = \dots = 5.5\%$$

ح- شاخص شیب حوضه:

$$\%I_P = \frac{3.162}{7\sqrt{2}} \sum (\sqrt{1.8 \times 60} + \sqrt{7.5 \times 100} + \sqrt{2.8 \times 100} + \sqrt{1.5 \times 100} + \sqrt{0.4 \times 25}) = 22.3\%$$

ط- شیب خام آبراهه اصلی:

$$\%I_r = \frac{1400-1040}{10 \times 6.5} = 5.3\%$$

ی- شیب تعادل هیدرولیکی حوضه:

$$H_B = \left\{ \frac{1}{6.5} [(1040+1100) \times 2 + (1100+1200) \times 3 + \dots] \right\} - 1040 = 1266.2$$

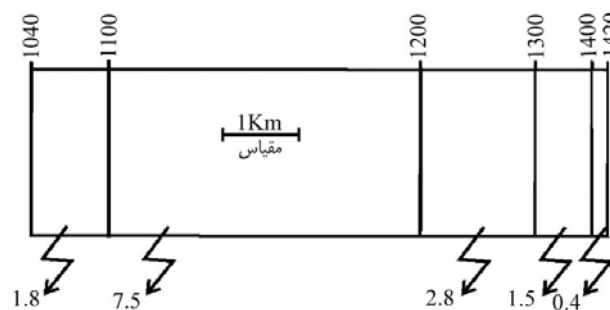
$$\%I_h = \frac{1266.2-1040}{10 \times 6.5} = 3.5\%$$

ک- ضریب گراولوس:

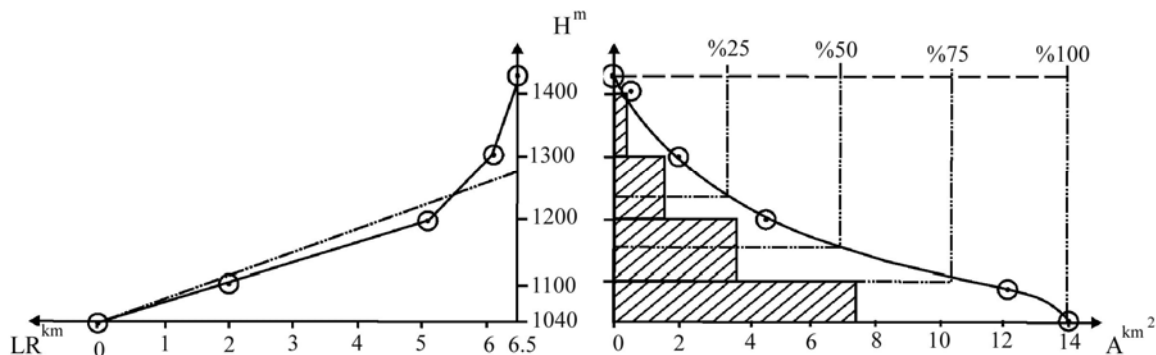
$$C_g = \frac{0.28 \times 18}{\sqrt{14}} = 1.35$$

ل- ضریب شکل: به کمک خط‌کش، فاصله خروجی تا دورترین نقطه حوضه را اندازه‌گیری می‌کنیم. $L=6/1$ کیلومتر به دست می‌آید. داریم:

$$R_f = \frac{14}{(6.1)^2} = 0.376$$



شکل پ. ۱-۲- مستطیل معادل حوضه حلوایی



شکل پ. ۱-۴- نیمرخ طولی رودخانه اصلی

شکل پ. ۱-۳- منحنی هیسومتری یک حوضه حلوایی

پ. ۱-۲- مثال کاربردی عامل کاهش مساحت در رگبارها

الف- برای مطالعه اولیه یک پروژه کوچک نیاز به تصحیح بارش نقطه‌ای و تبدیل آن به بارش مساحتی است. مدت بارش ۳ ساعت، ارتفاع بارش در مرکز ثقل حوضه ۴۵ میلی متر و مساحت حوضه ۱۲۵ کیلومتر مربع معادل ۴۸/۲۶ مایل مربع است. بارش حوضه را بیابید.

- به کمک شکل (۱-۳). مساحت حوضه را بر حسب مایل مربع (۴۸/۲۶) در نظر می‌گیریم. به شکل (۱-۳) مراجعه و روی محور طول‌ها عدد ۴۸/۲۶ را پیدا نموده و محل تقاطع خط عمود بر این محور و منحنی ۳ ساعته را پیدا می‌کنیم. عدد متناظر این نقطه در روی محور عرض‌ها حدود ۰/۹۱ می‌شود. در نتیجه $ARF=0.91$ می‌شود. با ضرب ۰/۹۱ در ۴۵ میلی متر، بارش مساحتی حوضه ۴۱ میلی متر می‌شود.

- به کمک رابطه (۱-۳). مساحت بر حسب مایل مربع (۴۸/۲۶) و $t_r = 3$ ساعت را در رابطه (۱-۳) قرار می‌دهیم. $ARF=0.91$ به دست می‌آید که همان نتیجه روش اول است.

ب- فرض کنید منطقه مورد مطالعه مستطیل شکل با نسبت ابعاد $p = 2$ ، قطر $R_{max} = 265$ (بیش‌ترین فاصله بین دو نقطه ناحیه) کیلومتر است. با توجه به رابطه (۳-۹) داریم: $\bar{r}_i = 0.5691$. می‌دانیم قطر مستطیلی به مساحت واحد و با نسبت ابعاد $p=2$ برابر $1/58$ است. در نتیجه $\bar{r} = (265 \div 1.58)(0.5691)$ کیلومتر به دست می‌آید. فرض کنید برای این حوضه همبستگی‌نگار را به دست آورده‌ایم که در آن با $\bar{r} = 100$ ، ضریب همبستگی ۰/۲۱ می‌شود. بنابراین $g_p(1000) = 0.21$ می‌شود. با جاگذاری در تابع $g_p(1000) = \exp(-1000 \cdot \lambda) = 0.21$ و حل آن، $\lambda = 6.41$ کیلومتر به دست می‌آید. پس از محاسبه λ می‌توان A/λ^2 را محاسبه کرد (A مساحت حوضه بر حسب کیلومتر مربع). سپس مقدار k^2 را با مراجعه به شکل (۱-۳)، به دست آورد. رابطه بین

A/λ^2 و k^2 در شکل (۳-۳) برای نواحی مستطیلی نشان داده شده [۱۸]. دقت شود که در این شکل $h = \frac{1}{\lambda}$ فرض می‌شود.

پ.۱-۳- مثال کاربردی محاسبه زمان تمرکز

مثال: مساحت حوضه ای ۱۰۰ هکتار است. طول آبراهه اصلی ۲۰۰۰ متر، متوسط ضریب زبری ۰/۱۰، شیب متوسط آبراهه اصلی ۰/۰۱، شدت باران موثر (برای دوره بازگشت خاص) ۲۵ میلی‌متر بر ساعت است. مقطع نوعی آبراهه مثلثی با نسبت عمق به پهنا ۱۰ است. زمان تمرکز را حساب کنید.

حل: با توجه به نمودار، داریم: $C = 0.22$ و با جاگذاری در رابطه، داریم:

$$k = \frac{L}{A^{0.6}} \Rightarrow t_c = \dots = 56 \quad \text{دقیقه}$$

پ.۱-۴- مثال کاربردی روش استدلالی

تذکر: کانال‌های انتقال سیلاب برای زهکش سیلاب‌ها در شبکه‌های آبیاری طراحی می‌شود. اگر شیب، طول، ضریب زبری و بده طراحی داده شود، مقطع کانال را می‌توان به سادگی طراحی کرد. زمان پیمایش (زمان تمرکز در طول کانال) در صورت موجود بودن مقطع کانال، بده طراحی و طول کانال به آسانی مطابق روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$Q_p = AV \Rightarrow V = \frac{QP}{A} \quad \text{سرعت متوسط جریان در کانال}$$

$$V = \frac{d}{t} \Rightarrow t = \frac{d}{V} \quad \text{زمان پیمایش (زمان تمرکز) در کانال}$$

مثال: یک شبکه آبیاری مطابق شکل زیر به چهار زیرحوضه N_1 تا N_4 تقسیم شده است، حوضه‌های W_1 تا W_4 حوضه‌های طبیعی جانبی است که سیلاب آنها از میان شبکه می‌گذرد. فرض کنید پس از محاسبه سیلاب در هر مقطع، آن را طراحی کرده‌ایم و سطح (خیس شده) مقطع معلوم است. بده طراحی در مقاطع E_1E_1' تا E_4E_4' را به دست آورید. معادله شدت-مدت-فراوانی برای دوره بازگشت ۲۵ ساله از رابطه $I = \frac{1020t^{0.18}}{t+27}$ به دست می‌آید. I برحسب میلی‌متر بر ساعت و t برحسب دقیقه است. مشخصات حوضه‌ها در جدول زیر آمده است.

حل:

الف: برآورد سیلاب طرح در مقطع E_1E_2 : کافی است سیلاب‌های دو حوضه W_1 و W_2 را محاسبه و با هم جمع کنیم. در این حالت t_c حوضه بزرگ‌تر در نظر گرفته می‌شود.

$$t_r = t_{c_2} = 16' \Rightarrow I = 39.1 \text{ mm/h}$$

$$Q_{P_{E_1E_2}} \Rightarrow 0.278 \times 39.1 [0.5 \times 0.45 + 0.7 \times 0.31] = 4.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

محاسبه زمان پیمایش E_1E_2 :

$$t_r = t_{c_3} = 27 \Rightarrow I = 34.1 \text{ mm/h}$$

$$Q_{P_{E_2E_2}} = 0.278 \times 34.1 \times 0.36 \times 2.1 = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

ردیف	نام حوضه	مساحت km^2	ضریب جریان	زمان تمرکز (دقیقه) (t_c)
۱	W_1	۰/۵	۰/۴۵	۱۲
۲	W_2	۰/۷	۰/۳۱	۱۶
۳	W_3	۲/۱	۰/۳۶	۲۷
۴	N_1	۰/۶	۰/۵۵	۱۲
۵	N_2	۰/۹	۰/۴۸	۱۵
۶	N_3	۰/۴	۰/۵۹	۹
۷	N	۰/۳	۰/۴۱	۷

محاسبه زمان پیمایش در E_2E_3 :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{7.2}{5} = 1.44 \Rightarrow t = \frac{d}{V} = \frac{200}{1.44} = 139'' = 2.3 \text{ دقیقه}$$

تذکر: در این مساله به علت بزرگ بودن مجموع کل حوضه‌ها، رگبار می‌تواند حوضه‌های (W_1, W_2) را به‌طور مستقل تحت تاثیر قرار دهد.

ب: برآورد سیلاب در مقطع E_2E_3 باید زمان تمرکز به اضافه زمان پیمایش در دو مسیر E_1E_2 و E_1E_3 را حساب کنیم هر کدام بزرگ‌تر باشد انتخاب می‌شود.

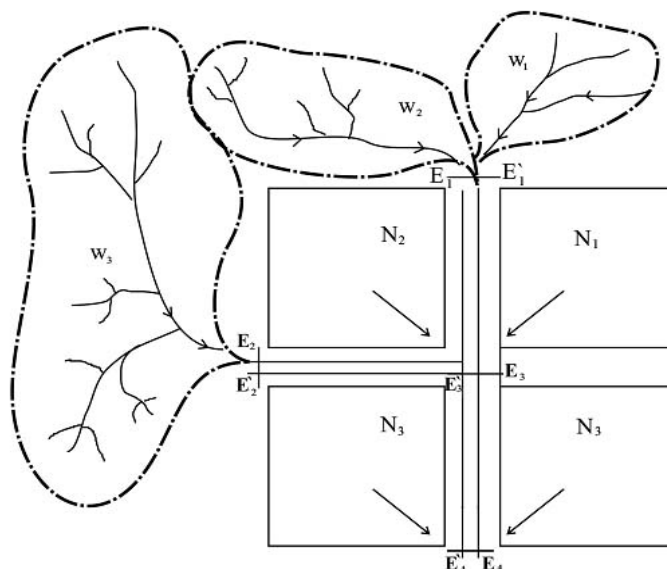
$$1) t_c = 16' + 4 \cdot 17' = 20 \cdot 17 \text{ دقیقه} \quad \text{زمان تمرکز و زمان پیمایش در مسیر}$$

$$2) t_c = 27' + 2 \cdot 3' = 29 \cdot 3$$

$$t_c = 29 \cdot 3' \Rightarrow I = 33 \cdot 3 \text{ mm/s} : E_2E_3 \quad \text{زمان تمرکز و زمان پیمایش در مسیر}$$

$$Q_{P_{E_3E_3}} = Q_{P_{W_3}} + Q_{P_{W_1}} + Q_{P_{W_2}} + Q_{P_{N_1}} + Q_{P_{N_2}}$$

$$= 0.278 \times 33 \cdot 3 [0.5 \times 0.45 + \dots + 0.9 \times 0.48] = 18.1 \text{ m}^3/\text{s}$$



E_1E_3 : طول 400m، سطح مقطع $3m^2$

E_2E_3 : طول 300m، سطح مقطع $5m^2$

E_3E_4 : طول 200m، سطح مقطع $10m^2$

زمان پیمایش در مقطع E_3E_4 :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{18 \cdot 1}{10} = 1.81 \text{ m/s}$$

$$t = \frac{d}{V} = \frac{200}{1.81} = 110.5'' \Rightarrow 1.8'$$

ج- برآورد سیلاب در مقطع E_3E_4 : زمان پیمایش و تمرکز در مسیرهای $E_1E_2E_3$ به $E_2E_3E_4$ می‌آوریم. هر کدام بزرگ‌تر باشد انتخاب می‌شود.

$$1) t_c = 27 + 2 \cdot 3 + 1.8 = 31.1$$

$$2) t_c = 16 + 4 \cdot 8 + 1.8 = 22.6 \quad t_c = 31.1 \Rightarrow I = 32.6 \text{ mm/h}$$

پ.۱-۵- مثال کاربردی روش مک - مٹ

مساحت حوضه‌ای $1/4$ کیلومتر مربع، $H_{\min} = 1020$ ، $H_{\max} = 1150$ متر (روی محیط حوضه)، $L_R = 1.2 \text{ km}$ ، پوشش گیاهی متوسط تا تنک، خاک سنگین تا سنگی و صخره‌ای، پرشیب، زمان تمرکز $0/4$ ساعت و شدت بارندگی در این مدت برابر 35 میلی‌متر بر ساعت است. سیلاب حاصل را به روش مک - مٹ حساب کنید.

$$C_1 = 0.22, C_2 = 0.30, C_3 = 0.15 \Rightarrow C = C_1 + C_2 + C_3 = 0.67$$

$$S = \frac{1150 - 1020}{1.2} = 108.3$$

$$Q_P = 0.091 \text{ CIS}^{0.2} A^{0.8} = 0.091 \times 0.67 \times 35 \times (108.3)^{0.2} \times (1.4)^{0.8} = 7.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

پ.۱-۶- مثال کاربردی روش سایپرس کریک

بارانی به ارتفاع 48 میلی‌متر با دوره بازگشت 50 سال در حوضه‌ای به وسعت 400 هکتار با $CN=85$ باریده است. Q_P را به کمک روش سایپرس کریک حساب کنید.

$$S = \left[\frac{1000}{85} - 10 \right] \times 25.4 = 44.8$$

$$P_n = \frac{(48 - 0.2 \times 44.8)^2}{48 + 0.8 \times 44.8} = 18.2 \text{ mm}$$

$$C = 16.39 + 0.8071(18.2) = 32.24$$

$$Q_P = 0.000282 \times 23.24 \times 18.2(400)^{0.833} = 1.34 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

پ.۱-۷- مثال کاربردی روش کوک

مساحت یک زمین کشاورزی ۱۰۰ هکتار و عامل‌های کوک به ترتیب $R=15$ ، $C=20$ ، $C=5$ ، $S=15$ است. باران سالانه ۲۵۴ میلی‌متر است. شدت اوج سیلاب‌های ۱۰ و ۵۰ ساله را حساب کنید.

الف- محاسبه Q_{50}

$$W = R + I + C + S = 15 + 20 + 5 + 15 = 55$$

مساحت حوضه برحسب ایگر

$$A = 100(2.47097) = 247.1$$

به نمودار مراجعه و $Q = 600$ فوت مکعب بر ثانیه به دست می‌آید.

$$Q_{50} = 600 \times 0.0283 \cong 17 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

سیلاب اوج ۵۰ ساله

ب- محاسبه Q_{10}

ابتدا باران سالانه را برحسب اینچ تبدیل می‌کنیم.

$$I = 254 \div 25.4 = 10$$

$$I + C = 5 + 10 = 15$$

به جدول مراجعه و $K = 0.16$ به دست می‌آید.

$$Q_{10} = Q_{50} = 0.16 \times 17 = 2.72 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

پ.۱-۸- مثال کاربردی محاسبه رواناب به روش SCS

رگباری به مدت ۴ ساعت و به شدت ۱۰ میلی‌متر بر ساعت در حوضه حلوایی (مساحت ۱۴ کیلومتر مربع) باریده است. CN‌های جزئی حوضه به شرح جدول زیر است. باران خالص و رواناب حوضه را به کمک هر دو روش (CN کل و جزئی) حساب کنید. حوضه در فصل خواب و مجموع باران پنج روز قبل ۱۲ میلی‌متر است.

درصد مساحت				
(a_i)				
۱۶	۴۱	۲/۵	۷/۵	۳۲
CN_i				
۸۶	۸۲	۷۷	۵۴	۵۰

حل: ابتدا ارتفاع کل باران را به دست می‌آوریم. میلی‌متر $P = 4 \times 10 = 40$. با مراجعه به جدول رطوبت قبلی خاک و مفروضات مثال، حالت II تشخیص داده می‌شود و نیاز به تبدیل نیست. پس CN‌های محاسبه شده از روی نقشه به طور مستقیم استفاده می‌شوند.

روش اول: CN کل یا متوسط

$$\bar{CN} = \frac{1}{A} \sum A_i CN_i = \sum a_i CN_i$$

$$\bar{CN} = 0.16 \times 86 + 0.41 \times 82 + 0.025 \times 77 + 0.075 \times 54 + 0.32 \times 50 \cong 69.4$$

$$S = \left(\frac{1000}{\bar{CN}} - 10 \right) \times 25.4 = 112$$

$$P_n = Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} = 2.4$$

$$V = 2.4 \times 10^{-3} \times 14 \times 10^6 = 33467 \text{ m}^3$$

روش دوم: CN های جزئی

$$S_1 = \left(\frac{1000}{86} - 10 \right) \times 25.4 = 41.3 \Rightarrow V_1 = 30860 \text{ m}^3$$

$$S_2 = \left(\frac{1000}{82} - 10 \right) \times 25.4 = 55.8 \Rightarrow V_2 = 56464 \text{ m}^3$$

$$S_3 = \left(\frac{1000}{77} - 10 \right) \times 25.4 = 75/9 \Rightarrow V_3 = 2142 \text{ m}^3$$

$$S_4 = \left(\frac{1000}{54} - 10 \right) \times 25.4 = 216.4 \Rightarrow P \leq 0.2S \Rightarrow V_4 = 0$$

$$S_5 = \left(\frac{1000}{50} - 10 \right) \times 25.4 = 254 \Rightarrow P \leq 0.2S \Rightarrow V_5 = 0$$

$$V = \sum V_i = 89466 \text{ m}^3$$

نتیجه: تفاوت دو روش باتوجه به جواب‌های به‌دست آمده کاملاً روشن است. زیرا حوضه حلوایی در منطقه خشک واقع است.

پ.۱-۹- مثال کاربردی محاسبه آبنمود سیلاب به روش آبنمود بی بعد SCS

بارش یکنواختی به مدت ۳ ساعت و به شدت ۱۵ میلی‌متر بر ساعت بر تمام حوضه حلوایی (مساحت ۱۴ کیلومتر مربع) باریده است. زمان تمرکز حوضه ۲ ساعت، مدت بارش خالص یک ساعت و $CN = 69.4$ است، سیلاب حاصل را به روش CN کل و آبنمود واحد بی بعد SCS، حساب کنید.

حل: محاسبه باران خالص

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25.4 = 112$$

$$P_n = \frac{(45 - 0.2S)^2}{45 + 0.8S} = 3.8 \text{ mm} \cong 0.38 \text{ cm}$$

بده اوج واحد یک ساعته حوضه

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c = \frac{1}{2} + 0.6 \times 2 = 1.7 \text{ h}$$

بده اوج سیلاب حاصل

$$q_p = \frac{2 \cdot 08A}{t_p} = \frac{2 \cdot 08 \times 14}{1.7} = 17.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = q_p \cdot P_n = 17.1 \times 0.38 = 6.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

باید اعداد داخل جدول (پ.۱-۳) را برای محاسبه مختصات سیلاب حاصل به ترتیب در $t_p = 1.7$ و $Q_p = 6.5$ ضرب کنیم تا

مختصات سیلاب مورد نظر به دست آید.

جدول پ.۱-۳- مختصات آبنمود واحد بی بعد SCS

نسبت زمانی (t/T_p)	نسبت بده (q/q_p)	نسبت تجمعی نسبت‌ها (Q_a/Q)
0	.000	.000
.1	.030	.001
.2	.100	.006
.3	.190	.017
.4	.310	.035
.5	.470	.065
.6	.660	.107
.7	.820	.163
.8	.930	.228
.9	.990	.300
1.0	1.000	.375
1.1	.990	.450
1.2	.930	.522
1.3	.860	.589
1.4	.780	.650
1.5	.680	.705
1.6	.560	.751
1.7	.460	.790
1.8	.390	.822
1.9	.330	.849
2.0	.280	.871
2.2	.207	.908
2.4	.147	.934
2.6	.107	.953
2.8	.077	.967
3.0	.055	.977
3.2	.040	.984
3.4	.029	.989
3.6	.021	.993
3.8	.015	.995
4.0	.011	.997
4.5	.005	.999
5.0	.000	1.000

پ.۱-۱۰- مثال کاربردی محاسبه آبنمود سیلاب به روش خانواده منحنی

مثال اول: آبنمود سیلاب حوضه‌ای به مساحت ۴/۸ کیلومتر مربع را با شرایط زیر بیابید. زمان تمرکز $t_c = 1.25$ ساعت، شماره منحنی $CN = 82$ ، ارتفاع بارش شش ساعته ۲۳/۹ سانتی متر است.

حل:

۱- چون $t_c < 6$ پس تصحیح، زمان تمرکز لازم نیست، و $D = 6$ ساعت فرض می‌شود.

۲- چون مساحت کمتر از ۲۵/۹ کیلومتر مربع است، پس تصحیح مساحت لازم نیست.

۳- محاسبه رواناب

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25.4 = \dots = 55.8 \text{ mm}$$

$$P_n = Q = \frac{(P - 0.2)^2}{P + 0.8S} = \dots = 183 \text{ mm} = 18.3 \text{ cm}$$

۴- خانواده منحنی: با مراجعه به شکل (پ.۲-۱) و دو مقدار $CN = 82$ و $P = 23.9 \text{ cm} = 9.4 \text{ in}$ ، خانواده شماره ۲ به دست می‌آید.

۵- مدت بارش خالص: با توجه به شکل (پ.۲-۲) و $CN = 82$ و $P = 23.9$ ، داریم: $T_0 = 5.37$ ساعت.

$$t_p = 0.7t_c = 0.7 \times 1.25 = 0.88 \quad \text{۶-}$$

$$\frac{T_0}{t_p} = \frac{5.37}{0.88} = 6.10 \quad \text{۷-}$$

۸- باید $T_0/t_p = 6.48$ را اصلاح کرد. به جدول (پ.۲-۴) مراجعه و نزدیک‌ترین داخل T_0/t_p جدول به عدد ۶/۴۸

به کمک خانواده منحنی به دست می‌آید. که عدد ۶ است. این عدد اصلاح شده T_0/t_p است. در نتیجه $\text{Rev} \left(\frac{T_0}{t_p} \right) = 6$

می‌شود.

$$(t_p)_{\text{Rev}} = \frac{5.37}{6} = 0.895 \text{ h} \quad \text{۹-}$$

۱۰- بده اوج سیلاب واحد

$$q_p = \frac{5.356A}{(t_p)_{\text{Rev}}} = \frac{5.356 \times 4.76}{0.895} = 28.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

۱۱- بده اوج سیلاب

$$Q_P = \left(\frac{Q}{2.54} \right) q_p = \frac{18.3}{2.54} \times 28.5 = 205.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

۱۲- خانواده منحنی مناسب شماره ۲ است. چون $Re v \left(\frac{T_0}{t_p} \right) = 6$ است، پس به جدول شماره (پ.۲-۷) مراجعه و منحنی

بی‌بعد $\frac{T_0}{t_p} = 6$ انتخاب می‌شود. سپس دو ستون $\frac{T_0}{t_p}$ و Q/Q_p به ترتیب در ۰/۸۹۵ و ۲۰۵/۳ ضرب می‌شود. حاصل

آینمود سیلاب است. جدول (پ.۱-۴) این مراحل را نشان می‌دهد.

جدول پ.۱-۴- محاسبه آینمود سیلاب از روی آینمود بی‌بعد خانواده منحنی

ستون	۱	۲	۳	۴
ردیف	T_0/t_p	Q/Q_p	T (ساعت)	Q (مترمکعب بر ثانیه)
۱	۰	۰	۰	۰
۲	۰/۳۴	۰/۰۰۱	۰/۳۰	۰/۲۰
۳	۰/۶۸	۰/۰۰۵	۰/۶۱	۱/۰۲
۴	۱/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۹۱	۳/۰۹
۵	۱/۳۶	۰/۰۳۷	۱/۲۲	۷/۵۹
۶	۱/۷۰	۰/۰۹۸	۱/۵۲	۲۰/۱۱
۷	۲/۰۴	۰/۲۴۴	۱/۸۲	۵۰/۱۱
۸	۲/۳۸	۰/۴۰۷	۲/۱۳	۸۳/۶۰
۹	۲/۷۲	۰/۴۶۴	۲/۴۳	۹۵/۳۰
۱۰	۳/۰۶	۰/۴۲۹	۲/۷۵	۸۸/۱۰
۱۱	۳/۴۰	۰/۳۶۷	۳/۰۴	۷۵/۳۸
۱۲	۳/۷۲	۰/۳۰۹	۳/۳۵	۶۳/۴۶
.
.
.
۳۱	۱۰/۲۰	۰/۰۰۱	۹/۱۳	۰/۲۰
۳۲	۱۰/۵۴	۰	۹/۴۳	۰/۰

مثال دوم: مساحت حوضه‌ای ۲۳ مایل مربع (۶۰ کیلومتر مربع) است. زمان تمرکز ۱۰/۸ ساعت، شماره منحنی $CN=77$ و باران شش ساعته ۲۳/۹ سانتی‌متر است. سیلاب حاصل را به‌دست آورید. ناحیه خشک تا نیمه خشک است.

۱- تصحیح مدت بارش لازم است ($t_C > 6$)، به شکل (پ.۲-۳) مراجعه و عامل تصحیح ۱/۱۸ به‌دست می‌آید. با ضرب این عامل در بارش، داریم:

$$P = 1.18(23.9) = 28.2 \text{cm}$$

۲- تصحیح مساحت- چون مساحت بیش از ۱۰ مایل مربع است پس باران را باید نسبت به مساحت تصحیح کرد. عامل تصحیح به‌کمک شکل (۱-۳) یا رابطه (۲-۳) مساوی ۰/۸۲ می‌شود. پس تصحیح باران نسبت به مساحت $P = (28.2)(0.82) = 23.1 \text{cm}$ به‌دست می‌آید.

۳- محاسبه رواناب (باران خالص مولد سیلاب)

$$S = \left(\frac{1000}{77} - 10 \right) \times 25.4 = 75.9$$

$$P_n = Q = \frac{(23.1 - 0.2 \times 75.9)^2}{23.1 + 0.8 \times 75.9} = 207.8 \text{ mm} = 20.8 \text{ cm}$$

۴- خانواده منحنی: باتوجه به شکل (پ.۲-۱) $CN = 77$ و اینچ $P_n = 20.8 \text{ cm} = 8.19$ ، خانواده منحنی شماره ۳ به دست می‌آید.

۵- زمان بارش خالص T_0 ، با توجه به $CN = 77$ و محاسبه P^* به کمک جدول (پ.۲-۳) داریم اینچ $P^* = 15.24 \text{ mm} = 0.6$ ، سپس $\frac{P^*}{p} = 0.0214$ را حساب می‌کنیم. نسبت زمان به کمک جدول (پ.۲-۵) 0.95 به دست می‌آید:

$$T_0 = (\text{نسبت زمان}) \times (\text{مدت بارش}) = 0.95(10.8) = 10.26 \text{ h}$$

۶- محاسبه T_p اولیه $T_p = 0.7t_c = 0.7 \times (10.8) = 7.56 \text{ h}$

$$\frac{T_0}{T_p} = \frac{10.26}{7.56} = 1.36 \quad -7$$

۸- طبق جدول (پ.۲-۴) داریم: $\text{Rev} \left(\frac{T_0}{T_p} \right) = 1.5$

$$\text{Rev}(T_p) = \frac{10.26}{1.5} = 6.8 \text{ h} \quad -9$$

$$q_p = \frac{5.356 \text{ A}}{\text{Rev}(T_p)} = \frac{5.356 \times 60}{6.8} = 47.3 \text{ m}^3/\text{s} \quad -10$$

۱۱- شدت اوج سیلاب

$$Q_p = \left(\frac{Q}{2.54} \right) q_p = \frac{20.8}{2.54} \times 47.3 = 387.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

۱۲- مختصات آبنمود سیلاب: آبنمود واحد بی‌بعد با مراجعه خانواده منحنی ۳ و $\frac{T_0}{t_p} = 1.5$ (جدول پ.۲-۸)، محاسبه و

مختصات سیلاب با ضرب $T_p = 7.56 \text{ h}$ و $Q_p = 387.3 \text{ m}^3/\text{s}$ در مختصات این آبنمود، به دست می‌آید.

پ.۱-۱۱- مثال کاربردی محاسبه آبنمود واحد لحظه‌ای به روش NGIUH

حوضه‌ای به وسعت $6/5$ کیلومتر مربع با طول رودخانه اصلی $23/7$ کیلومتر با مشخصات زیر مفروض است $R_L = 2.16, R_b = 3.67, R_a = 4.96$. رابطه $v = 0.5li_e^{0.3654}$ با شرط $i_e > 3$ میلی متر بر ساعت در خروجی به کمک رگبار خالص و منحنی سنجه به دست آمده است. می‌دانیم رگبار خالص با دوره بازگشت ۱۰ سال برابر $i_e = 28 \text{ mm/s}$ است. NGIUH را حساب کنید.

حل: n را به کمک رابطه (۴-۴۶) حساب می‌کنیم. برای این کار مقدار اولیه $n_0 = 2$ انتخاب و پس از چند تکرار $n = 2.954$ به دست می‌آید.

$$n = n \ln(n-1) - \ln(\Gamma(n)) - \ln \left[0.5764 \left(\frac{R_b}{R_a} \right)^{0.55} \cdot R_L^{0.05} \right] + 1$$

حال v را از رابطه داده شده در صورت مثال به دست می‌آوریم. $v = 0.51(28)^{0.3654} = 1.723 \text{ m/s}$ مقدار k به کمک رابطه (۴-۴۷) محاسبه می‌شود.

$$k = \frac{0.44}{v} Lw \left(\frac{R_b}{R_a} \right)^{0.55} \cdot R_L^{-0.38} \cdot \frac{1}{n-1} = \dots = 1.96$$

معادله NGIUH

$$h(t) = \frac{1}{1.96 \Gamma(2.954)} e^{-0.51t} \cdot (0.51t)^{1.94}$$

آینمود واحد لحظه‌ای حوضه

$$h(t) = 0.071 e^{-0.51 t} \cdot (t)^{1.954}$$

پیوست ۲

جدول‌ها و شکل‌ها

جدول پ ۲-۱- تعیین شماره منحنی برای مناطق زراعی روش SCS [۴۳]

الف: مناطق شهری					
شماره منحنی (CN)				میانگین نفوذ ناپذیر (%)	شرح کاربری نوع پوشش
D	C	B	A		
					منطقه شهری کاملا توسعه یافته (فضای بازی، پارک، چمن‌ها، میداين گلف و...):
۸۹	۸۶	۷۹	۶۸		(۱) شرایط ضعیف (پوشش گیاهی کم‌تر از ۵۰٪)
۸۴	۷۹	۶۹	۴۹		(۲) شرایط متوسط (پوشش گیاهی ۵۰٪ تا ۷۵٪)
۸۰	۷۴	۶۱	۳۹		(۳) شرایط خوب (پوشش گیاهی بیش از ۷۵٪)
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸		مناطق نفوذناپذیر (پیاده‌رو، پشت بام، جاده، خیابان، اتوبان و غیره)
۹۸	۹۸	۹۸	۹۸		آسفالت
۸۹	۸۷	۸۲	۷۲		سنگ‌فرش
۸۹	۸۷	۸۲	۷۲		خاکی
					مناطق شهری - بیابانی:
۸۸	۸۵	۷۷	۶۳		بیابان‌های طبیعی (فقط بخش نفوذپذیر)
۹۶	۹۶	۹۶	۹۶		بیابان‌های مصنوعی (پوشیده با درختچه و مالچ)
					مناطق شهری:
۹۵	۹۴	۹۲	۸۹	۸۵	مناطق تجاری و اداری
۹۳	۹۱	۸۸	۸۱	۷۲	مناطق صنعتی
					مناطق مسکونی با میانگین وسعت زمین:
۹۲	۹۰	۸۵	۷۷	۶۵	۱/۸ ایگر یا کم‌تر
۸۷	۸۳	۷۵	۶۱	۳۸	۱/۴ ایگر
۸۶	۸۱	۷۲	۵۷	۳۰	۱/۳ ایگر
۸۵	۸۰	۷۰	۵۴	۲۵	۱/۲ ایگر
۸۴	۷۹	۶۸	۵۱	۲۰	۱ ایگر
۸۲	۷۷	۶۵	۴۶	۱۲	۲ ایگر
					مناطق توسعه یافته شهری:
۹۴	۹۱	۸۶	۷۷		مناطق تازه تسطیح شده بدون پوشش گیاهی فقط بخش نفوذناپذیر

ادامه جدول پ ۲۰- ۱- تعیین شماره منحنی برای مناطق زراعی روش SCS [۴۳]

ب: مناطق زراعی						
شماره منحنی (CN)				شرح کاربری		
D	C	B	A	شرایط هیدرولوژی(++)	تیمار (+)	نوع پوشش
۸۵	۸۳	۶۵	۶۴	ضعیف	C	بقولات یا علوفه فصلی
۸۳	۷۸	۶۹	۵۵	خوب	C&T	
۸۳	۸۰	۷۳	۶۳	ضعیف		
۸۰	۷۶	۶۷	۵۱	خوب	خاک لخت و پوشیده	
۹۴	۹۱	۸۶	۷۷	-	از بقایای گیاهی (CR)	آیش
۹۳	۹۰	۸۵	۷۶	ضعیف	مستقیم (SR)	
۹۰	۸۸	۸۳	۷۴	خوب		SR+CR
۹۱	۸۸	۸۱	۷۲	ضعیف	روی خطوط تراز (C) با ترازبندی	
۹۰	۸۷	۸۰	۷۱	ضعیف		SR
۸۵	۸۲	۷۵	۶۴	خوب	C+CR	
۸۸	۸۴	۷۹	۷۰	ضعیف		C&T
۸۱	۷۸	۷۱	۶۲	خوب	C&T+CR	
۸۸	۸۴	۷۶	۶۵	ضعیف		SR
۸۷	۸۳	۷۵	۶۳	خوب	C&T	
۸۶	۸۳	۷۵	۶۴	ضعیف		C&T+CR
۸۴	۸۰	۷۲	۶۰	خوب	SR	
۸۴	۸۱	۷۳	۶۲	ضعیف		C&T
۸۳	۸۰	۷۲	۶۰	خوب	C&T+CR	
۸۲	۷۹	۷۲	۶۱	ضعیف		SR
۸۱	۷۸	۷۰	۵۹	خوب	C&T	
۸۱	۷۸	۷۱	۶۰	ضعیف		C&T+CR
۸۰	۷۷	۶۹	۵۸	خوب	SR	
۸۹	۸۵	۷۷	۶۶	ضعیف		C&T
۸۵	۸۱	۷۲	۵۸	خوب	C&T+CR	

+ زمانی از پوشش گیاهی استفاده می‌شود که حد اقل ۵ درصد از سطح را در طول سال پوشیده باشد.

++ شرایط هیدرولوژی بر اساس ترکیبی از عواملی است که در نفوذ و رواناب موثر واقع می‌شوند، شامل (۱) تراکم بوته و سطح رویش گیاه، (۲) مقداری که در طول سال می‌پوشاند، (۳) مقدار غلفزار یا تراکم بذرکاری و کاشت علوفه‌های فصلی، (۴) درصد پوشش بقایای گیاهی در سطح زمین (> ۲۰٪ خوب) و (۵) درجه پستی و بلندی سطح زمین.

شرایط وضعیت: عواملی که سبب کاهش نفوذ و افزایش رواناب می‌شود.

شرایط خوب: عواملی که سبب تقویت نفوذ و کاهش رواناب است.

C: روی خطوط تراز

T: تراس‌بندی

SR: ردیف مستقیم

CR: خاک پوشیده از بقایای گیاهی

ادامه جدول پ ۲-۱- تعیین شماره منحنی برای مناطق زراعی روش SCS [۴۳]

پ:مراعات، باغات و جنگل					
شماره منحنی (CN)				شرایط هیدرولوژیکی	شرح کاربری پوشش
D	C	B	A		
۸۹	۸۶	۷۹	۶۸	ضعیف	چراگاهها، چمنزارها یا مراعات همیشه دایر برای چرانیدن
۸۴	۷۹	۶۹	۴۹	متوسط	
۸۰	۷۴	۶۱	۳۹	خوب	
۷۸	۷۱	۵۸	۳۰	-	چمنزار و علوفه کاری دائمی که معمولا برای اسب سواری استفاده می شود
۸۳	۷۷	۶۷	۴۸	ضعیف	بوته‌ها، ترکیبی از بوته و علفزار به گونه‌ای که بوته‌ها عضو اصلی باشند
۷۷	۷۰	۵۶	۳۵	متوسط	
۷۳	۶۵	۴۸	۳۰	خوب	
۸۶	۸۲	۷۳	۵۷	ضعیف	باغ‌ها، درختچه‌های ترکیبی با علفزار
۸۲	۷۶	۶۵	۴۳	متوسط	
۷۹	۷۲	۵۸	۳۲	خوب	
۸۳	۷۷	۶۶	۴۵	ضعیف	جنگل
۷۹	۷۳	۶۰	۳۶	متوسط	
۷۷	۷۰	۵۵	۳۰	خوب	
۸۶	۸۲	۷۴	۵۹	-	ساختمان‌های روستایی، جاده‌ها و زمین‌های اطراف آن
۹۳	۸۷	۸۰		ضعیف	بوته‌زارها: ترکیبی از علف‌های هرز نی‌زار با بوته‌های کم رشد و تراکم بسیار زیاد
۸۹	۸۱	۷۱		متوسط	
۸۵	۷۴	۶۲		خوب	
۷۹	۷۴	۶۶		ضعیف	بلوط، صنوبر، بوته‌های کوهی با ترکیب بوته‌های بلوط و صنوبر، ماهون کوهی و گیاهان تلخ و تند
۶۳	۵۷	۴۸		متوسط	
۴۸	۴۱	۳۰		خوب	
۸۹	۸۵	۷۵		ضعیف	کاج، سرو کوهی یا هردوی آنها همراه با گیاهان دیگر در کنارشان
۸۰	۷۳	۵۸		متوسط	
۷۱	۶۱	۴۱		خوب	
۸۵	۸۰	۶۷		ضعیف	همراه با پاچوش گیاهی
۷۰	۶۳	۵۱		متوسط	
۵۵	۴۷	۳۵		خوب	
۸۸	۸۵	۷۷	۶۳	ضعیف	بوته‌های صحرایی: گیاهان اصلی آن شامل بوته‌های نمکی و چوب‌های چرب
۸۶	۸۱	۷۲	۵۵	متوسط	
۸۴	۷۹	۶۸	۴۹	خوب	

+ : شماره منحنی‌ها برای گروه A فقط برای بوته‌های صحرایی انجام شده است

جدول پ. ۲-۲ - مختصات آبنمود واحد بی‌بعد پیشنهادی SCS [۴۳]

نسبت زمانی $\left(\frac{t}{t_r}\right)$	نسبت بده $\left(\frac{q}{q_r}\right)$	تجمعی نسبت‌ها $\left(\frac{Q_a}{Q}\right)$	نسبت زمانی $\left(\frac{t}{t_p}\right)$	نسبت بده $\left(\frac{q}{q_r}\right)$	تجمعی نسبت‌ها $\left(\frac{Q_a}{Q}\right)$
۰/۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۱/۷	۰/۴۶۰	۰/۷۹۰
۰/۱	۰/۰۳۰	۰/۰۰۱	۱/۸	۰/۳۹۰	۰/۸۲۲
۰/۲	۰/۱۰۰	۰/۰۰۶	۱/۹	۰/۳۳۰	۰/۸۴۹
۰/۳	۰/۱۹۰	۰/۰۱۷	۲/۱۰	۰/۲۸۰	۰/۸۷۱
۰/۴	۰/۳۱۰	۰/۰۳۵	۲/۱۲	۰/۲۰۷	۰/۹۰۸
۰/۵	۰/۴۷۰	۰/۰۶۵	۲/۱۴	۰/۱۴۷	۰/۹۳۴
۰/۶	۰/۶۶۰	۰/۱۰۷	۲/۱۶	۰/۱۰۷	۰/۹۵۳
۰/۷	۰/۸۲۰	۰/۱۶۳	۲/۱۸	۰/۰۷۷	۰/۹۶۷
۰/۸	۰/۹۳۰	۰/۲۲۸	۳/۲۰	۰/۰۵۵	۰/۹۷۷
۰/۹	۰/۹۹۰	۰/۳۰۰	۳/۲۲	۰/۰۴۰	۰/۹۸۴
۱/۰	۱/۰۰۰	۰/۳۷۵	۳/۲۴	۰/۰۲۹	۰/۹۸۹
۱/۱	۰/۹۹۰	۰/۴۵۰	۳/۲۶	۰/۰۲۱	۰/۹۹۳
۱/۲	۰/۹۳۰	۰/۵۲۲	۳/۱۸	۰/۰۱۵	۰/۹۹۵
۱/۳	۰/۸۶۰	۰/۵۸۹	۴/۲۰	۰/۰۱۱	۰/۹۹۷
۱/۴	۰/۷۸۰	۰/۶۵۰	۴/۱۵	۰/۰۰۵	۰/۹۹۹
۱/۵	۰/۶۸۰	۰/۷۰۵	۵/۲۰	۰/۰۰۰	۱/۰۰۰
۱/۶	۰/۵۶۰	۰/۷۵۱			

جدول پ. ۳-۲ - برآورد مربوط به CN و P* [۴۳]

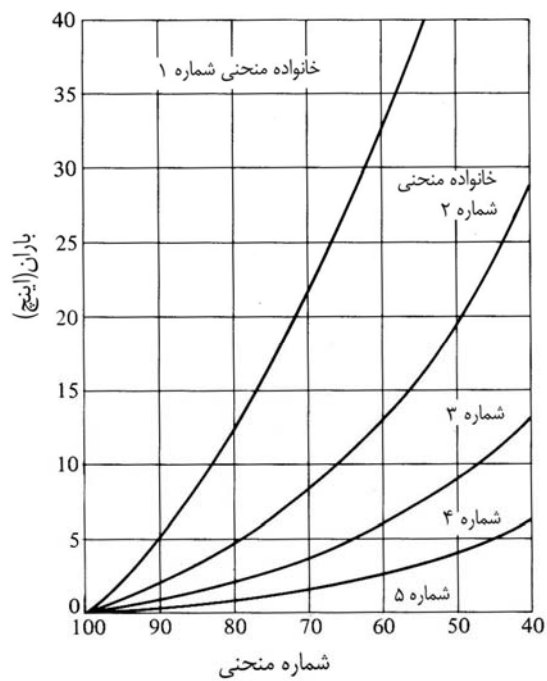
CN	P*	CN	P*	CN	P*	CN	P*	CN	P*
(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)	(میلی متر)
۴۴	۶۴/۵۲	۵۸	۳۶/۸۳	۷۲	۱۹/۸۱	۸۶	۸/۳۸	۱۰۰	۰/۰۰
۴۳	۶۷/۰۶	۵۷	۳۸/۳۵	۷۱	۲۰/۸۳	۸۵	۸/۸۹	۹۹	۰/۵۱
۴۲	۷۰/۱۰	۵۶	۳۹/۸۸	۷۰	۲۱/۸۴	۸۴	۹/۶۵	۹۸	۱/۰۲
۴۱	۷۳/۱۵	۵۵	۴۱/۶۶	۶۹	۲۲/۸۶	۸۳	۱۰/۴۱	۹۷	۱/۵۲
۴۰	۷۶/۲	۵۴	۴۳/۱۸	۶۸	۲۳/۸۸	۸۲	۱۱/۱۸	۹۶	۱/۰۸
۳۹	۷۹/۲۵	۵۳	۴۴/۹۶	۶۷	۲۴/۸۹	۸۱	۱۱/۹۴	۹۵	۲/۰۳
۳۸	۸۲/۸۰	۵۲	۴۶/۹۹	۶۶	۲۶/۱۶	۸۰	۱۲/۷۰	۹۴	۲/۷۹
۳۷	۸۶/۳۶	۵۱	۴۸/۷۷	۶۵	۲۷/۴۳	۷۹	۱۳/۴۶	۹۳	۳/۳۰
۳۶	۹۰/۴۲	۵۰	۵۰/۸	۶۴	۲۸/۴۵	۷۸	۱۴/۲۲	۹۲	۳/۸۱
۳۵	۹۴/۴۹	۴۹	۵۲/۸۳	۶۳	۲۹/۷۲	۷۷	۱۵/۲۴	۹۱	۴/۳۲
۳۴	۹۸/۵۵	۴۸	۵۴/۸۶	۶۲	۳۱/۲۴	۷۶	۱۶/۰۰	۹۰	۵/۰۸
۳۳	۱۰۳/۱۲	۴۷	۵۷/۴۰	۶۱	۳۲/۵۱	۷۵	۱۷/۰۲	۸۹	۵/۵۹
۳۲	۱۰۷/۷۰	۴۶	۵۹/۴۴	۶۰	۳۳/۷۸	۷۴	۱۷/۷۸	۸۸	۶/۳۵
۳۱	۱۱۲/۷۸	۴۵	۶۱/۷۸	۵۹	۳۵/۳۱	۷۳	۱۸/۸۰	۸۷	۶/۸۶

جدول پ.۲-۴ - خانواده منحنی و نسبت T_0/T_p [۴۳]

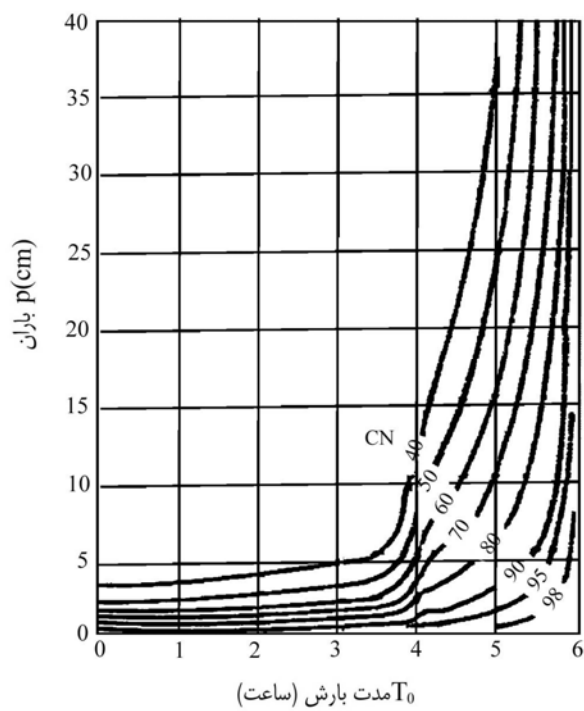
To/Tp												خانواده منحنی
۷۵	۵۰	۳۶	۲۵	۱۶	۱۰	۶	۴	۳	۲	۱/۵	۱	
*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	۱
*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	۲
*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	۳
	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	۴
	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	۵

جدول پ.۲-۵ - نسبت بین بارش شش ساعته و بیش از شش ساعت [۴۳]

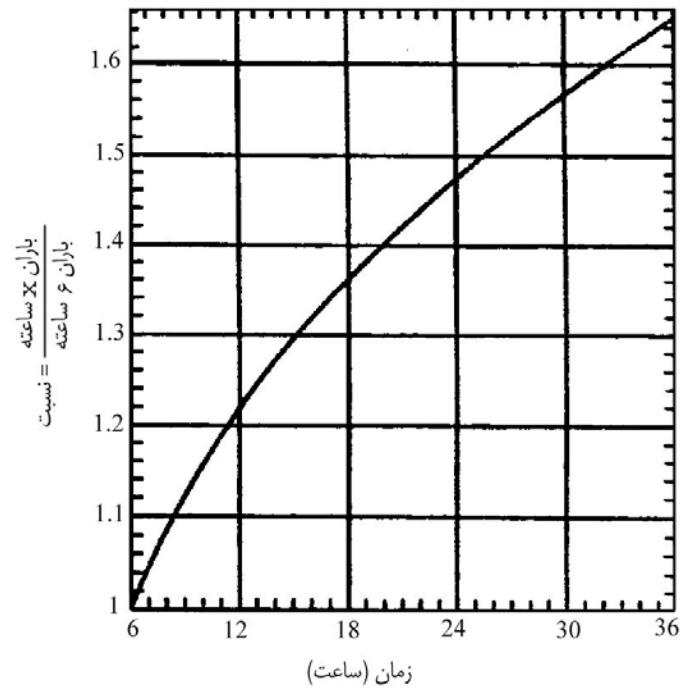
نسبت زمان	نسبت باران	نسبت زمان	نسبت باران	نسبت زمان	نسبت باران	نسبت زمان	نسبت باران
0	1.000	0.070	0.852	0.140	0.746	0.210	0.684
.002	.995	.072	.848	.142	.744	.212	.682
.004	.990	.074	.844	.144	.742	.214	.680
.006	.985	.076	.841	.146	.740	.216	.679
.008	.981	.078	.837	.148	.739	.218	.677
.010	.976	.080	.833	.150	.737	.220	.675
.012	.971	.082	.830	.152	.735	.222	.673
.014	.967	.084	.827	.154	.733	.224	.672
.016	.962	.086	.824	.156	.732	.226	.670
.018	.957	.088	.821	.158	.730	.228	.668
.020	.952	.090	.818	.160	.728	.230	.667
.022	.948	.092	.815	.162	.726	.232	.666
.024	.943	.094	.812	.164	.724	.234	.666
.026	.938	.096	.809	.166	.723	.236	.665
.028	.933	.098	.806	.168	.721	.238	.665
.030	.929	.100	.803	.170	.719	.240	.664
.032	.924	.102	.800	.172	.717		
.034	.919	.104	.797	.174	.716		
.036	.915	.106	.794	.176	.714	تغییر در نمو جدول	
.038	.911	.108	.791	.178	.712		
.040	.908	.110	.788	.180	.710	.250	.662
.042	.904	.112	.785	.182	.709	.300	.651
.044	.900	.114	.782	.184	.707	.350	.640
.046	.896	.116	.779	.186	.705	.400	.628
.048	.893	.118	.776	.188	.703	.450	.617
.050	.889	.120	.773	.190	.702	.500	.606
.052	.885	.122	.770	.192	.700	.550	.595
.054	.882	.124	.767	.194	.698	.600	.583
.056	.878	.126	.764	.196	.696	.650	.572
.058	.874	.128	.761	.198	.695	.700	.560
.060	.870	.130	.758	.200	.693	.750	.547
.062	.867	.132	.755	.202	.691	.800	.536
.064	.863	.134	.751	.204	.689	.850	.524
.066	.859	.136	.749	.206	.687	.900	.512
.068	.856	.138	.747	.208	.686	.950	.500



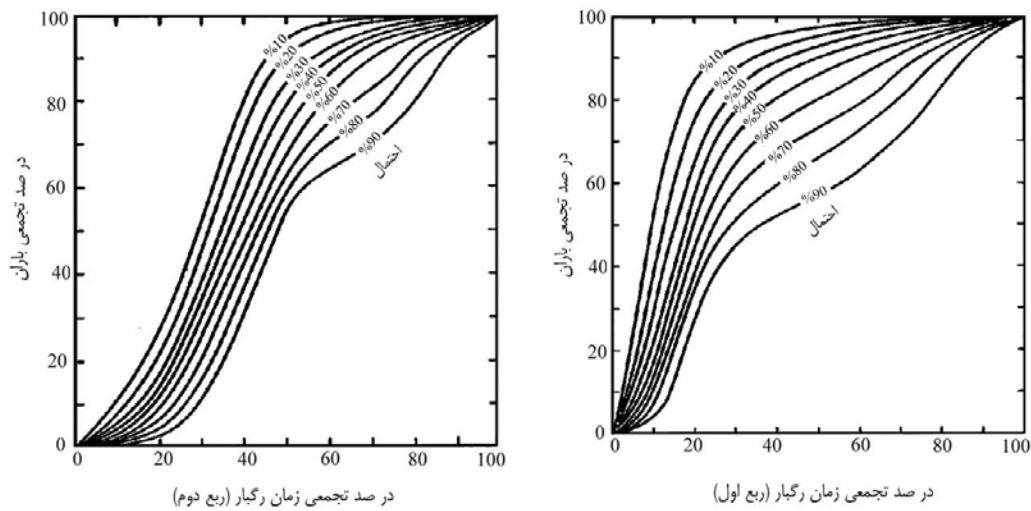
شکل پ. ۲-۱- خانواده منحنی بر حسب CN و ارتفاع بارش [۴۳]



شکل پ. ۲-۲- محاسبه T_0 بر حسب CN و P [۴۳]



شکل پ.۲-۳- ضریب تصحیح برای رگبار بیش از ۶ ساعت [۴۳]



شکل پ.۲-۴- نمودار احتمالی الگوی رگبار برای ربع اول و دوم بارش [۴۳]

منابع و مراجع

- ۱- دستورالعمل کاربرد روش‌های شماره منحنی S.C.S و منطقی آبخیز، طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب کشور، ۶۰-ن، ۱۳۶۸.
- ۲- دستورالعمل مطالعات فیزیوگرافی در حوضه‌های آبخیز، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور شماره ۱۶۰، ۱۳۷۵.
- ۳- برومند نسب، سعید، هیدرولوژی رگبار در حوضه‌های شهری، چاپ دانشگاه شهید چمران، ۱۳۸۱.
- ۴- رضایی پزند، حجت، بزرگ نیا، ابوالقاسم، خانواده توزیع گامای تعمیم یافته و توزیع‌های منشعب از آن جهت کاربرد در هیدرولوژی، چاپ دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۷۴.
- ۵- رضایی پزند، حجت، کاربرد آمار و احتمال در منابع آب، چاپ دانشگاه آزاد مشهد، ۱۳۸۰.
- ۶- رضایی پزند، حجت، گزارش مطالعات مرحله شناسایی دوازده حوضه آبریز حاشیه کویر خارتوران، کمیته آب جهاد سازندگی سمنان، ۱۳۶۹.
- ۷- شمسایی، ابوالفضل، هیدرولیک جریان آب در محیط‌های متخلخل، جلد اول مهندس زهکشی، چاپ دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۷۲.
- ۸- طاهری بهبهانی، محمدطاهر و بزرگ‌زاده، مصطفی، سیلاب‌های شهری، مرکز مطالعات و تحقیقات شهرسازی و معماری ایران، ۱۳۷۵.
- ۹- فهمی، هدایت، شناسایی حوضه‌های آبریز، بخش اول، تماب، ۱۳۶۷.
- ۱۰- قدسیان، مسعود، مهارسیلاب و مهندسی زهکشی، چاپ دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۷۷.
- ۱۱- موحد دانش، علی‌اصغر، مقدمه‌ای بر هیدرولوژی، چاپ انتشارات امیری، ۱۳۶۶.
- ۱۲- نجفی، محمدرضا، سیستم‌های هیدرولوژیکی: مدل سازی بارندگی- رواناب، چاپ انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۸۱.
- 13- Adamowski, K. Regional analysis of annual maximum and partial duration flood data by non parametric and L-moment methods. J. Hydrol., 229: 219-231, 2000.
- 14- Akan, A.O., Houghtalen, R.J. Urban Hydrology, Hydraulics and Storm quality: Engineering Applications and Computer Modeling. John Wiley & Sons, Inc, New York, 392 pp, 2003.
- 15- Aron, G. Fractal concept used in time of concentration estimates, ASCE, J. Irrig. Drain. Eng., 117(5), 635-641, 1997.
- 16- Asquith, F. Precipitation areal- reduction factor estimation using an annual-maxima centered approach. J. Hydrol., 230, 55-69, 2000.
- 17- Bed, B. Hydrology and Floodplane Analysis, Addison Werlag Publ., 1992.
- 18- Beven, K.J. Rainfall- Runoff Modeling, the Primer, Wiley Inter., 1995.
- 19- Bhaskar, N.R., Pardia, B.P., Nayak, A.K. Flood estimation for ungaged catchment using the GIUH. ASCE, Water Resour. Plan. Manage., 123(4), 228-238, 1997.
- 20- Bras, R., Hydrology, Addison-Wesley, 1990.
- 21- Chien, Y. Catchment Runoff and Rational Formula, Water Resources Publications, 1992.
- 22- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. Applied Hydrology, McGraw Hill Book Company, 1998.
- 23- Dingman, L. Physical Hydrology, Prentice Hall, 2002.

- 24- Fong, X., Cleveland, T., Thomson, D., Malla, R. Literture Review on Time Parameters for Hydrographs, Texas Department of Transportation, Project No. 0-4696, 2004.
- 25- Hosking, J.R.M. L-moments analysis and estimation of distribution using linear combination of order statistics, J. Royal. Stat., Ser, B.52, 105-124, 1990.
- 26- Hosking, J.R.M., Wallis, J.R. Some statistics usefull in regional frequency analysis, Water Resour. Res., 29, 271-281, 1993.
- 27- Linacre, E. Climate Data and Resources, Rout Lege Press, 1992.
- 28- Maidment, D.R. (ed.), Handbook of Hydrology, McGraw-Hill Book Company, 1993.
- 29- McCuen , Hydrological Analysis and Design, Prentice Hall, 1989.
- 30- Mutreja, K.N. Applied Hydrology, McGraw Hill Book Company, 1986.
- 31- Pattison, A., Ward, J.KJ.G., McMahan, T.A., Watson, B. Australian Rainfall and Runoff, A Guide to Flood Estimation, Institue of Engineering, Australia, 1987.
- 32- Ponce, V.M. Engineering Hydrology, Prentice Hall, 1989.
- 33- Rao, R., Hamed, K.H., Flood Frequency Analysis, Crpress , 2000.
- 34- Raghunath, H.M., Hydrology, John Willy and Sons, 1991.
- 35- Raudkivi, A.J. Hydrology, an Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modeling, Pergamon Press, 1979.
- 36- Ritzema, H.P. Drainage Principles and Applications, ILRI Publication, 1994.
- 37- Rodriguez Iturbe, I., Fractal River Basin, Water Resour. Publ., 1997.
- 38- Rodriguez Iturbe, I., Mejia, M., The design of rainfall networks in time and space, Water Resour. Res. 10(4), 713-728, 1974.
- 39- Rodriguez Iturbe, I., Mejia, M. On the transformation of point rainfall to areal rainfall, Water Resour. Res. 10(4), 729-735, 1974.
- 40- Rodriguez Iturbe, I., Deveto, G., Valdes, J.B. Discharge response analysis and hydrologic simitarity, the interrelation between geomorphobgic IUH and the storm charactrisic, Water Resour. Res. 15(6), 1435-1444, 1979.
- 41- Rodriguez Iturbe, I., Valdes, J.B. The geomorphologic structiure of hydrologic response, Water Resour. Res. 15(6), 1409-1420, 1979.
- 42- SCS. A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds, Soil Conservation Service, 1973.
- 43- SCS. National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, Soil Conservation Service, 1985.
- 44- Shiaw, L. Glossary of Hydrology, Water Resour. Publ., 1992.
- 45- Singh, V.P. Derivation of time of concentration, J. Hydrol. 30, 147-165, 1976.
- 46- Sivapalan, M. and Blöschel, E. Transformation of point rainfall: IDF curves, J. Hydrol. 204, 150-167, 1998.
- 47- Straosiszky, O. Applied Surface Hydrology, Water Resour. Publ., 1987.
- 48- Subramanya, K. Engineering Hydrology, Tata Mc-Graw Hill Book Company, 1989.
- 49- USBR SCS. Urban Hydrology for Small Watersheds, Soil Conservation Service, 1986.
- 50- USBR. Drainage Manual, A Water Resources Technical Publication. U.S. Department of the Interior, Bureau of reclamation. 1984.
- 51- 51-Viessman, W.Jr., et al. Introduction to Hydrokogy, 2nd edition, Harper and Row Publisher, 1997
- 52- WMO, Guide to Hydrological Practice, No. 168, World Meteorological Organization, 1983.

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی-فنی، در قالب آیین نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تألیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه پیوست در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال های اخیر در سایت اینترنتی <http://tec.mporg.ir> قابل دستیابی می باشد.

دفتر نظام فنی اجرایی

Islamic Republic of Iran
Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision

Guide Lines for Estimating Runoff for Design of Irrigation and Drainage Networks

No.519

Office of Deputy for Strategic Supervision
Bureau of Technical Execution System

<http://tec.mporg.ir>

Ministry of Energy
Bureau of Engineering and Technical
Criteria for Water and Wastewater

<http://seso.moe.org.ir>

2010

این نشریه

با عنوان « راهنمای برآورد رواناب در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی » به ویژگی‌های حوضه آبریز، تجزیه و تحلیل رگبارها، روش‌های برآورد سیلاب به روش‌های منطقی، مک‌مٹ، سایپرس-کریک، کوک، NGIUH، SCS می‌پردازد و هدف از تهیه این راهنما، تعیین مقدار رواناب و در نتیجه زهکش‌ها و آبروهای لازم و نیز تعیین مقاطع پل‌ها و آبروها در طراحی شبکه‌های آبیاری و زهکشی می‌باشد.