

برآورد عمق سیلاب در رودخانه قمرود با ترکیب ویژگی‌های هیدرولیکی رودخانه و

ژئومورفیک حوضه آبریز

سمانه ریاهی

دانشجوی دکتری مخاطرات ژئومورفولوژی، دانشکده علوم جغرافیایی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

امیر صفاری^۱

دانشیار ژئومورفولوژی، علوم جغرافیایی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

سیدموسی حسینی

دانشیار ژئومورفولوژی، دانشکده جغرافیا، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

علی احمدآبادی

استادیار ژئومورفولوژی، علوم جغرافیایی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

چکیده

به منظور برنامه‌ریزی، مدیریت و بهره‌برداری از منابع آب آگاهی نسبت به تغییرپذیری فضایی این منابع هم‌چنین درک رفتار پاسخ حوضه به منظور مدل‌سازی فرآیندهای فیزیکی نقش اساسی بسیار مهمی دارد. حوضه قمرود به دلیل قرارگیری در مناطق خشک و نیمه خشک و شرایط اقلیمی و ژئومورفولوژی خاص، مستعد سیلاب‌های ناگهانی می‌باشد. به دلیل کمبود داده‌های هیدرومتری و توپوگرافی با دقت بالا در این حوضه، استفاده از مدل‌های هیدرولیکی منجر به نتایج دقیقی از ویژگی‌های هیدرولیکی سیلاب نمی‌شود. در چنین شرایطی، روش‌های که مبتنی بر ویژگی‌های ژئومورفولوژیک حوضه باشد، می‌تواند گزینه دیگری باشد. روش مورد استفاده در این مقاله روش اشل متغیر سیل (VFS) می‌باشد که ویژگی‌های هیدرولیکی رودخانه را با مشخصات ژئومورفیک حوضه به منظور برآورد عمق آب در رودخانه ناشی از سیلاب با دوره بازگشت‌های مختلف را ترکیب می‌کند. میزان عمق آب برای دوره بازگشت‌های ۲-۱۰۰ سال مورد بررسی قرار گرفت در هر دوره بیشترین میزان عمق آب در قسمت‌های نزدیک به خروجی و کمترین میزان عمق آب در قسمت‌های بالادست رودخانه می‌باشد. بررسی‌ها نشان داد که بین میزان عمق آب و مساحت زیرحوضه بالادست رابطه‌ی نمایی ($y = a \times e^b$) با ضریب تبیین بالا ($R^2 = 0.98$) مشاهده شد و می‌تواند برای تمام سطح حوضه تعمیم داده شود. روش مورد استفاده در این تحقیق می‌تواند برای حوضه‌های فاقد آمار هیدرومتری و توپوگرافی به منظور برآورد عمق سیلاب، مورد استفاده قرار گیرد.

کلمات کلیدی: مخاطرات سیل، مدل اشل متغیر سیل، حوضه قمرود، مدل هیدرولیک، ژئومورفولوژی، عمق آب.

^۱ نویسنده مسئول

ایمیل: saffari@khu.ac.ir

مقدمه

سیل به معنای سرریز شدن آب از مسیر اصلی خود گفته می‌شود که آسیب به اراضی کشاورزی، مناطق شهری، خسارت مالی و تلفات جانی را به دنبال دارد (Perera et al, ۲۰۱۵). سیلاب‌ها از پرهزینه‌ترین بلای طبیعی محسوب می‌شود و آسیب‌های سیل حدود یک سوم از زیان‌های اقتصادی ناشی از خطرات طبیعی را تشکیل می‌دهد (Munich, ۲۰۰). مخاطره سیلاب در طول سی سال گذشته به صورت گسترده در حال افزایش است، تاکنون ۹۰ درصد مرگ انسانی و بیشتر از نیمی از خسارات اقتصادی ناشی از سیل در آسیا رخ می‌دهد (Smith, ۲۰۰۹). در واقع، کاهش سیل، تمرکز اصلی تحقیقات مربوط به مخاطره در پنجاه ساله گذشته را به خود اختصاص داده است (Thompson and Frazier, ۲۰۱۴). سیلاب‌ها سال به سال چه از نظر تعداد وقوع و چه از نظر شدت خسارات افزایش می‌یابند. بیشترین تعداد سیل در ایران در دهه ۷۰ با تعداد ۳۱۰۱ مورد اتفاق افتاده است و در دهه ۸۰ تعداد سیل‌های اتفاق افتاده به ۱۳۸۱ رخداد کاهش یافته و در دهه ۹۰ تاکنون ۹۱۱ مورد سیل در کشور ثبت شده است. همچنین آمار ثبت شده در طی سالهای ۱۳۹۰ تا ۱۳۹۵ نشان می‌دهد که تعداد وقوع سیل‌های شدید در طی ۵ سال گذشته افزایش داشته است. به ترتیب استان کرمان، گیلان و مازندران بیشترین تعداد سیلاب را در کشور دارند (شرکت مدیریت منابع آب، ۱۳۹۵). تلفات جانی و خسارات مالی سنگین وارد شده به بخش‌های مختلف حاکی از اهمیت پدیده سیلاب‌ها بوده و لزوم اتخاذ روش‌های مناسب، پیش‌بینی، پیش‌گیری و مدیریتی را روشن می‌سازد به همین دلیل بررسی میزان ارتفاع آب از جمله اقدامات اولیه در راستای این اهداف محسوب می‌باشد. پژوهشگرانی در این زمینه تحقیقاتی انجام داده‌اند از جمله بروانگین و همکاران (Et al, ۲۰۲۲) در مقاله (Borwarnginn) در مقاله خود به پیش‌بینی ارتفاع آب رودخانه با استفاده از ویژگی‌های مبتنی بر یادگیری عمیق پرداخته بودند و روش RNN کمترین میزان خطا را در محاسبات نشان داد. مونا و همکاران (Munna et al, ۲۰۲۱) در مقاله خود مقدار CN، رواناب مستقیم منطقه و مقدار دبی اوج برای دوره‌های مختلف بازگشت در حوضه رودخانه سورما واقع در بنگلادش محاسبه کرده‌اند. داده‌های هندسی و دبی اوج به نرم افزار HEC-RAS برای بدست آوردن عمق سیل و گسترش سیل وارد شدند. در نهایت، یک شبیه‌سازی HEC-GeoRAS منجر به یک نقشه دشت سیلابی شد و منطقه سیلاب مشخص شده است. لی و همکاران (۲۰۲۰) با استفاده از داده‌های dGPS، DEM، تصاویر ماهواره‌ای و از طریق مدل هیدرودینامیکی HEC-RAS به مدل‌سازی جریان رودخانه رودخانه ریوکلرادو واقع در بولیوی پرداخته‌اند. مدل‌سازی دوبعدی HEC-RAS نشان می‌دهد که در محدوده انتخاب‌شده، سیل در قسمت پایین‌دست هنگامی که دبی کمتر از ۱۸ متر مکعب بر ثانیه است، شروع می‌شود و جریان در ابتدا از طریق کانال‌های شکاف و پایین‌ترین سطح توپوگرافی پخش می‌شود. با افزایش دبی، جریان در سراسر دشت سیلابی گسترش می‌یابد. تصاویر ماهواره‌ای و یک شاخص آب مشتق شده، همان‌الگوهای جریان دشت سیلابی را به عنوان مدل‌سازی نشان می‌دهد (Amoateng et al, ۲۰۱۸). آماتنگ و همکاران (Amoateng et al, ۲۰۱۸) با تجزیه و تحلیل توپوگرافی و خاک منطقه‌ی کوماسی با استفاده از مدل ارتفاعی رقومی (DEM) نشان می‌دهند که منطقه، توپوگرافی پرفراز و نشیبی دارد و مناطق کم‌ارتفاع به صورت تپه در سراسر چشم‌انداز قابل مشاهده است. تپه‌های مسطح بالآمده با عرض متغیر بین ۱۵۰۰ متر تا ۲۵۰۰ متر، که عمدتاً در جهت شمال به جنوب است که باعث جریان قریب به اتفاق رودخانه‌ها و رواناب سطحی در این مسیر می‌شود و همچنین سیلاب‌های سال‌های ۲۰۰۹ و ۲۰۱۳ در کوماسی، با بارندگی‌های با بزرگی متفاوتی یا پس از بارندگی متوسط تا شدید

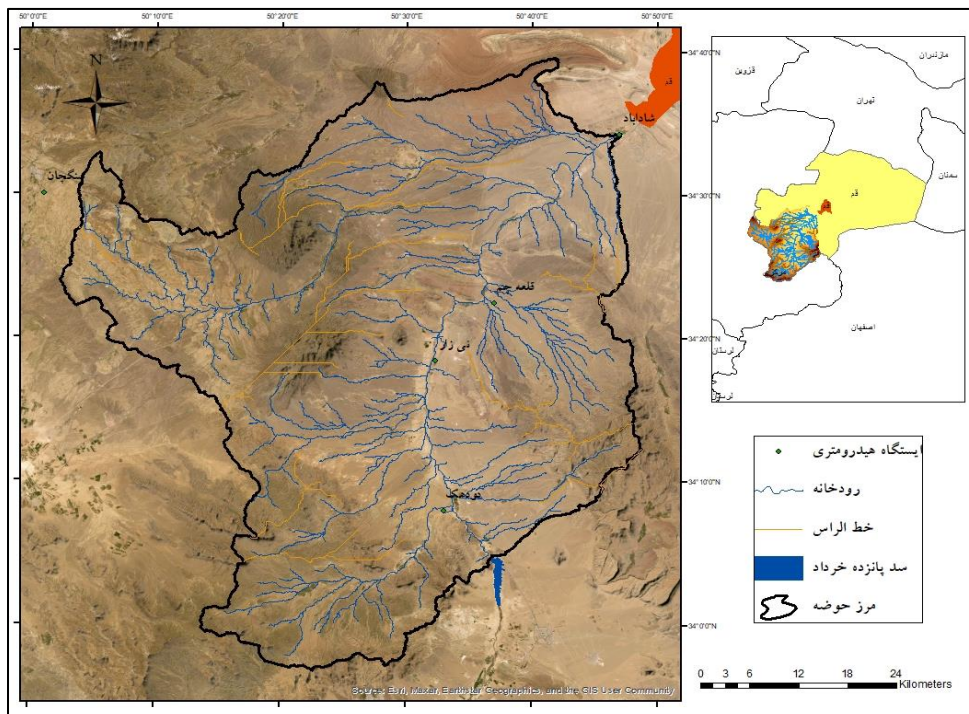
رخ داده است و برای ایجاد سیل در کوماسی حداقل ۲۷ میلی‌متر باران نیاز دارد. حسینی و همکاران (۲۰۱۶ Hosseini et al) یک روش جدید ژئومورفولوژی برای به دست آوردن شکل هیدروگراف واحد لحظه‌ای (IUH) در حوضه های بدون آمار با محاسبه میانگین زمان حرکت بارش در روی سطح زمین و بخش‌های کانال ارائه داده اند و مدل IUH با استفاده از تابع چگالی احتمال (PDF)، میانگین زمان حرکت مسیرهای ممکن جریان در حوضه بدست آمده است. جعفری و عسگری (۱۴۰۰) برای تهیه نقشه پهنه‌بندی سیلاب محدوده مورد مطالعه، پنج عامل مؤثر در تغییر الگوی جریان شامل طبقات ارتفاعی، شیب، جهت جریان، سازندهای زمین‌شناسی و تغییرات کاربری اراضی مورد بررسی قرار داده‌اند. سپس در محیط GIS به هر طبقه از عوامل مذکور بر مبنای دامنه صفر تا ۱۰ امتیاز داده شد و لایه های وزنی مربوطه ایجاد گردید. در ادامه با تلفیق لایه‌های وزنی ایجاد شده، نقشه پهنه‌بندی آسیب‌پذیری منطقه بر مبنای ۵ طبقه خیلی کم، کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد ایجاد شده است. ظهیری و اشناور (۱۳۹۸) با استفاده از مدل دوبعدی HEC-RAS به شبیه‌سازی جریان در رودخانه کارون و در حد فاصل ایستگاه ملاتانی تا فارسیات استفاده شده است. به‌منظور آماده‌سازی نقشه ارتفاعی با استفاده از تصویر ماهواره‌ای منطقه مورد مطالعه، از سیستم اطلاعات جغرافیایی (GIS) و اطلاعات پروفیل های بستر رودخانه استفاده شد. نتایج مدل‌سازی در قوس‌های مورد مطالعه، نشان می‌دهد که مقادیر حداکثر سرعت در قوس بیرونی اتفاق می‌افتد که با مکانیزم جریان در قوس‌ها مطابقت دارد. بر اساس نتایج به دست آمده، نوع و تراکم شبکه‌بندی تأثیر چندانی روی مدل‌سازی عمق جریان نداشته است. با این حال ویژگی‌های شبکه مورد استفاده تأثیر بالایی بر توزیع سرعت دارا بوده، به‌گونه‌ای که شبکه منظم با تراکم بالا بهترین دقت را در شبیه‌سازی سرعت جریان داشته است. غلامی و همکاران (۱۳۹۸) در بررسی خود در زمینه ارتفاع آب در رودخانه کن واقع در شهر تهران به این نتیجه رسیدند که در بالادست رودخانه افزایش دبی به شکل افزایش ارتفاع سطح آب بوده و گسترش عرضی کمتری در سطوح سیلاب گیر به چشم می‌خورد. اما در بخش های میانی و کم شیب پایین دست رودخانه به علت کاهش ارتفاع سطح آب، رودخانه دارای گسترش جانبی بیشتری بوده و پهنه های سیل گیر در این بخش ها نسبت به بالادست رودخانه دارای وسعت بیشتری می‌باشند. همچنین به ازای دوره بازگشت های طولانی تر میزان دبی و ارتفاع سطح آب افزایش یافته و پهنه سیلابی نیز از وسعت بیشتری برخوردار بوده است. شکیب و همکاران (۱۳۹۰) مدل تئوریک که بیانگر این موضوع است که تأثیرگذارترین عامل بر روی تغییرات عمق رودخانه را شماره منحنی و میزان نفوذپذیری خاک است در منطقه شهری جابگو نبوده است. بنابر این از روش منطق فازی برای بررسی عمق آب استفاده کرده است. روشن و همکاران (۱۳۹۲) با استفاده از مدل هیدرولیکی هک رس از طریق الحاقیه HEC-GeoRAS به شبیه‌سازی پارامترهای هیدرولیکی رودخانه بشار واقع در استان کهگیلویه و بویراحمد پرداخته اند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داده است که مدل هک رس می‌تواند مقادیر عددی مناسبی را جهت مطالعه خصوصیات هیدرولیکی جریان در رودخانه‌ها ارائه دهد و جهت پهنه بندی سیلاب با دقت بالا و هزینه اندک مورد استفاده قرار گیرد.

در چند دهه اخیر سیلاب‌های متعددی در حاشیه رودخانه قمرود رخ داده است که از مهمترین سیل‌های استان می‌توان به سیلاب سال ۱۳۴۳، ۱۳۵۳، ۱۳۶۸، ۱۳۷۱، ۱۳۷۲، ۱۳۸۶، ۱۳۸۸ اشاره کرد (بزرگ حداد و همکاران، ۱۳۹۲: ۴۶۴). علاوه بر آن مدل‌هایی که با روندیابی سیل در طول رودخانه، پهنه‌های سیلابی را مشخص نماید، نیاز به داده‌های هیدرومتری همچون حداکثر دبی لحظه‌ای، داده‌های مقطع هندسی دقیق، توپوگرافی و غیره است و از آنجایی که در بعضی از رودخانه‌های کشورمان مخصوصاً نواحی خشک و نیمه‌ی خشک از جمله رودخانه قمرود کمبود داده‌های مورد

نیاز برای بررسی عمق آب و دبی اوج مواجه هستیم، بنابراین دستیابی به یک روش بومی شده با بهره‌گیری از ویژگی‌های ژئومورفولوژیکی منطقه برای بررسی پهنه‌های سیلابی لازم و ضروری می‌باشد. در همین راستا با استفاده از مدل روش تراز یا اشل متغیر سیل (VFS)² به عنوان مدل ترکیبی هیدرولیکی-ژئومورفولوژیکی که توسط ناردی و همکاران در سال ۲۰۰۶ توسعه داده شده است، اقدامی جهت کاهش مخاطرات سیل بر روی رودخانه قمرود محسوب می‌شود. روش مذکور برای اولین بار در ایران به منظور برآورد عمق سیلاب در طول رودخانه آبریز قمرود مورد استفاده قرار گرفته است.

داده‌ها و روش کار

حوضه رودخانه قمرود در مختصات جغرافیایی بین طولهای ۲۹° ۵۰' تا ۴۶° ۵۰' و عرض جغرافیایی ۱۹° ۳۴' تا ۲۴° ۳۴' شمالی قرار گرفته است. رودخانه قمرود از زردکوه بختیاری سرچشمه می‌گیرد و پس از دریافت شاخه‌هایی در جنوب ناحیه به دریاچه نمک می‌ریزد. حوضه مورد مطالعه در استان قم و بخش‌هایی از استان مرکزی قرار دارد و ایستگاه‌های هیدرومتری دودهک، نی‌زار، قلعه چم و شادآباد در این محدوده قرار دارد و بر اساس داده‌های اخذ شده از شرکت مدیریت منابع آب ایران، تنها ایستگاه شادآباد دارای داده‌های هیدرومتری طولانی مدت و از نوع ثبات (بارش و تبخیر از سال ۸۸-۴۶ و دبی از سال ۸۸-۵۳) می‌باشد. میانگین بارش سالانه در طول دوره آماری سال ۸۸-۴۶، ۱۳۷/۷۸ میلی‌متر می‌باشد که در کنار تبخیر بالا متوسط سالیانه (۲۹۶۰/۸۳ میلی‌متر) حاکی از شرایط اقلیمی خشک و نیمه خشک منطقه است. رودخانه قمرود از دیرباز نقش شاهرگ حیاتی این منطقه اقلیمی از ایران را به عهده داشته است. به نحوی که یکی از عوامل شکل‌گیری اولیه شهر قم، رودخانه قمرود می‌باشد. علاوه بر آن آبادی‌های متعدد بزرگ و کوچک دیگری در طول رودخانه هستند که بر همین اساس بوجود آمده‌اند (شکل ۱).



شکل ۱) موقعیت حوضه قمرود

² Variable flood stage method

جدول ۱) متوسط دبی، بارش و تبخیر ماهانه ایستگاه شادآباد در دوره زمانی بارش و تبخیر از سال ۸۸-۴۶ و دبی از سال ۵۳-۸۸

ماه	دبی (m^3/s)	تبخیر (mm)	بارش (mm)
مهر	۰/۹۸	۲۳۶/۸۲	۱/۵۷
آبان	۲/۱۴	۱۲۹/۶۷	۷/۴۱
آذر	۳/۶۴	۷۴/۸۸	۱۷/۷۴
دی	۴/۴۵	۲۵/۶۱	۲۰/۹۳
بهمن	۵/۱۱	۱۸/۶۱	۲۲/۹
اسفند	۹/۳۱	۴۸/۸۶	۲۰/۸۴
فروردین	۱۲/۱۶	۲۰۴/۷۹	۲۵/۱۳
اردیبهشت	۷/۷۷	۳۰۲/۳۶	۱۴/۴۹
خرداد	۱/۹۲	۴۴۲/۲۰	۲/۲۸
تیر	۱/۰۱	۵۴۲/۴۷	۳/۱۹
مرداد	۰/۸۳	۵۳۴/۹۹	۰/۷۹
شهریور	۰/۷۶	۴۲۳/۰۸	۰/۴۵

کاربری اراضی محدوده مورد مطالعه شامل اراضی بایر، مرتع، مناطق صخره‌ای، مناطق مسکونی، اراضی کشاورزی می‌باشد که مناطق صخره‌ای بیشترین سهم را به خود اختصاص داده است. از نظر ژئومورفولوژیکی، مقدار شاخص گرادیان طولی (SL) در حوضه رودخانه قم‌رود ۱۶۶۸ هم‌چنین سینوسی رودخانه ۱/۴۷ به دست آمده که هر دو نشان‌دهنده فعالیت زیاد تکتونیک و قدرت فرسایش شدید رودخانه می‌باشد. با بررسی‌های انجام شده میزان تراکم سطحی رودخانه ۰/۴۶ بدست آمده است. علاوه بر آن مقدار شاخص انشعاب ۳/۹ محاسبه شده است که محدوده مقدار طبیعی این شاخص بین ۳ تا ۵ وجود دارد. ضریب شکل هورتن و گراویلوس به ترتیب ۰/۶۲ و ۱/۸ محاسبه شده که اشاره به این موضوع دارد که حوضه به شکل دایره نزدیک می‌باشد (جدول ۲).

جدول ۲) ویژگی‌ها فیزیوگرافی حوضه مورد مطالعه

ویژگی (واحد)	مقدار	ویژگی	مقدار
مساحت (km^2)	۳۳۱۶/۶۱	شاخص گرادیان طولی رودخانه، SL	۱۶۶۸
محیط (km)	۳۷۰/۳۱	شاخص سینوسی رودخانه اصلی، S	۱/۴۷
طول حوضه (km)	۷۳	شاخص تراکم سطحی آبراهه، P	۰/۴۶
بالا ترین ارتفاع (m)	۳۱۵۰	شاخص انشعاب پذیری، Br	۳/۹
پایین ترین ارتفاع (m)	۹۹۸	ضریب شکل هورتن، R	۰/۶۲
طول آبراهه اصلی (km)	۸۲/۶۸	ضریب شکل گراویلوس، KC	۱/۸

برای انجام این پژوهش به مدل رقومی ارتفاعی آلوس پالسار^۳ ۱۲،۵ متر، نقشه نقشه‌های خاک‌شناسی و زمین‌شناسی و همچنین کاربری اراضی به منظور محاسبه ضریب مانینگ استفاده شده است. روش تراز متغیر سیل به عنوان روشی برای پیش‌بینی میزان دبی و عمق آب به کار برده می‌شود.

³ ALOS PALSAR

روش تراز متغیر سیل (VFS)

روش تراز یا اشل متغیر سیل (VFS) یک روش ترسیم سیلاب دشت و تعیین عمق آب هیدروژئومورفیک است که الگوریتم آب‌گرفتنی ساده را با خصوصیات حوضه رودخانه و ویژگی‌های هیدرولوژیکی یک رویداد سیل پیوند می‌دهد که براساس مفهوم هیدروژئومورفیک (VFS) توسط ناردی و همکاران ارائه شده است (۲۰۰۶). داده اصلی مدل تراز متغیر سیل، DEM یک حوضه با که ضریب مانینگ (N) مشخص می‌باشد. ویژگی‌های سیلاب‌دشت و دبی یک رویداد خاص سیل (Q_f) در خروجی می‌باشد. دبی سیل با دوره بازگشت‌هایی که منجر به تشکیل پهنه سیلابی می‌شود از طریق سوابق جریان به دست آورده می‌شود (Nardi et al, ۲۰۰۶).

تمام پارامترهای هیدرولیکی و هندسی را می‌توان از شبکه جریان و DEM استخراج کرد. این روش شامل چهار مرحله است.

- (۱) DEM پردازش می‌شود و خصوصیات هیدرولوژیکی و شبکه جریان از طریق آن را بدست آورده می‌شود.
- (۲) هندسه دشت سیلاب در مقاطع تصادفی با استفاده از DEM تعیین و پس از آن شبکه جریان و جهت‌های جریان با یک الگوریتم محاسبه شود تا اتصالات و مئاندر جریان به درستی تعیین می‌شود.
- (۳) میزان دبی اوج با دوره بازگشت مختلف در ایستگاه خروجی محاسبه می‌شود. پس از آن سرعت اوج V_j همراه با دبی سیل Q_f (m^3 / s) با استفاده از رابطه هیدروگراف واحد لحظه‌ای ژئومورفولوژی (Rodríguez-Iturbi and Valdés, ۱۹۷۹) برآورد می‌شود:

$$v_j = \frac{Q_f \cdot L_\Omega}{1.31 \cdot R_1^{0.43} \cdot A} \quad \text{رابطه (۱)}$$

A: مساحت حوضه (km^2): R_1 : نسبت طول هورتون ابدون بعداً، L_Ω : طول کانال با بیشترین رتبه (کیلومتر). L_Ω و R_1 : می‌توانند از شبکه جریان استخراج شوند. از آنجا که عمق بارندگی و سرعت اوج در سطح حوضه آبریز ثابت فرض می‌شود، Q_i دبی سیل در هر محل کانال که با استفاده از رابطه GIUH برآورد و به صورت زیر بیان می‌شود (Rathjens et al, ۲۰۱۶).

$$Q_i = 1.31 \cdot L_\Omega^{-1} \cdot R_1^{0.43} \cdot v_j \cdot A_i \quad i = 1, \dots, n_c \quad \text{رابطه (۲)}$$

A_i : مساحت زیر حوضه بر حسب متر مربع. رابطه مانینگ، تخمین جایگزین برای دبی را این چنین بیان می‌کند:

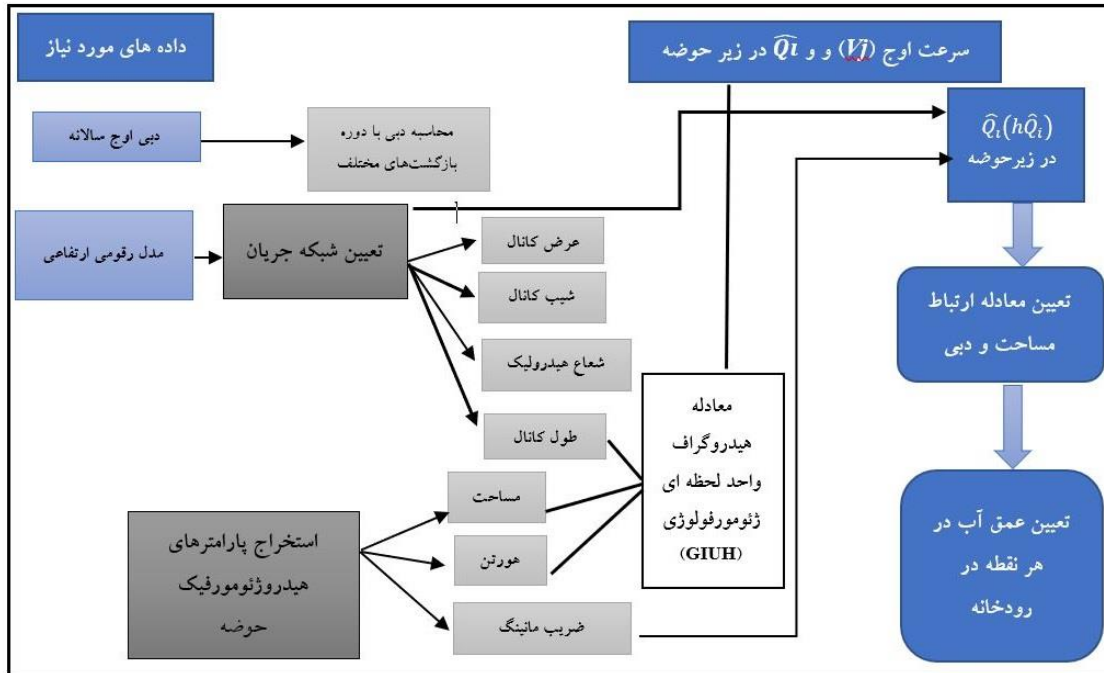
$$h(\widehat{Q}_i) = N^{-1} \cdot \widehat{A}_i(h_i) \cdot R_1^{\frac{1}{3}}(h_i) \cdot S_i^{\frac{1}{2}} \quad i = 1, \dots, n_c \quad \text{رابطه (۳)}$$

\widehat{Q}_i دبی (m^3/s) تخمینی توسط رابطه مانینگ، N ضریب زبری مانینگ، عمق سیلاب است. \widehat{A}_i سطح مقطع (m^2)، R_1 شعاع هیدرولیک مقطع (m) و S_i میانگین شیب کانال ($m \cdot m^{-1}$) در سلول شبکه i است. توجه داشته باشید که دبی هر دو پارامتر سطح مقطع (R_1, A_i) وابسته به شیب S_i هستند. در مرحله بعد، h_{Q_i} عمق سیلاب مناسب با حل $\widehat{Q}_i(h_{Q_i}) - \widehat{Q}_i = 0$ محاسبه می‌شود و ارتباط (h_{Q_i}, A_i) ارتفاع آب و مساحت بالادست در هر سطح مقطع انتخاب شده به دست می‌آید.

(۴) هنگامی که $(h\hat{Q}_i, A_i)$ ها به دست بیایند، عمق سیلابی متغیر (h_i) برای هر زیر حوضه به عنوان تابعی از مساحت زهکشی با استفاده از رابطه پیشنهاد شده توسط (Leopold, LB, and Maddock, ۱۹۵۳) محاسبه می‌شود.

$$\bar{h}_i = a.A_i^b, i, \dots, n_s \quad \text{رابطه (۴)}$$

n_s تعداد $(h\hat{Q}_i, A_i)$ در حوضه است. پارامترهای مقیاس a و b از طریق رگرسیون خطی در فضای $\log\text{-}\log$ با استفاده از $(h\hat{Q}_i, A_i)$ محاسبه می‌شود و بر اساس آن با داشتن مساحت بالادست هر نقطه بر روی شبکه آبراهه حوضه (A_i) میتوان عمق آب را در هر نقطه برآورد کرد (Rathjens et al, ۲۰۱۶).



شکل ۲) روندنمای مراحل انجام پژوهش حاضر

شرح و تفسیر نتایج

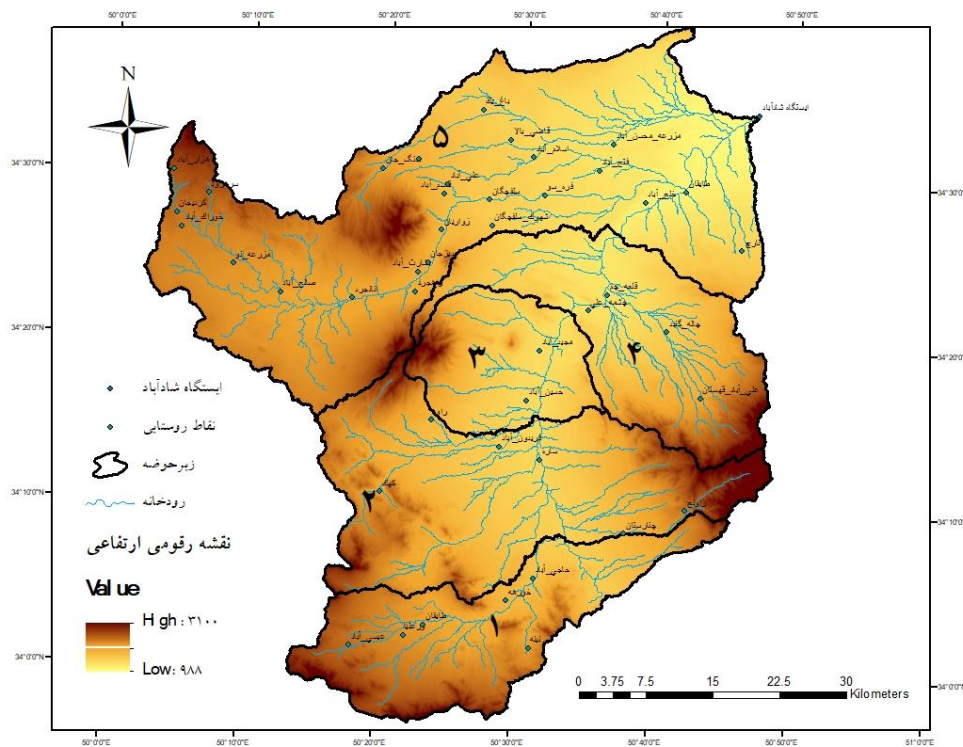
تحلیل فراوانی داده‌های دبی اوج سالانه

به منظور محاسبه عمق آب در طول رودخانه با استفاده از روش تراز متغیر سیل، ابتدا مقدار دبی اوج با دوره بازگشت‌های ۲، ۵، ۱۰، ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ سال در ایستگاه شادآباد به عنوان ایستگاه هیدرومتری خروجی برآورد شد. توزیع احتمالاتی ویبول سه پارامتری به عنوان بهترین توزیع احتمالاتی برازش یافته به سری داده‌های اوج سیلاب ایستگاه شادآباد شناخته شد و میزان آن در جدول شماره ۳ برآورد شده است.

جدول ۳) میزان دبی برحسب مترمکعب بر ثانیه در دوره بازگشت‌های مختلف با برازش توزیع احتمالی

دوره بازگشت(سال)	۲	۵	۱۰	۲۵	۵۰	۱۰۰
دبی(مترمکعب بر ثانیه)	۳۴/۶۸۶	۸۳/۹۸۴	۱۳۳/۰۳	۲۲۳/۱۹	۳۱۸/۹۵	۴۴۸/۱۸

به منظور بررسی بیشتر، حوضه مورد مطالعه به پنج زیرحوضه تقسیم شد که خروجی هر کدام از آنها بر روی رودخانه اصلی می‌باشد (شکل ۳)، ویژگی هیدرومتری مورد نیاز مدل در پنج زیرحوضه که شامل عرض کانال، شیب طولی کانال و مساحت زهکشی بالادست می‌باشد، در جدول ۴ درج شده است. میزان عرض کانال در زیرحوضه اول از ۷۲ متر تا ۳۰۳ متر در زیر حوضه پنج واقع در خروجی حوضه برآورده شده که دارای روند افزایشی است. در بالادست حوضه منطقه کوهستانی می‌باشد و عرض کانال رودخانه نسبت به خروجی کمتر می‌باشد. میزان شیب طولی رودخانه در زیرحوضه اول ۰/۰۰۶۳، زیرحوضه دوم ۰/۰۰۵۷، زیرحوضه سوم ۰/۰۰۵۹، زیرحوضه چهارم ۰/۰۰۶۷ و زیرحوضه پنجم ۰/۰۰۷۲ متغیر می‌باشد. میزان مساحت بالادست از ۴۵۷/۱۹ کیلومتر مربع در زیرحوضه اول تا ۳۳۱۶/۶۱ کیلومتر مربع در زیر حوضه پنجم متغیر می‌باشد و بالطبع روند افزایشی دارد.



شکل ۳) موقعیت زیرحوضه‌های انتخابی در حوضه قمرود.

جدول ۴) ویژگی‌های مقطع هندسی کانال در خروجی زیر حوضه‌های مورد مطالعه

زیر حوضه	مساحت حوضه بالادست (km^2)	شیب طولی (m)	عرض کانال (m)
شماره ۱	۴۵۷/۱۹۳۳۸	۰/۰۰۶۳	۷۲
شماره ۲	۱۱۸۴/۲۰	۰/۰۰۵۷	۱۰۰
شماره ۳	۱۴۵۰/۱۷	۰/۰۰۵۹	۲۸۲
شماره ۴	۱۹۳۶/۸۵	۰/۰۰۶۷	۲۹۶
شماره ۵	۳۳۱۶/۶۱۳	۰/۰۰۷۲	۳۰۳

سرعت پیمایش دبی اوج (V_j) همراه با دبی سیل Q_f (m^3/s) با استفاده از رابطه هیدروگراف واحد لحظه‌ای ژئومورفولوژی بر اساس رابطه ۱ برآورد شده است. داده‌های مورد نیاز شامل مساحت حوضه (km^2) و نسبت طولی هورتون، طول کانال

با بیشترین رتبه که به ترتیب در جدول شماره ۴ و ۵ درج شده است. طبق محاسبات انجام شده در جداول مذکور ضریب هورتن در حوضه مورد مطالعه ۲/۶۱ و طول کانال در بالاترین رتبه (رتبه ۵) ۵۶/۷۵ (کیلومتر) می‌باشد. حوضه قمرود بر اساس سیستم شماره‌گذاری ابراهه استراهلر، مرتبه پنج است که بیشترین تعداد ابراهه رتبه اول و کمترین آن رتبه پنج می‌باشد. طول ابراهه به استثنای رتبه چهار به ترتیب کاهشی است اما میانگین طول ابراهه بیشترین میزان آن در رتبه آخر و کمترین آن مربوط به رتبه اول می‌باشد.

جدول ۵) ویژگی‌های ژئومورفیک حوضه قمرود

رتبه ابراهه (عدد)	تعداد ابراهه (عدد)	طول ابراهه (km)	میانگین طول ابراهه (km)	طول انباشه (km)	ضریب طولی هورتن (km)
۱	۲۲۴	۸۶۷/۰۰۷	۳/۹۱	۳/۹۱	۲/۵۶
۲	۵۸	۳۴۵/۵۰	۶/۱۱	۱۰/۲۲	۳/۹۲
۳	۱۴	۴۱۰/۴۱	۲۹/۳۱	۳۹/۳۳	۲/۳۸
۴	۴	۲۱۸/۲۹	۵۴/۵۷	۹۳/۹۱	۱/۶
۵	۱	۵۶/۷۵	۵۶/۷۵	۱۵۰/۶۶	۲/۶۱

جدول ۶) مقادیر سرعت پیمایش دبی اوج برای هر زیر حوضه با دوره بازگشت‌های مختلف

دوره بازگشت	سرعت پیمایش دبی اوج V_j (m/s)
۲	۰/۳
۵	۰/۷۳
۱۰	۱/۱۵
۲۵	۱/۹۳
۵۰	۲/۷۵
۱۰۰	۳/۸۷

بدین ترتیب میزان سرعت پیمایش دبی اوج (V_j) با استفاده رابطه ۱ برای دوره بازگشت‌های مختلف مورد محاسبه قرار گرفت که به این قرار است؛ برای دوره بازگشت دوسال میزان سرعت پیمایش دبی اوج ۰/۳، دوره بازگشت پنج سال ۰/۷۳، دوره بازگشت ده سال ۱/۱۵، برای دوره بازگشت بیست و پنج سال ۱/۹۳، دوره بازگشت پنجاه سال ۲/۷۵ و برای دوره بازگشت صدسال ۳/۸۷ متر بر ثانیه تخمین زده شده است (جدول ۶).

میزان دبی (Q_i) محاسباتی با استفاده از روش اشل متغیر سیل در هر زیر حوضه برای دوره بازگشت‌های مختلف (۲، ۵، ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ سال) و با کمک دبی اوج (V_j) محاسباتی برای پنج زیر حوضه انتخابی با استفاده رابطه ۲ محاسبه شد که در جدول شماره ۷ درج شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در زیر حوضه آخر (۵) که خروجی حوضه می‌باشد، میزان دبی (Q_i) محاسباتی با استفاده از روش اشل متغیر سیل برای دوره بازگشت دو سال ۳۴/۶۹، برای دوره بازگشت پنج سال ۸۳/۹۸، دوره بازگشت ده سال ۱۳۳/۰۳، برای دوره بازگشت بیست و پنج سال ۲۲۳/۱۹، برای دوره بازگشت پنجاه سال ۳۱۸/۹۵ و برای دوره بازگشت صد سال ۴۴۸/۱۸ مترمکعب در ثانیه تخمین زده است که میزان آن با دبی اوج لحظه ای ایستگاه شادآباد با استفاده از روش ویبول در دوره بازگشت یکسان، برابر می‌باشد که

احتمال درستی محاسبات صورت گرفته را تأیید می‌کند. در صورت وجود ایستگاه دارای آمار مناسب در مقاطع دیگر می‌توانستیم صحت دقیق‌تر آن را بررسی کنیم.

جدول ۷) مقادیر دبی برآورده شده توسط رابطه دو برای هر زیر حوضه با دوره بازگشت‌های مختلف

دبی ایستگاه شادآباد با دوره بازگشت‌های مختلف (m ³ /s)	دوره بازگشت	دبی (m ³ /s)				
		زیرحوضه ۱ (m ³ /s)	زیرحوضه ۲ (m ³ /s)	زیرحوضه ۳ (m ³ /s)	زیرحوضه ۴ (m ³ /s)	زیرحوضه ۵ (m ³ /s)
۳۴/۶۹	۲	۴/۷۸	۱۲/۳۸	۱۵/۱۷	۲۰/۲۶	۳۴/۶۹
۸۳/۹۸	۵	۱۱/۵۸	۲۲/۹۹	۳۶/۷۲	۴۹/۰۵	۸۳/۹۸
۱۳۳/۰۳	۱۰	۱۸/۴۳	۴۷/۵	۵۸/۱۷	۷۷/۹۶	۱۳۳/۰۳
۲۲۳/۱۹	۲۵	۳۰/۷۷	۷۹/۶۶	۷۹/۵۹	۱۳۰/۳۴	۲۲۳/۱۹
۳۱۸/۹۵	۵۰	۴۳/۹۹	۱۱۳/۸۸	۱۳۹/۴۶	۱۸۶/۲۶	۳۱۸/۹۵
۴۴۸/۱۸	۱۰۰	۶۱/۷۸	۱۶/۰۲	۱۹۵/۹۶	۲۶۱/۷۳	۴۴۸/۱۸

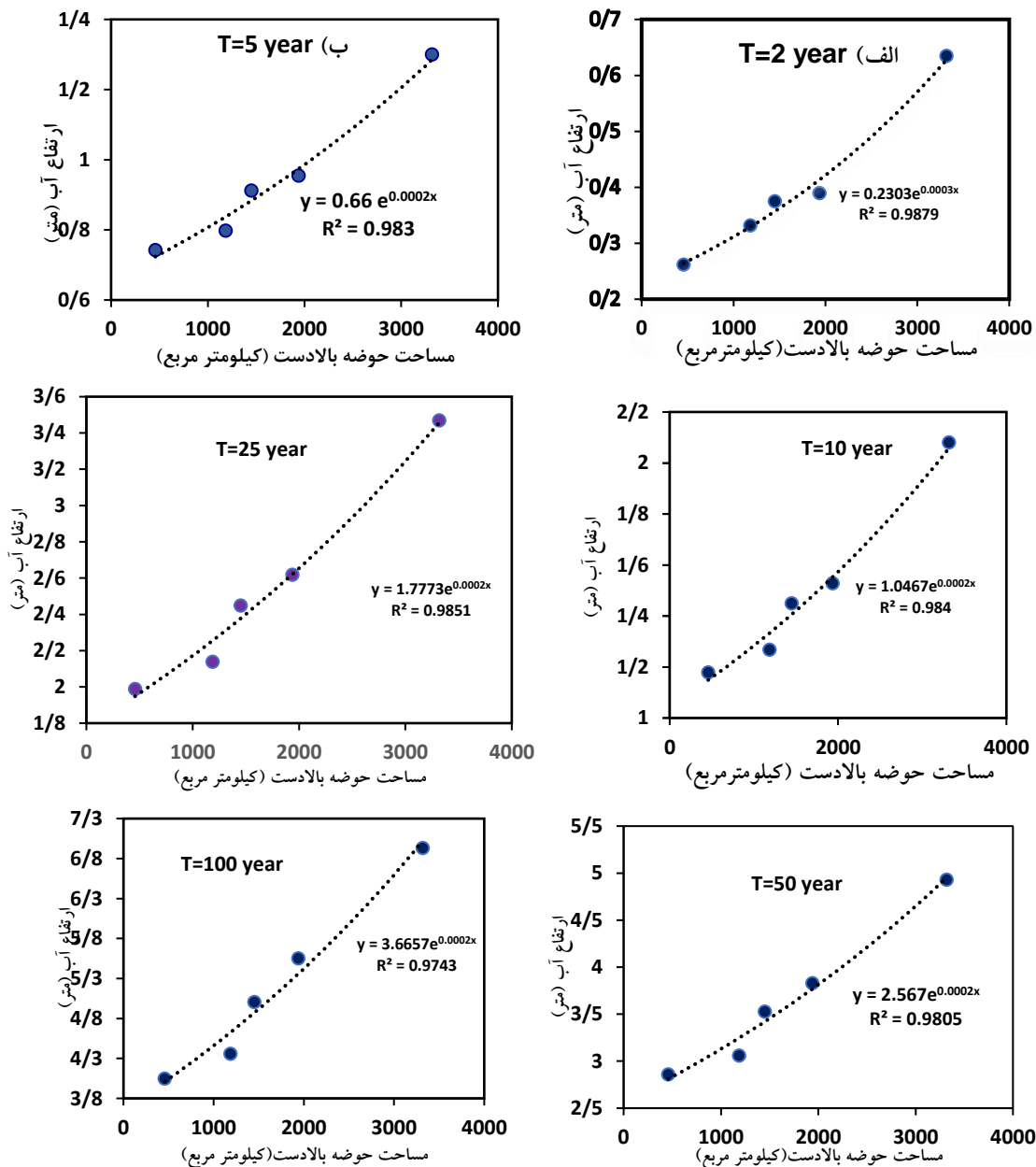
محاسبه میزان عمق آب متناظر با دبی محاسباتی (Qi) که تحت عنوان $h(\bar{Q}_i)$ مطرح می‌شود شامل داده‌های سطح مقطع، شعاع هیدرولیک مقطع و میانگین شیب کانال است که بر اساس رابطه شماره ۳ در دوره بازگشت‌های مختلف ۵، ۱۰، ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ سال با توجه به رابطه مانینگ بدست آمده و میزان آن جدول شماره ۸ بر آورده شده است که به شرح زیر می‌باشد؛

در جدول شماره ۸ مقادیر برآورد شده عمق آب جریان در محل خروجی پنج زیرحوضه آبریز مورد مطالعه توسط رابطه ۳ به ازای دوره بازگشت‌های ۱۰۰-۲ سال ارائه شده است. همانطور که مقادیر نشان می‌دهند در هر زیرحوضه با افزایش دوره بازگشت دبی خروجی (افزایش مقدار دبی عبوری)، مقادیر عمق آب نیز افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش مساحت زیرحوضه در هر دوره بازگشت، مقادیر عمق جریان بیشتر شده است. در خروجی حوضه آبریز قمرود (زیرحوضه ۵) که بالادست ایستگاه هیدرومتری شادآباد در نظر گرفته شده است، مقادیر عمق آب بین ۰/۶ متر (برای دوره بازگشت دو سال) تا حدود ۷ متر (برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال) متغیر است. مقایسه عمق آب داده شده در جدول شماره ۸ با عمق کناره‌های رودخانه‌ها می‌تواند مناطق مستعد برای ایجاد پهنه‌های سیلابی را مشخص نماید.

جدول شماره ۸) مقادیر عمق آب متناظر با دبی عبوری به ازای دوره بازگشت‌های مختلف که توسط رابطه شماره ۳ در زیرحوضه‌های مورد مطالعه محاسبه شده است.

دوره بازگشت (سال)	عمق آب (متر)				
	زیرحوضه ۱	زیرحوضه ۲	زیرحوضه ۳	زیرحوضه ۴	زیرحوضه ۵
۲	۰/۲۶	۰/۳۳	۰/۳۸	۰/۳۹	۰/۶۳
۵	۰/۷۴	۰/۸	۰/۹۱	۰/۹۵	۱/۳
۱۰	۱/۱۷	۱/۲۷	۱/۴۵	۱/۵۳	۲/۰۸
۲۵	۱/۹۹	۲/۱۴	۲/۴۵	۲/۶۲	۳/۴۷
۵۰	۲/۸۶	۳/۰۶	۳/۵۷	۳/۸۳	۴/۹۳
۱۰۰	۴/۰۵	۴/۳۵	۵/۰۰	۵/۵۴	۶/۹۳

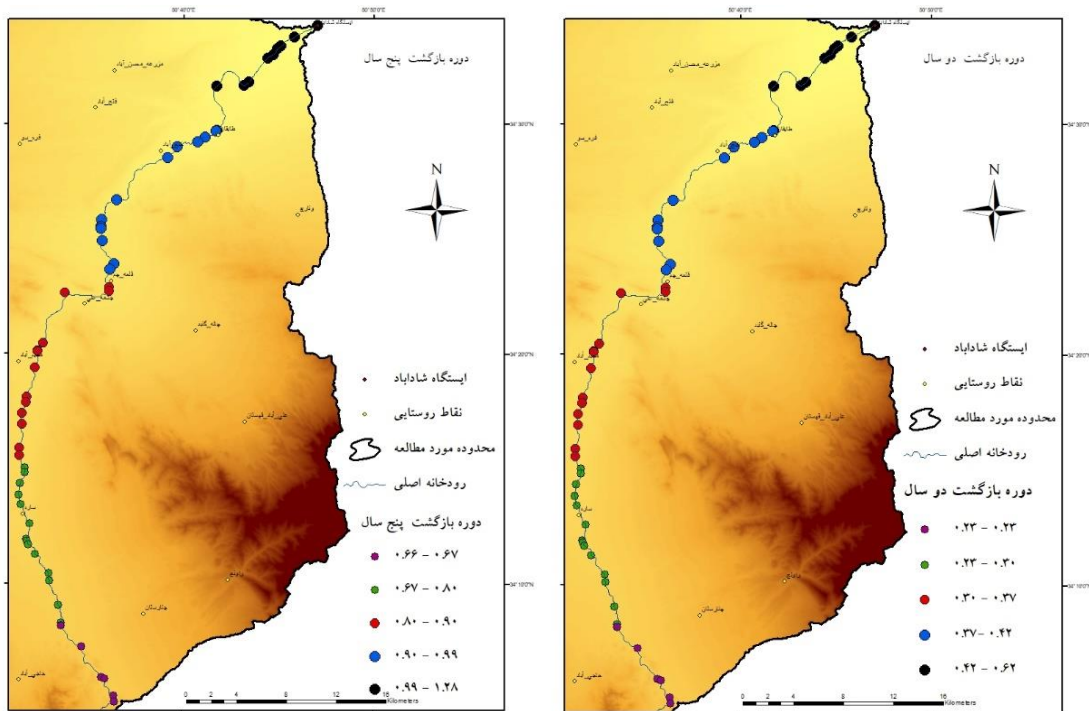
رابطه عمق آب محاسباتی و مساحت بالادست در هر زیرحوضه حاکی از رابطه مستقیم با ضریب تعیین (R^2) بالا (۰/۹۸) بوده است که در شکل شماره ۴ رابطه مورد نظر و ضریب تعیین برای هر دوره بازگشت برای زیرحوضه‌های ۵ گانه نشان داده شده است که ضریب تعیین بالا رابطه قوی بین مساحت بالادست و ارتفاع آب را نشان می‌دهد. بنابراین بر اساس معادله تعیین شده با داشتن مساحت بالادست میزان ارتفاع آب را در هر نقطه انتخابی تعیین می‌شود.

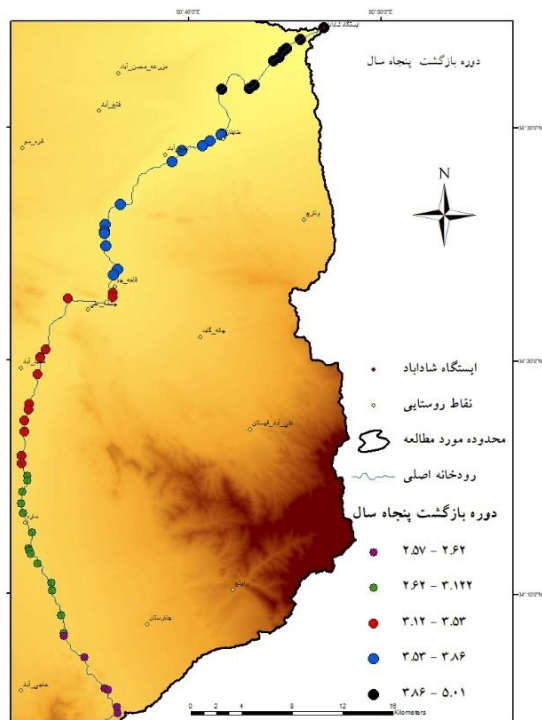
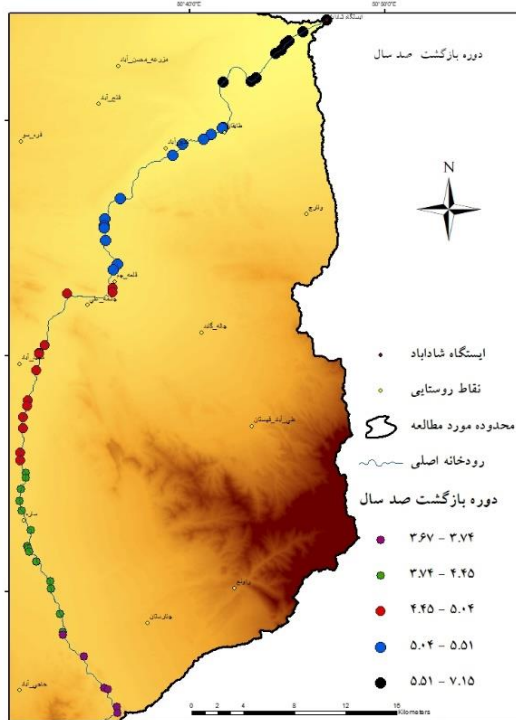
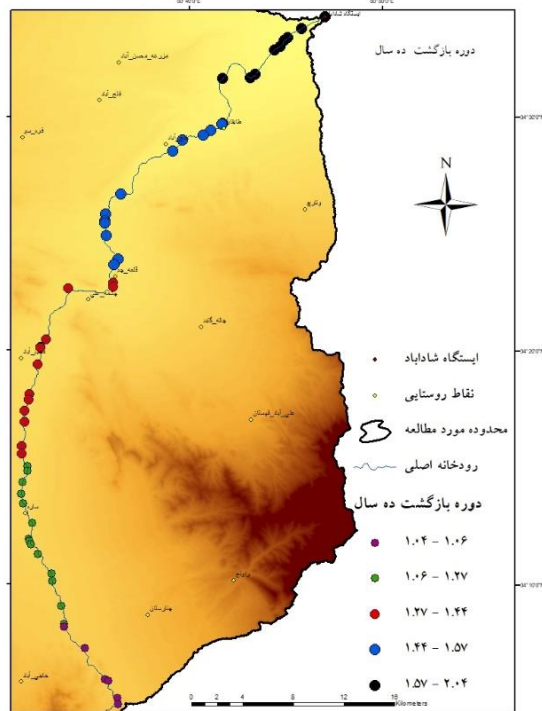
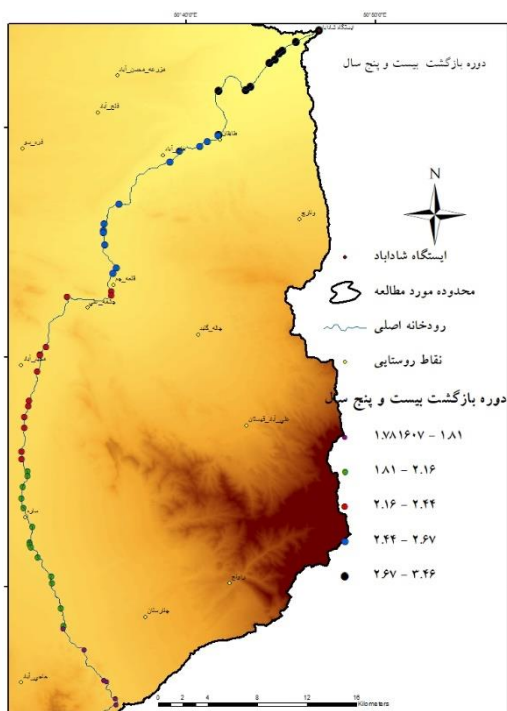


شکل ۴) ارتباط مساحت بالادست هر نقطه انتخابی با ارتفاع آب در ارتباط با دوره بازگشت‌های مختلف (۲، ۵، ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۱۰۰ سال)

پس از استخراج رابطه بین عمق آب و مساحت بالادست، میزان عمق آب در نقاط مختلف (۵۶ نقطه دیگر بر روی رودخانه اصلی) با توجه به معادله به دست آمده در شکل ۴ و با داشتن مساحت زهکشی بالادست هر نقطه محاسبه شد. جایگاه هر کدام از نقاط انتخابی در منطقه مورد مطالعه و میزان عمق آب متناظر در آن نقاط (۵۶ نقطه) تعیین شده است.

محاسبات صورت گرفته حاکی از آن است که میزان عمق آب در دوره بازگشت دو سال از ۰/۲ (متر) در بالادست رودخانه تا ۰/۶ (متر) در پایین دست و در خروجی متغیر می‌باشد و به ترتیب میزان عمق آب برای دوره بازگشت مختلف (پنج سال آن بین ۰/۶ تا ۱/۲۶ (متر)، میزان آن برای ده سال آن بین ۰/۶ تا ۱/۲۶ (متر)، بیست و پنج سال بین ۱/۰۴ تا ۲/۰۴ (متر) پنجاه سال میزان آن بین ۱/۷۸ تا ۳/۴۶ (متر)، صد سال میزان آن بین ۳/۶ تا ۷/۱۵ (متر) متغیر می‌باشد. (شکل ۵). بنابراین با داشتن مختصات هر نقطه روی رودخانه اصلی و میزان مساحت بالادست با استفاده از روش اشل متغیر سیل، میزان عمق آب قابل محاسبه خواهد بود.





شکل ۵: تغییرات عمق آب به متر در رودخانه قهرود با توجه به دبی محاسباتی در مقاطع مختلف در دوره بازگشت‌های مختلف (سال ۱۰۰، ۵۰، ۲۵، ۱۰، ۵، ۲)

نتیجه گیری

در بسیاری از مناطق ایران، ایستگاه‌های هیدرومتری برای بررسی تغییرات مکانی دبی در سطح حوضه وجود ندارد یا به اندازه کافی وجود ندارد. بنابراین استفاده از روش‌های که به ویژگی مورفولوژی حوضه مرتبط باشد به دلیل در دسترس بودن آن به منظور بررسی شرایط هیدرولوژی منطقه و شناسایی مناطق مستعد سیلاب و آب‌گرفتگی می‌تواند گزینه مناسب باشد.

در این مقاله با استفاده از روش اشل متغیرسیل (VFS) با استفاده از دبی با دوره بازگشت‌های مختلف و ویژگی مورفولوژی منطقه، سرعت پیمایش دبی اوج (V_j) محاسبه و با استفاده از آن، دبی اوج محاسباتی با استفاده از اشل متغیر سیل و عمق آب با دوره بازگشت‌های مختلف برآورد شد. نتایج حاکی از ارتباط مستقیم بین مساحت حوضه و میزان عمق آب با ضریب تعیین بالا در دوره بازگشت‌های مختلف در حوضه قمرود می‌باشد که هر چه به پایین دست حوضه حرکت کنیم میزان عمق آب افزایش می‌یابد. بنابراین قسمت‌های پایین دست رودخانه قمرود (در ورودی شهر قم و منطبق با شهرک جدید مسکونی پردیسان) با مخاطره سیل بیشتری روبه رو خواهد بود. نتایج حاصل از پژوهش حاضر به مدیران شهری و روستایی کمک خواهد کرد که با آگاهی از میزان مساحت بالادست در هر نقطه از حوضه به میزان عمق آب آگاهی پیدا کنند و به برنامه ریزی در جهت کاهش آسیب جانی و مالی اقدام نمایند. از جمله محدودیت‌های پژوهش، در دسترس نبودن ایستگاه هیدرومتری متعدد در حوضه مورد مطالعه است که امکان ارزیابی نتایج بدست آمده با داده‌های ایستگاهی فراهم نبود و در مراحل مختلف تنها ایستگاه خروجی (شادآباد) به عنوان معرف در نظر گرفته شد و در مناطقی که حداقل دو یا سه ایستگاه با طول آماری طولانی می‌تواند به ارزیابی دقت این مدل کمک کند.

سپاس‌گزاری

بدین‌وسیله از حمایت مالی صندوق حمایت از پژوهشگران و فناوران کشور (INSF) در انجام این تحقیق، کمال تشکر و قدردانی را داریم.

منابع و ماخذ

۱. بزرگ حداد، امید؛ سارا خسروشاهی اصل، محبوبه زارعزاده، پوریا جوان. ۱۳۹۲. توسعه مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی در حفاظت مناطق سیل‌گیر. نشریه آب و خاک (علوم و صنایع کشاورزی)، ۲۷ (۳): ۴۶۲-۴۷۱.
۲. جعفری، محمدرضا و شمس‌الله عسگری. ۱۴۰۰. پهنه‌بندی آسیب‌پذیری عرصه‌های پخش سیلاب مطالعه موردی: ایستگاه پخش سیلاب موسیان استان ایلام). نشریه تحلیل فضایی مخاطرات محیطی، ۸ (۲): ۱۵۱-۱۶۴.
۳. روشن، حسین؛ قربان وهاب زاده، کریم سلیمانی، رسول فرهادی. ۱۳۹۲. شبیه‌سازی رفتار هیدرولیکی رودخانه با استفاده از مدل HEC-RAS در محیط GIS مطالعه موردی: رودخانه بشار، استان کهگیلویه و بویراحمد. پژوهشنامه مدیریت حوزه آبخیز، ۴(۷): ۸۴-۷۰.
۴. شکیب، سید حامد؛ حمید شجاع رستگاری، علی اسماعیلی. ۱۳۹۰. بررسی تغییرات عمق آب رودخانه شهری با استفاده از منطق فازی-عصبی. یازدهمین سمینار سراسری آبیاری و کاهش تبخیر، باهنر کرمان.
۵. ظهیری، جواد و آشناور، مهران. ۱۳۹۸. مدل‌سازی دوبعدی هیدرولیک جریان در رودخانه کارون. علوم آب و خاک- ویژه‌نامه سیل و فرسایش خاک، ۲۳ (۴): ۳۳۱-۳۴۴.
۶. غلامی، معصومه؛ عزت‌الله قنواتی، علی احمدآبادی. ۱۳۹۸. شبیه‌سازی پهنه‌های سیل‌گیر در حوضه‌های آبریز کلان شهر تهران (حوضه کن). تحلیل فضایی مخاطرات محیطی، ۶ (۴): ۹۵-۱۰۸.

1. Amoateng, P.; C. M. Finlayson, J. Howard, and B. Wilson.2018. A multi-faceted analysis of annual flood incidences in Kumasi, Ghana. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, **27**: 105–117
2. Dodov, B. ; and E. Fofoula-Georgiou. 2004. Generalized hydraulic geometry: derivation based on a multiscaling formalism. *Water Resources Research*, **40**: 101-137. DOI:10.1029/2003wr002082
3. Munna,G.M.; M.J.B. Alam, M.M. Uddin, N. Islam, A.A. Orthee ,and Kh. Hasan.2021. Runoff prediction of Surma basin by curve number (CN) method using ARC-GIS and HEC-RAS. *Environmental and Sustainability Indicators*, **11**: 1-7.
4. Hosseini, S.M.; N.Mahjouri ,and S.Riahi .2016. Development of a Direct Geomorphologic IUH Model for Daily Runoff Estimation in Ungauged Watersheds. *Hydrology. Engineering*, **21(6)**, 05016008.DOI: 10.1061/(ASCE) HE .1943-5584.0001333.
5. Li, j.; Y. Zhoa, L. Bates, J.Neal, S. Tooth, L. Hawker ,and C. Maffei .2020. Digital Elevation Models for topographic low-gradient, terminal dryland rivers: A comparison of spaceborne datasets for the Río Colorado, Bolivia. *Journal of Hydrology*, **591**: 125617.
6. Leopold, L.B.; and T.Jr, Maddock.1953. The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. *Geological survey professional paper*, **252**: 145-157
7. Munna, G. M. ; M. J. B Alam, M. M. Uddin, N. Islam, A. A. Orthee, K. Hasan .2021. Runoff prediction of Surma basin by curve number (CN) method using ARC-GIS and HEC-RAS. *Environmental and Sustainability Indicators*, **11**:100129
8. Munich, R. E. 2005. Topics Geo, annual review, natural catastrophes 2005. *Knowledge series Munich, Germany: Topics Geo*, (2006, <https://doi.org/Yes>).
9. Nardi ,F.;E. Vivoni,S. Grimaldi. 2006. Investigating a floodplain scaling relation using a hydrogeomorphic delineation method. *Water Resources Research* ,**42**:9-28. DOI:10.1029/2005WR004155
10. Perera, E. D. P.; A. Hiroe, D.Shrestha, K. Fukami, D. B. Basnyat,S. Gautam. A.Hasegawa, T.Uenoyama, and S.Tanaka .2015. Community-based Flood Damage Assessment Approach for Lower West Rapti River basin in Nepal under the Impact of Climate Change. *Natural Hazards*, **75**: 669-699.
11. Rathjens,H, K.; N.Oppelt, D. Bosch, J,G .Arnold, M.Volk. 2014. Development of a grid-based version of the SWAT landscape model. *Hydrological Processes*, **29**: 900–914. DOI:10.1002/hyp.10197.
12. Rathjens,H, K.; Bieger, I. Chaubey, J. G. Arnold, P. M.Allen, R. Srinivasan, D. D. Bosch, and M. Volk .2016. D. D. Bosch and M. Volk .2016. Delineating floodplain and upland areas for hydrologic models: a comparison of methods. a comparison of methods. *Hydrological processes*, **30**: 4367–4383.
13. Rodríguez-Iturbi.; I and JB. Valdés .1979. The geomorphologic structure of hydrologic response. *Water Resources Research*,**15**: 1409–1420. DOI:10.1029/wr015i006p01409.
14. Smith, K.; and DN. Petley .2009. Environmental hazard: assessing risk and reducing disaster. 5th edn. Routledge, London(book).
15. Thompson CM .; and T.G. Frazier .2014. Deterministic and probabilistic flood modeling for contemporary and future coastal and inland precipitation inundation. *Appl Geogr*, **50**:1–14.
16. Borwarginna,P.;H. Jason ,Hagab. W.Kusakunniran .2022. Predicting river water height using deep learning-based features .ICT Express, in press <https://doi.org/10.1016/j.ict.2022.03.012>.

Estimation of the flood depth years in the Qom-Roud River by combining the hydraulic characteristics of the river and the geomorphic characteristics of the catchment area. problem statement

Floods are considered to be the costliest natural disasters and leading about one third of the economic losses caused by natural hazards (Munich,2015). The risk of flooding has been increasing commonly over the past thirty years. Since in some rivers, especially in dry and semi-arid areas, including the Qom-Roud River, researchers are facing a lack of data needed to check the water depth and peak flow. Therefore, achieving a localized method by using the geomorphological characteristics of the region is essential for delineating floodplains. In this regard, using the Variable flood stage method (VFS) as a hydrogeomorphic floodplain delineation method that links a simplified inundation algorithm with the river basin properties and the hydrological characteristics of a flood event could be gainful.

Research Methods

The Qom-Roud River basin is located in the geographical coordinates between 50°29′ to 50°46′ longitude and 34°19′ to 34°34′ north latitude. Qom-Roud River originates from Zardkoh, it flows into the Salt Lake. the only hydraulic station in Shadabad that has long-term hydrometric data. The Variable flood stage method (VFS) is used as a method to predict the flow rate and water depth.it. Firstly, the return period of peak discharge at Shadabad station was calculated and then the product of effective rainfall depth and peak

velocity v_j associated with a given flood discharge Q_f (m^3/s) is estimated using the geomorphologic instantaneous unit hydrograph equation:

$$v_j = \frac{Q_f \cdot L_\Omega}{1.31 \cdot R_i^{0.43} \cdot A}$$

where R_i is the Horton length ratio [dimensionless], L_Ω is the maximum-order channel length (km), and A (m^2) is the contributing area for the location. Because rainfall depth and peak velocity are assumed to be constant across the watershed, the flood discharge Q_i at each channel location is given by the GIUH equation and can be expressed.

$$Q_i = 1.31 \cdot L_\Omega^{-1} \cdot R_i^{0.43} \cdot v_j \cdot A_i \quad i = 1, \dots, n_c$$

where A_i is the contributing area (m^2) at grid cell i . The Manning equation expresses an alternative estimate of discharge:

$$\widehat{Q}_i(h_i) = N^{-1} \cdot \widehat{A}_i(h_i) \cdot R_i^{\frac{1}{3}}(h_i) \cdot S_i^{\frac{1}{2}} \quad i = 1, \dots, n_c$$

where \widehat{Q}_i (m^3/s) is the discharge given by the Manning equation, N is the Manning roughness ($m^{\frac{1}{3}} \cdot s$), h_i is the flooded depth, \widehat{A}_i is the cross-section area (m^2), R_i is the cross-section hydraulic radius (m), and S_i is the mean channel slope ($m/m-1$) at grid cell. Next, the appropriate flooded depth $h\widehat{Q}_i$ is computed by solving $\widehat{Q}_i(h\widehat{Q}_i) - \widehat{Q}_i = 0$. These yields tuples $(h\widehat{Q}_i, A_i)$. Once the tuples are derived, a variable flooded depth h_i is calculated for each stream cell as a function of the drainage area.

Result

In order to calculate the water depth along the river, Shadabad station was selected as the output hydrometric station. The hydrological and network characteristics obtained from the Alos PALSAR digital model at a height of 12.5 meters. And the goodness-of-fit test for Discharge Peak with return periods of 2, 5, 10, 25, 50 and 100 was determined by the Weibull method and by using Easy Fit software. The study basin was divided into 5 sub-basins, the outlet of each of them is on the main river and hydraulic data consist of Channel width, longitudinal slope and upstream area, Manning coefficient were calculated. The peak velocity v_j along with the flood discharge Q_f (m^3/s) has been estimated using the hydrograph relationship of the Instantaneous unit hydrograph. The required data include the basin area (km^2), Horton's length ratio [without dimension], the length of the channel with the highest rank (km). Thus, the peak flow rate (v_j) for the two-year return period is 0.3, the five-year return period is 0.73, the ten-year return period is 1.15, for the twenty-five-year return period is 93.1, the fifty-year return period is 75.2 and 87.3 ($m^3 \cdot s$) have been estimated for the return period of one hundred years. The amount of discharge (Q_i) calculated using the Variable flood stage method in each sub-basin for different return periods (100, 50, 50, 25, 10, 5, 2 years) by using peak discharge (v_j) which is shown in table number 1;

Table 1: calculating of peak flow and discharge for each sub-basin with different return periods (Q_i) for each sub-basin

Discharge of Shadabad station with different return periods ($m^3/1s$)	Return period	Peak flow rates in different return periods (m^3/s)	Sub basin1 (m^3/s)	Sub basin2 (m^3/s)	Sub basin 3 (m^3/s)	Sub basin 4 (m^3/s)	Sub basin 5 (m^3/s)
		(v_j)	Q_i	Q_i	Q_i	Q_i	Q_i
34.69	2	0.3	4.78	12.38	15.17	20.26	34.69
83.98	5	0.73	11.58	22.99	36.72	49.05	83.98
133.03	10	1.15	18.43	47.50	58.17	77.69	133.03
223.19	25	1.93	30.77	79.66	97.59	130.34	223.19
318.94	50	2.75	43.99	113.88	139.46	186.26	318.94
448.18	100	3.87	61.78	160.02	195.96	261.73	448.18

$\widehat{Q}_i(h\widehat{Q}_i)$ was calculated by Manning's coefficient, cross-sectional area, hydraulic radius of the cross-section and the average slope of the channel for five basins. Thus, to reach a flow rate of 4.78 meters (m^3/s) at the outlet under basin 1 with a return period of two years, the water height must reach 0.26 (m), to reach a flow rate of 12.38 (m^3/s) in the outlet under basin 2 with a return period of two years, the water level should reach 0.33 (m). The water height in other sub-basins for the calculated discharge is which is shown in table number 2;

Table 2: calculating of peak height for each sub-basin with different return periods ($\widehat{Q}_i(h\widehat{Q}_i)$) for each sub-basin

return periods	Sub basin1 (m)	Sub basin2 (m)	Sub basin 3 (m)	Sub basin 4 (m)	Sub basin 5 (m)
2	0.26	0.33	0.38	0.39	0.63
5	0.74	0.84	0.91	0.95	1.3
10	1.17	1.27	1.45	1.53	2.08
25	1.99	2.14	2.45	2.62	3.47
50	2.86	3.06	3.57	3.83	4.93
100	4.04	4.35	5.005	5.54	6.93

After calculating the water height with the corresponding calculated discharge, the relationship between the calculated water height and the area in each sub-basin was checked, which has a direct relationship with a high coefficient of determination (R^2) was (0.98). After reaching the relationship between the water depth and the upstream area, the water depth in different points (56 other points on the main river).

Key words: flood hazards, Variable flood stage method, Qom-Roud basin, hydraulic model, geomorphy, water depth.