

Research Paper

مقاله پژوهشی

Determining the Instantaneous Peak Factor in Water Distribution Networks

تعیین ضریب حداکثر تقاضای لحظه‌ای در شبکه‌های توزیع آب

Ramtin Mazaheri¹, Mohammadreza Jalili Ghazizadeh^{2*} and Homayoun Motiee²

رامتین مظاهری^۱، محمدرضا جلیلی قاضی‌زاده^{۲*} و همایون مطیعی^۲

1- PhD Student, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran.

۱- دانشجوی دکتری مهندسی محیط‌زیست گرایش مهندسی آب و فاضلاب، دانشکده عمران، آب و محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران.

2- Associate Professor, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran.

۲- دانشیار دانشکده عمران، آب و محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران.

*Corresponding Author, Email: m_jalili@sbu.ac.ir

*نویسنده مسئول، ایمیل: m_jalili@sbu.ac.ir

Received: 24/04/2023

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۲/۰۴

Revised: 05/09/2023

تاریخ اصلاح: ۱۴۰۲/۰۶/۱۴

Accepted: 10/09/2023

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۰۶/۱۹

© IWWA

© انجمن آب و فاضلاب ایران

Abstract

چکیده

Water Distribution Networks (WDNs) are typically designed based on the Hourly Peak Factor (HPF), which represents the ratio between the maximum and average hourly flow during a day. However, to achieve optimal WDN operation, it is necessary to analyze water demand changes at sub-hourly (instantaneous) time intervals. Due to the lack of data on sub-hourly Peak Factors (PFs), this study calculates PFs for various sub-hourly intervals using flow field data from different WDNs. The results indicate that the PF increases as both population size and time interval decrease. For instance, in populations of 1,000 and 10,000, the PF increases by 53% and 33%, respectively, when the time interval is reduced from one hour to half an hour. Based on the findings, a new equation is proposed to estimate PF based on population and time interval parameters. Additionally, the HPFs in WDNs were compared with those from various references, including the 117-3 standard. The findings of this study can be applied to the design and operation of WDNs.

شبکه‌های توزیع آب معمولاً براساس ضریب حداکثر ساعتی تقاضای آب طراحی می‌شوند. این ضریب نسبت بین جریان حداکثر به متوسط ساعتی را در یک شبانه‌روز نشان می‌دهد. اما برای دستیابی به اهداف بهره‌برداری بهینه از شبکه‌های توزیع آب، بررسی نوسان تقاضا در گام‌های زمانی کم‌تر از یک ساعت (لحظه‌ای) نیز لازم است. با توجه به نبودن اطلاعات کافی برای تعیین ضرایب حداکثر تقاضا برای گام‌های زمانی کم‌تر از یک ساعت، در این مقاله با اندازه‌گیری جریان ورودی به شبکه آب در پروژه‌های مورد مطالعه، ضریب حداکثر تقاضای آب در گام‌های زمانی کم‌تر از یک ساعت محاسبه شد. نتایج نشان می‌دهد که ضریب حداکثر تقاضا با کاهش هر دو مشخصه جمعیت و گام زمانی، افزایش می‌یابد. برای نمونه در جمعیت ۱۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ نفر، مقدار ضریب حداکثر تقاضا در گام زمانی نیم ساعته نسبت به یک ساعته به ترتیب حدود ۵۳ و ۳۳ درصد افزایش می‌یابد. برپایه نتایج به دست آمده، رابطه جدیدی برای برآورد ضریب حداکثر تقاضا براساس جمعیت و گام‌های زمانی مختلف ارائه شد. هم‌چنین ضریب حداکثر تقاضای ساعتی در پروژه‌های مورد مطالعه، با مراجع گوناگون همانند نشریه ۱۱۷-۳ مقایسه شد. نتایج تحقیق حاضر برای طراحی و بهره‌برداری از شبکه‌های توزیع آب می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

Keywords: Peak Factor, Maximum Hourly Demand, Design and Operation of Water Distribution Network.

کلمات کلیدی: ضریب حداکثر تقاضا، حداکثر تقاضای ساعتی، بهره‌برداری از شبکه‌های توزیع آب.

(Gan, 2012). مطالعات نشان می‌دهد که مقدار ضرایب ساعتی با توجه به جمعیت ناحیه، تغییر خواهد کرد (DVGW, 2004, 2007; Zhang, 2005; Martínez-Solano et al., 2008; Tricarico et al., 2007; Balacco et al., 2017). به‌عنوان نمونه در یک پژوهش، یک رابطه معکوس بین ضریب حداکثر تقاضای ساعتی با جمعیت معرفی شد (Diao et al., 2010). هم‌چنین با بررسی داده‌های میدانی سه روستا با جمعیت مختلف در جنوب ایتالیا، منحنی‌های تغییرات جریان در مدت ۲۴ ساعت در گام‌های زمانی ۱۰ دقیقه با مقدار مشترکین موجود در هر ناحیه ارائه شده و با برآزش توزیع گامیل^۴ برای مقادیر ضریب حداکثر تقاضای آب، رابطه‌ای بین ضریب حداکثر تقاضای لحظه‌ای^۵ و جمعیت ارائه شد (Balacco et al., 2018). با افزایش جمعیت مقدار ضریب حداکثر تقاضای لحظه‌ای و نوسانات تقاضا (اختلاف مقدار حداکثر و حداقل ضریب تقاضا در الگوی روزانه تقاضای آب) کاهش می‌یابد. براساس نشریه ۱۱۷-۳، در شرایط نبودن اطلاعات جریان ورودی به ناحیه مورد نظر، مقادیر ضریب حداکثر تقاضا متناسب با جمعیت مطابق جدول ۱ خواهد بود (معاون نظارت و راهبردی ریاست جمهوری، ۱۳۹۲، سازمان برنامه و بودجه، ۱۳۷۱). در جدول ۱، مقادیر ضریب حداکثر تقاضای ساعتی در نشریه ۳-۱۱۷ با مراجع دیگر (Brière, 2014; Adams, 1961; Ippolito and De Martino, 1995) مقایسه شده است.

از آن‌جا که جریان در شبکه‌های توزیع آب تابع مصارف مشترکین در ساعات مختلف شبانه‌روز و روزهای مختلف سال است، حداکثر مقدار تقاضای مورد انتظار در یک شبکه توزیع آب شاخص مهمی به‌منظور دستیابی به اهداف طراحی و بهره‌برداری از شبکه محسوب می‌شود (Tricarico et al., 2014). حداکثر تقاضای آب، به‌صورت بیش‌ترین حجم جریان آب در طول یک دوره زمانی نسبتاً کوتاه (به‌عنوان مثال یک ثانیه، یک دقیقه یا یک ساعت) تعریف می‌شود. روش‌های مختلفی برای برآورد حداکثر تقاضای آب از دستورالعمل‌های طراحی و گزارش‌های تحقیقاتی در دسترس است که رایج‌ترین آن‌ها، استفاده از ضریب حداکثر بدون بعد^۱ است (Research, 2003). ضریب حداکثر تقاضا (PF)^۲، نسبت بین حجم حداکثر به متوسط جریان آب در طول یک گام زمانی نسبتاً کوتاه (مثلاً ساعت) برای یک دوره بررسی زمانی نسبتاً طولانی (مثلاً شبانه‌روز یا سال) است. لذا حداکثر حجم تقاضای آب در مدت یک ساعت به متوسط حجم تقاضای آب ساعتی در یک روز، به‌عنوان ضریب حداکثر تقاضای ساعتی^۳ تعریف می‌شود. مقادیر ضریب حداکثر تقاضا با توجه به جنبه‌های اجتماعی و اقتصادی موجود در هر ناحیه مورد مطالعه قرار گرفته است (Balacco et al., 2017; Zhang et al., 2005; Gargano et al., 2010; Gato-Trinidad and

جدول ۱- مقادیر ضریب حداکثر تقاضا بر اساس مراجع مختلف

ضریب حداکثر ساعتی					جمعیت (نفر)
Ippolito and De Martino (1995)	Adams (1961)	Brière (2014)	سازمان برنامه و بودجه (۱۳۷۱)	معاون نظارت و راهبردی ریاست جمهوری (۱۳۹۲)	
۵-۴	۵/۹-۲/۲	۳/۵-۳/۴	۲/۵-۲	۳-۲	کم‌تر از ۵۰۰۰
۹-۲/۴	۴/۵-۲/۲	۹/۳-۲/۳	۵-۱/۲	۸-۱/۲	۲۰۰۰۰-۵۰۰۰
۲/۹-۲	۲/۲-۱/۴	۶/۹-۲/۲	۴/۸-۱/۱	۶/۸-۱/۱	۱۰۰۰۰۰-۲۰۰۰۰
۵-۱/۲	۲/۱-۲	۵/۶-۲/۲	۲/۶-۱/۱	۴/۶-۱/۱	۳۰۰۰۰۰-۱۰۰۰۰۰
۱/۵	۹-۱/۲	۲/۵-۲/۲	۲/۴-۱/۱	۲/۴-۱/۱	بیش از ۳۰۰۰۰۰

معیارهای پیشنهادی استانداردها و مراجع ملی و بین‌المللی، اهمیت منطقه‌ای کردن ضرایب حداکثر را نشان داد. برای مثال، در خصوص کوچک‌ترین شبکه مورد مطالعه، ضریب حداکثر پیشنهادی نشریه ۳-۱۱۷، به‌مقدار ۲۷/۳ درصد کم‌تر از ضریب حداکثر واقعی به‌دست آمده در پژوهش یادشده است (مرادی سبزوکی و همکاران، ۱۳۹۳). روابط ضریب حداکثر تقاضای ساعتی (PF_H) متناسب با جمعیت هر ناحیه برحسب هزار نفر (P) یا تعداد مشترکین (N) در جدول ۲ ارائه شده است.

نتایج تحلیل داده‌های بررسی میدانی انجام شده در شهرستان کاشمر برای مطالعه ضریب حداکثر تقاضای آب، نشان داد که ضریب حداکثر ساعتی در شهرستان کاشمر در بازه ۱/۳ تا ۱/۴ متغیر است که با مقادیر پیشنهادی نشریه ۳-۱۱۷ بازنگری اول، کمی تفاوت دارد (تابش و همکاران، ۱۳۹۴). بررسی میدانی ضریب حداکثر تقاضا در شبکه‌های توزیع آب روستایی در شمال شرق خوزستان با اندازه‌گیری جریان تقاضا در گام‌های زمانی ۷/۵ دقیقه به‌مدت یک سال، تفاوت قابل‌ملاحظه بین ضرایب حداکثر نتیجه‌شده از این تحقیق با

جدول ۲- روابط ضریب حداکثر تقاضای ساعتی

ردیف	ضریب حداکثر تقاضای ساعتی (PF_t)	مرجع
۱	$\begin{cases} 4 & P \leq 5 \\ \frac{4.8}{p^{0.113}} & P > 5 \end{cases}$	Metcalf and Eddy (1915)
۲	$\frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$	Harmon (1918)
۳	$5P^{-0.2}$	Babbitt (1928)
۴	$\frac{5.2}{p^{0.15}}$	Johnson (1942)
۵	$\frac{5}{p^{0.167}}$	Giffit (1945)
۶	$-0.75 \ln P + 6.498$	DVGW (2004)
۷	$\begin{cases} 9.0 & P \leq 0.22 \\ \frac{7}{p^{0.167}} & P > 0.22 \end{cases}$	Zhang (2005)
۸	$5.663P^{-0.1682}$	DVGW (2007)
۹	$11 N^{-0.2}$	Tricarico et al. (2007)
۱۰	$\frac{17.12}{\sqrt{N}} + 2.185$	Martínez-Solano et al. (2008)

تقاضای آب در گام زمانی مشخص با محاسبه سطح زیر منحنی جریان تقاضای آب نسبت به زمان تعیین می‌شود. بنابراین اگر گام زمانی بزرگ‌تر شود، متوسط حجم تقاضای آب در آن گام زمانی کاهش و لذا ضریب حداکثر تقاضا نیز کاهش می‌یابد. بنابراین محاسبه حجم متوسط تقاضای آب در طول گام زمانی انتخابی علت تغییرات میزان حداکثر تقاضا است (Diao et al., 2010).

جدول ۳- ضریب حداکثر تقاضای t روزه در سال (Tchobanoglous and Schroeder, 1987)

مدت زمان، روز	ضریب حداکثر تقاضا
ماه ($t = 30 \text{ d}$)	۱/۴-۱/۱
هفته ($t = 7 \text{ d}$)	۲/۷-۱/۱
روز ($t = 1 \text{ d}$)	۶/۲-۱/۲
ساعت ($t = \frac{1}{24} \text{ d}$)	۲/۳-۲/۲

در محاسبه حجم متعادل‌سازی مخازن ذخیره آب شهری، معمولاً گام زمانی یک ساعت انتخاب می‌شود؛ چنانچه گام زمانی بیش از این مقدار انتخاب شود، با کاهش مقدار تقاضا در گام زمانی مشخص، حجم متعادل‌سازی، کم‌تر محاسبه می‌شود و این موضوع موجب کمبود آب در مخازن ذخیره در ساعات پیک تقاضا خواهد شد. اگر گام زمانی بزرگ‌تر از این مقدار باشد حجم متعادل‌سازی بیش‌تر می‌شود. لذا با توجه به انتخاب یک حجم بهینه از نظر اقتصادی و هم‌چنین حجم مناسب هیدرولیکی، گام زمانی مناسب برای محاسبات هیدرولیکی انتخاب می‌شود. در نتیجه در طراحی شبکه‌های توزیع آب شهری گام زمانی یک ساعت، و در بررسی نشت و جریان شبانه، کسری از یک ساعت در نظر گرفته می‌شود

بزرگی ضریب حداکثر تقاضا در الگوی روزانه تقاضای آب علاوه بر مقدار جمعیت ناحیه، به مقدار انتخابی گام زمانی در الگوی تقاضای آب نیز بستگی دارد. لازم به ذکر است در روابط (۱) الی (۱۰) گام زمانی ثابت (یک‌ساعت) بوده و تنها عامل تغییر در ضریب حداکثر تقاضا، جمعیت است. به‌عنوان مثال با توجه به تغییرات نرخ جریان در طول روز، معمولاً میانگین ضریب حداکثر جریان تعیین‌شده در یک گام زمانی ۱۰ ثانیه‌ای در مقایسه با ضریب حداکثر جریان تعیین‌شده در یک گام زمانی ۵ دقیقه‌ای بیش‌تر است. رابطه تجربی (۱۱) برای محاسبه ضریب حداکثر در شهرهای مسکونی کوچک پیشنهادشده است (Goodrich, 1942):

$$PF_t = 1.8t^{-0.10} \quad (11)$$

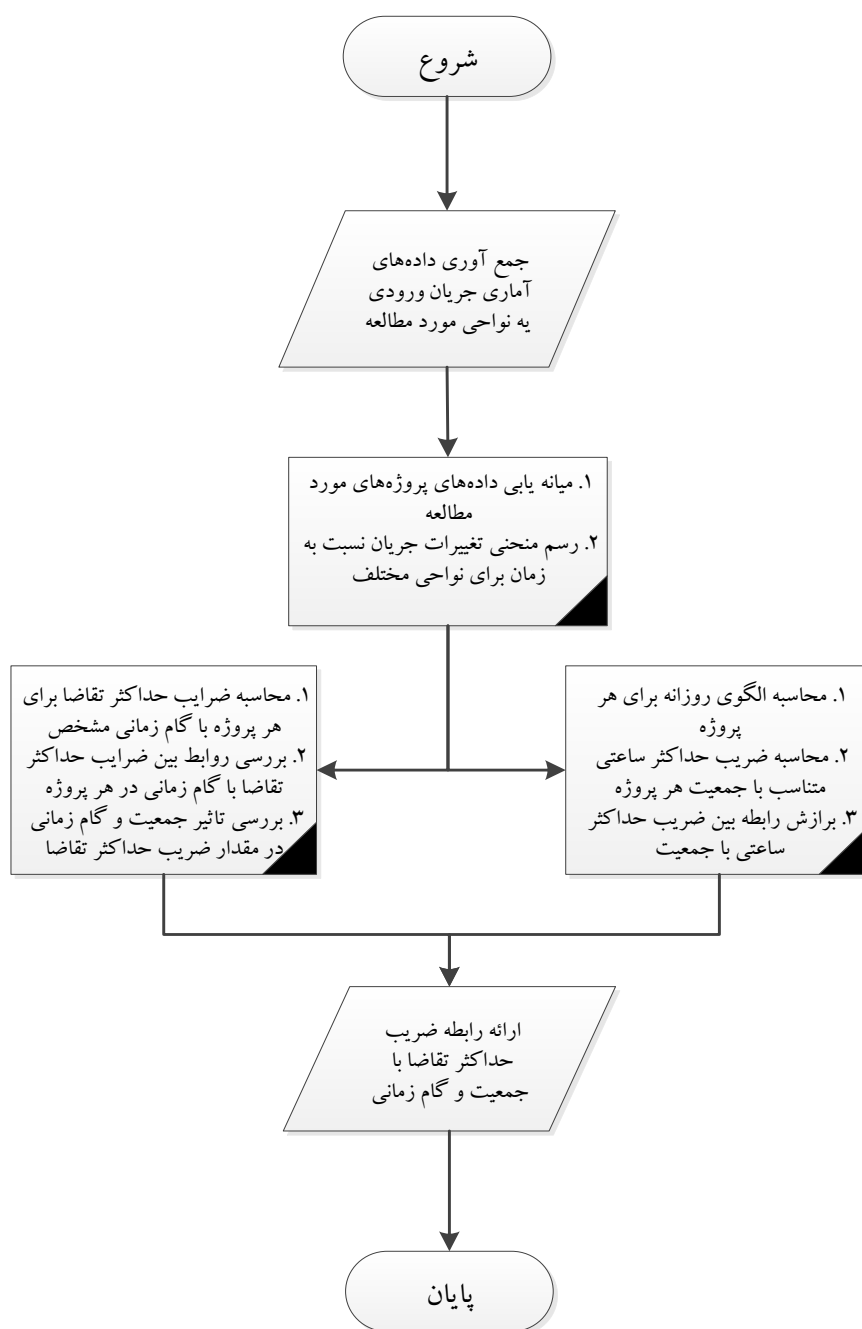
که t : گام زمانی برحسب روز است که مقدار آن می‌تواند از ۲ ساعت (معادل $\frac{2}{24}$ روز) تا ۳۶۵ روز، متغیر باشد.

این رابطه برای گام‌های زمانی کوچک‌تر از ۲ ساعت، قابل استفاده نیست. جدول ۳ نیز مقدار ضریب حداکثر تقاضای t روزه در سال را برای مدت زمان‌های یک ساعت، روز، هفته و ماه نشان می‌دهد (Tchobanoglous and Schroeder, 1987).

با توجه به رابطه (۱۱) و جدول ۳، با کاهش مقادیر گام‌های زمانی، مقدار ضریب حداکثر تقاضا افزایش خواهد یافت. هم‌چنین مقدار ضریب حداکثر تقاضا با کاهش گام مدت زمانی، افزایش می‌یابد (Johnson, 1999). مقدار ضریب حداکثر تقاضا با گام زمانی اندازه‌گیری جریان یک شبکه توزیع آب مرتبط است؛ زیرا حجم

زمانی کم‌تر از یک ساعت ضروری است. در مطالعه حاضر با هدف تحقیق رابطه ضریب حداکثر تقاضای متناسب با جمعیت و گام زمانی، داده‌های میدانی در چند پروژه مختلف مطابق شکل ۱ ارزیابی شد. سپس الگوی تقاضای آب در گام زمانی یک ساعت به ازای جمعیت‌های مختلف اندازه‌گیری شد. همچنین با استفاده از نتایج الگوی روزانه، رابطه‌ای بین مقدار ضریب حداکثر ساعتی و جمعیت برآزش شد. با محاسبه الگوهای تقاضای آب برای گام‌های کوچک‌تر، ضرایب حداکثر تقاضا محاسبه و رابطه بین مقدار ضریب حداکثر تقاضا با تغییرات گام زمانی کم‌تر از یک ساعت بررسی شده است.

(Davis and Sorensen, 1980; Hammer, 1986; Clark et al., 1969). این موضوع تأیید می‌کند که چنانچه مقدار گام زمانی جریان لحظه‌ای تقاضا بیش از حد بزرگ باشد، ممکن است ضریب حداکثر به‌دست آمده نتواند نماینده مناسبی از حداکثر تقاضای آب مورد نظر برای تجزیه و تحلیل خاص شبکه توزیع آب شهری باشد. در تحلیل‌ها به‌خصوص به‌منظور بهره‌برداری بهینه از شبکه توزیع آب شهری، مقدار حداکثر تقاضا با تغییرات گام زمانی کم‌تر از یک ساعت نیز مورد نیاز است. در دستورالعمل‌های موجود، معمولاً ضرایب نوسان تقاضا برای فواصل زمانی کم‌تر از یک ساعت ارائه نشده است؛ لذا بررسی مقدار حداکثر تقاضای مشترکین در گام‌های



شکل ۱- روندنمای پژوهش حاضر

۲- مواد و روش‌ها

۲-۲- محاسبه ضرایب حداکثر تقاضا برای گام‌های زمانی

متفاوت

با توجه به این که یکی از اهداف این مطالعه بررسی تأثیر گام‌های زمانی مختلف (۵/۰ تا ۶۰ دقیقه) در محاسبه ضرایب حداکثر تقاضا است، از داده‌های مربوط به پروژه‌های ۱، ۲، ۵ و ۸ (جدول ۴) که دارای دقت بالای اندازه‌گیری با گام‌های زمانی ۵/۰ و ۵ دقیقه هستند، استفاده شد. به منظور محاسبه ضرایب حداکثر تقاضا در بازه ۵/۰ تا ۶۰ دقیقه، هشت گام زمانی مختلف مطابق جدول ۵ انتخاب شد.

۲-۱- مورد مطالعه

در مطالعه حاضر هشت شبکه توزیع آب در استان‌های مختلف کشور با توجه به ویژگی‌های تنوع مقادیر جمعیت، گام زمانی اندازه‌گیری و حداقل مقدار نشت به شرح جدول ۴ مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور تغییرات مقدار دبی ورودی با نصب دبی‌سنج در ورودی زیر نواحی مورد مطالعه، اندازه‌گیری شد. بازه زمانی اندازه‌گیری برای هر پروژه در جدول ۴ بیان شده است.

جدول ۴- مشخصات نواحی مورد مطالعه

شماره پروژه	جمعیت تقریبی (نفر)	نام زیر ناحیه	محل پروژه	گام‌های زمانی ثبت داده‌ها (دقیقه)	بازه زمانی اندازه‌گیری
۱	۳۵۰	خسروی ۱	خراسان رضوی، شهر مشهد	۵/۰	بهمن ۱۳۹۸ تا اردیبهشت ۱۴۰۰
۲	۶۵۰	نماز ۴	خراسان رضوی، شهر مشهد	۵/۰	فروردین ۱۴۰۰ تا شهریور ۱۴۰۰
۳	۸۵۰	شیدان	اصفهان، روستای شیدان	۳۰	مهر ۱۴۰۰ تا اردیبهشت ۱۴۰۱
۴	۱۷۰۰	کبوترآباد	اصفهان، روستای کبوترآباد	۳۰	آبان ۱۴۰۰ تا اردیبهشت ۱۴۰۱
۵	۳۵۰۰	خسروی ۵	خراسان رضوی، شهر مشهد	۵/۰	فروردین ۱۴۰۰ تا اسفند ۱۴۰۰
۶	۸۰۰۰	معصومیه	خراسان جنوبی، شهر بیرجند	۶۰	فروردین ۱۳۹۹ تا اردیبهشت ۱۴۰۰
۷	۱۱۰۰۰	زون ۱ طیس	خراسان جنوبی، شهر طیس	۶۰	تیر ۱۴۰۰ تا دی ۱۴۰۰
۸	۱۰۰۰۰۰	زون II	خراسان رضوی، شهر مشهد	۵	دی ۱۳۹۹ تا شهریور ۱۴۰۰

جدول ۵- ضرایب حداکثر تقاضا برای گام‌های زمانی مختلف

$PF_{\Delta t}$	$PF_{\Delta t/5}$	PF_1	$PF_{2/5}$	PF_5	PF_{10}	PF_{15}	PF_{30}	PF_{60}
گام زمانی (دقیقه)	۵/۰	۱	۲/۵	۵	۱۰	۱۵	۳۰	۶۰

در شکل ۲ تغییرات مقدار جریان لحظه‌ای برای یک منطقه مسکونی در بازه زمانی پنج دقیقه ارائه شده است. این نمودار مثالی از محاسبات انجام شده توسط رابطه (۱۲) با میانگین تقاضای ۴۳۲ مترمکعب است (Scheepers, 2012). ضریب حداکثر تقاضا در گام زمانی ده ثانیه و پنج دقیقه‌ای نیز در یک دوره زمانی ۲۴ ساعت با استفاده از محاسبه حجم متوسط تقاضای آب ($V_{\Delta t}$) در گام زمانی مشخص (۱۰ ثانیه و ۵ دقیقه) تعیین شده است. با توجه به منحنی تغییرات جریان (آبی رنگ) در شکل ۲، مقدار سطح زیر منحنی برای محاسبه حجم متوسط تقاضای آب برای گام‌های زمانی ۱۰ ثانیه، ۵ دقیقه و ۲۴ ساعت، به ترتیب ۰/۲، ۵/۱ و ۴۳۲ مترمکعب است. بنابراین حجم متوسط تقاضای آب روزانه ($\bar{V}_{\Delta t}$) در گام زمانی ۱۰ ثانیه برابر ۰/۰۵ مترمکعب در هر ۱۰ ثانیه ($\frac{432}{24 \times 60 \times 6} = 0.05$) و در گام زمانی ۵ دقیقه برابر ۱/۵ مترمکعب در هر ۵ دقیقه ($\frac{432}{24 \times 12} = 1.5$) است. لذا مقدار ضریب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی ۱۰ ثانیه ($\frac{0.2}{0.05} = 4$) و پنج دقیقه ($\frac{5.1}{1.5} = 3.8$) محاسبه می‌شود.

بر اساس اطلاعات پروژه‌های مذکور، گام‌های محاسباتی زیر به منظور استخراج ضرایب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی مختلف انجام شد:

۱. حجم متوسط تقاضای آب با استفاده از سطح زیر منحنی نمودار جریان لحظه‌ای در گام زمانی مشخص (جدول ۵) محاسبه شد؛

۲. برای گام زمانی مورد نظر با محاسبه متوسط حجم تقاضای آب و تعیین مقدار حداکثری آن، ضریب حداکثر تقاضا با نسبت حداکثر حجم متوسط تقاضای آب به حجم متوسط تقاضای آب روزانه طبق معادله (۱۲) تعیین شد (Scheepers, 2012):

$$PF_{\Delta t} = \frac{(V_{\Delta t})_{max}}{(\bar{V}_{\Delta t})} \quad (12)$$

که $(V_{\Delta t})_{max}$: بیشترین مقدار حجم متوسط تقاضای آب و $(\bar{V}_{\Delta t})_{avg}$: حجم متوسط تقاضای آب روزانه در گام زمانی مشخص هستند.



شکل ۲- مثالی از تغییرات نرخ جریان لحظه‌ای روزانه در یک منطقه مسکونی

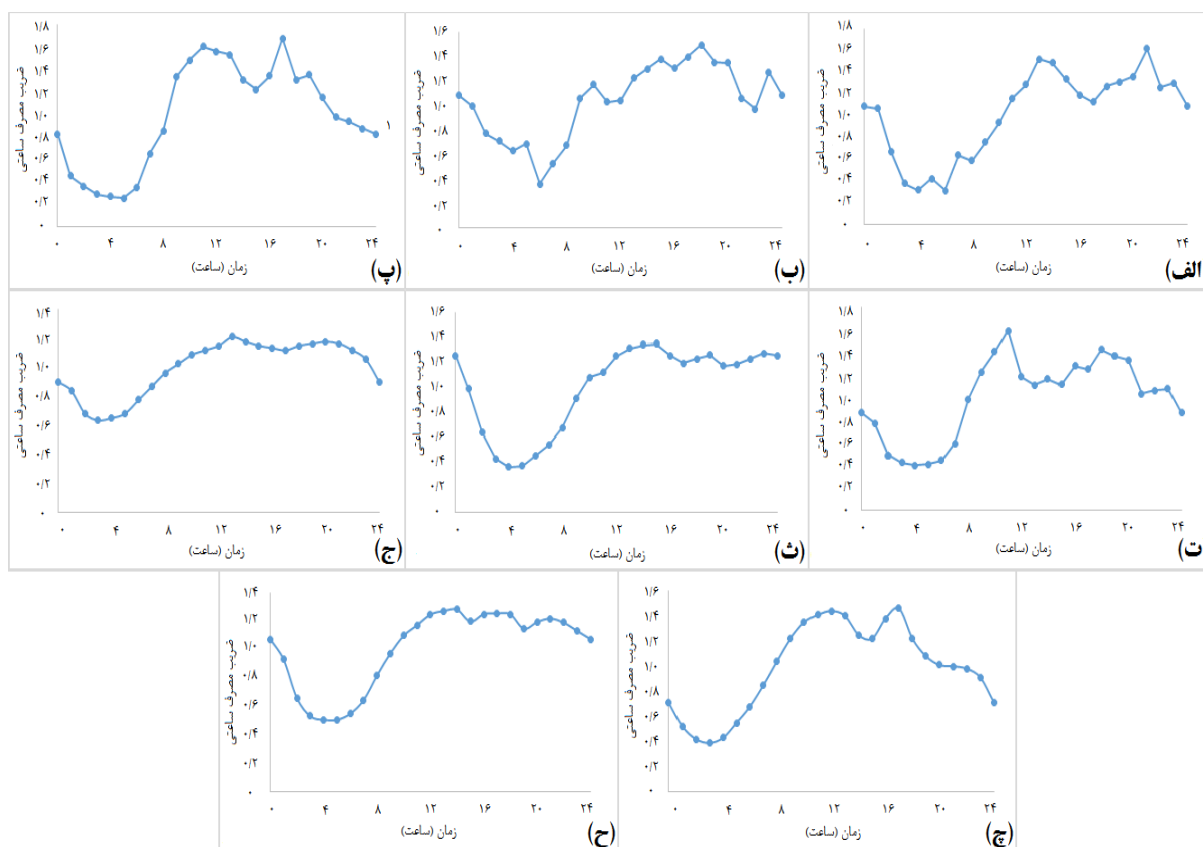
۳- نتایج

هم‌چنین زمان وقوع مقدار حداکثر تقاضای ساعتی در طول مدت زمان بررسی برای هر پروژه متفاوت است.

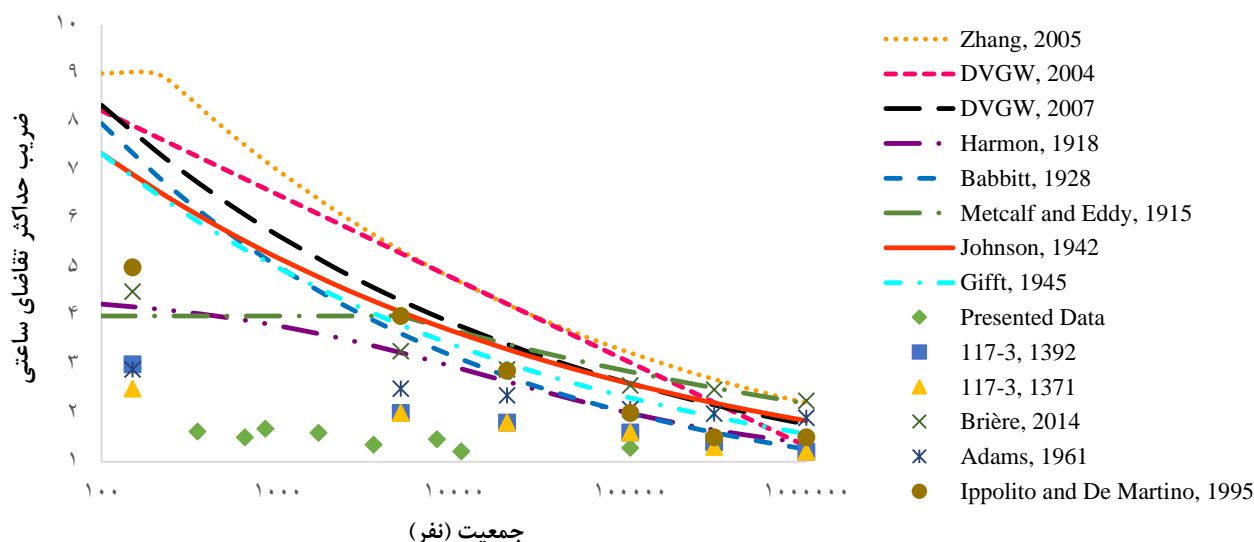
مقادیر عددی ضریب حداکثر تقاضای ساعتی متناسب با جمعیت هر پروژه از الگوی تقاضای آب هر ناحیه (شکل ۳) استخراج شده و در شکل ۴ با عنوان "داده‌های حاضر" نمایش داده شده است. در این نمودار محور قائم، ضریب حداکثر ساعتی و محور افقی، جمعیت برحسب نفر است. هم‌چنین در این شکل روابط (۱) الی (۹) و مراجع جدول ۱ نیز نشان داده شده است.

۳-۱- تأثیر جمعیت بر ضریب حداکثر تقاضای ساعتی

الگوی تقاضای آب برای نواحی مورد مطالعه با بررسی سالیانه داده‌ها در شکل ۳ ارائه شده است. در نمودارهای شکل ۳ محور قائم، مقادیر ضرایب ساعتی و محور افقی، زمان برحسب ساعت است. مقادیر ضرایب ساعتی در الگوی تقاضای آب در نواحی مورد مطالعه، متناسب با جمعیت، مقادیر متفاوتی را نشان می‌دهد.



شکل ۳- الگوی تقاضای آب در گام زمانی یک ساعته برای پروژه‌های شماره: الف) یک؛ ب) دو؛ پ) سه؛ ت) چهار؛ ث) پنج؛ ج) شش؛ چ) هفت؛ و ح) هشت



شکل ۴- مقادیر ضریب حداکثر تقاضای ساعتی محاسبه‌شده در نواحی مورد مطالعه

درصد نسبت به واقعیت کاهش دهد (مرادی سبزوکی و همکاران، ۱۳۹۳).

۳-۲- تأثیر گام زمانی بر ضریب حداکثر تقاضا

به منظور بررسی تأثیر گام زمانی بر ضریب حداکثر تقاضا، در شکل ۵ ضرایب حداکثر تقاضا براساس گام‌های زمانی مختلف مطابق جدول ۵ برای پروژه‌های شماره ۱، ۲، ۵ و ۸ نشان داده شده است. سایر پروژه‌ها به علت عدم امکان اندازه‌گیری ضریب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی کوچک‌تر، در این بخش از پژوهش مورد استفاده قرار نگرفته است.

نتایج شکل ۵ نشان می‌دهد که تفاوت بین ضریب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی مختلف (شیب منحنی) وابسته به جمعیت و مقدار گام زمانی است؛ به طوری که با افزایش جمعیت و هم‌چنین افزایش مقدار گام زمانی، شیب نمودارها کاهش می‌یابد. در شکل ۶ نیز تغییرات نسبت مقدار ضریب حداکثر تقاضا به ضریب تقاضای ساعتی برای گام‌های زمانی مختلف تقسیم بر ۶۰ در مقیاس لگاریتمی (محور x) نمایش داده شده است.

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که با افزایش گام‌های زمانی، نسبت بین حداکثر حجم متوسط تقاضای آب در گام زمانی مشخص و حجم متوسط تقاضای آب در گام زمانی یک ساعت، کاهش می‌یابد و لذا تغییرات جریان کم‌تر و الگوی تقاضای آب متعادل‌تر می‌شود. در شکل ۷ بازه تغییرات ضرایب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی ذکر شده در جدول ۵، با توجه به جمعیت هر ناحیه (جدول ۱) به شکل جعبه‌ای نمایش داده شده است. در این شکل محور قائم، ضریب حداکثر ساعتی و محور افقی، جمعیت برحسب نفر است. با توجه به شکل ۷، نتایج نشان می‌دهد که بازه

اگر به داده‌های اندازه‌گیری در شکل ۴ داده‌های حاضر یک نمودار برازش داده شود، رابطه (۱۳) پیشنهاد می‌شود.

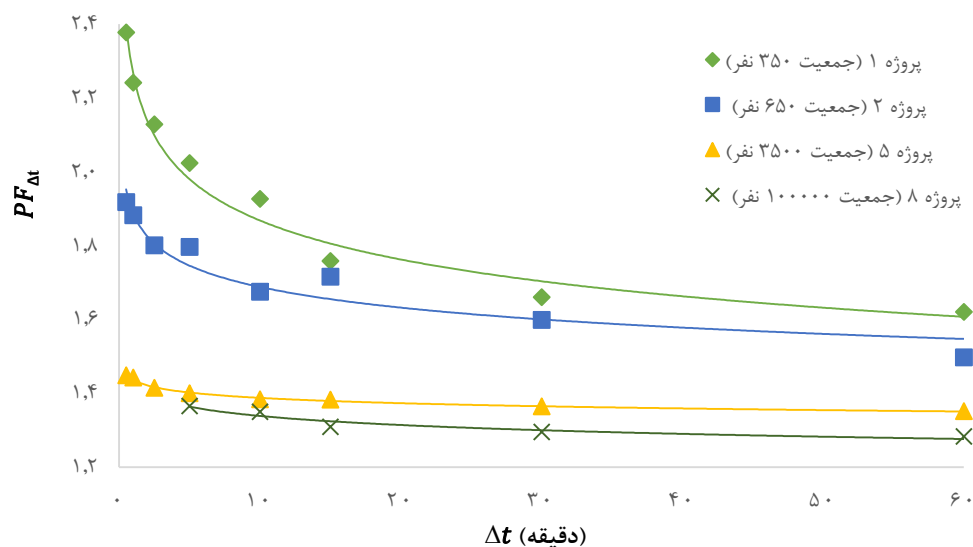
$$PF_h = 0.526P^{-0.173} + 1 \quad (13)$$

که P : جمعیت برحسب هزار نفر و مقدار ضریب رگرسیون (R^2) این رابطه برابر ۰/۶ است.

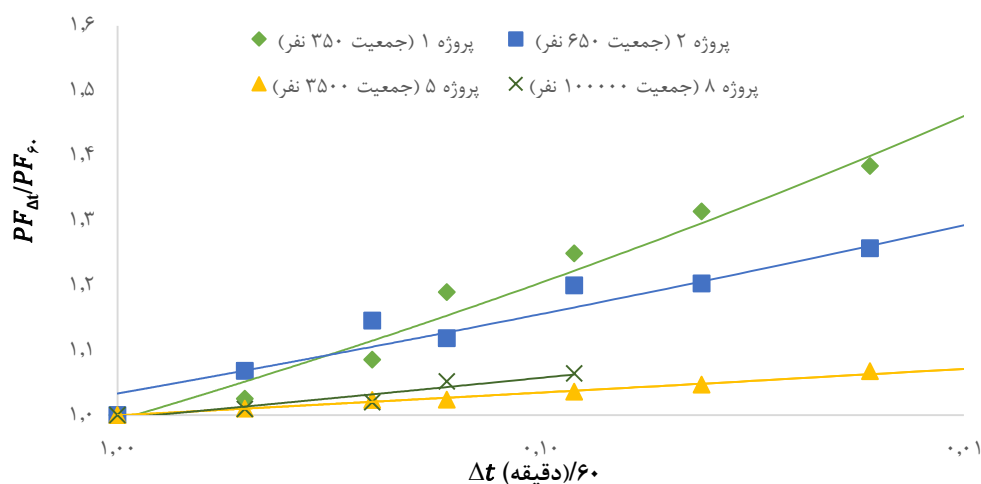
در شکل ۴، بین مقادیر ضرایب حداکثر تقاضای ساعتی محاسبه‌شده توسط داده‌های واقعی و مقادیر ارائه‌شده در سایر مراجع، تفاوت مشاهده می‌شود. از جمله مواردی که مقدار نوسان در الگوی تقاضای روزانه آب یا ضریب حداکثر تقاضای ساعتی را تحت تأثیر قرار می‌دهد، میزان جریان ۲۴ ساعت نشت در نواحی مورد مطالعه و وجود مخازن خانگی است. در پروژه شماره ۵، مشترکین دارای مخزن خانگی ۱۳ درصد بوده‌اند. هم‌چنین در پروژه ۶، آب بدون درآمد حدود ۲۰ الی ۳۰ درصد است. در مقایسه پروژه‌های ۶ و ۷، نمودار الگوی تقاضای آب در پروژه ۶ دارای نوسان کم‌تری است. عوامل ذکر شده باعث ایجاد یک جریان تقاضای متفاوت با الگوی تقاضای مشترکین در مدت ۲۴ ساعت می‌شود. با ترکیب جریان نشت و جریان ورودی به مخازن ذخیره آب خانگی در مدت زمان ۲۴ ساعت با جریان تقاضای آب مشترکین، الگوی تقاضای ورودی به این نواحی دارای نوسان کم‌تری خواهد شد. بنابراین این موضوع باعث متعادل‌سازی جریان تقاضای آب شده و باعث کاهش مقادیر ضریب حداکثر تقاضای ساعتی می‌شود. در همین راستا بررسی میدانی ضریب حداکثر تقاضا در شبکه‌های توزیع آب روستایی در شمال شرق خوزستان نشان داده است که در محاسبه ضریب حداکثر تقاضا بدون توجه به اثر هدررفت‌های واقعی، می‌تواند نتایج را بین ۱۴/۵ تا ۲۴/۵

و ۶ درصد است. بنابراین بازه تغییرات ضرایب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی مختلف با افزایش مقدار جمعیت، کاهش می‌یابد.

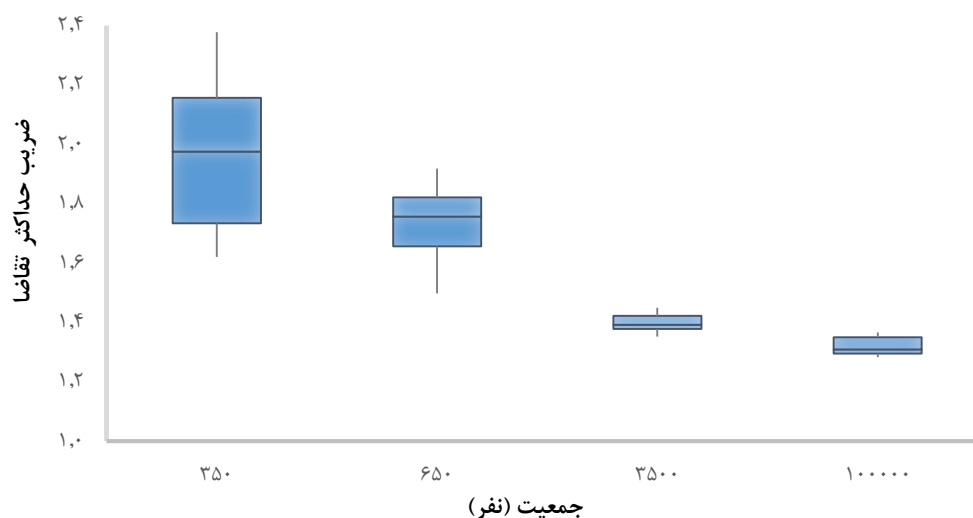
تغییرات ضرایب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی مختلف، برای جمعیت ۳۵۰، ۶۵۰، ۳۵۰۰ و ۱۰۰۰۰۰ نفر، به ترتیب ۴۷، ۲۸، ۷،



شکل ۵- ضرایب حداکثر تقاضا بر اساس بازه‌های زمانی مختلف برای پروژه‌های مورد مطالعه



شکل ۶- تغییرات ضریب حداکثر تقاضا با گام‌های زمانی مختلف برای پروژه‌های مورد مطالعه



شکل ۷- بازه تغییرات ضرایب حداکثر تقاضا متناسب با تغییرات جمعیت

۴- نتیجه‌گیری

در مطالعه حاضر داده‌های جریان پیوسته، مربوط به پروژه‌های مختلف در بازه زمانی سال ۱۳۹۹-۱۴۰۱ مورد بررسی قرار گرفت و با استفاده از درون‌یابی و محاسبه حجم متوسط تقاضای آب در مدت یک ساعت، الگوی تقاضای آب ۲۴ ساعته محاسبه شد. براساس نتایج به‌دست آمده یک رابطه جدید بین ضریب حداکثر تقاضا و مشخصه‌های جمعیت و گام زمانی ارائه شد. نتایج نشان داد که با افزایش جمعیت و گام زمانی، مقدار ضریب حداکثر تقاضا کاهش می‌یابد. به‌عنوان مثال مقدار ضریب حداکثر تقاضا در گام زمانی نیم ساعت در جمعیت ۱۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ نفر به ترتیب حدود ۱/۵۳ و ۱/۳۳ برابر ضریب حداکثر تقاضا در گام زمانی یک ساعت خواهد بود و نیز با کاهش مقدار گام‌های زمانی، مقادیر ضرایب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی مختلف از یکدیگر دور می‌شوند. هم‌چنین نتایج حاصل نشان داد که مقادیر ضریب حداکثر تقاضای آب ساعتی اندازه‌گیری شده در شبکه‌های مختلف توزیع آب مورد مطالعه، با مراجع مورد استفاده در طراحی شبکه‌های توزیع آب کشور (نشریه ۳-۱۱۷) لزوماً یکسان نیست. لذا مطالعه بیشتر در مورد ضریب حداکثر تقاضا برای مقاصد طراحی و بهره‌برداری بهینه شبکه‌های آب ضروری است.

۵- پی‌نوشت‌ها

- 1- Dimensionless Peak Factor
- 2- Peak Factor
- 3- Hourly Peak Factor
- 4- Gumbel Distribution
- 5- Instantaneous Peak Factor
- 6- Presented Data

۶- مراجع

تابش، م.، قره‌خانی، ب.، و حیدرزاده، ر.، (۱۳۹۴). "بررسی میدانی ضرایب حداکثر مصرف آب (مطالعه موردی: تهران و کاشمر)"، کنفرانس و نمایشگاه مهندسی آب، تهران، ایران.
 سازمان برنامه و بودجه، (۱۳۷۱). "ضوابط طراحی سامانه‌های انتقال و توزیع آب شهری و روستایی"، نشریه ۳-۱۱۷، دفتر مهندسی و معیارهای فنی وزارت نیرو.
 مرادی سبزوکی، ع.، کاشفی‌پور، س.م.، و سلیمی چم‌کاکایی، آ.، (۱۳۹۳). "بررسی میدانی ضریب حداکثر تقاضا در شبکه‌های توزیع آب روستایی (شمال شرق خوزستان)"، مجله آب و

با توجه به نتایج شکل ۶ برای تعیین ضریب حداکثر تقاضا در گام‌های زمانی مختلف رابطه (۱۴) پیشنهاد می‌شود:

$$\frac{PF_{\Delta t}}{PF_{60}} = \left(\frac{\Delta t}{60}\right)^{-a} \quad (14)$$

که مقدار گام زمانی (Δt) برحسب دقیقه و توان a متغیر است. با توجه به نتایج شکل‌های ۶ و ۷ می‌توان دریافت که ضریب a تابعی از جمعیت بوده و با استفاده از رگرسیون غیرخطی برای داده‌های پروژه‌های این مطالعه، مقدار این ضریب طبق رابطه (۱۵) پیشنهاد می‌شود.

$$a = 0.615P^{-0.17} \quad (16)$$

با جای‌گذاری مقدار ضریب a در رابطه (۱۴)، رابطه (۱۶) با ضریب رگرسیون برابر ۰/۹۲ حاصل می‌شود.

$$\frac{PF_{\Delta t}}{PF_{60}} = \left(\frac{\Delta t}{60}\right)^{-0.615P^{-0.17}} \quad (16)$$

با تعیین مقدار ضریب حداکثر تقاضای ساعتی (PF_{60}) با استفاده از رابطه‌های (۱) الی (۱۰) و جای‌گذاری در رابطه (۱۶)، مقدار ضریب حداکثر تقاضا در گام زمانی دلخواه ($PF_{\Delta t}$) مشخص می‌شود. با توجه به رابطه (۱۶) زمانی که جمعیت افزایش یابد، مقدار توان در رابطه به عدد صفر نزدیک می‌شود؛ بنابراین تأثیر مقدار گام زمانی بر ضریب حداکثر تقاضا کاهش می‌یابد ($PF_{\Delta t} = PF_{60}$). به‌عنوان مثال اگر از رابطه تجربی پیشنهادی (۱۳) برای محاسبه ضریب حداکثر تقاضای ساعتی (PF_{60}) استفاده شود رابطه (۱۷) حاصل می‌شود:

$$PF_{\Delta t} = (0.526P^{-0.173} + 1) \left(\frac{\Delta t}{60}\right)^{-0.615P^{-0.17}} \quad (17)$$

که P : مقدار جمعیت برحسب هزار نفر و (Δt): گام زمانی بر حسب دقیقه است.

باتوجه به رابطه (۱۷)، با افزایش جمعیت، مقدار ضریب حداکثر تقاضا به عدد ۱ نزدیک می‌شود؛ لذا حداقل مقدار ضریب حداکثر تقاضا برابر با عدد ۱ خواهد بود. طبق رابطه (۱۷) با افزایش جمعیت و گام زمانی، مقدار ضریب حداکثر تقاضا کاهش می‌یابد. به‌عنوان مثال برای جمعیت ۱۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ نفر، با کاهش ۵۰ درصدی گام زمانی (نسبت به گام زمانی یک ساعته)، مقدار ضریب حداکثر تقاضا به ترتیب ۵۳ و ۳۳ درصد افزایش خواهد یافت.

- under dry weather conditions”, *Engineering News Record*, 80, 1233.
- Ippolito, G., and DE Martino, G., (1995), *Appunti di costruzioni idrauliche*, Liguori Editore, Italy.
- Johnson, C.F., (1942), “Relation between average and extreme sewage flow rates”, *Engineering News Record*, 129, 500-501.
- Johnson, E., (1999), “Degree of utilisation, The reciprocal of the peak factor, Its application in the operation of a water supply and distribution system, *WATER SA-PRETORIA*-, 25, 111-114.
- Martínez-Solano, J., Iglesias-Rey, P.L., Perez-García, R., and López-Jimenez, P.A. (2008), “Hydraulic analysis of peak demand in looped water distribution networks”, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134, 504-510, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9496\(2008\)134:6\(504\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9496(2008)134:6(504)).
- Metcalf, L., and Eddy, H.P., (1915), *American sewerage practice*, Vol. 3, McGraw-Hill, New York, USA.
- Research, C.F.S.A.I., (2003), “Guidelines for human settlement and design”, A Report Compiled Under the Patronage of the Department of Housing by the CSIR, Pretoria, South Africa: CSIR Building and Construction Technology.
- Scheepers, H.M., (2012), “Deriving peak factors for residential indoor water demand by means of a probability based end-use model”, PhD. Thesis, Department of Civil Engineering, Stellenbosch University, South Africa.
- Tchobanoglous, G., and Schroeder, E., (1987), *Water Quality*, Addison and Wesley, Reading, MA.
- Tricarico, C., De Marinis, G., Gargano, R., and Leopardi, A., (2007), “Peak residential water demand”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management*, Thomas Telford Ltd, 115-121, <https://doi.org/10.1680/wama.2007.160.2.115>.
- Tricarico, C., Morley, M.S., Gargano, R., Kapelan, Z., De Marinis, G., and Savić, D., (2014), “The influence of the existing network layout on water distribution system redesign analysis”, *Journal of Hydroinformatics*, 16, 1375-1389, <https://doi.org/10.2166/hydro.2014.017>.
- Zhang, X., (2005), “Estimating peaking factors with Poisson rectangular pulse model and extreme value theory”, Ph.D. Thesis, Department of Environmental Engineering, University of Cincinnati, https://doi.org/10.1007/978-1-4613-3638-9_3.
- Zhang, X., Buchberger, S.G., and Van Zyl, J.E., (2005), “A theoretical explanation for peaking factors”, *Impacts of Global Climate Change*, (pp. 1-12), [https://doi.org/10.1061/40792\(173\)51](https://doi.org/10.1061/40792(173)51).
- معاون نظارت و راهبردی ریاست جمهوری، (۱۳۹۲)، “ضوابط طراحی سامانه‌های انتقال و توزیع آب شهری و روستایی”، نشریه ۱۱۷-۳ (بازنگری اول)، دفتر مهندسی و معیارهای فنی وزارت نیرو.
- Adams, R.W., (1961), “The analysis of distribution systems”, *Institution of Water Engineering*, 15, 415-428.
- Babbitt, H.E., (1928), *Sewerage and sewage treatment*, John Wiley & Sons Inc, London, New York, USA.
- Balacco, G., Carbonara, A., Gioia, A., Iacobellis, V., and Piccinni, A.F., (2017), “Evaluation of peak water demand factors in Puglia (Southern Italy)”, *Water*, 9, 96, <https://doi.org/10.3390/w9020096>.
- Balacco, G., Carbonara, A., Gioia, A., Iacobellis, V., and Piccinni, A.F., (2018), “Investigation of peak water demand variability at local scale in Puglia (Southern Italy)”, *Multidisciplinary Digital Publishing Institute Proceedings*, 2, 674, <https://doi.org/10.3390/proceedings2110674>.
- Briere, F.G., (2014), *Drinking-water distribution, sewage, and rainfall collection*, Third Edition, Presses inter Polytechnique, Canada.
- Clark, J.W., Viessman, W., and Hammer, M.J., (1969), *Water supply and pollution control*, Third Edition, John Wiley & Sons Inc, New York, USA.
- Davis, C.V., and Sorensen, K.E., (1980), *Handbook of applied hydraulics*, 3rd Edition, McGraw-Hill, New York.
- Diao, K., Barjenbruch, M., and Bracklow, U., (2010), “Study on the impacts of peaking factors on a water distribution system in Germany”, *Water Science and Technology: Water Supply*, 10, 165-172, <https://doi.org/10.2166/ws.2010.168>.
- Deutscher Verein des Gas-und Wasserfaches (DVGW), (2004), *Worksheet W 400-1*, German Technical and Scientific Association for Gas and Water.
- Deutscher Verein des Gas-und Wasserfaches (DVGW), (2007), *Worksheet W 410*, German Technical and Scientific Association for Gas and Water.
- Gargano, R., Tricarico, C., and De Marinis, G., (2010), “Residential water demand-daily trends”, *Proceedings of the Annual International Symposium on Water Distribution Systems Analysis*, 1314-1323, [https://doi.org/10.1061/41203\(425\)118](https://doi.org/10.1061/41203(425)118).
- Gato-Trinidad, S., and Gan, K., (2012), “Characterizing maximum residential water demand”, *Urban Water*, 122, 15-24, <https://doi.org/10.2495/uw120021>.
- Giffit, H.M., (1945), “Estimating variations in domestic sewage flows”, *Water Works Sewerage*, Chicago, USA.
- Goodrich, R., (1942), “Capacity tests of ground-water sources at Laramie, Wyoming”, *Journal of American Water Works Association*, 1629-1634, <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.1942.tb17293.x>.
- Hammer, M.J., (1986), *Water and wastewater technology*, John Wiley & Sons Inc, New York, USA.
- Harmon, W.G., (1918), “Forecasting sewage at Toledo



This article is an open-access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC-BY) license.

Research Paper

مقاله پژوهشی

Numerical Study of the Flow Skew Angle Impact on the Flow Pattern of Complex Bridge Piers

Masoume Rostamabadi^{1*}, Hamidreza Sama² and
Seyed Hossein Mohajeri³

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering,
Buin Zahra Branch, Islamic Azad University, Buin Zahra,
Iran

2- Ph.D. Graduate, Department of Water Engineering,
Science and Research Unit, Islamic Azad University,
Tehran, Iran.

3- Associate Professor, Department of Civil Engineering,
Faculty of Technology and Engineering, Kharazmi
University, Tehran, Iran.

*Corresponding Author, Email: Rostamabadi@iau.ac.ir

Received: 16/12/2024

Revised: 03/03/2025

Accepted: 12/03/2025

© IWWA

شبیه‌سازی عددی تأثیر زاویه برخورد جریان بر الگوی جریان حول پایه‌های پل مرکب

معصومه رستم‌آبادی^{۱*}، حمیدرضا سما^۲ و سیدحسین مهاجر^۳

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد بوئین زهرا، بوئین زهرا، ایران.

۲- دانش‌آموخته دکتری، گروه مهندسی آب، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران.

۳- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

*نویسنده مسئول، ایمیل: Rostamabadi@iau.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۹/۲۶

تاریخ اصلاح: ۱۴۰۳/۱۲/۱۳

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۱۲/۲۲

© انجمن آب و فاضلاب ایران

Abstract

Most studies on complex bridge piers have focused on scour around the piers, with less attention paid to the turbulent flow pattern resulting from changes in the flow impact angle. In the present study, a numerical simulation of the flow pattern around composite bridge piers was conducted for angles of 10, 30, 50, 70, and 90 degrees relative to the flow direction. The simulations were performed using Flow-3D software. After verifying the numerical model, the flow pattern and shear stress around the piers were examined. Velocity vector analysis showed that four regions can be distinguished around the column for all angles. First, the stagnation region, where the flow hits the column. Second and Third, regions on both sides of the column, where vortex flow is formed around the vertical axis; and Fourth, the saddle region, which is formed at the boundary between region two and the downstream flow. The change in the flow impact angle affected the extent and position of these areas; at an angle of 90 degrees, areas 2 and 3 are entirely similar, and at an angle of 10 degrees, area 4 is not formed. The investigation of shear stress showed that, in general, the shear stress around the piers increased with increasing angle. Specifically, compared to the zero-degree angle, the bed shear stress increased by 65, 135, 170, 173, and 202 percent for angles of 10 to 90 degrees, respectively. The shear stress around the first-row piers is always higher than that around the second-row piers; for an angle of 90 degrees, the average shear stress around the second-row piers is 45 percent of that around the first-row piers. However, this ratio is higher for other angles, reaching up to about 58 percent.

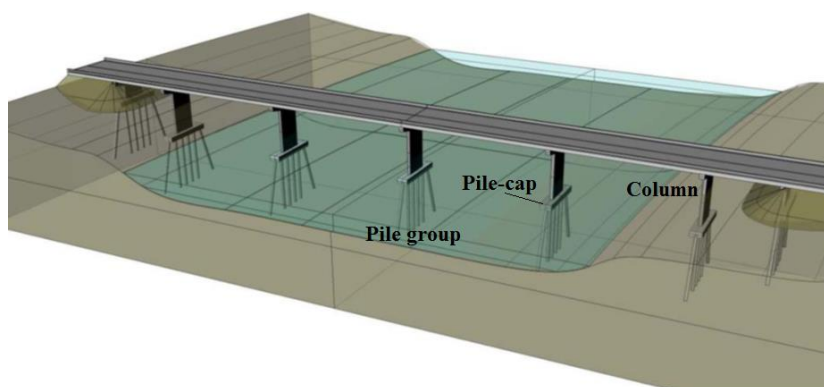
Keywords: Complex Bridge Piers, Shear Stress, Piers Skewed Angle, Flow3D.

چکیده

اکثر مطالعات مربوط به پایه‌های پل مرکب بر آب‌شستگی حول پایه‌ها متمرکز بوده است و توجه کم‌تری بر الگوی جریان آشفته با تغییر زاویه برخورد جریان به پایه‌ها معطوف شده است. در مطالعه حاضر شبیه‌سازی عددی الگوی جریان حول پایه‌های پل مرکب با زوایای ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ درجه نسبت به جهت جریان انجام شده است. برای این منظور، شبیه‌سازی عددی در نرم‌افزار Flow3D انجام شد و پس از صحت‌سنجی مدل عددی، الگوی جریان و تنش برشی حول پایه‌ها بررسی شد. برای کلیه زوایا، بررسی بردارهای سرعت نشان‌داد در اطراف ستون چهار ناحیه قابل تشخیص است. اول ناحیه سکون در محل برخورد جریان به ستون است، نواحی ۲ و ۳ در دو طرف ستون که جریان گردابی حول محور قائم در آن‌ها شکل گرفته است و ناحیه چهار که ناحیه زینی است و در مرز ناحیه شماره ۲ و جریان پایین دست به وجود آمده است. تغییر زاویه برخورد جریان با پایه‌ها، گستردگی و موقعیت این نواحی را تحت تأثیر قرار داده است، به طوری که در زاویه ۹۰ درجه نواحی ۲ و ۳ کاملاً مشابه و برای زاویه ۱۰ درجه، ناحیه ۴ تشکیل نشده است. بررسی تنش برشی نشان داد به طور کلی تنش برشی حول پایه‌ها با افزایش زاویه، بیش‌تر شده است؛ به طوری که از زاویه ۱۰ تا ۹۰ درجه به ترتیب ۶۵، ۱۳۵، ۱۷۰، ۱۷۳ و ۲۰۲ درصد تنش برشی بستر نسبت به زاویه صفر درجه افزایش یافته است. همواره تنش برشی حول پایه‌های ردیف اول بیش‌تر از تنش برشی حول پایه‌های ردیف دوم است؛ به طوری که به‌ازای زاویه ۹۰ درجه، تنش برشی متوسط حول پایه‌های ردیف دوم نسبت به پایه‌های ردیف اول ۴۵ درصد است، اما به‌ازای زوایای دیگر این نسبت بیش‌تر و تا حدود ۵۸ درصد است.

کلمات کلیدی: پایه‌پل مرکب، تنش برشی، زاویه برخورد جریان با پایه‌ها، Flow3D.

راستای گروه پایه‌های پل که عمود بر راستای عرشه هستند با جهت جریان زاویه‌دار می‌شوند. در این حالت زاویه برخورد جریان به گروه پایه‌ها از پارامترهای مهمی است که الگوی جریان را تحت تأثیر قرار می‌دهد. محققان متعددی، درخصوص جریان و آب‌شستگی پایه‌های پل مرکب مطالعاتی انجام داده‌اند. برخی محققان روند آب‌شستگی و عمق آن با تغییر تعداد و فاصله بین پایه‌ها، شکل و فاصله سرشمع از بستر را بررسی کرده‌اند (Amini et al., 2011, Yang et al., 2018, 2024; Ferraro et al., 2013; 2012; Sheppard et al., 2023؛ خالدی و همکاران، ۱۳۹۹؛ محمدپور و همکاران، ۱۳۹۹).



شکل ۱- پل چنددهنه و پایه‌های پل مرکب روی سرشمع (Ettema et al., 2017)

اطراف پایه پل‌های مرکب انجام دادند. دو نوع مختلف از پایه‌های پل، بر مبنای پلهایی که در چند دهه اخیر در نیوزیلند خراب شدند، ساخته شد. ۹ تراز گوناگون برای سرشمع و هفت زاویه مختلف برای برخورد جریان با پایه‌ها انتخاب شد. زاویه‌ها از صفر تا ۹۰ درجه با فواصل ۱۵ درجه بود. نتایج مطالعات ایشان نشان داد تراز سرشمع و زاویه پایه‌های پل نسبت به مسیر جریان بر روی عمق آب‌شستگی تأثیر به‌سزایی دارد.

همان‌گونه که مرور مطالعات گذشته نشان می‌دهد، بیش‌تر پژوهش‌ها در زمینه پایه‌های پل مرکب بر تحلیل آب‌شستگی حول پایه‌ها و اثر پارامترهای هندسی و هیدرولیکی بر روند آب‌شستگی متمرکز بوده است و توجه کمی بر الگوی جریان و تأثیر زاویه برخورد جریان با پایه‌ها بر الگوی جریان معطوف شده است. بررسی دقیق اثر زاویه پایه‌ها بر الگوی جریان و نیز مطالعه تنش‌های برشی بستر اطراف گروه پایه‌ها با تغییر زاویه به درک بهتر رفتار این سازه‌ها در مقابل جریان و تصمیم‌گیری درباره تعیین زاویه نصب پایه‌های پل منجر می‌شود. لذا در پژوهش حاضر به شبیه‌سازی عددی الگوی جریان حول پایه‌های پل مرکب با تغییر زاویه پرداخته شده است و پس از صحت‌سنجی مدل عددی، تغییرات سرعت و تنش برشی بستر با تغییر زاویه مورد بررسی قرار گرفته است. پنج زاویه مختلف از ۱۰ تا ۹۰ درجه با فواصل ۲۰ درجه در نظر گرفته شده است.

ترکیبی از یک ستون دیوارمانند، یک سرشمع در زیر دیوار و گروهی از پایه‌های پل در زیر سرشمع، پایه پل مرکب^۱ نامیده می‌شود (Yang et al., 2024). در شکل ۱ طرح شماتیک یک جاده و پایه‌های پل مرکب روی آن نشان داده شده است. عبور جاده و یا راه‌آهن از روی رودخانه‌ها در محل‌های خاصی است که توسط مسیر کلی راه مشخص می‌شود. گاهی به دلیل شرایط جغرافیایی و مسیر راه، امکان عبور پل به صورت عمود بر مسیر جریان در رودخانه میسر نیست و عرشه پل، به صورت مورب عرض رودخانه را طی نموده و

مطالعاتی در زمینه بررسی الگوی جریان اطراف پایه‌های پل مرکب انجام شده است (بهشتی و عطائی آشتیانی، ۱۳۸۹؛ اسدی پرتو و همکاران، بهروزی و همکاران، ۱۴۰۰). نتایج مطالعات بهشتی و عطائی آشتیانی (۱۳۸۹)، نشان داد جریان با برخورد به سرشمع در راستای قائم به دو قسمت تقسیم شده و بخشی به سمت ستون و بخش دیگر به سمت پایین سرشمع و پایه‌ها منحرف می‌شود. یک گردابه شبه‌نعل‌اسبی در کنار سرشمع و با محور چرخش در راستای جریان مشاهده شد. هم‌چنین دو گردابه با جهت چرخش مخالف در گوشه‌های بالادست و پایین‌دست سرشمع دیده شد. نتایج مطالعات اسدی پرتو و همکاران (۱۳۹۵)، نشان داد در مقایسه با پایه‌های ساده، جریان در نزدیکی سرشمع بسیار پیچیده است و جریان بسیار آشفته و گرداب‌های مختلفی ایجاد می‌شود که در اطراف پایه‌های ساده مشاهده نشده است. برخی محققان اثر زاویه گروه پایه‌ها را بر آب‌شستگی مورد بررسی قرار دادند (Nazarishi, 1996; Yang et al., 2020; Sheppard et al., 2005). پورقاسم‌زاده و قمیشی (۱۴۰۱) با شبیه‌سازی فیزیکی، اثر زاویه گروه پایه‌های پل با جهت جریان بر حداکثر عمق آب‌شستگی گروه پایه‌ها را در زاویه‌های صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه بررسی کردند. نتایج حاکی از آن بود که با افزایش زاویه، حداکثر عمق آب‌شستگی افزایش می‌یابد. (Yang et al. (2018) آزمایشاتی را برای بررسی آب‌شستگی

$$\tau_{ij} = -\overline{\rho u'_i u'_j} = 2\nu_T S_{ij} - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (3)$$

که t و p : به ترتیب زمان و فشار هستند. ρ : دانسیته سیال، σ_T : ضریب کشش سطحی، τ_{ij} : تنش رینولدز، ν_T : لزجت گردابه‌ای، k : انرژی جنبشی آشفتگی و δ_{ij} : دلتای کرونگر هستند (Flow Science Inc., 2016).

۲-۱- معرفی مدل عددی

Flow3D از مدل‌های سه‌بعدی شبیه‌سازی فرآیندهای فیزیکی جریان است و دقت و سرعت خوبی برای پیش‌بینی جریان‌های با سطح آزاد دارد. در این مدل از روش حجم محدود در شبکه‌بندی منظم استفاده شده و معادلات حاکم بر جریان حل می‌شوند. همچنین مدل‌های آشفتگی مختلف مانند مدل طول اختلاط پرائنتل LES، $k-\epsilon$ و RNG برای حل ترم‌های آشفتگی در معادلات حاکم بر جریان را در اختیار کاربر قرار می‌دهد.

۲-۲- صحت‌سنجی مدل عددی

به منظور صحت‌سنجی مدل عددی، مدل آزمایشگاهی بهشتی و عطائی آشتیانی (۱۳۸۹) به کار رفته است. مطابق شکل ۲، مدل آزمایشگاهی مذکور شامل دو ردیف چهارتایی پایه پل با یک سرشمع مستطیلی و یک ستون مستطیلی روی سرشمع، در کانالی مستقیم به طول ۱۵ متر، عرض ۱/۲۵۴ متر و عمق ۰/۹ متر و به فاصله ۱۰ متری از بالادست کانال است.

به‌طور کلی مطالعه عددی الگوی جریان با تغییر زاویه برخورد جریان به پایه‌ها، نوآوری پژوهش حاضر است.

۲- مواد و روش‌ها

به منظور شبیه‌سازی، از مدل عددی Flow3D استفاده شد. در مدل عددی مذکور معادلات حاکم بر حرکت سیال شامل معادلات پیوستگی و اندازه حرکت در جهات x ، y و z هستند. در پژوهش حاضر، الگوی جریان در بستر صلب شبیه‌سازی شده، لذا معادلات انتقال رسوب ارائه نشده است.

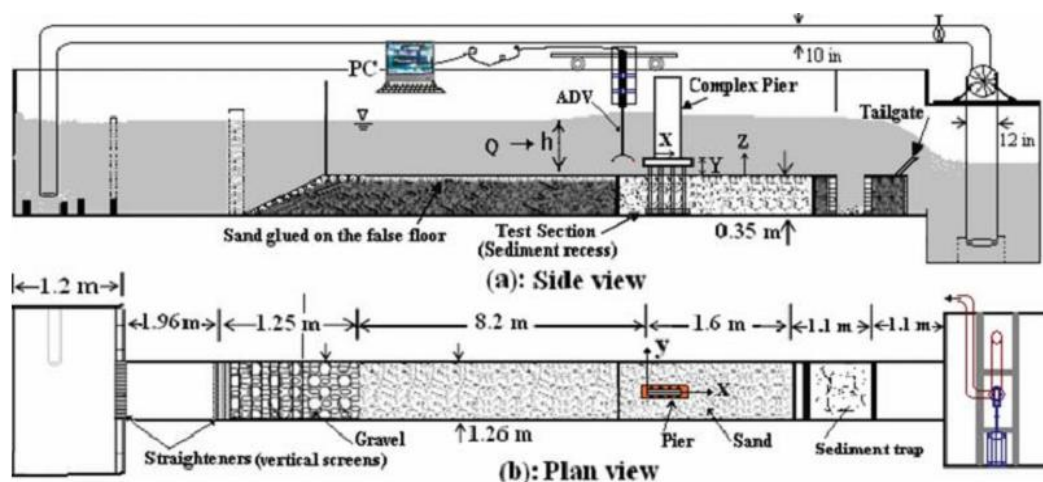
رابطه (۱) معادله پیوستگی با فرض تراکم ناپذیری جریان را نشان می‌دهد.

$$\frac{\partial a_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

که a_i : به‌ازای $i=1, 2, 3$ به ترتیب مؤلفه‌های سرعت u ، v و w در راستای x_i یعنی x ، y و z هستند.

معادله اندازه حرکت با فرض ثابت بودن ویژگی‌های سیال در امتداد محور x ها براساس رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

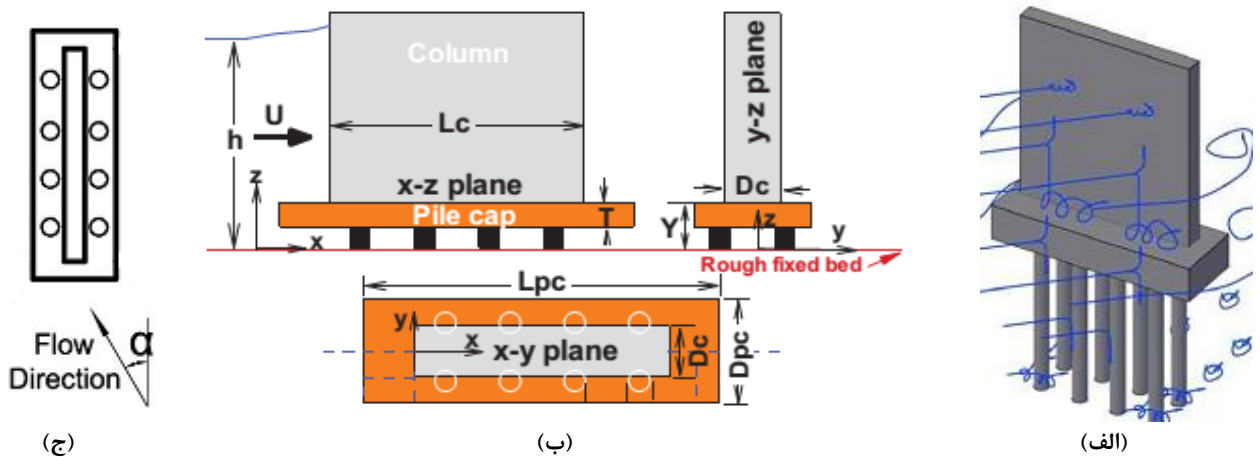
$$\frac{\partial a_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial a_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\nu \left(\frac{\partial a_i}{\partial x_j} + \frac{\partial a_j}{\partial x_i} \right) + \frac{\tau_{ij}}{\rho} \right] + \frac{\sigma_T K \gamma}{\rho} \frac{\partial \gamma}{\partial x_i} \quad (2)$$



شکل ۲- طرح شماتیک مدل آزمایشگاهی بهشتی و عطائی آشتیانی (۱۳۸۹): (a) مقطع طولی؛ و (b) پلان

سرشمع، L_c : طول ستون، D_c : عرض ستون، B_p : قطر هر پایه، G/B_p : فاصله پایه‌ها از هم، U : سرعت متوسط جریان در بالادست و h : عمق جریان است. Y : فاصله سرشمع تا کف کانال که ۶/۱۵ cm است، لذا ارتفاع پایه پل در زیر سرشمع ۲/۷۹ cm است.

در شکل ۳ هندسه پایه‌های پل، سرشمع و ستون نشان داده شده است. زاویه برخورد جریان با پایه‌ها صفر درجه است. مشخصات هندسی پایه‌ها نیز در جدول ۱ ارائه شده است. در جدول ۱، T : ضخامت سرشمع، L_{pc} : طول سرشمع، D_{pc} : عرض



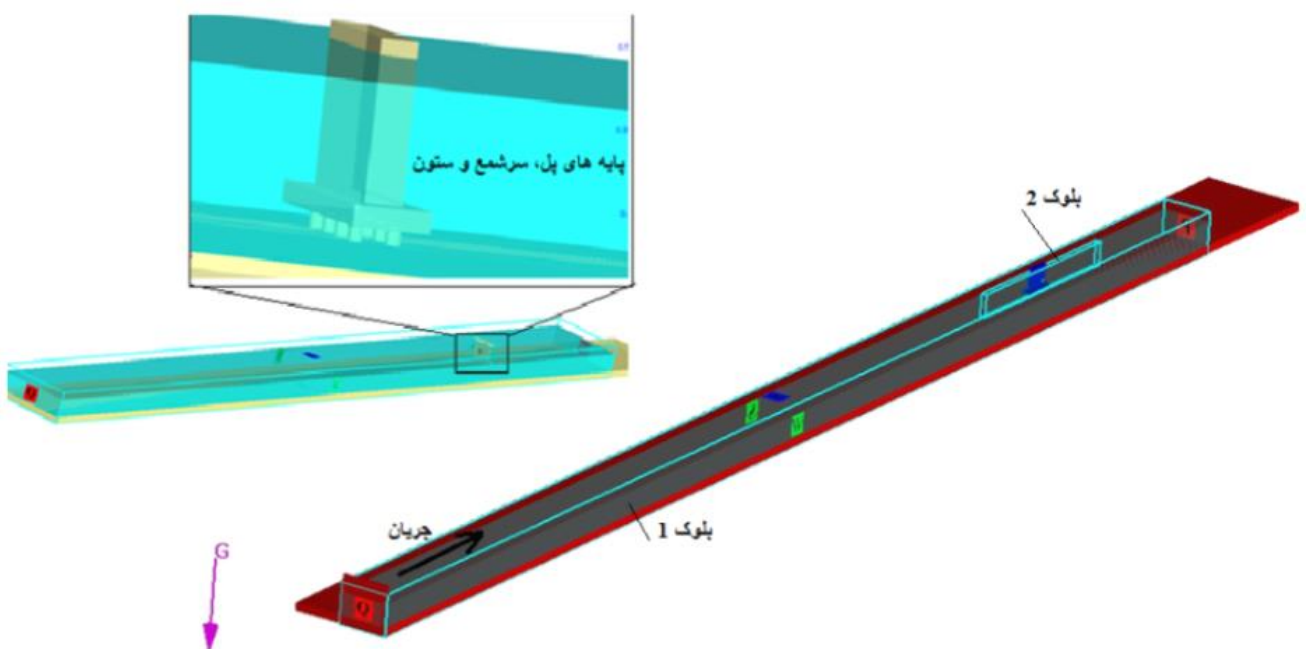
شکل ۳- پایه‌های پل مرکب با سرشمع و ستون: (الف) هندسه کلی؛ (ب) نمای طولی و پلان؛ و (ج) زاویه برخورد جریان با پایه‌ها (بهشتی و عطائی آشتیانی، ۱۳۸۹)

جدول ۱- مشخصات هندسی و هیدرولیکی مدل آزمایشگاهی (بهشتی و عطائی آشتیانی، ۱۳۸۹)

$n \times m$	G/bp	Bp (cm)	Y (cm)	T (cm)	Lpc (cm)	Dpc (cm)	Lc (cm)	Dc (cm)	U (ms^{-1})	h (cm)
۲×۴	۲	۲/۵۴	۶/۱۵	۳/۳۶	۴۲	۱۴	۳۰/۳	۶/۸	۰/۳۷	۲۸/۵۳

کانال برهم منطبق شد (به دلیل رعایت اختصار از ارائه جزئیات خودداری شده است). لذا در شبیه‌سازی کانال دارای پایه‌های پل، طول کانال قبل از پایه‌ها ۱۵ متر در نظر گرفته شد. برای شبکه‌بندی مدل عددی، دو بلوک شبکه تو در تو^۳ در نظر گرفته شد. بلوک اصلی کل هندسه مدل را دربرمی‌گیرد، درحالی‌که بلوک دوم به منظور تقویت شبکه‌بندی اطراف هندسه پایه پل با هدف بهبود وضوح هندسه پایه‌ها و اجتناب از افزایش قابل توجه تعداد سلول‌های شبکه‌بندی به کار گرفته شد.

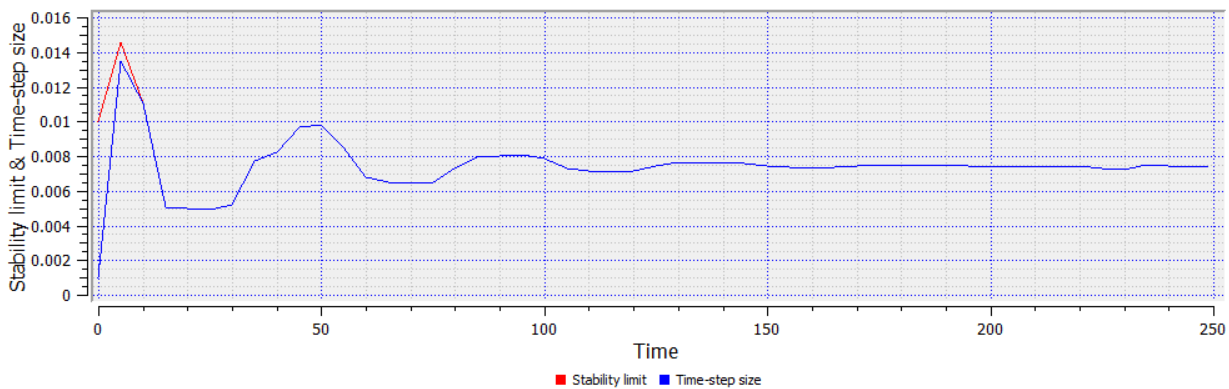
به منظور شبیه‌سازی جریان اطراف پایه‌ها، هندسه پایه‌های مرکب مدل آزمایشگاهی در اتوکد ترسیم شد و به صورت فایلی با پسوند stl به Flow3d فراخوانی شد. شکل ۴ هندسه کانال و پایه‌ها در مدل عددی را نشان می‌دهد. ابتدا به منظور اطمینان از توسعه یافتگی جریان قبل از رسیدن به گروه پایه‌ها، یک کانال ساده بدون در نظر گرفتن پایه‌های پل به طول ۲۰ متر برای شبیه‌سازی در نظر گرفته شد و پروفیل‌های بدون بعد شده سرعت جریان در فواصل طولی مختلف از ابتدای کانال با هم مقایسه شد. نتایج نشان داد پروفیل بی‌بعد سرعت در فواصل ۱۲ و ۱۴ متری از ابتدای



شکل ۴- هندسه پایه‌های پیچیده و شرایط مرزی در مدل عددی

در نظر گرفتن فشار اتمسفر روی سطح آزاد استفاده شد. برای بلوک دوم که در محدوده اطراف پایه‌ها است از شرط مرزی تقارن استفاده شد. در بخش تنظیمات مدل عددی، برای حل جملات آشفتگی در معادلات حاکم بر جریان از مدل آشفتگی RNG که در جریان‌های دارای جدایی از مرزها و جریان‌های چرخشی عملکرد بهتری از مدل k-ε دارد (Omara and Tawfik, 2018; Sicilian et al., 1987;) رستم‌آبادی و کاظمی، (۱۴۰۱) استفاده شد. بیشینه زمان شبیه‌سازی ۵۰۰ ثانیه در نظر گرفته شد. در شکل ۵ نمودار همگرایی مدل عددی نشان داده شده است. براساس شکل ۵، مدل عددی پس از حدود ۲۴۰ ثانیه به پایداری رسید و حل معادلات جریان متوقف شد. زمان اجرای مدل حدود ۱۲ ساعت طول کشید.

لازم است با انتخاب گام زمانی کوچک، استفاده از ضرایب زیرتخفیف مناسب و شرط مرزی مناسب بین دو بلوک، مانع از ناپایداری مدل عددی در مراحل اولیه شبیه‌سازی شد. نکته مهم دیگر در استفاده از شبکه‌های تودرتو، رعایت نسبت اندازه سلول‌های دو شبکه روی هم است که این نسبت نباید بیش‌تر از ۲ باشد؛ یعنی اندازه سلول‌های شبکه درشت‌تر، نمی‌تواند بیش‌تر از دو برابر اندازه سلول‌های شبکه ریزتر باشد؛ در غیر این صورت منجر به ناپایداری مدل عددی خواهد شد. شرایط مرزی به کار گرفته شده در مدل حاضر نیز در شکل ۴ نشان داده شده است. در بالادست کانال از شرط مرزی دبی، در خروجی کانال شرط مرزی فشار معادل با عمق پایاب، برای دیواره‌های جانبی شرط مرزی دیواره و برای کف از شرط مرزی دیواره با زبری مشخص معادل با مقدار آزمایشگاهی و در نهایت برای مرز مشترک آب و هوا شرط مرزی تقارن برای



شکل ۵- نمودار همگرایی مدل عددی در شبیه‌سازی الگوی جریان حول پایه‌های پل مرکب (برگرفته از Flow3D)

جریان تحت تأثیر پایه‌ها نیست و جریان یکنواخت است. پروفیل سرعت مستقل از اندازه سلول‌های شبکه شده است. در مقطع پایین دست پایه‌ها ($x/D_c = 14.7$)، تفاوت زیادی بین نتایج شبکه‌بندی ۱ با دو شبکه دیگر وجود دارد، اما با تغییر شبکه‌بندی از ۲ به ۳، تغییر قابل توجهی در نتایج خروجی از شبیه‌سازی اتفاق نیفتاده است و نتایج نزدیک به یکدیگر هستند. مقدار کمی خطای مدل عددی نسبت به مدل آزمایشگاهی (مقدار آزمایشگاهی منهای مقدار عددی تقسیم بر مقدار آزمایشگاهی) محاسبه و متوسط آن در جدول ۲ ارائه شده است.

در هر شبیه‌سازی عددی لازم است نتایج شبیه‌سازی مستقل از شبکه محاسباتی به دست آید. بدین منظور مشخصات سه شبکه‌بندی متفاوت به شرح جدول ۲ مورد استفاده قرار گرفت. برای مقایسه شبکه‌بندی‌های مذکور، مؤلفه افقی سرعت در راستای قائم در دو مقطع بالادست و پایین دست پایه‌های پل در شکل ۶ ترسیم شده است. در این شکل D_c عرض ستون و x فاصله طولی از شروع ستون (مطابق شکل ۳) است. در مقطع بالادست پایه‌ها ($x/D_c = -14.7$) پروفیل‌های سرعت در شبکه‌بندی ۱، ۲ و ۳ کاملاً بر یکدیگر منطبق هستند. در واقع در بالادست پایه‌ها که الگوی

جدول ۲- مشخصات شبکه‌های محاسباتی برای بررسی نتایج مستقل از شبکه

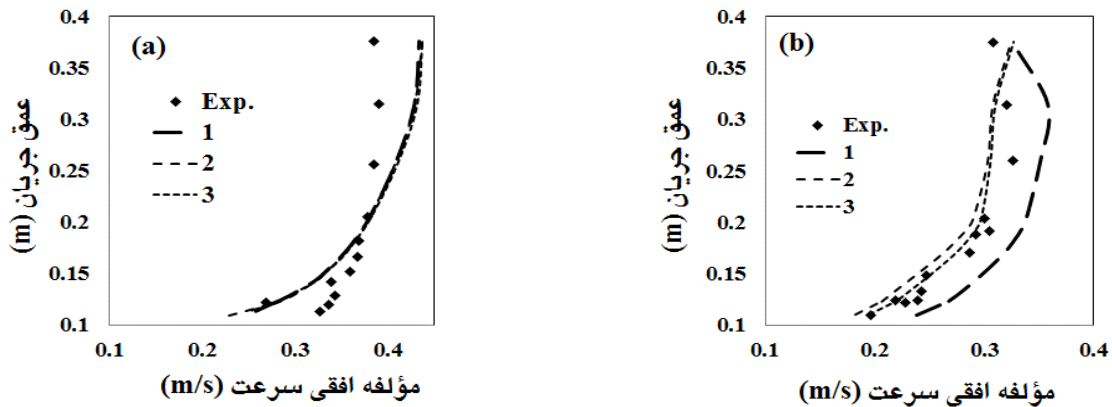
شماره شبکه	اندازه سلول شبکه در بلوک‌های ۱ و ۲ (متر)	تعداد کل سلول‌ها	زمان محاسباتی	درصد خطا
۱	۰/۰۲۵ و ۰/۱۲۵	۳۸۸۱۰۰	۲ ساعت و ۲۱ دقیقه	۱۳/۶
۲	۰/۰۲۱ و ۰/۱۰۵	۶۸۸۴۸۲	۴ ساعت	۶/۹
۳	۰/۰۱۸۵ و ۰/۰۹۲۵	۹۲۷۹۷۶	۷ ساعت و ۳۳ دقیقه	۳/۶

حدود ۳ درصد بهبود داشته است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که نتایج مدل عددی تحت تأثیر اندازه سلول شبکه‌بندی ۲ و ۳ قرار

نرخ کاهش خطای شبکه‌های محاسباتی بین شبکه ۱ با ۲ بیش‌تر از شبکه ۲ با ۳ است و با تغییر شبکه از ۲ به ۳، خطاها

متری بالادست لبه سرشمع قرار گرفته است. مطابق شکل ۷ به‌طور کلی روند نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی یکی است. در فاصله‌های ۰/۵ متری و ۱ متری بالادست سرشمع، پروفیل‌های سرعت طولی در مدل عددی و آزمایشگاهی انطباق بسیار خوبی دارند. در مقطع $x/Dc = -0/86$ یعنی در فاصله ۵ سانتی‌متری بالادست سرشمع نیز انطباق بسیار خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. در این مقطع در مدل آزمایشگاهی فقط در ترازهای بالاتر از سرشمع مؤلفه سرعت برداشت شده بود. لذا امکان مقایسه پروفیل سرعت از تراز سرشمع تا نزدیکی بستر وجود نداشت و فقط نتایج مدل عددی نشان داده شده است.

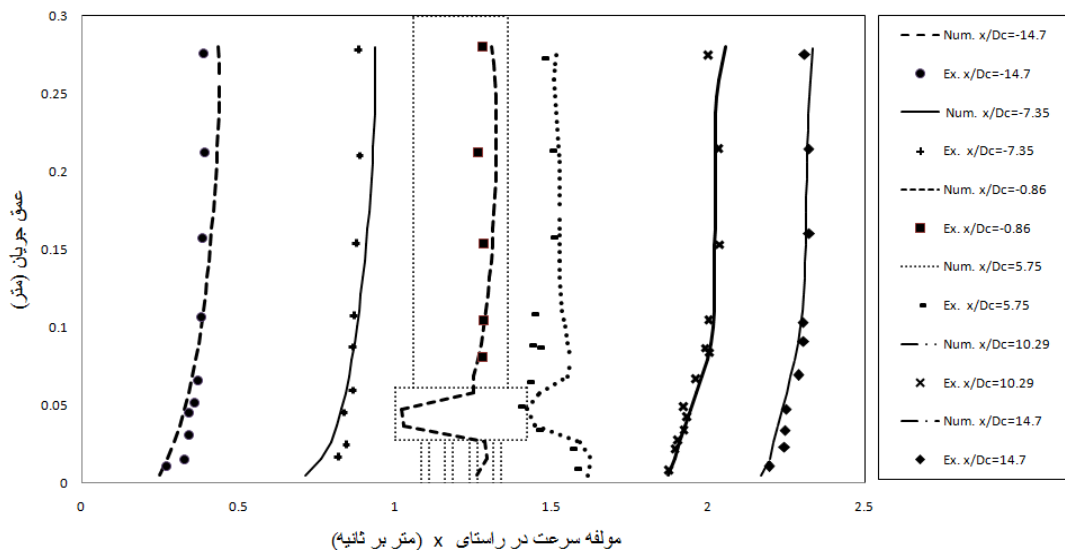
نمی‌گیرد. از طرفی زمان اجرای شبیه‌سازی در شبکه ۳ حدود ۸۷ درصد نسبت به زمان شبیه‌سازی شبکه ۲ بیش‌تر شده است. لذا در این پژوهش برای شبیه‌سازی‌های بعدی، شبکه‌بندی ۲ در نظر گرفته شد. به‌منظور صحت‌سنجی نتایج مدل عددی، پروفیل‌های سرعت طولی مدل عددی برای مقاطع بالادست و پایین‌دست پایه‌های مرکب در خط مرکزی کانال با نتایج مدل آزمایشگاهی مقایسه و در شکل ۷ نشان داده شده است. در این شکل موقعیت پایه‌ها، سرشمع و ستون نیز نشان داده شده است. پروفیل‌ها در x/Dc ‌های متفاوت ترسیم شده است. Dc : عرض ستون و معادل $6/8$ سانتی‌متر است. لذا $x/Dc = -14/7$ یعنی مقطعی که به فاصله یک



شکل ۶- بررسی نتایج مستقل از شبکه: (a) ۱ متری بالادست پایه‌ها؛ و (b) ۱ متری پایین‌دست پایه‌ها

مدل عددی نسبت به مدل آزمایشگاهی در مقاطع شکل ۷ به‌ترتیب از چپ به راست برابر $0/26$ ، $0/25$ ، $0/38$ ، $0/115$ و $0/115$ است. با توجه به دقت قابل قبول مدل عددی در پیش‌بینی سرعت طولی، نتایج مدل عددی در پیش‌بینی مکانیزم جریان اطراف پایه‌های پل با تغییر زاویه برخورد جریان با پایه‌ها مورد بررسی قرار گرفت.

در پایین‌دست پایه‌ها نیز مدل عددی با دقت بسیار خوبی پروفیل سرعت طولی را پیش‌بینی نموده است. تنها مقطعی که پروفیل‌های سرعت عددی و آزمایشگاهی کمی اختلاف دارند، در لبه پایین‌دست ستون و در نزدیکی سرشمع است که می‌تواند به‌خاطر وجود جریان‌های گردابی در دنباله ستون و استفاده از مدل‌های آشفتگی دومعادله‌ای در شبیه‌سازی عددی باشد. بررسی کمی خطا با روش میانگین جذر مربعات نشان داد متوسط خطای



شکل ۷- مقایسه پروفیل سرعت طولی در مقاطع مختلف در مدل عددی و آزمایشگاهی (بهشتی و عطائی آشتیانی، ۱۳۸۹)

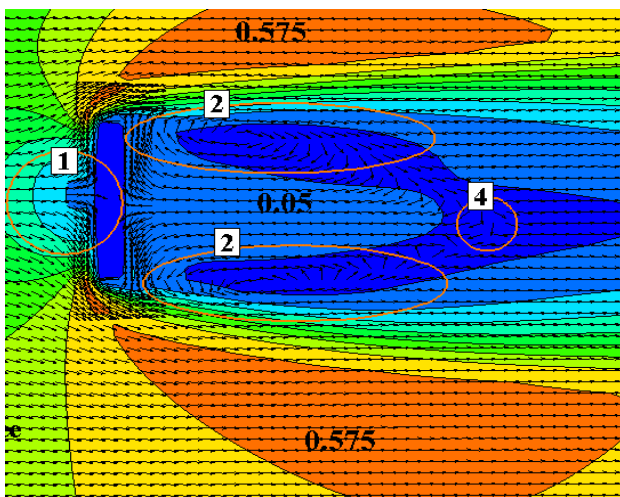
۳- نتایج و بحث‌ها

۳-۱- بررسی مکانیزم جریان با تغییر زاویه

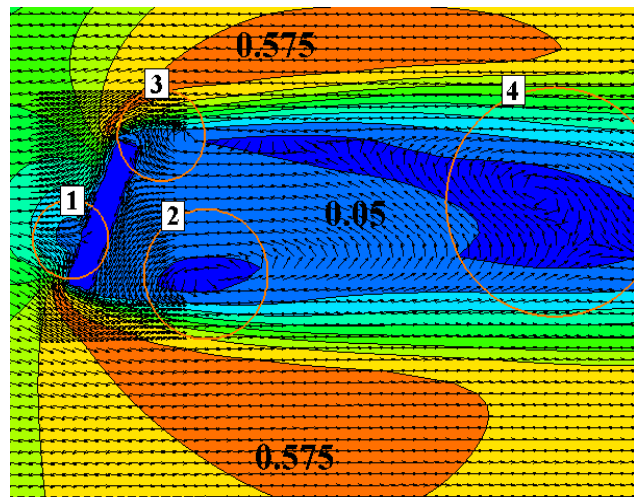
به‌منظور بررسی مکانیزم جریان، ابتدا بردارها و کانتورهای سرعت در ترازهای مختلف با تغییر زاویه مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل ۸ بردارها و کانتورهای سرعت در نزدیک سطح آزاد (به‌فاصله ۹۰ درصد عمق جریان از بستر) و در شکل ۹ بردارها و کانتورهای سرعت در زیر سرشمع (به فاصله ۱۰ درصد عمق جریان از بستر) نشان داده شده است. مطابق شکل ۸-۸ در زاویه ۹۰ درجه، با برخورد جریان به ستون که مانند مانعی در مقابل جریان است، و انحراف متقارن جریان به دو طرف چپ و راست، ناحیه زینی در وسط طول ستون تشکیل می‌شود (این ناحیه با شماره ۱ در شکل نشان داده شده است). این ناحیه همان ناحیه سکون^۴ است که در آن با برخورد جریان به ستون و توقف جریان، سرعت تبدیل به فشار شده و ناحیه با سرعت کمینه را شکل می‌دهد. جریان منحرف شده به سمت چپ و راست به پشت ستون کشیده می‌شود و ناحیه گردابی را در هر دو

سمت چپ و راست به‌صورت متقارن به‌وجود می‌آورد. این ناحیه با شماره ۲ در شکل نشان داده شده است. در مرز دو ناحیه شماره ۲ و جریان پایین‌دست نیز ناحیه زینی دیگری شکل گرفته است که با شماره ۴ در شکل قابل مشاهده است.

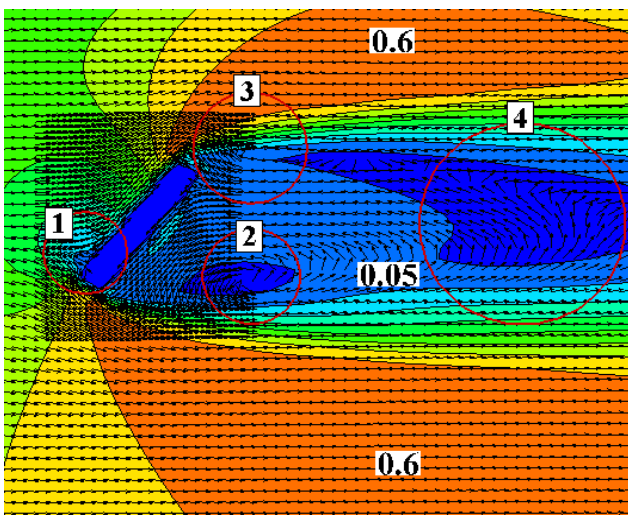
به‌ازای زوایای ۷۰، ۵۰ و ۳۰ درجه، برای جریان برخوردکننده به ستون، چهار ناحیه در اطراف ستون قابل تفکیک است. مانند زاویه ۹۰ درجه، ناحیه ۱ در محل برخورد جریان با ستون است و پس از آن جریان به دو طرف راست و چپ منحرف می‌شود. ناحیه دوم که از گوشه سمت راست ستون شروع شده، همان جریان منحرف شده از ناحیه ۱ به سمت راست است که به سمت پشت ستون کشیده می‌شود و جریان گردابی را به‌وجود می‌آورد. این جریان با برخورد به پشت ستون به سمت چپ هدایت می‌شود و با جریان منحرف شده به سمت چپ ناحیه ۱ تلاقی می‌کند و مجدداً یک جریان گردابی به‌وجود می‌آید، در قسمت‌های مختلف شکل ۸ به نام ناحیه شماره ۳ نشان داده شده است.



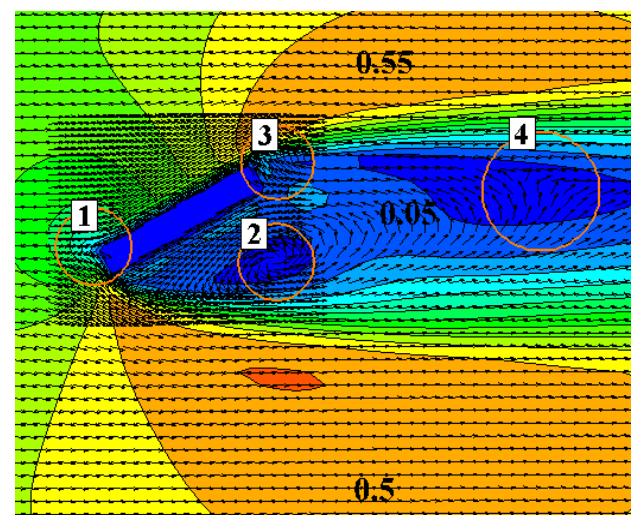
a) 90°



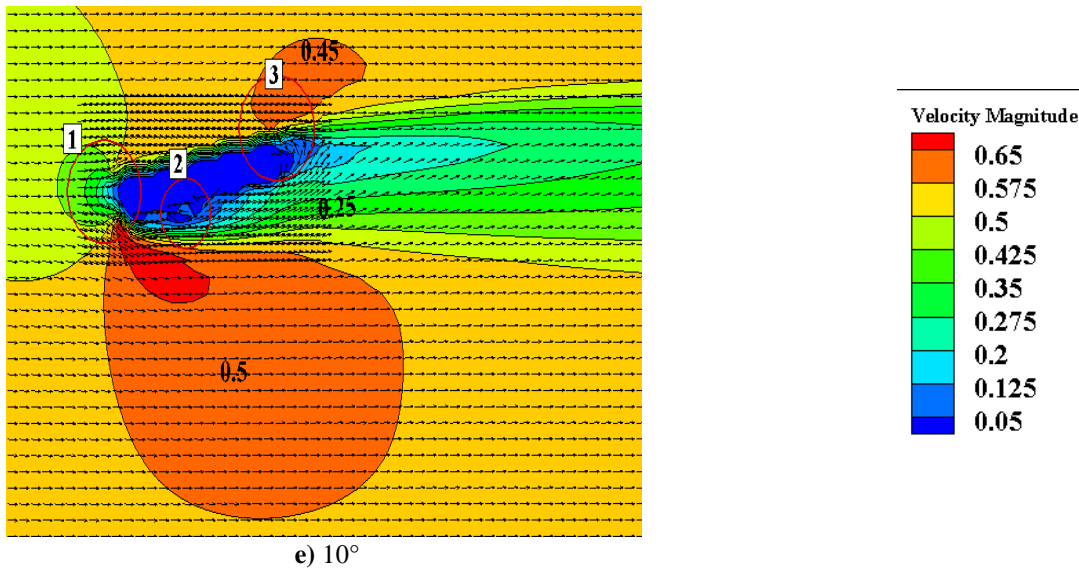
b) 70°



c) 50°



d) 30°

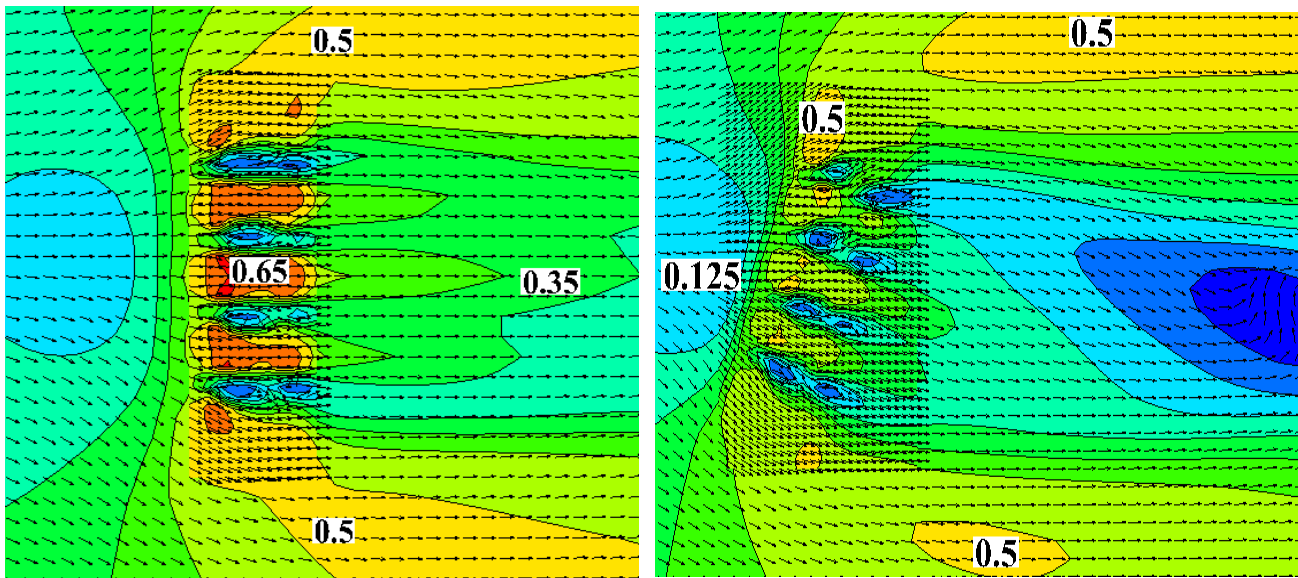


شکل ۸- بردارها و کانتورهای سرعت در نزدیک سطح آزاد

آبرفتی بیش‌ترین آب‌شستگی بین پایه‌های پل با زاویه ۹۰ درجه رخ دهد. از زاویه ۷۰ تا ۱۰ درجه در پایین‌دست پایه‌ها، ناحیه کم‌سرعت جریان مشاهده می‌شود که محل آن با کاهش زاویه، به پایه‌ها نزدیک‌تر شده است. در زاویه ۹۰ درجه این ناحیه کم‌سرعت دیده نمی‌شود. این قسمت می‌تواند در حالت بستر آبرفتی محل تجمع رسوب باشد.

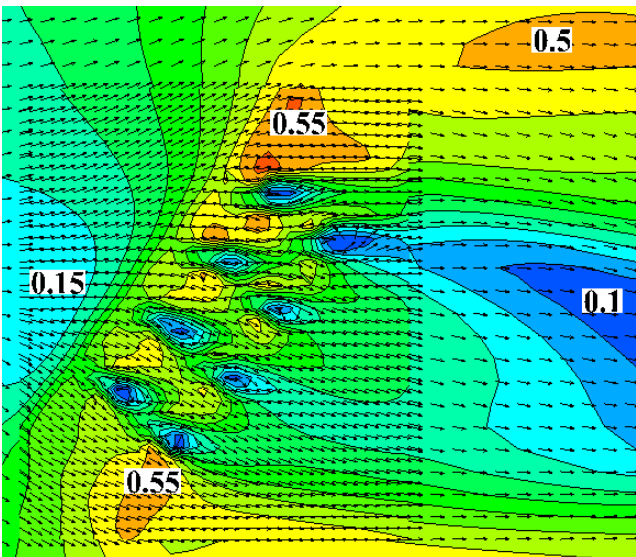
به‌منظور مقایسه کمی مقدار سرعت برآیند جریان برخوردی به هر پایه، در شکل ۱۰ تغییرات سرعت جریان برخورد کننده به هر پایه در زوایای مختلف نشان داده شده است. پایه‌های ردیف اول به ترتیب از سمت راست با شماره ۱ الی ۴ و پایه‌های ردیف دوم با شماره‌های ۵ الی ۸ نام‌گذاری شده‌اند. شکل ۱۰ نشان می‌دهد در زاویه ۹۰ درجه، بیش‌ترین سرعت جریان در نزدیکی پایه‌های ۲ و ۳ رخ داده است؛ در پایه ۱ و ۴ سرعت جریان یکسان است. کم‌ترین مقدار سرعت جریان برخوردی مربوط به پایه ۸ در زاویه ۹۰ درجه است. به ازای زوایای ۱۰ تا ۷۰ درجه، سرعت جریان در پایه‌های ۱ و ۲ کم است و با پیشروی جریان به سمت پایه‌های ۳ و ۴، سرعت افزایش یافته است، اما از پایه ۴ به ۵ یعنی از ردیف اول به ردیف دوم، کاهش محسوس سرعت جریان نزدیک به پایه‌ها دیده می‌شود. در زوایای ۱۰ تا ۷۰ درجه، بیش‌ترین مقدار سرعت جریان مربوط به پایه شماره ۴ است. به‌طور کلی، همواره سرعت جریان در ردیف دوم پایه‌ها کم‌تر از ردیف اول است که نشان‌دهنده پدیده حفاظتی^۵ پایه‌های ردیف اول روی ردیف دوم است. در مطالعات Nazariha (1996) نشان داده شد برای پایه‌های در راستای جریان، پایه‌های آخری توسط پایه‌های بالادست حمایت می‌شوند که منجر به کاهش سرعت جریان برخوردی به آن‌ها و کاهش عمق آب‌شستگی پیرامون پایه‌های پایین‌دست می‌شود.

در پایین‌دست ستون نیز مجدداً در مرز ناحیه ۲ و جریان پایین‌دست، ناحیه زینی شکل گرفته که با شماره ۴ نشان داده شده است. با کاهش زاویه از ۹۰ به ۱۰ درجه با توجه به تغییر محل برخورد جریان به ستون، محل ناحیه ۱ از وسط طول ستون به سمت راست ستون جابه‌جا شده است و به تبع آن ناحیه ۲ دارای سرعت کم‌تر و گردابه کوچک‌تری است که محدوده تحت‌تأثیر آن نیز محدودتر شده است. به‌طوری‌که در زاویه ۱۰ درجه ناحیه ۲ بسیار محدود است، اما در زاویه ۹۰ درجه محدوده وسیعی را در دو طرف ستون و به‌طور متقارن دربر گرفته است. به‌علت تقارن ناحیه ۲ در زاویه ۹۰ درجه، ناحیه ۳ وجود ندارد. هم‌چنین در زاویه ۱۰ درجه به‌دلیل محدود بودن ناحیه ۲، ناحیه ۴ دیده نمی‌شود. بررسی کانتور سرعت نشان می‌دهد، برخورد جریان به ستون و انحراف آن به طرفین، منجر به تشکیل ناحیه سکون با سرعت بسیار کم در محل برخورد جریان با ستون و ناحیه با سرعت زیاد در دو طرف ستون شده است. در پشت ستون که مانند مانعی در برابر جریان است ناحیه کم‌سرعت گسترده‌ای به‌وجود می‌آید که تا پایین‌دست کشیده شده است. با کاهش زاویه گسترده‌گی، ناحیه کم‌سرعت کاهش یافته و اختلاف سرعت بین ناحیه کم‌سرعت پشت ستون و ناحیه پرسرعت طرفین کم‌تر شده است. در شکل ۹ بررسی کانتورها و بردارهای سرعت در تراز زیر سرشمع نشان می‌دهد نواحی اشاره شده برای جریان برخوردکننده به ستون دیده نمی‌شود و فقط پایه‌ها مانند مانعی در برابر جریان هستند. جریان از لابلای پایه‌ها عبور می‌کند و تغییر زاویه پایه‌ها منجر به تغییر جهت جریان برخورد کننده به پایه‌ها شده است. بیش‌ترین سرعت جریان بین پایه‌های با زاویه ۹۰ درجه وجود دارد و با کاهش زاویه و تغییر مسیر جریان، سرعت جریان بین پایه‌ها کم شده است. لذا انتظار می‌رود در بستر

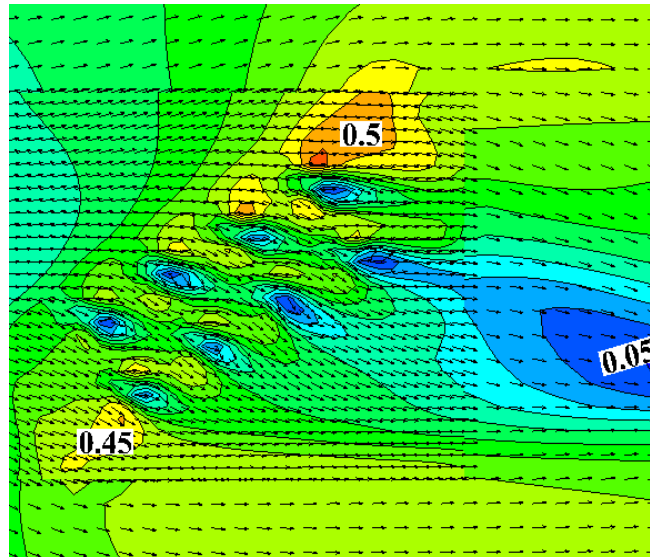


a) 90°

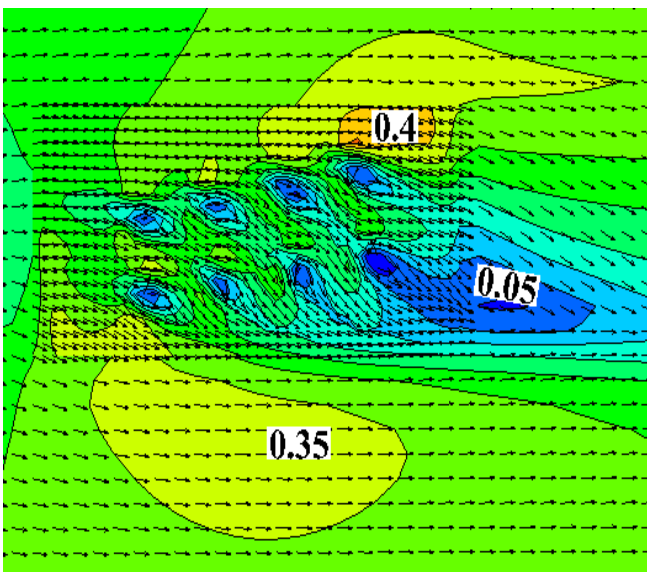
b) 70°



c) 50°

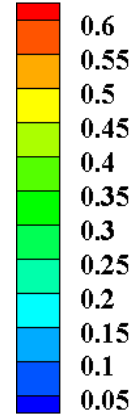


d) 30°

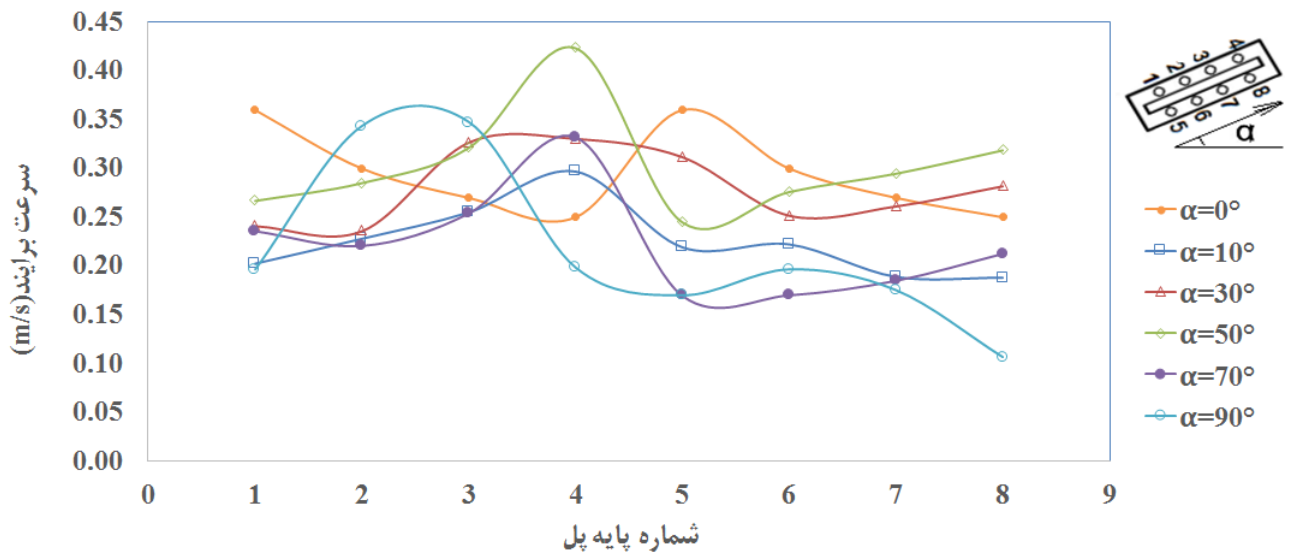


e) 10°

Velocity Magnitude



شکل ۹- بردارها و کانتورهای سرعت در زیر سرشمع

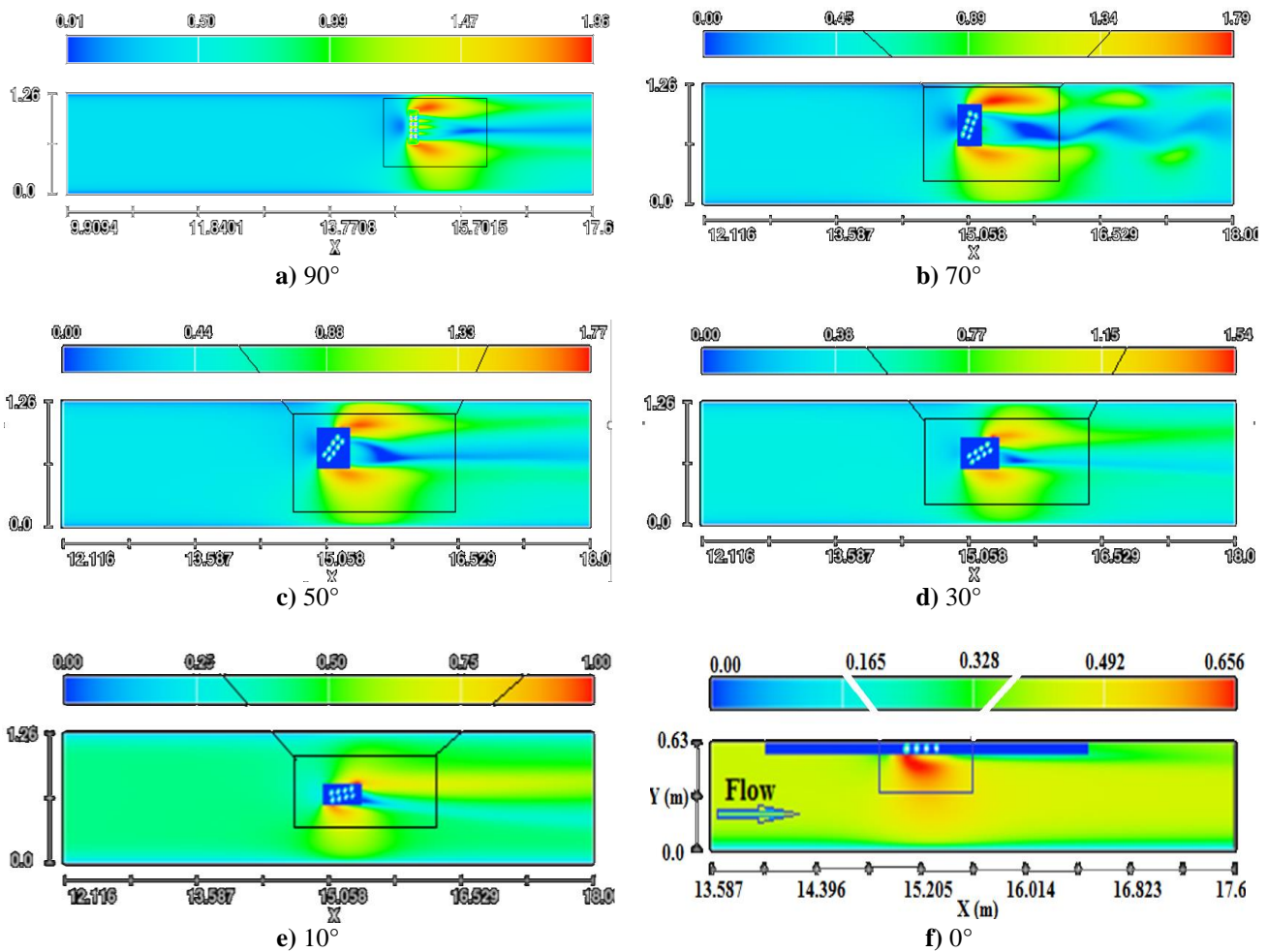


شکل ۱۰- تغییرات سرعت جریان نزدیک پایه‌ها

بستر، در شکل ۱۱ کانتورهای تنش برشی بستر نشان داده شده است.

۲-۳- بررسی تنش برشی کف

به منظور بررسی اثر زاویه برخورد جریان با پایه‌ها بر تنش برشی



شکل ۱۱- کانتور تنش برشی بستر در زوایای متفاوت برخورد جریان به گروه پایه‌ها

در حالتی که بستر آبرفتی باشد، بیشترین آبشستگی در اطراف سرشمع رخ دهد و کناره‌های هر پایه کم‌تر از اطراف سرشمع دچار

به‌ازای زوایای مختلف، تنش برشی بستر در دو طرف سرشمع، بیش‌تر از تنش برشی بستر حول پایه‌ها است؛ لذا انتظار می‌رود

در شکل ۱۳ تغییرات تنش برشی بستر اطراف هر پایه با تغییر زاویه برخورد جریان به پایه‌های مرکب نشان داده شده است. بیش‌ترین تنش برشی بستر حول پایه‌های پل با زاویه برخورد ۹۰ درجه و کم‌ترین آن به‌ازای زاویه ۱۰ درجه رخ داده است. پایه‌های شماره ۲، ۳ و ۴ در معرض بیش‌ترین تنش برشی بستر در زوایای مختلف هستند. جریان برخورد کننده به این پایه‌ها دارای سرعت بیش‌تری نسبت به پایه‌های ردیف بعدی است؛ لذا به‌ازای همه زاویه‌ها، پایه‌های ردیف دوم (پایه‌های شماره ۵ الی ۸) تنش برشی بستر کم‌تری نسبت به پایه‌های ردیف اول (پایه‌های شماره ۱ الی ۴) دارند. علت این مسئله همان پدیده حفاظتی پایه‌های بالادست روی پایه‌های پایین‌دست است که مانع برخورد جریان پرسرعت به پایه‌های پایین‌دست شده و تنش اطراف آن‌ها را کاهش می‌دهد. با افزایش زاویه برخورد جریان به پایه‌ها، اختلاف تنش برشی بستر ردیف اول با ردیف دوم، بیش‌تر شده است. بررسی کاهش تنش برشی بستر متوسط ردیف دوم نسبت به ردیف اول به‌ازای زوایای مختلف از ۱۰ تا ۹۰ درجه نشان داد به‌ازای زوایای ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ درجه، نسبت تنش برشی بستر متوسط حول پایه‌های ردیف دوم به‌ترتیب ۴۵، ۵۵، ۵۷، ۵۸/۳ و ۵۸ درصد تنش برشی بستر متوسط حول پایه‌های ردیف اول است. به‌طورکلی چون تنش برشی بستر به ازای زاویه ۱۰ درجه کم‌تر از زوایای دیگر است، می‌توان نتیجه گرفت برای نصب پایه پل زاویه‌دار با جهت جریان، پایه‌های با زوایای کم‌تر با مسیر جریان در معرض تنش برشی بستر کم‌تری هستند و انتظار می‌رود در شرایط بستر آبرفتی، دچار آب‌شستگی کم‌تری شوند.

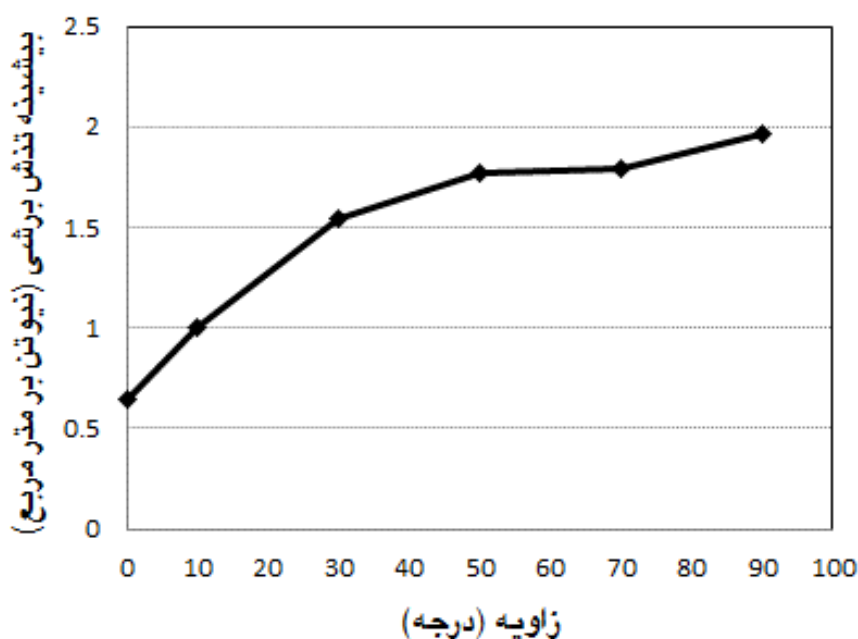
آب‌شستگی شود. علت بیش‌تر بودن تنش در اطراف سرشمع نسبت به پایه‌ها مانع بودن ستون و سرشمع در مقابل جریان و انحراف کامل جریان به طرفین است؛ درحالی‌که پایه‌ها ممانعت کم‌تری نسبت به سرشمع و ستون برای جریان ایجاد می‌کنند و سرعت اطراف آن‌ها کم‌تر از اطراف سرشمع است.

ناحیه با تنش برشی بستر بسیار کم در پایین‌دست پایه‌ها وجود دارد و با افزایش زاویه برخورد جریان با پایه‌ها، محل آن از پایه‌ها دورتر شده است و به پایین‌دست انتقال یافته است. علت دور شدن این ناحیه با افزایش زاویه، آن است که در زاویه‌های بیش‌تر، زاویه انحراف جریان نیز بیش‌تر خواهد بود و اتصال مجدد جریان دو طرف پایه‌ها در پایین‌دست در فاصله دورتری از پایه‌ها رخ می‌دهد. لذا انتظار می‌رود در حالتی که بستر آبرفتی باشد، آب‌شستگی پس از گروه پایه‌ها رخ ندهد و حتی این ناحیه کم سرعت و کم تنش، ناحیه‌ای برای تجمع رسوبات ایجاد شده باشد. به‌منظور مقایسه کمی مقدار تنش برشی بستر در کانال در حالت‌های مختلف زاویه گروه پایه‌ها، در شکل ۱۲ بیشینه تنش برشی بستر در کانال ترسیم شده است که با توجه به آن می‌توان نوشت:

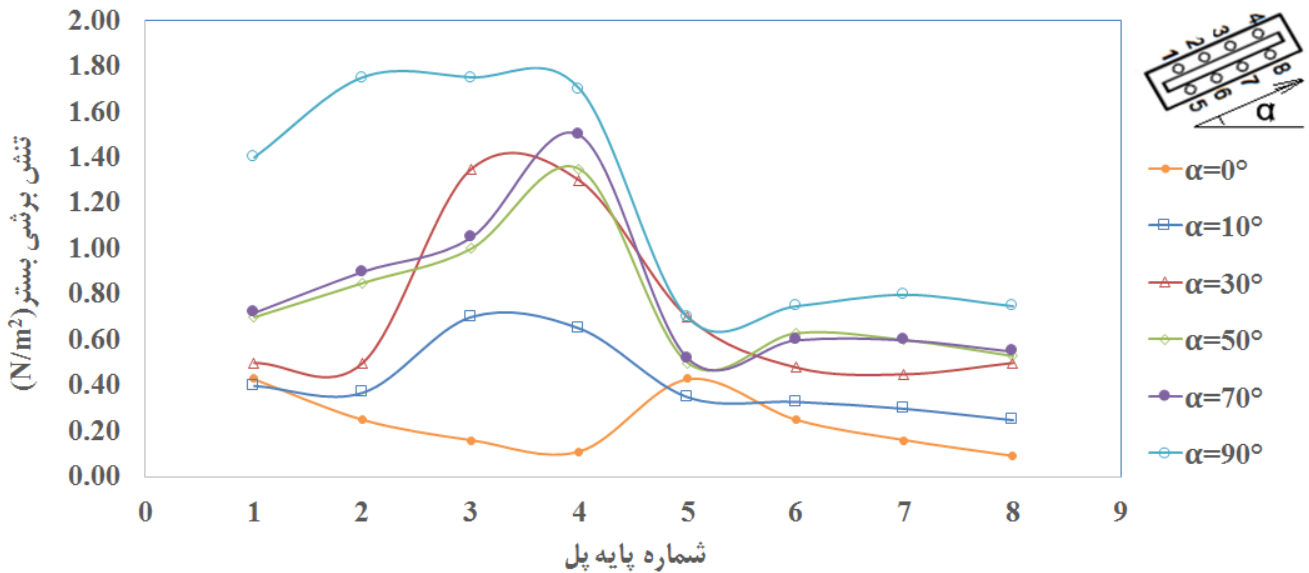
الف) با افزایش زاویه نصب گروه پایه‌ها، تنش برشی بستر نیز افزایش یافته است؛ به‌طوری‌که از زاویه ۱۰ تا ۹۰ درجه به‌ترتیب ۶۵، ۱۳۵، ۱۷۰، ۱۷۳ و ۲۰۲ درصد تنش برشی بستر نسبت به زاویه صفر درجه افزایش نشان داده است.

ب) از زاویه صفر درجه تا زاویه ۵۰ درجه، تغییرات بیشینه تنش برشی بستر بسیار زیاد و نمودار با شیب تند صعودی است.

ج) بیشینه تنش برشی بستر در زوایای ۵۰ و ۷۰ درجه بسیار به هم نزدیک است.



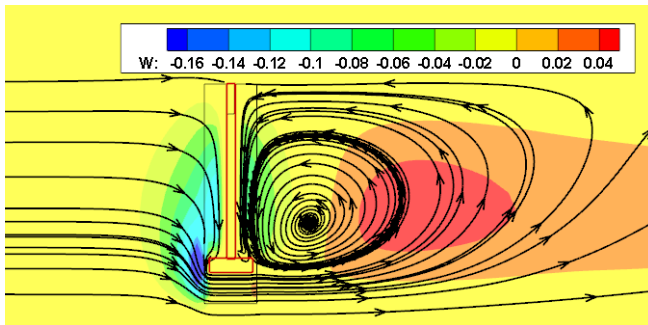
شکل ۱۲- تغییرات بیشینه تنش برشی بستر در کل کانال



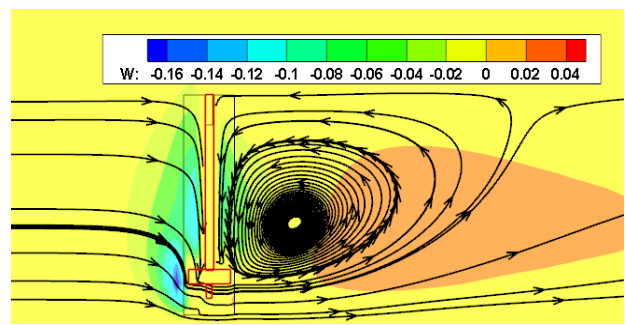
شکل ۱۳- تنش برشی بستر اطراف هر پایه با تغییر زاویه برخورد جریان به پایه های مرکب

و مؤلفه عمودی سرعت مثبت است. این جریان منحرف شده به سمت سطح تحت تأثیر مکش پس از ستون قرار گرفته و منجر به تولید جریان گردابی حول محور عرضی در پایین دست ستون شده است. مطابق شکل ۱۴ بیشترین مقدار منفی مؤلفه عمودی سرعت مربوط به جریان پایین‌رونده زیر سرشمع است که در حالت بستر آبرفتی، می‌تواند منجر به آب‌شستگی اطراف پایه‌های پل شود.

۳-۲-۱- بررسی میدان جریان اطراف پایه‌ها به ازای زاویه ۹۰ درجه به منظور بررسی بیش‌تر میدان جریان، در شکل ۱۴ در مقاطع طولی بین دو پایه مجاور (شکل ۱۴-الف) و در محل هر پایه (شکل ۱۴-ب) خطوط جریان و کانتورهای مؤلفه عمودی سرعت به‌ازای بیش‌ترین زاویه پایه (۹۰ درجه) نشان داده شده است. مطابق شکل ۱۴، در تراز بالای سرشمع، جریان با برخورد به ستون به سمت سرشمع و بستر منحرف می‌شود و لذا مؤلفه عمودی سرعت مقدار منفی دارد. پس از پایه‌ها، جریان به سمت سطح منحرف می‌شود



ب) در مقطع عرضی گذرنده از درون هر پایه



الف) در مقطع عرضی گذرنده از حد فاصل بین پایه‌ها

شکل ۱۴- تغییرات مؤلفه عمودی سرعت در برخورد جریان به پایه‌ها با زاویه ۹۰ درجه

- در نزدیکی سطح آزاد با برخورد جریان به ستون، چهار ناحیه در اطراف ستون قابل‌تفکیک است. ناحیه ۱ در محل برخورد جریان با ستون است. ناحیه دوم و سوم به‌ترتیب در گوشه سمت راست و چپ ستون هستند که دارای جریان گردابی هستند. در پایین‌دست ستون نیز در مرز ناحیه ۲ و جریان پایین‌دست، ناحیه زینی به‌نام ناحیه ۴ شکل گرفته است
- بررسی سرعت جریان در نزدیکی پایه‌ها نشان داد سرعت جریان بین پایه‌های با زاویه ۹۰ درجه بیش‌تر از زوایای دیگر است. بیش‌ترین

۴- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر الگوی جریان اطراف پایه‌های پل مرکب با زوایای مختلف نسبت به جهت جریان با استفاده از مدل عددی Flow3D بررسی شد. پس از صحت‌سنجی نتایج مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی، الگوی جریان و تنش برشی بستر اطراف پایه‌های پل مرکب با ۵ زاویه مختلف مورد بررسی قرار گرفت. نتایج شبیه‌سازی نشان داد:

مرکب"، دانش آب و خاک، ۲۶ (۲)، ۱-۱۲.

بهروزی، ز، حمیدی‌فر، ح، و زمردیان، م.ع.، (۱۴۰۰)، "شبیه‌سازی عددی سرعت جریان در اطراف پایه‌های پل تکی و دو قلو با چیدمان‌های مختلف با استفاده از مدل فلوئنت"، نشریه مهندسی عمران/امیرکبیر، ۵۳(۹)، ۳۸۸۳-۳۸۹۶ <https://doi.org/10.22060/ceej.2020.18136.6777>

خالدی، و.، امینی، ع.، و بهرامی، ج.، (۱۳۹۹)، "اثر شکل سرشمع در ابعاد حفره آب‌شستگی در پایه پل‌ها با هندسه مرکب"، پژوهش آب/ایران، ۱۴(۲)، ۱۰۱-۱۰۹.

محمدپور، ر.، تقی شاهبازی، ع.، سبزواری، ت.، و کرمی مقدم، م.، (۱۳۹۹)، "بررسی تغییرات زمانی آب‌شستگی در اطراف پایه‌های مرکب مستطیلی"، تحقیقات مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی، ۲۱(۸۱)، ۲۵-۴۶. <https://doi.org/10.22092/idser.2021.341672.1424>

Abadi, M.R., and Mohsenabadi, S.K., (2022), "Numerical study of the weir angle on the flow pattern and scour around the submerged weirs", *International Journal of Modern Physics C*, 33(08), 2250110. <https://doi.org/10.1142/S0129183122501108>.

Amini, A., Melville, B.W., Ali, T M., and Ghazli, A.H., (2012), "Clear-water local scour around pile groups in shallow-water flow", *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 138(2), 177-185, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000488](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000488).

Ata Amini, S., Mohammad, T.A., Aziz, A.A., Ghazali, A.H., and Huat, B.B., (2011), "A local scour prediction method for pile caps in complex piers", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management*, 164(2), 73-80, Thomas Telford Ltd, <https://doi.org/10.1680/wama.900064>.

Beheshti, A.A., and Ataie-Ashtiani, B., (2010), "Experimental study of three-dimensional flow field around a complex bridge pier", *Journal of Engineering Mechanics*, 136(2), 143-154, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000073](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000073).

Ettema, R., Constantinescu, G., and Melville, B.W., (2017), "Flow-field complexity and design estimation of pier-scour depth: Sixty years since Laursen and Toch", *Journal of Hydraulic Engineering*, 143(9), 03117006, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001330](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001330).

Ferraro, D., Tafarajnoruz, A., Gaudio, R., and Cardoso, A.H., (2013), "Effects of pile cap thickness on maximum scour depth at a complex pier", *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(5), 482-491. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000704](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000704).

Flow Science Inc., (2016), *FLOW-3D V 11.2 user's manual*, Santa Fe, New Mexico.

Ghods, H., Najafzadeh, M., Khanjani, M.J., and Beheshti, A., (2021), "Effects of different geometric

تنش برشی بستر حول پایه‌های پل به‌ازای زاویه برخورد ۹۰ درجه و کم‌ترین آن به‌ازای زاویه برخورد ۱۰ درجه رخ داده است.

بررسی تغییرات سرعت جریان و تنش برشی بستر در نزدیکی هر پایه در زوایای مختلف نشان‌داد به‌علت پدیده حفاظتی پایه‌های ردیف اول روی ردیف دوم، همواره سرعت جریان و تنش برشی بستر در ردیف دوم پایه‌ها کم‌تر از ردیف اول است.

به‌ازای زوایای مختلف، بیشینه تنش برشی بستر در دو طرف سرشمع بیش‌تر از تنش برشی بستر حول پایه‌ها است؛ لذا انتظار می‌رود در شرایط آبرفتی، کناره‌های هر پایه کم‌تر از اطراف سرشمع دچار آب‌شستگی شود و پایداری گروه پایه‌ها بهتر حفظ شود. هم‌چنین ناحیه با تنش برشی بستر بسیار کم در پایین‌دست پایه‌ها وجود دارد که در شرایط بستر آبرفتی می‌تواند محلی برای تجمع رسوب باشد.

همواره مقدار بیشینه تنش برشی بستر اطراف پایه‌ها از بیشینه تنش برشی بستر در کل کانال کم‌تر است. این پدیده نشان می‌دهد با وجود سرشمع برای گروه پایه‌ها، بیشینه تنش برشی بستر اطراف پایه‌ها نسبت به تنش برشی بستر در کانال کم‌تر شده است؛ لذا انتظار می‌رود در حالت بستر آبرفتی آب‌شستگی اطراف پایه‌ها کم‌تر از آب‌شستگی کل کانال باشد که منجر به پایداری گروه پایه‌های پل می‌شود. به‌منظور تأیید یا رد این نتیجه، لازم است الگوی جریان اطراف گروه پایه‌ها بدون سرشمع شبیه‌سازی شود؛ لذا این امر می‌تواند به عنوان پیشنهادی برای ادامه کار مطرح شود.

۵- قدردانی

مقاله حاضر بخشی از طرح پژوهشی است که با حمایت مالی دانشگاه خوارزمی انجام شده است. بدین وسیله نویسندگان مراتب سپاسگزاری خود را از دانشگاه خوارزمی اعلام می‌دارند.

۶- پی‌نوشت

- 1- Complex Bridge Pier
- 2- Large Eddy Simulation
- 3- Nested
- 4- Stagnation Point
- 5- Sheltering

۷- مراجع

اسدی پرتو، ا.، امینی، ع.، اقبال‌زاده، ا.، و جوان، م.، (۱۳۹۵)، "مدل‌سازی عددی میدان جریان اطراف پایه پل با هندسه

- parameters of complex bridge piers on maximum scour depth: Experimental study”, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 147(5), 04021021, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000645](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000645).
- Nazariha, M., (1996), “Design relationships for maximum local scour depth for bridge pier groups”, Ph.D. Dissertation, University of Ottawa, Canada.
- Omara, H., and Tawfik, A., (2018), “Numerical study of local scour around bridge piers”, In: *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, (151(1), 012013), IOP Publishing, <https://doi.org/10.1088/1755-1315/151/1/0>.
- Pourghasemzadeh, B., and Ghomeshi, M., (2022), “Experimental investigation of the angle effect of the cylindrical bridge group piers relative to the flow direction on the maximum scour depth of the piers”, *Irrigation Sciences and Engineering*, 45(3), 131-145, <https://doi.org/10.22055/jise.2017.19147.1379>.
- Sheppard D.M., and Renna R., (2005), “Bridge scour manual”, Florida Department of Transportation, Tallahassee, Florida.
- Sheppard, D.M., Yang, Y., and Melville, B., (2023), “Method for estimating clear-water local scour rate at complex piers”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 149(10), 04023039, <https://doi.org/10.1061/JHEND8.HYENG-13656>.
- Sicilian, J.M., Hirt C.W., and Harper R.P., (1987), “FLOW-3D: Computational modeling power for scientists and engineers”, Report FSI-87-00-1, Flow Science. Los Alamos. NM, US.
- Yang, Y., Melville, B.W., Sheppard, D.M., and Shamseldin, A.Y., (2018), “Clear-water local scour at skewed complex bridge piers”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 144(6), 04018019, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001458](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001458).
- Yang, Y., Melville, B.W., Macky, G.H., and Shamseldin, A.Y., (2020), “Temporal evolution of clear-water local scour at aligned and skewed complex bridge piers”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 146(4), 04020026. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001732](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001732).
- Yang, Y., Li, J., Zou, W., and Chen, B., (2023), “Numerical investigation of flow and scour around complex bridge piers in wind-wave-current conditions”, *Journal of Marine Science and Engineering*, 12(1), 23, <https://doi.org/10.3390/jmse12010023>.



This article is an open-access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC-BY) license.