

مطالعه، ارزیابی و برآورد تأثیر مشخصات امواج بر میزان سرریزی امواج نامنظم از موج‌شکن‌های شکل‌پذیر

- ناصر شیریان، دانشجوی دوره دکتری سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
- مهدی شفیع‌فر، عضو هیأت علمی دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
- پیمان آق‌تومان، عضو هیأت علمی مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری وزارت جهاد کشاورزی
- وحید چگینی، عضو هیأت علمی مرکز ملی اقیانوس شناسی

تاریخ دریافت: مرداد ماه ۱۳۸۴ تاریخ پذیرش: آذر ماه ۱۳۸۴

Email: Shir@itrc.ac.ir

چکیده

در این تحقیق تأثیر امواج نامنظم دریا بر میزان سرریزی امواج از موج‌شکن‌های توده سنگی شکل‌پذیر مورد بررسی قرار گرفته است. موج‌شکن شکل‌پذیر، نوعی موج‌شکن است که نیم‌رخ اولیه آن در اثر برخورد امواج تغییر شکل پیدا می‌کند. پژوهش حاضر با استفاده از روش مدل آزمایشگاهی در فلوم موج انجام شده است. امواج تابیده شده به مدل مقطع موج‌شکن، نامنظم با طیف انرژی JONSWAP بوده است. محدوده ارتفاعات موج ۴ تا ۱۴ سانتیمتر و دوره‌های میانگین ۰/۹ تا ۱/۷ ثانیه در آزمایشگاه در نظر گرفته شده‌اند. جهت اجرای مصالح لایه آرمور، از سنگ با دانه‌بندی $D_{n85A}/D_{n15A}=1/82$ استفاده شده است. مقاطع مورد آزمایش دارای شیب سازه‌ای ۱:۱/۲۵ بوده که تقریباً با شیب قرارگیری مصالح در طبیعت برابر می‌باشد و مقیاس مدل آزمایشگاهی نیز ۱:۵۰ انتخاب شد. تعداد امواج تابیده شده به مدل سازه از ۵۰۰ تا ۳۰۰۰ موج در نظر گرفته شده و مجموعاً تعداد ۵۰ آزمایش انجام شده است. نتایج آزمایشگاهی به صورت نمودارها و روابط، جهت تعیین میزان سرریزی در واحد عرض در این مقاله ارائه شده و به کمک روش‌های رگرسیونی خطی، رابطه جدیدی جهت تخمین میزان سرریزی از موج‌شکن‌های شکل‌پذیر، به داده‌های آزمایشگاهی برآزش داده شده است.

کلمات کلیدی: امواج نامنظم، سرریزی امواج، مدل آزمایشگاهی، موج‌شکن‌های توده سنگی شکل‌پذیر

Paouhesh & Sazandegi No:73 pp: 177-188

Studies, evaluation and estimation of wave characteristics effect for determining overtopping of irregular waves at reshaping breakwaters

By: N. Shirian, Ph.D student, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modarres University.

M. Shafiee-Far, Assist. Professor, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modarres University.

P. Aghtoum, Member of Scientific Board of Soil Conservation and Watershed management Research Center.

V. Chegini, Member of Scientific Board of Iranian National Center for Oceanography.

In this research the effect of irregular wave's overtopping at the reshaping rubble – mound breakwaters were investigated. Reshaping breakwater is a kind of new breakwaters, which its initial profile is changed to a (S) shaped one after impacting of waves. Therefore, the relations related to overtopping on conventional breakwaters cannot be used for this type of structure. Method of research was based on Experimental modeling. Experiments were done for multiple cross sections of reshaping breakwaters with three different slopes in the Soil Conservation and Watershed Management Research Institute (SCWMRI) wave Flume, during 2003 to 2004. The wave flume equipped with a modern DHI wave generation system, which contains paddle, power pack, hardware and software divisions. The hydraulic response that mentioned above, were investigated by changing the wave parameters such as significant wave height, mean and peak wave period and storm duration on the natural repose of materials, equal to 1:1.25. JONSWAP wave spectrum was used in all experiments. The Armored layer materials were included in one grading class (Dn85A/Dn15A= 1.82). In order to changing wave properties, 50 tests were done with 500 to 3000 waves in this research. A small tank was installed behind of the model to measuring the volume of wave overtopping in each experiment. Results of this research were shown as non-dimensional design charts and graphs and new prediction relation. The experimental results were plotted as graphs showing the mean discharge versus the efficient parameters. An improved and new fit to data can be achieved using simple linear regression which results in some new empirical equations which has been presented in this research.

Key Words: Experimental modeling, Irregular waves, Reshaping breakwaters, Rubble mound, Wave overtopping**مقدمه**

موج ژرفاب L_0 مشخص می شوند. تأثیر دوره موج غالباً با استفاده از رابطه بدون بعد تیزی موج ژرفاب، بررسی می شود (رابطه ۱).

$$S_{om,op} = \frac{H}{L_{om,op}} = \frac{2\pi H_s}{gT^2} \quad \text{رابطه (۱)}$$

استفاده از پارامترهای H_s و T_m یا T_p در معادله شماره (۱) به ترتیب S_{op} و S_{om} را نتیجه می دهد. پارامتر تشابه شکست ξ معمول ترین پارامتر بدون بعد برای بیان اثر امواج بر سازه های شیبدار است. این پارامتر که عدد ایریبارن I_r نیز نامیده می شود، عبارت است از (رابطه ۲):

$$\xi_{om,op} = \tan\alpha / \sqrt{S_{om,op}} \quad \text{رابطه (۲)}$$

به طوری که در رابطه بالا $\tan\alpha$ شیب سمت دریای سازه و S_0 تیزی موج ژرفاب می باشند.

پارامترهای هیدرولیکی عوامل تعیین کننده انتخاب نوع و مشخصات هندسی سازه های ساحلی هستند. از این رو هر یک از این پارامترها باید در روند طراحی سازه های ساحلی مورد بررسی قرار گیرند. معمولاً در طراحی بسیاری از دیوارهای دریایی و موج

به طور کلی موج شکن های توده سنگی به دو دسته تقسیم بندی می شوند، الف: موج شکن توده سنگی پایدار ایستا (پایدار استاتیکی یا سنتی) و موج شکن توده سنگی پایدار پویا (پایدار دینامیکی) (شکل ۱). در موج شکن های توده سنگی پایدار ایستا (سنتی) تغییر شکل کلی سازه مجاز نیست و تغییر شکل جزئی (۰ تا ۵٪) ملاک طراحی است؛ در حالی که در نوع پایدار پویا، تغییر شکل سازه مجاز است و به سازه اجازه داده می شود پس از برخورد امواج تغییر شکل دهد تا نهایتاً به یک حالت پایدار برسد. این نوع موج شکن ها، موج شکن های شکل پذیر (S شکل یا غیر سنتی) نیز نامیده می شوند.

پارامترهای حاکم در طراحی سازه های ساحلی به سه دسته پارامترهای هیدرولیکی، پارامترهای ژئوتکنیکی و پارامترهای سازه های تقسیم می شوند. پارامتر هیدرولیکی سرریزی امواج در شکل ۲ به صورت شماتیک نشان داده شده است.

در بررسی مشخصات امواج، شرایط موج عمدتاً توسط ارتفاع موج تابشی H_i (معمولاً ارتفاع مشخصه موج H_s)، دوره میانگین T_m یا دوره اوج (پیک) T_p ، زاویه برخورد موج β ، عمق آب در جلوی سازه d و طول

مدل آزمایشگاهی به دست می‌آیند. داده‌های موجود در مورد میزان سرریزی موج به تعدادی از اشکال سازه‌ای خاص محدود می‌شود. مجموعه‌ای از داده‌های معروف و وسیع به شیب‌های هموار سکوئی مسطح و زیر فاقد دیوارهای تاج مربوط می‌شود (۱۰). مطالعات محدودتری نیز توسط Bradbury (۱۳)، Owen و همکاران (۲) و Aminti و Franco (۱) انجام شده‌اند. در گزارش‌های

TAW (۱۳)، USACE (۱۴)، CIRIA/CUR (۴،۳)، DHI (۷) و PIANC (۱۱) نیز فرمول‌هایی به منظور تخمین میزان سرریزی توصیه شده است.

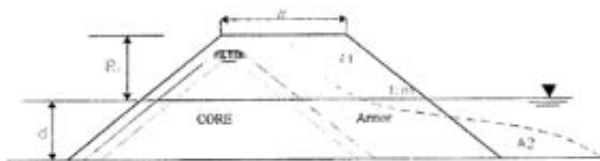
در ابتدا نتایج آزمایش‌های سرریزی انجام شده و رابطه پیشنهادی توسط Owen را مورد بررسی و بازبینی قرار خواهیم داد. شایان ذکر است که نتایج کارهای Owen بر روی موج‌شکن‌های سنتی و بدون تغییر شکل قابل توجه صورت گرفته است.

برای سازه‌های هموار و زیر مسطح و سکویی، Owen (۱۰)، متغیر دبی سرریزی بدون بعد Q_s را با رابطه‌ی نمایی (رابطه ۳) زیر به متغیر ارتفاع آزاد بدون بعد R ، مربوط نمود.

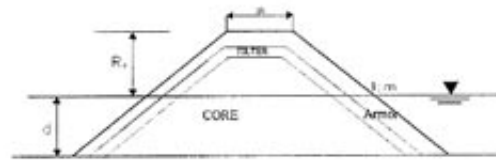
$$Q_s = ac^{-bR/r} \quad \text{رابطه (۳)}$$

تعاریف R_s, R, Q_s که توسط Owen ارائه شده‌اند، عبارتند از

شکن‌ها، میزان دبی سرریزی کنترل‌کننده (به منظور تردد انسان‌ها، ساختمان‌ها، وسایل نقلیه و...) است. این متغیر در امواج تصادفی از یک موج تا موج دیگر به میزان قابل توجهی تغییر می‌کند. برخی داده‌ها برای تعیین مقدار سرریزی موج وجود دارد. برای بسیاری از حالات کافی است از دبی متوسط (q) استفاده شود که همیشه به صورت دبی در واحد عرض سازه تعریف می‌شود ($m^3/s/m$). مقادیر (q) بحرانی برای موقعیت مختلف طراحی در شکل ۳ خلاصه شده است، این شکل شامل مقادیر حدی توصیه شده دبی متوسط برای پایداری تاج و آرمور پشت سازه برحسب نوع دیوار دریایی و برای وسایل نقلیه و مردم می‌گردد. De Gerloni و همکارانش (۵) دبی‌های سرریزی بحرانی برای اتومبیل‌ها (مدل) و مردم (مدل واقعی) در موج‌شکن‌های قائم را مورد تحقیق قرار دادند. نتایج تحقیقات در آزمایشگاه هیدرولیک دلفت با استفاده از دلتا فلوم بر روی سدهای دریایی پوشیده شده از چمن در مقیاس واقعی نشان داد که موقعیت‌های با دبی سرریزی کمتر از $5 \sim 1 \text{ lit/s/m}$ اشخاص پیاده را در معرض خطر قرار نمی‌دهد. این وضعیت نیز در شکل ۳ به همراه حالات مختلف دیگر نشان داده شده است. محاسبه دبی سرریزی برای سازه‌ای با هندسه، تراز آب و شرایط موج خاص براساس روابطی صورت می‌گیرد که از نتایج آزمایش‌های

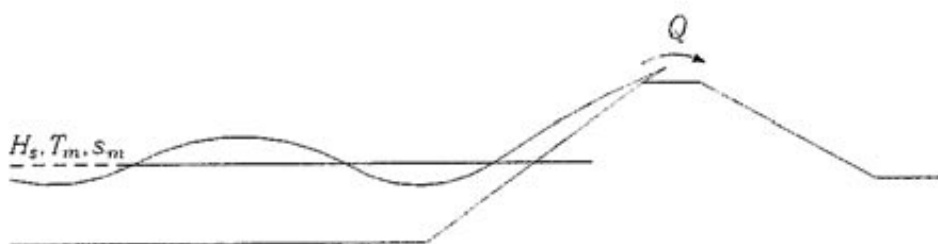


موج شکن پایدار پویا (شکل پذیر)



موج شکن پایدار ایستا (سنتی)

شکل ۱- انواع موج شکن‌های توده سنگی



شکل ۲- واکنش هیدرولیکی سرریزی امواج در سازه‌های ساحلی

امواج چرخان : ($\xi_{op} < 2$)

رابطه برای متوسط داده‌ها

$$Q_b = 0.06 \exp(-5.2 R_b) \quad \text{رابطه (۷)}$$

رابطه توصیه شده:

$$Q_b = 0.06 \exp(-4.7 R_b) \quad \text{رابطه (۸)}$$

به طوری که:

$$Q_b = \frac{\bar{q}}{\sqrt{g H_s^3}} \sqrt{\frac{S_{op}}{\tan \alpha}} \quad \text{رابطه (۹)}$$

$$R_b = \frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{\sqrt{S_{op}}}{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{\gamma_b \gamma_d \gamma_f \gamma_B} \quad \text{رابطه (۱۰)}$$

در رابطه فوق R_c ارتفاع آزاد سازه، H_s ارتفاع موج تابشی، \bar{q} امواج تابشی متوسط، S_{op} تیزی موج برح γ_a ب دوره اوج (بیک) و b ضریب کا γ_f ، مربوط به شیب‌های سکویی γ_B / b ضریب کاهنده مربوط به عمق آب b ، ضریب کاهنده ناشی از اصطکاک و b ضریب کاه ξ ه مربوط به جهت امواج می‌باشند.

امواج لغزان : ($\hat{I}_{op} < 2$)

رابطه برای متوسط داده‌ها

$$Q_n = 0.2 \exp(-2.6 R_n) \quad \text{رابطه (۱۱)}$$

رابطه توصیه شده:

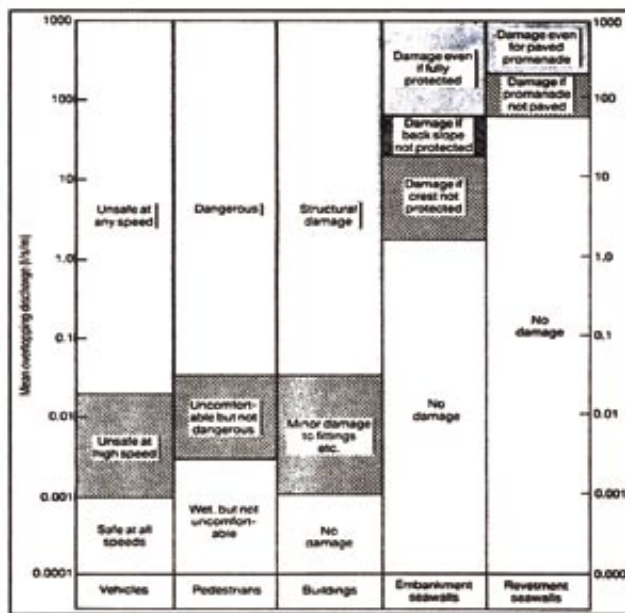
$$Q_n = 0.2 \exp(-2.3 R_n) \quad \text{رابطه (۱۲)}$$

به طوری که:

$$Q_n = \frac{\bar{q}}{\sqrt{g H_s^3}} \quad \text{رابطه (۱۳)}$$

$$R_n = \frac{R_c}{H_s} \cdot \frac{1}{\gamma_b \gamma_d \gamma_f \gamma_B} \quad \text{رابطه (۱۴)}$$

روابط ۷ تا ۱۴ فقط برای موج شکن‌های سنتی قابل استفاده است و در زمینه موج شکن‌های شکل پذیر روابط مشابه روابط (۱۲، ۱۱، ۸، ۷) وجود نداشته و تنها از آن می‌توان به‌عنوان تخمین اولیه و مقایسه کلی با نتایج آزمایشگاهی این تحقیق، استفاده کرد.



شکل ۳- دبی‌های بحرانی سرریزی موج CIRIA/CUR (۴،۲)

روابط ۴،۵ و ۶:

$$Q_s = \frac{\bar{q}}{T_m g H_s} \quad \text{رابطه (۴)}$$

$$R = \frac{R_c}{(T_m (g H_s)^{0.5})} \quad \text{رابطه (۵)}$$

$$R_s = \frac{R}{r} \quad \text{رابطه (۶)}$$

به طوری که R_c ارتفاع آزاد سازه (m)، H_s ارتفاع موج تابشی (m)، T_m دوره میانگین امواج تابشی (s)، \bar{q} نرخ جریان متوسط سرریزی، g شتاب ثقل m/s^2 و a و b ضرایب تجربی و r ضریب زبری (در محاسبات موج‌شکن‌های توده سنگی برابر ۰/۵ فرض می‌شود) می‌باشند. مقادیر a و b تعیین شده از نتایج آزمایشگاهی در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

در دهه گذشته تحقیقات پایه‌ای گسترده‌ای با استفاده از مدل آزمایشگاهی بر روی بالا روی و سرریزی موج از رده سازه‌های مختلف در مؤسسه هیدرولیک دلفت هلند بر روی موج شکن‌های سنتی انجام شده است (۶، ۱۲، ۱۶، ۱۷، ۱۹). طی این آزمایش‌ها علاوه بر اثر سکوها، تأثیر زبری شیب و کمی عمق بر بالاروی و سرریزی موج از شیب‌های توده سنگی و هموار، مورد بررسی قرار گرفته است. تحلیل Van der Meer و De waal (۶) و Jansen و Van der Meer (۱۸) نشان داد که سرریزی موج باید بین وضعیت‌ها، امواج چرخان و لغزان تقسیم شود. دبی سرریزی بدون بعد Q_n ، Q_b و ارتفاع تاج بدون بعد با R_n ، R_b نشان داده می‌شوند، به طوری که زیر نویس b به معنی امواج چرخان ($\xi_{op} < 2$) و n به معنای امواج لغزان ($\xi_{op} < 2$) است. تعاریف عبارتند از روابط ۹، ۸، ۷ و ۱۰:

جدول ۱- مقادیر ضرائب a و b در رابطه (۳) برای شیب‌های منفرد هموار (۱۰)

شیبها	a	b
۱:۱	۰/۰۰۷۹۴	۲۰/۱۲
۱:۱/۵	۰/۰۱۰۲	۲۰/۱۲
۱:۲	۰/۰۱۲۵	۲۲/۰۶
۱:۳	۰/۰۱۶۳	۳۱/۰۹
۱:۴	۰/۰۱۹۲	۴۶/۹۶
۱:۵	۰/۰۲۵	۶۵/۲

جدول ۲- محدوده پارامترهای مورد مطالعه در مدل آزمایشگاهی موج‌شکن‌های شکل‌پذیر

متغیر	نماد	دامنه تغییرات
ارتفاع موج	H_s	(۳ تا ۱۴) سانتیمتر
پریود میانگین موج	T_m	(۰/۹ تا ۱/۷) ثانیه
تیزی موج	S_{om}	(۰/۰۷ تا ۰/۰۱)
تعداد امواج	N	۵۰۰، ۱۰۰۰، ۲۰۰۰، ۳۰۰۰
عمق آب	d_i	(۲۴ تا ۳۰) سانتیمتر
عمق آب به ارتفاع موج	d_i/H_s	(۲/۲)
پارامتر بدون بعد ارتفاع موج یا عدد پایداری N_s	$H_s/\Delta D_{n50}$	۱/۷ تا ۵

مدل سازی آزمایشگاهی

در آزمایش‌های مربوط به مدل‌سازی سازه‌های ساحلی نیروی غالب، نیروی وزن یا گرانش است. از این رو معیار مناسب برای مدل‌سازی، معیار فرود است و نوع جریان نیز باید کاملاً آشفتده در نظر گرفته شود تا بتوان از اثرات لزجت صرف‌نظر کرد. کنترل اثرات لزجت به وسیله کنترل معیار رینولدز ممکن می‌شود که براساس توصیه Van der Meer باید در محدوده رابطه ۱۵ قرار گیرد (۱۵):

$$R_{e_c} = D_{n50} \sqrt{g H_s} / \nu > (1 \sim 4) \times 10^4 \quad (15)$$

که در آن D_{n50} قطر اسمی مصالح است که ۵۰ درصد از مصالح، قطری کمتر از آن را دارا باشند. در رابطه (۱۵) از مقادیر مورد استفاده در مدل استفاده می‌شود. برای ایجاد تشابه سینماتیکی و دینامیکی از رابطه (۱۶) که اصلاح شده نسبت عدد پایداری هادسون در پروتوتایپ و مدل می‌باشد، استفاده شده است.

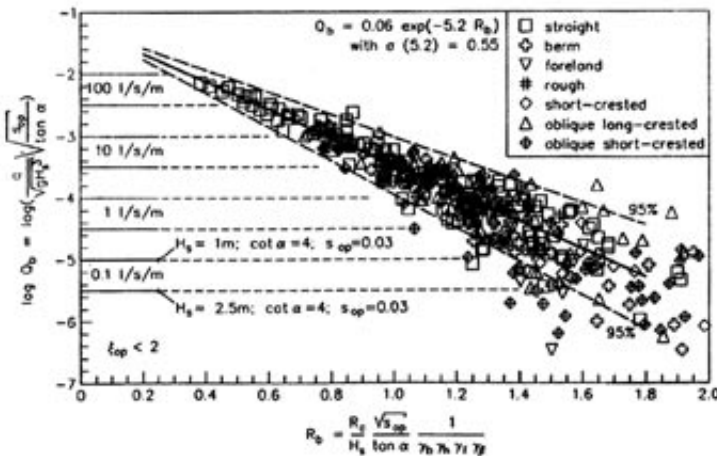
$$\frac{W_M}{W_P} = \frac{1}{\lambda^3} \times \frac{\rho_{am}}{\rho_{ap}} \times \frac{(\rho_{ssdp} / \rho_{wp} - 1)^3}{(\rho_{ssdm} / \rho_{wm} - 1)^3} \quad (16)$$

که در آن ρ_{ssdp} چگالی اشباع با سطح خشک واحد آرمور در نمونه واقعی، چگالی اشباع با سطح خشک واحد آرمور در مدل، ρ_{wp} چگالی آب در نمونه واقعی، چگالی آب در مدل، ρ_{ap} چگالی مصالح در نمونه واقعی و ρ_{am} چگالی مصالح در مدل، است. با رعایت این معیارها و قابل اغماض بودن اثرات مقیاس، مقیاس ۱:۵۰ ($\lambda=50$) برای آزمایش‌ها انتخاب شده است.

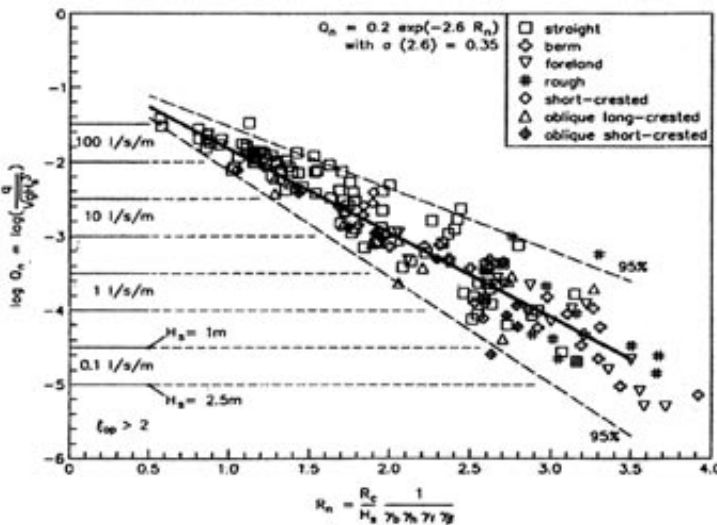
برپایی مدل و شرح آزمایش‌ها

آزمایش‌های مدل بر روی مقطع موج شکن شکل پذیر (شکل ۶) و در فلوم موج مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری وزارت جهاد کشاورزی که دارای ۳۳ متر طول، ۱ متر عرض و ۱ متر ارتفاع می‌باشد (شکل ۷) انجام شده است.

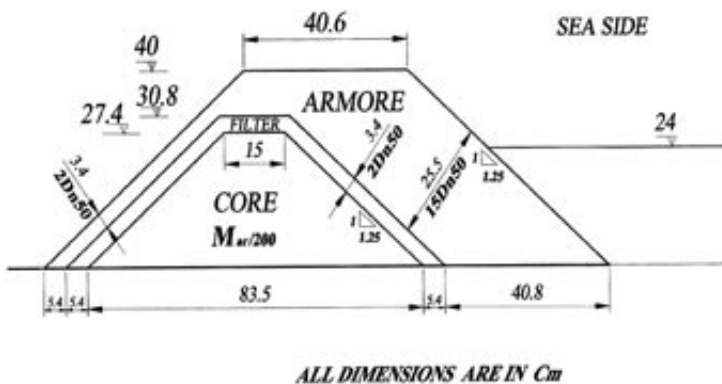
امواج توسط پاروی مولد موج به طول ۵/۵ متر و ارتفاع ۱ متر از نوع پیستونی قائم که در انتهای فلوم امواج قرار گرفته است تولید شده‌اند. برای انجام آزمایش‌ها از ۵ تا ۸ دستگاه ارتفاع سنج موج که در نقاط مختلف نصب می‌شدند، استفاده گردید. آرایش سنسورها در فلوم و بدنه سازه بسته با هدف آزمایش تغییر می‌کرد. در طول آزمایش‌های مربوط به اندازه‌گیری سرریزی یک دستگاه ارتفاع سنج موج در جلوی سازه، برای اندازه‌گیری امواج تابشی ترکیب شده با امواج بازتابی و سه دستگاه ارتفاع سنج دیگر برای اندازه‌گیری مقدار بازتاب در وسط فلوم نصب شدند. در ضمن یک تشتک جمع‌آوری آب سرریز شده بر روی تاج سازه نصب و در انتهای هر آزمون میزان آب سرریز شده، اندازه‌گیری شد. داده‌های



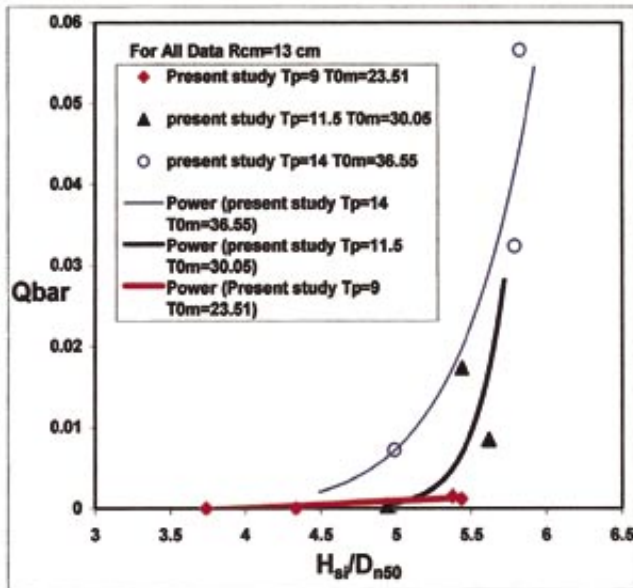
شکل ۴- سرریزی موج برای امواج چرخان، $t_{op} < 2$ Van der Meer (۱۶)



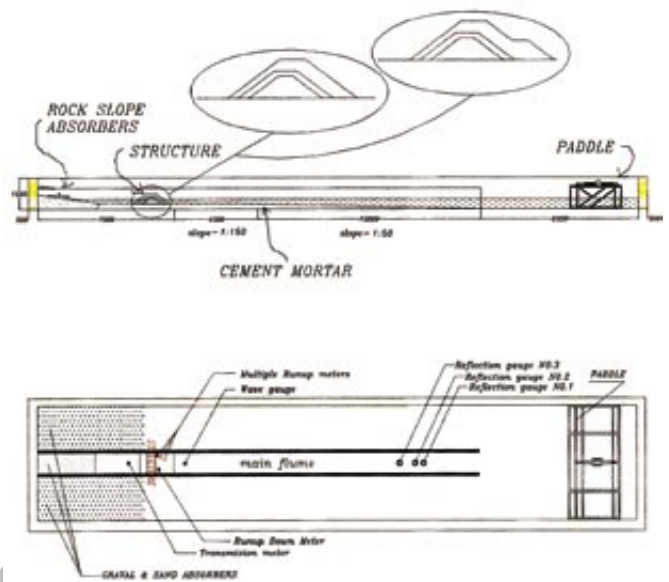
شکل ۵- سرریزی موج برای امواج لغزان، $t_{op} < 2$ Van der Meer (۱۶)



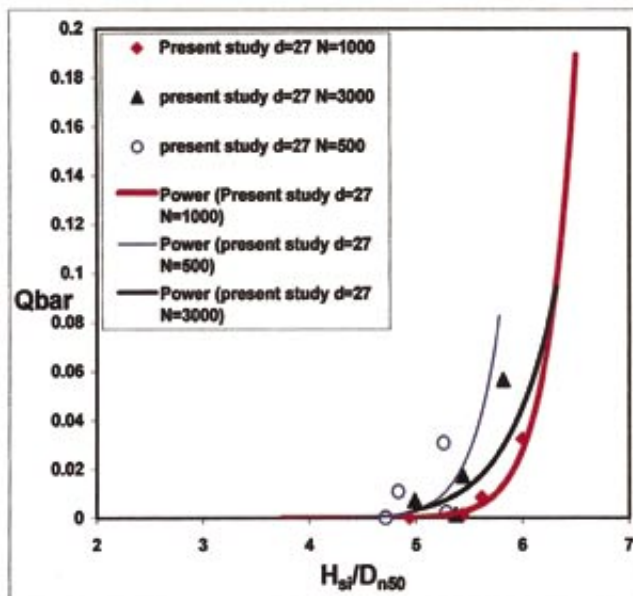
شکل ۶- نمونه مقطع عرضی مدل آزمایشگاهی موج شکن شکل پذیر مورد آزمایش با شیب ۱:۱/۲۵



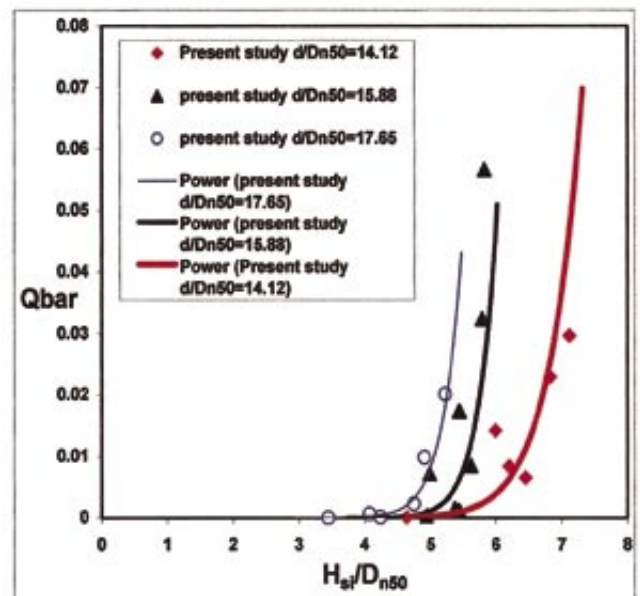
شکل ۹- نرخ متوسط سرریزی برحسب ارتفاع امواج به ازای دوره‌های اوج مختلف



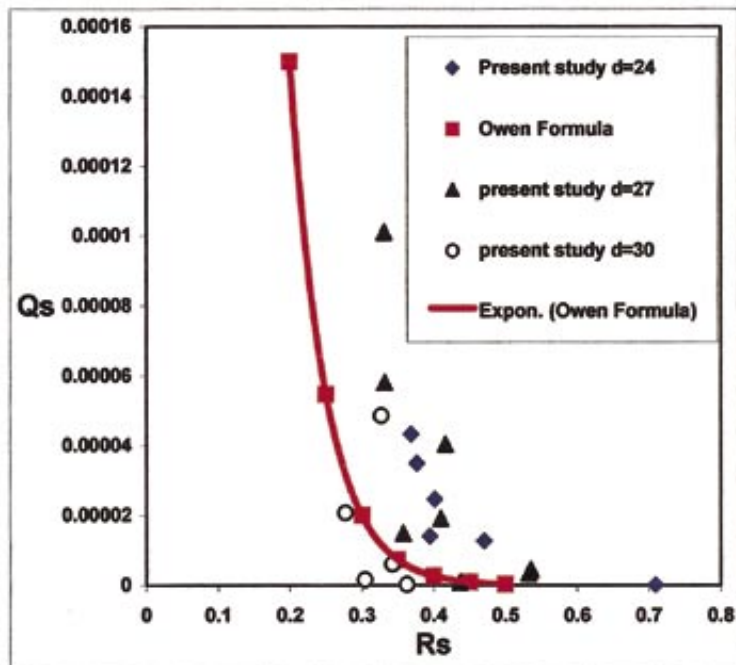
شکل ۷- مقطع عرضی و پلان فلوم موج و نحوه استقرار سازه، پاروی مولد موج و سنسورها



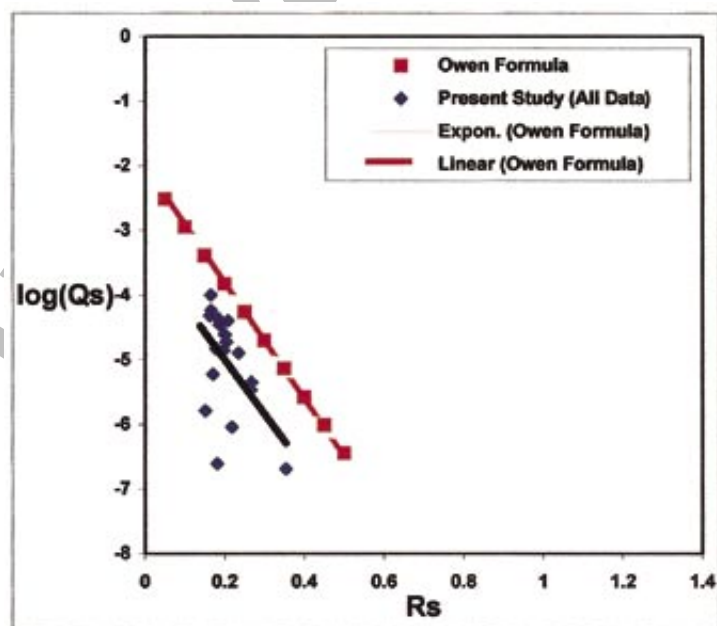
شکل ۱۰- نرخ متوسط سرریزی برحسب ارتفاع موج تابشی به ازای تعداد امواج مختلف



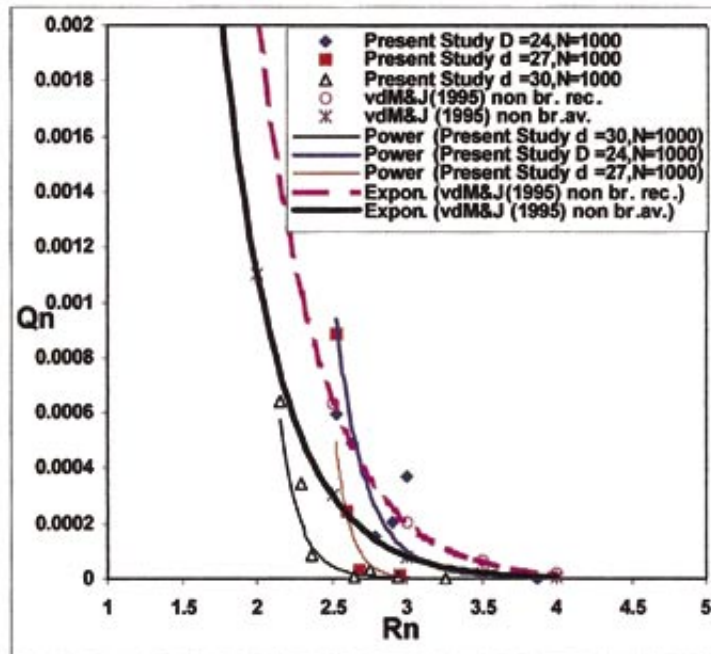
شکل ۸- نرخ متوسط سرریزی برحسب ارتفاع موج تابشی به ازای عمق‌های مختلف



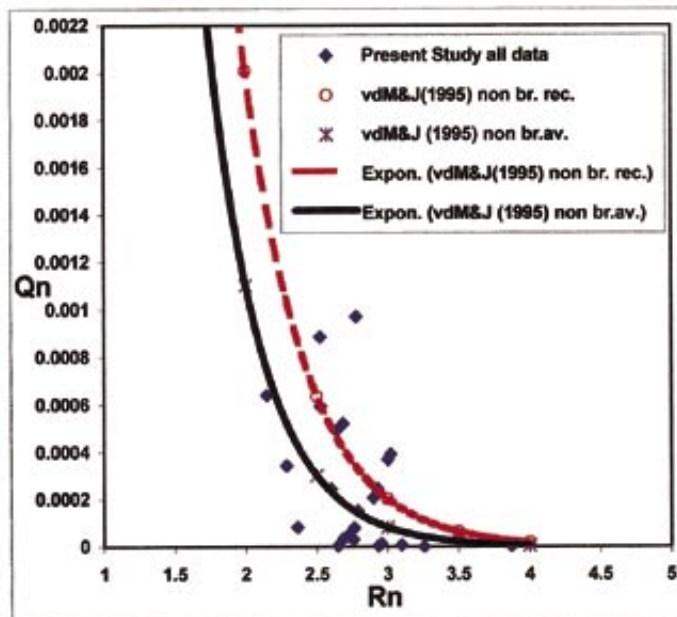
شکل ۱۱- مقایسه رابطه Q_s با R_s با اطلاعات آزمایشگاهی محاسبه شده برحسب Q_s , R_s



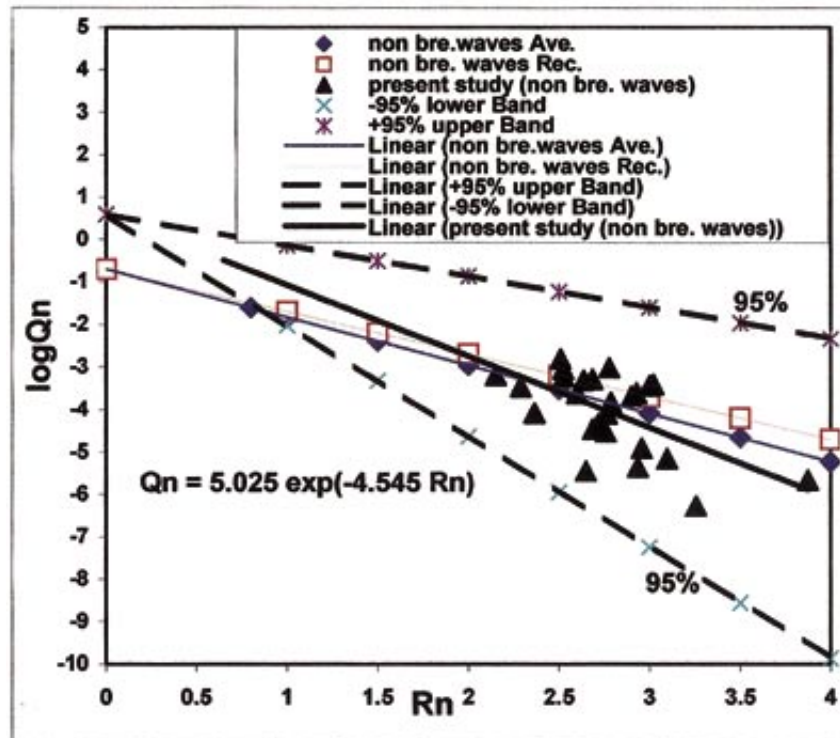
شکل ۱۲- مقایسه رابطه اوون با اطلاعات آزمایشگاهی محاسبه شده برحسب $\log(Q_s)$, R_s و برای اطلاعات آزمایشگاهی



شکل ۱۳- بررسی تغییرات Q_n بر حسب R_n برای داده‌های آزمایشگاهی به تفکیک عمق آب (ارتفاع آزاد) و روابط Van der Meer و Janssen (۱۸)



شکل ۱۴- بررسی تغییرات Q_n بر حسب R_n برای کل داده‌های آزمایشگاهی و روابط Van der Meer و Janssen (۱۸)



شکل ۱۵- بررسی تغییر $R_n \log Q_n$ برحسب
برای داده‌های آزمایشگاهی و روابط Janssen و Van der Meer (۱۸)

بود که با افزایش دوره، دبی متوسط نیز افزایش پیدا می‌کند. در شکل ۱۰ نقاط و منحنی‌های رسم شده به ازای ۳۰۰۰ و ۱۰۰۰، $N=500$ برای دبی متوسط و نسبت ارتفاع موج تابشی به قطر مشخصه سنگدانه مختلف، حاکی از این است که به ازای نسبت ثابت با افزایش N از ۵۰۰ به ۳۰۰۰ دبی سرریزی افزایش پیدا می‌کند. در عین حال، در تعدادی از آزمایش‌ها، زمانی که مقطع موج شکن در اثر برخورد امواج به تغییر شکل نهائی خود می‌رسید، بدون اینکه برچیده شود، مجدداً تحت تأثیر اصابت ۵۰۰ موج دیگر قرار می‌گرفت. در این شرایط نیز که ۵۰۰ موج دوم به سازه تغییر شکل یافته برخورد می‌کرد باز هم میزان سرریزی نسبت به ۱۰۰۰ یا ۳۰۰۰ موج اولیه افزایش پیدا می‌نمود. در ادامه، ابتدا نتایج آزمایش‌های سرریزی انجام شده را، به وسیله روابط ۳ الی ۶، پیشنهاد شده توسط Owen، مورد بررسی و بازبینی قرار خواهیم داد. شایان ذکر است که نتایج کارهای آقای اوون بر روی موج‌شکن‌های سنتی و بدون تغییر شکل قابل توجه صورت گرفته است. به کمک آزمایش‌های انجام شده در تحقیق حاضر مقادیر R_s, Q_s برای عمق‌های آب مختلف ۲۴ و ۲۷ و ۳۰ سانتی متر ($d_i/D_{s50} = 14.12, 15.88, 17.65$) برای کل اطلاعات موجود بدست آمده و سپس در شکل ۱۱ با معادله پیشنهادی مقایسه گردیده‌اند. در شکل ۱۲ نیز حالت لگاریتمی معادله Owen یعنی $\log(Q_s)$ بر حسب R_s رسم شده و با کل اطلاعات آزمایشگاهی تحقیق حاضر مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که میزان سرریزی در موج‌شکن‌های

برداشت شده از این سنسورها با استفاده از روش Mansard (۹) و به وسیله نرم‌افزار Ws (Wave synthesizer) تحلیل شده و ضرایب بازتاب و ارتفاع موج تابشی در جلوی سازه محاسبه شده‌اند. در کلیه آزمایش‌ها پروفیل سازه در سمت پارو قبل از شروع آزمایش و بعد از اصابت امواج برداشت و ثبت شده است. دامنه‌ی تغییرات پارامترهای مورد مطالعه در جدول ۲ ارائه شده‌اند.

تجزیه و تحلیل داده‌ها

در تحقیق حاضر آزمایش‌های سرریزی برای سه عمق (di) ۲۴ و ۲۷ و ۳۰ سانتی‌متر ($d_i/D_{s50} = 14.12, 15.88, 17.65$) برای سازه موج‌شکن شکل‌پذیر با شیب ۱:۱/۲۵ و دانه‌بندی $D_{n85}/D_{n15} = 1/82$ انجام گرفت و دبی متوسط q ($m^3/s/m$) یا دبی واحد عرض، برای دوره و ارتفاع امواج مختلف برای تعداد امواج ۳۰۰۰، ۱۰۰۰ و ۵۰۰ اندازه‌گیری شد. با توجه به شکل ۸ مشاهده می‌شود که مقدار متوسط سرریزی با افزایش ارتفاع امواج با یک رابطه‌ی نمایی افزایش پیدا می‌کند. نقاط برای سه عمق آب مختلف در جلوی سازه ترسیم گردیده‌اند. مطابق شکل برای یک ارتفاع موج خاص H_{ii} با افزایش عمق آب دبی متوسط سرریزی افزایش پیدا خواهد کرد. از طرفی مطابق شکل ۹ چنانچه دبی متوسط بر حسب H_{ii}/D_{s50} برای دوره امواج مختلف $T_p = 9, 11.5, 14$ رسم شود، اطلاعات گویای این خواهد

درجه اول انرژی بیشتری از امواج تابشی توسط سازه جذب می‌شود و در ثانی بخشی از امواج پرتابی نیز مجدداً بر روی خود تاج یا بدنه تغییر شکل یافته موج‌شکن شکل‌پذیر پخش می‌شوند.

نتیجه‌گیری

تحقیقات آزمایشگاهی حاضر به منظور بررسی اثر عوامل موثر بر روی میزان سرریزی از سازه موج‌شکن شکل‌پذیر صورت گرفته است. نتایج این بررسی‌ها را به صورت زیر می‌توان بیان کرد:

- ۱- میزان عبور امواج از روی سازه، برای یک ارتفاع موج خاص، با افزایش عمق آب، (کاهش ارتفاع آزاد)، افزایش پیدا می‌نماید.
- ۲- دبی متوسط، با افزایش دوره امواج، افزایش پیدا می‌کند.
- ۳- میزان دبی سرریزی با افزایش تعداد امواج (مدت طوفان)، بیشتر می‌شود.
- ۴- در راستای مقایسه با نتایج تحقیقات انجام شده توسط سایر محققین، کل اطلاعات آزمایشگاهی حاضر با معادله پیشنهادی توسط Owen مقایسه گردید. نتایج نشان می‌دهد که میزان سرریزی در موج‌شکن‌های شکل‌پذیر کمتر از موج‌شکن‌های سنتی (فرمول Owen)، می‌باشد.
- ۵- برای داده‌های آزمایشگاهی حاضر لگاریتم Q_n (پارامترها بی بعد سرریزی) بر حسب R_n (پارامتر بی بعد ارتفاع آزاد) و فرمولی به صورت تابع نمائی، جهت مقایسه با روابط Van der Meer در بحث سرریزی از موج‌شکن‌های سنتی، ارائه شده است.

۶- افزایش حجم مصالح در موج‌شکن‌های شکل‌پذیر در درجه اول انرژی بیشتری از امواج تابشی را جذب می‌کند، در عین حال به علت افزایش ابعاد سازه (اصلاح سازه در مقطع عرضی ذوزنقه‌ای شکل) بخشی از امواج پرتابی نیز مجدداً بر روی خود تاج یا بدنه تغییر شکل یافته سازه پخش شده و از روی سازه عبور نمی‌کنند. این دو عامل نقش تأثیرگذاری بر میزان کاهش دبی عبوری از روی سازه موج‌شکن شکل‌پذیر در مقایسه با موج‌شکن سنتی دارد.

۷- برای تخمین اولیه میزان سرریزی از موج‌شکن‌های شکل‌پذیر، از رابطه‌ی نمایی پیشنهادی (۱۷) می‌توان استفاده کرد.

سپاسگزاری

بدینوسیله از مسئولین محترم پژوهشکده حفاظت خاک و آبخیزداری وزارت جهاد کشاورزی برای فراهم آوردن امکان انجام این تحقیق در آزمایشگاه هیدرولیک آن پژوهشکده، جناب آقای مهندس مهدی حجازی برای کمک در انجام آزمایش‌ها و نظارت مستقیم بر دقت کار و آقایان مهندس نیکزاد امیری، رحمت‌اله خلیلی، منصور پشوتنی، عبدالله عبدالهی و مهران نقدعلی برای همکاری‌های شبانه‌روزی در آزمایشگاه هیدرولیک و انجام آزمایش‌های مدل آزمایشگاهی تقدیر و تشکر می‌شود.

منابع مورد استفاده

1-Aminti, P. and Franco, L., 1988; Wave overtopping on rubble mound breakwaters. ASCE, Proc. 21st ICCE, Malaga, Spain.

شکل‌پذیر کمتر از موج‌شکن‌های سنتی، بر اساس فرمول Owen، می‌باشد. در حقیقت بعد از تغییر شکل موج‌شکن شکل‌پذیر، شیب سازه ملایم‌تر شده و مقطع عرضی آن گسترش پیدا می‌کند، این دو عامل کمک می‌کنند که دبی سرریزی کاهش یابد.

در مرحله بعد برای آماده سازی اطلاعات آزمایش‌های انجام شده، جهت مقایسه با روابط Janssen و Van der Meer (روابط ۷ الی ۱۴)، پارامترهای تشابه شکست برای کلیه آزمایش‌ها بدست آمده اند، به طوری که $\tan J$ استفاده شده در رابطه Q_p ، همان شیب میانگین سازه پس از تغییر شکل نهائی آن می‌باشد. محاسبات نشان داده‌اند که به جز در موارد استثنایی، کلیه Q_p بزرگتر از ۲ می‌باشند و لذا باید از روابط ۱۱ الی ۱۴ (امواج ناشکنا) برای مقایسه با روابط توصیه شده در این تحقیق آزمایشگاهی استفاده کرد. ولی ابتدا در شکل ۱۳ تغییرات Q_n بر حسب R_n به تفکیک عمق آب در جلوی سازه (یا ارتفاع آزاد)، برای اطلاعات آزمایشگاهی حاضر و روابط توصیه شده توسط Janssen و Van der Meer منعکس شده و سپس در شکل ۱۴ همین تغییرات بدون تفکیک برای کل اطلاعات آزمایشگاهی تحقیق حاضر ترسیم شده است.

حال برای سرریزی امواج برای امواج ناشکنا (لغزان) برای داده‌های آزمایشگاهی حاضر لگاریتم Q_n بر حسب R_n ترسیم شده، این داده‌ها در شکل ۱۵ نشان داده شده و با روابط Van der Meer مقایسه شده‌اند. فرمولی که تقریباً برای داده‌های آزمایشگاهی حاضر متوسط داده‌ها را بیان می‌کند، به صورت تابع نمائی به شکل زیر پیشنهاد می‌شود (رابطه ۱۷):

$$Q_n = 5.025 \exp(-4.545R_n) \quad \text{رابطه (۱۷)}$$

قابلیت اعتماد رابطه (۱۷) با فرض آنکه $\log Q$ (ونه Q) دارای توزیع نرمال با ضریب تغییرات (نسبت انحراف معیار به متوسط مقادیر $V = (\sigma/\mu) = 0.233$ ، بیان می‌شود. لذا می‌توان فواصل اطمینان را برای مقادیر مختلف دبی‌های سرریزی متوسط برای موج‌شکن‌های شکل‌پذیر محاسبه کرد. برای این کار به کمک نرم افزار SPSS ابتدا معادله خط راست پردازش داده شد و سپس برای اطلاعات آزمایشگاهی بدست آمده محدوده فواصل اطمینان ۹۵٪ برای این معادله تعیین گردید. برای تخمین اولیه میزان سرریزی از موج‌شکن‌های شکل‌پذیر، می‌توان از رابطه (۱۷) استفاده کرد.

در شکل ۱۵ علاوه بر معادله پیشنهادی جهت اطلاعات آزمایشگاهی تحقیق حاضر رابطه توصیه شده و متوسط برازش شده به داده‌های Janssen و Van der Meer (۱۸) ارائه گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود میزان سرریزی برای موج‌شکن‌های شکل‌پذیر برای R_n حدود ۱/۵ و بیشتر، کمتر از مقادیر توصیه شده توسط Van der Meer و Janssen (۱۸) که آزمایش‌های مربوط به آنها بر روی موج‌شکن‌های سنتی صورت گرفته است، می‌باشد. لازم به ذکر است که مقادیر ضرائب γ در روابط Janssen و Van der Meer (۱۸) عبارتند از (معادله ۱۸):

$$\gamma_B = 1.0, \gamma_b = 1.0, \gamma_d = 1.0, \gamma_f = 0.5 \quad \text{معادله (۱۸)}$$

در حقیقت با افزایش حجم مصالح در موج‌شکن‌های شکل‌پذیر در

- 2-Bradbury, A.P., Allsop, N.W.H. and Stephens, R.V., 1988; Hydraulic performance of breakwater crown wall. Report SR 146, Hydraulics Research, Wallingford.
- 3-CIRIA/CUR, 1991, Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering. Special publication 83, CUR Report 154, A.A. Balkema, Rotterdam.
- 4-CIRIA/CUR, 1995, Manual on the use of rock in hydraulic engineering. CUR/RWS Report 169, A.A.Balkema, Rotterdam.
- 5-De Gerloni, M., Franco. L. and Passoni, G., 1991; The safety of breakwaters against wave overtopping. Proc. ICE Conf. on Breakwaters and Coastal Structures, Thomas Telford, London.
- 6-De Waal, J.P. and Van der Meer, J.W., 1992; Wave run-up and overtopping at coastal structures. ASCE, Proc. 23rd ICCE, Venice, Italy, pp 1758-1771.
- 7-DHI (Danish Hydraulic Institute) 1996; EUMAST II Berm breakwater structures, Influence of the permeability and stone gradation. Draft Report, October 1996.
- 8-Hughes, S.A., 1993; Physical models and laboratory techniques in coastal engineering. Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 7, World Scientific Publishing, Singapore.
- 9-Mansard, E.P.D. and Funke, E.R., 1980; The measurement of Incident and reflected spectral using a least squares method. Proc. 17th Coastal Engineering Conf., Sydney, Australia, pp. 154-172.
- 10-Owen, M.W., 1980; Design of seawalls allowing for wave overtopping. Report No. Ex924, Hydraulics Research, Wallingford, UK.
- 11-Piarc, MarCom, WG 40, 2003; State-of-the-art of the design and construction of berm breakwaters. PIANC, Brussels.
- 12-Pilarczyk K.W. 1990; Design of seawalls and dikes including overview of the revetments. Coastal protection, 1990. Balkema Rotterdam.
- 13-TAW, 1974, Technical advisory committee on protection against inundation, wave run-up and overtopping. Government Publishing Office, The Hague, The Netherlands.
- 14-USACE, 1984; Shore protection manual. U.A. Government Publisher, Washington. DC.
- 15-Van der Meer, J.W. 1988; Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Doctoral thesis. Delft univ. of Technology, Delft Hydraulics Communication, No. 396.
- 16-Van der Meer, J.W., 1993; Conceptual design of rubble mound breakwaters. Delft Hydraulics, Report No 483.
- 17-Van der Meer, J.W., 1998; Wave run-up and overtopping. Chapter 8, pp. 145-159. In: Dikes and revetments. A.A. Balkema, Rotterdam.
- 18-Van der Meer, J.W. and Janssen, J.P.F.M. 1994; Wave run-up and wave overtopping at dikes and revetments. Delft Hydraulics, Report No 485.
- 19-Van der Meer, J.W. and Stam, C.J.M., 1992; Wave run-up on smooth and rock slopes of coastal structures. ASCE, Journal of WPC & OE, Vol. 118, No. 5, pp. 534-550.

Archive of SID