

التصاميم الهيدروليكية

HYDRAULIC DESIGNS

Introduction مقدمة

لا بد أن يقوم مهندس مياها بتطوير التصميمات الأولية والمبدئية للتصميمات الهيدروليكية. وتمثل تلك التصميمات أساس تجهيز التصميمات التفصيلية وخطط التعمير والرسومات والمواصفات وتقييمات التكلفة. لأن التصميمات التفصيلية قد تشمل التصميمات الإنشائية والتحليل الجيولوجي الفني للمكونات المتعددة للإنشاءات الهيدروليكية.

إن هذا الفصل يقدم طرق تجهيز التصميمات الهيدروليكية للإنشاءات التي يتعامل بها معظم مهندسي مصادر المياه. إن تلك الإنشاءات تتمثل في انتقالات القناة ومعايير الحماية من الفيضان والانجراف، وإنشاءات التنقيط والسدود والخزانات وقنوات تصريف فائض المياه والمكونات الهيدروليكية لمصنع القدرة المائية.

انتقالات القناة Channel Transitions

وهي تعتبر ضرورية من أجل إتاحة عمليات التمدد والانكماش لقطاعات الانسياب عندما يكون من الضروري مرور القناة عبر المناطق الضيقة (مثل فتحات

الكباري، المناطق المحددة بجدران الفيضان). وفيما يلي القواعد العامة لتصميمات انتقالات القناة للانسياب الفرعي (USDA 1977):

١- يجب أن يتقل سطح الماء بنعومة من أجل التوافق مع الظروف الهيدروليكية في بداية ونهاية الانتقال.

٢- لا يجب أن تتغير حافة سطح الماء عند أي جانب من جوانب المسار في حالة الشعب بزواية تزيد عن ١٤ درجة مع اتجاه السريان أو بزواية تزيد عن ١٢,٥ درجة في حالة التلاقي. وهذا يعني أن قطاع القناة الكلي لا يجب أن يتغير اتجاهه بدرجة أكبر من ٢٨ درجة في حالة الشعب ولا يجب أن يتغير اتجاهه بدرجة أكبر من ٢٥ درجة في حالة التلاقي.

٣- يجب أن يكون الفاقد عبر الانتقال أقل ما يمكن. ولتقليل فاقد الاحتكاك يجب أن لا يتعدى الفاقد عبر الانتقال 0.10 hv خلال الضيق، و 0.20 hv خلال الاتساع، حيث إن hv هي ضاغط السرعة المعتمدة على متوسط السرعة من خلال عملية الانتقال.

٤- يجب أن يتفق ميل القاع والجوانب مع الظروف النهائية بشكل مماسي. بإهمال الفاقد نتيجة الاحتكاك فإن حفظ الطاقة عبر الانتقال يكون:

$$(أ ٥, ١) \quad y_1 + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_L$$

أو

$$(ب ٥, ١) \quad WS_1 + \frac{v_1^2}{2g} = WS_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_L$$

حيث إن:

$$= y_1, y_2 = \text{أعماق المياه.}$$

$$z_1, z_2 = \text{مناسيب القاع.}$$

$$v_1, v_2 = \text{السرعات.}$$

$$WS_1, WS_2 = \text{ارتفاع سطح المياه عند نهاية المسارات الداخلة والخارجة للانتقال.}$$

$$g = \text{عجلة الجاذبية.}$$

$$h_L = \text{الفاقد عبر الانتقال نتيجة لتغير شكل خطوط السريان.}$$

في الانتقالات القصيرة نسبياً، يكون فاقد الاحتكاك عادة صغير بالمقارنة مع الفاقد نتيجة الضيق والاتساع وبالتالي يمكن تجاهله.

لذلك:

$$(١٥, ٢) \quad WS_1 - WS_2 = \Delta WS = \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g} + h_L$$

أيضاً:

$$\text{للضيق} \quad h_L = C_c \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$$

$$\text{للاتساع} \quad h_L = C_c \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$$

$$\text{حيث إن: } C_c \cong 0.25 \text{ و } C_c \cong 0.15$$

للضيق تكون $v_1 < v_2$ ، ΔWS موجبة أي $WS_1 > WS_2$

وللاتساع تكون $v_1 > v_2$ ، ΔWS سالبة أي $WS_1 < WS_2$

وبالتالي فإن:

$$(٢٥, ٢) \quad WS_1 - WS_2 = \Delta WS = 1.15 \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g} \quad \text{للضيق}$$

$$(٣٥, ٢) \quad WS_1 - WS_2 = \Delta WS = -0.75 \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2g} \quad \text{للاتساع}$$

معادلات الطاقة التي تم ذكرها بأعلى يمكن تطبيقها أيضاً على تصميم قطاعات القنوات الخطية المحددة بالخرسانة ما عدا أنه يمكن استخدام الانتقالات الأكثر حدة. إن زاوية نقطة الالتقاء بالنسبة لأي جانب من القناة الخطية لا يجب أن تتعدى ٣٠ درجة وبالنسبة لتلك القابلة للانحراف فإنها لا يجب أن تتعدى ٢٢,٥ درجة.

مثال رقم (١, ٥): عند تصميم انتقال ذو انكماش (ضيق) بين جزئين من القناة فإن القناة المنحدرة لأعلى تعتبر قناة شرقية ذات $n = 0,025$ وميل القاع $0,002$ وميول الجوانب ٢ أفقي: ١ رأسي، وعرض القاع = ١٠ م. وبالنسبة للقناة المنحدرة لأسفل فإن قيمة $n = 0,038$ وميول الجوانب ٢ أفقي: ١ رأسي، وميل القاع = ٠,٠١ وعرض القاع = ٦ م. وإن التصرف التصميمي = ١٢,٢٥ م^٣/ث.

الحل:

بالنسبة للقناة المنحدرة لأعلى، فإن معادلة ماننق تكون كالتالي:

$$12.25 = \frac{1}{0.025} \times \left[\frac{(10y_1 + 2y_1^2)}{(10 + 2(\sqrt{5})y_1)} \right]^{2/3} \times (10y_1 + 2y_1^2) \times \sqrt{0.002}$$

بالتجربة والخطأ، نجد أن:

$$y_1 = 0.777 \text{ m} , A_1 = 8.977 \text{ m}^2 , P_1 = 13.475 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.666 \text{ m} , v_1 = 1.3645 \text{ m/s}$$

بالنسبة للقناة المنحدرة لأسفل:

$$12.25 = \frac{1}{0.038} \times \left[\frac{(6y_2 + 2y_2^2)}{(6 + 2(\sqrt{5})y_2)} \right]^{2/3} \times (6y_2 + 2y_2^2) \times \sqrt{0.01}$$

بالتجربة والخطأ، نجد أن:

$$y_2 = 0.8165 \text{ m} , A_2 = 6.2323 \text{ m}^2 , P_2 = 9.6515 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.6457 \text{ m} \quad , \quad v_2 = 1.966 \text{ m/s}$$

فتكون:

$$\Delta WS = 1.15 \frac{(1.996^2 - 1.3645^2)}{2g} = 0.1244 \text{ m}$$

إن التغيير المطلوب في منسوب القاع من المقطع ١ إلى المقطع ٢ يكون يعطى بالمعادلة:

$$\Delta WS = (y_1 + z_1) - (y_2 + z_2)$$

أو

$$(z_1 - z_2) = \Delta WS - (y_1 - y_2) = 0.1244 - (0.777 - 0.8165) = 0.1639 \text{ m}$$

قاع القناة في المقطع ٢ يجب أن يكون أقل عن القاع في المقطع ١ بمقدار ١,٦٤ م.

العرض العلوي للقناة المنحدرة لأعلى

$$T_1 = 10 + 2 \times 0.777 = 11.554 \text{ m}$$

العرض العلوي للقناة المنحدرة لأسفل

$$T_2 = 6 + 2 \times 0.8165 = 7.633 \text{ m}$$

باستخدام نقطة التقاء ٤:١ أو زاوية نقطة التقاء تساوي ١٤ درجة على أحد الجوانب،

يكون طول الانتقال

$$L = \left[\frac{(11.554 - 7.633)}{2} \right] \cot 14^\circ = 7.84 \text{ m}$$

هناك طريقة مختلفة قليلاً عن تصميم انتقالات القناة وقد تم توضيحها في المثال رقم

(٥,٢).

مثال رقم (٥,٢): قناة على شكل شبه منحرف يجب أن يتم إقامتها لقناة خرسانية

مستطيلة من أجل المرور عبر نهر صغير، فإذا كان طول القطاع المستطيل ١٥٠ م. وبعد

ذلك، فإنه يجب أن يمتد ليصل لنفس قطاع القناة شبه المنحرف. فإذا كان تصرف القناة ٣٠ م^٣/ث. وأن منسوب قاع القناة على جانب القناة المنحدرة لأسفل للانتقال هو ١٠٠٠ م. والأبعاد الأخرى المتعلقة بذلك تكون كالتالي: بالنسبة للقناة على شكل شبه المنحرف، $B_1 = 22$ م، وميول الجوانب تساوي ٢ أفقي: ١ رأسي. وللقناة المستطيلة $B_2 = 11$ م، انتقال الضيق يساوي ٢,٥ : ١ (زاوية الضيق = ٢١,٨ درجة)، وانتقال الاتساع يساوي ٣ : ١ (زاوية الاتساع = ١٨,٤ درجة). صمم المسيل اللازم للحفاظ على عمق المياه عبر الانتقال عند ١,٧ م. وبافتراض أن معاملات فاقد الاتساع والضيق تساوي ٠,٢ و ٠,٣ على الترتيب ومعامل مانق للقناة الخرسانية يساوي ٠,١٥

الحل:

بالرجوع إلى الشكل رقم (٥, ١).

فإن العرض العلوي عند المقطع ١ (T_1):

$$T_1 = 22 + 2 \times 1.7 = 25.4 \text{ m}$$

وهو يساوي العرض العلوي عند المقطع ٤ (T_4).

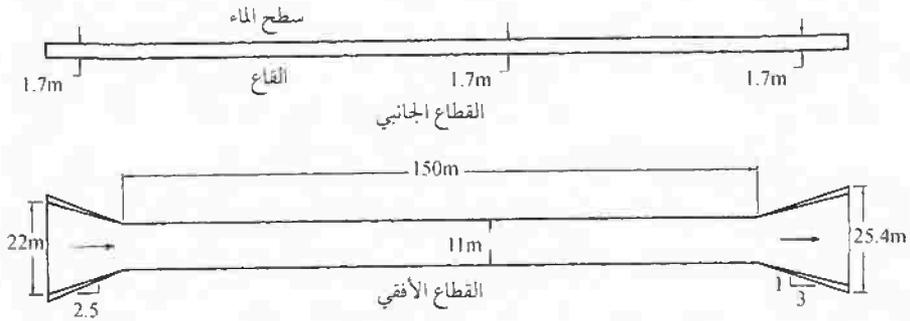
العرض العلوي عند المقطع ٢ (T_2) = العرض العلوي عند المقطع ٣ (T_3) = ١١ م.

انظر اتساع وضيق القناة في الشكل رقم (٥, ١).

طول انتقال الضيق من شكل شبه المنحرف (المقطع ١) إلى المستطيل (المقطع ٢) يساوي

$$\{(25.4 - 11)/2\} \times 2.5 = 18 \text{ m}$$

انظر الشكل رقم (٥, ١).



الشكل رقم (٥, ١). اتساع وضيق القناة.

طول انتقال الاتساع من الشكل المستطيل (المقطع ٣) إلى شكل الشبه المنحرف (المقطع ٤) يساوي

$$\{(25.4 - 11)/2\} \times 3 = 21.6 \text{ m}$$

وبإهمال الفاقد نتيجة للاحتكاك عند تطبيق معادلة اتزان الطاقة الكلية في انتقال

الاتساع على جانب الطريق المنحدر لأسفل بين المقطع ٤ و ٣

$$V_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{30}{(22 \times 1.7 + 2 \times 1.7^2)} = 0.695 \text{ m/s}$$

$$y_4 = 1.7 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{30}{(11 \times 1.7)} = 1.604 \text{ m/s}$$

$$y_3 = 1.7 \text{ m}$$

$$z_4 + y_4 + \frac{V_4^2}{2g} + 0.3 \left(\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g} \right) = z_3 + y_3 + \frac{V_3^2}{2g}$$

$$1000 + 1.7 + \frac{0.695^2}{2 \times 9.81} + 0.3 \left(\frac{1.604^2 - 0.695^2}{2 \times 9.81} \right) = z_3 + 1.7 + \frac{1.604^2}{2 \times 9.81}$$

$$z_3 = 999.92544 \text{ m}$$

بالنسبة للقطاع المستطيل للمسيل فإن:

$$y_2 = y_3 \quad , \quad R_2 = R_3 \quad , \quad V_2 = V_3$$

وباستخدام معادلة ماننق لتقدير الفاقد نتيجة للاحتكاك في القناة الخرسانية المستطيلة

لطول $L = 150$ م، ونصف قطر هيدروليكي

$$R_3 = \frac{A}{P} = \frac{(11 \times 1.7)}{(11 + 2 \times 1.7)} = 1.2986 \text{ m}$$

فاقد الاحتكاك

$$h_f = \frac{V_3^2 n^2 L}{R_3^{4/3}} = \frac{1.604^2 \times 0.015^2 \times 150}{(1.2986)^{4/3}} = 0.06129 \text{ m}$$

وميل خط الطاقة (ميل الاحتكاك) S_f

$$S_f = \frac{0.06129}{150} = 0.0004086$$

إن التدفق عبر القطاع المستطيل منتظم $S_f = S_0$ ، حيث S_0 ميل القاع.

منسوب القاع عند المقطع ٢

$$Z_2 = 999.92544 + 0.06129 = 999.98673 \text{ m}$$

بموازنة الطاقة عبر انتقال الضيق (الانكماش) من المقطع ٢ إلى ١ (مع إهمال الفاقد

نتيجة الاحتكاك خلال الانتقال)

$$z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + 0.2 \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) = z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

إن الأبعاد عند المقاطع التي تتميز بشكل شبه منحرف ٤ ، ١ متماثلة. وبالتالي فإن

$$999.98673 + 1.7 + \frac{1.604^2}{2 \times 9.81} + 0.2 \left(\frac{1.604^2 - 0.695^2}{2 \times 9.81} \right) = z_1 + 1.7 + \frac{0.695^2}{2 \times 9.81}$$

إذا

$$z_1 = 1000.11454 \text{ m}$$

إن التدفق يبدأ عند منسوب القاع يساوي ١١, ١٠٠٠م وعند نهاية التيار المنحدر لأعلى يساوي ٩٩, ٩٩م وعند بداية التيار المنحدر لأسفل يساوي ٩٣, ٩٩٩م لقطاع الانتقال الاتساع، ويصل إلى ١٠٠٠م عند نهاية الطريق المنحدر لأسفل للضيق.

التحكم في الفيضان Flood Control

إن الطرق المستخدمة بشكل شائع للتحكم في الفيضان تشمل المعايير الإنشائية وغير الإنشائية، وهناك أمثلة من المعايير الإنشائية للتحكم في الفيضان مثل السدود، وممرات الفيضان وأحواض الاحتجاز. أما المعايير غير الإنشائية فتشمل إقامة مستويات تنظيمية للفيضان، ومناطق الفيضان، ومستويات التحكم في إراقة وسريان المياه والتخطيط في حالة طوارئ الفيضان.

المعايير الإنشائية Structural Measures

السدود Levees: السدود هي امتدادات أرضية يتم بنائها بحيث تكون موازية تقريباً للمقطع المائي من أجل منع وصول المياه إلى المساحات الواسعة للأرض المحيطة بشواطئ المجرى. وهناك معايير أساسية لا بد من أخذها في الاعتبار عند تصميم السدود وهي كالتالي:

- **الموقع:** إن المسافة بين السدود على كلا الجانبين للنهر أو المسافة الخاصة بالسد من خط النصف لنهر تعتمد على وجود الأرض. فإذا كانت الأرض متاحة أو يمكن الحصول عليها بدون مشاكل سياسية أو اقتصادية أو اجتماعية أو بيئية، فإن السدود يمكن أن يتم إقامتها على أرضيات مرتفعه أو سلاسل جبال أو مرتفعات وفيما غير ذلك لا بد من اتخاذ معايير واحتياطات أخرى من أجل التحكم في الفيضان. وفي تلك

الحالات، لا بد من محاذاة السدود من أجل حماية أو تجنب التفاصيل التاريخية والأثرية القديمة وغيرها من تفاصيل.

• استقرار الميل: يتم تصميم الحواجز على أنها سدود أرضية وبالتالي فإن ميل الجوانب لها تكون مستقرة تحت ظروف الجفاف وأيضا حينما تكون المياه المحتجزة لتصميم ارتفاع الفيضان على جانب النهر الذي يتميز بالجفاف أو حيث تكون مستويات المياه منخفضة على الأرض. إن ميل الجوانب للسدود عادة تختلف من ٢ أفقي: ١ رأسي إلى ٤ أفقي: ١ رأسي. وبالنسبة للانحدارات المستوية بشكل أكبر يجب أن تكون متاحة من أجل مواد إقامة السد التي تتميز بزوايا أصغر.

• التسريب: أثناء مراحل ارتفاع مستويات الفيضان، يحدث التسريب عبر قطاع السد وقد يؤدي ذلك إلى النقل عبر الأنابيب إذا لم يكن هناك معايير مناسبة للتحكم في التسريب، لذلك يجب اتخاذ المعايير المناسبة للتحكم في التسريب عند تصميم السد أو الحاجز. ومن الطرق الأكثر شيوعاً من أجل تحقيق ذلك تصميم الخنادق لجمع ونقل المياه المتسربة إلى روافد قريبة والآبار الأرضية والمرشحات المعكوسة.

• المصارف الداخلية: أن قمة الحواجز على طول القناة الأصلية قد يعيق الروافد والسريان الطبيعي فوق الأرض التي تدخل النهر عبر العديد من الطرق أو الممرات الخاصة بجرف النهر. وبالإضافة إلى ذلك التسريب من قناة النهر الأساسية قد يؤدي إلى احتجاز المياه إلى الجانب الأرضي من السد أو الحاجز. وإن معايير تصريف تلك المياه لا بد من أخذها في الاعتبار عند تصميم السد. من هذه المعايير عملية ضخ المياه فوق السد وتغيير اتجاه تصريف المياه للمياه المحتجزة في الروافد المنخفضة التي تشق طريقها عبر الخنادق أو القنوات أو ممرات الصرف الموازية تقريبا للسد أو الحاجز.

- العرض العلوي والسطح الحر: من أجل السماح بحركة المعدات والتفتيش، ويجب أن يكون أن العرض العلوي للسد أو الحاجز أكبر من ٣ م. ومع ذلك فإنه قد يتم استخدام عرض أقل للجزء العلوي للسد إذا كانت هناك طرق أخرى للدخول (مثل وجود طريق قريب من السد). والأسطح الحرة للسدود تختلف من ١,٠ م إلى ١,٥ م والقيمة الأكثر شيوعاً هي ١ م (USACE 1994).
- الحماية من الانجراف والطرْد: إن طرق حماية السدود من الانجراف تعتبر في العموم شبيهة بحماية جوانب القنوات (انظر الجزء الذي عنوانه الحماية من الانجراف).

إن التحليلات الهيدروليكية تشمل تخطيط مستوى الفيضان وتعيين طريق الفيضان باستخدام نماذج الحاسب الآلي HEC2 و HEC-RAS (USACE 1991c, 1998) والتحليل الخاص بالصرف الداخلي باستخدام نماذج مثل HEC-IFH (USACE 1992). وإن مستوى الفيضان هو المنطقة التي تقع على الجانب الأرضي لجانب النهر المغمور بالفيضان بسبب فيضان النهر، وإن المنطقة التي تم غمرها أثناء ١٠٠ عام من الفيضان يطلق عليها مستوى الفيضان ١٠٠ عام، وبالنسبة لدراسات تأمين الفيضان فإن طريق الفيضان يمكن تعريفه بأنه قناة النهر أو أي طريق مائي آخر والمنطقة الملاحقة له من الأرض التي لا بد من حفظها من أجل تفريغ قاعدة الفيضان (أي فيضان ١٠٠ عام) بدون زيادة ارتفاع سطح المياه أكثر من الارتفاع المحدد. وإن أقصى ارتفاع مسموح به يكون دوماً ٠,٣١ متر فوق ارتفاع الفيضان ١٠٠ عام تحت حالة ما قبل طريق الفيضان. وبالنسبة لنظام سريان المياه فوق الحرج، قد يتم تطبيق أقصى ارتفاع مسموح فوق خط مستوى طاقة ما قبل الفيضان أكثر ارتفاع الفيضان. إن المنطقة التي تقع بين طريق الفيضان وحد فيضان ١٠٠ عام يطلق عليها أهداف طريق الفيضان. وبالتالي

فإن تلك المنطقة تعتبر هي النسبة من مستوى الفيضان التي يمكن إعاقتها بدون زيادة ارتفاع فيضان ١٠٠ عام أكثر من ٠,٣١ م عند أي نقطة.

تحليل طريق الفيضان قد يتم باستخدام طريق التعدي للقناة المتاحة في نماذج سطح المياه المستقرة الحالة (مثل HEC-2، HEC-RAS) وفي الأحوال العادية يتم تعيين طريق الفيضان باستخدام توصيل القناة ذو الفقد المتساوي على جانبي المجرى المتقابلين. وإذا كانت تلك الطريق غير عملية أو أن هناك نماذج غير معتادة للسريان (مثل السريان ما بين الأحواض، السريان المقسم... إلخ)، فإن النقل غير المتساوي قد يتم استخدامه من أجل قبول الوكالات الفيدرالية والدولية ووكالة التأمين.

الحنية Groins: إن الحنيات تعتبر سدود ممتدة من جانب النهر إلى المسافة المحددة، التي قد تكون دوماً ممتدة إلى خط المياه الطبيعي، إقامة تلك الحنيات من أجل حماية حافة النهر من الانجراف أو من أجل التحكم في تعرجات القناة. الحنيات تكون مؤثرة بشكل أكبر حينما يتم إقامتها على هيئة سلسلة. أنه من الممكن إقامتها بحيث يكون اتجاهها عمودي على الحافة أو يتم إقامتها بحيث تميل بزواوية على المجرى المنحدر لأعلى أو لأسفل، وإن تلك الممرات المنحدرة لأسفل والتي تميل بزواوية على المجرى تميل إلى عكس المجرى الأساسي بعيداً عن الحافة. وإن تلك الممرات المنحدرة لأسفل السالفة الذكر تسبب في جعل الطوفان أقرب إلى الحافة والإبقاء به على المجرى العميق بالقرب من الحافة. بالنسبة للممرات المنحدرة لأعلى يطلق عليها منحرفة أو مردودة وتلك الممرات المنحدرة لأسفل يطلق عليها الحنيات الجاذبة. وبالاعتماد على خصائص محددة للموقع فإن زوايا الانحدار على الجانب قد تختلف من ١٠-٣٠ درجة. بالإضافة إلى ذلك فإن الحنيات المنقذة قد تكون المسافات بينها أكبر منها في

حالة الحنيات الصلبة غير المنفذة. أما بالنسبة للحنيات الصلبة فيتم إقامتها على الأرض مع حماية كافية بحيث لا تسمح بالسريان عبرها. بالنسبة للحنيات المنفذة التي يتم إقامتها بحيث تكون ذات إطارات من مادة ممتلئة بفروع من الشجر أو الصخر بحيث تسمح بتقييد السريان عبرها.

بالنسبة لحنيات على شكل T فإنها تكون ذات سد متقاطع يتم إقامته على نهاية جانب النهر للحنية الطبيعية، وفي العادة، يكون هناك طول أكبر لمشروعات السد المتقاطع بالمجرى المائي المنحدر لأعلى ومشروعات أصغر بالنسبة للمجرى المائي المنحدر لأسفل من الحنية الأساسية.

إن تركيبات وتصميمات الحنيات يجب أن يتم تعيينها بمساعدته النماذج الهيدروليكية الفيزيائية.

إن طول والفراغ المخصص للحنيات يعتمد على حالات الموقع وأهداف المشروعات النهرية فإذا كان النهر متسعاً وكان الجزء الأعظم من النهر المنساب يجب أن تكون اتجاهه بعيداً عن الجانب المقابل من النهر، فإن الحنية التي تقوم بطرد الاتجاه بعيداً يجب أن تكون طويلة بشكل مناسب. وإذا كانت حافة النهر عبارة عن منحني، فإن الحنيات التي تكون على هيئة سلاسل قد تكون ذات أطوال مختلفة. والمسافة التي يتم استخدامها دوماً بين الحنيات تكون من مرتين إلى مرتين ونصف من طول الحنية بالنسبة للحواف المحدبة وتكون مساوية للحنيات بالنسبة للحواف المقعرة (USAERDC 2003) وأن الحنيات في حالة النهر المتسع تكون المسافات بينها أكبر منها في حالة النهر الضيق إذا كان كلاهما في الحالتين له نفس التصرف التصميمي. أيضاً، ربما توجد حنيات منفذة على مسافة إضافية من حنيات صلبة أو غير منفذة أو منفردة.

عادة تكون الميول الجانبية للحنية من ٢ أفقي: ١ رأسي إلى ٣ أفقي: ١ رأسي، وبالنسبة للمنحدرات الأكثر شدة فإنه قد يتم استخدامها بزوايا أكبر. ويتم استخدام انحدارات أقل بالنسبة للزوايا الأصغر، أن أنف الحنية الجاذبة أو الطاردة أو المستقيمة قد تكون نصف دائرية. وأن قطاع الحنية الذي يتوقع أن يكون في مواجهة شدة تيار أكبر لا بد أن يتم حمايته جيداً وعلى الأخص الرأس أو الأنف أو الإصبع، فلا بد أن يتم تسليحه جيداً بالصخر والخرسانة أو قوالب الاسمنت الصلب أو المعايير الأخرى للحماية من الانجراف، وفي حالة سلاسل حنيات الطرد فإن ما يكون منها عند نهاية الممر المائي المنحدر لأعلى لممر النهر الذي يتميز بوجود معايير الحماية فيكون في حاجة إلى أقصى درجة من الحماية. وفي حالة الحنيات الجاذبة، فإن منحدر جانب الممر المائي المنحدر لأعلى والإصبع قد يحتاج أيضاً إلى أقصى درجة من الحماية. الحماية من الانجراف على ناحية المنحدر الجانبي والإصبع قد يتم تصميمها باستخدام الطرق التي تم وصفها في "الحماية من الانجراف". إن تصميم الحنية التقليدية موضح في الشكل رقم (٢، ٥).

الطرق المختصرة Cutoffs: عندما يكون تعرج النهر على هيئة حدوة حصان فإنه يكون هناك احتمال لتكوين فوري لقناة مستقيمة أو بحيرة على شكل قوس أو حلقة أثناء الفيضانات الكبرى. أن ذلك قد يؤدي إلى عدم استقرار القناة وأيضاً إلى طوفان إلى الجانب المنحدر لأعلى من الثنية. ويتوقع الموقف الذي تم ذكره بأعلى، فأن تلك الاقطاعات (الطريق المختصر) التي تم استكشافها قد يتم استخدامها من أجل جعل القناة مستقيمة. إن الطريق المختصر قد يتم إقامته من أجل منع التعرج الشديد للنهر من منطقة ذات أهمية وقيمة أو من أجل جعل مجرى النهر مستقيم.

R_m = نظام عمق القناة المنحنية الأصلية.

L_m = طول دورة القناة المنحنية الأصلية.

ممر الفيضان Flood Bypass: ممر الفيضانات عبارة عن قنوات وأنفاق أو موصلات قد تم تعميمها من أجل تحويل نسبة من سريان فيضان النهر إلى مجرى آخر أو قناة منحدرية لأسفل عند نقطة على نفس المجرى المائي. وإذا كان التحويل مطلوب فقط أثناء الفيضانات ذات الحجم الأكبر من القيمة المحددة فإن انعكاس الممر قد يكون موقعه في منطقة أعلى من قاعدة النهر وبالتالي يكون هناك تحويل بلا قيمة أثناء الفيضانات الصغرى. بالنسبة للتحليل الهيدروليكي لتحويل التدفق قد يشمل حساب لتقسيم التدفق باستخدام نماذج مثل HEC-2 و HEC-RAS (USACE 1991c, 1998). إن الانسياب التي تم تحويلها قد يتم تفريغها بالانحدار إلى أسفل في نفس القناة إذا كانت خصائص الفيضان في القناة المنحدرة لأسفل تسمح بذلك.

عملية إقامة القنوات Channelization: إن عملية إقامة القنوات تشتمل على تصفية وتوسيع واستقامة وتعميق القناة وكذلك تبطينها كما هو مطلوب من أجل تحسين التحويل الهيدروليكي. وأن التأثيرات الهيدروليكية لعملية إقامة القنوات يتم تقييمها باستخدام نماذج الحاسب الآلي مثل HEC-2 و HEC-RAS (USACE 1991c, 1998). ويجب القيام بالتحليل الاقتصادي للتكاليف والفوائد المصاحبة لكل عنصر من عناصر إقامة القناة من أجل التعرف على التصرفات التي يفضل القيام بها.

تحسين الكوبري Bridge Modification: إن تحسين الكوبري يشمل إزالة واستبدال وتوسيع ورفع الكباري الموجودة بالفعل على المجرى المائي الذي قد يكون ضيق جداً أو منخفض جداً. وفي بعض الأحوال يكون المجرى المائي الفعلي للكوبري مناسباً ولكن المجرى المائي الفعال قد يكون ضيق جداً وذلك لأسباب تتعلق بالسريان، فإن العقبات تحدث عبر الممر المائي للكوبري لجوانب الممرات المنحدرة لأعلى وأسفل.

الصمود أمام الفيضان Flood Proofing: إن الوحدات المنعزلة خلال مستوى الفيضان أو المناطق المعرضة لمخاطر الفيضان تعتبر صامدة من خلال سد حلقي أو حائط لصد الفيضانات من خلال رفع المنشأ فوق مستوى الفيضان المتوقع، وفي بعض الأحيان تكون المستويات الأكثر انخفاضاً من الوحدات المتأثرة (التي قد تكون أسفل ارتفاع قاعدة الفيضان) مستقيمة وقد يتم تقويتها من أجل تحمل القوى الديناميكية والهيدروستاتيكية لمياه الفيضان.

أحواض الاحتجاز Detention Basins: إن أحواض الاحتجاز تعتبر احتجازات صغيرة من أجل تخزين مسارات ومجاري العاصفة من روافد النهر وتقوم بإخراجها تدريجياً بعد الوصول إلى أقصى سريان في القناة الرئيسية، وأن حسابات حجم أحواض احتجازات قد تتم باستخدام نماذج من أجل تقديم وتحديد مسلك ممرات السطح والمنحنى البياني المائي له مثل HEC-1 (USACE 1991a). وأن حوض الاحتجاز الجاف قد يتم تصميمه لكي يظل جافاً معظم الوقت فيما عدا أثناء العواصف، ويمكن أن يتم تحقيق هذا من خلال إتاحة مخرج عند أو أسفل ارتفاع قاع الحوض. وأن حوض الاحتجاز المبتل يحتجز كمية من الماء تقريباً معظم العام وقد يتم استخدامه أجل الصيد والأنشطة الأخرى الخاصة بالمياه الضحلة. وبالنسبة لتلك الأحواض فإن

ارتفاع المخرج يتم الحفاظ عليه فوق قاع الحوض. أن أحواض الاحتجاز يتم تصميمها بشكل أساسي من أجل احتجاز الرواسب الناتجة عن مجارى السطح.

المعايير غير الإنشائية Nonstructural Measures

إن تلك المعايير الخاصة بالتحكم في الفيضيان تشمل تأمين الفيضان وإقامة تنظييات لمياه العاصفة وإعادة إقامة الوحدات المحمولة من خلال الفيضان.

إن التأمين الخاص بالفيضان يشمل عملية تصنيف المناطق التي يذهب إليها الفيضان طبقاً لاحتمال حدوث الفيضان وبالنسبة لأغراض التأمين، فإن المناطق ذات مستوى فيضان في حدود ١٠٠ عام يتم تصنيفها بالمناطق المعرضة لخطر الفيضان، وأن المناطق بين مستوى فيضان في حدود ١٠٠ عام و ٥٠٠ عام يطلق عليها المناطق المعرضة لخطر متوسط من الفيضان، أما أماكن المناطق الباقية خارج حدود مستوى فيضان ٥٠٠ عام فيطلق عليها المناطق المعرضة للحد الأدنى للفيضان. وفي دراسات تأمين الفيضان تم تقسيم المناطق حسب خطر حدوث الفيضان كالتالي (FEMA 1993):

• المنطقة A: هي تلك المناطق الخاصة بمستويات فيضان ١٠٠ عام والتي يتم تعيينها من خلال تحليلات هيدروليكية تقريبية لارتفاعات قاعدة الفيضان، كما أن أعماق الفيضان لتلك المنطقة لا يتم توضيحها على خرائط معدل تأمين الفيضان.

• المنطقة AE: هي تلك المناطق الخاصة بمستويات فيضان ١٠٠ عام والتي يتم تعيينها من خلال تحليلات هيدروليكية تفصيلية. ارتفاعات فيضانات القاعدة لتلك المنطقة يتم توضيحها على خرائط معدل تأمين الفيضان.

• المنطقة AH: هي تلك المناطق الخاصة بفيضان ضحل ١٠٠ عام مع ارتفاع ثابت لسطح الماء (عادة ما تكون مناطق برك) حيث إن متوسط الأعماق تكوين بين

٠,٣١ و ٠,٩١ م. وأن ارتفاعات الفيضان التي يتم اشتقاقها من تحليلات هيدروليكية تفصيلية قد تم توضيحها عند فترات مختارة خلال تلك المنطقة.

• المنطقة AO: هي تلك المناطق الخاصة بالفيضان الضحل ١٠٠ عام (عادة تكون عبارة عن فيضانات عبر مسارات منحدرات) حيث إن المتوسط للأعماق يكون بين ٠,٣١ و ٠,٩١ م. ومتوسط الأعماق يتم اشتقاقها من تحليلات هيدروليكية تفصيلية قد تم توضيحها عبر تلك المنطقة بالنسبة لمخاطر فيضان أيضا على أنها المنطقة AO.

• المنطقة A99: هي تلك المناطق الخاصة بمناطق مستوى الفيضان ١٠٠ عام التي سوف يتم حمايتها من خلال نظام الحماية من الفيضان (نظام حكومي) وتلك المنطقة لم يتم توضيح لها أي ارتفاعات لفيضان القاعدة وأيضا لم يتم توضيح أعماقها على خرائط معدل تأمين الفيضان.

• المنطقة V: هي تلك المناطق المناظرة لمستوى فيضان ١٠٠ عام من السهول الفيضية الساحلية التي تتحدد عن طريق التحليلات الهيدروليكية التقريبية التي لها أخطار إضافية مرتبطة بأعماق العواصف وليس لها تقييمات تدفق ذات قاعدة واضحة في خرائط معدل تأمين الفيضان.

• المنطقة VE: هي تلك المناطق المناظرة لمستوى فيضان ١٠٠ عام من السهول الفيضية الساحلية التي تتحدد عن طريق التحليلات الهيدروليكية التفصيلية التي لها أخطار إضافية مرتبطة بأعماق العواصف وليس لها تقييمات تدفق ذات قاعدة واضحة في خرائط معدل تأمين الفيضان.

• المنطقة X: هي تلك المناطق التي يمكن أن تقع خارج مستوى فيضان ١٠٠ عام من السهول الفيضية، وضمن ١٠٠ عام من السهول الفيضية التي يكون

متوسط أعماق الفيضان بها أقل من ٠,٣١ م، أو مناطق ١٠٠ عام فيضان التي يكون متوسط مساحة الصرف المشاركة لها أقل من ٢,٥٩ كم^٢، أو المناطق التي تم حمايتها من ١٠٠ عام فيضان عن طريق حواجز الفيضان، وليس لها تقييمات تدفق ذات قاعدة أو أعماق موضحة في خرائط معدل تأمين الفيضان.

• المنطقة D: هي تلك المناطق غير المدروسة حيث لم يتم تحديد أخطار الفيضان لكنها متوقعة.

وقد تم سن القوانين والأحكام الخاصة بمياه العواصف من قبل الوكالات المحلية لتنظيم تطورات السلطات القضائية حتى لا تكون هناك آثاراً عكسية على ظروف الفيضان في المنطقة. وتشمل الأمثلة على القوانين المحلية لمراقبة الفيضان متطلبات عمل بحيرات حجز جافة أو رطبة حتى لا تتجاوز تدفقات المصبطة التي تنطلق إلى المجرى المائي المستقبل أثناء عاصفة محددة (مثل ١٠، ٢٥، أو ١٠٠ عام عاصفة) القيم المحددة لها.

إعادة الوضع تتضمن نقل الوحدات المعزولة من داخل السهل الفيضي أو منطقة خطر الفيضان إلى مناطق أكثر أمناً مع تعويض مناسب لإعادة الاستقرار.

الحماية من الانجراف Erosion Protection

مقدمة Introduction

يمكن أن تكون الحماية من الانجراف مطلوبة للقاع أو حواف شواطئ قنوات المجاري المائية، أو المناطق التي يفسد نظامها أعمال الإنشاء أو التعدين، ومنحدرات إقامة السدود الأرضية. وبالنسبة لانجراف قناة المنحدر قد يكون سبب هذا الانجراف الضغط الناتج عن سريان المياه على طول وعبر منحدر الجرف، وقوى الموجات وقوى الانجراف عند منحنيات القناة أو تعرجها. كما أن الانجراف الخاص

بالمناطق المتأثرة ومنحدرات إقامة السدود الأرضية يكون سببها هو السريان فوق الأرض وقد يكون هيئة انجراف حدود أو غددير أو لوح. وإن الحماية ضد الانجراف الغرض منها حماية المباني والممتلكات الموجودة على الأرض وعلى خط الضفة، ومن معايير الوصول إلى ذلك تسليم المناطق المحددة ضد قوى الانجراف، والمعايير الإنشائية من أجل إزاحة المعيار الأساسي وقوى الانجراف المصاحبة لذلك من القسم المهدهد لجرف القناة، وحماية أو تجنب تركيز السريان فوق الأرض أو استخدام معيارين أو أكثر من تلك المعايير وبالاعتماد على الاقتصاد والفن فإن من أكثر المعايير شيوعاً في الاستخدام هي الغطاء النباتي والمواد البيولوجية الفنية.

إن الطرق المستخدمة من أجل تحويل المجري الأساسي وقوى الانجراف المصاحبة قد تشمل الحنيات أو البامبو أو الخوازيق الخشبية والصخر على طول جرف المجري، وأن الحماية ضد الانجراف يشمل دوماً الغطاء النباتي خاصة فيما يتعلق بحماية الجدول والألواح حيث حماية الجدول أو الغدير من الانجراف دائماً ما يشمل على الغطاء النباتي والحماية الصخرية ومعايير التحكم المتدرجة. وأن تصميمات معايير الحماية من الانجراف تعتمد في العموم على قواعد افتراضية وبيانات اختبارية من النماذج الفيزيائية والخبرة والحكم العملي (Prakash 2000b).

إن اختيار وتصميم طرق الحماية من الانجراف من أجل المجاري المائية لا بد وأن يشمل الاعتبارات الفنية الجمالية والبيئية. وقد يشمل ذلك الطرق البيوتقنية والتحكم في الشد نتيجة للمياه واستقرار قاعدة المجري والنمو الخضري من خلال زراعة البذور أو النباتات. وأن هذا الهدف يجب أن يؤدي إلى تقليل تغيير البرك والملاح الجيومورفولوجية والإبقاء على البيئة الطبيعية بقدر الإمكان.

إن المعايير الإنشائية للتحكم في الانجراف تشمل:

• تعديل منحدر قاع المجرى المائي: وقد يشمل ذلك إعادة تشكيل المجرى المائي من خلال تسوية المنحدرات الحالية للحافة الشديدة الانحدار أو التنقيب المتزايد للتربة الناتجة من تآكل التربة من الجرف واستبدالها بتربة تكون أقل قابلية للتآكل.

• الدبش الصخري أو سلة من التراب: يمكن أن يكون الدبش الصخري محقون أو غير محقون بالأسمت أو موضوع في سلال من السلك الصلب أو المصنوع من الألياف الصناعية الذي يعرف بشكل شائع بالسلة، ويكون الدبش الصخري غير المحقون بالأسمت مرناً ويمكن إعادة التزود به أو إصلاحه بسهولة. وهو يضيف خشونة إضافية للسان المحمي ويميل إلى تقليل سرعات التدفق. ويمرور الوقت يمكن أن تصبح الفراغات الشاغرة مملوءة بالتربة، مما يمكنه دعم النمو الخضري. وفي حالة الدبش المحقون بالأسمت، يتم ملأ الفراغ الشاغر بالأسمت. وهذا النوع من الدبش يمكن أن يكون مناسباً في المواقع التي تكون أحجام الدبش المتاحة بها أصغر من المطلوب (راجع الجزء التالي من هذا الفصل بعنوان "معايرة الدبش للمنحدرات الشديدة"). ويكون الدبش المحقون بالأسمت صلباً وقابل للتلف بسبب الرسوخ ودورات ذوبان الجليد. ولتقليل احتمال التلف بسبب الرسوخ وأعطال المنحدر، يُنصح باستخدام الدبش المحقون بالأسمت على منحدرات الضفة الأكثر تسطيحاً من زاوية استقرار مادة الضفة.

• الشكل الليفي المركب: وهو يتكون من حقائق من مواد صناعية مملوءة بالخرسانة وموضوعة بجانب بعضها البعض. ويمكن أن تكون الأشكال المركبة مناسبة للمواقع حيث يكون الدبش نادراً ويكون هناك وفرة من الرمل والحصى.

- قوالب الخرسانة المفصليّة: أنها قوالب من الخرسانة المسلحة ذات قضبان تقوية تمتد من حوافها وعلى شكل عيون وخطافات. وهي تكون ملاصقة لبعضها ومتصلة ببعضها من خلال إدخال الخطافات لقالب واحد في عيون القالب الأخر.
- الرؤوس الخرسانية: أنها خرسانة عمودية أو منحدرّة تؤدي إلى إقامة الجدران على التربة في حالة الجرف المنحدر بشدّة. وفي بعض الحالات، قد يتم تزويد الجدران العمودية بالقرب من أصبع الجرف بالخرسانة المنحدرّة أو الحماية الخضرية فوقها.
- التحكم التدريجي: أن ذلك يشمل إقامة العديد من منشآت التحكم التدريجية التي تكون على هيئة سلسلة عبر القناة من أجل تقليل ميل خط الطاقة وسرعات السريان في القنوات التي تمر وتنحدر لأعلى بالنسبة لمنشأة التحكم التدريجي.
- إقامة القنوات: أن ذلك يشمل معايير لتقليل سرعات سريان الانجراف من خلال اتساع القناة وزيادة المجاري المائية للكباري.
- إن نوع حماية الانجراف لأي قناة محدّدة يجب أن يتم تعيينها بعد تحليلات بيئية وجيومورفولوجية وهيدروليكية واقتصادية (USAERDC 2003). يجب الاهتمام والتأكيد على أن حماية الانجراف لا تؤدي إلى فيضان عكسي غير مقبول أو حالات تآكل في الممرات المنحدرّة لأعلى أو لأسفل. وقد تؤدي بعض المعايير مثل التحكم التدريجي أو المعايير التي تسبب زيادة خشونة القناة إلى ارتفاعات أعلى للفيضانات في الممرات المنحدرّة لأعلى. أن المعايير التي تؤدي إلى زيادة قدرة احتمال القناة (مثل إقامة القنوات الفرعية) يمكن أن تسبب في سرعات عالية وزيادة الانجراف وارتفاعات أعلى للفيضان.

تصميم جدار الحماية Design of Riprap Protection

إن تصميم تسليحات مرنة لقواعد القناة وال الضفة ومنحدرات إقامة السدود تتطلب تعيين الحد الأدنى لحجم الصخر الذي يتحمل قوى الانجراف المتوقعة في الممارسة العملية، ويتم تقدير أحجام الصخر باستخدام العديد من الطرق ويتم اختبار قيمة التصميم من خلال التحكيم ومقارنتها بمدى القيم التقديرية. وأكثر الطرق شيوعاً من أجل تحقيق كل ذلك هي:

١ - طريقة ماينورد (Maynard *et al.* 1989): في تلك الطريقة تكون المعادلة

المستخدمة في تقدير حجم الجدار هي:

$$(٥,٤) \quad d_{30}/D = SF \times 0.30 \left[(\gamma/(\gamma_s - \gamma))^{0.5} \times V/\sqrt{gD} \right]^{2.5}$$

حيث إن:

d_{30} = حجم الجدار والذي يكون ٣٠٪ من مادته أدق من ناحية الوزن.

D = متوسط عمق المياه في القناة.

SF = معامل الأمان، والمقترح لتلك الطريقة أن يكون ١,٢.

V = سرعة متوسط العمق الاعتيادي.

g = عجلة الجاذبية الأرضية.

γ = الوزن النوعي للماء.

γ_s = الوزن النوعي للحجر وتأخذ على أنها ٢,٦٤٤ كجم/م^٣.

ولقيمة γ_s تساوي ٢,٥٦٣ و ٢,٤٨٣ كجم/م^٣، فإن d_{30} التي يتم حسابها يجب

ضربها في ١,٠٦ و ١,١٤ على الترتيب. وأن المعادلة تكون صالحة للميول الجانبية ٢

أفقي: ١ رأسي أو المسطحة، وبالنسبة للميول الجانبية ١,٥ أفقي: ١ رأسي فإن عامل

الضرب الذي يجب استخدامه لحساب d_{30} هو ١,٣.

٢- الطريقة الأولى لهيئة الجيش الأمريكي للمهندسين (USACE 1994): وفي تلك الطريقة يتم استخدام المعادلة التالية لحساب d_{30} لحجم الجدار:

$$(٥,٥) \quad d_{30}/D_a = SF \cdot C_s \cdot C_v \cdot C_t \left[(\gamma/(\gamma_s - \gamma))^{0.5} \times V/\sqrt{g D_a K} \right]^{2.5}$$

حيث إن:

K = معامل تصحيح الميل الجانبي ويساوي

$$K = \left[1 - \left(\sin^2 \theta / \sin^2 \phi \right) \right]^{0.5}$$

θ = زاوية الميل الجانبي للجانب مع الأفقي.

ϕ = زاوية الحجر للجدار.

SF = معامل الأمان ويتراوح من ١,١ إلى ١,٥.

D_a = العمق الموضعي للسريان.

C_s = معامل الاستقرار ويساوي ٠,٣٠ للأحجار البارزة و ٠,٣٧٥ للأحجار المستديرة.

C_v = معامل توزيع السرعة العمودية ويساوي ١,٠ للقنوات المستقيمة ويرتفع إلى ١,٢٨٣ داخل القنوات ذات انحناءات.

C_t = معامل السمك ويساوي ١,٠ لسماكة الجدار مساوية d_{100} .

بالنسبة لحماية الجدار على قاع القناة، $K = 1$ ، حيث إن θ تساوي صفر تقريباً.

٣- الطريقة الثانية لهيئة الجيش الأمريكي للمهندسين (USACE 1970): هذه الطريقة تعتمد على التجربة والخطأ من أجل تقدير قيمة d_{50} (م)، باستخدام المعادلة التالية:

$$(٥,٦) \quad 0.0122 (\gamma_s - \gamma) d_{50} K = SF \gamma V^2 / [32.6 \log_{10} (12.2 D/d_{50})]^2$$

حيث إن:

SF = معامل الأمان، ويؤخذ في حدود ١,٥ للتعبير عن السريان غير المنتظم.

٤- طريقة سايمون وسيتتورك (Barfid et al. 1981, Nelson et al. 1986)

(Simons and senturk 1976): تلك الطريقة تستخدم لحساب SF الموافقة لقيمة التجربة

لحساب d_{50} باستخدام المعادلات من رقم (٥,٧) إلى رقم (٥,١١). وإذا كانت SF

التي تم حسابها غير مقبولة يتم تعديلها حتى يتم الحصول على قيمة SF المقبولة.

$$\tau_{\max} = \text{أقصى إجهاد قص.}$$

$$(٥,٧) \quad \tau_{\max} = 0.76 \gamma DS$$

$$(٥,٨) \quad \eta = 21 \tau_{\max} / [(\gamma_s - \gamma) d_{50}]$$

$$(٥,٩) \quad \beta = \arctan \left[\cos \lambda / \{ (2 \sin \theta / \eta \tan \phi) + \sin \lambda \} \right]$$

$$(٥,١٠) \quad \eta' = \eta [1 + \sin (\lambda + \beta)] / 2$$

$$(٥,١١) \quad SF = \cos \theta \tan \phi / [\eta' \tan \phi + \sin \theta \cos \beta]$$

حيث إن:

S = ميل قاع القناة.

λ = زاوية سطح الماء مع الأفقي والتي تساوي تقريباً زاوية القاع مع الأفقي.

٥- معادلة الجمعية الأمريكية للمهندسين المدنيين (ASCE 1977) (Vanoni):

$$(٥,١٢) \quad d_{50} = [6W / (\pi \gamma_s)]^{0.333}$$

$$(٥,١٣) \quad W_{50} = 0.0232 G_s V^6 / [(G_s - 1)^3 \cos^3 \theta]$$

حيث إن:

W_{50} = وزن الحجر (كجم) الذي يبلغ قطره d_{50} (م).

G_s = الجاذبية النوعية للحجر.

٦- معادلة قسم كاليفورنيا للنقل (West Consultants 1996):

$$(٥, ١٤) \quad W_{33} = 0.0113 G_s V_x^6 / [(G_s - 1)^3 \sin^3 (\rho - \theta)]$$

$$(٥, ١٥) \quad d_{33} = [6W_{33} / (\pi \gamma_s)]^{0.333}$$

حيث إن:

W_{33} = وزن الحجر (كجم) الذي يبلغ قطره d_{33} (م).

$V_x = 4/3 V_a$ للسريان المضطرب.

$V_x = 2/3 V_a$ للسريان الطبقي.

V_a = متوسط السرعة في القناة (م / ث).

ρ = زاوية γ درجة لكسارة الحجر التي يتم وضعها بطريقة عشوائية.

هناك العديد من المعادلات الافتراضية التي تتعلق بحجم الدكة، وتلك المعادلات تعتمد فقط على متوسط السرعة بالقناة ولا تعتمد بشكل خاص على الميول الجانبية لجوانب القناة. وبعض المعادلات الشائعة الاستخدام التي تبين ذلك تم ذكرها هنا:

١- معادلة مكتب الولايات المتحدة للإصلاح (Peterka 1958):

$$(٥, ١٦) \quad d_{50} = 0.043 V_a^{2.06}$$

٢- معادلة المسح الجيولوجي للولايات المتحدة (West Consultants 1996):

$$(٥, ١٧) \quad d_{50} = 0.055 V_a^{2.44}$$

٣- معادلة إيزاباش (Maynard et al. 1989 ; West Consultants 1996):

$$(٥, ١٨) \quad d_{50} = V_a^2 / [2 g C^2 (G_s - 1)]$$

حيث إن:

$C = 0,٨٦$ لمناطق الاضطراب العالي و $١,٢٠$ لمناطق الاضطراب المنخفض.

٤- طريقة HEC-11 (West Consultants 1996):

$$\begin{aligned} (٥,١٩) \quad d_{50} &= d_{50} C_f C_s \\ (٥,٢٠) \quad d_{50} &= 0.005943 V_a^3 / [K^{1.5} \sqrt{D}] \\ (٥,٢١) \quad C_f &= [SF/1.2]^{1.5} \\ (٥,٢٢) \quad C_s &= 2.12/[G_s - 1]^{1.5} \end{aligned}$$

من أجل الرسوخ يجب الأخذ في الاعتبار، الأحجام المختلفة للأحجار في طبقة الدكة حيث إن الأحجار الصغيرة سوف تشغل الفراغات بين الأحجام الأكبر من الصخور. إن التدرجات المختلفة من أحجار الدكة تنصح بها الوكالات المختلفة من أجل الأحجام المختلفة للدكة. والجدول رقم (٥,١) يشمل التدرج المقبول لأحجام الأحجار (Barfiled *et al.* 1981).

إن سمك طبقة الدكة T، يتم اتخاذه دوماً بأنه مساوي لمقدار $2d_{50}$ أو مساوي لأكبر حجم من الأحجار في طبقة الدكة.

الجدول رقم (٥,١). تدرج أحجام أحجار الدكة.

| حجم الحجارة | نسبة الوزن لحجم أقل من المعطى إلى الوزن الكلي |
|---------------|---|
| $d_{50} ٢,٠$ | ١٠٠ |
| $d_{50} ١,٧$ | ٨٥ |
| $d_{50} ١,٠$ | ٥٠ |
| $d_{50} ٠,٤٢$ | ١٥ |
| $d_{50} ٠,١٠$ | ٠ |

المصدر: (Barfiled *et al.* 1981).

مثال رقم (٥,٣): أحسب أحجام أحجار الدكة لحماية الجانب والقاع لمجرين مائين A و B في تربة رملية. المعايير الهيدروليكية المتعلقة بكلا المجرين المائين موضحة في الجدول رقم (٥,٢). استخدم معامل أمان قيمته ١,٥، وافترض أن $d_{50} = 1.5 d_{30}$.
الحل:

إن أحجام أحجار الدكة التي يتم حسابها باستخدام المعادلات من رقم (٥,٤) إلى رقم (٥,٢٢). تكون فيها $D_a = D$ ، $C = 0.8$ ، $V_x = 4/3 V_a$ ، وقد تم توضيح ذلك في الجدول رقم (٥,٣).
إن القيم المختارة لأحجام الدكة لكلا المجرين المائين قد تم اختيارها بحيث تقع في مدى القيم التي تم حسابها بواسطة المعادلات من رقم (٥,٤) إلى رقم (٥,٢٢).

الجدول رقم (٥,٢). المتغيرات الهيدروليكية للقنوات.

| القيمة | | المتغير |
|-----------------|----------------|--------------------------------------|
| المجرى الثاني B | المجرى الأول A | |
| ٩,٣ | ٢٠,٧٣ | D (م) |
| ٣,٣ | ٣,٩٦ | V (م/ث) |
| ٢,٥ | ٣,٠٥ | V _a (م/ث) |
| ٢١,٨ | ٢١,٨ | θ (درجة) |
| ٤٠ | ٤٠ | φ (درجة) |
| ٢٤٠٤ | ٢٤٠٤ | γ _s (كجم/م ^٣) |
| ٢,٤ | ٢,٤ | G _s |
| ٠,٠٠١٥٤ | ٠,٠٠٠٤٨٦ | S |

الجدول رقم (٥,٣). أحجام الدكة الحجرية التقديرية.

| حجم الدكة الحجرية المقدرة d_{90} (م) | | الطريقة |
|--|-----------------|---|
| المجرى الأول A | المجرى الثاني B | |
| ٠,٢٣ | ٠,٣٠ | ١- ماينورد |
| ٠,٣٧ | ٠,٤٨ | ٢- الطريقة الأولى لطبقة الجيش الأمريكي للمهندسين |
| ٠,١٣ | ٠,١٥ | ٣- الطريقة الثانية لطبقة الجيش الأمريكي للمهندسين |
| *٠,٣٨ | *٠,٣٨ | ٤- سايمون وسيستورك |
| ٠,٣٠ | ٠,٤٣ | ٥- الجمعية الأمريكية للمهندسين المدنيين |
| ٠,٢٨ | ٠,٤٣ | ٦- مكتب الولايات المتحدة للإصلاح |
| ٠,٥١ | ٠,٨٤ | ٧- المسح الجيولوجي للولايات المتحدة |
| ٠,٣١ | ٠,٤٦ | ٨- إيزياش |
| ٠,٤٤ | ٠,٦٦ | ٩- قسم كاليفورنيا للنقل |
| ٠,٠٧٤ | ٠,٠٩ | ١٠- HEC-11 |
| ٠,٣٨ | ٠,٤٦ | القيمة المختارة (المعمدة) |

* $SF = 1,5$ لميل السريان للمجرى المائي A ويساوي ١,٣ للمجرى المائي B.

مثال رقم (٥,٤): إن تصميم الدكة الحجرية المخصصة لحماية الحنيات والذي يقع أنفها في جزء القناة الذي يكون فيه عمق مياه الفيضان ٥ م وتكون سرعة السريان ٢ م/ث (الشكل رقم (٥,٢)). وإن الميول الجانبية للحنيات تكون ٢,٥ أفقي: ١ رأسي. استخدم (٧%) تساوي ٢٤٠٠ كجم/م^٣، وزاوية الحجر للجدار تساوي ٤٠ درجة. الحل:

استخدم معادلة رقم (٥,٥) من أجل تعيين حجم الدكة الحجرية.

زاوية الميل الجانبي θ

$$\theta = \tan^{-1} (1/2.5) = 21.8^\circ$$

وأيضاً

$$K = [1 - (\sin^2 21.8 / \sin^2 40)]^{0.5} = 0.8162$$

$D_a =$ العمق الموضعي للفيضان = ٥ م.

بافتراض أن معامل الأمان = ١,٥ بالنسبة للسريان المكثف. وإنه يمكن استخدام معامل استقرار قيمته ٠,٣٧٥ للأحجار البارزة، ويمكن استخدام معامل توزيع السرعة العمودي بحيث تكون قيمته ١,٢٥ للسريان بالقرب من أنف الحنية، ومعامل السباكة تكون قيمته ١، بافتراض أن سمك الدكة الحجرية يساوي d_{max} . وأيضاً من أجل عملية التقلب والتوزيع الغير منتظم للسرعة عند أنف الحنية، يمكن افتراض معامل تصحيح السرعة يساوي ٠,١٥. إذا:

$$V_{max} = 1.5 \times 2.0 = 3 \text{ m}$$

وأيضاً

$$d_{30}/D_a = 1.50 \times 0.375 \times 1.0 \times 1.25 \left[\left\{ \frac{1000}{(2400 - 1000)} \right\}^{0.5} \left\{ \frac{3.0}{\sqrt{(9.81 \times 5.0 \times 0.8162)}} \right\}^{2.5} \right]$$

إذا

$$d_{max} = 1.02 \text{ m} \text{ و } d_{50} = 0.357/0.70 = 0.51 \text{ m} \text{ و } d_{30} = 0.357 \text{ m}$$

قم بتصميم نظام ترشيح للدكة الحجرية (أنظر القطاع الذي عنوانه "تصميم المرشحات" من هذا الفصل)، وقم بالتزويد بمتزر أفقي على طول أصبع الحاجز تماماً كما تم وصفه في الجزء الذي عنوانه "الحماية ضد الفرك عند أصبع الحافة" من هذا الفصل.

تحديد حجم الدكة الحجرية عند الانحدارات الشديدة

Riprap Sizing for Steep Slopes

في حالة السريان على طول المنحدرات الشديدة مثل السريان عبر القنوات الجبلية، قنوات تصريف المناجم، أو الخنادق على طول إقامة السد التي تتميز بوجود منحدرات تتراوح بين ٢-٢٠٪. فإن التصرف لكل وحدة عرض للقناة وعمق السريان يكونا منخفضان بشكل عام وتكون سرعة السريان مرتفعة بشكل نسبي. وهناك معادلة مقبولة لتعيين حجم الدكة الحجرية في تلك الحالة (USACE 1994) وهي كالتالي:

$$d_{30} = 1.95 K S^{0.555} q^{2/3} / g^{1/3} \quad (٥,٢٣)$$

حيث إن:

d_{30} = حجم الحجر (م) حيث إن ٣٠٪ من الأحجار تكون أصغر من ناحية الوزن.

K = معامل السريان المكثف، ودائماً يتم اعتباره مساوي ١,٢٥.

S = ميل القاع (م/م).

q = التصرف لوحدة العرض (م^٣/ث).

تصميم المرشحات Design of Filters

دائماً ما يكون حجم دكة الحجارة أكبر بكثير من أحجام الجسيمات الخاصة بإعادة القاعدة التي تكون حافة القناة. ومن أجل منع الفقد في مادة القاعدة من خلال الفراغات بين الجسيمات في الدكة الحجرية الموجودة فوقها، فإن كلا الطبقتين يجب أن يتم الفصل بينهما من خلال مرشح جيولوجي، ومرشح الرمال والزلط أو كلاهما. ومن أجل التأكيد على أن أصغر الجسيمات لا تهرب من المرشح، فإن فتحات الثقوب في مادة المرشح لا يجب أن تكون أكبر من أصغر حبيبات لمادة القاعدة. وأيضاً من أجل

تجنب تراكم الضغط الهيدروليكي خلف المرشح وللحفاظ على مادة المرشح، فإن ثقب المرشح يجب أن تكون صغيرة جداً حتى لا يتم انسداد الثقب من خلال تلك الحبيبات. وكذلك فإن حبيبات المواد التي يتم ترسيحها عبر الفتحات لا يجب أن تكون صغيرة جداً. وفي ذات الوقت، فإن الحبيبات في مادة المرشح لا يجب أن تكون كبيرة جداً حتى لا تؤدي إلى انسداد الفراغات بين مواد الدكة الحجرية (الردم الحجري).

وهناك معايير يتم استخدامها بشكل شائع من أجل تعيين تدرج مادة المرشح، وتعتمد على توزيع الأحجام لمادة الدكة الحجرية والقاعدة وهي:

$$1 - d_{50} \text{ للفلتر} / d_{50} \text{ للقاء} > 40 \quad \text{و} \quad d_{50} \text{ للدكة} / d_{50} \text{ للفلتر} > 40$$

$$2 - d_{15} \text{ للفلتر} / d_{15} \text{ للقاء} > 40 \quad \text{و} \quad d_{15} \text{ للدكة} / d_{15} \text{ للفلتر} > 40$$

$$3 - d_{15} \text{ للفلتر} / d_{85} \text{ للقاء} > 5 \quad \text{و} \quad d_{15} \text{ للدكة} / d_{85} \text{ للفلتر} > 5$$

إن تلك المعايير تشمل أربعة أحجام للمرشح تعتمد على تدرج مادة القاعدة وعلى تدرج الدكة الحجرية كما أنها تقدم ثلاث قيود كحد أقصى وقيدين كحد أدنى لقيمة d_{15} ، وقيد واحد كحد أقصى وقيد واحد كحد أدنى لقيمة d_{50} ، وكذلك قيد واحد كحد أدنى لقيمة d_{85} لمادة المرشح. إن قيم d_{15} ، d_{50} ، d_{85} لمادة المرشح يجب أن يتم اختيارها ضمن تلك القيود منحنيات مثل منحنى التدرج لمادة المرشح التي تعتبر مماثلة تقريباً لمنحنيات التدرج لمادة القاعدة والدكة الحجرية.

الحماية من الانجراف عند مرتكز جدار الدعم

Protection Against Scour at Bank Toe

بسبب الانجراف عند قاعدة القناة فإن الدكة الحجرية عند نقطة تقاطع منحنى الحافة مع القاعدة (مثل عند مرتكز جدار الدعم) قد تصبح متزحزة من مكانها. وإن تصميم الدكة الحجرية بحيث يتم حمايتها من الانجراف عند مرتكز جدار الدعم

ويتطلب هذا تقييم الانجراف المحتمل وعمقه أسفل مجري القناة. وعملياً، فإن العمق المحتمل للانجراف يتم تقييمه باستخدام العديد من الطرق المختلفة ويتم اختيار قيمة التصميم من خلال الحكم والتقييم. وإن تجارب النماذج الهيدروليكية قد تكون مطلوبة في حالات خاصة. وهناك بعض الطرق الشائعة لتقدير الجرف في قاع القناة وهي كالتالي:

١ - عمق جرف النظام (Davis and Sorensen 1970 ; Zipparro and Hansen 1993):

$$d_s = x \cdot 0.473 (Q/f)^{0.333} - D \quad (١٥,٢٤)$$

$$d_s = x \cdot 1.337 (q^2/f)^{0.333} - D \quad (ب ٥,٢٤)$$

حيث إن:

d_s = عمق الانجراف أسفل قاع مجري القناة (م).

X = معامل الضرب الذي يختلف من ١,٢٥ إلى ٢,٠ اعتماداً على شدة تركيز السريان عند منطقة ارتكاز جدار الدعم.

Q = التصرف التصميمي (م^٣/ث).

q = وحدة التصرف لكل متر من عرض القناة (م^٢/ث).

f = معامل طمي لاسيلي = $1.76 \sqrt{d_m}$

$d_{50} = d_m$ = لمادة قاع مجري القناة بالمليمتر.

٢ - معادلة نيلز (USBR 1984):

$$d_s = x \cdot d_i (q_f/q_i)^n \quad (٥,٢٥)$$

حيث إن:

x = معامل الضرب يختلف من ٠,٥ إلى ٠,٧ اعتماداً على احتمال تركيز السريان.

d_i = معدل عمق المياه الذي يصل إلى عملية التفريغ التام عند الجدار (م).

q_f = التصريف التصميمي لكل وحدة من عرض القناة (م^٢/ث).

q_i = التصريف التام لحافة القناة لكل وحدة من عرض القناة (م^٢/ث).

n = أس قوة جبرية يتغير من ٠,٦٧ للفرشة الأساسية من الرمال إلى ٠,٨٥

للفرشة الأساسية من الزلط الخشن وتفرعاته.

٣- USBR المعدلة لمعادلة لاسي (USBR 1984):

$$d_s = x \cdot 0.473 (Q/f)^{0.333} \quad (٥,٢٦)$$

حيث إن:

x = معامل الضرب الذي يتغير من ٠,٢٥ إلى ١,٢٥ اعتماداً على شدة تركيز

السيان بالقرب من ارتكاز جدار دعم القناة.

٤- USBR المعدلة لمعادلة بلينش (USBR 1984):

$$d_s = x \cdot (q_f^{0.67} / F_b) \quad (٥,٢٧)$$

حيث إن:

x = معامل الضرب الذي يتغير من ٠,٦ إلى ١,٢٥.

F_b = معامل صفري للقاع (م^٢/ث) ويقدر بقيمة ٠,١٤ لقيمة d_{50} تساوي

٠,١ مم، وبقيمة ٠,٣٧ لقيمة d_{50} تساوي ٠,٣٠ مم، وبقيمة ٠,٨ لقيمة

d_{50} تساوي ٣,٠ مم، وبقيمة ١,٤ لقيمة d_{50} تساوي ٣٠ مم، وبقيمة ٣,٠

لقيمة d_{50} تساوي ١٠٠٠ مم.

٥- طريقة السرعة الصامدة المناسبة (USBR 1984):

$$d_s = D [(V_a/V_c) - 1] \quad (٥,٢٨)$$

حيث إن:

V_c = السرعة المناسبة أو المثالية (م/ث) وتراوح من ٠,٦ إلى ١,٨ م/ث لقيمة D تساوي ١,٥ م، ومن ٠,٦٥ إلى ٢,٠ م/ث لقيمة D تساوي ٣,٠ م، ومن ٠,٧ إلى ٢,٣ م/ث لقيمة D تساوي ٦,٠ م، ومن ٠,٨ إلى ٢,٦ م/ث لقيمة D تساوي ١٥ م. والقيم الأقل لـ V_c تؤدي لسهولة تآكل مادة المجري والقيم الأعلى لها تؤدي مقاومة الانجراف لمادة المجري.

٦- القياسات الميدانية لطريقة الانجراف (USBR 1984):

$$d_s = 1.32 (q_f)^{0.24} \quad (٥,٢٩)$$

مثال رقم (٥,٥): أحسب أعماق الانجراف للمجري المائية A و B للمثال رقم (٥,٣). والمعيار الهيدروليكية المتعلقة بذلك قد تم توضيحها في الجدول رقم (٥,٤).

الحل:

حيث إن:

$$f = 1.76 \sqrt{(0.10)} = 0.56$$

$$n = 0.67$$

$$F_b = 0.14$$

$$V_c = 0.8 \text{ m/s}$$

ولقاع المجري الرملي فإن:

ولقيمة $d_s = 0.10 \text{ mm}$ فإن:

وللتآكل بسهولة في قاع المجري فإن:

وإن أعماق الجرف التي يتم حسابها باستخدام المعادلات من رقم (٥,٢٤) إلى رقم (٥,٢٩) تم إيضاحها في الجدول رقم (٥,٥).

إن القيم المتبناة لأعماق الانجراف لكلا المجرين قد تم اختيارها بحيث تكون ضمن مدى القيم التي قدرتها المعادلات من رقم (٥,٢٤) إلى رقم (٥,٢٩).

الجدول رقم (٤، ٥). متغيرات تقدير أعماق الجرف.

| القيمة | | المتغير |
|----------|----------|------------------------------------|
| المجرى B | المجرى A | |
| ٧٧٠ | ٣٥٣٩٠ | Q (م ^٣ /ث) |
| ٠,١٠ | ٠,١٠ | Dmm (مم) |
| ٤,١ | ١٢,٠ | d _i (م) |
| ١٣,٦ | ٨٢,١ | q _r (م ^٢ /ث) |
| ٩,٤ | ٤٣,٩ | q _i (م ^٢ /ث) |

الجدول رقم (٥، ٥). أعماق الجرف التقديرية.

| عمق الجرف التقديري أسفل القاع (م) | | الطريقة |
|-----------------------------------|----------|------------------------------------|
| المجرى B | المجرى A | |
| ١,٢-٠ | ١٧,٠-٢,٨ | ١- عمق نظام الجرف |
| ٣,٧-٢,٦ | ١٢,٨-٩,١ | ٢- معادلة نيل |
| ٦,٦-١,٣ | ٢٣,٦-٤,٧ | ٣- USBR المعدلة لمعادلة لاسي |
| ١٣,٨-٦,٦ | ٤٥,٨-٢٢ | ٤- USBR المعدلة لمعادلة بلينش |
| ١٩,٨ | ٥٨,٣ | ٥- طريقة السرعة المناسبة للصبود |
| ٢,٥ | ٣,٨ | ٦- القياسات الميدانية لطريقة الجرف |
| ٥ | ١٨ | القيم المختارة |

التغليف بغطاء (مئزر) Launching Apron

من أجل الحماية ضد انزلاق جانب الدكة الحجرية في فتحات الانجراف بالقرب من نقطة ارتكاز جدار الدعم، فإنه يتم وضع مئزر فوق قاع مجرى القناة،

ويمتد من نقطة ارتكاز جدار الدعم للدكة الحجرية المنحدرة ناحية مركز القناة. ويتم تعيين طول ذلك المتزر على طول عرض القناة من العلاقة $p \times d_g$ حيث إن p هو عامل ضرب يتراوح من ١,٥ - ٢,٠.

ولأن فتحات الجرف تتكون بالقرب من نقطة ارتكاز جدار الدعم، فإن الأحجار من جانب المتزر على طول الانحدار الجانبي لفتحة الجرف، تؤدي إلى حماية الميل الجانبي لفتحة الجرف ضد الانجراف، وتؤدي إلى تقليل أو منع المزيد من الانجراف. وإذا كان الميل الجانبي لفتحة الجرف $Z:1$ (أفقي: رأسي) وسمك الدكة الحجرية المطلوبة لحماية الميل الجانبي لفتحة الجرف هو T_c فإن حجم الحجر VS المطلوب لوحدة الطول للجانب الذي يتم حمايته يساوي

$$(٥,٣٠) \quad VS = d_g \cdot T_c \cdot \sqrt{(Z^2 + 1)}$$

إن حجم الحجر يجب أن يكون متاحاً عبر المتزر، لذلك فإن سمك الحجر في ذلك المتزر T_t يعطى بالمعادلة

$$(٥,٣١) \quad T_t = (T_c/P) \cdot \sqrt{(Z^2 + 1)}$$

عادة تكون: $Z=2$ ، $P=1.5$ ، $T_c=1.24$ حيث إن

$$T_t = 1.85 T_c \quad \text{لذلك فإن } T_t = 1.85 T_c$$

مثال رقم (٥,٦): باستخدام أعماق الجرف للمجاري المائية A ، B والتي تم تقديرها في المثال رقم (٥,٥) وأحجام الدكة الحجرية المختارة في المثال رقم (٥,٣)، احسب أبعاد المتزر لكل حالة.
الحل:

إن سمك الدكة الحجرية على طول جوانب كل مجرى تكون ضعف حجم الدكة الحجرية المقدر، و $P=1.5$ لذلك يكون للمجرى A .

$$T = 2 \times d_{50} = 2 \times 0.46 = 0.92 \text{ m}$$

بينما للمجرى B

$$T = 2 \times 0.38 = 0.76 \text{ m}$$

أبعاد المنزر تم حسابها باستخدام المعادلتين رقم (٥,٣٠) ورقم (٥,٣١) وقيمها مبيّنة في الجدول رقم (٥,٦).

الجدول رقم (٥,٦). معاملات تصميم المنزر.

| القيمة (م) | | المعامل |
|------------|----------|----------------|
| المجرى B | المجرى A | |
| ٠,٧٦ | ٠,٩٢ | T |
| ١,٤ | ١,٧ | T _i |
| ٧,٥ | ٢٧ | طول المنزر |

الإجراءات التصورية لصدّ التيار الرئيس بعيداً عن المصرف

Conceptual Measures to Repel Main Current Away from Bank

في بعض الحالات، قد ينتج تآكل الحافة نتيجة لميل التيار الأساسي للتحرك تجاه حافة النهر ولا بد من وجود وسائل للحماية من ذلك. تلك الوسائل للحماية من ابتعاد التيار الأساسي عن الجانب الخارجي لحافة المجرى كالتالي (Singh 1967; CBIP 1971):

١- وضع خوازيق خشبية على طول المسطحات المستطيلة لتغطية جزء القناة الذي يشغله الجزء المنحني لحافة المجرى. وقد تكون تلك الخوازيق من الصخر ولا بد أن تكون ذات عمق مناسب في الطبقة الأساسية للنهر لكي تكون مستقرة ضد حالات الفيضان. وبمرور الوقت، تكون تلك الخوازيق مقاومة للسرّيان وتتسبب في ترسيب الطمي في تلك المنطقة.

٢- استخدام حواجز الصد إذا كانت الزاوية لجانب جدار المجرى الذي يجري ضد التيار حادة. تلك الحواجز قد تكون مسامية أو غير مسامية، مغمورة أو غير مغمورة.

٣- استخدام الصخر في القاعدة الأساسية للقناة في المنطقة المنحنية من أجل رفع تلك القاعدة وتقليل السرعات عند القناة وكذلك تقليل الجرف في تلك المنطقة.

٤- استخدام حواجز الجذب عند الجانب المقابل لزاوية الانفراج بالنسبة لجانب القناة المنحدرة لأعلى من أجل جذب التيار الرئيس تجاه ذلك الجانب. تلك الحواجز أو السدود قد تكون أيضاً مسامية أو غير مسامية، مغمورة أو غير مغمورة. طرق أخرى وطرق فنية تقنية لحماية حافة المجرى ونقطة ارتكاز حافة الدعم

Biotechnical and Other Methods of Bank and Toe Protection

إن تلك الطرق تشمل استخدام المواد النباتية أو التخليقية بدلا من الصخور والتراب. تلك البدائل تستخدم من أجل حماية الحاجز من الانجراف:

١- القوالب المفصلية أو القماشية: إنها حقائب قد تم صنعها من مواد تخليقية مليئة بالخرسانة والأسمتت أو الأتربة الأسمتية وتم وضعها على منحدرات الحافة ونقطة الارتكاز. إن الحقائب الخضراء التخليقية قد يتم استخدامها من أجل الإبقاء على نظام مماثل للحديقة. وأن تلك الحقائب قد تكون ملاصقة لبعضها أو قد يكون بينها مسافات من أجل السماح لنمو النباتات أو البذر. وتعتبر تلك القوالب المفصلية قوالب من الخرسانة ذات مسافات بينية من أجل البذر ونمو النبات. ويتم وضعها على منحدر الحافة والمسافات بينها تكون مملئة بالتربة ويتم بذرها وتكون مناسبة لأنواع النباتات.

٢- منتجات التحكم في الانجراف ذات الشكل الأسطواني (الملفوفة): إنها حصائر مصنوعة من مواد تخليقية من أجل مقاومة الانجراف البيئي والميكروبي، وأنها

تحتوي على مسافات بينية مفتوحة للسماح بتخلل النبات. ويتم إنشائها من طبقات مختلفة من الخيوط التخلفية التي تؤدي إلى تقليل جرف التربة من المناطق المغطاة بها. تلك الحصائر قد يتم تثبيتها بالأسلاك وقد تكون ذات مكون عضوي مصنوع من ليف جوز الهند وفير الشرائح الخشبية. ويتم استخدام البذور في التربة قبل التغطية بحماية REGP.

٣- الغطاء النباتي: إنه يشمل كلا من اختيار النوع النباتي الذي سوف يعيش وينمو تحت تلك الظروف المناخية المسيطرة وموقع وضع تلك البذور أو النباتات. هناك طرق أخرى بديلة لحماية نقطة ارتكاز جدار دعم المجرى (ذلك يختلف عن الحواجز والدكة الحجرية) وهي:

١- الكتل الخشبية العضوية المصنوعة من ألياف جوز الهند أو مواد القش. ويتم تأمينها من خلال القضبان الخشبية عند مستوى المياه المنخفض المتوقع. وتعيق تلك الكتل الخشبية سرعات السريان المنخفضة وتسمح بنمو النباتات خلفها، وبعد بعض الوقت، قد تتآكل تلك الألواح تاركة الحماية النباتية.

٢- صندوق لانكر: وهو بناء على شكل صندوق خشبي مفرغ عند نقطة ارتكاز حافة القناة أسفل خط المياه المنخفض، مع إبقاء الصندوق مفتوحاً من جانب المجرى المائي ليسمح بدخول الكائنات المائية الدقيقة. وتعتبر قمة صندوق لانكر منضدة مناسبة لوضع الدكة الحجرية أو الشكل المركب فوقه للعمل على تثبيتها في مكانها. وللمزيد من الترسخ يتم استخدام الصلب وقضبان التسليح خلال صندوق لانكر حتى التربة السفلية، ويتم دفن القضبان المعدنية في المنطقة المنحدرة للجانب الخلفي من صندوق لانكر.

٣- جدران احتجاز حشوات الجذور: وهي قطاعات من جذوع الأشجار والجذور عند نقطة ارتكاز الحافة من أجل الحماية من الانجراف. ويعمل النسيج الخشن من حشوة الجذور على تقليل سرعة السريان بجوار حدود المجرى وذلك يساعد على الترسيب ويسمح بالنمو الخضري عند حدود المجري.

تفاصيل إضافية حول الطرق التقنية الحيوية لحماية الضفة والجوانب يمكن الحصول عليها من المصنعين والباعة الفرديين.

منشآت الإسقاط Drop Structures

تستخدم منشآت الإسقاط للتحكم في السقوط أو الميل للتغيرات التي تحدث لميل القاع لتقليل الميل الحالي للقناة وللتحكم في الجرف المحتمل عبر المجري. وهناك أنواع عديدة لتلك المنشآت مناسبة للتحكم التدريجي ووصفها كالتالي:

الإسقاط العمودي المستقيم Straight Vertical Drop: يصمم هذا الإسقاط بحيث يكون عمودياً ويكون مناسباً للقنوات الصغيرة والمصارف وهو إسقاط صغير نسبياً ويكون بعلو حوالي ١-١,٥ م. وقمة ذلك المنشأ تكون ذات سد صغير إذا كان طول ذلك الجزء العرضي للذروة أكبر من $2.5 H$ حيث إن H هي الضاغظ فوق الذروة لذلك:

$$q = 1.70 H^{1.5} \quad (٥,٣٢)$$

المعادلات الافتراضية لحساب الأبعاد المتعلقة بتلك الإسقاطات العمودية كما يلي (Chow 1959):

$$D = q^2 / g h^3 \quad (١٥,٣٣)$$

$$L_d / h = 4.30 D^{0.27} \quad (ب ٥,٣٣)$$

$$y_1 / h = 0.54 D^{0.425} \quad (ج ٥,٣٣)$$

(٥٥,٣٣)

$$y_2/h = 1.66 D^{0.27}$$

(٥٥,٣٣)

$$F_1 = q/\sqrt{(g y_1^3)}$$

حيث إن:

D = رقم السقوط.

h = السقوط بين ارتفاعات منبع التيار ومصب التيار عن منسوب القاع.

y₁ = عمق المياه لنقطة الارتكاز لجدار الدعم لسماك المياه أو بداية القفزة

الهيدروليكية.

y₂ = عمق المياه التالي للعمق y₁.L_d = المسافة من نقطة الارتكاز الخاص بجدار الدعم للإسقاط إلى موقع y₁.طول القفزة من المستوى الأفقي لقناة السريان تجاه المصب يأخذ في حدود 6y₂

أو قد يتم تقديره من الجدول رقم (٣, ١٥) لذلك:

الطول التقريبي لأرضية المجرى ناحية المصب يساوي

$$(٥٥,٣٣) \text{ approximate length of the downstream floor} \cong L_d + 6 y_2$$

إن مستوى اتجاه مجرى النهر نحو المصب قد يكون على ارتفاع من الأرضية مثل

تصميم عمق المياه في الخلف فيكون أكبر من y₂. إن ذلك قد يتطلب أن تكون الأرضية

أقل من قاع القناة في اتجاه مصب التيار. وإن سمك وطول أرضية اتجاه مجرى التيار

نحو المصب كلاهما يجب أن يكون آمنة ضد تدرج الخروج. ولتطبيق جيد يجب أن يتم

تقدير جزء مقتطع عند نهاية الأرضية الأفقية التي تكون بعمق من ٠,٧٥ - ١ م

وسماك ٠,٢٥ م. وإن عمق الجزء أو البحيرة المقتطعة قد يزيد إذا كان ذلك مطلوباً من

أجل الحماية ضد الجرف المحتمل الذي سيتم وصفه بالفقرة القادمة "السقوط من

خلال المتزر المنحدر".

يكون هناك بركة منخفضة على جانب اتجاه مجرى التيار لمنشأة السقوط وتلك البركة تكون فعالة ومؤثرة من أجل تبديد الطاقة بالنسبة للإسقاطات العمودية الصغيرة. هناك أبعاد ابتدائية للتصميم قد يتم تقديرها من خلال:

$$L_s = 5 \sqrt{(H \cdot H_L)} \quad (5,33 \text{ ز})$$

$$X = 0.25 (H \cdot H_L)^{2/3} \quad (5,33 \text{ ح})$$

حيث إن:

H = الضاغط فوق المصطبة.

H_L = السقوط بين منسوب سطح المياه بين منبع التيار ومصب التيار.

L_s = طول الأرضية المنخفضة.

X = عمق الأرضية المنخفضة أسفل قاع القناة عند اتجاه مجرى النهر نحو المصب.

وفي بعض الأحيان، بالنسبة للاعتبارات البيئية، قد يكون مطلوب وضع المصطبة فوق القاعدة الأساسية لقناة السريان عند منبع التيار من أجل خلق بركة ضحلة على جانب السريان لمنبع التيار. وبالنسبة لقنوات التحكم في الفيضان، قد تسبب المصطبة المرتفعة ارتفاع في معدل الفيضان في اتجاه السريان عند منبع التيار وقد يكون ذلك غير مرغوباً.

الإسقاط باستخدام مئزر مائل Drop with Sloping Apron: إن تلك الإسقاطات قد تكون مناسبة للسقوط من ١-٣ م. والإسقاطات الشائعة الاستخدام تكون متغيرة ما بين ٢ أفقي: ١ رأسي و ٤ أفقي: ١ رأسي. إن تلك المنشأة قد يتم إقامتها بالخرسانة أو الطوب. وفي حالة الإنشاءات الصخرية، فإن أحجام الأحجار قد يتم تعيينها من خلال الطرق التي تم ذكرها في الفقرة السابقة

(الحماية من الانجراف). إن المصطبة قد تكون متسعة للإنشاءات الصخرية، وأيضاً المصطبة المتسعة الحادة تكون مناسبة للخرسانة. وبالنسبة للمصطبة المتسعة، فإن طول القسم الأفقي يجب أن يكون أكبر مرتين ونصف من الضاغط (H) فوقه. وبالنسبة للمصطبة الحادة، فإن طولها يجب أن يكون أقل من ثلثي الضاغط (H) فوقها. وإن القطاع العرضي عند المصطبة قد يكون على شكل مستطيل أو شبه منحرف. وإذا كان من الضروري، فإن عرض الإسقاط قد يكون أقل من عرض القناة. ومع ذلك فإن أي تمدد في قطاع السريان قد يؤدي إلى ارتفاع أكبر في سطح المياه عند جانب السريان لمنبع التيار. وإن شكل السريان في اتجاه المصب يكون على هيئة منظر مائل.

الخطوات الحسابية لتقدير أبعاد التصميم للإسقاط ذو القطاع شبه المنحرف والمترز المنحدر كما يلي:

• تعيين التصرف التصميمي (Q)، عرض القاع (B)، والميول الجانبية (Z)، وتقدير العمق الحرج (y_c). عند القمة أو الذروة من خلال التجربة أو الخطأ:

$$(٣,٤١) \quad Q = (\sqrt{g}) [B y_c + Z y_c^2]^{1.5} / [B + 2 Z y_c]^{0.5}$$

• افترض أن y_c يساوي تقريباً متوسط عمق المياه فوق المترز المنحدر وتقدير

التصرف لكل وحدة من عرض الذروة:

$$(١٥,٣٤) \quad q \text{ (average)} = Q / [B + Z y_c]$$

• تقدير y_1 عند بداية الميل من خلال التجربة أو الخطأ:

$$(٥,٣٤) \quad H + Z = y_1 + q^2 / (2 g y_1^2) + (q^2 n^2 L) / (y_c^{3.333})$$

حيث إن:

H = الضاغط فوق المصطبة، ويتضمن ضاغط سرعة الاقتراب.

Z = ارتفاع المصطبة فوق نقطة ارتكاز حاجز دعم المنحدر.

n = معامل ماننق.

L = طول المنحدر.

وإذا كان مطلوب تعزيز التصفية فقد يتم هذا باستخدام المقدار $(y_c + y_1)/2$ بدلا من y_c في المعادلة رقم (٥,٣٤ ب) من أجل حساب القيمة المعدلة للمقدار y_1 .

• حساب $F_1 = V_1 / [\sqrt{g y_1}]$ ، $V_1 = Q / [B y_1 + Z y_1^2]$

• فرض أن القفزة الموجودة على الأرضية الأفقية لاتجاه السريان نحو مصب

التيار لنقطة ارتكاز حاجز الدعم للمنزّر المنحدر وتقدير العمق التالي y_2 من المعادلة:

$$y_2 / y_1 = (1/2) \left[\sqrt{(1 + 8 F_1^2)} - 1 \right] \quad (\text{ب } ٣, ٥٢)$$

• إقامة الأرضية الأفقية (بداية من نقطة الارتكاز لحاجز دعم المنزّر المنحدر)

عن عمق أكبر من y_2 أسفل تصميم تسريب المياه الزائدة والمرتفعة مثل أن تكون قمة الأرضية أسفل مجري القناة التي تجري في نفس اتجاه السريان نحو مصب النهر.

• الحصول على طول القفزة على المدى الأفقي من الجدول رقم (٣, ١٥) ولا بد

من مراعاة أن يكون طول الأرضية الأفقية مساوياً لطول القفزة. ودائماً تكون قوالب الأرضية أو المنحدر أو المستط غير مطلوبة للإسقاطات الصغرى ذات ١-٢ م.

وبالنسبة للإسقاطات الكبرى، مثل مساقط القديس أنتوني فإن الأحواض قد تستخدم (انظر الجزء من هذا الفصل الذي عنوانه "الأحواض وأجهزة تشتيت الطاقة").

• للأمان يتم استقطاع جزء عند نهاية المجري في اتجاه مصب النهر للأرضية

الأفقية. وإن عمق الجزء المقتطع أسفل ارتفاع مصرف المياه الزائدة، R ، يتم تقديره من خلال المعادلة:

$$R = 1.25 \times 1.337 (q^2 / f)^{1/3} \quad (\text{ج } ٥, ٣٤)$$

• بالنسبة للإنشاءات الخرسانية السابق إقامتها على ترب، لابد من فحص ميل المخرج وارتفاع الضواغط الخاصة بالأرضية الأفقية.

ميل المخرج هو خط الميل الهيدروليكي عند المخرج (مصب التيار) من الأرضية الخرسانية أو الاقتطاع. وعندما يكون ذلك الميل متزايداً فإن ذلك قد يؤدي إلى تكوين الأنابيب في مسام الترب المشبعة عند نهاية اتجاه السريان نحو المصب. وتحت هذه الظروف، يكون تسريب المياه أسفل أرضية الإنشاء كافية للاحتفاظ بالضاغط الهيدروليكي مرتفع لأعلى ومنع غسل حبيبات التربة عند المخرج. إن ذلك الفقد لحبيبات التربة قد يخلق فجوة أسفل وعند نهاية السريان في اتجاه المصب. وإن ميل المخرج (G_B) يعطي من خلال المعادلات التالية ; (Davis and Sorensen 1970 ; Zipparro and Hansen 1993)

$$\begin{aligned} (أ ٥,٣٥) \quad G_B &= (H/d) \left[1/(\pi \sqrt{\lambda}) \right] \\ (ب ٥,٣٥) \quad \lambda &= \left[1 + \sqrt{1 + \alpha^2} \right] / 2 \\ (ج ٥,٣٥) \quad \alpha &= L/d \end{aligned}$$

حيث إن:

H = فرق الضاغط بين نهايات السريان لمنبع التيار واتجاه مصب التيار عن الأرضية الخرسانية أو الضاغط المؤدي إلى تسريب أسفل القاع.

d = عمق الاقتطاع أسفل تيار المصب عن قاع القناة أو سمك الأرضية أسفل القاعدة الأساسية للقناة إذا لم يكن هناك اقتطاع.

L = الطول الأفقي الكلي للقاع الذي يحدث تسريب تحته وذلك يشمل الأقسام الخاصة السريان لمنبع التيار عند الذروة وأسفلها.

إن القوة الهيدروليكية للتسريب عند المخرج يقابلها قوة مقاومة وهي وزن التربة المغمورة:

$$dp \cdot dA = dA \cdot dl \cdot (1 - \phi)(\gamma_s - \gamma)$$

أو

$$\gamma \, dh/dl = (1 - \phi)(\gamma_s - \gamma)$$

أو

$$(5,36) \quad dh/dl = (1 - \phi)(G - 1)$$

حيث إن:

dh/dl = خط ميل الضاغط عند المخرج (المقاوم).

dA = مساحة عمود التربة عند المخرج الذي يتم تطبيق القوة الهيدروليكية عليه.

dp = الضغط الهيدروليكي القائم عند المخرج.

dl = عمق التربة المغمورة (عمود التربة) المقاوم للقوة الهيدروليكية أي عمق الجزء المقتطع أو الأرضية أسفل قاع القناة.

γ = وحدة وزن المياه.

γ_s = وحدة وزن حبيبات التربة.

ϕ = النفاذية.

G = الجاذبية النوعية لحبيبات التربة.

من أجل تقليل الأنبوب المحتمل عند نهاية السريان تجاه المصب، هناك عامل أمان لا بد من استخدامه لميل المخرج المعطي من خلال المعادلة رقم (5,36). باعتبار أن قيمة ϕ تساوي ٠,٣٥ وقيمة G تساوي ٢,٦، وقيمة G_E المقاومة من المعادلة رقم

(٥,٣٦) تساوي تقريباً ١,٠. والقيم المقترحة لمعامل الأمان لحساب G_E في المعادلة رقم (٥,٣٥) هي من $٤/١$ إلى $٥/١$ بالنسبة للحصى ومن $٥/١$ إلى $٦/١$ للرمل الخشن ومن $٦/١$ إلى $٧/١$ للرمل الناعم.

بالنسبة للعمق المتبع للمساحة المقطعة أو البحيرة المقطعة، d (الحماية المطلوبة للانجراف)، H ، والميل المطلوب للمخرج، G_E ، والطول المطلوب للأرضية، L ، يمكن أن يتم تقديرها من خلال المعادلات من رقم (٥,٣٥) إلى رقم (٥,٣٥ ج). وإذا كان طول المنزح المنحرف بالإضافة إلى طول الأرضية المقدرة من أجل تشتيت الطاقة أقل من L ، فإنه قد يتم عمل توازن على جانب السريان للمنبع عند الذروة. لاحظ أنه قد لا يكون هناك ارتفاع على طول الأرضية في اتجاه السريان للمنبع عند الذروة متطلباً لسمك أسمى أو اعتباري للأرضية. لذلك، قد يكون مطلوب تقديم أقصى درجة من طول الأرضية على جانب السريان في اتجاه مصب التيار من أجل تشتيت الطاقة.

إن تسريب المياه أسفل بنية القاع يؤدي إلى ارتفاع عند قاع الأرضية يساوي الضاغط الهيدروليكي عند أي نقطة. ضغط الارتفاع عند أي نقطة قد يتم حسابه من خلال مفهوم لين للزحف. هناك تقدير أفضل يمكن الحصول عليه من خلال منحنيات التصميم لكسولا من (Zipparro and Hansen ; Davis and Sorensen 1970). إن طول مسار الزحف الموزون L_e يتم تقديره بأنه مجموع عمق كل الأوجه العمودية على طول مسار التسريب (الأكثر حدة عن ٤٥ درجة) وأيضاً $٣/١$ كل الأطوال الأفقية (المسطحة بشكل أكبر من ٤٥ درجة) للأرضية التي لا يمكن النفاذ فيها. إن متوسط الميل الهيدروليكي أسفل بنية الأرضية يمكن حسابه من:

(٥,٣٧)

$$i = H / L_e$$

طول مسار الزحف الموزون المقدر للبنية الأرضية تم توضيحه في الشكل رقم (٥,٣) ويمكن حسابه من:

$$(٥,٣٨) L_c = d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 + d_6 + 1/3 [L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6]$$

إن الضاغط الهيدروليكي فوق قاع الأرضية عند النقطة A، الواقعة على مسافة x من نهاية اتجاه السريان نحو مصب التيار للأرضية يمكن حسابه من:

$$(٥,٣٩) h = H(X/3 + \sum V.C.L) / L_c$$

حيث إن:

$\sum V.C.L$ = مجموع طول مسار الزحف الرأسي الموزون لمصب التيار عند النقطة A. سمك الخرسانة، d، المطلوبة لتحمل الضغط المرتفع عند تلك النقطة يمكن حسابه من:

$$\gamma h = \gamma_c d$$

أو

$$h = G_c d$$

أو

$$h - d = G_c d - d$$

أو

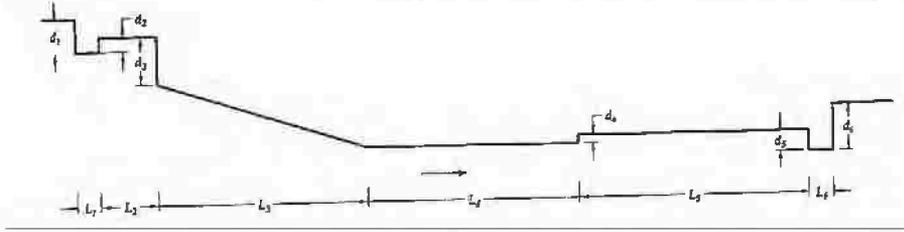
$$(٥,٤٠) d = h/G_c = (h - d)/(G_c - 1)$$

حيث إن:

$$G_c = \text{الوزن النوعي للخرسانة ويأخذ حوالي } ٢,٤$$

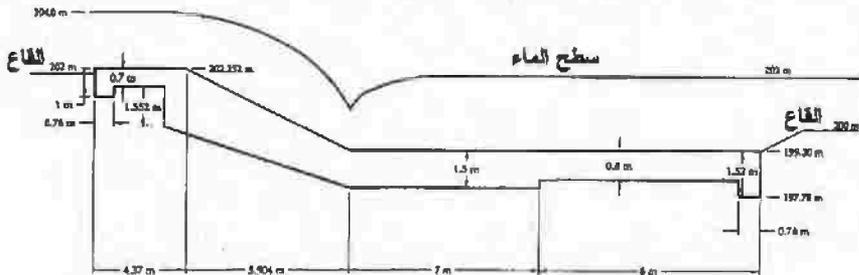
إن الصورة الأخيرة في المعادلة رقم (٥,٤٠) قد تكون مقنعة بسبب الإحداثي الرأسي الصادي بين خط الميل الهيدروليكي وقمة الأرضية (h-d) الذي يمكن تقديره

بسهولة. وإن قيم المقترحة من أجل فحص ملائمة طول الزحف الموزون الكلي هي من $1/3$ إلى $1/4$ بالنسبة لخليط الرمال والحصى والجلمود، $1/5$ للرمال الخشنة، ومن $1/6$ إلى $1/8.5$ للرمال المتوسطة النعومة.



الشكل رقم (١٥،٣). طول الزحف الموزون.

مثال رقم (٥،٧): قم بتصميم منشأ إسقاط ذو متزّر منحدر للحصول على ٢ م سقوط بين منبع التيار ومصب التيار، منسوب القاع يستطيع تحمل فيضان تصميمي يساوي $175 \text{ م}^3/\text{ث}$. وإن القناة ذات قطاع شبة منحرف عرض قاعها ٥٥ م والميول الجانبية لها ٢ أفقي: ١ رأسي وعمق المياه بها ٢ م. ومنسوب القاع عند منبع التيار وعند مصب التيار يساوي ٢٠٢ و ٢٠٠ م على الترتيب. إن مادة قاع القناة تتكون من الرمال الناعمة ذات d_{50} يساوي ٠,٣٠ مم. وعند بنية الإسقاط لابد من أن تكون القناة ذات تقلص بالنسبة لعرض القاع بحيث تكون ٤٢ م والميول الجانبية لها ٢ أفقي: ١ رأسي، افترض أن ميل المتزّر ٢ أفقي: ١ رأسي، الشكل رقم (٥،٣) ب).



الشكل رقم (٥،٣) ب). المخطط البياني لبنية الإسقاط الأرضية.

الحل:

افترض أن هناك هدار ذو ذروة عريضة عند القطاع المتقلص، وباستخدام المعادلة رقم (٣، ١٤)

$$175 = \sqrt{9.81} [42 y_c + 2 y_c^2]^{1.5} / [42 + 4 y_c]^{0.5}$$

وبالتجربة والخطأ نجد أن y_c تساوي ١,١٩ م وبالتالي تكون

$$A = 42 \times 1.19 + 2 \times 1.19^2 = 52.81 \text{ m}^2$$

$$V_c = 175 / 52.81 = 3.31 \text{ m/s}$$

$$q = 175 / (42 + 2 \times 1.19) = 3.94 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$L = 2 \sqrt{(2^2 + 1)} = 4.472 \text{ m}$$

طول المتزر المائل

$$H = 1.19 + 3.31^2 / (2 \times 9.81) = 1.748 \text{ m}$$

الضاغط فوق المصطبة

$$202 + 2.0 - 1.748 = 202.252 \text{ m}$$

منسوب المصطبة

أو ٢٠٢,٢٥٢ م فوق سطح قاع المجرى عند منبع السريان.

$$2.5 \times 1.748 = 4.37 \text{ m}$$

والطول العريض للقمة في اتجاه التدفق

قاع جدار المصطبة قد يكون على منسوب ٢٠٠ م أو أكثر من القاع لقناة السريان في اتجاه مصب التدفق. لذا فإن ارتفاع جدار المصطبة سيكون:

$$202.252 - 200.0 = 2.252 \text{ m}$$

تجاهل فاقد الضاغط عبر قناة التقلص (الانكماش).

بمساواة معادلة الطاقة بين منبع التدفق ومصب التدفق للذروة (وباعتبار أن n

تساوي ٠,٠١٤، و y_1 تساوي عمق الماء عند بداية ميل المتزر) مقاسة فوق قاع القناة في اتجاه مصب التدفق. إذاً

$$1.748 + 2.252 = y_1 + 3.94^2 / (2 \times 9.81 y_1^2) + (3.94 \times 0.014)^2 \times 4.472 / (1.19)^{3.333}$$

$$4.0 = y_1 + 0.791/(y_1^2) + 0.0076 \quad \text{أو}$$

$$y_1 = 0.474 \text{ m} \quad \text{وبالتالي تكون}$$

$$V_1 = 175 / [42 \times 0.474 + 2.0 \times 0.474^2] = 8.6 \text{ m/s}$$

$$F_1 = 8.6 / \sqrt{(9.81 \times 0.474)} = 4.0 \quad \text{و}$$

$$y_2 / y_1 = (1/2) \left[\sqrt{(1 + 8 \times 4.0^2)} - 1 \right] = 5.18 \quad \text{وأيضاً}$$

$$y_2 = 2.45 \text{ m} \quad \text{وبالتالي}$$

قم بجعل قمة الأرضية الأفقية على منسوب ١٩٩,٣٠ م [٢٠٢ م (منسوب سطح الماء عند المصب أو منسوب سطح الماء الخلفي) - ٢,٧٠ م (أكثر قليلاً من y_2)]. إن ذلك يؤكد أن منسوب سطح الماء الخلفي سوف يتيح تكوين القفزة بالقرب من قمة المتزرج المنحدر.

طول القفزة (بافتراض أنها على الأرضية الأفقية، الجدول رقم ١٣، ٥)

$$\text{Length of jump} = 5.8 \times 2.45 = 14.2 \text{ m}$$

واحتمالياً تؤخذ بطول ١٥ م للمصطبة الأفقية.

معامل لاسي للظمي

$$\text{Lacey's silt factor} = 1.76 \sqrt{0.30} = 0.96$$

وكذلك

$$R = 1.25 \times 1.337 (3.94^2 / 0.96)^{1/3} = 4.22 \text{ m}$$

بوضع منسوب القاع المقتطع في اتجاه المصب عند ٢٢٠ م (منسوب الماء الخلفي) -

٤,٢٢ م يساوي ١٩٧,٧٨ م، أو ١,٥٢ م أسفل قمة الأرضية الأفقية.

عمق الاقتطاع لقمة الأرضية الأفقية d

$$d = 199.30 - 197.78 = 1.52 \text{ m}$$

وباستخدام G_E تساوي $1/6$ وبالتعويض في المعادلة رقم (٥,٣٥)

$$1/6 = (2/1.52) \left[1 / (\pi \sqrt{\lambda}) \right]$$

$$\lambda = 6.31 = \left[1 + \sqrt{1 + \alpha^2} \right] / 2 \quad \text{أو}$$

$$\alpha = 11.6 = L/d \quad \text{و}$$

$$11.6 \times 1.52 = 17.6 \text{ m} \quad \text{إن ذلك يعطي الطول المطلوب للأرضية}$$

إن الطول الكلي للأرضية المتاح يكون أكبر من القفزة الأفقية، لذلك لا يكون هناك حاجة إلى تعديل. وكتقدير أولي، قم بافتراض أن سمك الأرضية الأفقية 0.8 m لذلك فإن عمق الاقتطاع أسفل القاع للأرضية الأفقية هو $1.52 - 0.8 = 0.72 \text{ m}$.

الطول الأفقي لمسار التسريب (الشكل رقم ٥,٣ ب) =

$$4.37 + 5.904 + 7 + 8 = 25.274 \text{ m}$$

الطول العمودي لمسار التسريب (الشكل رقم ٥,٣ ب) =

$$1 + (1 - 0.7) + 1.552 + (1.5 - 0.8) + (1.52 - 0.8) + 1.52 = 5.792 \text{ m}$$

طول الزحف اللين =

$$5.792 + 25.274/3 = 14.2 \text{ m}$$

التغير الكلي في الضاغط 2 m

متوسط الميل الهيدروليكي $0.14 = 2/14.2$. وهذا يعتبر مقبولاً بالنسبة لمواد القاعدة

الأساسية المتكونة من رمال ناعمة إلى متوسطة النعومة.

الارتفاع المتبقي عند 8 m عند منبع التدفق من نهاية مصب التدفق للأرضية الخرسانية =

$$(8/3 + 1.52 + 0.72) \times 0.14 = 0.69 \text{ m}$$

السمك المطلوب للخرسانة باستخدام المعادلة رقم (٥,٤٠) =

$$0.69/1.4 = 0.5 \text{ m}$$

الارتفاع المتبقي عند 15 m عند منبع التدفق من نهاية مصب التدفق للأرضية

الخرسانية =

$$(15/3 + 1.52 + 0.72 + 0.7) \times 0.14 = 1.11 \text{ m}$$

السلك المطلوب للخرسانة باستخدام المعادلة رقم (٥, ٤٠) =

$$1.11/1.4 = 0.8 \text{ m}$$

القناة سوف تحتاج إلى تصميمات الضيق والاتساع (انظر الجزء الذي عنوانه انتقالات القناة في هذا الفصل).

مثال رقم (٥, ٨): قم بتصميم دكة حجرية بسقوط ١, ٢٥ م ذات متزر منحدر في قناة شكلها شبه منحرف ذات تصرف تصميمي ٢٢, ٦٥ م^٣/ث. إذا كان عرض القاع الأساسي ٦, ١ م والميول الجانبية للقناة هي ٣ أفقي: ١ رأسي على الترتيب، وعمق المياه هو ١, ٥٢ م. وقيمة d_{50} لمادة قاع القناة تساوي ٠, ١٨ مم. بافتراض أن ميل المتزر يجب أن يكون ٣ أفقي: ١ رأسي.

الحل:

$$A = 6.1 \times 1.52 + 3 \times (1.52)^2 = 16.2 \text{ m}^2$$

$$V = 22.65/16.2 = 1.398 \text{ m/s}$$

ضاغط الطاقة فوق قاع القناة عند المنبع =

$$1.52 + (1.399)^2 / (2 \times 9.81) = 1.62 \text{ m}$$

بافتراض أن المياه الساقطة تصطدم بنقطة ارتكاز حاجز دعم المتزر المنحدر بدون أي فاقد في الطاقة مع ارتطام المياه في القناة عن المصب، H (فوق نقطة الارتكاز)

$$H = 1.62 + 1.25 = 2.87 \text{ m}$$

طول المتزر المنحدر =

$$1.25 \times \sqrt{(3^2 + 1)} = 3.95 \text{ m}$$

كمحاولة أولى، افترض متوسط عمق الماء بين الذروة ونقطة الارتكاز لمتزر المنحدر تساوي ١ م وقيمة معامل مانتيق n يساوي ٠, ٠٤ للدكة الصخرية، وقم بتطبيق معادلة بقاء الطاقة بين قناة السريان عند المنبع ونقطة ارتكاز المتزر المنحرف.

$$2.87 = 3.95 \times (0.04 \times V_1^2) / (1.0^{4/3}) + V_1^2 / (2 \times g)$$

إذا

$$V_1 = 7.077 \text{ m/s}$$

$$A = 22.65 / 7.077 = 3.2 = 6.1 y_1 + 3 y_1^2$$

إن الأساس 1 تشير إلى القيم عند نقطة الارتكاز قبل القفزة الهيدروليكية.

لذلك فإن

$$y_1 = 0.43 \text{ m}$$

متوسط العمق بين الذروة ونقطة الارتكاز للمنزّر المنحدر =

$$(1.52 + 0.43) / 2 = 0.975 \text{ m}$$

وهي تعتبر تقريباً مساوية للقيمة المفروضة وهي 1 م. لذلك فإن

$$F_1 = 7.077 / \sqrt{(9.81 \times 0.43)} = 3.45$$

و

$$y_2 / y_1 = (1/2) \left[\sqrt{(1 + 8 \times 3.45^2)} - 1 \right] = 4.40$$

وبالتالي

$$y_2 = 1.89 \text{ m}$$

ومن الجدول رقم (١٣، ٥)، طول القفزة من المنزّر الأفقي =

$$5.4 \times 1.89 = 10.2 \text{ m}$$

إن منزّر الدكة الحجرية سوف يسبب زيادة في الاحتكاك وفاقدا الطاقة أكثر من

الأرضية الملساء الأفقية. مع ملاحظة أن طول المنزّر الأفقي يساوي 1٠ م. قمة المنزّر

الأفقي قد يتم ضبطها عند أسفل قناة السريان تجاه المصب بمقدار

$$1.89 - 1.52 = 0.37 \text{ m}$$

ضاغط الطاقة فوق قاع القناة عند المنبع = $H = 1.62$ م. طول المنزّر الأفقي عند

$$\text{المصب} = 2H = 3.24 \text{ م.}$$

معامل لاسي للطمي =

$$1.76 \sqrt{0.18} = 0.75$$

عمق الجرف المحتمل أسفل السريان تجاه المصب (أنظر الجزء السابق الذي عنوانه الحماية من الانجراف عند نقطة ارتكاز الجانب) يساوي

$$1.5 \times 0.473 \times (22.65/0.75)^{1/3} - 1.52 = 0.69 \text{ m}$$

وعندما يكون عمق الاقتطاع يساوي ٠,٧ م عند المنبع وعند نهاية المصب لمنزر الدكة الحجرية أسفل قاع قناة المنبع والمصب، فإن حجم وسمك الدكة الحجرية يتم تقديرها باستخدام طرق قد تم ذكرها من قبل من خلال قيم y_1 ، V_1 المحسوبة سابقاً. وعادة ما تكون الدكة الحجرية غير منفذة بشكل كافي لتقليل ضغط الارتفاع والأنابيب. هناك نسبة من الانسداد يجب أخذها في الاعتبار، كما أن الطول الكلي لمنزر الدكة الحجرية ويشمل الاقتطاعات يجب أن يتم فحصه من أجل السماح بمعدل آمن للتسريب وللتدرج الخاص بالخروج كما في المثال رقم (٥,٧).

السدود والخزانات Dams and Reservoirs

التخطيط والأبحاث Planning and Investigations

إن هذا الجزء يصف التخطيط والأبحاث التمهيدية المطلوبة لإقامة وتصميم السدود والخزانات. ويمكن تصنيف السدود والخزانات اعتماداً على الأهداف إلى أحادية الغرض ومتعددة الأغراض، واعتماداً على الحجم يمكن تقسيمها إلى صغرى ومتوسطة وكبرى. إن المشروع أحادي الغرض يتم إقامته من أجل خدمة غرض واحد مثل الإمداد بالقدرة المائية وتوليدها، الإمداد بالمياه، التجديد والتحكم في الفيضان... إلخ). والمشروع متعدد الأغراض يتم تصميمه من أجل الوصول إلى غرضين أو أكثر مما سبق. والخطوات الشائعة المتبعة عند التصميم والأبحاث لمثل هذه المشروعات تشمل التالي:

١- التعرف على أهداف المشروع ضمن مقادير تقريبية (مثل إمدادات المياه لمجتمع محدد أو للأرض الزراعية، وتوليد القدرة المائية لتلبية طلب معين، والتحكم في الفيضان لحماية مجتمع محدد).

٢- اختيار موقع السدود والخزانات. ويتم هذا من خلال فريق عمل متعدد التخصصات يتكون دوماً من مهندس مصادر المياه وعالم الجيولوجيا ومهندس الجيولوجيا التقني والقائد المجتمعي، بالإضافة إلى أفراد إضافيين قد يتم إضافتهم اعتماداً على ظروف محددة. وبشكل عام يتم اختيار أكثر من موقع من الخريطة الطبوغرافية ويتم تقليل الاختيارات من خلال الزيارات الميدانية للمواقع. وتشمل البنود البارزة التي يجب ملاحظتها:

(أ) أن تكون الأساسات مناسبة للأرض والمحتوي الصخري لها أو جاذبية السد.

(ب) وجود وادي ضيق نسبياً من أجل إقامة السدود الكبرى كما ينبغي وكذلك للمناطق المغمورة بالماء.

(ج) أن يكون قاع الخزان مناسباً للحجم المطلوب تخزينه من المياه مع محاولة تجنب الفقد نتيجة التسريب.

(د) أن تكون مواد الإقامة متاحة وأن تكون على بعد مناسب ومعقول من الموقع (مثل مواد إقامة حشو السدود والصخور وتجمعات الخرسانة).

(هـ) قرب منطقة الخدمة (مثل المساحة الزراعية أو المجتمع الذي سيتم خدمته).

(و) أن يكون الموقع مناسباً لعمل قنوات تصريف الماء الفائض من السد.

٣- القياس والتحديد التمهيدي لنوع السد. ويمكن عمل التقدير التمهيدي لارتفاع وطول السد وسعة الخزان باستخدام الخرائط الطبوغرافية الكتورية المتاحة للمنطقة. ويمكن استخدام هذا التقدير لتقليل عدد المواقع البديلة المذكورة في الخطوات السابقة. ويتم تحديد نوع السد المناسب (مثل، الأرض، الأرض والردم، والجاذبية) لكل موقع واعد عن طريق فريق متعدد التخصصات باستخدام التحليلات الجيولوجية وتحليلات تغير خصائص التربة والتحليلات الاقتصادية التمهيدية.

٤- المسح التمهيدي. يتم عمل عمليات المسح الميدانية التمهيدية للمواقع الواعدة المختارة. وهي تشمل عمليات المسح الجيولوجية التمهيدية لتقييم أحوال الصخور والتربة لإقامة السد والخزان وقنوات تصريف المياه الفائضة ومنطقة الإمداد، وعمليات المسح الطبوغرافي لتقدير سعة الخزان مع الارتفاعات المختلفة للسد. ويشمل المسح الطبوغرافي القطاعات العرضية عبر الوادي الذي يغطي منطقة الخزان المحتملة. وتستخدم هذه القطاعات العرضية لإعداد جداول تقييم المنطقة وجداول تقييم السعة أو لعمل منحنيات الخزان.

٥- الأبحاث الهيدرولوجية. وهي تشمل تخطيط حدود المواقع المختارة وتقدير مساحات الصرف لكل موقع من خلال الخرائط الطبوغرافية المتاحة لمجري سريان المياه الخاصة بكل موقع. ويتم تجميع البيانات المتاحة حول التدفقات الخاصة بالمجرى المائي الذي يخطط لأن يعمل كمصدر للمياه وبيانات نزول المطر الخاصة بعدادات سقوط المطر في مجري سريان الماء الخاصة بها ويتم تحديد النواقص الموجودة في البيانات. وفي هذا الوقت، يتم إعداد خطة المراقبة الهيدرولوجية التي تشمل تركيب عدادات التيار وسقوط المطر عند مواقع مناسبة. ويتم جمع بيانات تدفق المجرى المائي

ونزول المطر المتاحة لمحطات المراقبة في مجاري سريان المياه في الجوار القريب، بالتزامن مع بيانات عن الخصائص الهيدروليكية لمجري سريان الماء الخاصة بالموقع، وموقع ومعلومة وجود عدّادات للتيار، وموقع وارتفاع عدّادات سقوط المطر الموجودة بالفعل.

٦- التحليلات الهيدروليكية، وهي تشمل خطوط وطرق الفيضان وحساباتها من أجل تعيين الارتفاع والعرض المناسب للسدود ومجري المياه الفائضة.

إن سعة الخزان يتم تقسيمها من خلال العديد من الأجزاء:

١- التخزين الميت أو الغير فعال: السعة عند قاع الخزان التي تحتفظ بتراكم الرواسب أثناء الفترة المتوقعة للمشروع.

٢- تخزين الإبقاء: التخزين بين قمة بركة التخزين الميت وارتفاع سطح مياه الخزان الطبيعي. وإن ذلك التخزين يكون مسموحاً به للعديد من المشروعات مثل الإمداد بالمياه وتوليد القدرة المائية.

٣- تخزين ضبط الفيضان: التخزين بين قمة بحيرة الحفظ أو التخزين وأقصى مستوى للمياه مسموح به في الخزان. وهذا التخزين يتم الحفاظ عليه من أجل التحكم في الفيضان. ويظل غير مستخدماً وفارغاً معظم الأوقات حين أن يتم استخدامه من أجل التخزين المؤقت لمياه الفيضان أثناء أحداث العواصف.

٤- تخزين الجزء الظاهر أو الفائض: التخزين المتاح في الجزء الظاهر من السد يكون متاحاً من خلال الحافة الفارغة للسد بين قمة بركة التحكم في الفيضان وقمة السد. هذا التخزين لا يستخدم إلا في الظروف الغير عادية. وإنه يتم الحفاظ عليه من أجل أن يمنع الفيضان فوق السد بسبب موجة الرياح والموجات الناتجة عن انزلاق

التربة المحتملة التي تنتج عن الأمواج وأحوال الفيضان الزائدة الأكبر من التصميم المعد لذلك الغرض.

ترسبات الخزان Reservoir Sedimentation

هناك طرق لتقدير الترسبات الناتجة من تجميع الأمطار ومعدل تخزين الترسبات تتضمن:

١- عمليات مسح الأعماق البحرية دورياً في حالة وجود خزان ويتم عادة كل عشر سنوات أو أقل.

٢- القياس الدوري للترسيب لمعرفة الرواسب الكلية المتدفقة إلى الخزان الموجود أثناء أحداث العاصفة وفترات ذوبان الجليد.

٣- تقدير حمل الرواسب من خلال المعادلة العالمية لفوقد التربة (USLE) ومعدل توزيع الترسبات (SDR) بالنسبة للمخزون المقترح أو عند عدم توفر البيانات.

٤- التقدير اعتماداً على معادلات الارتداد في المناطق المختلفة.

٥- التقدير من خلال بيانات الخزانات الأخرى (Chow 1964; USDA 1969).

إذا كانت معلومات تصرف التدفقات وأحمال الرواسب للخزانات الأخرى في المناطق المناخية والهيدرولوجية والجيومورفية (مظاهر سطح الأرض) المتشابهة متاحة، فإن معادلة الارتداد بالشكل التالي يمكن تطويرها:

$$Q_s = a Q^b \quad (٥,٤١)$$

حيث إن:

Q_s = معدل تدفق الترسبات المحمولة (طن / يوم).

Q = التصرف (م^٣/ث).

a, b = معاملات الارتداد.

المعادلة التالية هي معادلة الانحسار (الارتداد) وهي شائعة الاستخدام للخزان في المناخ شبه القاحلة (USBR 1987):

$$Q_s = 1098 A^{-0.24} \quad (٣,٨٤)$$

حيث إن:

Q = الترسبات المترسبة في الخزان (م^٣/كم^٢/عام).

A = مساحة منطقة تجميع المياه (كم^٢).

هناك معادلات تجريبية أخرى لتقدير وزن الرواسب المحتمل ترسيبها في الخزان مثل معادلة ديندي-بولتون Dendy-Bolton الموضحة بأسفل في المعادلة رقم (٥,٤٢) والمعادلة رقم (٥,٤٣) (USACE1989):

• بالنسبة لمجاري المياه التي يكون فيها معدل الجريان السطحي السنوي يساوي أو أقل من ٥ سم

$$T = 292.32 R^{0.46} [1.537 - 0.26 \log A] \quad (٥,٤٢)$$

حيث إن:

T = كمية الترسبات المحتمل ترسيبها في الخزان (طن/كم^٢/عام).

R = المتوسط السنوي للجريان السطحي (سم).

• بالنسبة لمجاري المياه التي يكون فيها معدل الجريان السطحي السنوي أكبر

من ٥ سم

$$T = 689.58 [\exp(0.02165 R)] [1.537 - 0.26 \log A] \quad (٥,٤٣)$$

المعادلتين رقم (٥,٤٢) ورقم (٥,٤٣) متطابقتان مع المعادلتين رقم (٣,٨٢) ورقم (٣,٨٣) فيما عدا أن R يتم التعبير عنها بالسنتيمتر.

معدلات الترسيب النموذجية للخزانات في المناطق الرطبة تتراوح من ١٩٠ إلى ٧١٤ م^٢/م^٣ لمنطقة صرف ذات مساحة ٢٦ كم^٢، ومن ٨٦ إلى ٣٣٣ م^٢/م^٣ لمنطقة صرف ذات مساحة ١٢٩٥٠ كم^٢. ومعدلات الترسيب المماثلة لخزانات في المناطق شبه الرطبة تتراوح من ٣٨١ إلى ١٦٦٧ م^٢/م^٣، ومن ١٣٤ إلى ٤٧٦ م^٢/م^٣ على التوالي (Chow 1964).

معدلات الترسيب لبعض الخزانات ذات معدلات الترسيب المرتفعة والمنخفضة لكل كيلومتر مربع من مساحة الصرف مبيّنة في الجدول رقم (٥،٧) (Golze 1977).

الجدول رقم (٥،٧). معدلات الترسيب بالخزان.

| معدل الترسيب (طن/كم ^٢ /عام) | مساحة الصرف (كم ^٢) | الموقع |
|---|-----------------------------------|--|
| ٢١٧-٧٦ | ٣٧-٨٠٨ | شمال شرق الولايات المتحدة الأمريكية |
| ٧٨٣-٤١ | ١١,٧٦-٢٣٥٠٩ | جنوب شرق الولايات المتحدة الأمريكية |
| ٦٩٣-٩٠ | ١١,٧٦-١١٩٣٠ | وسط غرب الولايات المتحدة الأمريكية |
| ١٣٣٣-٩٦ | ٥٩,٨-٢٥٢,٥ | جنوب وسط الولايات المتحدة الأمريكية |
| ١٨٦٣-٤٣ | ٣,٦-١١٩٩ | السهول الشمالية العظمى بالولايات المتحدة الأمريكية |
| ٨٥٧-٥١ | ٢٨٢,٣-١٢,٧ | جنوب غرب الولايات المتحدة الأمريكية |
| ٣٧٥-١١ | ٤٨١,٧-١٠,٦ | شمال غرب الولايات المتحدة الأمريكية |

المصدر: (Chow 1964).

مثال رقم (٥،٩): قد تم عمل إحصائية ومسح المسار الخاص بخزان فوجد أن المعدل الكلي للترسيب ٤١٠٠٠ م^٢ في ٦٢ عام. وبناءً على توزيع حجم جزيئات الرواسب في الجوار القريب من خط الساحل للخزان تم تقدير نسب تكوين الرواسب فكانت

٤١٪ من الطين و ٢٢٪ من الطمي و ٣٧٪ من الرمال مع وحدات أساسية من الوزن
٥٦١، ١١٣٨، ١٥٥٤ كجم/م^٣ على التوالي. والبيانات الأخرى الخاصة هي:

• سعة الخزان = ٤٧٤٨٢١ م^٣.

• مساحة الصرف = ١٨,٨ كم^٢.

• معدل تدفق الجريان السطحي السنوي = ٤٢٥٤٨٨٩ م^٣/سنة.

• طول مجرى سريان مياه الأمطار = ٧٣٢٢ م.

• المتوسط اليومي للتدفق = ٥١ إلى ٤٥٣ ل/ث.

• تقدير المعادلة العالمية للفقد في التربة بسبب انجراف التربة من مجرى سريان

المياه USLE = ٥٩٧٨ طن/سنة.

معادلة انحسار المياه المتدفقة وحمل الرواسب المعلقة هي:

$$Q_s = 14.74 Q^{1.7853} \quad (٥,٤٤)$$

حيث إن:

Q_s = كمية الترسب المعلق (طن/يوم).

Q = متوسط معدل التدفق اليومي (م^٣/ث).

باستخدام البيانات السابقة قدر معدل ترسيب الرواسب في الخزان كل عام

(طن/عام) ومعدل الرواسب الذي يمكن دخوله للخزان (طن/عام). ويمكن أيضا

استخدام طرق افتراضية أخرى لتقدير معدل ترسيب الرواسب في الخزان.

الحل:

١ - كمية الترسبات باستخدام معلومات مسح الأعماق، المكون الأولي لوحدة

وزن الرواسب =

$$561 \times 0.41 + 1138 \times 0.22 + 1554 \times 0.37 = 1055.4 \text{ kg/m}^3$$

وحدة الوزن من الرواسب بعد ٦٢ عام من الترسيب يمكن أن تقدر باستخدام معادلات ميللر (USBR 1987):

$$(٥,٤٥) \quad K_a = K_s p_s + K_m p_m + K_c p_c$$

حيث إن:

K_c, K_m, K_s : معاملات افتراضية قيمها صفر، ٢٩، ١٣٥.

p_c, p_m, p_s : نسبة الرمل، والطمي، والطين على التوالي.

K_a : معامل المتوسط الموزون للمادة المترسبة.

باستخدام البيانات المعطاة:

$$K_a = 0.0 + 29 \times 0.22 + 135 \times 0.41 = 61.73$$

إذا

$$(٥,٤٦) \quad W_T = W_i + 0.4343 K_a \left[\left\{ \frac{T}{T-1} \right\} \ln(T) - 1 \right]$$

حيث إن:

W_T = وحدة الوزن للترسيبات (كجم/م^٣) بعد T من السنوات.

W_i = وحدة الوزن الأولية (كجم/م^٣).

لذلك ولقيمة $T = 62 \text{ yr}$ فإن

$$W_T = 10554.4 + 61.73 \times 0.4343 \left[\left\{ \frac{62}{61} \right\} \ln(62) - 1 \right]$$

$$W_T = 1141 \text{ kg/m}^3$$

لذلك فإن معدل الترسيب المتوسط للخزان يساوي

$$41000 \times 1141 / (62 \times 1000) = 755 \text{ t/yr}$$

وهذا لا يمثل الترسيب الكلي الفعلي بالخزان لأن كفاءة الحجز للخزان قد لا

تكون ١٠٠٪. فإن كفاءة الحجز E تعرف بأنها كمية الرواسب الفعلية المترسبة في

الخزان منسوبة لكمية الرواسب الكلية التي تدخل الخزان.

ويمكن تقدير كفاءة الحجز للخزان باستخدام طرق كل من براون، برون، وتشرشل (USACE 1989). ومعادلة براون تعطي

$$E = 1 - [1 / \{1 + 0.0021 (K C / W)\}] \quad (٥,٤٧)$$

حيث إن:

$$K = \text{معامل يتراوح من } ٠,٠٤٦ \text{ إلى } ١,٠ \text{ وبقيمة متوسطة } ٠,١.$$

$$C = \text{سعة الخزان} = ٤٧٤٨٥١ \text{ م}^٣.$$

$$W = \text{مساحة الصرف} = ١٨,٨ \text{ كم}^٢.$$

تلك المعطيات تعطي كفاءة حجز E تساوي ٠,٨٤

وقد قامت USBR بتطوير منحنيات كفاءة الحجز اعتماداً على معادلات برون وتشرشل. وكفاءات الحجز التقريبية في حالة النسب المختلفة من C/I موضحة في الجدول رقم (٥,٨)، حيث I = متوسط التدفق الداخل سنوياً (م^٣).

ونسبة C/I الخاصة بهذا الخزان تساوي $474821/4254889 = 0.11$ وبالتالي فإن كفاءة الحجز لبرون = 0.87 وكفاءة الحجز لتشرشل = 0.73. ويمكن قبول متوسط كفاءة الحجز والتي تقدر 0.81. معدل الرواسب الذي يدخل الخزان =

$$755/0.81 = 932 \text{ t/yr}$$

٢- حصيلة الرواسب باستخدام حمل الرواسب المتدفق: بفرض أن نقل حمل القاع يقدر بمقدار ١٥٪ من الحمل المعلق (Simons and Senturk 1992)، ويمكن تعديل المعادلة رقم (٥,٤٤) إلى:

$$Q_T = 16.95 Q^{1.7853} \quad (٥,٤٨)$$

حيث إن:

$$Q_T = \text{حمل الرواسب اليومي الكلي الذي يدخل الخزان (طن/ اليوم).}$$

$$Q_T = 16.95 \times (0.051)^{1.7853} = 0.0835 \text{ t/day} = 30.5 \text{ t/yr}$$

و

$$Q_T = 16.95 \times (0.453)^{1.7853} = 4.123 \text{ t/day} = 1505 \text{ t/yr}$$

متوسط الرواسب التي تتدفق إلى الخزان =

$$(30.5 + 1505) / 2 = 765 \text{ t/yr}$$

وبفرض أن E تساوي ٠,٨١، فإن الرواسب التي تتوقع أن تترسب في الخزان =

$$0.81 \times 765 = 622 \text{ t/yr}$$

٣- حصىلة الرواسب اعتياداً على USLE في هذه الحالة:

الرواسب المترسبة في الخزان = انجراف الرواسب من مجرى سريان المياه (بتقدير

$$(٥,٤٩)$$

$$E \times SDR \times (USLE)$$

حيث إن:

SDR = معدل تسليم الرواسب، التي تعلق الرواسب المترسبة في أجزاء من

مسار المياه أو مجرى السريان أثناء عملية النقل إلى الخزان.

ولتقدير متوسط حمل الرواسب السنوي الذي يصل الخزان، يجب أن يضرب

تقدير USLE في SDR.

بعض الطرق العملية لتقدير SDR معطاة أدناه (USACE 1989; Vanoni 1977):

$$(٣,٨١) \quad SDR = 0.30 (A)^{-0.20}$$

$$(٥,٥٠) \quad SDR = 0.76 (L)^{-0.23}$$

حيث إن:

$$A = \text{مساحة مجرى سريان المياه} = ١٨,٨ \text{ كم}^2$$

$$L = \text{طول مجرى سريان المياه} = ٧٣٢٢ \text{ م.}$$

وتعطى المعادلات رقم (٣,٨١) ورقم (٥,٥٠) قيم SDR = ٠,١٧ و ٠,١٠،

على الترتيب. وبالإضافة إلى هذه المعادلات العملية، فقد تم كذلك تطوير الرسوم

البيانية بين SDR ومجرى سريان المياه عن طريق وكالات عديدة (مثل، USACE 1989). وفي هذه الحالة، تكون قيمة SDR المتوسطة المقبولة حوالي ١٤،٠. وبالتالي فإن الرواسب السنوية المتدفقة إلى الخزان =

$$5978 \times 0.14 = 837 \text{ t/yr}$$

وباستخدام E تساوي ٠،٨١، فإن حمل الرواسب المتوقع أن يترسب في الخزان =

$$837 \times 0.81 = 678 \text{ t/yr}$$

٤- معدل ترسيب الرواسب باستخدام معادلة دندي-بولتون (USACE

1989): متوسط الجريان السطحي السنوي:

$$R = 4,254,889 / (18.8 \times 1,000 \times 1,000) = 0.226 \text{ m} = 22.6 \text{ cm}$$

إذن، وباستخدام المعادلة رقم (٥، ٤٣):

$$T = 686.58 [\exp(0.02165 \times 22.6)] [1.537 - 0.26 \times \log(18.8)]$$

$$= 1350 \text{ t/km}^2 / \text{yr}$$

وفي حالة: A تساوي ١٨،٨ كم^٢، فإن معدل الترسيب في الخزان:

$$1350 \times 18.8 = 25386 \text{ t/yr}$$

وبفرض أن وحدة الوزن من الرواسب المترسبة تساوي 1100 kg/m³، يعطي

هذا ترسيباً كلياً (في ٦٢ سنة) يقدر بحوالي:

$$(25,386 / 1.1) \times 62 = 1,430,000 \text{ m}^3$$

هذا المقدار يساوي حوالي ثلاثة أضعاف سعة الخزان ويتضح أنه غير واقعي.

فمن الواضح أن هذه الطريقة لا تقبل التطبيق في هذا الموقع.

٥- معدل ترسيب الرواسب باستخدام معادلة USBR (USBR 1987):

باستخدام المعادلة رقم (٣، ٨٤):

$$Q_s = 1,098 (18.8^{-0.24}) = 543 \text{ m}^3 / \text{km}^2 / \text{yr}$$

في حالة: A تساوي ١٨،٨ كم^٢، فإن معدل الترسيب في الخزان:

$$543 \times 18.8 = 10,209 \text{ m}^3 / \text{yr}$$

ويؤدي إلى ترسيب للرواسب بمقدار $632,958 \text{ m}^3$ في ٦٢ سنة، وهذا المقدار أكبر من سعة الخزان. فمن الواضح أن هذه الطريقة لا تقبل التطبيق أيضاً في هذا الموقع. نتائج هذه الحسابات تقترح أن يكون معدل الترسيب للخزان حوالي من ٦٢٢ إلى ٧٥٥ طن/ السنة.

الجدول رقم (٥,٨). كفاءة الترسيب في الخزان.

| C/I | كفاءة الترسيب لبرني | كفاءة الترسيب لتشرشل |
|------|---------------------|----------------------|
| ٠,٠١ | ٠,٤٥ | ٠,٤٧ |
| ٠,١٠ | ٠,٨٦ | ٠,٧٢ |
| ١,٠ | ٠,٩٨ | ٠,٨٨ |
| ١٠,٠ | ٠,٩٨ | ٠,٩٦ |

المصدر: (USBR 1987).

ارتفاعات موجة الرياح وتصميم الحماية من الانجراف

Wind Wave Heights and Erosion Protection Design

يشمل الجزء الظاهر من الخزان مجموع بنية (قامة) الموجة ونمو الموجة. وبنية الموجة هي إمالة سطح الماء في الخزان التي يتسبب فيها حركة الرياح المستحثه من سطح الماء في اتجاه الضفة. ونتيجة لذلك فإن ارتفاع مياه سطح الخزان على الجانب الذي يقع أسفل الرياح يعتبر أكثر ارتفاعاً من ارتفاع المياه المعتاد ويكون ارتفاع المياه أقل من الجانب الذي يقع أعلى ارتفاع الرياح. وبشكل عام، تكون بنية موجة الرياح أكبر في الخزانات الضحلة ذات القيعان الوعرة. حسابات نمو الموجة تشمل أيضاً مكونات البنية، ماعدا في المواقع التي تتضمن تضاريس ضفة معقدة (USACE 1984). ونمو الموجة هو الارتفاع الرأسي الذي سوف ترتفع إليه الموجة على المنحدر. وهو دالة

ارتفاع الموجة، وطول الموجة، وميل حاجز الدعم، ونفاذية وخشونة السطح على الامتداد الذي سترتفع إليه الموجة. ارتفاع الموجة المستخدم لتقدير الجزء الظاهر وقوى الموجة على الأبنية هو ارتفاع الموجة المهم H_s . وهو متوسط ارتفاع ثلث الموجات الأكثر ارتفاعاً. فترة الموجة الكبيرة هي الفترة المتوسطة من ١٠ إلى ١٥ موجة بارزة متعاقبة. وهو تقريباً متوسط كل الموجات التي تكون قيعانها في الأسفل وقممها أعلى من مستوى المياه المتوسط. وعادةً:

$$H_{10} = \text{متوسط ارتفاع أعلى } 10\% \text{ من جميع الموجات.}$$

(٥,٥١)

$$H_{10} \cong 1.27 H_s$$

$$H_1 = \text{متوسط ارتفاع أعلى } 1\% \text{ من جميع الموجات.}$$

(٥,٥٢)

$$H_1 \cong 1.67 H_s$$

(٥,٥٣)

$$H_s = \sqrt{(2)} \cdot H_{rms}$$

$$H_{rms} = \text{متوسط الجذر التربيعي لارتفاع الموجة.}$$

(٥,٥٤)

$$H_{rms} = \sqrt{\left[\frac{1}{N} \sum H_j^2 \right]}$$

حيث إن: $N =$ عدد الموجات المسجلة، والمجموع من $z = 1$ إلى $z = N$.

إن المتغير الأكثر تأثيراً على خصائص موجة الرياح هو طول سطح المياه على امتداد اتجاه الرياح، والمعروف بطول الجلب أو الاستحضار F . ويعرّف طول الجلب موضعياً على أنه نطاق المنطقة تكون فيها سرعة واتجاه الرياح ثابتة تقريباً. والإجراء المقترح لتقدير طول الجلب F ، يكون عن طريق إنشاء تسعة أشعة من النقطة موضع الاهتمام بفواصل تقدر بـ ٣ درجات ومد هذه الأشعة حتى تتقاطع مع الضفة. ويتم أولاً مد الشعاع المركزي حتى أبعد نقطة على الخط الساحلي المقابل على طول اتجاه الرياح السائدة. ثم يتم رسم أربع أشعة على كلا الجانبين من الشعاع المركزي بدءاً من

نفس النقطة. ويتم قياس طول كل شعاع ويؤخذ متوسطها حسابياً. وعند الضرورة، يمكن استخدام تباعدات بزوايا تختلف عن ٣ درجات (USACE 1984).

وفيا يلي خطوات لتقدير ارتفاع الموجة المهم (H_m أو H_s):

١- قم بتقدير طول الجلب F (م).

٢- قم بتقدير سرعة الرياح فوق سطح الأرض U_{land} (م/ث)، وعلني ارتفاع حوالي ١٠ م فوق سطح الأرض وتصميم الفترة الزمنية لدوام الرياح بها، بالنسبة للرياح عند الموقع.

٣- قم بتحويل سرعة الرياح فوق الأرض إلى سرعة الرياح فوق المياه U_{water} (م/ث)، باستخدام عوامل الضبط الافتراضية المشار إليها في الجدول رقم (٩، ٥). وإذا كانت F أقل من ١٦ كم، قم باستخدام U للمياه مقسومة على U للأرض = ١,٢ (١.2) $(U_{water}/U_{land} = 1.2)$.

٤- قم بحساب معامل إجهاد الرياح (سرعة الرياح المعدلة):

$$(0,00) \quad U_A = 0.71 U_{water}^{1.23}$$

الجدول رقم (٩، ٥). نسبة سرعة الموجة فوق سطح الماء إلى سرعة الموجه فوق سطح الأرض.

| U_{water} / U_{land} | سرعة الرياح (م/ث) |
|------------------------|-------------------|
| ١,٤٥ | ٥ |
| ١,٢٧ | ٧,٥ |
| ١,١٣ | ١٠ |
| ١,٠ | ١٥ |
| ٠,٩٨ | ٢٠ |
| ٠,٩٧ | ٢٥ |

٥- قم بافترض موجات عميقة للمياه وقم بتقدير معايير الأمواج المقيدة بقيمة طول الجلب F .

H_m = ارتفاع الموجة (م).

$$(٥,٥٦) \quad H_m = 5.122 \times 10^{-4} \times U_A F^{1/2}$$

T_m = فترة الموجة (ث).

$$(٥,٥٧) \quad T_m = 6.238 \times 10^{-2} \times (U_A F)^{1/3}$$

t = مدة استمرارية الموجة (ث).

$$(٥,٥٨) \quad t = 32.15 \left(F^2 / U_A \right)^{1/3}$$

إذا كانت t المحسوبة أقل من t_d فإن ارتفاع الموجة والفترة الزمنية تعتبر مقيدة بقيمة طول الجلب F ويتم إعادة تعيينها من المعادلات رقم (٥,٥٦)، ورقم (٥,٥٧) على الترتيب. أما إذا كانت t أكبر من t_d ، فإنه لن يتم الوصول إلى قيمة طول الجلب المحدودة لقيمة t_d المعطاة. وفي هذه الحالة، ضع $t = t_d$ ، واحسب طول الجلب المحدد F_1 ، باستخدام المعادلة رقم (٥,٥٨)، واستخدم هذه القيمة في المعادلات رقم (٥,٥٦)، ورقم (٥,٥٧) لتقدير ارتفاع الموجة وفترة الموجة.

٦- اختبر ما إذا كانت هذه القيم أقل من أو تساوى القيم كاملة التطوير:

$$(٥,٥٩) \quad H_m \leq 2.482 \times 10^{-2} \times U_A^2$$

$$(٥,٦٠) \quad T_m \leq 0.830 U_A$$

$$(٥,٦١) \quad t \leq 7296 U_A$$

وإلا استخدم القيم التي يتم تطويرها بالكامل والمعطاة من المعدلات رقم (٥,٥٩)، ورقم (٥,٦٠)، ورقم (٥,٦١).

٧- قم بحساب طول الموجة L_0 (م):

$$(٥,٦٢) \quad L_0 = 1.56 T_m^2$$

٨- قم بفحص والتأكد ما إذا كانت الموجات عميقة أو انتقالية أو ضحلة:

إذا كانت $d/L_0 > 1/2$ كانت موجة المياه عميقة.

وإذا كانت $1/25 < d/L_0 < 1/2$ كانت موجة المياه انتقالية.

أما إذا كانت $d/L_0 < 1/25$ كانت موجة المياه ضحلة.

حيث إن:

d = متوسط العمق من قاع الخزان من أجل أن يستمر مستوى المياه ثابت على طول الجلب (م).

٩- إذا كانت الموجات في مياه ضحلة، استخدم المعادلات التالية لتقدير معايير

الموجة:

$$H g / U_A^2 = 0.283 \tanh \left[0.530 \{g d / U_A^2\}^{3/4} \right]$$

$$(٥,٦٣) \quad \tanh \left[0.00565 (F g / U_A^2)^{1/2} / \tanh \left\{ 0.530 (g d / U_A^2)^{3/4} \right\} \right]$$

$$T g / U_A = 7.54 \tanh \left[0.833 \{g d / U_A^2\}^{3/8} \right]$$

$$(٥,٦٤) \quad \tanh \left[0.0379 (F g / U_A^2)^{1/3} / \tanh \left\{ 0.833 (g d / U_A^2)^{3/8} \right\} \right]$$

$$(٥,٦٥) \quad g t / U_A = 537 (g d / U_A)^{7/3}$$

يتم عمل حسابات نمو الموجة لميول السد المختلفة، وأعماق المياه فوق القاعدة،

وأنواع خشونة سطحية للضفة باستخدام المنحنيات البيانية التجريبية المطورة من قبل

(USACE 1984). وللتقديرات التمهيدية، فإن نمو الموجة على جدار الدكة ذات ميل

٢ أفقي: ١ رأسي من ميل السد يمكن أن تقدر على أنها حوالي ١,٧ مرة من ارتفاع الموجة المهم.

ومن المفترض بشكل شائع أن بنية (هضبة أو جدار من الدبش) يمكن أن تتعرض للهجوم عن طريق الموجات المتكسرة إذا كانت $d_s \leq 1.3 H$ ، حيث $d_s =$ عمق المياه فوق طرف البنية، و $H =$ ارتفاع موجة التصميم. وتعرف نقطة التكرس بأنها التي يظهر عندها الزبد أولاً، أو عندما يصبح الوجه الأمامي من المياه رأسياً أولاً، أو حيث تبدأ قمة الزبد أولاً في التموج على سطح الماء. وتكون المنحنيات البيانية التجريبية لتقدير عوامل المضاعفة لقيمة H للحصول على ارتفاع الموجة المتكسرة، متاحة فقط بالنسبة للميول ١٠ أفقي: ١ رأسي أو الأشكال المسطحة بشكل أكبر. وإذا كان كسر الموجة مشكوك فيه فإنه قد ينصح باستخدام عامل الأمان للميول عن طريق الحكم اعتماداً على المنحنيات البيانية التجريبية المتاحة (USACE 1984).

إن حجم الدكة الصخرية أو الصخر أو أي مواد تسليح أخرى قد تكون مطلوبة لحماية حاجز السد أو ضفة البحر أو البحيرة ضد قوى موجة الرياح عن طريق:

$$W = \gamma_s H^3 / [K_D (G-1)^3 \cos \theta] \quad (5, 66)$$

حيث إن:

$W =$ وزن وحدة التسليح والتي أكثر من ٥٠٪ منها أنعم من ناحية الوزن (كجم).

$\gamma_s =$ وحدة الوزن لمادة التسليح (كجم/م^٣).

$G =$ الوزن النوعي لمادة التسليح.

$\theta =$ زاوية ميل الجانب مع الاتجاه الأفقي.

K_D = معامل الاستقرار الذي يتغير وفق وحدة التسليح مثل الصخور والقوالب الحجرية، خشونة وحدة سطح مادة التسليح، وحدة الحواف، ودرجة التلاصق مع وحدات التسليح المجاورة.

للموجات غير المتكسرة، فإنه يمكن استخدام K_D تساوي ١,٩ في حالة الأحجار المستخرجة المستديرة الملساء، وتساوي ٢,٣ بالنسبة للأحجار المستخرجة الخشنة الزاوية مع توافر عوامل مناسبة من الأمان. إن القيم المناظرة للموجات المتكسرة قد تكون ١,١، ١,٣، على الترتيب. ويلاحظ أن القوالب الحجرية الزاوية قد تميل إلى أن تصبح مستديرة بعض الشيء بمرور الوقت. وبالنسبة للدكة الحجرية المتدرجة يكون أقصى وزن للصخر المدرج $W(\max)$ يساوي $4W$ وأيضا الحد الأدنى لوزن الصخر التدريجي $W(\min)$ يساوي $0.125W$. ويفترض أن وحدات التسليح الفردية تكون تقريباً كروية الشكل فإن قطر وحدة التسليح قد يتم حسابه من خلال

$$d \text{ (m)} = 1.24 (W/\gamma_s)^{1/3} \quad (٥,٦٧)$$

إذا تم وضع وحدات التسليح في طبقات، فإن أكثر الوحدات خشونة يجب أن يتم وضعها في الطبقة العلوية (الغطاء). وإن أحجام الصخور في الطبقات المختلفة قد يتم تصميمها وبالتالي فإن d_{15} لطبقة الغطاء (الطبقة العليا) يكون أقل من أو يساوي d_{85} أمثال d_{85} للطبقة التي تليها من أسفل.

وينصح باستخدام طبقة تبطين على هيئة مرشح من أجل حماية البنيات المعتمدة على الزلط - الحصى (الدبش)، أو وحدات تسليح أخرى تقاوم ضغوط الموجة المتغيرة على التربة التي تليها من أسفل والتسريب أو تدفق المياه الجوفية، الذي يمكن يؤدي إلى إزالة التربة السفلية (أسفل وحدات التسليح) من خلال المسام البينية بين وحدات التسليح. ويمكن أن تتكون طبقة التبطين الأساسية من قطع حجرية، أو أحجار

مطحونة، أو حصى، أو حصى مفتت. ويمكن استخدام مرشح النسيج الجيولوجي في مكان غطاء الترشيح أو مع طبقة تبطين أقل سمكاً. ويمكن وضع النسيج الجيولوجي، أو الحصى الخشن، أو الأحجار المطحونة مباشرة على طبقة الرمال، إذا كانت متواجدة. مع هذا، يجب تغطية أنواع التربة الطينية والطينية والرملية الناعمة في الجدار الداعم أو ضفة البحر برمال خشنة قبل وضع طبقة التبطين. ومن المعتاد، أن تتراوح وزن القطع الحجرية من ٠,٤٥ إلى ٢٣ كجم إذا وضعت فوق النسيج الجيولوجي، أو الحصى الخشن، أو مرشح الأحجار المطحونة. ويجب ألا يكون سمك طبقة التبطين أو غطاء الترشيح أقل من ٠,٣ م. ويمكن تصميم تدرج طبقة المرشح باستخدام معايير قابلة للتطبيق لأغطية الترشيح لمكافحة الانجراف على شواطئ الأنهار (انظر الجزء بعنوان "الحماية من الانجراف").

مثال رقم (٥,١٠). احسب طول الموجة وجريان الموجة والسطح الحر وحجم الدكة الحجرية لخران. متوسط عمق الماء التصميمي بالخران ١٠ م، الحد الأقصى المتوقع لسرعة الرياح ٢٢,٩٧ م/ث لفترة زمنية ١ ساعة وطول جلب ٣٢٠٠ م. ميل جدار الخزان يساوي ٢ أفقي: ١ رأسي عند منبع التيار.

الحل:

افرض أن سرعة الرياح فوق المياه

$$U_{\text{water}} = 22.97 \times 0.975 = 22.4 \text{ m/s}$$

استخدم المعادلة رقم (٥,٥٥) في تقدير معامل إجهاد الرياح

$$U_A = 0.71 \times (22.4)^{1.23} = 32.51 \text{ m/s}$$

افترض وجود موجات عميقة للمياه وقم بحساب مقاييس الموجة باستخدام المعادلات من رقم (٥,٥٦) إلى رقم (٥,٥٨):
ارتفاع الموجة (م)

$$H_m = 5.122 \times 10^{-4} \times 32.51 \times 3200^{1/2} = 0.94 \text{ m}$$

فترة الموجة (ث)

$$T_m = 6.238 \times 10^{-2} \times (32.51 \times 3200)^{1/3} = 2.93 \text{ s}$$

مدة استمرارية الموجة (ث)

$$t = 32.15 \left(3200^2 / 32.51 \right)^{1/3} = 2187.4 \text{ s} = 0.607 \text{ hr}$$

إن الموجات سوف تكون مقيدة بطول الجلب بعد ٠,٦٠٧ ساعة. حيث إن

$$0.607 < 1.0 \text{ h} (t_d)$$

وتكون المعادلات المقيدة بطول الجلب صالحة.

ومن المعادلة (٥,٦٢) نحسب طول الموجة L_o بالمتر

$$L_o = 1.56 \times (2.93)^2 = 13.39 \text{ m}$$

وبالتالي

$$d/L_o = 10/13.39 = 0.747 > 0.5$$

وبالتالي نستنتج أنها موجات عميقة للمياه.

قارن القيم المحسوبة بالقيم المحددة والمقدرة بالمعادلات من رقم (٥,٥٩) إلى

رقم (٥,٦١) للتأكد من أن المعادلات المستخدمة صحيحة وبالتالي:

$$H_m = 2.482 \times 10^{-2} \times (32.51)^2 = 26.23 \text{ m}$$

$$T_m = 0.830 \times 32.51 = 26.98 \text{ s}$$

$$t = 7296 \times 32.51 = 237193 \text{ s}$$

وحيث إن القيم التي تم حسابها مسبقاً أقل من تلك القيم المقيدة بالتالي فإن القيم المحسوبة تعتبر صحيحة.

استخدم نمو الموجة المعبر عن الجزء الظاهر فوق أقصى ارتفاع للفيضان في الخزان =

$$1.7 \times 0.94 = 1.6 \text{ m}$$

نفترض أن K_D يساوي ١,٩ بالنسبة للأحجار المستديرة الملساء مع الوزن النوعي ٢٤٠٠ كجم/م^٣، G تساوي ٤,٢، $\cot \theta$ تساوي ٢,٠، وباستخدام المعادلة رقم (٥,٦٦):

$$W_{50} = 2400 \times 0.94^3 / [1.9 \times (2.4-1)^3 \times 2] = 191 \text{ kg}$$

$$W_{\max} = 4 \times 191 = 764 \text{ kg}$$

$$W_{\min} = 0.125 \times 191 = 23.9 \text{ kg}$$

وباستخدام المعادلة رقم (٥,٦٧)

$$d_{50} \text{ (m)} = 1.24 (191/2400)^{1/3} = 0.54 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 0.85 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 0.27 \text{ m}$$

قنوات تصريف المياه Spillways

قنوات تصريف المياه هي الإنشاءات التي يتم تصميمها من أجل تسريب مياه الفيضان الزائدة التي لا يمكن تخزينها في الخزانات ودوماً تكون تصميمات تلك الطرق بالنسبة للسدود الكبرى تعتمد على اختبارات النماذج الهيدروليكية. إن مهندس مصادر المياه دائماً ما يطلب منه القيام بالحسابات الهيدروليكية التمهيدية لأنواع البديلة وأحجام قنوات تصريف المياه الفائضة وأيضاً التعرف على النوع والحجم المفضل لها. وإن الأنواع شائعة الاستخدام لقنوات تصريف المياه الفائضة يتم وصفها في الجزء التالي (USBR 1987; ASCE 1989):

القنوات المقطعة من الأرض مع مكافحة الأعشاب أو الأحجار:

Earth-Cut Spillway with Grass or Riprap Protection

يتم حفر هذه القنوات في جزءاً من السد، في الكتف أو في موقع مناسب على خط الساحل حيث إن المياه الجارية يتم تصريفها من خلال وادي صغير. وهي يتم تصميمها على أن تكون ذات قمم متسعة مع ميل منبسط نسبياً في اتجاه مصب التيار يتراوح بين ٣ أفقي: ١ رأسي إلى ١٠ أفقي: ١ رأسي مع حماية من خلال الدكة الحجرية أو من خلال الإنبات الخضري. ويمكن تصميم حماية المصطبة من الانجراف ومنحدر مهبط الماء في اتجاه المصب كما تم الوصف في جزء سابق بعنوان (الحماية من الانجراف). ويمكن تقدير طول المصطبة والضغوط فوق المصطبة للتصرف التصميمي Q، من خلال:

$$Q = 1.48 L H^{1.5} \quad (5, 68)$$

معامل التصرف ١,٤٨ قد يزيد ليصل إلى ١,٧٠ للقمم شديدة النعومة ويقل حتى يبلغ ١,٤٦ بالنسبة للقمم الخشنة. وبالنسبة لتصميم السريان وبيانات ارتفاع تخزين السد، قد تتم حسابات طرق الفيضان باستخدام برامج الحاسب الآلي مثل: HEC-1 و HEC-MHMS (USACE 1991a, 2002) مع معدل متغير من قيم تلك الطرق بالنسبة لقيمة L المعطاة بالمعادلة رقم (٥, ٦٨). للحصول على التجميع المقبول L وأقصى H. ويمكن تقدير عمق المياه وسرعتها عند نقطة ارتكاز منحدر المجرى الذي يكون السريان فيه منتظم في اتجاه المصب كما هو الحال في حالة الإسقاط مع المنحدر. (أنظر الجزء السابق بعنوان "إنشاءات الإسقاط").

قناة تصريف القابس المنصهر **Fuse-Plug Spillway**: وهي تتكون من جزء من سد أرضي أكثر انخفاضاً بشكل عام من قمة السد الرئيس. وعندما تتم التعلية على هذا الجزء، فإنه يصمم لمنع من أداء مهمته بسبب الانجراف السريع وبهذا يكون

القسم المتبقي من السد غير متضرراً. وبسبب صعوبات تصميم هذا الجزء، الذي سيكف عن أداء مهمته عند هذا الارتفاع لسطح مياه الخزان المرغوب، فإن قنوات تصريف القابس المنصهر ليست شائعة جداً. وعندما تكون ضرورية، فإنها توضع على كتف الخزان، أو على حافة الخزان، أو عند موقع منخفض على قمة الحاجز. ويتم تصميم الجزء المختار على أنه قناة إرشادية، والتي يتم التعلية عليها عندما يصل الخزان ارتفاعاً مسبقاً التحديد. ويتم تأمين الانجراف السريع عن طريق وضع مواد قابلة للتآكل في القناة الإرشادية. ويتم التحكم في أبعاد القابس المنصهر القصوى عن طريق وضع أساس من الجدة الموازية أو من مادة غير قابلة للتآكل عند القاع وجوانب غير قابلة للتآكل للقناة الإرشادية. وفي العادة يتم تصميم القوابس المنصهرة ليس لتعمل في حالة الفيضانات ذات الفواصل الزمنية المتكررة أقل من ١٠٠ سنة، لكنها مصممة كسدود ثابتة لكل ظروف الخزانات ما عدا أن ارتفاع فيضان التصميم الذي يجب أن يسببه لا بد أن يعلوه وأن يخترقه.

قناة تصريف مسقط مياه السد الحر (السقوط المباشر):

Free Overfall (Straight Drop) Spillway

تكون قنوات تصريف السقوط المباشر مناسبة لحالات السقوط لأقل من ستة أمتار. وفي هذه القنوات يسقط الماء بشكل حر من قمة قناة التصريف على المنحدر الأفقي. ويمكن تقدير التصريف فوق قناة التصريف باستخدام معادلات السد الصغير حاد- أو عريض- المصطبة بناءً على طول المصطبة الموازي للتدفق. ولتوجيه التدفق بعيداً عن الوجه الرأسي من قناة التصريف أثناء التصريفات المنخفضة، فإنه يمكن عمل طرف بارز عند حافة المصطبة. وإذا كان عمق مياه التصريف المتاح كافياً، يمكن أن تتكون قفزة هيدروليكية على الجانب الأفقي. وفي حالات السقوط الصغيرة (أقل

من ستة أمتار أو نحوه)، فإن السرعة V_1 ، وعمق المياه y_1 ، عند الطرف لتصرف الوحدة q ، لكل وحدة عرض من المصطبة يمكن أن يقرب عن طريق:

$$V_1 = C_d \sqrt{(2gH)} \quad (١٥,٦٩)$$

$$y_1 = q/V_1 \quad (٥,٦٩ ب)$$

حيث إن:

$$C_d = \text{معامل التصرف ويتراوح من } ٠,٨ \text{ إلى } ٠,٩.$$

$$H = \text{الضاغط فوق المصطبة.}$$

إن تحليل القفزة الهيدروليكية قد يتم باستخدام الطرق الموضحة في (إنشاءات الإسقاط).

قناة التصريف المستدقة الرأس (الفيضان) Ogee (Overflow) Spillway: وهي المفايض التي تتكيف فيها كل من المصطبة وسطح مهبط النهر مع الصخور المغترية لصفحة المياه الساقطة من السد الصغير حاد- المصطبة. ومعادلة التصرف لقناة التصريف المستدقة الرأس معطاة في الفصل الثالث في جزء بعنوان "المصطبة مستدقة الرأس". وهناك عوامل عديدة مؤثرة على قمم تلك القنوات قد يتم أخذها في الاعتبار من خلال تعديل طول المصطبة كما يلي:

$$L_e = L - 2(n K_p + K_a)H \quad (٥,٧٠)$$

حيث إن:

$$L_e = \text{طول المصطبة الفعال.}$$

$$L = \text{طول المصطبة الغير مقتطع.}$$

$$N = \text{عدد الركائز.}$$

$$K_p = \text{معامل انكماش الركائز.}$$

K_e = معامل انكماش الكتف.

H = الضاغط فوق المصطبة.

في حالة الركائز مربعة المقدمه، $K_p = 0.02$ ، وفي حالة الركائز مستديرة المقدمه، $K_p = 0.02$ ، وفي حالة الركائز مدببة المقدمه، $K_p = 0.0$. في حالة الأكتاف المربعة، $K_e = 0.20$ ، وفي حالة الأكتاف المستديرة، $K_e = 0.0$ to 0.10 . ويتأثر معامل التصرف بارتفاع قناة التصريف فوق قاع منبع التدفق، وميل سطح الماء عند منبع التدفق، والضواغط الأخرى غير ضاغط التصميم، ودرجة الغمر. وإن التغير مع ارتفاع السطح الرأسي لمنبع التدفق تم إيضاحه في الجدول رقم (١٢، ٣)، والتغير مع وجود الضواغط الأخرى غير ضاغط التصميم تم إيضاحه في الجدول رقم (١٢، ٣، ب)، والتغير مع وجود درجة الغمر موضح في الجدول رقم (١٠، ٥) (USBR 1987). معادلة حساب القطاع الجانبي لمهبط النهر لقناة التصريف مستدقة الرأس معطاة في "المصطبة مستدقة الرأس" في الفصل الثالث:

$$X^n = K H_d^{n-1} Y \quad (٣, ٤٩)$$

يمكن حساب ميل سطح مصب التدفق عن طريق الحكم المقارن أو اختبارات النماذج الهيدروليكية. وتتراوح الميول شائعة الاستخدام من ٦، ٠ أفقي: رأسي إلى ٨، ٠ أفقي: رأسي. ويمكن حساب القطاع الجانبي باستخدام المعادلة المذكورة أعلاه إلى نقطة يصبح عندها الميل مساوياً إلى الميل المختار من سطح مصب التدفق (1: z). وإن إحداثيات هذه النقطة يمكن أن تقدر عن طريق وضع:

$$dY/dX = n X^{n-1} / [K H_d^{n-1}] = 1/Z \quad (٥, ٧١)$$

الجدول رقم (٥, ١٠). تغيير معامل التصرف للمصطبة مستدقة الرأس Ogee مع الغمر لقيمة H_s التي تساوي منسوب المصطبة أو الذروة مطروحاً منه منسوب الماء عند المنطقة الخلفية، و C_v يساوي معامل التصرف المعدل.

| C_v/C | H_s/H_d |
|---------|-----------|
| ٠ | ١,٠ |
| ٠,٦٥ | ٠,٩ |
| ٠,٨٦ | ٠,٨ |
| ٠,٩٣ | ٠,٧ |
| ٠,٩٦ | ٠,٦ |
| ٠,٩٨ | ٠,٥ |
| ٠,٩٩ | ٠,٤ |
| ٠,٩٩٥ | ٠,٣ |
| ١ | ٠,٢ |

المصدر: (USBR 1987).

شكل القطاع الجانبي لقناة التصريف في اتجاه منبع التدفق من مركز الإحداثيات (ذروة المصطبة) يتكون من ثلاث أقواس دائرية متصلة. أنصاف أقطار وإحداثيات مراكز هذه الأقواس المطورة عن طريق قطاع تجارب هندسة المجاري المائية بجيش الولايات المتحدة موضحة في الجدول رقم (٥, ١١) (USAEWES 1977). ويرمز لأنصاف الأقطار بالرمز R مقاسة من المركز عند أعلى نقطة في المصطبة.

في الجدول رقم (٥, ١١)، تكون X موجبة في الاتجاه إلى اليمين و Y موجبة في الاتجاه إلى أسفل. وباستخدام البيانات في الجدول رقم (٥, ١١)، فإن إحداثيات النقاط المختلفة على القطاع الجانبي لقناة التصريف في اتجاه منبع التدفق من المصطبة إلى السطح الرأسي لمنبع التدفق موضحة في الجدول رقم (٥, ١٢).

الجدول رقم (٥، ١١). أنصاف أقطار وإحداثيات مراكز الأقواس المكونة للقطاع الجانبي لقناة التصريف عند منبع التدفق.

| إحداثيات المركز | | |
|-------------------|-------------------|-------------------|
| R/ H _d | Y/ H _d | X/ H _d |
| ٠,٥٠ | ٠,٥٠ | ٠ |
| ٠,٢٠ | ٠,٢١٩ | ٠,١٠٥ - |
| ٠,٠٤ | ٠,١٣٦ | ٠,٢٤١٨ - |

المصدر: (USAEWES 1977).

مثال رقم (٥، ١١): طّور قطاعاً جانبياً لقناة تصريف مستدقة الرأس H_d يساوي ٥ م، والوجه العمودي لقناة السريان لمنبع التدفق ذو ارتفاع ٨٠ م، وأيضاً ميل الوجه للمجرى الخاص بالسريان نحو مصب التدفق يساوي ٠,٧ أفقي: ١ رأسي. استخدم K تساوي ٢,٠ و n تساوي ١,٨٥ (انظر الشكل رقم (٣, ٢) في الفصل الثالث).

الحل:

بالنسبة لشكل السريان في اتجاه مصب التدفق فإن إحداثيات النقطة التي يبدأ عندها الميل ٠,٧ أفقي: ١ رأسي يتم تعيينها من خلال المعادلة رقم (٥,٧١)

$$1.85 X^{1.85-1} / [2.0 \times 5^{1.85-1}] = 1/0.7$$

ومنها نوجد قيمة X

$$X = (6.06575)^{1.1765} = 8.338 \text{ m}$$

ومن المعادلة رقم (٣, ٤٩) نعين قيمة Y

$$Y = 8.338^{1.85} / (2 \times 5^{1.85-1}) = 6.438 \text{ m}$$

يتم تقدير إحداثيات النقاط المختارة على سطح مصب التدفق فوق النقطة (X = 8.338, Y = 6.438) بالمعادلة رقم (٣, ٤٩) وهي موضحة في الجدول رقم

(٥, ١٣).

وباستخدام الجدول رقم (٥, ١٢) يمكن تعيين إحداثيات نقاط منحنى السريان عند منبع التدفق والموضحة في الجدول رقم (٥, ١٤).

إن الأطر الخارجية التي تم تقديمها من خلال (USBR 1987) و (USAEWES 1977) تكون ذات مفاهيم مختلفة قليلا. وإن التصميم يجب أن ينتهي بالاعتماد على النماذج الهيدروليكية.

الجدول رقم (٥, ١٢). إحداثيات النقاط على منحنى سريان الماء لقناة التصريف عند منبع التدفق.

| Y/H_d | X/H_d |
|---------|----------|
| ٠ | ٠ |
| ٠,٠٠٢٥ | ٠,٠٥ - |
| ٠,٠١٠١ | ٠,١٠ - |
| ٠,٠٢٣ | ٠,١٥ - |
| ٠,٠٣١٦ | ٠,١٧٥ - |
| ٠,٠٤٣ | ٠,٢٠ - |
| ٠,٠٥٥٣ | ٠,٢٢ - |
| ٠,٠٧١٤ | ٠,٢٤ - |
| ٠,٠٩٢٦ | ٠,٢٦ - |
| ٠,١١٥٣ | ٠,٢٧٦ - |
| ٠,١١٩ | ٠,٢٧٨ - |
| ٠,١٢٤١ | ٠,٢٨ - |
| ٠,٢٨١٨ | ٠,٢٨١٨ - |

المصدر: (USAEWES 1977).

الجدول رقم (٥، ١٣). الإحداثيات المحسوبة للنقاط على سطح قناة التصريف عند مصب التدفق.

| Y | X |
|----------|--------|
| ٠,١٢٧ | ١ |
| ٠,٤٥٩ | ٢ |
| ٠,٩٧٢ | ٣ |
| ١,٦٥٤ | ٤ |
| ٢,٥ | ٥ |
| ٣,٥٠٣ | ٦ |
| ٤,٦٥٩ | ٧ |
| ٦,٤٣٩ | *٨,٣٣٨ |
| **٢٣,٠٩٩ | ٢٠ |

* منحني السريان لقناة تصريف ذات ميل ٠,٧ أفقي: ١ رأسي أسفل تلك النقطة.

$$6.439 + [(20 - 8.338)/0.70] = 23.099 **$$

الجدول رقم (٥، ١٤). الإحداثيات المحسوبة للنقاط على سطح قناة التصريف عند منبع التدفق.

| X | X/H _d | Y/H _d | Y |
|---------|------------------|------------------|--------|
| ٠ - | ٠ - | ٠ | ٠ |
| ٠,٥٠ - | ٠,١٠ - | ٠,٠١٠١ | ٠,٠٥٠٥ |
| ٠,٨٧٥ - | ٠,١٧٥ - | ٠,٠٣١٦ | ٠,١٥٨ |
| ١,١٠ - | ٠,٢٢ - | ٠,٠٥٥٣ | ٠,٢٧٦٥ |
| ١,٣٠ - | ٠,٢٦ - | ٠,٠٩٢٦ | ٠,٤٦٣ |
| ١,٣٩٠ - | ٠,٢٧٨ - | ٠,١١٩٠ | ٠,٥٩٥ |
| ١,٤٠٩ - | ٠,٢٨١٨ - | ٠,١٣٦٠ | ٠,٦٨٠ |
| ١,٤٠٩ - | - | - | ١,٠ |
| ١,٤٠٩ - | - | - | ٢,٠ |
| ١,٤٠٩ - | - | - | ٨٠ |

قناة تصريف القناة الجانبية Side Channel Spillway: في هذه القناة تكون المصطبة موازية تقريباً لقناة السريان في اتجاه المصب، عادة ما تكون ضيقة ومن خلالها يتم تصريف المياه. بعد السريان بشكل موازي لقمة القناة فإن قناة السريان في اتجاه المصب تميل بزاوية ما لتتصل مع قناة التصريف الرئيسة. إن ذروة قناة التصريف قد يتم تصميمها بنفس طريقة Ogee على هيئة قناة حادة أو قمة متسعة ولو تم تصميم قناة التصريف بحيث يصبح السريان فيها فوق حرج فإن السرعات سوف تكون عالية وأعماق المياه سوف تكون منخفضة وسوف يؤدي ذلك إلى انخفاض عالي من ذروة قناة التصريف إلى المياه السطحية في القناة. وسوف يؤدي ذلك إلى نقل الفيضان إلى جانب القناة ويؤدي إلى اضطراب عنيف واهتزازات نتيجة اختلاط السريان الطولي فوق الحرج والسرعات العالية للسريان المستعرض من الطرق. ومن ناحية أخرى، لو تم تصميم القناة بحيث تكون ذات منحنى مسطح بشدة، فإنها قد تكون غير قادرة على حدوث امتلاء من ذروات قناة التصريف بدون انفجار للذروة خاصة أثناء الفيضانات العالية. وإذا كان انفجار المصطبة يتعدى $3/4H$ ، فإن قناة التصريف قد تتعرض للانسداد. H هي الضاغطة الكلي فوق المصطبة. وتحت هذه الظروف يكون سعة التصريف متحكماً في السريان للخارج أكثر من المصطبة، وقد تفقد قناة التصريف تأثيرها الهيدروليكي. وحيث إن قمم التسريب نتيجة السريان الزائد طويلة وبالتالي هناك حاجة إلى تقييد ارتفاع المياه السطحية في الخزان. أو عندما يكون التحكم متصلاً بقناة تصريف خارجية أو نفق، يكون في هذه الحالة هناك حاجة إلى قناة جانبية. ومن أجل الوصول إلى الأداء الهيدروليكي المطلوب للقنوات الجانبية الناتجة عن سريان المياه، يكون مطلوب الإبقاء على السريان أقل من المرحلة الحرجة (تحت حرج). وإن ذلك قد يتم تحقيقه من خلال إقامة قطاع للتحكم عند نهاية ممر السريان في اتجاه نهاية المصب.

إن التحليل الهيدروليكي للقنوات الجانبية الناتجة عن سريان المياه يعتمد على الحفاظ على كمية الحركة على طول محور القناة (USBR 1987).

$$\Delta y = - [Q_1 (v_1 + v_2) / \{g (Q_1 + Q_2)\}] [(v_2 - v_1) + \{v_2 (Q_2 + Q_1) / Q_1\}]$$

(٥,٧٢)

حيث إن:

Δy = التغير في ارتفاع سطح المياه من المقطع ١ (عند مصب التدفق) إلى المقطع ٢ (عند منبع التدفق).

$$Q_1, v_1 = \text{التصرف والسرعة عند المقطع ١.}$$

$$Q_2, v_2 = \text{التصرف والسرعة عند المقطع ٢.}$$

بسبب تقريب الفرق المحدد، فكلما قل الطول بين المقطعين ١ و ٢ كلما زادت دقة المعادلة رقم (٥,٧٢). وإن الخطوات الحسابية لتقدير أبعاد التصميم هي كالتالي:

١- افترض أن انغمار المصطبة حوالي $2/3 H$ واستنتج معامل التصريف لقمة قناة التصريف. وقم بتحديد منحنى معايرة قناة التصريف وقم بعمل حسابات لتحديد قناة التصريف للرسم المائي لتدفق التصميم من أجل الحساب المبدئي لطول وارتفاع قمة قناة التصريف.

٢- قم بتعيين أبعاد مبدئية للأخدود، أي، عرض القاع، والميول الجانبية، وميل القاع. وإن الأخدود يكون تقريباً موازياً لقمة قناة التصريف ويمتد على مدار الطول بالكامل.

٣- افترض أبعاداً مبدئية للأخدود عند قطاع التحكم مثل ارتفاع القاع، وعرض القاع والميول الجانبية. وقد يتم عمل قطاع التحكم من خلال تقليص القطاع شبه المنحرف إلى قطاع مستطيل أو من خلال عتبة صخرية ذات شكل شبه منحرف أو

مستطيل. ومن المطلوب تحديد طول الانتقال بين نهاية الأخدود عند القطاع شبه المنحرف وقطاع التحكم.

٤- قم بتقدير عمق المياه والسرعة وضغط السرعة عند قطاع التحكم باستخدام معادلات السريان الحرج (انظر "السريان الحرج" في الفصل الثالث).

٥- قم بتقدير عمق المياه والسرعة عند نهاية ممر السريان في اتجاه المصب بالنسبة للقطاع شبه المنحرف باستخدام معادلات الطاقة بين هذا القطاع وقطاع التحكم.

٦- استخدم المعادلة رقم (٥,٧٢) لتقدير عمق المياه وارتفاعات سطح الماء عند قطاعات مختلفة من الأخدود من خلال التجربة والخطأ.

٧- قم بتقدير مدي الانغمار المصطبة، إذا كان هناك أي منها، واحسب ما إذا كان معامل التصرف المقترض صحيحاً. وإذا لم يكن كذلك، قم بعمل التعديلات المناسبة لأبعاد الأخدود وارتفاع القاع والميل وقم بتكرير الحسابات.

مثال رقم (٥,١٢): أوضحت حسابات تصميم قناة سريان مياه الفيضان إلى خزان وجود قمة في قناة مرور المياه عند منسوب وبطول ٢٤٠٤,٣ م و ٣٥ م على الترتيب، وأقصى تصرف للخارج ٧٠ م^٣/ث. وللسماح ببعض الانغمار فإن معامل التصرف لقناة التصريف الناتج عن الفيضان ١,٩٨. قم بتقدير أبعاد التصميم للقناة الجانبية للتصريف. واستخدم قطاع شبه منحرف للأخدود مع عرض القاع وميول جانبية وميل القاع ٤,٥ م، ٠,٥ أفقي: ١ رأسي، ٠,٠١٠، على الترتيب.

الحل:

افترض أن قطاع التحكم المستطيل ذو عرض ٤,٥ م ويقع في طول انتقال أفقي يساوي ٨ م لقناة السريان في اتجاه المصب من نهاية تلك القناة أو القطاع شبه المنحرف للأخدود. ومن خلال معادلة التصرف للمصطبة:

$$70 = 1.98 \times 35 \times H^{1.5}$$

ومنها

$$H = 1.0 \text{ m}$$

وحدة التصرف عند قطاع التحكم

$$q = 70/4.5 = 15.56 \text{ m}^3/\text{s}$$

وأيضا العمق الحرج

$$y_c = [15.56^2/9.81]^{1/3} = 2.91 \text{ m}$$

السرعة الحرجة

$$V_c = q/y_c = 15.56/2.91 = 5.347 \text{ m/s}$$

وضاغط السرعة

$$h_{vc} = 5.347^2/(2 \times 9.81) = 1.457 \text{ m}$$

وبالتجربة والخطأ، قم بتقدير عمق المياه والسرعة عند نهاية المسار في اتجاه المصب للقطاع شبه المنحرف باستخدام معادلة الطاقة:

$$y_c + V_c^2/2g + 0.2(h_{vc} - h_{v1}) = y_1 + V_1^2/2g$$

القطاع 1 يقع على بعد ٨ م من مسار السريان في اتجاه المصب لقطاع التحكم أي أنه عند نهاية مسار السريان في اتجاه المصب للقناة الشبه المنحرفة الشكل.

وبالتجربة والخطأ

$$y_1 = 4.295 \text{ m}$$

وأيضاً

$$A_1 = 4.5 \times 4.295 + 0.5 \times (4.295^2) = 28.551 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 70/28.551 = 2.4517 \text{ m/s}$$

و

$$h_{v1} = 2.4517^2 / (2 \times 9.81) = 0.306 \text{ m}$$

فيكون الجانب الأيمن لمعادلة الطاقة

$$4.295 + 0.306 = 4.601 \text{ m}$$

ويكون الجانب الأيسر لمعادلة الطاقة

$$2.91 + 1.457 + 0.2(1.457 - 0.306) = 4.597 \text{ m}$$

التصرف لكل وحدة عرض لقمة قناة التصريف

$$70/35 = 2 \text{ m}^2/\text{s}$$

قم بحساب مناسب سطح المياه بالتجربة والخطأ مستخدماً المعادلة رقم (٥,٧٢).
وتتم تلك الحسابات على برنامج الأكسل Excel وقد تم توضيحها في الجدول رقم
(٥,١٥).

وإن قيم المحطة (صفر) خاصة بالقيم التي تم حسابها لنهاية الطريق المنحدر
تجاه المصب للمنطقة ذات الشكل شبة المنحرف. وإن قيمة العمود رقم (٨) تعتبر
خاصة بالطريق الناتج عن سريان المياه للخارج وفوق طول المصطبة من الحافة الخاصة
بمسار السريان ضد التيار وحتى نهاية المحطة المشار إليها في العمود رقم (١) وتم
حسابها عند ٢ م^٢/ث لكل متر من طول الزاوية المرتفع. وإن القيم في العمود رقم
(٤) تعتبر قيم تجريبية تستخدم لحساب القيم في الأعمدة الأخرى. وإن تلك القيم يتم
تغييرها مرة أخرى وأخرى حتى تتفق مع القيم التي تم حسابها في العمود رقم (١٨).

إن رقم ١ يشير إلى السريان نحو المصب ورقم ٢ يشير للسريان عند المنبع لمحطتين متلاصقتين.

إن أقصى ارتفاع تم تقديره لسطح المياه ٢ م للسريان باتجاه المصب من حافة السريان عند المنبع للممر ٤,٨٧٥ م؛ لذلك فإن الغمر فوق المصطبة يساوي

$$2404.875 - 2404.3 = 0.575 \text{ m}$$

وهو أقل من ثلثي H لذلك فإن اقتراح تقليل معامل التصريف نتيجة الغمر ليس ذو أهمية وأن القيمة ١,٩٨ المستخدمة في حسابات تحديد الفيضان تعتبر مناسبة.

قنوات تصريف الحوض أو الشلال Chute or Trough Spillways: هذه القنوات تشبه منشأة السقوط مع ميل منحدر في اتجاه مصب التدفق. ويمكن أن يكون الشلال قناة مفتوحة أو يمكن أن يكون له خطوط عرضية مثبتة لأجل تشتيت الطاقة ويمكن أن يتم تصميمه ليكون له ميل تحت حرج أو فوق حرج لتدفق التصميم. وهي مناسبة للسدود حيث يكون هناك اتساع كافي متاح (مثل السناد) من أجل إتاحة قمة عريضة متسعة نسبياً. ويمكن تقليص قطاع التدفق في اتجاه التيار لشلال أو أخذود باتساع وميل كافيين للتمرير الآمن لفيضان التصميم. ويتم معايرة المصطبة باستخدام معادلة تصرف الهدار عريض المصطبة (المعادلة رقم ٣,٤٥). السمة الرئيسة المميزة لقناة تصريف قناة الجانب هي أن المصطبة تكون موضوعة رأسياً أو شبه رأسياً على محور الشلال. وعادةً، تتكون قناة تصريف الشلال من قناة اقتراب، وقطاع تحكم (سناد أو قمة عريضة)، وقناة تصريف شديدة الانحدار نسبياً (أخذود)، وحوض ثابت، وقناة مخرج (USBR 1987).

الجدول رقم (١٥، ٥). الحسابات الهيدروليكية لقناة تصريف قناة الجانب.

| (٦) | (٥) | (٤) | (٣) | (٢) | (١) |
|--------|-----------------|--------|-------------|-----|--------|
| y | منسوب سطح الماء | dy | منسوب القاع | Dx | الموقع |
| ٤,٢٩٥٠ | ٢٤٠٤,٢٩٥٠ | صفر | ٢٤٠٠,٠٠ | صفر | صفر |
| ٤,٤٥٩٤ | ٢٤٠٤,٥٢٩٤ | ٠,٢٣٤٤ | ٢٤٠٠,٠٧ | ٧ | ٧ |
| ٤,٥٤٨١ | ٢٤٠٤,٦٨٨١ | ٠,١٥٨٧ | ٢٤٠٠,١٤ | ٧ | ١٤ |
| ٤,٥٨٣٨ | ٢٤٠٤,٧٩٤٨ | ٠,١٠٥٧ | ٢٤٠٠,٢١ | ٧ | ٢١ |
| ٤,٥٧٥٦ | ٢٤٠٤,٨٥٦٦ | ٠,٠٦١٨ | ٢٤٠٠,٢٨ | ٧ | ٢٨ |
| ٤,٥٤٤٦ | ٢٤٠٤,٨٧٥٦ | ٠,٠١٩٠ | ٢٤٠٠,٣٣ | ٥ | ٣٣ |

| (١٢) | (١١) | (١٠) | (٩) | (٨) | (٧) |
|-------------|----------------------------------|-------------|----------|-----|----------|
| $V_1 + V_2$ | $Q1/(g \times \text{col. (10)})$ | $Q_1 + Q_2$ | V | Q | A |
| - | - | - | ٢,٤٥١٧٥ | ٧٠ | ٢٨,٥٥١ |
| ٤,٣١٧٧٦٨ | ٠,٠٥٦٦٣٢ | ١٢٦ | ١,٨٦٦٠١٨ | ٥٦ | ٣٠,٠١٠٤٢ |
| ٣,٢٢٩٢٥٤ | ٠,٠٥٨٢٥ | ٩٨ | ١,٣٦٣٢٣٦ | ٤٢ | ٣٠,٨٠٩٠٦ |
| ٢,٢٦٢٦١١ | ٠,٠٦١١٦٢ | ٧٠ | ٠,٨٩٩٣٧٦ | ٢٨ | ٣١,١٣٢٧١ |
| ١,٣٥٠١٤١ | ٠,٠٦٧٩٥٨ | ٤٢ | ٠,٤٥٠٧٦٦ | ١٤ | ٣١,٠٥٨٢٦ |
| ٠,٥٨٠٧٣١ | ٠,٠٧٩٢٨٤ | ١٨ | ٠,١٢٩٩٦٦ | ٤ | ٣٠,٧٧٧٣٩ |

| (١٨) | (١٧) | (١٦) | (١٥) | (١٤) | (١٣) |
|----------|---------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|
| dy | $\text{Col. (13)} + \text{col. (16)}$ | $V_2 \times \text{col. (14)} / Q_1$ | $\text{Col. (14)} / Q_1$ | $Q_1 - Q_2$ | $V_1 - V_2$ |
| - | - | - | - | - | - |
| ٠,٢٣٤٤٨١ | ٠,٩٥٨٩٣٥ | ٠,٣٧٣٢٠٤ | ٠,٢ | ١٤ | ٠,٥٨٥٧٣٢ |
| ٠,١٥٨٦٨٢ | ٠,٨٤٣٥٩٢ | ٠,٣٤٠٨٠٩ | ٠,٢٥ | ١٤ | ٠,٥٠٢٧٨٣ |
| ٠,١٠٥٦٧٩ | ٠,٧٦٣٦٥٢ | ٠,٢٩٩٧٩٢ | ٠,٣٣٣٣٣ | ١٤ | ٠,٤٦٣٨٦ |
| ٠,٠٦١٨٤١ | ٠,٦٧٣٩٩٣ | ٠,٢٢٥٣٨٣ | ٠,٥ | ١٤ | ٠,٤٤٨٦١ |
| ٠,٠١٩٠٤٥ | ٠,٤١٣٦٣٣ | ٠,٠٩٢٨٣٣ | ٠,٧١٤٢٨٦ | ١٠ | ٠,٣٢٠٨ |

قناة تصريف الأنابيب أو الأنفاق **Conduit or Tunnel Spillways**: وهي أنفاق تصمم عمودية أو مائلة أو أفقية من أجل مرور تصرف جزئي أو كلي عبر طولها مع استثناء مداخل السقوط. وبالنسبة لمداخل السقوط، قد يتم تصميم النفق من أجل السريان التام على مدار طول قصير بالقرب من السقوط وجزئياً فيما بعد.

قناة تصريف مجد الصباح أو حفرة المجد:

Morning Glory or Glory Hole Spillway

تتكون هذه المفايض من شكل فم الكرة الذي على شكل قمع على هيئة سد صغير، ويثر تهوية رأسي، وقناة صرف عبارة عن أنبوب معلق تحمل السريان إلى قناة التصريف في اتجاه المصب. ويتم تصميم القطاع الجانبي للمصطبة والانتقال إلى نافورة المياه الرأسي ليطابق شكل الجزء السفلي من القناة التي يتم السريان عبرها فوق سد صغير حاد المصطبة. ويمكن تقدير القطاع الجانبي للمصطبة باستخدام الجداول المطورة تجريبياً لإحداثيات النقاط على القطاع الجانبي (USBR 1987). وبالنسبة للضاغط المنخفض فإن التصرف يتم التحكم فيه بواسطة هدار سريان فوق الذروة. وبالنسبة للضاغط المتوسط يكون السريان عبر فوهة أثناء الانتقال عبر الحافة العمودية أحد أنواع التحكم. وبالنسبة للضاغط المرتفع، يتم التحكم في السريان عبر أنبوب السريان خلال نافورة المياه الرأسية.

إن التصرف فوق قمة قناة تصريف مجد الصباح مع قطاع جانبي مغرب الشكل يعطى من خلال:

$$Q = C(2\pi R)H^{1.5} \quad (٥,٧٣)$$

حيث إن:

$$Q = \text{التصرف الخارج.}$$

$R =$ نصف قطر المصطبة.

$H =$ الضاغط فوق المصطبة.

$C =$ معامل التصرف، ويعطى من الجدول رقم (٥، ١٦) (USBR 1987).

الجدول رقم (٥، ١٦). معاملات التصرف لمصطبة قناة تصريف مجد الصباح.

| معامل التصرف C | | | |
|----------------|------------|-----------|-----|
| P/R = 0.15 | P/R = 0.30 | P/R = 2.0 | H/R |
| ٢,٢١ | ٢,٢٠ | ٢,١٥ | ٠,٢ |
| ٢,٠٤ | ٢,٠٤ | ١,٩٧ | ٠,٤ |
| ١,٧٤ | ١,٤٤ | ١,٣٦ | ٠,٨ |
| ١,٠٢ | ٠,٩٩ | ٠,٩٤ | ١,٢ |
| ٠,٧٦ | ٠,٧٣ | ٠,٧١ | ١,٦ |
| ٠,٦١ | ٠,٦٠ | ٠,٥٥ | ٢,٠ |

$P =$ ارتفاع المصطبة فوق قاع مجرى السريان عند منبع التيار (مصعد النهر).

المصدر (USBR 1987).

بالنسبة للضاغط المنخفض جداً قد يتم تقليل معامل التصرف إلى ٨٧٪ من

قيمة ضاغط التصميم.

إن السريان الانتقالي عبر الحافة العمودية يعطي بالمعادلة

$$(٥,٧٤) \quad Q_a = \pi R_a^2 \sqrt{2g(H_a - 0.1H_a)}$$

حيث إن:

$R_a =$ نصف قطر نافورة الانتقال.

$0.1 H_a =$ الانقباض في النافورة والفواقد الأخرى.

H_a = المسافة بين سطح المياه بالخرزان والارتفاع المطابق إلى نصف قطر النافورة
 R_a .

إن نصف قطر النافورة يقل نتيجة السقوط لأسفل لذلك فإن الإطار العام له
 في الانتقال يتم تقديره من المعادلة:

$$(٥,٧٥) \quad R_a = 0.275 Q_a^{1/2} / (H_a^{1/4})$$

أنبوب السريان يبدأ عند الارتفاع في نافورة المياه حيث إن R_a يصبح مساوياً
 لنصف قطر الأنبوب الموصل. وإن ذلك الموقع يطلق عليه العنق. دائماً ما يتم تصميم
 أنبوب السريان الموصل لتدفق ٧٥٪ من التصريف التصميمي الكلي من أجل تقليل
 احتمال التغيرات من الضغط إلى سريان القنوات المكشوفة في الموصل. ومن القيم
 الجدولية لأبعاد الموصلات الدائرية لمقدار ٧٥٪ من كامل التصريف (٧٥٪ من مساحة
 الأنبوب الموصل). عمق الماء $y = 0.702 D$ ، ونصف القطر الهيدروليكي (r_h)
 $r_h = 0.2964 D$ ، حيث D هي قطر الأنبوب الموصل (USBR 1987). والسريان عبر
 أنبوب موصل طوله L يتم توضيحه من خلال معادلة الطاقة:

$$(٥,٧٦) \quad \text{منسوب الماء المعكوف عند المخرج} + V^2/2g + y + \text{منسوب سطح المياه عند العنق} + \text{ضباغظ السرعة عند العنق} =$$

$$V^2 n^2 L / (r_h^{4/3})$$

إن منحنى المعايرة لقناة تصريف مجد الصباح يشمل ثلاث مكونات:

١- منحنى يعتمد على تدفق فوق قمة هدار صغير ويمكن تطبيقه في حالة
 الضواغظ المنخفضة.

٢- منحنى يعتمد على تدفق الفوهة في منطقة الانتقال خلال نافورة المياه
 ويمكن تطبيقه في حالة الضغوط المتوسطة.

٣- منحنى يعتمد على تدفق أنبوب السريان ويمكن تطبيقه في حالة الضواغط العالية.

ويتم وصل تقاطع هذه المنحنيات عن طريق منحنيات الانتقالات المنبسطة التقريبية. وتتم حسابات قناة تصريف مجد الصباح التجربة والخطأ.

مثال رقم (٥, ١٣): طور أبعاداً تمهيدية لقناة تصريف مجد الصباح التي سوف تعمل تحت ضاغط مقداره ٣,٠٥ م لكنه سوف يحدد التدفق الخارج بمقدار ٥٧ م^٣/ث. ومنسوب المصطبة ١٠٠٠ م. طول أنبوب مصب التدفق ٨٢ م والمنسوب عند المخرج ٩٨٨,٦ م. ومعامل مانتق للخشونة في حالة الأنبوب ٠,٠١٤. وبفرض أن $P/R > 2.0$.

الحل:

يتم حساب نصف قطر المصطبة عن طريق التجربة والخطأ. بفرض تجربة أن $R = 2.13 \text{ m}$. إذن:

$$H/R = 3.05/2.13 = 1.43$$

ومن الجدول رقم (٥, ١٦) نجد أن $C = 0.80$.

$$Q = 0.80 (2\pi \times 2.13) (3.05^{1.5}) = 57 \text{ m}^3/\text{s}$$

إذن، استخدم $R = 2.13 \text{ m}$.

ولإيجاد قطر العنق، استخدم المعادلة رقم (٥, ٧٥):

$$R_a = 0.275 \times (57^{0.5}) / (H_a^{0.25}) = 2.076 / (H_a^{0.25})$$

حسابات القطاع الجانبي للنفث خلال نافورة المياه موضحة في الجدول رقم (٥, ١٧).

ويتم أيضاً تقدير قطر المجرى عن طريق التجربة والخطأ. بفرض أن $R_a = 1.37 \text{ m}$.

ومن الجدول رقم (٥, ١٧) الخاص بحسابات القطاع الجانبي للنفث، يقابل هذا

ارتفاع ٩٩٧,٧٧٧ م في نافورة المياه، الذي يصبح ارتفاع العنق. ضع نصف المجرى الموصل ١,٣٧ م.

الجدول رقم (١٧، ٥). حسابات القطاع الجانبي للنفث خلال نافورة المياه لقناة تصريف مجد الصباح.

| $R_a = 2.076/H_a^{0.25}$ | H_a | ارتفاع سطح الماء في نافورة المياه |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|
| ١,٥٧١ | ٣,٠٥ | ١٠٠٠ |
| ١,٥١٢ | ٣,٥٥ | ٩٩٩,٥ |
| ١,٤٦٣ | ٤,٠٥ | ٩٩٩ |
| ١,٤٢١ | ٤,٥٥ | ٩٩٨,٥ |
| ١,٣٨٥ | ٥,٠٥ | ٩٩٨ |
| ١,٣٥٢ | ٥,٥٥ | ٩٩٧,٥ |
| ١,٣٢٤ | ٦,٠٥ | ٩٩٧ |
| ١,٢٩٨ | ٦,٥٥ | ٩٩٦,٥ |
| ١,٢٧٤ | ٧,٠٥ | ٩٦٦ |
| ١,٣٥٩ | ٥,٤٥ | ٩٩٧,٦ |
| ١,٣٦٥ | ٥,٣٥ | ٩٩٧,٧ |
| ١,٣٧١ | ٥,٢٥ | ٩٩٧,٨ |
| ١,٣٧٨ | ٥,١٥ | ٩٩٧,٩ |

وبالتالي يكون (H_a) الفرق بين منسوب سطح المياه بالخزان والمنسوب عند العنق

$$H_a = 1000 + 3.05 - 997.777 = 5.273 \text{ m}$$

وبالنسبة لحالة تدفق ٧٥٪ فإن

$$A = 0.75 \pi (1.37^2) = 4.422 \text{ m}^2$$

$$V = 57/4.422 = 12.89 \text{ m/s}$$

$$y = 0.702 \times 2 \times 1.37 = 1.9235 \text{ m}$$

$$r_h = 0.2964 \times 2 \times 1.37 = 0.8121 \text{ m}$$

ضاغط السرعة عند العنق يساوي تقريباً

$$5.273 - 0.1 \times 5.273 = 4.746 \text{ m}$$

بالنسبة للسريان في الموصل فإن:

$$997.777 + 4.746 = 12.89^2 \times (0.014^2) \times 82 / (0.8121^{4/3}) + 12.89^2 / (2 \times 9.81) + 1.9235 + \text{conduit invert elevation at exit}$$

المنسوب المعكوس للموصل عند المخرج

$$1002.523 - (3.5245 + 8.47 + 1.9235) = 988.605 \text{ m}$$

وهذا يعادل تقريباً المنسوب المعطى عند المخرج .

حسابات منحني معدل للسريان في الموصل للهدار وفوهة التصريف تم

توضيحها بالجدول رقم (١٨، ٥).

إن قيم معامل التصريف C مأخوذة من الجدول رقم (١٦، ٥). وإن المعاملات

يجب أن يتم تخفيضها بحوالي ١٠٪ لضواغط التصميم الأخرى (USBR 1987). ويتم

حساب Q في العمود رقم (٥) بالمعادلة رقم (٥، ٧٣) على اعتبار أن R تساوي ١٣، ٢ م.

والعمود رقم (٦) يمثل قيمة H_e ويتم حسابها من عمود رقم (١) مطروح منه

٩٩٧، ٧٧٧، ويتم حساب قيمة Q_e في العمود رقم (٧) باستخدام المعادلة رقم

(٥، ٧٤) على اعتبار أن قيمة R_e تساوي ١، ٣٧ م.

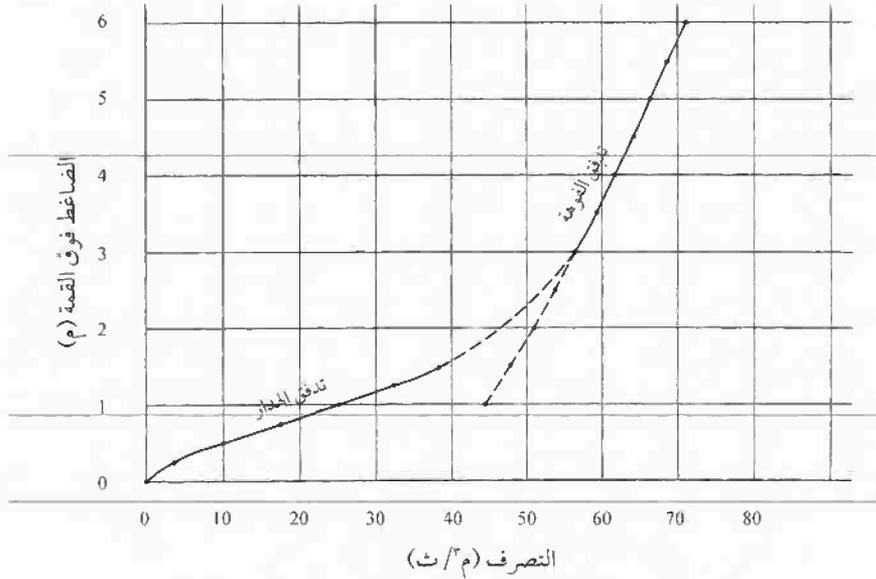
ولقد تم عمل منحنى لتعيين معدل السريان عبر الهدار والفوهة ويتضح ذلك

بالشكل رقم (٥، ٤). ويتضح أن منحنيات سريان الهدار والفوهة تتقاطع عندما يكون

منسوب سطح المياه للخران يساوي ١٠٠٣، ٠٥ م.

الجدول رقم (١٨، ٥). منحني معايرة التصريف للهدار والفوهة.

| (٧) | (٦) | (٥) | (٤) | (٣) | (٢) | (١) |
|---------------------|-------|---------|---------------------|--------|------|------------------------------|
| السريان خلال الفوهة | | | السريان خلال الهدار | | | منسوب سطح الماء في الخزان |
| Q_a | H_a | Q | C | H/R | H | |
| - | ٢,٢٢٣ | صفر | صفر | صفر | صفر | ١٠٠٠ |
| - | ٢,٧٢٣ | ٩,٩٣٦٥ | ٢,١ | ٠,٢٣٤٧ | ٠,٥ | ١٠٠٠,٥ |
| - | ٣,٢٢٣ | ٢٥,١٦٠٤ | ١,٨٨ | ٠,٤٦٩٥ | ١ | ١٠٠١ |
| - | ٣,٧٢٣ | ٣٨,١٠٩١ | ١,٥٥ | ٠,٧٠٤٢ | ١,٥ | ١٠٠١,٥ |
| ٥٠,٩١ | ٤,٢٢٣ | ٤٣,٩١٠٠ | ١,١٦ | ٠,٩٣٩٠ | ٢ | ١٠٠٢ |
| ٥٣,٨٤ | ٤,٧٢٣ | ٥٠,٣٢٨٣ | ٠,٩٥ | ١,١٧٣٧ | ٢,٥ | ١٠٠٢,٥ |
| ٥٦,٦٢ | ٥,٢٢٣ | ٥٦,٣٢٨٣ | ٠,٨١ | ١,٤٠٨٤ | ٣ | ١٠٠٣ |
| ٥٦,٨٩ | ٥,٢٧٣ | ٥٧,٠٢٩٥ | ٠,٨٠ | ١,٤٣١٩ | ٣,٠٥ | ١٠٠٣,٠٥ |
| ٥٩,٢٧ | ٥,٧٢٣ | - | - | - | - | ١٠٠٣,٥ |
| ٦١,٨٠ | ٦,٢٢٣ | - | - | - | - | ١٠٠٤ |
| ٦٤,٢٤ | ٦,٧٢٣ | - | - | - | - | ١٠٠٤,٥ |
| ٦٦,٥٨ | ٧,٢٢٣ | - | - | - | - | ١٠٠٥ |
| ٦٨,٨٥ | ٧,٧٢٣ | - | - | - | - | ١٠٠٥,٥ |
| ٧١,٠٤ | ٨,٢٢٣ | - | - | - | - | ١٠٠٦ |



الشكل رقم (٥, ٤). منحنى تصرف قناة تصريف مجد الصباح.

قناة التصريف السيفونية Siphon Sfrillway: وهي تعمل بنفس طريقة السيفون. وهي تتكون من مدخل وقمة وتاج ودرجة (عتبة) ومدخل للهواء لاعتراض أو وقف السيفون عندما يتطلب هذا. وإن هذه المفايض تقوم بتصريف أحجام كبيرة نسبياً من المياه مع عرض ضيق بصورة نسبية للمصطبة. وإن تلك القنوات تكون مناسبة عندما تكون المساحة المتاحة محدودة والتصريف التصميمي صغير. إن التصريف لقنوات السيفون يتضح من معادلة الفوهة التالية (USBR 1978):

$$(٥,٧٧) \quad Q = C A_T \sqrt{(2gH)} \quad \text{or} \quad q = C D \sqrt{(2gH)}$$

حيث إن:

$$Q = \text{التصرف التصميمي.}$$

$q =$ التصرف لوحدة العرض للمصطبة.

$D =$ عمق العنق.

$A_T =$ مساحة العنق.

$H =$ الضاغط المتاح بين منسوب سطح المياه بالخزان ومنسوب المياه بالخلف.

$C =$ معامل تصريف الفوهة، يتراوح من ٠,٥٧ إلى ٠,٩٠ اعتماداً على عمق

المياه ونصف قطر المنحنى عند العنق ; (Davis and Sorensen 1970

.Zipparro and Hansen 1993).

إن أقصى تصريف يكون محددًا باحتمال وجود تجويفات وتكونها عند العمق

بسبب الضغوط تحت الجوية. ويفرض تدفق الدوامة الحر، يتم تقدير التصرف

المحدود عن طريق:

$$(٥,٧٨) \quad q_{\max} \leq R_c \sqrt{\{0.7(2gh)\}} \ln(R_s/R_c)$$

حيث إن:

$R_c =$ نصف قطر الانحناء عند المصطبة.

$R_s =$ نصف قطر الانحناء عند الذروة.

$h =$ الضغط الجوي بدلالة ارتفاع المياه تحت ظروف التصميم في الموقع.

$0.7 =$ المعامل الذي يقدم القيود على الضغط تحت الجوي المسموح به عند العنق.

في قناة تصريف السيْفون، عندما يرتفع منسوب سطح مياه الخزان فوق قمة

قناة التصريف، ينساب الماء فوق المصطبة (الشكل رقم ٥,٥). ويبدأ فعل السيْفون

وتصبح قناة التصريف في حالة إمداد (أي تبدأ في التدفق التام) وهذا يحدث بعد أن يتم

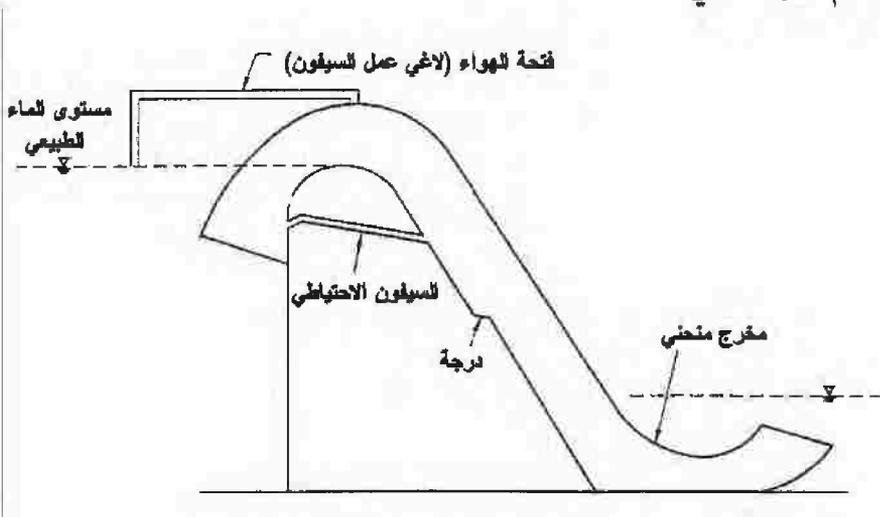
طرْد الهواء المحبوس في السيْفون. فيما يلي بعض الأجهزة التي تبدأ أو تسهل عملية

التدفق التام:

١- خطوة إلى الحائط الداخلي للجزء السفلي من قناة التصريف نحو المصب للسيفون من أجل تغيير مسار المياه لكي تصطدم بالجدار الخارجي، ويحدث امتلاء لقناة الخروج، ويتم إحكام الجزء السفلي لمنع دخول الهواء من جانب المسار نحو المصب.

٢- سيفون احتياطي أصغر يوضع تقريباً موازياً وأسفل السيفون الأساسي من أجل إخراج كمية صغيرة من المياه لإحكام الجزء السفلي.

٣- مخرج أفقي تقريباً أو مقعر من أجل خلق عمق للمياه عند المخرج كافياً لإحكام الجزء السفلي.



الشكل رقم (٥, ٥). الرسم التخطيطي لقناة تصريف السيفون.

من أجل إلغاء عمل السيفون عند الارتفاع المطلوب، يتم استخدام مخرج للهواء يتكون من قناة مثنية لأسفل متصلة بالسيفون. فتحة الهواء تقع فوق غطاء السيفون بحيث يكون مدخلها أسفل قليلاً من سطح مياه الخزان والمخرج عند المصطبة. وبمجرد أن ترتفع المياه فوق ارتفاع سطح المياه المصمم في الخزان، فإن مخرج

الهواء يتم إحكامه ويمكن أن يحدث السريان. وعندما يقل مستوى المياه أسفل قمة قناة التصريف تصبح فتحة الهواء مكشوفة ويدخل الهواء للسيفون. إن ذلك يؤدي إلى وقف عمل السيفون. وإن الشفة (مدخل أنبوب السيفون) تكون مغمورة أسفل ارتفاع سطح المياه المصمم في الخزان. وإن مخرج السيفون يكون عبارة عن مسار تشتيتي ولكنه ليس من الضروري أن يكون مغموراً أسفل ارتفاع مياه المؤخرة. إن الأبعاد الأولية لقنوات تصريف السيفون كالتالي:

• التاج (المصطبة) تكون أعلى قليلاً من منسوب سطح المياه التصميمي للخزان.

• مدخل مستطيل مساحته A (المدخل) $2-3 A_T \cong$

• عرض العنق، B_T ، $2-3 D \cong$

• نصف قطر المنحني عند المصطبة $R_c = 1.5 D \cong$

• ونصف قطر المنحني عند الذروة $R_c = 2.5 D \cong$

• مساحة أنبوب التهوية $\cong A_T/24$.

أبعاد التصميم النهائي يجب أن يتم تعيينها من اختبارات النموذج الهيدروليكي.

مثال رقم (١٤، ٥): احسب الأبعاد الأولية لقناة تصريف السيفون ذات تصرف تصميمي ٨٥ م^٣/ث وضغط السقوط ٤,٩ م بين المستوى التصميمي لسطح المياه في الخزان ومستوى المياه في المؤخرة. استخدمت بطارية تتكون من ٥ قنوات سيفونية. وإن الضغط الجوي تحت ظروف التصميم يعادل ٩,١٤ م من المياه.

الحل:

Q (لكل قناة واحدة لتصريف السيفون) =

$$85/5 = 17 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 4.9 \text{ m} , \quad h = 9.14 \text{ m}$$

$$B_T = 2D , \quad C = 0.6$$

وللتصرف الأولي نفرض إن

ومن المعادلة رقم (٥,٧٧)

$$Q = 17 = 0.6 \times 2D \times D \sqrt{(2 \times 9.81 \times 4.9)}$$

وحيث

$$D = 1.2 \text{ m} , \quad B_T = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ m}$$

و

$$A_T = 2.88 \text{ m}^2$$

$$q = Q/B_T = 17/2.4 = 7.08 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$R_c = 1.5 \times 1.2 = 1.8 \text{ m}$$

و

$$R_s = 2.5 \times 1.2 = 3.0 \text{ m}$$

وباستخدام المعادلة رقم (٥,٧٨)

$$q_{\max} = 1.8 \sqrt{\{0.7(2 \times 9.81 \times 9.14)\}} \ln(3.0/1.8) = 10.3 \text{ m}^2/\text{s} > 7.08 \text{ m}^2/\text{s}$$

وبالتالي تكون قيمة $D = 1.2 \text{ m}$ مناسبة

مساحة المدخل

$$A (\text{inlet}) = 2.5 A_T = 2.5 \times 2.88 = 7.2 \text{ m}^2$$

استخدم نفس المساحة عند مخرج المسار نحو المصب الذي يعمل على التثبيت عند

المدخل

$$A (\text{vent pipe}) = A_T/24 = 2.88/24 = 0.12 \text{ m}^2$$

أي أن مساحة قناة التنفيث = ٠,١٢ م^٢. أو قطر نفث الهواء = ٠,٣٩ م.

قم بعمل درجة في الجدار الداخلي للجزء السفلي للمسار نحو المصب للسيفون كجهاز

للسريان.

قناة التصريف المتدرجة **Stepped Spillway**: قناة التصريف المتدرجة تصمم ليكون لها قمة مستدقة الرأس (بذروة) مع وجه للمسار نحو المصب يتكون من عدة درجات رأسية من أجل الحصول على أقصى تشتيت للطاقة. ومن أجل تكامل البناء، تكون قناة التصريف المتدرجة مناسبة بشكل خاص للسدود الخرسانية المضغوطة الدوارة. ويمكن تقسيم التدفق فوق المفايض المتدرجة إلى أنظمة تدفق مغترب وأنظمة تدفق كشاشة (Chanson 1994). ويتميز التدفق المغترب بتعاقب الانبثاقات حرة السقوط التي ترتطم على الدرجة التالية متبوعة بقفزة متطورة جزئياً أو كلياً. ويحدث نظام التدفق المغترب على قناة تصريف مسطحة نسبياً ذات الدرجات الكبيرة والتصريفات الصغيرة. وفي نظام تدفق الكشاشة، يتدفق الماء كمجرى مائي متماسك يكشط فوق الدرجات. ومن ناحية أخرى، ففي حالة السدود الكبيرة، يمكن أن يشتت تدفق الكشاشة طاقة أكثر من التدفق المغترب. ولعمل التصميمات الأولية، فإن فواقد الطاقة للمفايض المتدرجة التي لا تحتوي على بوابات يمكن تقديرها عن طريق التالي (Chanson 1994):

١ - التدفق المغترب:

$$\Delta H/H_{\max} = 1 - \left\{ \left[0.54 (d_c/h)^{0.275} + 1.715 (d_c/h)^{-0.55} \right] / \left[1.5 + H_{\text{dam}}/d_c \right] \right\}$$

(٥,٧٩)

٢ - تدفق الكشاشة:

$$\Delta H/H_{\max} = 1 - \left\{ \left[(f/8 \sin \theta)^{1/3} \cos \theta + 0.5 (f/8 \sin \theta)^{-2/3} \right] / \left[2/3 + H_{\text{dam}}/d_c \right] \right\}$$

(٥,٨٠)

حيث إن:

H_{dam} = ارتفاع قمة قناة التصريف فوق نقطة الارتكاز.

$$d_c = \text{العمق الحرج} = (q^2/g)^{1/3}.$$

q = تصرف قناة التصريف لكل وحدة طول من المصبطة.

$$H_{\max} = H_{\text{dam}} + 1.5 d_c$$

h = ارتفاع الدرجة الواحدة.

ΔH = الفاقد في الضاغط (أي الفرق بين H_{\max} والضاغط الخلفي عند قناع قناة التصريف).

f = معامل الاحتكاك للسريان فوق الدرجات الذي يتغير من ٠,٥ إلى ٤، والقيمة المتوسطة تساوي ١,٣.

θ = زاوية ميل قناة التصريف مع الخط الأفقي.

من المقرر أن يحدث تدفق الكشاشة عندما تكون قيمة (d_c/h) أكبر من ٠,٨ تقريباً، بينما يحدث التدفق المغترب عندما تكون قيمة (d_c/h) أقل من ٠,٨ تقريباً (Chamani and Rajaratnam 1994). وفي حالة قناة التصريف المتدرجة فإن فاقد الطاقة في نظام التدفق المغترب يتم تقديره من خلال المعادلة التالية:

$$\Delta E/E_0 = \Delta H/H_{\max} = 1 - \frac{\{(1-\alpha)^N [1 + 1.5(d_c/h)] + \sum (1-\alpha)^i\}}{\{N + 1.5(d_c/h)\}} \quad (٥,٨١)$$

حيث إن:

$$N = \text{عدد الدرجات.}$$

$$E_0 = \text{الطاقة الكلية.}$$

ΔE = الفقد في الطاقة لقناة التصريف المتدرجة (أي الفرق بين E_0 والطاقة المتبقية عند طرف قناة التصريف المتدرجة).

$$\sum = \text{رمز للمجموع من } i=1 \text{ إلى } i=N-1$$

$$\alpha = a - b \log(d_c / h)$$

$$a = 0.30 - 0.35 (h / l)$$

$$b = 0.54 + 0.27 (h / l)$$

حيث إن:

$$l = \text{طول الدرجة.}$$

سرعات الطرف (نقطة الارتكاز) التقريبية في قناة التصريف المتدرجة وغير المتدرجة

موضحة في الجدول رقم (٥، ١٩) (Sorensen 1985; Campbell and Johnson 1984).

الأبعاد الأولية للمفايض المتدرجة في حالة سد ستيل ووتر العلوي في ولاية

يوتا (Young 1982) وسد مونكسفيل في ولاية نيوجيرسي (Sorensen 1985) موضحة في

الجدول رقم (٥، ٢٠). ويمكن أن تكون تلك الأبعاد إرشاداً لتقدير الأبعاد الأولية في

حالة المفايض المتدرجة الشبيهة بها. ويجب أن تتم أبعاد التصميم النهائية عن طريق

تجارب النموذج لأحوال وظروف الموقع المحددة.

الجدول رقم (٥، ١٩). سرعات الطرف (الارتكاز) للمفايض المتدرجة وغير المتدرجة.

| سرعة الطرف (م / ث) | | تصريف قناة التصريف |
|----------------------|------------------|---------------------|
| المفايض غير المتدرجة | المفايض المتدرجة | (م ^٣ /ث) |
| ١٦,٨ ≤ | ٤,٦ | ١,٩ |
| ٢٠,٧ ≤ | ٧,٤ | ٤,٦ |
| ٢٢,٦ ≤ | ٩,١ | ٧,٤ |
| ٢٢,٩ ≤ | ١١,٣ | ٩,٣ |
| ٢٤,٤ ≤ | ١٢,٢ | ١٣,٩ |

المصدر: (Campbell and Johnson (1984); Sorensen (1985).

الجدول رقم (٥, ٢٠). الأبعاد الأولية للمفايض (قنوات التصريف) المتدرجة.

| سد مونكسفيل نيو جيرسي (Sorensen 1985) | المياه الساكنة بالسد يوتا (Young 1982) | المتغير |
|--|--|-------------------------------------|
| ٣٦,٦ - ٢٧,٤ | ٦١ | ارتفاع قناة التصريف (م) |
| ٦١ | ١٨٣ | عرض قناة التصريف (م) |
| ٢,٦ | ١,٠٧ | الضاغط التصميمي فوق المصطبة (م) |
| ٩,٣ | ٢,٣٩ | التصرف التصميمي (م ^٣ /ث) |
| ٠,٧٨ أفقي: ١ رأسي | ٠,٦ أفقي: ١ رأسي ^٥ | ميل سطح الماء بقناة التصريف |
| ٥٠,٦١ | ٠,٦١ | ارتفاع الدرجات (م) |
| ٥٠,٤٨ | ٠,٣٧ | طول الدرجات (م) |
| الشكل مستدق الرأس قرب المصطبة | الشكل المغترب (المنحني) حتى ٦,١ م أسفل المصطبة | شكل المصطبة |
| ٩,٢ | ١١ - ٨ | السرعة عند الطرف (م/ث) |
| - | ٠,٧٥ | $\Delta E/E_0$ |
| - | ٧,٦ (تقريباً نصف الحوض الثابت التقليدي) | طول الحوض الثابت (م) |

a: ميل قناة التصريف ٠,٣٢ أفقي: ١ رأسي حتى ١٥,٨ م أسفل الجزء المنحني.

b: ارتفاع الدرجة = ٠,٤٦ م، طول الدرجة ٠,٣٦ م، وارتفاع الدرجة = ٠,٣٠ م، طول الدرجة =

٠,٢٤ م ضمن الجزء مستدق الرأس قرب المصطبة.

المصدر: (Sorensen 1985) ; Young (1982).

مثال رقم (٥, ١٥): احسب الفاقد في الضاغط في قناة تصريف متدرجة بدون بوابة تحت ظروف التدفق المعترب مع اعتبار h تساوي ٠,٦١ م، l تساوي ٠,٤٨ م، d_c تساوي ٠,١٨ م، و H_{dam} تساوي ٢٧,٤ م.

الحل:

لهذا المثال إن

$$h/l = 0.61/0.48 = 1.27$$

و

$$d_c/h = 0.18/0.61 = 0.295$$

ويستخدم المعادلة رقم (٥,٧٩)

$$\begin{aligned} \Delta H/H_{max} &= 1 - \left\{ \left[0.54 (0.295)^{0.275} + 1.715 (0.295)^{-0.55} \right] / [1.5 + 27.4/0.18] \right\} \\ &= 1 - \left[(0.386 + 3.356) / (1.5 + 152.22) \right] = 0.976 \text{ or } 97.6\% \end{aligned}$$

قنوات تصريف المتاهة والمقايض ذات المدخل شبه الدائري أو مزدوج الجانب:

Labyrinth Spillways and Spillways with Semicircular or Double-Sided Entry

وهي قنوات تصريف لولبية الشكل (أو المنطوية) على السطح وبذلك يكون هناك طول قمة كبير متاح في مساحة محددة من موقع قناة التصريف. ويكون طول المصطبة من ثلاث إلى خمس مرات من العرض المتاح، وتكون سعة التصريف ضعف هذا التصريف الخاص بقمة الفيضان القياسي الذي يوجد في نفس العرض المتاح. وتشكل المتاهة عن طريق سلسلة من الجدران العمودية على سطح منبع التدفق للمجرى المائي والمائلة على سطح مصب التدفق للمجرى المائي. ويمكن أن يكون ميل سطح مصب التدفق للمجرى المائي من ١ أفقي: ١٠ رأسي إلى ١ أفقي: ١٦ رأسي. وتكون هذه القنوات مناسبة في المواقع التي تكون فيها المساحة المتاحة غير

كافية لوضع الطول الكلي من قناة التصريف بسبب القيود الطبوغرافية (التضاريسية) أو العناصر الإنشائية للمباني الموجودة. وبشكل عام، تستخدم على أنها قنوات تصريف خدمة غير مبنية أو قنوات تصريف احتياطية للخزانات أو كسدود تحكم أو تفريق صغيرة في القنوات. ويكون الأداء الهيدروليكي لقنوات تصريف المتاهة معقداً بعض الشيء ويعتمد على طول المصطبة لكل دائرة، وعدد الدوائر التي تكوّن الشكل المشرشر، وارتفاع المصطبة، وزاوية المتاهة مع التدفق، والضغوط فوق المصطبة، وشكل المصطبة، وسمك الجدار، وتضاريس المصطبة. ويجب أن يكتمل التصميم عن طريق النموذج الهيدروليكي (الفيزيائي).

يمكن تقدير الأبعاد الأولية لقناة تصريف المتاهة باستخدام المعادلات العملية اعتماداً على تجارب النموذج (الشكل رقم ٥,٦). وواحدة من هذه المعادلات تعطى التالي (Tullis et al. 1995):

سمك الجدار =

$$t = P / 6$$

والعرض الداخلي عند المصطبة =

$$A = t \text{ to } 2 t$$

والعرض الخارجي عند المصطبة =

$$D = A + 2 t \tan (45 - \alpha/2)$$

وطول المصطبة الفعال =

$$L = 1.5 Q / \left[C_d h^{1.5} \sqrt{(2 g)} \right]$$

وطول المنحدر الموازي للتدفق = طول المتاهة =

$$B = \left[\{L/2N\} + t \tan(45-\alpha/2) \right] \cos \alpha + t$$

والطول الفعلي لقائمة الجانب =

$$L_1 = (B - t) / \cos \alpha$$

والطول الفعال لقائمة الجانب =

$$L_2 = L_1 - t \tan (45 - \alpha/2)$$

والطول الكلي للجدران =

$$L_3 = N (2L_1 + D + A)$$

والمسافة بين الدوائر =

$$\omega = 2L_1 \sin \alpha + A + D$$

وعرض المتاهة (عمودياً على التدفق) =

$$W = N \omega$$

وطول السد الخطي المكافئ لنفس التدفق =

$$1.5Q / \left[C_L H^{1.5} \sqrt{(2g)} \right]$$

ونسبة المسافة بين الدوائر إلى طول المصطبة =

$$\omega / P \cong 3 \text{ to } 4$$

حيث إن:

P = ارتفاع قناة التصريف فوق أرضية مصعد المجرى المائي.

H = الضاغط الكلي فوق المصطبة.

$N [2L_1 + A + D]$ = طول المصطبة الكلي.

N = عدد الدوائر.

W = العرض المستقيم بين الأكتاف.

α = زاوية المتاهة.

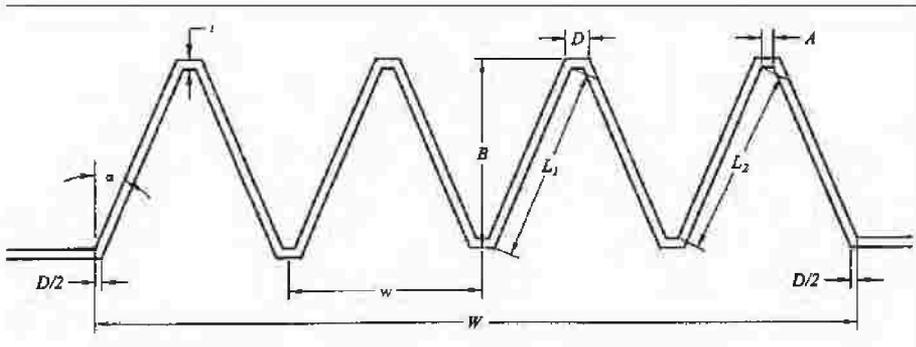
C_L = معامل التصرف للفيضان الخطي في السد الصغير المتراوح من حوالي 0.61

في حالة $H/P = 0.1$ ، إلى 0.76 في حالة $H/P = 0.9$.

المعادلات العملية لتقدير معامل التصرف C_d للقمم المستديرة هي كما يلي:

- $C_d = 0.49 - 0.24 (H/P) - 1.20 (H/P)^2 + 2.17 (H/P)^3 - 1.03 (H/P)^4$
for $\alpha = 6^\circ$
- $C_d = 0.49 - 1.08 (H/P) - 5.27 (H/P)^2 + 6.79 (H/P)^3 - 3.83 (H/P)^4$
for $\alpha = 8^\circ$
- $C_d = 0.49 + 1.06 (H/P) - 4.43 (H/P)^2 + 5.18 (H/P)^3 - 1.97 (H/P)^4$
for $\alpha = 12^\circ$
- $C_d = 0.49 + 1.00 (H/P) - 3.57 (H/P)^2 + 3.82 (H/P)^3 - 1.38 (H/P)^4$
for $\alpha = 15^\circ$
- $C_d = 0.49 + 1.32 (H/P) - 4.13 (H/P)^2 + 4.24 (H/P)^3 - 1.50 (H/P)^4$
for $\alpha = 18^\circ$

تقوم أبعاد التصميم على المتاهة مع كون ميول مصب ومصب تدفق المجرى المائي أفقية على نفس الارتفاع بفرض أن قناة مصب التدفق للمجرى المائي لها ميل فوق حرج.



الشكل رقم (٦، ٥). شكل سطح أربعة دوائر من قناة تصريف المتاهة.

مثال رقم (١٦، ٥): استتج الأبعاد الأولية لقناة تصريف المتاهة لتصريف تصميمي مقداره ١٥٣٨ م^٣/ث، والضغوط فوق المصطبة ١,٩٧٥ م، وعدد الدوائر ١٣، وارتفاع المصطبة P يساوي ٣,٠٥ م، وزاوية قوائم الجانب $\alpha = 8^\circ$. هذا المثال مأخوذ من (Tullis et al. (1995).

الحل:

$$H = 1.975 \text{ m} \quad , \quad H/P = 0.648 \quad , \quad t = P/6 = 0.508 \text{ m}$$

$$A \cong 0.95 \text{ m} \quad , \quad D = 0.95 + 2 \times 0.508 \tan 41^\circ = 1.83 \text{ m}$$

$$C_d = 0.49 + 1.08 (0.648) - 5.27 (0.648)^2 + 6.97 (0.648)^3 - 2.83 (0.648)^4 \\ = 0.3255$$

$$L = 1.5 \times 1538 / \left[0.3255 \times 1.975^{1.5} \sqrt{(2 \times 9.81)} \right] = 576.5 \text{ m}$$

$$B = \left[\{ 576.5 / (2 \times 13) \} + 0.508 \tan 41^\circ \right] \cos 8^\circ + 0.508 = 22.90 \text{ m}$$

$$L_1 = (22.90 - 0.508) / \cos 8^\circ = 22.61 \text{ m}$$

$$L_2 = 22.61 - 0.508 \tan 41^\circ = 22.17 \text{ m}$$

$$L_3 = 13 [2 \times 22.61 + 1.83 + 0.95] = 624 \text{ m}$$

$$\omega = 2 \times 22.61 \sin 8^\circ + 0.95 + 1.83 = 9.07 \text{ m}$$

$$W = 13 \times 9.07 = 118 \text{ m}$$

$$\omega/P = 9.07/3.05 \cong 2.97$$

وطول قناة تصريف الفيضان الخطي لنفس التدفق (مع $C_L = 0.76$):

$$1.5 \times 1538 / \left[0.76 \times 1.975^{1.5} \sqrt{(2 \times 9.81)} \right] = 247 \text{ m}$$

أحواض الترسيب وأجهزة تشتيت الطاقة

Stilling Basins and Energy Dissipation Devices

أحواض هي أجهزة تستخدم لتشتيت الطاقة الحركية للمياه الساقطة عند طرف قناة التصريف لكي تقلل من احتمالية الانجراف قبل أن تصل إلى مهبط القناة.

وتكون المنحنيات البيانية التجريبية متاحة لتقدير السرعات عند طرف المفايض مع ميول أسطح مصب القناة من ٠,٦ أفقي: ١ رأسي إلى ٠,٨ أفقي: ١ رأسي (Peterka 1978; Chow 1959). وبالتبادل، يمكن تقدير سرعات الطرف عن طريق:

$$V = C\sqrt{[2g(Z - H/2)]}$$

(٥,٨٢)

حيث إن:

$$V = \text{سرعة الطرف (م/ث)}.$$

$$Z = \text{السقوط من منسوب سطح مياه الخزان إلى طرف قناة التصريف (م)}.$$

$$H = \text{الضاغط فوق قمة قناة التصريف (م)}.$$

$$C = \text{معامل الاحتكاك والفواقد الأخرى على امتداد سطح قناة التصريف أو نسبة}$$

السرعة الفعلية إلى السرعة النظرية.

إن قيم C لقيم Z و H المختلفة يمكن الحصول عليها من المنحنيات البيانية سالفة الذكر (Peterka 1978). وإن سرعات الطرف للسقوط والضواغط المختارة فوق قمة قناة التصريف موضحة في الجدول رقم (٣, ١٣).

في المجال العملي، فإن تصاميم أحواض الترسيب يجب أن يتم إنهاؤه عن طريق اختبارات النماذج الهيدروليكية. وبناءً على اختبارات النماذج الهيدروليكية، فقد تم تطوير أنواع عديدة من أحواض الترسيب لظروف تدفق مختلفة. وقد قامت هيئة المحافظة على التربة بتطوير أحواض الترسيب الخاصة بمساقط سان أنطوني (SAF) للاستخدام في أبنية الصرف الصغيرة حيث إن أرقام فرود (F) تتغير من 1.7 إلى 12، التي يمكن ألا تبرر دراسات النموذج الهيدروليكي الفردي (UADA 1959). وأحواض الترسيب في مساقط سان أنطوني SAF تشمل حواجز الشلال، وسناد

طرفي، وأرضية مستوية. وأبعاد العناصر المتعددة من أحواض الترسيب لمساقط سان أنطوني SAF هي:

$$(١٥,٨٣) \quad F = V_1 / \sqrt{(gy_1)}$$

L_B = طول الحوض

$$(٥٥,٨٣) \quad L_B = 4.5 y_2 / F^{0.76}$$

ارتفاع حواجز الشلال = y_1

$$(ج٥,٨٣) \quad \text{Heigh of chute blocks} = y_1$$

عرض حواجز الشلال = $3 y_1 / 4$

$$(د٥,٨٣) \quad \text{Width of chute blocks} = 3 y_1 / 4$$

المسافة بين حواجز الشلال = $3 y_1 / 4$

$$(٥٥,٨٣) \quad \text{Spacing of chute blocks} = 3 y_1 / 4$$

مسافة الحواجز الأرضية من نهاية مصعد الحوض الساكن = $L_B / 3$

Distance of floor blocks from upstream end of silling basin = $y_B / 3$

$$(و٥,٨٣)$$

ارتفاع الحواجز الأرضية = y_1

$$(ز٥,٨٣) \quad \text{Heigh of floor blocks} = y_1$$

عرض الحواجز الأرضية = $3 y_1 / 4$

$$(ح٥,٨٣) \quad \text{Width of floor blocks} = 3 y_1 / 4$$

المسافة بين الحواجز الأرضية = $3 y_1 / 4$

$$(ط٥,٨٣) \quad \text{Spacing of floor blocks} = 3 y_1 / 4$$

ارتفاع سناد الطرف = $0.07 y_2$

(ك٥,٨٣)

$$\text{Heigh of end sill} = 0.07 y_2$$

حيث إن:

$$V_1 = \text{السرعة قبل القفزة.}$$

$$y_1 = \text{عمق المياه قبل القفزة.}$$

$$y_2 = \text{عمق المياه التبادلي أو المتتابع بعد القفزة.}$$

ويتم وضع الحواجز الأرضية في نمط متعرج بالنسبة لحواجز الشلال وهي مربعة السطح مع أسطح المصب والمنبع الرأسية، أو مع أسطح المصب المائلة وأسطح المنبع الرأسية.

ويمكن تقدير ارتفاع الماء المنصرف (مياه المؤخرة) أو عمقها في مصب القناة للحوض الساكن باستخدام حسابات القطاع الجانبي لسطح المياه لتصرف التصميم (USACE 1991c, 1998).

مثال رقم (٥, ١٧): استتج الأبعاد التمهيدية لحوض مساقط سان أنطوني الساكن لقناة تصريف، إذا علمت إن $Z = 9,2$ م و $H = 1,6$ م، ومعامل التصريف لقمة مستدقة الرأس = $2,22$. ويتكون قاع النهر من رمال ناعمة $d_{50} = 0,30$ مم ومنسوب مياه التصميم المنصرفة (المياه الخلفية) هو 100 م.

الحل:

$$q = 2.22 (1.6)^{1.5} = 4.5 \text{ m}^2 / \text{s}$$

ومن الجدول رقم (٣, ١٣)، سرعة الطرف = السرعة قبل القفزة =

$$V_1 \cong 12 \text{ m/s}$$

$$y_1 = 4.5 / 12 = 0.375 \text{ m}$$

$$F = \left[12 / \sqrt{(9.81 \times 0.375)} \right] = 6.26$$

$$y_2(0.375/2) \left[\sqrt{\{1+8 \times 6.26^2\}} - 1 \right] = 3.138 \text{ m}$$

لتعليل بعض الانخفاض في ارتفاع الماء الخلفي (المتصرف) الناتج عن الانجراف في قناة المصب، نضع أرضية الحوض الساكن حوالي ٣,٧٥ م أسفل منسوب الماء الخلفي أو على منسوب ٩٦,٢٥ م.
طول أرضية الحوض:

$$L_B = (4.5 \times 3.138) / (6.26^{0.76}) = 3.5 \text{ m}$$

ارتفاع حواجز الشلال = ارتفاع حواجز الأرضية = ٠,٣٧٥ م.
وعرض والمسافة بين حواجز الشلال والحواجز الأرضية =

$$3 \times 0.375 / 4 = 0.28 \text{ m}$$

ومسافة الحواجز الأرضية من حافة منبع الحوض الساكن =

$$3.5 / 3 = 1.17 \text{ m}$$

وارتفاع سناد الطرف =

$$0.07 \times 3.138 = 0.22 \text{ m}$$

عامل لاسي للظمي =

$$1.76 \sqrt{0.30} = 0.96$$

وعمق الانجراف المحتمل أسفل ارتفاع الماء المتصرف (المياه في الخلف) =

$$2.0 \times R = 2.0 \times 1.337 (4.5^2 / 0.96)^{1/3} = 7.39 \text{ m}$$

(انظر المعادلة رقم ٥,٢٤ ب).

قم بعمل قطع في الركيزة المستعرضة بحوالي ٧,٥ م أسفل ارتفاع الماء المتصرف عند نهاية الحوض الساكن.

يجب التحقق من سمك أرضية الحوض الساكن حتى تكون آمنة ضد ضغوط الأحمال العليا.

وقد قامت USBR بتطوير أحواض ساكنة متعددة يمكن تطبيقها في ظروف هيدروليكية مختلفة (Peterka 1978):

١- الحوض I هو أبسط حوض ساكن أولي مع أرضية مسطحة طولها يساوي طول القفزة. ويمكن تقدير طول القفزة، L ، لقيم F المختلفة من الجدول رقم (٣، ١٥). وهذا الحوض ليس له أي ملحقات ولهذا يكون طول الحوض المطلوب كبيراً نسبياً.

٢- الحوض II تم اختباره لقيم F من ١، ٤ إلى ١٤، ٣٨. وهو يشمل حواجز شلال ارتفاعها وعرضها وتباعدها يساوي y_1 وسناد مسنن ارتفاعه $0.2 y_2$ عند طرف الحوض، ولكن ليس له حواجز أرضية. وعرض والمسافات بين التسننات $0.15 y_2$. ويتم ضبط ارتفاع أرضية الحوض لاستخدام عمق الماء الخلفي التبادلي زائد عامل سلامة إضافي. ويمكن للتقريب وضع طول للحوض عند عمق $1.05 y_2$ أسفل منسوب ماء التصميم الخلفي (المتصرف). ويمكن استنباط طول الحوض من الجدول رقم (٥، ٢١). ويتم تصميم الحوض باستخدام المنحنيات البيانية التجريبية التي تم تطويرها اعتماداً على اختبارات النموذج الهيدروليكي وتكون مناسبة للسدود المرتفعة والمفيضات العالية حتى ٦١ م في الارتفاع ولتدفقات حتى $٤٦,٤ \text{ م}^3/\text{ث}$ لكل متر عرضي من الحوض.

الجدول رقم (٥, ٢١). طول أحواض الترسيب II و III .

| (الحوض III) L/y_2 | (الحوض II) L/y_2 | F |
|---------------------|--------------------|-------|
| - | ٣,٦ | ٤ |
| ٢,٢ | ٣,٧٨ | ٤,٢٥ |
| ٢,٤٨ | ٤ | ٦ |
| ٢,٦٤ | ٤,٢ | ٨ |
| ٢,٧٥ | ٤,٣٥ | ١٠ |
| ٢,٧٨ | ٤,٣٨ | ١٢ |
| ٢,٧٨ | ٤,٣٦ | ١٤ |
| ٢,٧٨ | ٤,٣٢ | ١٤,٢٥ |
| ٢,٧٥ | - | ١٦ |

المصدر: (1978) Peterka.

مثال رقم ٥, ١٨: استتج الأبعاد الأولية لحوض USBR الساكن لقناة تصريف، حيث $Z = ٤٠$ م (من منسوب سطح مياه منبع التدفق إلى قاع نهر المخرج)، $H = ٥,٤$ م، ومنسوب الماء المتصرف ١٠٠ م، ومعامل تصرف قناة التصريف $٢,٢٣$.

الحل:

$$q = 2.23 (5.4)^{1.5} = 28 \text{ m}^2 / \text{s}$$

ومن الجدول رقم (٣, ١٣)، سرعة الطرف:

$$V_1 \cong 22 \text{ m/s}$$

و

$$y_1 = 28 / 22 = 1.27 \text{ m}$$

$$F = \left[\frac{22}{\sqrt{(9.81 \times 1.27)}} \right] = 6.233$$

$$x y_2 = (1.27/2) \left[\sqrt{\{1+8 \times 6.233^2\}} - 1 \right] = 10.58 \text{ m}$$

ولتعليل بعض الانخفاض في منسوب الماء المتصرف الناتج عن الانجراف في قناة المصب، ضع أرضية الحوض الساكن حوالي ١٢ م أسفل منسوب الماء الخلفي أو على منسوب ٨٨ م.

ومن الجدول رقم (٥، ٢١):

$$L/y_2 = 4.1$$

= طول الحوض

$$L = 43.4 \text{ m}$$

وارتفاع حواجز الشلال = عرض حواجز الشلال =

$$y_1 = 1.27 \text{ m}$$

= ارتفاع السناد المسنن

$$0.2 y_2 = 1.12 \text{ m}$$

= عرض السناد المسنن = المسافات البينية

$$1.5 y_2 = 1.59 \text{ m}$$

إذا وجد أن منسوب أرضية الحوض (٨٨ م) أسفل كثيراً من قاع النهر عند المخرج، فإن السقوط الكلي، Z ، من منسوب سطح مياه منبع النهر إلى أرضية الحوض يمكن أن يكون أكبر من ٤٠ م، والسرعة، V_1 ، المقدره من الجدول رقم (٣، ١٣) يمكن أن تكون أكبر من ٢٢ م/ث. وفي هذه الحالة، يمكن إعادة الحسابات مع القيمة المعدلة من Z . ويمكن تقدير عمق الركيزة المستعرضة وسمك أرضية الحوض كما هو موضح مسبقاً.

٣- الحوض III هو حوض ساكن قصير لأبنية القناة، وأعمال المخارج

الصغيرة، والمفايض الصغيرة، وقد تم إثبات فاعليتها في حالة قيم F أكبر من ٤.٥.

وهو يشمل حواجز الشلال، وحواجز الأرضية، وسناد طرفي. ويكون ارتفاع وعرض وتباعد حواجز الشلال مساوية لـ y_1 ، ما عدا أن ارتفاع حواجز الشلال لا يجب أن تكون أقل من ٢،٠ م. ويمكن أخذ قيم ارتفاع العارضات h_B ، والسناد الطرفي h_p من الجدول رقم (٥،٢٢). ويجب وضع سطح مصعد حواجز العارضات عند مسافة $0.8y_2$ من سطح مهبط حواجز الشلال، وميول سطح مهبط هذه الحواجز ١ أفقي: ١ رأسي، ويكون سطح منبع التدفق رأسياً، والقطاع العرضي شبه منحرف مع اتساع المصطبة على امتداد اتجاه التدفق يساوي ٢،٠ مرة من الارتفاع. ويتم الوصول للأبعاد النهائية للحوض باستخدام المنحنيات البيانية التجريبية التي تم تطويرها اعتماداً على اختبارات النموذج الهيدروليكي.

الجدول رقم (٥،٢٢). ارتفاعات حواجز العارضات والسناد الطرفي لحوض III.

| h_p/y_1 | h_B/y_1 | F |
|-----------|-----------|----|
| ١،٢ | ١،٢٥ | ٤ |
| ١،٣٥ | ١،٦ | ٦ |
| ١،٤٥ | ١،٩٥ | ٨ |
| ١،٥٥ | ٢،٣ | ١٠ |
| ١،٦٥ | ٢،٦ | ١٢ |
| ١،٨ | ٢،٩٥ | ١٤ |
| ١،٩ | ٣،٣ | ١٦ |
| ١،٩٥ | ٣،٤٥ | ١٧ |
| ٢،٠ | - | ١٨ |

٤- حوض IV يكون مناسباً لأبنية القناة، أو سدود التحويل، أو حالات السقوط الصغيرة مع قيم F بين ٢,٥ و ٤,٥ ويمكن تطبيقه على القطاعات العرضية فقط. وهو يشمل حواجز الشلال وسناد طرفي لكن لا يوجد حواجز عارضات. وتصميم الحوض هذا يقلل ارتفاع الموجات المتكونة في القفزات غير التامة أو غير المناسبة.

٥- حوض V له متزر مائل. وإذا كان عمق المياه المتصرفه المتاح ملائماً، يتم تقرير المتزر الأفقي والمائل تبعاً للأداء الجيد المساوي لقيم الارتفاع F . خطوات التصميم التمهيدي لحوض V هي كما يلي:

(أ) اختر تركيباً مناسباً للمتزر المائل.

(ب) ضع المتزر حتى تكون مقدمة القفزة عند نهاية ميل منبع التدفق للتصرف الأقصى أو للتصرف التصميمي وارتفاع الماء المتصرف المناظر باستخدام البيانات من المنحنيات البيانية التجريبية المنشورة (Peterka 1978). ويمكن أن يكون من الضروري رفع أو خفض المتزر أو تغيير ميله بعد محاولات عديدة.

(ج) احصل على طول القفزة L_f ، للتصرف التصميمي من القيم الجدولية (Peterka 1978) واختر طول متزر مساوي لطول القفزة. ويمكن إضافة متزر أفقي صغير عند نهاية المتزر المائل.

(د) قم بعمل سناد طرفي مستطيل بارتفاع بين $0.05 y_2$ و $0.10 y_2$ وميل سطح المنبع بين ٢ أفقي: ١ رأسي و ٣ أفقي: ١ رأسي.

في حالة المفايض العالية التي لها تصرف تصميم يتجاوز $٤٦ م^٣/ث$ ، فإنه يجب القيام بدراسة النموذج الهيدروليكي.

العمق والطول التبادلي للقفزة يمكن أن يتم تقديرهما من الجدول رقم (٥,٢٣) أو من المنحنيات البيانية المنشورة (Peterka 1978).

٦- حوض VI وهو عبارة عن مشتت طاقة بالتصادم المحتوي في بناء صندوقي الشكل صغير نسبياً، والذي لا يتطلب ماء متصرف لنجاح الأداء. وهو يستخدم بشكل شائع لمخارج الأنبوب. ويتم اختيار أبعاد التصميم للحوض من القيم الجدولية اعتماداً على تجارب النموذج (Peterka 1978).

الجدول رقم (٥,٢٣). الأعماق التبادلية وطول القفزة على المنزرج المائل.

| ميل المنزرج ٣ أفقي: رأسي | | ميل المنزرج ٤ أفقي: رأسي | | ميل المنزرج ٥ أفقي: رأسي | | F |
|--------------------------|-----------|--------------------------|-----------|--------------------------|-----------|----|
| L/y_2 | y_2/y_1 | L/y_2 | y_2/y_1 | L/y_2 | y_2/y_1 | |
| - | ٦,٨ | ٢,٢ | ٥,٥ | ٢,٥٥ | ٤,٨ | ٢ |
| - | ١٤ | ٢,٨ | ١٢ | ٣,١٥ | ١٠ | ٤ |
| - | ٢٢ | ٢,٩٥ | ١٨,٥ | ٣,٣٨ | ١٥,٦ | ٦ |
| - | ٣٠ | ٣ | ٢٥ | ٣,٤ | ٢١ | ٨ |
| - | - | - | - | ٣,٤ | ٢٦,٥ | ١٠ |

- توضح أن نتائج الاختبار غير متاحة.

المصدر: (Peterka (1978) ; Chow (1959).

٧- حوض VII يشمل حيز ضيق ودلو مصممت لأجل قنوات تصريف السد العالية والمتوسطة والمنخفضة. ويتم اختيار أبعاد تصميم الحوض من القيم الجدولية اعتماداً على تجارب النموذج (Peterka 1978).

٨- حوض VIII يستخدم لتشيتت طاقة مهبط صمامات ثقب النافورة.

٩- حوض IX يكون مناسباً للقنوات أو حالات سقوط قناة التصريف حتى وحدة تصرف ٥,٦ م^٣/ث لكل متر عرضي من الشلال. وهو يشمل شلالاً على ميل ٢ أفقي: ١ رأسي أو أكثر انبساطاً لتتم السقوط في قاع القناة. ويتم وضع الحواجز المتعرجة على الميل لتشتيت الطاقة. وخطوات حساب الأبعاد الأولية للحوض هي كما يلي:

(أ) قم بعمل سناد قصير عند حافة ميل منبع التدفق لتكوين بحيرة ساكنة.

وارتفاع السناد يمكن أن يكون حوالي ٠,٦١ م.

(ب) استتج $y_0 = (q^2 / g)^{1/3}$ حيث $q = Q/B$ و $Q =$ التصريف التصميمي و $B =$ عرض الشلال.

(ج) قم بعمل حواجز العارضات بارتفاع $H = 0.5 y_0$ وعرض الحواجز = التباعد $1.5 H$. ويجب وضع الحواجز الجزئية التي عرضها يساوي من $1/3 H$ إلى $2/3 H$ مقابل جدار واحد في صفوف ١ و ٣ و ٥ و ٧، ... إلخ، ومقابل الجدار الأخر في صفوف ٢ و ٤ و ٦ و ٨، ... إلخ. والمسافة بين الصفوف المتجاورة لحواجز الشلال يجب أن تساوي $2 H$. ويمكن وضع الحواجز عند أسطح منبع التدفق عمودي على سطح الشلال أو مع الأسطح الرأسية.

(د) يجب وضع الحماية من الانجراف عند نهاية مصب الشلال.

١٠- حوض X يقصد به قنوات تصريف الأنفاق لكنه يستخدم أيضاً للشلالات المفتوحة. وهو يتكون من دلو مقلوب عند نهاية مصب النفق، أو شلال، أو سطح قناة تصريف. وتعرف أحواض الترسيب من هذا النوع بقفزة الزلاجة، متغيرة المسار، غير المركزة، المقلوبة، أو دلو المسار المنحني ويمكن تطبيقها لقيم F

تتراوح من ٦,٨ إلى ١٠,٣. ويختلف انحدار الدلو المقلوب من حوالي ١٥° إلى ٣٥° مع الأفقي. ويجب أن يكون نصف قطر الدلو على الأقل أربع مرات من عمق التدفق في الدلو. طول مسار النفث (أي، المسافة الأفقية من طرف أو حافة مهبط الدلو إلى النقطة حيث يسقط الانبثاق رأسياً لأسفل)، X ، وارتفاع النفث فوق الدلو المقلوب يمكن أن يتم تقريبه عن طريق المعادلة:

$$X = V^2 \sin 2\theta / g \quad (أ ٥,٨٤)$$

$$r = \text{rise} = (V \sin \theta)^2 / 2g \quad (ب ٥,٨٤)$$

حيث إن:

$$\theta = \text{زاوية الطرف إلى الأفقي.}$$

$$V = \text{سرعة النفث الخارج من الدلو.}$$

ويمكن أن يكون لنهاية طرف الدلو المقلوب ميل أفقي قصير أو يمكن أن يكون له حافة مائلة متبوعة بسطح مصب رأسي. ويتم عمل مهبط السطح الرأسي للدلو المقلوب، وبركة انغمار لتشتيت طاقة النفث للدلو. وعندما يسقط النفث رأسياً على قاع النهر، يكون حفرة جرف. وأقصى عمق للجرف يمكن أن يتم تقريبه عن طريق المعادلة التالية (USBR 1987):

$$D_s = 1.897 H^{0.225} q^{0.54} \quad (٥,٨٥)$$

حيث إن:

$$D_s = \text{أقصى عمق للجرف أسفل ارتفاع الماء المتصرف (م).}$$

$$H = \text{منسوب السقوط من منسوب الخزان إلى منسوب الماء المتصرف (م).}$$

$$q = \text{وحدة التصريف (م}^3\text{/ث) لكل متر عرض من الشلال أو الدلو.}$$

ما لم يحتوى قاع النهر على صخور صلبة غير قابلة للتآكل، يجب عمل بركة انغمار من الخرسانة المسلحة للحماية من الانجراف. ويمكن وضع أرضية بركة الانغمار عند عمق، D_0 ، أسفل ارتفاع الماء المتصرف. ويمكن أن يكون طول بركة الانغمار أكبر قليلاً من طول مسار النفث، X .

الأبعاد الأولية للتقييم المقارن لتصاميم الحوض الساكن البديلة أو تقديرات التكلفة الأولية يمكن أن يتم باستخدام البيانات المعروضة في هذا الجزء. ويجب إنهاء التصاميم التفصيلية لظروف معينة باستخدام المنحنيات البيانية المنشورة للأصناف الفردية من الأحواض واختبارات النموذج الهيدروليكي.

مثال رقم (٥، ١٩): استتج الأبعاد الأولية للحوض الساكن من نوع الدلو لقفزة الزلاجة وبركة الانغمار لقناة تصريف، باعتبار أن $H = 6.1$ م، $Z = 100$ م، $q = 33$ م^٣/ث. ومنسوب ماء التصميم المتصرف (الخلفي) ٩٥ م أسفل منسوب سطح مياه التصميم في الخزان، والذي يكون على منسوب ١٠٠٠ م. اعتبر أن $\theta = 25^\circ$.

الحل:

من المعادلات رقم (٥، ٨٢) ورقم (٥، ٨٤)، يمكن ملاحظة أن السرعة عند قاع السقوط تختلف تقريباً باختلاف الجذر التربيعي لصافي السقوط وطول بركة الانغمار تختلف باختلاف مربع السرعة. ولتحسين أبعاد بركة الانغمار، يكون من المطلوب إجراء حسابات تجريبية عديدة لحساب ارتفاع الدلو لقفزة الزلاجة. وفي هذه الحالة، تم حساب أن نهاية سناد قفزة الزلاجة تقع على بعد ٩٠ م أسفل منسوب سطح ماء خزان التصميم أو على منسوب ٩١٠ م.

وفي حالة $H = 6.1$ m ، $Z = 90$ m ومن الجدول رقم (٣، ١٣) نجد أن:

$$V \cong 34 \text{ m/s}$$

وحيث

$$y = 33/34 = 0.97 \text{ m}$$

$$R \cong 4 \times 0.97 \cong 4 \text{ m}$$

ليس هناك خطوط إرشادية محددة لتقدير طول وعمق الدلو. ولكن يمكن تقديرهم بمجرد حساب نصف قطر الدلو وزاوية الطرف، على سبيل المثال:

$$\text{طول قوس الدلو} = 2R \theta^\circ \pi/180$$

$$\text{وعمق الدلو} = R - R \cos \theta$$

ولإجراء التقديرات الأولية، يمكن أخذ الطول، L ، فيما وراء نقطة الدلو المنخفضة على أنها حوالي $0,25$ إلى $0,60$ مرة من نصف القطر. وفي هذه الحالة، استخدم $L = 2$ م، وعمق الدلو بين نهايته والنقطة المنخفضة = $0,80$ م. وقم بعمل سناد أفقي بعرض $0,61$ م عند مهبط حافة الدلو (الشكل رقم ٥,٧). ويجب تدقيق هذه الأبعاد الأولية اعتماداً على اختبارات النموذج الهيدروليكي أو معلومات اختبار الأنواع الشبيهة من الدلو المقلوب. وباستخدام المعادلات رقم (١٥,٨٤) ورقم (٥,٨٤) نجد طول مسار النفث الأفقي:

$$X = (34^2 \times \sin 50^\circ) / 9.81 = 90 \text{ m}$$

وارتفاع النفث:

$$(34 \times \sin 25^\circ)^2 / (2 \times 9.81) = 10.5 \text{ m}$$

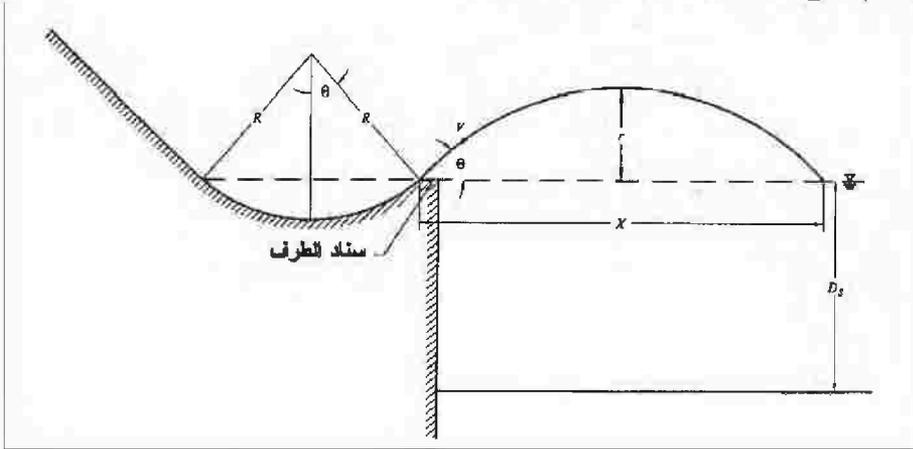
أي يرتفع $10,5$ م فوق نهاية السناد أو حتى منسوب $920,5$ م. الطاقة الحركية التي يضرب بها النفث قاع النهر نظير السقوط من قمة مسار النفث إلى منسوب الماء المتصرف (الخلفي) والذي منسوبه 905 م تساوي

$$H = 920.5 - 905 = 15.5 \text{ m}$$

وباستخدام المعادلة رقم (٥,٨٥) فإن

$$D_s = 1.897 \times 15.5^{0.225} \times 33^{0.54} = 23.2 \text{ m}$$

قم بعمل بركة انغمار بطول ٩٥ م عند ارتفاع حوالي ٢٤ م أسفل منسوب ماء التصميم المتصرف أو عند منسوب ٨٨١ م. ويجب التحقق من قاعدة أرضية بركة الانغمار حتى تكون آمنة ضد الضغوط المحمولة. وبناءً على ظروف الموقع، فإن طول الانغمار يمكن أن يقلل عن طريق اختيار ارتفاعاً أعلى من الدلو لقفزة الزلاجة. وبالتبادل، يمكن تقسيم أنواع أخرى من أحواض الترسيب.



الشكل رقم (٥,٧). الرسم التخطيطي للدلو ذو القفزة الزلاجة.

القدرة الكهربائية ومائية Hydroelectric Power

محطة القدرة Power Plant

لمحطة القدرة المائية مكونات عديدة:

- ١- قناة قدرة أو أنبوبة أو نفق، تنقل الماء من المصدر (مثل، خزان أو مدخل نهر) إلى الخزان الأمامي أو البرابنخ بالجوار القريب من محطة القدرة.

٢- الخزان الأمامي: قناة قصيرة مفتوحة لها سعة تخزينية صغيرة نسبياً لتمتص تقلبات التدفقات قصيرة المدى (مثل، في الساعة أو النهار). وهي تتصل بقناة الطاقة أو المدخل، الذي يتحكم في دخول الماء إلى البرابنج أو المحركات. واعتماداً على ظروف الموقع، وقد يكون أو لا يكون الخزان الأمامي ضرورياً.

٣- بنية المدخل: يتحكم في تدفق الماء من الخزان الأمامي إلى البرابنج أو المحركات. ويتم عمل شبكة لحجز النفايات مباشرة عند مصعد بنية المدخل لتتحكم في عدم دخول كتل الحجارة والأسماك إلى المحرك.

٤- البرابنج: في حالة المباني الكهرومائية متوسطة أو عالية الضاغط، فإن الماء من الخزان الأمامي أو نفق الطاقة (إذا لم يتم عمل الخزان الأمامي) ينقل إلى مدخل المحرك خلال أنابيب الضغط، وتُصنع عادةً من الفولاذ. سمية أنابيب الضغط هذه بالبرابنج. وهي توضع على مناطق شديدة الانحدار بدون انحناءات حادة لتقليل الفواقد. ويجب أن يكون مدخل البرابنج منغمساً في الماء بما فيه الكفاية لمنع دخول الهواء. وفي حالة الأنفاق الطويلة، يتم عمل صهريج تمورّ بالقرب من محطة الطاقة بين وصلة النفق والبرابنج، لحماية النفق والبرابنج من ضغوط طرق الماء في حالة التوقف المفاجئ للتدفق خلال المحركات. وفي بعض المنشآت منخفضة الضاغط، حيث يمكن إمداد الماء إلى المحركات خلال القنوات المفتوحة، فإنه يمكن ألا تكون البرابنج ضرورية.

٥- الصندوق الحلزوني: يتم نقل الماء من نهاية البرابنج إلى المحرك خلال صندوق حلزوني، لولبي السطح. والغرض الرئيس من الصندوق الحلزوني هو الحفاظ على سرعة منتظمة تقريباً عند مدخل ريش التوجيه (أو البوابة) عند مدخل المحرك.

٦- بوابة صغيرة: يدخل الماء إلى المحرك خلال بوابة صغيرة.

٧- مولد- المحرك: يوجد العديد من أنواع المحركات متاحة من كثير من الجهات المصنعة ومناسبة لظروف المواقع المختلفة، وهي آلات تستخدم لتحويل طاقة وضع وطاقة حركة الماء إلى شغل مفيد. ويقوم المولد بتحويل هذه الطاقة إلى طاقة كهربية.

٨- أنبوب السحب: يتم تصريف الماء من المحركات في اتجاه التيار خلال أنبوب السحب. ولأنبوب السحب مساحة قطاع عرضي متزايدة بانتظام وبهذا تقل سرعة الخروج إلى قناة مهبط النهر بشكل كبير. وعادةً يتم عمل تصميم أنبوب السحب من قبل المصنعين.

٩- المسرب السفلي: وهي القناة التي يدخل إليها الماء من أنبوب السحب. وهي تنقل الماء المتصرف من محطة الطاقة إلى القناة الطبيعية على جانب مهبط النهر.

ويتم تصنيف محطات القدرة الكهرومائية تبعاً للسعة المركبة، كما يلي:

١- التقليدي: تكون السعة المركبة أكبر من ١٥ ميجاوات.

٢- المقياس الصغير: تكون السعة المركبة بين ١ و ١٥ ميجاوات.

٣- المصغر: تكون السعة المركبة بين ١٠٠ كيلووات و ١ ميجاوات.

٤- الدقيق: تكون السعة المركبة أقل من ١٠٠ كيلووات.

وتشمل الإنشاءات الهيدروليكية المتعلقة بالمبنى الكهرومائي، بناء المدخل، وقناة الطاقة، والنفق، والبرابخ، وصهريج تمور، وأنبوب سحب، وقناة مسرب سفلي. والخطوط الإرشادية لتصميم هذه الإنشاءات متاحة في منشورات عديدة (مثل ASCE 1989; Monsonyi 1963; USACE 1985; Davis and Sorensen 1970; Zipparo and Hansen 1993; Creager and Justin 1950).

يتم تقدير السعة المركبة أو جهد توليد القدرة المائية لموقع محدد عن طريق المعادلة:

$$P = 9.80 Q H \eta \quad (٥,٨٦)$$

حيث إن:

$$P = \text{القدرة بالكيلووات.}$$

$$Q = \text{التدفق (م}^3/\text{ث).}$$

$$H = \text{صافي الضاغط المتاح (م).}$$

$$\eta = \text{كفاءة المولد- المحرك، عادة في مدى من } ٨٠\% \text{ إلى } ٩٠\%.$$

يتم تقدير القيم التصميمية لكل من Q و H من جداول مدة التدفق وضغط- التصرف أو من منحنيات مصدر إمداد المياه. ولتعظيم استخدام المياه المتاحة، يمكن اختيار قيمة Q التي تتجاوز من ١٠٪ إلى ٣٠٪ من المرات لتقدير السعة المركبة للمبنى. ويمكن اختبار قيم Q العديدة وقيم H المناظرة لتقدير القيم التي تؤدي إلى السعة المركبة المثلى لاستخدام المياه والاعتبارات الاقتصادية. وفي حالة التخطيط الأولي، يمكن اعتبار أن السعة المركبة تلك التي يكون عندها الزيادة الكبيرة نسبياً في قيمة Q تؤدي للحصول على زيادة صغيرة نسبياً في قيمة P.

لتقدير جهد توليد القدرة المائية السنوي لمبنى، يجب إجراء دراسة لعملية تشغيل الخزان ومحطة الطاقة باستخدام نماذج مثل HEC-3 (USACE 1981) و HEC-5 (USACE 1982) مع متتاليات التدفقات المتاحة والضغوط المناظرة للفترة الزمنية الطويلة نسبياً (١٠ إلى ٥٠ سنة أو أكثر). وفي حالة التقديرات الأولية، يمكن استخدام جداول مدة التدفق وضغط التصرف. وفي هذه التقديرات، يجب استخدام المياه الكلية التي تعتمد على كفاءة الموصل، والتي تتراوح من حوالي ٧٠٪ إلى ٨٦٪ وتشمل كفاءات المحرك، والمولد، والمحولات، والمعدات الأخرى. وبالإضافة لذلك، يمكن

عمل بعض الزيادة للكفاءة كأمان لأجل تقلبات الماء المتصرف وزمن الانخفاض غير المتوقع.

مثال رقم (٥,٢٠): متوسط علاقة مدة التدفق السنوي وتصرف الضاغط لمحطة طاقة مجرى النهر موضحة في الجدول رقم (٥,٢٤). استنتج السعة المركبة وجهد توليد الطاقة السنوي للمبنى.

الحل:

يمكن أن يُنصح بتركيب معدات لتعمل عند تدفقات أكبر من $405 \text{ م}^3/\text{ث}$ لأن التدفقات الزائدة على هذا تكون متاحة فقط في حوالي ١١٪ من الأوقات. وسوف تتغير كفاءة الوحدات مع التصرف والضاغط طبقاً للخصائص التي يقدمها المصنّع. وفي هذا المثال، افترض كفاءة كلية ثابتة كلية ٨٦٪. ويفترض أن يكون للوحدات معامل أمان لزيادة الحمل قدره ١,١٥. إذن يمكن أن يكون التوليد حتى حوالي ١,١٥ مرة من السعة المركبة المعيارية.

من الجدول رقم (٥,٢٥) الذي يبين التصرف-الضاغط، وفي حالة أقصى تشغيل عند تصرف $405 \text{ م}^3/\text{ث}$ يكون الضاغط يساوي ٣١,٥٣ م. من المعادلة رقم (٥,٨٦)، السعة المركبة:

$$9.80 \times 405 \times 31.53 \times 0.86 = 108,000 \text{ KW}$$

استخدم أربعة وحدات قدرة كل منها ٣٠ ميجاوات، ليكون لها المقدرة على توليد حتى ١٢٠ ميجاوات بدون حمل زائد و ١٣٨ ميجاوات مع معامل حمل زائد قدره ١,١٥. والمواصفات التي يقدمها المصنّع يتم استخدامها لحساب أدنى تصرف فعال لتشغيل وحدة توليد المحرك. وفي هذا المثال، من المفترض أنه لا يكون فعال تشغيل أي واحدة من وحدات المولد-المحرك عندما تكون التدفقات أقل من حوالي ١١٦ $\text{م}^3/\text{ث}$. والضاغط المناظر يكون ١٦,٣ م. وتكون الطاقة المتولدة حوالي:

$$9.80 \times 116 \times 16.3 \times 0.86 / 1,000 = 15.9 \text{ MW}$$

الجدول رقم (٥, ٢٤). جدول مدة التدفق وضغط التصريف.

| الضغوط H (م) | التجاوز (%) | التصريف Q (م ^٣ /ث) |
|--------------|-------------|-------------------------------|
| ٠ | ١٠٠ | ٠ |
| ٣,٥٠ | ٩٩,٩٩ | ٥ |
| ٩,٧٤ | ٩٠ | ٢٨ |
| ١١,٠٦ | ٧٠ | ٥٧ |
| ١٥,٧٤ | ٥٤ | ٨٦ |
| ١٦,١٧ | ٤١ | ١١٥ |
| ١٩,٩٢ | ٣٣,٥ | ١٤٤ |
| ٢٠,١٣ | ٢٩ | ١٧٣ |
| ٢٣,٣٢ | ٢٥ | ٢٠٢ |
| ٢٣,٤٧ | ٢٢ | ٢٣١ |
| ٢٦,٢٥ | ١٩,٥ | ٢٦٠ |
| ٢٦,٤٢ | ١٧,٥ | ٢٨٩ |
| ٢٨,٨٧ | ١٥,٥ | ٣١٨ |
| ٢٩,٠٨ | ١٣,٥ | ٣٤٧ |
| ٣١,٢٨ | ١٢ | ٣٧٦ |
| ٣١,٥٣ | ١١ | ٤٠٥ |
| ٣٣,٥٠ | ١٠,٥ | ٤٣٤ |
| ٣٣,٨١ | ١٠ | ٤٦٣ |
| ٣٥,٥٩ | ٩,٥ | ٤٩٢ |
| ٣٥,٩٢ | ٩ | ٥٢١ |
| ٣٦,٢٩ | ٠ | ٥٢٢ |

أو ٥٣٪ من السعة المركبة لوحدة مفردة. ومن المفترض أن الحمل يمكن أن يكون متساوي التوزيع على الآلات وبهذا يتم الحفاظ على أدنى كفاءة معقولة في كل وحدة تشغيل. وسوف تعمل واحدة واثنان وثلاثة وأربعة من الوحدات بناءً على التصرف والضغوط المتاح عند أي زمن محدد.

باستخدام التمثيل البياني لجدول مدة التدفق (Q على المحور-y وتجاوز النسبة المثوية على المحور-x)، قسّم التدفقات إلى فترات زمنية عديدة ملائمة للتدفق، وعن طريق الاستكمال الخطي، استنتج متوسط كل فترة زمنية للتدفق. وعلى سبيل المثال، الفترة الزمنية للتدفق الذي يقدر من ٢٩ إلى ٥٧ م^٣/ث يحدث في (٩٠ - ٧٠) = ٢٠٪ من المرات.

يمكن تقدير متوسط جهد توليد الطاقة السنوي E (كيلووات) باستخدام

المعادلة:

$$E = 8760 \times 9.8 \times \sum (Q_i p_i H_i \eta_i) / 100 \quad (٥,٨٧)$$

حيث إن:

i = عدد الفترات الزمنية للتدفق.

Q_i = متوسط التصرف في الفترة الزمنية i.

H_i = الضغوط المناظر لقيمة Q_i .

η_i = الكفاءة الكلية المناظرة لكل من Q_i و H_i .

p_i = النسبة المثوية للأزمة التي تغطى بالفترة الزمنية للتدفق.

\sum = تجميع كل الفترات الزمنية للتدفق.

الفترة الزمنية للتدفق المختارة، والنسبة المئوية للأزمة التي تغطيها كل فترة زمنية للتدفق، ومتوسط التدفق خلال الفترة الزمنية، والضغوط المناظر للتدفق المتوسط موضحة في الجدول رقم (٥,٢٥).

ويكون جهد توليد الطاقة السنوي للمبنى ٢٣٢٢٤٦ ميغاوات في الساعة بدون معامل زيادة حمل و ٢٤٨٣٣٧ ميغاوات في الساعة مع معامل زيادة الحمل.

Intakes المداخل

يتم استخدام أنواع متعددة من تصاميم المداخل في مرافق الطاقة الكهرومائية (ASCE 1989). الأنواع شائعة الاستخدام من المداخل تشمل الآتي:

١- بئر رأسي جاف يحتوي على استعدادات رفع للتحكم في فتحات الصمام في المنفذ الأفقي الذي يقع عند قاع نافورة المياه الذي ينقل المياه من الخزان أو النهر إلى نقطة التسليم.

٢- مدخل أنبوبة أفقية صلبة مع بوابة أو صمام عند مدخلها.

٣- أنبوبة مائلة مدعومة على امتداد سطح السد مع وجود فتحات على ارتفاعات مختلفة ومتصلة بالأنبوبة الأفقية تقريباً التي تمتد خلال هيكل السد.

٤- بئر تهوية رأسي مع سدادة سرعة عند المصطبة لمنع تدفق الماء رأسياً إلى المدخل ومتصل بأنبوبة أفقية تقريباً تمتد خلال هيكل السد.

٥- بئر تهوية رأسي حيث يدخل إليه الماء من قمته وأيضاً من الجوانب خلال فتحات المنفذ التي تقع على ارتفاعات مختلفة ويقع صمام التحكم عند أنبوبة المخرج المتصلة بنافورة المياه الرأسي. وتمتد أنبوبة المخرج خلال هيكل السد. وهذا النوع من المداخل يسمى بمدخل البئر المبلبل لأن البئر الرأسي يحتوي دائماً على الماء.

الجدول رقم (٥,٢٥). حسابات توليد الطاقة السنوي.

| الفترة الزمنية للتدفق | | النسبة الزمنية للزمن المعطى بالفترة الزمنية للتدفق | متوسط التدفق في الفترة الزمنية | الضغوط المتناظر للتدفق المتوسط (م) | الطاقة (ميجاووات) | |
|-----------------------|---------------------|--|--------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| Q ₂ | Q ₁ | | | | باستخدام السعة المركبة الفعلية | مع معامل زيادة حمل قدره ١,١٥ |
| (م ^٣ /ث) | (م ^٣ /ث) | | (م ^٣ /ث) | (م) | | |
| ٢٨ | ٠ | ١٠ | ١٤ | ٥,٩٤ | ٠ | ٠ |
| ٥٧ | ٢٩ | ٢٠ | ٤٣ | ١٠,٤٢ | ٠ | ٠ |
| ٨٦ | ٥٨ | ١٦ | ٧٢ | ١٣,٤٨ | ٠ | ٠ |
| ١١٥ | ٨٧ | ١٣ | ١٠١ | ١٥,٩٦ | ٠ | ٠ |
| ١٤٤ | ١١٦ | ٧,٥ | ١٣٠ | ١٨,١١ | ١٣٠٣٦ | ١٣٠٣٦ |
| ١٧٣ | ١٤٥ | ٤,٥ | ١٥٩ | ٢٠,٠٣ | ١٠٥٨١ | ١٠٥٨١ |
| ٢٠٢ | ١٧٤ | ٤ | ١٨٨ | ٢١,٧٨ | ١٢٠٩٢ | ١٢٠٩٢ |
| ٢٣١ | ٢٠٣ | ٣ | ٢١٧ | ٢٣,٤ | ١١٢٤٧ | ١١٢٤٧ |
| ٢٦٠ | ٢٣٢ | ٢,٥ | ٢٤٦ | ٢٤,٩١ | ١١٣١٠ | ١١٣١٠ |
| ٢٨٩ | ٢٦١ | ٢ | ٢٧٥ | ٢٦,٣٤ | ١٠٦٩٦ | ١٠٦٩٦ |
| ٣١٨ | ٢٩٠ | ٢ | ٣٠٤ | ٢٧,٦٩ | ١٢٤٢٩ | ١٢٤٢٩ |
| ٣٤٧ | ٣١٩ | ٢ | ٣٣٣ | ٢٨,٩٨ | ١٤٢٥٠ | ١٤٢٥٠ |
| ٣٧٦ | ٣٤٨ | ١,٥ | ٣٦٢ | ٣٠,٢٢ | ١٢١١٥ | ١٢١١٥ |
| ٤٠٥ | ٣٧٧ | ١ | ٣٩١ | ٣١,٤١ | ٩٠٦٧ | ٩٠٦٧ |
| ٤٣٤ | ٤٠٦ | ٠,٥ | ٤٢٠ | ٣٢,٥٥ | ٥٠٤٧ | ٥٠٤٧ |
| ٤٦٣ | ٤٣٥ | ٠,٥ | ٤٤٩ | ٣٣,٦٦ | ٥٥٧٩ | ٥٥٧٩ |
| ٤٩٢ | ٤٦٤ | ٠,٥ | ٤٧٨ | ٣٤,٧٣ | ٦٠٤٤ | ٦٠٤٤ |
| ٥٢١ | ٤٩٣ | ٠,٥ | ٥٠٧ | ٣٥,٧٦ | ٦٠٤٤ | ٦٠٤٤ |
| ٥٥٠ | ٥٢٢ | ٩ | ٥٣٦ | ٣٦,٢٩ | ١٠٨٧٩٩ | ٩٤٦٠٨ |
| المجموع | | ١٠٠ | | | ٢٤٨٣٣٧ | ٢٣٢٢٤٦ |

a: سوف تكون الآلات قادرة على إنتاج ١٢٠ ميجاووات بدون معامل زيادة حمل و ١٣٨

ميجاووات مع معامل زيادة حمل مقداره ١,١٥ أثناء هذه الفترات.

وتعتمد التصميم الهيدروليكية للمداخل على معادلات التدفق الموصوفة في الفصل الثالث. ومن المهم تجنب تكون الدوامات عند بوابات مداخل الطاقة. وإن الانغمار الأدنى المطلوب لتجنب تكون الدوامات عند فتحة بوابات الجرس الأفقية للمداخل تعطى بالمعادلة:

$$(٥,٨٨) \quad S = c V d^{0.5}$$

حيث إن:

$$S = \text{أدنى انغمار مطلوب فوق الحافة العلوية من فتحة الجرس (م).}$$

$$V = \text{السرعة خلال بوابة المدخل (م/ث).}$$

$$d = \text{قطر أنبوبة المدخل (م).}$$

$$c = ٠,٥٤ \text{ في الظروف المتماثلة، و } ٠,٧٢ \text{ في حالة ظروف التدفق المغترب الجانبي.}$$

وفي حالة المداخل الأفقية مع منفذ فتحة جرس:

$$(٥,٨٩) \quad S > 62 V^2$$

حيث إن:

$$S = \text{أدنى انغمار مطلوب فوق خط المنتصف من فتحة الجرس (م).}$$

$$V = \text{سرعة المدخل عند فتحة الجرس.}$$

المعايير البديلة للانغمار عند مثل هذه المداخل الأفقية هي:

$$(٥,٩٠) \quad S/d \leq 0.7 \quad , \quad F = V/\sqrt{(gd)} \leq 0.5$$

وفي حالة المداخل الرأسية:

$$(٥,٩١) \quad 2.14 F^{0.04} \leq S/d \leq F^{0.12}$$

الفاقد في الضاغط خلال المدخل، والمخرج، والانحناءات، وقناة المدخل يمكن تقديرها باستخدام الطرق الموصوفة في الفصل الثالث. والفاقد في الضاغط خلال

شبكة النفايات المركبة عند بوابة المدخل يمكن تقديره عن طريق المعادلة التالية

:(Davis and Sorensen 1970; Zipparo and Hansen 1993; Chow 1959; ASCE 1989)

$$(٥,٩٢) \quad h_L = k_T (t/b)^{4/3} (V^2 / 2g) \sin \alpha$$

حيث إن:

h_L = الفاقد في الضاغط خلال شبكة النفايات.

k_T = معامل قيمته ٢,٤٢ وهو خاص بقضبان شبكة النفايات التي فتحات مربعة

وقيمته ١,٧٩ للقضبان الدائرية.

t = سمك القضبان (سم).

b = المسافة الفاصلة بين القضبان (سم).

α = زاوية ميل القضيب على الأفقي.

V = سرعة الاقتراب أمام شبكة النفايات.

وطريقة بديلة لتقدير الفاقد في الضاغط خلال شبكة النفايات هي استخدام

معامل الفاقد في الضاغط المعطى بالمعادلة التالية (USBR 1987):

$$(٥,٩٣) \quad k_T = 1.45 - 0.45 a_n / a_g - (a_n / a_g)^2$$

إذن:

$$(٥,٩٤) \quad h_L = k_T (V_n^2 / 2g)$$

حيث إن:

V_n = السرعة خلال المساحة المفتوحة من شبكة النفايات.

a_n = صافي المساحة المفتوحة خلال شبكة النفايات.

a_g = المساحة الإجمالية لشبكة النفايات والدعامات.

في الحالات العملية، يجب تقدير الفاقد في الضاغط خلال شبكة النفايات بفرض انسداد ٥٠٪ منها.

ويمكن تقدير الفاقد الناتج عن ضيق الأنبوب أثناء التدفق عن طريق المعادلة التالية (ASCE 1989):

$$h_L = k_c (V_2^2 / 2g) \quad (٥,٩٥)$$

حيث إن:

V_2 = السرعة في مقطع الأنبوب الأصغر.

وقيم k_c النموذجية لنسب الضيق المختلفة معطاة في الجدول رقم (٥,٢٦).

قيم معامل الفاقد k_b النموذجية في حالة انحناء بزاوية ٩٠ درجة مع نصف القطر R في أنبوبة قطرها d موضحة في الجدول رقم (٥,٢٧) (USBR 1987).

الجدول رقم (٥,٢٦). القيم النموذجية لمعامل الضيق في الأنابيب.

| K_c | A_2/A_1 |
|-------|-----------|
| ٠,٣٦٣ | ٠,١ |
| ٠,٣٣٩ | ٠,٢ |
| ٠,٢٦٨ | ٠,٤ |
| ٠,١٦٤ | ٠,٦ |
| ٠,٠٥٣ | ٠,٨ |
| ١ | ١,٠ |

A_2 = مساحة المقطع العرضي لمقطع الأنبوب الأصغر.

A_1 = مساحة المقطع العرضي لمقطع الأنبوب الأكبر.

المصدر: (ASCE 1989).

الجدول رقم (٥,٢٧). القيم النموذجية لمعامل فاقد الانحناء في الأنابيب (انحناء ٩٠ درجة).

| K_p | R/d |
|-------|------------|
| ٠,٣ | ٠,٨ |
| ٠,٢٣ | ١,٠ |
| ٠,١٨ | ١,٥ |
| ٠,١٣ | ٢,٠ |
| ٠,١٠ | ٣,٠ |
| ٠,٠٨ | $\leq ٤,٠$ |

المصدر: (USBR (1987).

مثال رقم (٥,٢١): مستويات الماء في الخزان تتغير بين ٣٠٠ و ٣١٠ م. وارتفاع التخزين الساكن يساوي ٢٩٥ م. يراد إمداد المياه إلى نقطة تبعد ٢٠٠ م من السد على منسوب ٢٨٩,٧٠ م. تصرف إمداد الماء المطلوب من الخزان هو ٢,٨٥ م^٣/ث. احسب أبعاد أنبوبة المدخل المطلوبة لهذه الحالة. واستخدم متوسط معامل احتكاك ٠,١٠.

الحل:

يمكن أن يكون المدخل أنبوية مائلة موضوعة على امتداد ميل السد أو برج رأسي يقع قريباً من السد. وفي هذه الحالة، يتم قبول البرج الرأسي. ولتجنب الأسماك من أن تصبح عالقة في بئر تهوية المدخل، سيتم عمل مصفاة أسطوانية رأسية عند المدخل لحجز الأسماك، وسرعة الاقتراب في اتجاه المصفاة سوف تكون محدودة إلى ١٥ م/ث. وسيتم عمل سداة سرعة عند قمة المصفاة وبهذا يدخل الماء فقط من خلال ارتفاع المصفاة. ويمكن أن تحتل قضبان المصفاة تقريباً ٢٠٪ من المساحة

الإجمالية للمصفاة. ومع هذا، لأغراض التصميم، افترض أن انسداد مساحة المصفاة بسبب قصبان المصفاة، والأنقاض، والمخلفات يساوي ٥٠٪، إذن:

$$A_n = (1 - 0.20) A_g = 0.80 A_g$$

و

$$A_n \text{ (غير مسدود)} = 0.50 A_n = 0.40 A_g$$

ولتمرير تصرف التصميم:

$$0.15 \times (1 - 0.20) \pi D_s H_s \times 0.50 \geq 2.85$$

أو

$$D_s H_s \geq 15.10 \text{ m}^2$$

حيث إن:

$$D_s = \text{قطر إطار المصفاة الأسطواني الشكل (م).}$$

$$H_s = \text{ارتفاع المصفاة (م).}$$

بفرض أن $D_s = 3.7 \text{ م}$ ، $H_s = 4.1 \text{ م}$. وبفرض بوابة مربعة الأركان لقمة مستديرة من أنبوبة المدخل على ارتفاع ٢٩٦ م، و $D = 3.7 \text{ م}$ ، والتي يقل القطر تدريجياً إلى قطر الأنبوبة، d . ويجب أن يمر بالمدخل تصرف ٢,٨٥ م^٣/ث مع أكثر انخفاض لارتفاع الخزان يساوي ٣٠٠ م. إذن:

$$300 - 289.7 = \left[(k_T + k_c + k_b + f L/d + 1) V^2 / 2g + k_c \left\{ (V^2 / 2g) - (V_b^2 / 2g) \right\} \right]$$

حيث إن:

$$k_T = \text{معامل فقد شبكة النفايات من المعادلة رقم (٥, ٩٣):}$$

$$k_T = 1.45 - 0.45 \times 0.40 - 0.16 = 1.11$$

$$k_e = \text{معامل فاقد المدخل} = 0,70$$

$k_b = \text{معامل فاقد الانحناء للكوع حيث تصبح الأنبوبة الرأسية أفقية تقريباً مع}$

نصف قطر انحناء يساوي ضعف قطر الأنبوبة أو أكثر = 0,13

$$k_c = \text{معامل فاقد الضيق من قطر فتحة الجرس إلى قطر الأنبوبة} = 0,25$$

(USBR 1987).

$$V_b = \text{السرعة خلال بوابة المدخل الدائرية:}$$

$$V_b \cong 2.85 / (\pi \times 3.7^2 / 4) = 0.27 \text{ m/s}$$

وبالتالي:

$$10.3 = [1.11 + 0.7 + 0.13 + (0.01 \times 200 / d) + 1] V^2 / 2g + 0.25$$

$$[V^2 / 2g - 0.27^2 / 2g] = [2.94 + 2 / d] V^2 / 2g + 0.25 \quad V^2 / 2g - 0.0009$$

وبفرض تجربة d تساوي 1,0 م، وبهذا تكون السرعة

$$V = 2.85 / (\pi \times 1.0^2 / 4) = 3.63 \text{ m/s}$$

إذا:

$$h_L = (3.19 + 2.0) [3.63^2 / (2 \times 9.81)] - 0.0009 = 3.485 \text{ m}$$

وبالمثل، نجرب $d = 0,8 \text{ م}$ ، إذن: $V = 5.67 \text{ m/s}$ ، و $h_L = 9.32 \text{ m}$

وفي حالة $d = 0,7822 \text{ م}$ ، تكون $V = 5.931 \text{ m/s}$ ، و $h_L = 10.3 \text{ m}$

وهو تقريباً يساوي الضاغط المتاح. وسوف يتم استخدام أنبوبة قطرها $d = 0,8 \text{ م}$

لتسمح ببعض التغيير في معاملات الفاقد المفترضة.

في حالة ارتفاعات خزان أعلى من 300 م، سوف يتم التحكم في التدفق خلال أنبوبة

المدخل عن طريق صمام يقع عند برج المدخل.

خزان النبط Surge Tank

خزان النبط هو خزان يقع عند نهاية مصب نفق الطاقة ونهاية منبع البرابخ. ووظيفة خزان النبط هي إضعاف زيادات الضغط في النفق والبرابخ الناتج عن مقاومة الحمل الفجائي خلال المحرك والتقليل المتعاقب للتدفق أو التوقف التام للتدفق خلال المحركات. ويمكن أن يكون خزان النبط بسيط وعبارة عن بئر تهوية رأسي متصل بالنفق. وأدنى مساحة لخزان النبط يمكن تقديرها عن طريق المعادلة التالية (Davis and Sorensen 1970; Zipparo and Hansen 1993):

$$A_s = A L / (2 g c H) \quad (٥,٩٦)$$

حيث إن:

A_s = أدنى مساحة مطلوبة لخزان النبط.

A = مساحة النفق.

H = الفرق بين منسوب سطح ماء الخزان الطبيعي وخط المنتصف في النفق.

L = طول النفق من الخزان إلى خزان النبط.

c = معامل فاقد الضاغظ للنفق حيث إن الاحتكاك والفواقد الأخرى تساوي

$c V^2$ ، حيث

$$c \cong [f L / (2 g d) + \{ (2 g) / \text{معاملات المفقودات الثانوية} \}]$$

d = قطر النفق.

f = معامل احتكاك دارسي-وايزباك (الشكل رقم ٥,٨).

عند التطبيق العملي يجب أن يكون قطر خزان النبط البسيط المقدّر عن طريق

المعادلة رقم (٥,٩٦) أكبر بمقدار يساوي ٥٠٪ أو أكثر. وما لم يكن التدفق الزائد من صهريج التمر مقبولاً، يجب أن يكون ارتفاعه أعلى من ارتفاع التخزين الأقصى المتوقع

فوق مستوى الماء في الحالة المستقرة الناتج عن التوقف المفاجئ للتدفق خلال المحرك.
ويتم تقدير ارتفاع التخزين باستخدام معادلة الاستمرارية ومعادلة إبوليرين:

$$(٥,٩٧) \quad dz/dt = (A/A_s) V$$

$$(٥,٩٨) \quad (L/g) dV/dt = -(z - c V^2)$$

حيث إن:

z = التغير في مستوى الماء في خزان النبط من مستوى الماء في الخزان، المقدار

الموجب في الاتجاه العلوي.

وهذه المعادلات يمكن حلها باستخدام الزيادات النهائية، مع قيمة بداية

(عند $t = 0$) لقيمة $z = c V^2$ ، حيث إن V = السرعة في الحالة المستقرة في النفق:

$$(٥,٩٩) \quad \Delta z = (A/A_s) V \Delta t$$

$$(٥,١٠٠) \quad \Delta V = -(g/L) (z - c V^2) \Delta t$$

ولعمل التقديرات الأولية لخزان النبط البسيط، فإنه يمكن إهمال قيمة $c V^2$ (ASCE

1989، إذن:

$$(٥,١٠١) \quad z = (Q_0/A_s) \left[\sqrt{\{A_s L / (A g)\}} \sin \left[\sqrt{\{A g / (A_s L)\}} t \right] \right]$$

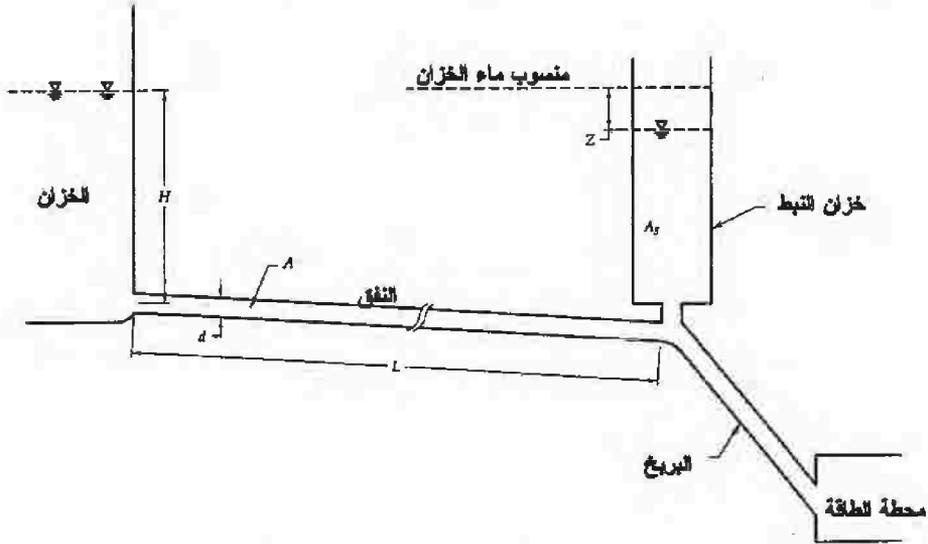
$$(٥,١٠٢) \quad z_{\max} \cong (Q_0/A_s) \sqrt{\{A_s L / (A g)\}}$$

$$(٥,١٠٣) \quad T = 2 \pi \sqrt{\{A_s L / (A g)\}}$$

حيث إن:

z_{\max} = أقصى ارتفاع لسطح الماء فوق مستوى الحالة المستقرة في خزان النبط.

T = الفترة الزمنية لتقلبات مستوى الماء.



الشكل رقم (٥,٨). خزان النبط البسيط.

مثال رقم (٥,٢٢): احسب الأبعاد الأولية لصهريج تخزين أسطواني بسيط مع قطاع عرضي دائري لمحطة طاقة يتم إمدادها بالماء من الخزان من خلال نفق طوله ١٠٠٠ وقطره ١,٧٥ م مبطن بالخرسانة. التصرف خلال النفق في الحالة المستقرة ٦ م^٣/ث. متوسط الضاغط فوق خط منتصف القناة من الخزان إلى خزان النبط يساوي ٣٠ م. افترض أن حالة التصميم هي الإغلاق المفاجئ للصمام عند البربخ.

الحل:

في حالة النفق المبطن بالخرسانة، افترض أن $f = 0.015$

$$V = 6 / (\pi \times 1.75^2 / 4) = 2.4945 \text{ m/s}$$

$$c \cong f L / (2 g d) = 0.015 \times 1000 / (2 \times 9.81 \times 1.75) = 0.437$$

القيمة الأولية أو قيمة الحالة المستقرة للمقدار z :

$$z = c V^2 = 0.437 \times 2.4945^2 = 2.72 \text{ m}$$

مساحة القطاع العرضي للنفق:

$$A = \pi \times 1.75^2 / 4 = 2.405 \text{ m}^2$$

باستخدام المعادلة رقم (٥, ٩٦)، أدنى مساحة لخزان النبط:

$$A_s = 2.405 \times 1000 / (2 \times 9.81 \times 0.437 \times 30) = 9.35 \text{ m}^2$$

وأدنى قطر مطلوب لخزان النبط =

$$\sqrt{(4 \times 9.35 / \pi)} = 3.45 \text{ m}$$

من الملاحظات العملية، استخدم d تساوي ٥,٥ م، إذا

$$A_s = \pi \times 5.5^2 / 4 = 23.758 \text{ m}^2$$

$$A / A_s = (1.75 / 5.5)^2 = 0.1012$$

ويإهمال فاقد الاحتكاك وباستخدام المعادلة رقم (٥, ١٠٢):

$$z_{\max} \cong (6 / 23.578) \sqrt{\{(5.5 / 1.75)^2 \times 1000 / (9.81)\}} = 8.1 \text{ m}$$

وعند أخذ فاقد الاحتكاك في الاعتبار، يتم تقدير أقصى صهريج تخزين باستخدام

المعادلات رقم (٥, ٩٩) ورقم (٥, ١٠٠) في الحل على ورقة عمل في برنامج الاكسل

(Rouse 1950). والحسابات موضحة في الجدول رقم (٥, ٢٨). خطوات الحسابات

هي:

١- احسب الزمن، t، الذي يتم عنده عمل الحسابات (العمود رقم ١).

٢- احسب فترة حسابات الزمن، Δt (الفرق في قيمتين متتابعتين للزمن t في

العمود رقم ١).

٣- ضع قيمة مبدئية للقيم المحسوبة مسبقاً لكل من V و c و cV² في

الأعمدة رقم (٣ و ٥ و ٦) واحسب القيم المبدئية في الأعمدة الأخرى. لاحظ أن

قيمة z المبدئية سالبة لأن مستوى الماء في الحالة المستقرة في خزان النبط يكون أقل من

مستوى الماء في الخزان بسبب الفواقد في النفق.

٤- احسب Δz (العمود رقم ٤) باستخدام المعادلة رقم (٥, ٩٩).

٥- احسب z في العمود رقم (٥) (بإضافة Δz إلى z المحسوبة في حساب فترة

الزمن السابقة).

٦- احسب $c V^2$ باستخدام قيمة V من فترة الزمن السابقة، وتأكد أن إشارة

هذه القيمة في العمود رقم (٦) تكون عكس إشارة قيمة السرعة في فترة الزمن السابقة

في العمود رقم (٣)، أي:

$$c V^2 = -c \text{ abs} \cdot (V) \cdot V$$

حيث إن: abs تمثل القيمة المطلقة.

V تشير إلى خطوة فترة السابقة.

٧- احسب قيمة $z - c V^2$ وأدخل النتيجة في العمود رقم (٧).

٨- احسب ΔV باستخدام المعادلة رقم (٥, ١٠٠) وأدخل النتيجة في العمود

رقم (٨).

٩- احسب V (فترة زمن جديدة) $V =$ (فترة زمن سابقة) $+ \Delta V$ وأدخل

النتيجة في العمود رقم (٣) لفترة الزمن الحالية.

إن أقصى ارتفاع مقدر للتخزين فوق مستوى الماء في الخزان هو ٦,٢١ م عند

زمن ٥٥ ث، وأدنى ارتفاع أسفل مستوى الخزان هو ٤,٣٦ م عند زمن ١٥٩ ث. إن

تأثير الاحتكاك في النفق يقلل أقصى ارتفاع التخزين z_{\max} من ٨,١ م إلى ٦,٢١ م

تقريباً. استخدم صهريج تخزين قطره ٥,٥ م وارتفاعه ٧,٢٥ م فوق مستوى ماء

الخزان، بما يسمح بجزء ظاهر حر حوالي ١,٠ م.

الجدول رقم (٢٨، ٥). حسابات ارتفاع التخزين.

| (٨) | (٧) | (٦) | (٥) | (٤) | (٣) | (٢) | (١) |
|------------|------------|----------|---------|------------|---------|------------|-----|
| ΔV | $Z - CV^2$ | CV^2 | z | Δz | V | Δt | T |
| ٠ | ٠ | ٢,٧٢- | ٢,٧٢٠٠- | ٠ | ٢,٤٩٤٥ | ٠ | ٠ |
| ٠,٠٠٢٥- | ٠,٢٥١٧ | ٢,٧١٩٢- | ٢,٤٦٧٦- | ٢,٢٥٢٤ | ٢,٤٩٢٠ | ١ | ١ |
| ٠,٠٠٤٩- | ٠,٤٩٨٥ | ٢,٧١٣٩- | ٢,٢١٥٤- | ٠,٢٥٢٢ | ٢,٤٨٧١ | ١ | ٢ |
| ٠,٠٣٦٦- | ١,٢٤٣٠ | ٢,٧٠٣٢- | ١,٤٦٠٣- | ٠,٧٥٥١ | ٢,٤٥٠٦ | ٣ | ٥ |
| ٠,١١٧٩- | ٢,٤٠٤٠ | ٢,٦٢٤٣- | ٠,٢٢٠٣- | ١,٢٤٠٠ | ٢,٣٣٢٦ | ٥ | ١٠ |
| ٠,١٦٣٧- | ٣,٣٣٧٨ | ٢,٣٧٧٨- | ٠,٩٦٠٠ | ١,١٨٠٣ | ٢,١٦٨٩ | ٥ | ١٥ |
| ٠,٢٠١٨- | ٤,١١٣٣ | ٢,٠٥٥٧- | ٢,٠٥٧٥ | ١,٠٩٧٥ | ١,٩٦٧٢ | ٥ | ٢٠ |
| ٠,٢٣٢٧- | ٤,٧٤٤٠ | ١,٦٩١١- | ٣,٠٥٢٩ | ٠,٩٩٥٤ | ١,٧٣٤٥ | ٥ | ٢٥ |
| ٠,٢٥٧٣- | ٥,٢٤٥٢ | ١,٣١٤٧- | ٣,٩٣٠٥ | ٠,٨٧٧٦ | ١,٤٧٧٢ | ٥ | ٣٠ |
| ٠,٢٧٦٢- | ٥,٦٣١٦ | ٠,٩٥٣٦- | ٤,٦٧٨٠ | ٠,٧٤٧٥ | ١,٢٠١٠ | ٥ | ٣٥ |
| ٠,٢٩٠٢- | ٥,٩١٦٠ | ٠,٦٣٠٣- | ٥,٢٨٥٧ | ٠,٦٠٧٧ | ٠,٩١٠٨ | ٥ | ٤٠ |
| ٠,٢٩٩٧- | ٦,١٠٩١ | ٠,٣٦٢٥- | ٥,٧٤٦٥ | ٠,٤٦٠٩ | ٠,٦١١١ | ٥ | ٤٥ |
| ٠,٣٠٥٠- | ٦,٢١٩٠ | ٠,١٦٣٢- | ٦,٠٥٥٨ | ٠,٣٠٩٢ | ٠,٣٠٦١ | ٥ | ٥٠ |
| ٠,٣٠٦٦- | ٦,٢٥١٦ | ٠,٠٤١٠- | ٦,٢١٠٧ | ٠,١٥٤٩ | ٠,٠٠٠٥- | ٥ | ٥٥ |
| ٠,٣٠٦٩- | ٦,٢١٠٦ | -١٠×١,٢٩ | ٦,٢١٠٦ | -١٠×٥- | ٠,٠٦١٥- | ١ | ٥٦ |
| ٠,٣٠٦٨- | ٦,٢٠٢٧ | ٠,٠٠١٧ | ٦,٢٠٤٤ | ٠,٠٠٦٢- | ٠,١٢٢٣- | ١ | ٥٧ |
| ٠,١٨١٣- | ٦,١٦٠٧ | ٠,٠٠٦٥ | ٦,١٦٧٣ | ٠,٠٣٧١- | ٠,٣٠٣٦- | ٣ | ٦٠ |
| ٠,٢٩٣٠- | ٥,٩٧٣٣ | ٠,٠٤٠٣ | ٦,٠١٣٦ | ٠,١٥٣٦- | ٠,٥٩٦٦- | ٥ | ٦٥ |
| ٠,٥١٥٤- | ٥,٢٥٤٣ | ٠,١٥٥٦ | ٥,٤٠٩٨ | ٠,٦٠٣٨- | ١,١١٢١- | ١٠ | ٧٥ |
| ٠,٤٦٨١- | ٣,١٨١٣ | ٠,٥٤٠٤ | ٣,٧٢١٧ | ١,٦٨٨١- | ١,٥٨٠٢- | ١٥ | ٩٠ |
| ٠,٠٣٤١- | ٠,٢٣١٨ | ١,٠٩١٢ | ١,٣٢٣٠ | ٢,٣٩٨٧- | ١,٦١٤٣- | ١٥ | ١٠٥ |
| ٠,٠٣١٠٣ | ٠,٦٣٢٧- | ١,١٣٨٨ | ٠,٥٠٦١ | ٠,٨١٦٨- | ١,٥٨٣٣- | ٥ | ١١٠ |
| ٠,٠٦٨٢٠ | ١,٣٩٠٤- | ١,٠٩٥٤ | ٠,٢٩٥٠- | ٠,٨٠١١- | ١,٥١٥١- | ٥ | ١١٥ |
| ٠,١٠١٢٧ | ٢,٠٦٤٧- | ١,٠٠٣١ | ١,٠٦١٦- | ٠,٧٦٦٦- | ١,٤١٣٨- | ٥ | ١٢٠ |
| ٠,١٣٠٠ | ٢,٦٥٠٥- | ٠,٨٧٣٥ | ١,٧٧٧٠- | ٠,٧١٥٤- | ١,٢٨٣٨- | ٥ | ١٢٥ |
| ٠,١٥٤٤ | ٣,١٤٦٨- | ٠,٧٢٠٢ | ٢,٤٢٦٦- | ٠,٦٤٩٦- | ١,١٢٩٤- | ٥ | ١٣٠ |
| ٠,١٧٤٤ | ٣,٥٥٥٥- | ٠,٥٥٧٤ | ٢,٩٩٨١- | ٠,٥٧١٥- | ٠,٩٥٥٠- | ٥ | ١٣٥ |

تابع الجدول رقم (٥, ٢٨).

| (٨) | (٧) | (٦) | (٥) | (٤) | (٣) | (٢) | (١) |
|------------|------------|----------|---------|------------|---------|------------|-----|
| ΔV | $Z - CV^2$ | CV^2 | z | Δz | V | Δt | T |
| ٠,١٩٠٣ | ٣,٨٧٩٩- | ٠,٣٩٨٦ | ٣,٤٨١٣- | ٠,٤٨٣٢- | ٠,٧٦٤٧- | ٥ | ١٤٠ |
| ٠,٢٠٢٢٨ | ٤,١٢٣٨- | ٠,٢٥٥٦ | ٣,٨٦٨٣- | ٠,٣٨٦٩- | ٠,٥٦٢٥- | ٥ | ١٤٥ |
| ٠,٢١٠٥٠ | ٤,٢٩١١- | ٠,١٣٨٢ | ٤,١٥٢٩- | ٠,٢٨٤٦- | ٠,٣٥٢٠- | ٥ | ١٥٠ |
| ٠,٢١٥١٠ | ٤,٣٨٥١- | ٠,٠٥٤١ | ٤,٣٣١٠- | ٠,١٧٨١- | ٠,١٣٦٩- | ٥ | ١٥٥ |
| ٠,٠٤٢٧٠ | ٤,٣٥٣٠- | ٠,٠٠٨٢ | ٤,٣٤٤٨- | ٠,٠١٣٨- | ٠,٠٩٤٢- | ١ | ١٥٦ |
| ٠,٠٤٢٨٠ | ٤,٣٥٨٢- | ٠,٠٠٣٩ | ٤,٣٥٤٤- | ٠,٠٠٩٥- | ٠,٠٥١٤- | ١ | ١٥٧ |
| ٠,٠٤٢٨٠ | ٤,٣٦٠٧- | ٠,٠٠١٢ | ٤,٣٥٩٦- | ٠,٠٠٥٢- | ٠,٠٠٨٦- | ١ | ١٥٨ |
| ٠,٠٤٢٨٠ | ٤,٣٦٠٥- | -١٠×٣,٢٧ | ٤,٣٦٠٤- | ٠,٠٠٠٩- | ٠,٠٣٤١ | ١ | ١٥٩ |
| ٠,٠٤٢٧٠ | ٤,٣٥٦٥- | ٠,٠٠٠٥- | ٤,٣٥٧- | ٠,٠٠٣٥ | ٠,٠٧٦٩ | ١ | ١٦٠ |
| ٠,٠٤٢٦ | ٤,٣٤٦٦- | ٠,٠٠٢٦- | ٤,٣٤٩٢- | ٠,٠٠٧٨ | ٠,١١٩٥ | ١ | ١٦١ |
| ٠,٠٤٢٥ | ٤,٣٣٠٩- | ٠,٠٠٦٢- | ٤,٣٣٧١- | ٠,٠١٢١ | ٠,١٦٢٠ | ١ | ١٦٢ |
| ٠,٠٤٢٣ | ٤,٣٠٩٣- | ٠,٠١١٥- | ٤,٣٢٠٧- | ٠,٠١٦٤ | ٠,٢٠٤٣ | ١ | ١٦٣ |
| ٠,٠٤٢٠ | ٤,٢٨١٨- | ٠,٠١٨٢- | ٤,٣٠٠١- | ٠,٠٢٠٧ | ٠,٢٤٦٣ | ١ | ١٦٤ |
| ٠,٠٤١٧ | ٤,٢٤٨٦- | ٠,٠٢٦٥- | ٤,٢٧٥١- | ٠,٠٢٤٩ | ٠,٢٨٨ | ١ | ١٦٥ |
| ٠,٠٤١٣ | ٤,٢٠٩٨- | ٠,٠٣٦٢- | ٤,٢٤٦٠- | ٠,٠٢٩١ | ٠,٣٢٩٢ | ١ | ١٦٦ |
| ٠,٠٤٠٩ | ٤,١٦٥٣- | ٠,٠٤٧٤- | ٤,٢١٢٧- | ٠,٠٣٣٣ | ٠,٣٧٠١ | ١ | ١٦٧ |
| ٠,٠٤٠٤ | ٤,١١٥٤- | ٠,٠٥٩٩- | ٤,١٧٥٢- | ٠,٠٣٧٥ | ٠,٤١٠٥ | ١ | ١٦٨ |
| ٠,٠٣٩٨ | ٤,٠٦٠١- | ٠,٠٧٣٦- | ٤,١٣٣٧- | ٠,٠٤١٥ | ٠,٤٥٠٣ | ١ | ١٦٩ |
| ٠,٠٣٩٢ | ٣,٩٩٩٥- | ٠,٠٨٨٦- | ٤,٠٨٨١- | ٠,٠٤٥٦ | ٠,٤٨٩٥ | ١ | ١٧٠ |
| ٠,١٨٣٢ | ٣,٧٣٥٧- | ٠,١٠٤٧- | ٣,٨٤٠٤- | ٠,٢٤٧٧ | ٠,٦٧٢٨ | ٥ | ١٧٥ |
| ٠,١٦٢٠ | ٣,٣٠٢٢- | ٠,١٩٧٨- | ٣,٥٠٠٠- | ٠,٣٤٠٤ | ٠,٨٣٤٧ | ٥ | ١٨٠ |

أنبوب السحب Draft Tube

يتم تصميم أنبوب السحب عادةً عن طريق المصنّع. ومع هذا فإن وضعها بالنسبة للمحرك والمسرّب السفلي ربما يجب التحقق منه للتأكد من أنه ليس هناك

احتمالية لحدوث تكهف عند نقطة التقاء المحرك وأنبوب السحب. ويتم عمل هذا باستخدام معادلة الطاقة التالية (Davis and Sorensen 1970; Zipparo and Hansen 1993):

$$Z_1 + p_1 / \gamma + V_1^2 / 2g = V_3^2 / 2g + fL \left\{ (V_1 + V_2) / 2 \right\}^2 / [2g(d_1 + d_2) / 2] + \left\{ (V_2 - V_3)^2 / 2g \right\} + p_{atm}$$

(٥, ١٠٤)

حيث إن:

Z_1 = الفرق في المنسوب بين مخرج الترين وأدنى ارتفاع للماء المتصرف.

p_1 = الضغط المطلق عند مخرج الترين.

V_1 = السرعة عند مخرج الترين.

V_2 = السرعة عند مخرج أنبوب السحب.

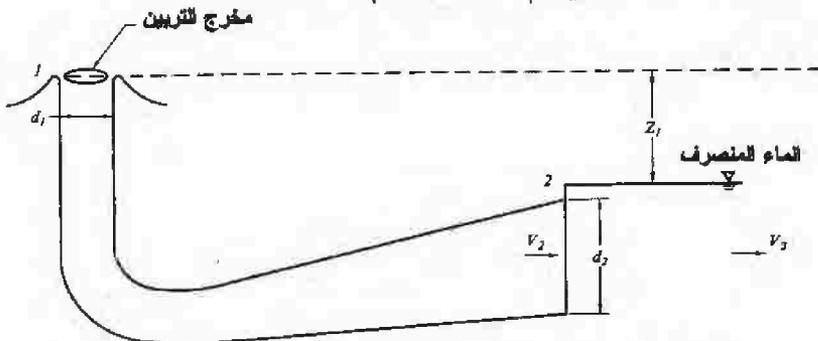
V_3 = السرعة في المسرب السفلي.

d_1 = قطر أنبوب السحب عند مخرج الترين.

d_2 = قطر أنبوب السحب عند المخرج إلى المسرب السفلي.

L = طول أنبوب السحب.

p_{atm} = الضغط الجوي (م) (الشكل رقم ٥, ٩).



الشكل رقم (٥, ٩). الرسم التوضيحي لأنبوب السحب.

مثال رقم (٥, ٢٣): اختبر ما إذا كان هناك احتمال حدوث تكهف في أنبوب السحب في ظل تواجد الظروف التالية: الفرق في المنسوب بين مخرج التربين وأدنى ارتفاع متوقع للماء المتصرف هو ٨ م، وسرعة السريان عند مخرج التربين هي ٧ م/ث، وقطر أنبوب السحب عند مخرج التربين هو ١,٥ م، وعند المخرج إلى المسرب السفلي ٣ م، وسرعة السريان في المسرب السفلي هي ١ م/ث، وأنبوب السحب من الخرسانة بطول ٢٠ م. والضغط الجوي عند المسرب السفلي ١٠,٣٤ م (من الماء) وضغط بخار الماء عند مخرج التربين ٠,١٢٥ م (من الماء).

الحل:

باستخدام المعادلة رقم (٥, ١٠٤) حيث إن:

$$Z_1 = 8 \text{ m} \quad , \quad V_1 = 7 \text{ m/s} \quad , \quad d_1 = 1.5 \text{ m} \quad , \quad d_2 = 3 \text{ m}$$

$$V_3 = 1 \text{ m/s} \quad , \quad L = 20 \text{ m} \quad , \quad p_1 = 10.34 \text{ m} \quad , \quad p_{\text{atm}} = 10.34 \text{ m}$$

ولحالة أنبوب السحب من الخرسانة، افترض أن $f = 0.015$. وكذلك في حالة الاستمرارية للتصرف خلال أنبوب السحب:

$$V_2 = V_1 \times (d_1 / d_2)^2 = 7 \times (1.5 / 3)^2 = 1.75 \text{ m/s}$$

وباستخدام المعادلة رقم (٥, ١٠٤):

$$p_1 / \gamma = -8 - 7^2 / (2 \times 9.81) + 1 / (2 \times 9.81) + [0.015 \times 20 \{ (7 + 1.75) / 2 \}^2] /$$

$$[2 \times 9.81 \{ (1.5 + 3) / 2 \}] + (1.75 - 1)^2 / (2 \times 9.81) + 10.34 = 0.053 \text{ m}$$

وحيث إن الضغط المحسوب عند مخرج التربين أقل من ضغط البخار إذن هناك احتمال لحدوث التكهف. وللسماح للتقلبات غير المتوقعة في ارتفاعات الماء المتصرف، يجب وضع التربين عند مستوى أقل بحوالي ١,٠ م.

محتوى الأكسجين المذاب في مخرجات محطة الطاقة

Dissolved Oxygen Content of Power Plant Releases

في بعض الحالات، يكون الماء المنطلق من المباني الكهرومائية محتويًا على أكسجين مذاب منخفض (DO)، والذي يكون مهمًا للأسماك والكائنات المائية الدقيقة الأخرى والتي تؤدي إلى تقليل القدرة على تمثيل المخلفات المفقودة لقناة مهبط النهر. وبالتالي يصبح ازدياد الأكسجين المذاب اعتباراً بيئياً مهماً. ويحدث هذا في الواقع العملي في المباني الكهرومائية التي تقع على الخزانات ذات الطبقات. وإن الخزانات العميقة تميل إلى أن تكون ذات طبقات وبوجه خاص أثناء شهور الصيف عندما تصبح الطبقة العليا من الماء أكثر دفئاً وأقل كثافة بسبب التعرض لضوء الشمس من طبقة القاع. والعمليات التي تستخدم الأكسجين المذاب في مياه الخزان تشمل تنفس الكائنات الحية، وتحلل المواد العضوية، والتفاعلات الكيميائية بين المادة المذابة ورواسب الخزان. وتحدث هذه العمليات في كل من الطبقة العليا والطبقة السفلى. مع هذا فإن الأكسجين المستنفذ من الطبقة العليا للماء يعاد تعويضه بسبب التعرض إلى الغلاف الجوي وضوء الشمس، لكن في الطبقات السفلى المعزولة في الخزان التراصفي، يكون هناك استنفاد مستمر للأكسجين المذاب مع قليل من إعادة التعويض. ونتيجة لهذا فإن الماء المنسحب من المستويات الأكثر انخفاضاً في الخزان التراصفي له تركيزات أكسجين مذاب أقل. وعندما يمر هذا الماء عبر مناطق الضغط المنخفض من التريين وأنبوب السحب، يطلق الهواء والأكسجين، مؤدياً إلى المزيد من النقص في الأكسجين المذاب. ومن هنا فإن الهواء المنطلق من التريين وأنبوب السحب يحتوي على أكسجين مذاب منخفض.

طرق زيادة الأكسجين المذاب في الماء من محطات القدرة المائية تشمل التالي:

١- مداخل الانسحاب المختارة: تصمم هذه المداخل بمنافذ متعددة لتسحب باستمرار كميات متناسبة من الماء من الطبقة العليا للماء (ذات تركيز الأكسجين المذاب العالي) والطبقة السفلى (ذات تركيز الأكسجين المذاب المنخفض)، ويتم خلطها قبل الدخول إلى التربين.

٢- تنفيس (تهوية) التربين وحقن الهواء المضغوط في أنبوب السحب (USAEWES 1983): في هذه الحالة يتم شفط أو سحب الهواء إلى مناطق يكون الضغط فيها أدنى من الضغط الجوي في أنبوب السحب أسفل مخرج التربين. وهذه المناطق ذات الضغط الأقل من الضغط الجوي يمكن أن تحدث كما هو موصوف في "أنبوب السحب"، أو ربما تتكون من خلال التصميم. ويتكون التفريغ من خلال تركيب العارضيات أو ألواح الانحراف قرب فتحات التنفيس، التي تسبب فصل التدفق ومساحات الضغط المنخفض التي تقع قرب فتحات التنفيس (التهوية). يتم عمل الهويات غالباً على التربينات المائية كجزء من نظام التغلب على التفريغ من أجل حماية التربين أثناء الغلق السريع ولتقليل الاهتزاز وتكون الفجوات أثناء العملية العادية. وأن حقن الهواء المضغوط في أنبوب السحب يتم استخدامه عندما لا تسمح الظروف الهيدروليكية باستخدام أنبوب التهوية لتنفيس التربين.

٣- تهوية أو إزالة تراصف الخزان: يتضمن هذا حقن الأكسجين باستخدام الرذاذات أو عن طريق عمل ريشة فقاعة هواء منتشرة في عمود الماء. وأن ارتفاع فقائيع الماء من الطبقة السفلى للماء إلى الطبقة العليا يميل إلى أن يزيل تراصف الخزان ويضيف أكسجين إلى عمود الماء الأكثر انخفاضاً.

يعتمد تصميم واقتصاديات أجهزة زيادة الأكسجين المذاب على تجارب النموذج، والخبرة في التركيبات المثيلة، واستشارة المصنّعين لأجهزة معينة. ويجب اتخاذ الاحتياطات لضمان أن يكون زيادة الأكسجين المذاب لا تؤدي إلى التشبع المفرط للماء بالغازات، والذي يمكن أن يسبب مرض فقاعة الغاز للأسماك. وهو ينتج عندما يتشبع الماء بشكل مفرط بالنيتروجين والأرجون والغازات المذابة الناتجة من الذوبان في دماء الأسماك. وإذا كان المدخل موضوعاً عند عمق كبير في الخزان، يمكن أن ينطلق الماء إلى المسرب السفلي، حيث يمكن أن يكون الضغط أقل والحرارة أعلى. ويمكن أن يكون هذا جهداً للغازات الناتجة من الذوبان، مؤديةً إلى مرض فقاعة الغاز (ASCE 1989).

التسرب في الأنفاق الصخرية Infiltration into Rock Tunnels

بالإضافة إلى تقييم معدات الحجم والتبطين الخاصة بالأنفاق، فإن مهندس مصادر المياه عليه أن يستنتج احتمالية الترسب خلال الأنفاق الصخرية حتى يمكن للمقاول اتخاذ الترتيبات الملائمة للتحكم في المياه الجوفية أثناء مراحل الإنشاء والتشغيل. والمعدلات المقاسة والمقدرة للتسرب من خلال تكوينات الدولوميت (كربونات الكالسيوم والماغنسيوم البلورية) التي تمت مصادفتها في نفق شيكاغو ونظام خطة الخزان تراوحت من ٦١ إلى ١١٧٦ م^٣/يوم لكل كيلومتر من طول النفق (Dalton and La Russo 1979). وفي كثير من الحالات الميدانية، لا تكون هناك بيانات متاحة كافية لمعايرة وتأدية النفاذية المزدوجة المعقدة أو نماذج تدفق التصدع لمحاكاة تدفق المياه الجوفية المشبعة-غير المشبعة خلال التكوينات الصخرية المتعددة. ويحدث عادةً التسرب من سطح المصطبة أو الغطاء الصخري إلى موقع النفق خلال تكوينات صخرية وسيطة متعددة. وبسبب الطبيعة العملية لإجراءات التقدير يُنصح بتقدير

معدلات التسرب باستخدام نماذج مختلفة متعددة واختيار قيمة التصميم عن طريق الحكم. وبعض الطرق التقريبية موصوفة هنا.

منهج التسلسل Continuum Approach: يتضمن هذا المنهج عرض الوصلات والتصدعات في التكوينات الصخرية التي تقع فوق فلقة النفق عن طريق الأوساط المسامية المتجانسة المكافئة باستخدام التوصيلات الهيدروليكية التي تم الحصول عليها عن طريق اختبار الكتلة أو اختبارات الحشوة في التكوينات المختلفة. وهذا المنهج يعتبر تقريباً معقولاً للخصائص الهيدروليكية إذا كانت المسافة الفاصلة بين الوصلات وأسطح القاع والتصدع كثيفة بشكل معقول والسلوك الهيدروليكي للكتل الصخرية شبيهاً بالأوساط الحبيبية المسامية (Freeze and Cherry 1979).

في هذا المنهج، من المفترض أن معامل التوصيل الهيدروليكي لكل تكوين تم الحصول عليه من اختبارات الكتلة أو الحشوة هو المتسبب في التسرب في الأنفاق. وهذا يعني أن متوسط معامل التوصيل الهيدروليكي المقدر يمثل معامل التوصيل الهيدروليكي الرأسي للتكوين الخاص بها. ومن المفترض أنه في أغلب الأحيان وبشكل محافظ تكون الوصلات أو التصدعات أو الأوساط المسامية في الغطاء الصخري والتكوينات السفلى متصلة هيدروليكياً.

كل تكوين يمكن أن يكون له معامل توصيل هيدروليكي وسمكاً مختلفاً. ويتم تقدير معامل التوصيل الهيدروليكي الرأسي المكافئ عن طريق المعادلة:

$$K \text{ (equivalent)} = \sum H_n / \sum (H_n / K_n) \quad (٤,٢)$$

حيث إن:

K = معامل التوصيل الهيدروليكي الرأسي المكافئ للتسرب إلى فلقة النفق
(م/اليوم).

H_n = سمك التكوين n (م).

K_n = معامل التوصيل الهيدروليكي للتكوين n (م/اليوم).

Σ = مجموع كل التكوينات التي تقع فوق فلقة النفق.

إن التسرب سوف يكون تحت وحدة الميل الهيدروليكي في الاتجاه الرأسي على امتداد محيط النفق. وسوف يعمل النفق كحوض عند الضغط الجوي. ولهذا ربما يكون هناك بعض التركيز لخطوط السريان في هذا الجوار. ولحساب هذا يمكن استخدام معامل تركيز تدفق يساوي ١,٥. إذن:

$$Q = 1.5 \times K \times i \times L \times P \quad (٥,١٠٥)$$

حيث إن:

Q = معدل التسرب (م^٣/اليوم).

L = طول فلقة النفق (م).

i = الميل الهيدروليكي للتدفق الرأسي.

P = محيط القطاع العرضي للنفق (م).

في الواقع سوف يحدث الجزء الأكبر من التسرب خلال النصف العلوي من النفق. وتعد المعادلة رقم (٥,١٠٥) تقريبية لأنها تفترض أن التسرب يكون منتظم التوزيع على كل جوانب النفق.

التسرب خلال الفراغات المملوءة بالتربة:

Infiltration through Soil-Filled Joints

في بعض الحالات يمكن أن يكون هناك فراغات ملحوظة مملوءة بالتربة في التكوينات الصخرية. ومعظم هذه الفراغات عادةً تكون مملوءة بجزيئات الرمل الناعم والطمي والطين التي تنتقل من السطح أو الغطاء الصخري مع ماء المطر المتسرب. واعتماداً على البيانات المنشورة حول معامل التوصيل الهيدروليكي، يمكن أن تحدد مواد الملء على أنها ذات معامل توصيل هيدروليكي عالي أو منخفض الحد (مثلاً، 10^{-3} و 10^{-2} سم/ث).

واعتماداً على البيانات الخاصة بالموقع حول توزيع أحجام حبيبات الملء، فإنه يمكن تقدير متوسط الاتساع الموزون والمسافات الفاصلة للفراغات الصخرية. ويتم استخدام المسافات بين الفراغات لتقدير عدد الفراغات المحتملة في فلقة النفق. وعدد مجموعات الفراغات في فلقة النفق يعطى بالمعادلة التالية:

$$N = [(L_T / NW) + (L_T / NE)] \quad (5, 106)$$

حيث إن:

$$L_T = \text{طول فلقة النفق (م).}$$

$$NW = \text{متوسط التباعد الموزون لمجموعة واحدة من الفراغات (م).}$$

$$NE = \text{متوسط التباعد الموزون للمجموعة المتعامدة من الفراغات (م).}$$

وعند الضرورة، يمكن إضافة مجموعات الفراغات الأخرى.

وحيث إن المصفوفة الصخرية متماسكة نسبياً، فإنه يمكن افتراض إهمال التسرب خلال المصفوفة الصخرية وان التسرب الكلي يفترض حدوثه فقط خلال الفراغات المملوءة بالتربة تحت الظروف المشبعة. ويفترض أن يكون التدفق خلال الشقوق الرأسية المملوءة بالطين والطمي و/ أو الحصى، ويمكن أن يكون هناك تدفق

ضغط بسيط خلال قاع أجزاء النفق. ويفترض أن تفتح الشقوق على امتداد سقف وجدران جانب النفق. وبالتالي:

$$Q = N \times (W + 2T) \times b \times K \times i \quad (٥,١٠٧)$$

حيث إن:

$$Q = \text{التسرب في فلكة النفق (م}^3/\text{اليوم).}$$

$$N = \text{العدد المقدر للفراغات الكلية أو التصدعات في فلكة النفق.}$$

$$W = \text{عرض النفق (م).}$$

$$T = \text{ارتفاع النفق (م).}$$

$$b = \text{متوسط العرض الموزون للفراغ النموذجي (م).}$$

$$K = \text{معامل التوصيل الهيدروليكي لمادة الماء (م/اليوم).}$$

$$i = \text{الميل الهيدروليكي للتسرب الرأسي.}$$

التسرب خلال التصدعات **Infiltration through Fractures**: في بعض

الحالات، يمكن أن يكون التسرب من خلال التصدعات الضيقة في التكوينات.

والتدفق خلال التصدع الضيق معطى بالمعادلة التالية (Streeter 1971):

$$q = g b^3 i / (12 v) \quad (٥,١٠٨)$$

حيث إن:

$$q = \text{التدفق (م}^3/\text{ث)} \text{ لكل متر طول من التصدع.}$$

$$b = \text{العرض الظاهري للفراغ المملوء بالماء (م).}$$

$$i = \text{الميل الهيدروليكي.}$$

$$g = \text{عجلة الجاذبية الأرضية (م/ث}^2\text{).}$$

$$v = \text{اللزوجة الكينيماتيكية للماء (م}^2/\text{ث).}$$

مدى عرض التجاويف المفتوحة المستخدم في بعض التحليلات السابقة يكون من ٠,٠٠١ إلى ٠,٠٠٢ سم (Long and Witherspoon 1985; Freeze and Cherry 1979)، ومع هذا، يمكن أن تكون عرض الفراغات الصخرية أكبر. إذا كانت البيانات الميدانية غير متاحة، فيمكن افتراض عرض تصدع أكبر نسبياً (مثلاً، 0.002 cm).

وبسبب الأنماط المتعرجة للتصدعات المشتركة، فإن الماء المتدفق خلال التصدعات المشتركة يتبع مساراً ملتوياً (متوجاً). ويتم تعريف التموج، τ ، على أنه مربع نسبة الطول الفعلي للتدفق على امتداد مسارات التدفق المتعرجة في الوسط المسامي إلى الطول المستقيم. ويعطى هذا الميل الهيدروليكي التقريبي في المعادلة التالية (Brooks and Corey 1964; Delleur 1999):

$$i \cong 1/\sqrt{\tau} \quad (٥,١٠٩)$$

يمكن تقدير الالتواء عن طريق التجارب العملية على العينات الجوفية الصخرية. وعندما لا تكون هناك بيانات متاحة فإن القيمة التقريبية لقيمة τ تساوي خمسة، يمكن استخدامها للتقديرات الأولية ويمكن تعديل النتائج مع عوامل السلامة الملائمة.

يمكن تقدير طول التصدعات (الشروخ) لكل مساحة متر مربع من الصخور من خرائط التصدع. أما لأجل التقديرات التمهيديّة في الحالات التي لا تكون مثل هذه الخرائط متاحة فإن خرائط التصدع لتكوينات أخرى مثيلة يمكن أن تستخدم مع عوامل سلامة ملائمة. إذن:

$$Q = q L_f W L_T \quad (٥,١١٠)$$

حيث L_r يساوي طول التصدعات (الشروخ) لكل متر مربع من الصخور. وإذا بالإضافة إلى سقف النفق، يتوقع وجود فتحات تصدع على امتداد جدران الجانب أيضاً، إذن يجب أن تتغير W في المعادلة رقم (٥, ١١٠) إلى $W + 2T$.

مثال رقم (٥, ٢٤): ضع تقديراً مبدئي للتسرب خلال فلقة النفق لتحتوى في مظهر مناقصة لإنشاء نفق. هناك خمسة تكوينات صخرية فوق النفق. وسمك ومعامل التوصيل الهيدروليكي (التي تم الحصول عليها من اختبارات الحشوة) لهذه التكوينات معطاة في الجدول رقم (٥, ٢٩). وفحص العينات الجوفية وخرائط التصدع أوضح أنه ربما يكون هناك خلط للفراغات الضيقة والتصدعات مع متوسط طول تجويف قدره ٣ م / م^٢ من السطح الصخري. ومتوسط عرض التجاويف (مع التصدعات الضيقة وبعض الفراغات المملوءة بالماء أو الهواء الواسعة نسبياً) هو ٠,٠١ سم. وعرض فلقة النفق تبلغ ١٠ م، وارتفاعها ٧ م، وطولها ٣٠٠ م. افترض أن τ تساوي خمسة، وأن اللزوجة الكينماتيكية للماء تبلغ $1,31 \times 10^{-3}$ م^٢/ث عند ١٠° م.

الحل:

باستخدام قانون الاستمرارية على اعتبار أن:

$$W = 10 \text{ m} , \quad T = 7 \text{ m} , \quad P = 2 \times (10 + 7) = 34 \text{ m}$$

وباستخدام المعادلة رقم (٤, ٢)، فإن معامل التوصيل الهيدروليكي الرأسي المكافئ للتكوينات فوق فلقة النفق:

$$K = 71.6 / 3225.2 = 0.0222 \text{ m/day}$$

وباستخدام المعادلة رقم (٥, ١٠٥)، فإن معدل التسرب لفلقة هذا النفق:

$$Q = 1.5 \times 0.0222 \times 1.0 \times 300 \times 34 = 340 \text{ m}^3 / \text{day}$$

باستخدام قانون تدفق التصدع مع اعتبار أن:

$$b = 0.0001 \text{ m} \quad , \quad \tau = 5.0 \quad , \quad v = 1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$W = 10 \text{ m} \quad , \quad L_T = 300 \text{ m} \quad , \quad L_f = 3 \text{ m}$$

$$i = 1 / \sqrt{5.0} = 0.447$$

$$q = 9.81 \times (0.0001)^3 \times 0.447 \times 10^6 / (12 \times 1.31) = 0.00000028 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$q = 0.0241 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$Q = 0.0241 \times 300 \times 10 \times 3 = 216.91 \text{ m}^3 / \text{day}$$

أي أن المدى المقدر من معدلات التسرب خلال فلقة النفق يكون من حوالي ٢١٧ إلى ٣٤٠ م^٣/يوم. ويجب أن يتم تحديث هذه التقديرات عندما تصبح البيانات الخاصة بالموقع متاحة.

الجدول رقم (٥،٢٩). السمك ومعامل التوصيل الهيدروليكي للتكوينات فوق قاع النفق.

| H_n/K_n | معامل التوصيل الهيدروليكي (م/يوم) | السمك (م) | التكوين |
|-----------|-----------------------------------|-----------|---------|
| ١٨١١,٢ | ٠,٠٠٦٧٣٦ | ١٢,٢ | A |
| ٣٧١,٨ | ٠,٠٧١٨٠٧ | ٢٦,٧ | B |
| ١٣٣,٩ | ٠,٠٥٦٧٥١ | ٧,٦ | C |
| ٣٥١,٧ | ٠,٠٣٨٩٥١ | ١٣,٧ | D |
| ٥٥٦,٦ | ٠,٠٢٠٤٨٢ | ١١,٤ | E |
| ٣٢٢٥,٢ | - | ٧١,٦ | المجموع |