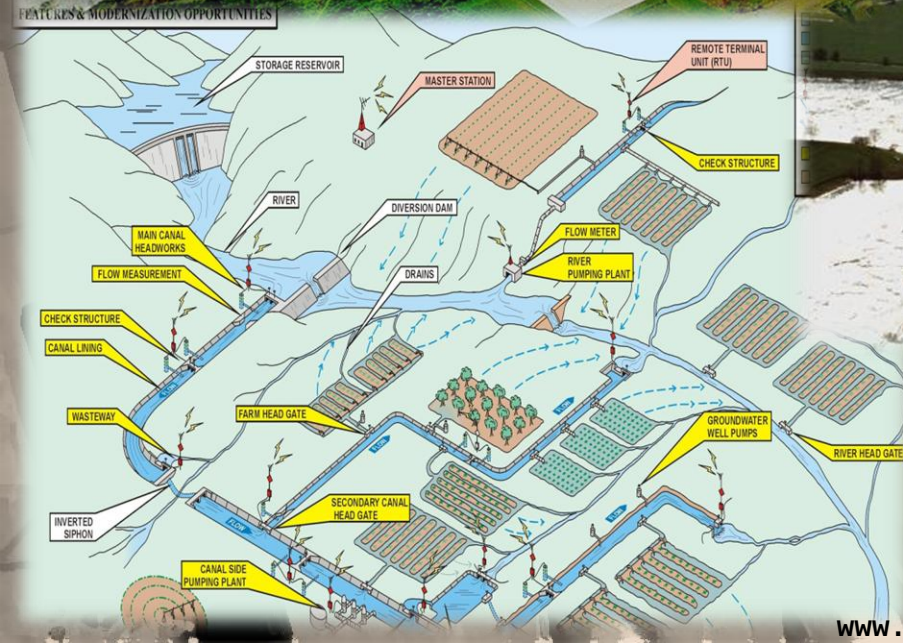
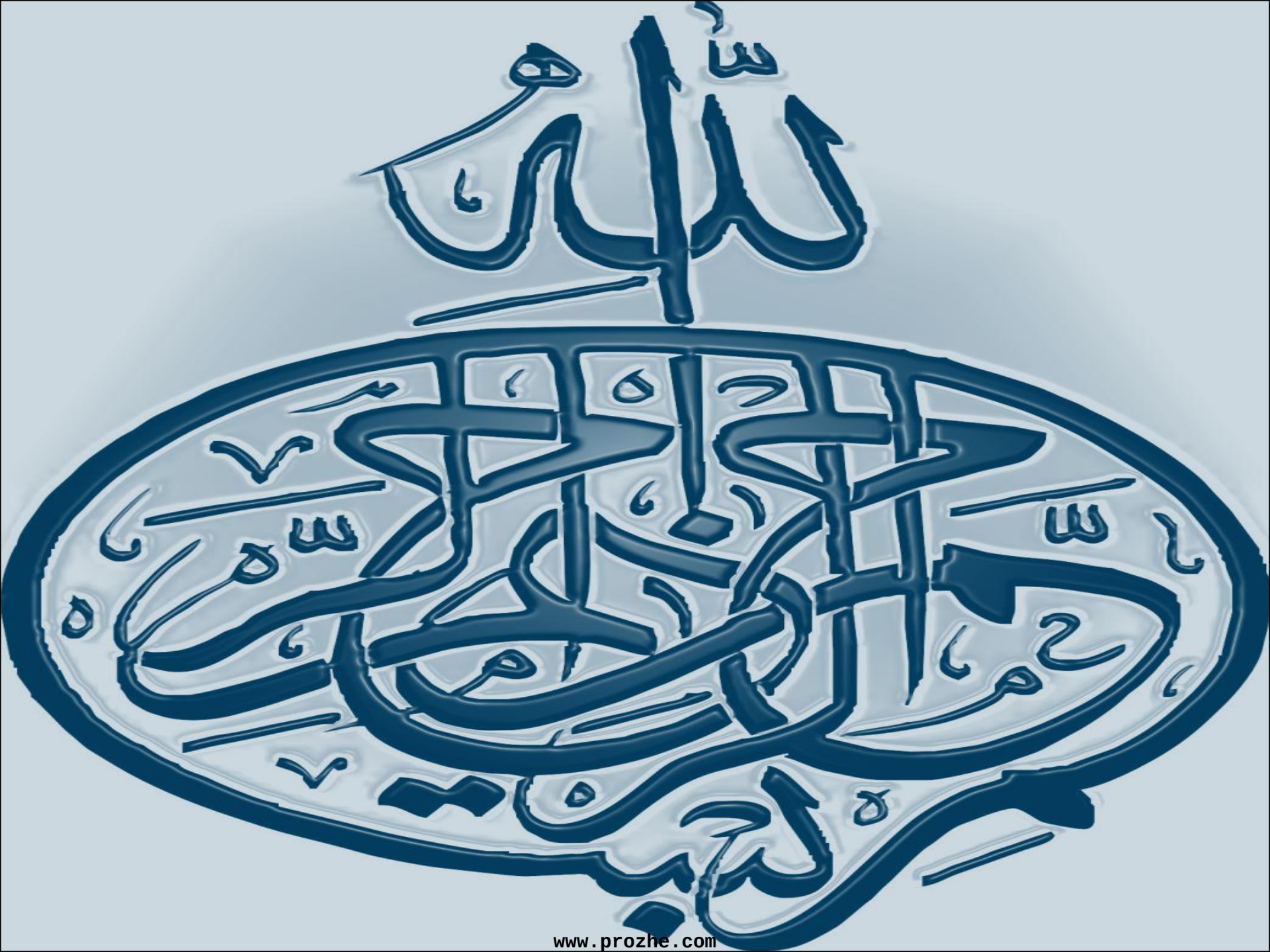


هیدرولیک





در صورت وجود اشکال لطفاً با ذکر آن و شماره صفحه به
ایمیل اینجانب اطلاع دهید.
با تشکر میثمبرزگر



فصل ۱

مفاهیم اساسی جریان سیالات

معیار زمان

□ معیار زمان

$$\frac{dv}{dt} = 0, \frac{dy}{dt} = 0$$

■ جریان دائمی (ماندگار) Steady Flow

$$\frac{dv}{dt} \neq 0, \frac{dy}{dt} \neq 0, \frac{dQ}{dt} \neq 0$$

■ جریان غیر دائمی

معیار مکان

• معیار مکان (فضا)

– جریان یکنواخت Uniform Flow

– جریان غیر یکنواخت Varied Flow

• متغیر تدریجی Gradually V.F.

– انحنای خطوط جریان کم است.

• متغیر ناگهانی Rapidly V.F.

• متغیر مکانی Spatially V.F.

– اضافه یا کم شدن جریان آب

تقسیم بندی جریان در کانال های باز

- جریان دائمی

- جریان غیر دائمی

جریان غیر دائمی

- جریان دائمی

۱. یکنواخت :

۲. متغیر تدریجی : پس زدگی در پشت دریچه کشویی کانال، بند و یا سد

۳. متغیر ناگهانی : پرش هیدرولیکی

۴. متغیر مکانی

جریان غیر دائمی

• جریان غير دائمی

۱. یکنواخت : X

۲. متغیر تدریجی : عبور سیل از رودخانه

۳. متغیر ناگهانی : جزر و مد در رودخانه - بستن ناگهانی دریچه

کشویی کانال

۴. متغیر مکانی

اثر لزجت

حالت جریان : حالت جریان تحت تاثیر اثرات لزجت ثقل و دانسیته است.

• اثر لزجت

— انواع جریان

- جریان لایه ای (آرام)
- جریان بینابینی (انتقالی)
- جریان متلاطم (آشفته)

آزمایشات نشان داده است که جریان با عدد رینولدز ۲۰۰۰-۵۰۰۰ حالت انتقالی دارد. حال با توجه به اینکه در لوله $D=4R$ لذا میتوان حالت بینابینی در کانال را در گستره ۵۰۰-۱۲۵۰ در نظر گرفت.



اثر ثقل

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

• ثقل

– L طول مشخصه که عمق هیدرولیکی D در نظر گرفته می شود.

– عمق هیدرولیکی

$$D = \frac{A}{B}$$

• B : عرض سطح آزاد آب

• A : مساحت سطح مقطع جریان

$$Fr < 1$$

Sub Critical Flow

– جریان زیر بحرانی

$$Fr = 1$$

Critical Flow

– جریان بحرانی

$$Fr > 1$$

Super Critical Flow

– جریان فوق بحرانی

اثر دانسیته

- دانسیته (جرم مخصوص) :

– جریان همگن : Homogenous Flow

جرم مخصوص در تمام جهات برابر است.

– جریان لایه بندی شده : Stratified Flow

جرم مخصوص در جهات مختلف، متفاوت است.

انواع کانال های باز

• انواع کانال های باز : Open Channel

۱. کانال های باز طبیعی : رودخانه ها , آبراهه ها

۲. کانال های باز مصنوعی : جوب ها , زهکش ها و کانال هایی که برای اهداف خاصی ساخته می شوند.

● کانال
Canal

● کانال پایه دار
Flume

● تند آبراه
Chute

● شیب شکن
Drop

● تونل جریان باز
Open Flow Tunnel

● آبرو
Culvert

تقسیم بندی

• تقسیم بندی بر اساس ماهیت مرز کانال :

– Rigid Boundary Channels : کانال هایی که مرز آنان تغییر نمی کند.
(No deformable)

– Mobile Boundary Channels : کانال های باز طبیعی و کانال های مصنوعی که در تشکیلات آبرفتی حفر شده باشند و lining و پوشش داده نشده باشند.

شکل هندسی کانال

• شکل هندسی کانال :

– کانال منشوری Prismatic Channel : شیب و ابعاد و راستای کانال در طول آن تغییر نمی کند.

– کانال غیر منشوری

مقطع کانال

- مقطع کانال : مقطع عمود بر جهت جریان.
- مقطع قائم کانال : مقطع قائمی که از پایین ترین نقطه مقطع عبور می کند.

• مقطع ها :

- منظم : شکل هندسی منظم دارند : مثلث , مستطیل , دوزنقه و غیره...
- نامنظم : غیر هندسی : رودخانه ها

اجزاء ہندسی مقطع کانال

- عمق جریان : y عمق قائم جریان
- عمق مقطع جریان : d عمود بر جهت جریان
- تراز Stage

B

• پهنای فوقانی جریان

A

• سطح مقطع - مساحت جر

P

• محیط خیس شده

$R = A/P$

• شعاع هیدرولیکی

$D = A/B$

• عمق هیدرولیکی

$Z = A\sqrt{D}$

• ضریب مقطع

اصل پیوستگی

• اصل پیوستگی : Continuity Equation

– خط جریان : خطی است که در هر لحظه برآیند سرعت بر آن خط مماس است.

– لوله جریان : بخشی از سیال که محصور به چندین خط جریان می باشد.

• معادله پیوستگی جریان در :

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

– جریان دائمی - متغیر تدریجی :

لوله جریانی را در نظر بگیرید.

– جریان دائمی - متغیر مکانی :

اگر q_x ثابت باشد.

$$q_x = \frac{dQ}{dx}$$

$$Q = Q_1 + \int q_x dx$$

$$Q = Q_1 + x q_x = Q_1 + L \cdot q_x$$

اصل پیوستگی

- معادله پیوستگی جریان در جريان غير دائمی :

Q_1 و Q_2 لزوماً برابر نیستند در این شکل Q_2 را بزرگتر از Q_1 در نظر بگیرید.

- معادلات عمومی حرکت : $(F=ma)$

$$\int F ds = m \int a ds = \frac{1}{2} m (V_2^2 - V_1^2)$$

$$\int F dt = m \int a dt = m (V_2 - V_1)$$

– معادله انرژی :

– معادله مومنتم : impulse

فصل ۲

کاربرد اصلی انرژی (معادله مومنوم) در جریان کانال باز

در مسائل عملي كانالهاي باز، جريان را به صورت يك بعدي تحليل مي كنيم: يعني

$$H = \left(\frac{P}{\gamma} + Z \right) + \alpha \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{«جهت طول = جهت حركت (جريان)»}$$

خصوصيات متوسط جريان در مقطع جريان (مقطع عمود بر جهت جريان) را در نظر گرفته و تغييرات آنها را در جهت جريان بررسي مي كنيم؛ لذا مي خواهيم مقدار متوسط H را در مقطع عرضي بر جهت جريان بررسي كنيم:

$$1 - \text{مقدار متوسط } \left(\frac{v^2}{2g} \right) \text{؟ در مقطع عرضي؟ } \alpha \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

$$2 - \text{مقدار } \left(\frac{P}{\gamma} + Z \right) \text{ در مقطع عرضي جريان = ؟}$$

اکنون باید بررسی کنیم که عبارت $\left(\frac{P}{\gamma} + Z \right)$ در مقطع جريان چگونه است؟

توزیع فشار

فشار در سطح آزاد آب = فشار اسمز = فشار نسبی = 0
توزیع فشار در جریان کانالهای باز تابع مشتقات ثقل و دیگر شتابها طبق معادله اولر است.

در جهت دلخواه s اولر
(۱)
$$-\frac{\partial}{\partial s}\left(\frac{P}{\gamma} + Z\right) = \rho a_s$$
 معادله

در جهت n (عمود بر s) اولر
(۲)
$$-\frac{\partial}{\partial n}\left(\frac{P}{\gamma} + Z\right) = \rho a_n$$
 معادله

اکنون يك خط جریان در جهت s در نظر بگیرید و n جهت عمود بر آن:

باید توزیع فشار را در جهت n بررسی کنیم. شتاب عمودي بر خط جریان در هر مقطعي از معادله $a_n = \frac{v^2}{r}$ به دست می آید.

v : سرعت جریان در طول خط جریان با انحنای r

حالت های توزیع فشار

اکنون ۳ حالت را بررسی می کنیم:

ا- توزیع هیدروستاتیکی فشار

ب- جریان یکنواخت

ج- توزیع فشار در جریان با انحنا (خمیده)

توزیع هیدروستاتیکی فشار

• حالت $v=0$ (آب ساکن):

• n را در جهت z در نظر بگیرید. با انتگرال گیری

$$-\frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{P}{\gamma} + Z \right) = 0 \rightarrow \frac{P}{\gamma} + Z = c$$

از رابطه ۲ خواهیم داشت:

$$[c = z_1] \quad z = z_1, P = 0 \Rightarrow \frac{P}{\gamma} + z = z_1$$

• اما در نقطه ای روی سطح سیال داریم:

در هر نقطه دلخواهی مثل A در عمق y زیر سطح آزاد آب، (طبق شکل)

$$\frac{P_A}{\gamma} = z_1 - z_A = y$$

$$\Rightarrow P_A = \gamma y \Rightarrow$$

توزیع هیدروستاتیکی فشار

• در این حالت فشار به صورت خطی با عمق تغییر می کند و ضریب تناسب γ است.

$$\frac{P_A}{\gamma} = y$$

و فشار در هر نقطه برابر عمق آن نقطه زیر سطح آزاد آب است.

جریان یکنواخت

- سطح آب موازی کف کانال است.

- سطح مقطع (۱-۰)، المانی به طول ΔL و عرض واحد (عمود بر صفحه) در نظر بگیرید. هر نقطه ای مثل A در عمق y (که عمود بر سطح آزاد آب اندازه گیری می شود)، وزن ستون آب و در جهت قائم عمل می کند.

$$\gamma \Delta L y = A \square A'$$

- فشار در AA' با مولفه عمودی وزن ستون $A \square A'$ موازنه برقرار می کند. لذا

$$P_A \Delta L = \gamma y \Delta L \cos \theta \Rightarrow \frac{P_A}{\gamma} = y \cos \theta$$

(چرا؟)



$$\frac{P_A}{\gamma} + Z = y \cos \theta + z$$

- پس هد پیزومتریک در A برابر است با:
- یعنی فشار به صورت خطی با y تغییر می کند. لکن ضریب تناسبی است.

جریان یکنواخت

اگر نقطه O را در نظر بگیریم، h عمق عمود بر جهت جریان است و d عمق قائم نقطه O تا سطح آزاد آب، در این صورت $h = d \cos \theta$ و فشار در کف و در O برابر است با:

$$P_0 = \gamma h \cos \theta \Rightarrow \text{هد فشار} = \frac{P_0}{\gamma} = h \cos \theta = d \cos^2 \theta$$

هد پیزومتریک در هر نقطه ای مثل A ، برابر است با: $z_A + y \cos \theta = z_0 + h \cos \theta$
لذا در کل مقطع هد پیزومتریک $z_0 + d \cos^2 \theta =$

شیب رودخانه ها و کانالها را خیلی تند گویند اگر $\cos^2 \theta = 0.9999$ یا $\sin \theta = 0.01$
به طور کلی اگر $\theta < 6^\circ$ یا شیب کمتر از ۱۰٪ باشد، توابع فشار را می توان
هیدروستاتیکی در نظر گرفت. به روایت دیگر $\theta < 10^\circ$ یا $7.18 >$ شیب که در
اغلب موارد این شرایط برقرار است. پس زین پس:
 $\cos \theta = \cos^2 \theta \approx 1$

توزیع فشار در جریان خمیده

- انحناي خطوط جریان در جریان متغیر تدریجی آنقدر کم است که a_n قابل اغماض است. لذا توزیع فشار در جریان متغیر تدریجی را نیز می توان هیدروستاتیکی در نظر گرفت.

$$z + \frac{P}{\gamma} = \text{هد پیزومتريک} = \frac{P}{\gamma} + Z$$

جمع بندي

• جمع بندي: در جريان كانالهاي باز، توزيع فشار هيدروستاتيكي است. اگر:

۱. شيب كانال خيلي زياد باشد.
۲. انحناي خطوط جريان زياد باشد. مثل محل ريزش آزاد آب *Free overfall*

مسأله تبدیل

The Transition Problem

مسأله تبدیل

- مسأله تبدیل

– کف کانال را در بالادست دریچه سطح بنا می گیریم.

و اما مسأله تبدیل

- کانالهای مستطیلی و افقی

– برآمدگی کف را ملایم در نظر بگیرید.

– معلومات : $Q \Leftarrow V_1, y_1, \Delta z$

– مجهولات : y_2 یا V_2

$$H_1 = H_2$$

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta z$$

– حل : کف کانال در بالادست تبدیل = سطح مبنا

– مجهولات ظاهراً ۲ تا است.

– دبی در واحد عرض کانال، q

$$q = \frac{Q}{b} = y_1 V_1 = y_2 V_2 \Rightarrow V_2 = \frac{q}{y_2}$$

مسأله تبدیل

$$y_2 + \frac{q^2}{2gy_2^2} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} - \Delta z \Rightarrow \text{تنها مجهول } y_2 \text{ است و قابل حل .}$$

معادله درجه ۳ فوق معمولاً دارای ۲ جواب مثبت است (ارتفاع منفي بي معني است).
حال مسأله این است که کدام يك از پاسخها درست است؟! 

انرژی مخصوص و عمق های متناوب

(Specific Energy & Alternative Sepths)

انرژی مخصوص و عمق های متناوب

انرژی مخصوص (E) ، انرژی نسبت به کف کانال (سطح مبنا): $E = y + \frac{v^2}{2g} \Leftarrow$ حال نحوه تغییرات E نسبت به y برای $q=cte$ را بررسی می کنیم.

$$E_2 = E_1 - \Delta Z, \quad Ey = y_2 + \frac{q^2}{2gy_2^2}$$

بخش یگري از نمودار در ربع ۴ است که عمق منفي مي دهد.

شاخه بالایی، نماینده جریان عمیق و کم سرعت و شاخه بالایی نماینده جریان سریع و کم عمق است که در يك نقطه (بحراني) به هم می رسند. جریان را در این حالت، بحراني گوئیم.

سؤال این است که B رخ می دهد یا B`

$$V = \frac{q}{y} \Rightarrow y + \frac{q^2}{2gy^2}$$

$$\Rightarrow (E - y)y^2 = \frac{1}{2g}q^2 = cte$$

انرژی مخصوص و عمق های متناوب

اگر مشخصات جریان در بالادست، به وسیله نقطه A نمایش داده شود: آنگاه B جواب است. استدلال این است که روی منحنی نمی توان از B رد شد تا به B' رسید (چون دبی ثابت است)

زیرا E سیستم از E2 کمتر است. لذا قطعاً

$$y_2 < y_1$$

اما اینکه سطح آب افت می کند یا بالا می رود، بستگی به ΔZ ندارد.

$$y_2 < y_1 \Rightarrow V_2 > V_1 \Rightarrow \frac{V_2^2}{2g} > \frac{V_1^2}{2g} \Rightarrow$$

(به دلیل افزایش انرژی) سطح آب افت می کند.

حداکثر اختلاف ارتفاع بالادست و پایین دست را $\Delta Z_{\max}$ می نامیم. با تغییر ارتفاع در این

بازه مشخصات جریان تغییر نمی کند. در نقطه ای بحرانی جریان کمترین انرژی

مخصوص را داراست. این مقدار را انرژی بحرانی می نامیم.

$$E_1 - E_c = \Delta Z_{\max}$$

جریان در آستانه چوک (انسداد):

$$\Delta Z = \Delta Z_{\max} = \text{choke}$$

جریان به صورت چوک (choke)

$$\Delta Z > \Delta Z_{\max}$$

انرژی مخصوص و عمق های متناوب

• حالت choke:

– می بینیم که این انرژی $E1$ ، به صورت تئوری آب نمی تواند این ΔZ را رد کند. اما این اتفاق در طبیعت رخ می دهد و $E1$ آن افزایش می یابد. این امر باعث ایجاد جریان غیر یکنواخت می گردد. پس زدگی (Back water).

– ممکن است این کمبود انرژی به وسیله کاهش دبی یا افزایش ارتفاع آب (y) تأمین می گردد.

انرژی مخصوص و عمق های متناوب

• مسئله تبدیل به صورت تغییر در عرض کانال

$$q_1 = \frac{Q}{b_1} \quad , \quad q_2 = \frac{Q}{b_2}$$
$$b_2 < b_1 \Rightarrow q_2 > q_1 \quad ; \quad \Delta Z = 0$$

$$(\Delta Z = 0)$$

چون ارتفاع کانال تغییر نمی کند ، انرژی هم تغییر نمی کند.

$$E = E_1 = E_2$$

بعداً رابطه ای بین q , E_c خواهیم یافت.

جریان بحرانی

(Critical Flow)

جریان بحرانی

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{q^2}{2gy^2}$$

خصوصیات تحلیلی جریان بحرانی (دید ریاضی)

$$\Rightarrow \frac{dE}{dy} = 1 - \frac{q^2}{gy^3} \Rightarrow q^2 = gy_c^3 \Rightarrow q = \sqrt{gy_c^3} \quad y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\Rightarrow V_c = \sqrt{gy_c} \quad , \quad \frac{v_c^2}{2g} = \frac{1}{2}y_c \Rightarrow E_c = \frac{1}{2}y_c + y_c = \frac{3}{2}y_c \Rightarrow y_c = \frac{2}{3}E_c$$

بنابراین تمام نقاط بحرانی ممکن روی نمودار متعلق به خط $E = \frac{3}{2}y$ می باشند.
حال برای E معین داریم (E_0)

$$q^2 = 2gy^2(E_0 - y) \quad , \quad \frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow y = \frac{2}{3}E_0$$

بنابراین حالت بحرانی، حالتی است که حداکثر دبی

ممکن را برای یک مقدار معین

انرژی مخصوص دارد.

$$\begin{cases} y \rightarrow 0 \\ y \rightarrow E_0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q \rightarrow 0 \\ q \rightarrow 0 \end{cases}$$

جریان بحرانی

- سرعت بحرانی و سرعت موج:

– معادله $V_c = \sqrt{gy_c}$ بیان می کند که در جریان بحرانی، سرعت برابر $\sqrt{gy}$ است.

– از طرف دیگر، این عبارت برابر سرعت پیشروی موجی طویل با ارتفاع کم در آبی با عمق y است که این از مهمترین خصوصیات حالت بحرانی است.
دو نوع موج: ۱-نوسانی ۲-سرج (surge)

- موج سرج:

– دارای فرانت یا پیشانی متلاطمی است و تغییر ناگهانی در عمق موج ایجاد می کند. مثال دیگر این است که اگر آب ساکنی داشته باشیم و صفحه قائمی را با سرعت ؟ در آن حرکت دهیم، موج surge ایجاد شده و با سرعت c پیشروی می کند. اگر ناظر در پیشانی موج باشد، جریان دائمی است. اگر ناظر در ساحل باشد جریان غیر دائمی است. اگر روی موج باشد، بالا و پایین موج ارتفاع ثابتی دارد. پس دائمی است. با نوشتن معادله انرژی :

$$c = \sqrt{gy}$$

جریان بحرانی

• موج نوسانی:

$$c^2 = gL / 2\pi \tanh(2\pi y / L)$$

y: عمق آب کانال

L: طول موج

اگر L نسبت به y بسیار بزرگ باشد، آنگاه $\frac{2\pi y}{L}$ کوچک بوده لذا $\tanh(\frac{2\pi y}{L})$ با $\frac{2\pi y}{L}$ برابر خواهد بود. پس

$$c^2 = gy \Leftarrow c^2 = \frac{gL}{2\pi} \cdot \frac{2\pi y}{L}$$

اینها همان امواجی‌اند که اغلب در کانالها بر اثر عملکرد کنترلی ها و موانع به وجود می‌آیند. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که سرعت موج $c = \sqrt{gy}$ ، سرعت انتقال به هم خوردگی در جریان کانال باز روی سطح آب است. البته c نسبت به آب سنجیده می‌شود.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

عدد فرود را قبلاً تعریف کرده بودیم که:

$$E = y + \frac{q^2}{2gy^2} \Rightarrow \frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2$$

جریان بحرانی

کنترل پایین دست و بالادست:

در جریان زیر بحرانی، یک به هم خوردگی می تواند به سمت بالادست حرکت کند. یعنی جریان زیر بحرانی تحت تأثیر کنترل در پایین دست است. برعکس، جریان فوق بحرانی نمی تواند توسط هیچ مکانیزمی در پایین دست تحت تأثیر قرار گیرد. لذا فقط از بالادست کنترل می شود. مثلاً دریچه کشویی.



مقاطع غير مستطيلي

(Non Rectangular Sections)

مقاطع غیر مستطیلی

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \Rightarrow \frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{dA}{dy}$$

$$B = \frac{dA}{dy} \Rightarrow E'(y) = 1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}$$

$$\frac{dE}{dy} = 0 \Rightarrow Q^2 B_c = gA_c^3 \Rightarrow V_c = \sqrt{gD} \quad \leftarrow$$

• فرم معادله انرژی مخصوص

– شرط حداقل بودن انرژی مخصوص

(جریان بحرانی)

D: عمق هیدرولیکی - $\left(\frac{A}{B} =\right)$ B: پهنای سطح آب

$$D = y, Fr = \frac{V}{\text{surge velocity}} = \frac{V}{\sqrt{gD}} \Rightarrow \frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2$$

مقاطع غیر مستطیلی

- محاسبه عمق بحرانی

– روشهای محاسبه عمق بحرانی در انواع مقطع ها:

$$y_c = (q^2 / g)^{1/3}$$

- مستطیلی:

$$y_c = f(q, g)$$

- غیر مستطیلی:

– روش سعی و خطا: به عنوان مثال برای مقطع دوزنقه ای.

$$Q^2 B_c = g A^3 \Rightarrow \frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} = \frac{(b + m y_c)^3 y_c^3}{b + 2 m y_c}$$

– روش های عددی: حل معادله غیر خطی بر حسب y_c توسط یکی از روشهای زیر:

- نیوتون-رافسون

- تنصیف

- تفاضلهای عددی (بسط سری تیلور)

- Interval Halving

- Bi- Section

- Seiant

مقاطع غیر مستطیلی

– روش منحنی (جدول) های بی بعد

معادله $Q^2 B_c = g A^3$ را به صورت زیر بی بعد کرده اند.

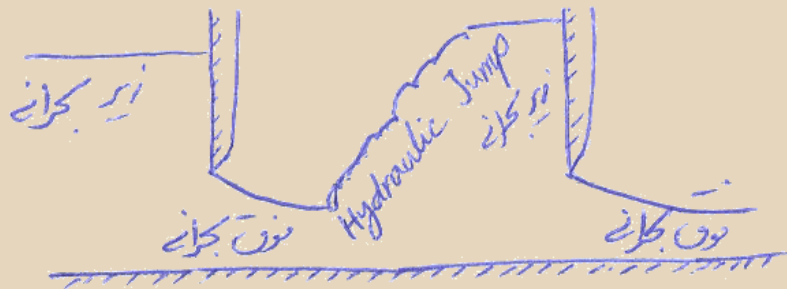
$$\frac{Q^2 m^3}{g b^5} = \frac{(1 + y'_c)^3 y'^3_c}{(1 + 2y'_c)} ; y'_c = \frac{m y_c}{b}$$

$$\Rightarrow \frac{Q m^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{g} \cdot b^{\frac{5}{2}}} = \Psi = \frac{(1 + y'_c)^{\frac{3}{2}} y'^{\frac{3}{2}}_c}{(1 + 2y'_c)^{\frac{1}{2}}}$$

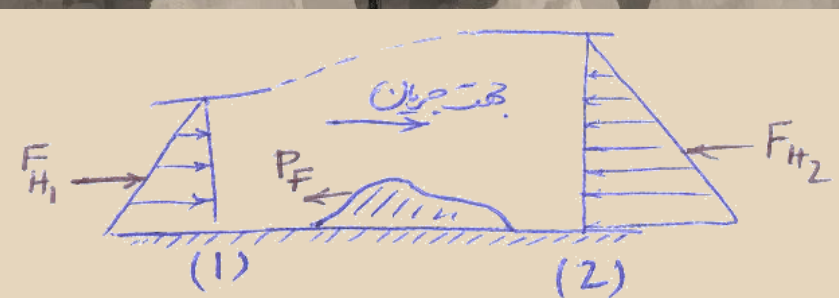
فصل ۳

کاربرد اصل مونتوم در جریان کانالهای باز

کاربرد اصل مومنتم

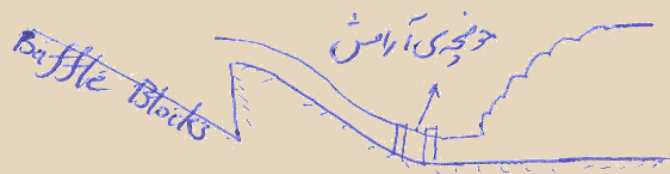


- از طریق پرش هیدرولیکی جریان فوق بحرانی به جریان زیر بحرانی تبدیل می‌شود. چون در پرش هیدرولیکی، افت انرژی زیاد است، نمی‌توان از معادله انرژی بهره گرفت.



- تابع مومنتم - کانالهای مستطیلی
مواد خاص از شکل بالا عبارتند از:

- درجه کشویی $p_f \neq 0, \Delta E = 0$
- پرش هیدرولیکی ساده $p_f = 0, \Delta E \neq 0$
- پرش هیدرولیکی به کمک موانع (پایه) $p_f \neq 0, \Delta E \neq 0$



کاربرد اصل مومنتم

نیوری رو به حرکت به توده ای آب محصور بین مقاطع ۱ و ۲ وارد می شود:

$$\Delta(Q\rho V) = (Q\rho V)_2 - (Q\rho V)_1$$

$$= F_{H1} - F_{H2} - P_f \quad (I)$$

برای مقطع مستطیلی، عرض واحد کانال را در نظر بگیرید:

$$(I) \Rightarrow q\rho V_2 - q\rho V_1 = \frac{\gamma}{2} y_1^2 - \frac{\gamma}{2} y_2^2 - P_f, \quad V = \frac{q}{b} \quad (b=1)$$

$$\Rightarrow \frac{P_f}{\gamma} = \left(\frac{q^2}{gy_1} + \frac{y_1^2}{2} \right) - \left(\frac{q^2}{gy_2} + \frac{y_2^2}{2} \right) = M_1 - M_2$$

$$M = \left(\frac{q^2}{gy} + \frac{y^2}{2} \right)$$

طبق تعریف M : تابع مومنتم

کاربرد اصل مومنتم

در پرش هیدرولیکی ساده: $P_f = 0 \Rightarrow M_1 = M_2 \Rightarrow \frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2} \right) = \frac{1}{2} (y_1^2 - y_2^2)$

$$\Rightarrow \frac{q^2}{2gy_1y_2} = \frac{1}{2}(y_1 + y_2)$$

با $q = V_1 y_1$ داریم: $\frac{V_1^2}{g} = \frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} (y_2 - y_1) \xrightarrow{\times y_1} \frac{V_1^2}{g} = Fr_1^2 = \frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} \left(\frac{y_2}{y_1} + 1 \right)$

y_2 مجهول: معادله پرش هیدرولیکی:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1)$$

y_1 : مجهول

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_2^2} - 1)$$

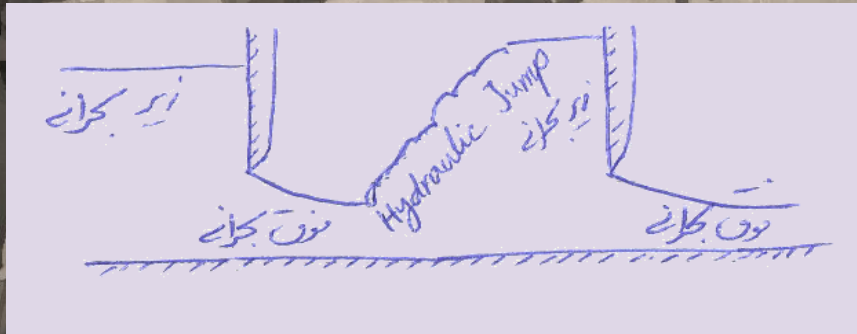
y_2, y_1 را عمق های مزدوج (Conjugate Depths)

یا متوالی (alternative) می نامیم.

کاربرد اصل مومنوم

اگر با داشتن y_1, v_1, y_2 را محاسبه کنیم، اینکه آیا پرش هیدرولیکی رخ می‌دهد، تابع شرایط پایین دست است (چون y_2 زیر بحرانی است). یکی از این شرایط v_2 است. یعنی اولین شکل صفحه قبل لزومی ندارد که پرش هیدرولیکی رخ داده باشد. فرض می‌کنیم پرش رخ داده است:

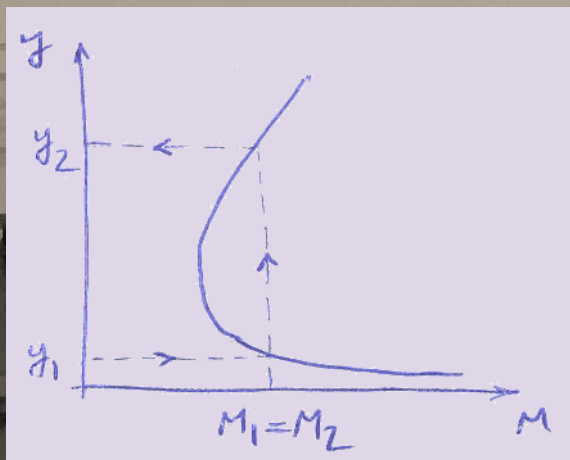
لذا محل تشکیل پرش به بالادست منتقل می‌شود تا اینکه دریچه ۱ غرق شود.



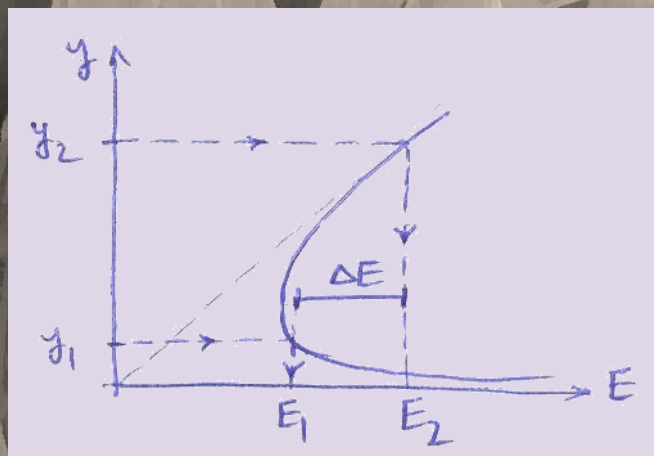
محل تشکیل پرش به پایین دست منتقل می‌شود تا جایی که ؟ بیشتر باز کردن دریچه ۱ جریان فوق بحرانی بالادست بدن برخورد با دریچه ۲ از زیر آن عبور می‌کند. رابطه y_1, y_2 عکس یکدیگر است.

کاربرد اصل مومنتم

• رابطه M-y:



– با داشتن مشخصات جریان در بالادست برش (y_1, v_1) می‌خواهیم افت انرژی ناشی از پرش را بیابیم.
– ابتدا با استفاده از معادله مومنتم یا به صورت گرافیکی (منحنی فوق) y_2 را می‌یابیم.



– انرژی مخصوص متناظر با ۲ حالت را یافته و تفاضل آنها را حساب می‌نماییم.

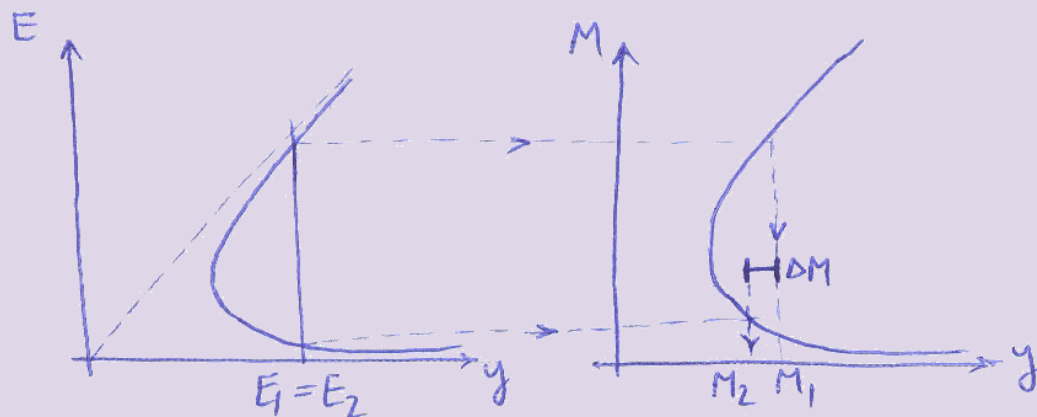
مقطع مستطیلی: $\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2}$ ←

کاربرد اصل مومنتوم

• حل مسأله دریچه کشویی

$$M_1 > M_2$$

$$\frac{P_f}{\gamma} = M_1 - M_2$$



• مقطع های غیر مستطیلی



$$F_{H1} - F_{H2} = \rho Q(V_2 - V_1)$$

جایگزینی V با $\frac{Q}{A}$ و تقسیم بر γ
: تابع مومنتم

$$Ah_{c1} + \frac{Q^2}{gA_1} = Ah_{c2} + \frac{Q^2}{gA_2}$$

$$M = Ah_c + \frac{Q^2}{gA}$$

کاربرد اصل مومنتوم

A_{hc} گشتاور اول نسبت به سطح آب است. h_c تابعی از y و هندسه مقطع عرضی کانال است.

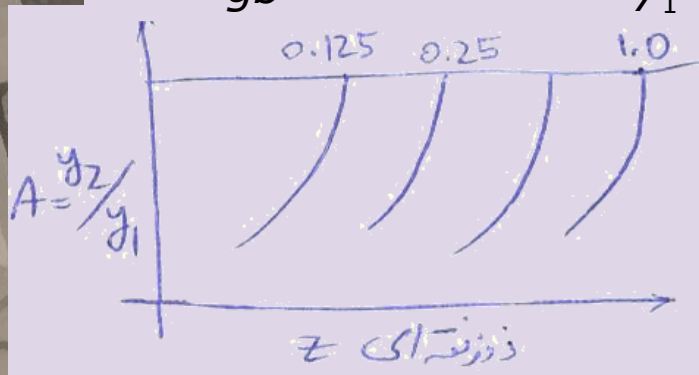
$$M = \frac{by^2}{2} + \frac{my^3}{3} + \frac{Q^2}{gy(b+my)}$$

برای مقطع دوزنقه ای:

اگر شرایط بالادست (y_1, v_1) معلوم باشد و قرار دادن $M_1 = M_2$ و بی بعد کردن معادله خواهیم داشت:

$$\frac{1.5A^2}{y_1'} + A^3 + \frac{3z^2}{Ay_1'^4(1 + Ay_1')} = \frac{1.5}{y_1'} + 1 + \frac{3z^2}{y_1'^4(1 + y_1')}$$

$$z^2 = \frac{Q^2 m^3}{gb^5}, \quad A = \frac{y_2}{y_1}, \quad y_1' = \frac{my_1}{b}$$



این معادله را در مقادیر مختلف A و y_1' مستقیماً برای z حل می کنیم. آن گاه منحنی زیر را رسم می نماییم:

$$\frac{y_2}{y_1} = f(y_1', z), \quad y_1' = \frac{my_1}{b}$$

مقاومت جریان



معادله مقاومت جریان

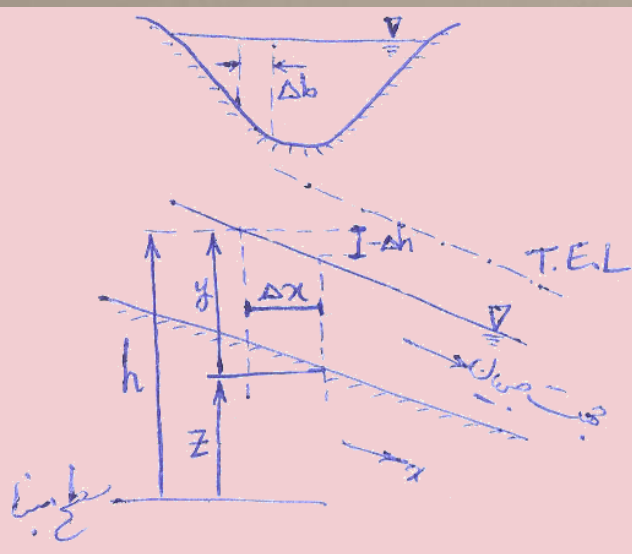
• معادله مقاومت جریان

المان کوچکی با ابعاد $\Delta b, \Delta x, y$ در نظر بگیرید.

میزان بالا آمدن سطح آب: $\Delta h = h_2 - h_1$

شیبها را کوچک و توزیع فشار را هیدروستاتیکی در نظر بگیرید، اختلاف فشار در طول هر

خط افقی طولی در المان $P = \gamma h \Rightarrow \gamma \Delta h =$



بنابراین در صورت کوچک بودن $\frac{\Delta z}{y}$ و $\frac{\Delta h}{y}$ و اینکه علامت نیرو را در جهت جریان مثبت در نظر می گیریم، خواهیم داشت:

$$= (-\gamma \Delta h)(y \Delta b) = (\text{مساحت مقطع عرضی کانال}) \times (\text{اختلاف فشار}) = \text{نیروی هیدروستاتیکی افقی بر المان}$$

$$= -\gamma A \Delta h = \text{نیروی کل هیدروستاتیکی و افقی در مقطع عرضی کانال}$$

$$= -\gamma A \Delta h - \tau_0 P \Delta x = \text{لذا نیروی خالص در جهت حرکت برابر خواهد بود با}$$

معادله مقاومت جریان

• دو حالت را در نظر میگیریم:

– جریان یکنواخت

$$a = 0 \Rightarrow \sum F = 0 \Rightarrow -\gamma A \Delta h - \tau_0 P \Delta x = 0$$

$$\Rightarrow \tau_0 = \gamma R S_0 \left[S_0 = \sin \theta = -\overbrace{\frac{dz}{dx}}^{\tan \theta} = -\frac{dh}{dx}, R = \frac{A}{P} \right]$$

حالت کلی

– حالت کلی تر (جریان غیر یکنواخت)

نیروی خالص $\neq 0 \Rightarrow$ شتاب: سرعت متوسط در جهت جریان تغییر می‌کند.

فقط شتاب جابجایی = شتاب در جریان غیر یکنواخت دائمی

این نیرو به آن جرم $\rho A \Delta x$ وارد می‌گردد.

$$F = ma \Rightarrow -\gamma A \Delta h - \tau_0 P \Delta h = (\rho A \Delta x) \left(v \frac{dv}{dx} \right)$$

$$\Rightarrow \tau_0 = -\gamma R \left(\frac{dh}{dx} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} \right) = -\gamma R \frac{d}{dx} \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) = -\gamma R \frac{dH}{dx} \Rightarrow \tau_0 = \gamma R S_f$$

• که در آن $S_f = -\frac{dH}{dx}$ شیب خط انرژی کل یا شیب اصطکاکی (friction slope)

است. بنابراین برای حالتی از جریان $\tau_0 = \gamma R S$ و مهم این است که S را

درست تفسیر کنیم: یعنی در جریان یکنواخت $S = S_0 (= S_b)$ و در جریان غیر

یکنواخت $S = S_f$

معادله شزي

• معادله شزي (Chezy Equation)

– درست مثل جریان در لوله، با تحلیل ابعادي در کانال باز

$$\tau_0 = \gamma RS \quad (1) \quad \text{مي توانيم بدان دست يابيم،}$$

$$\tau_0 = a\rho v^2 \quad \text{که در آن } a \text{ عددي بي حد است که لزوماً ثابت نيست}$$

ولي مي تواند تابعي از زبري کانال، شکل مقطع کانال و عدد

$$\text{رينولدز باشد.} \quad \text{Re} \left(= \frac{\rho v R}{\mu} \right), \frac{\varepsilon}{R}, \frac{\tau_0}{\rho v^2}$$

$m=3$: تعداد کميته هاي اساسي فزيکي $n=6$: تعداد پارامترها

$K=n-m=6-3=3$: تعداد پارامترهاي بي بعد طبق پي باکينگهام

$$\tau_0 = f(R, v, \varepsilon, \rho, \mu) = \text{پارامترهاي بي بعد مستقل: تحليل ابعادي}$$

$$\Rightarrow f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{R}, \frac{\tau_0}{\rho V^2}\right) = 0, \quad \frac{\tau_0}{\rho V^2} = f'\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{R}\right) = a$$

$$\Rightarrow \tau_0 = a\rho V^2 \quad (2)$$

$$(1), (2) \Rightarrow v = \sqrt{\frac{g}{a}} RS \xrightarrow{c = \sqrt{g/a}} v = c\sqrt{RS}$$

– رابطه c با f : طبق معادله دارسی- ویسباخ
و با توجه به اینکه $D=4R$ و اینکه

f : بدون بعد

$$h_f = f \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{g}$$

$$c = \sqrt{8g/f}$$

$$\Leftrightarrow \frac{h_f}{L} = S_f$$

$$[c] = L^{\frac{1}{2}} T^{-1}$$

معادله مانینگ

$$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}, \quad v = C\sqrt{RS} \Rightarrow v = \frac{R^{\frac{2}{3}}\sqrt{S}}{n} \times 1$$

$$Q = Av \Rightarrow Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}}\sqrt{S}$$

$$[1] = T^{-1}L^{\frac{1}{3}}$$

• معادله مانینگ (Manning Equation)

– در سیستم متریک :

• عددی که اضافه کردیم،

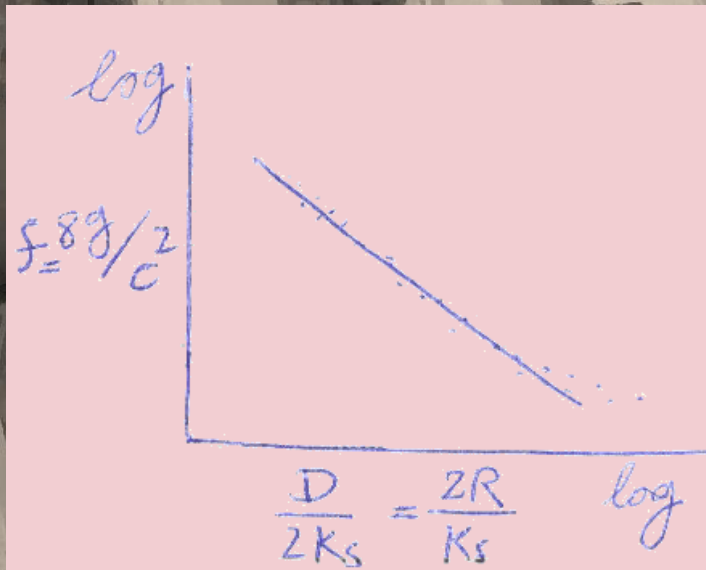
برای این است که دو طرف معادله هم واحد باشند.

– در سیستم واحدهای انگلیسی :

$$1m = 3.28ft \rightarrow \sqrt[3]{1m} = \sqrt[3]{3.28ft} = 1.486 \Rightarrow v = \frac{1.486 R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}}{n}$$

معادله مانینگ

– معادله مانینگ برای جریان زبر هیدرولیکی اعتبار دارد، اگر معادله ۴-۱۱ (روی دیاگرام مودی اصلاح شده) مربوط به جریان زیر را روی کاغذ لگاریتمی رسم کنیم:



$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{c}{\sqrt{8g}} = 2 \log \left(\frac{12R}{K_s} \right)$$

$$\Rightarrow f \propto \left(\frac{K_s}{R} \right)^{\frac{1}{3}} \propto \frac{g}{c^2} \Rightarrow c \propto \left(\frac{R}{K_s} \right)^{\frac{1}{6}}$$

معادله مانینگ

– از مقایسه رابطه اخیر با رابطه $C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}$ (مربوط به معادله مانینگ) نتیجه $n \propto K_s^{\frac{1}{6}}$ می گیریم که رابطه اخیر موید معادله مانینگ است و

به هر حال رابطه خط مستقیم به صورت: $f = 0.180 \left(\frac{K_s}{D} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.113 \left(\frac{K_s}{R} \right)^{\frac{1}{3}}$ اگر از d (قطر دانه های شن و نفوذ تنگ کف ابراهه ها) بجای K_s استفاده کنیم:

$$f = 8 \frac{g}{C^2} = 0.113 \left(\frac{d}{R} \right)^{\frac{1}{3}} \Rightarrow C = \sqrt{\frac{8g}{0.113}} \cdot \left(\frac{R}{d} \right)^{\frac{1}{6}} = \frac{1.49 R^{\frac{1}{6}}}{0.031 d^{\frac{1}{6}}} \rightarrow n$$

که شبیه معادله مانینگ است به شرطی که $n = 0.031 d^{\frac{1}{6}}$ (بر حسب ft است).

حدود اعتبار معادله مانینگ: $n^6 \sqrt{RS} \geq 1.9 \times 10^{-13}$ (بر حسب ft است).

– رابطه اخیر از ۳ رابطه زیر به دست آمده است:

$$v^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{gRS} \quad , \quad 4 < \frac{v^* K_s}{v} < 100 \quad , \quad n = 0.031 d^{\frac{1}{6}}$$

روشهاي برآورد ضريب n

• روشهاي برآورد ضريب n :

۱. فرمولهاي تجربی

$$n = \frac{d_{50}^{\frac{1}{6}}}{21.1}$$

$$n = \frac{d_{90}^{\frac{1}{6}}}{26}$$

• روش اشريکله براي کانالهاي طبيعي

• فرمول Meyer براي رودخانه هاي کوهستاني

۲. استفاده از جدول: اگر از شرايط بستر اطمینان نداشته باشیم، باید n را دست بالا بگیریم، هر چند ممکن است موجب overdesign گردد.

۳. روش US-SCS: اداره حفاظت خاک آمریکا Soil coveraion service عوامل مؤثر بر مقاومت جریان: پوشش گیاهی، نامنظمی مقطع در راستای کانال فازبری جداره و عمق جریان n را تخمین زده و سپس با توجه به عوامل فوق آنها را تصحیح می نمایند.

روشهای برآورد ضریب_n

۴. عکس و اسلاید US-GS

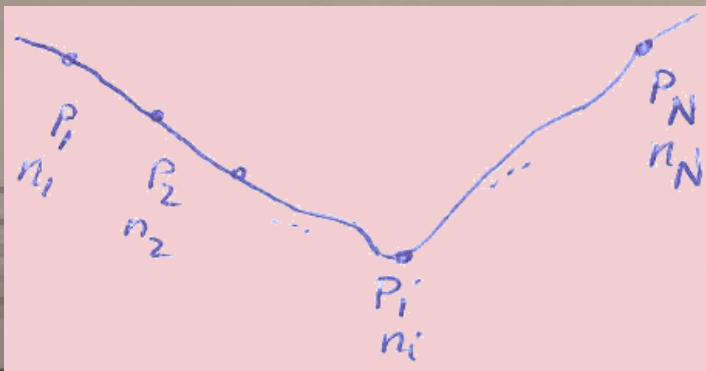
۵. بهر حال، کالیبره کردن (واسنجی) مدل هیدرولیکی، n را باید اصلاح و تنظیم کنیم.

Calibration : verification (validation , confirmation)

۶. به کمک معادله دارسی - ویسباخ:

$$f = 0.1113 \left(\frac{K_s}{R} \right)^{\frac{1}{3}}, h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = f \frac{L}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g}$$
$$\Rightarrow v^2 = \frac{1}{f} \cdot \frac{h_f}{L} \cdot 4R \cdot 2g \Rightarrow v^2 = 8.25 \frac{\sqrt{g}}{K_s^{\frac{1}{6}}} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}$$

زبري معادل



- زبري معادل (Equivalent Roughness)
- زبري مرکب (Composite Roughness)

– مصادیق: کانالهای باز مصنوعی
کانالهای آزمایشگاهی (فلوم) ، رودخانه.

- n_i : زبري قطعه i ام
- P_i : طول قطعه i ام
- N : تعداد کل قطعات

$$S_0^{\frac{1}{2}} = \frac{v_1 n_1}{R_1^{\frac{2}{3}}} = \dots = \frac{v_N n_N}{R_N^{\frac{2}{3}}} = \frac{v n_{eq}}{R^{\frac{2}{3}}}$$

– فرض بر این است که سرعت در تمام A_i ها برابر و مساوی سرعت متوسط است.

$$\left(\frac{A_i}{A}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{n_i P_i^{\frac{2}{3}}}{n_{eq} P^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow A_i = A \frac{n_i^{\frac{2}{3}} P_i}{n_{eq}^{\frac{2}{3}} P}, \quad A = \sum A_i$$

- V : سرعت متوسط در مقطع

- N_{eq} : زبري معادل

- R : شعاع هیدرولیکی در کل مقطع.

$$\Rightarrow A = \frac{A}{n_{eq}^{\frac{2}{3}} P} \cdot \sum (n_i^{\frac{2}{3}} P_i) \Rightarrow n_{eq} = \left(\frac{\sum n_i^{\frac{2}{3}} P_i}{P} \right)^{\frac{2}{3}}$$

فصل ۵

محاسبه جریان یکنواخت

Uniform Flow Computation

محاسبه جریان یکنواخت

• چند حالت در محاسبه جریان یکنواخت وجود دارد:

۱. S, V, Q یا n مجهول باشد.
۲. y_0 یا یکی از اجزای هندسی مقطع (مثل d, m, b) مجهول باشد.

یادآوری:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_0^{\frac{1}{2}}$$
$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S_0^{\frac{1}{2}}, \quad Q, n > 0$$

عمق یکنواخت (y_0) ، عمق فعال (y_n)

$$k = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} \rightarrow nk = A R^{\frac{2}{3}} :$$

k فاکتور مقطع برای کانال مشخص
(ثابت بودن m, b) فقط تابعی از y است.

محاسبه جریان یکنواخت

❖ مثال: برای مقطع دوزنقه ای داریم:

$$A = (b + my)y, P = b + 2y\sqrt{1+m^2}$$

$$R = \frac{A}{P} \rightarrow AR^{\frac{2}{3}} = \frac{(b+m)^{\frac{5}{3}} y^{\frac{5}{3}}}{(b+2y\sqrt{1+m^2})} = f(b, m, y)$$

– برای کانال مشخص

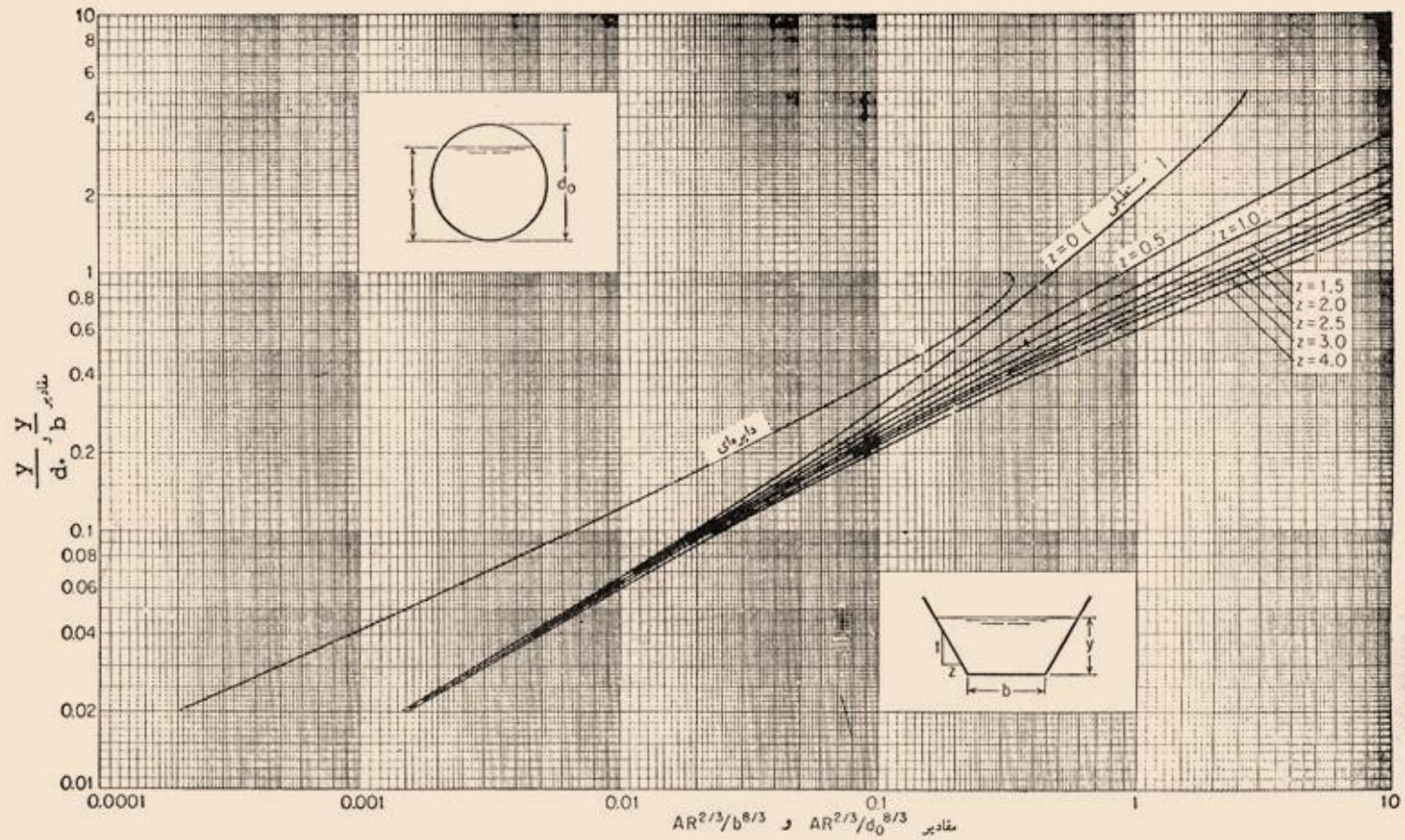
(ثابت بودن m, b) فقط تابعی از y است: $AR^{\frac{2}{3}} = f(y)$

$$\Phi = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{b^{\frac{8}{3}}} = \frac{nQ}{\sqrt{S_0}b^{\frac{8}{3}}}$$

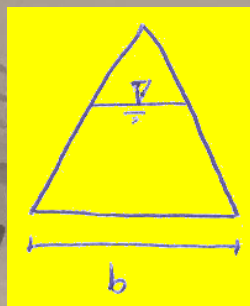
– اگر رابطه ی را به صورت بی بعد تبدیل کنیم:

– شکل نشان می دهد که برای $m \geq 0$ تنها یک مقدار $\frac{y}{b}$ برای هر مقدار Φ وجود دارد. بنابراین برای هر مقدار Q فقط یک عمق یکنواخت اتفاق می افتد. به اینگونه کانال ها «کانال نوع ۱» می گوئیم.

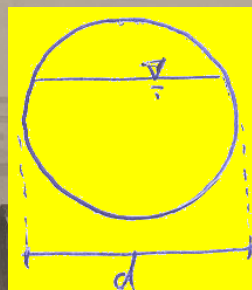
نمودار کانال نوع ۱



محاسبه جریان یکنواخت



$$\Phi = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{b^{\frac{8}{3}}} = \frac{nQ}{\sqrt{S}b^{\frac{8}{3}}}$$

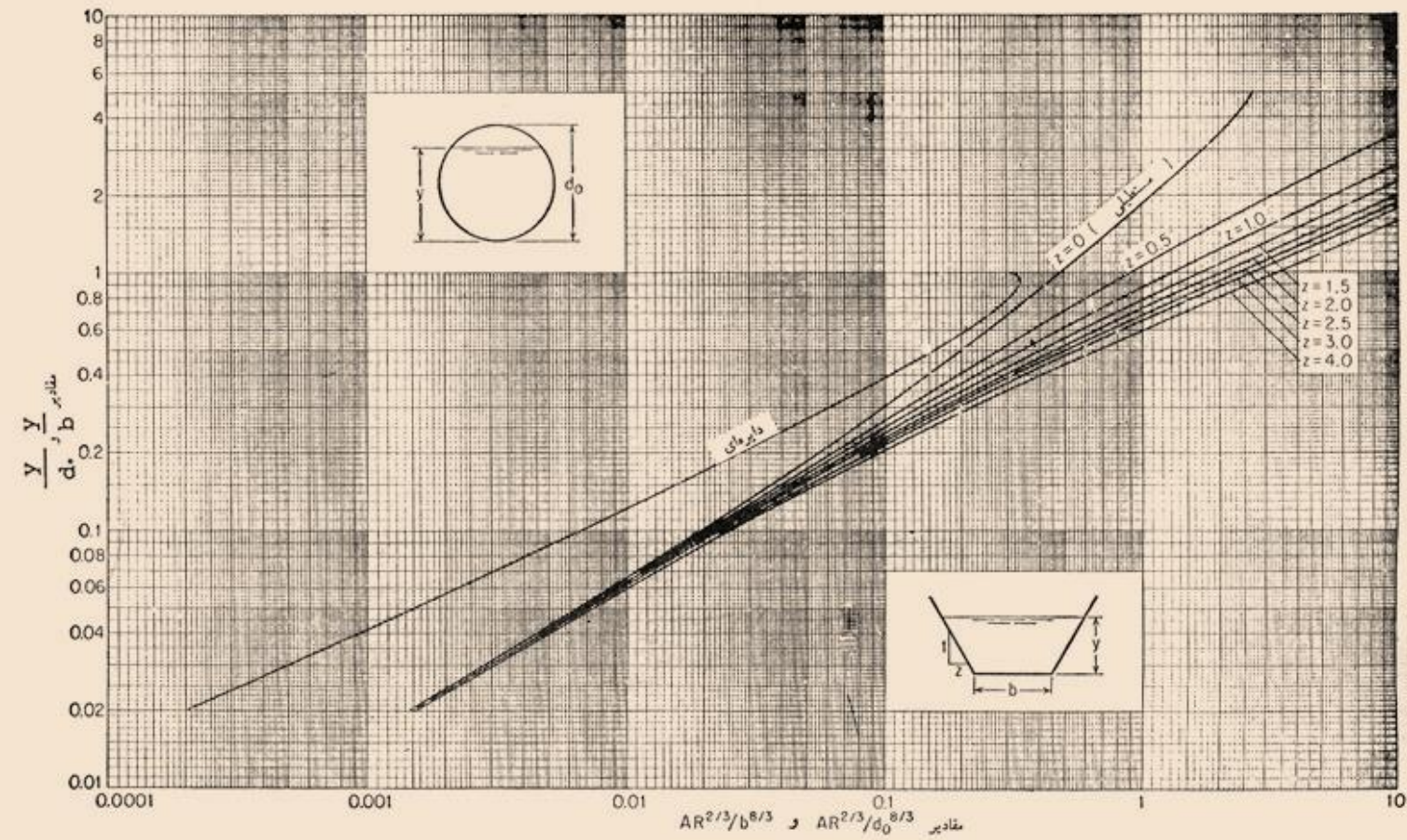
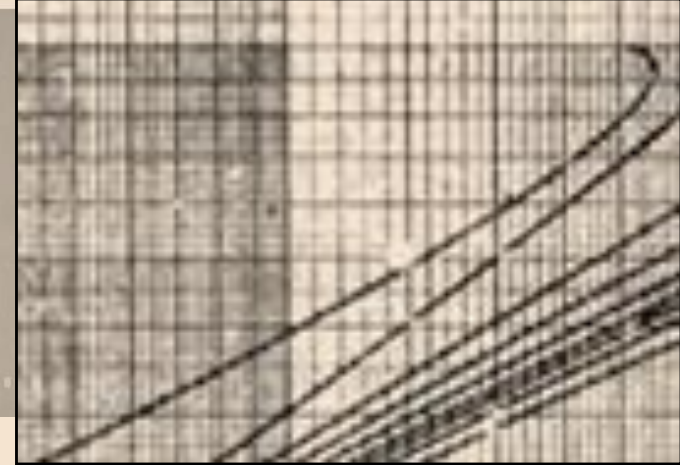


$$\Phi = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{d^{\frac{8}{3}}} = \frac{nQ}{\sqrt{S_0}d^{\frac{8}{3}}}$$

• کانال نوع ۲
(closing width top)

– با افزایش عمق عرض کانال کاهش می یابد.

– می بینیم که برای $\frac{y}{d} > 0.82$ دو عمق یکنواخت رخ می دهد. پس در طراحی همیشه برای ماکزیمم عمق مورد نیاز هیچ گاه نمی گذاریم که نسبت عمق به قطر از ۸/۱۰ تجاوز کند. در غیر این صورت جریان بین دو عمق تغییر می کند. در نقاطی از کانال، کانال کاملاً با آب پر می شود و انتقال هوا صورت نمی گیرد. حرکت بسته های هوا باعث ضربه زدن به **کانال** می گردد. این پدیده می تواند باعث کاهش دبی گردد.



روش های محاسبه عمق یکنواخت

• کانال مستطیلی عریض Wide Rec. Channel

$$\lim_{y/p \rightarrow 0} R = \frac{A}{P} \rightarrow y_0 \rightarrow y_0 = \left(\frac{qn}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{5}}$$

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{\sqrt{S_0}} \Rightarrow y = y_0$$

$$\frac{AR^{\frac{2}{3}}}{b^{\frac{8}{3}}} = \frac{Qn}{\sqrt{S} b^{\frac{8}{3}}} = \frac{(1+m\eta_0)^{\frac{5}{3}} (\eta_0)^{\frac{5}{3}}}{[1+(2\sqrt{m^2+1})]^{\frac{2}{5}}} = \Phi(\eta_0, m)$$

– جدول هایی محاسبه شده است که مقدار Φ را برای مقادیر η_0

– از ۰.۱/۰ تا ۴ و برای m از ۱/۰ تا ۳ می دهد.

مقطع هیدرولیکی بهینه

• مقطع هیدرولیکی بهینه : (Hydraulically Efficient Channel Section)

– ضریب انتقال یک مقطع در یک کانال با A ثابت (مساحت جریان)، با کاهش p ،

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{\sqrt{S_0}} \longrightarrow Q = \frac{\sqrt{S_0}}{n} \cdot \frac{A^{\frac{5}{3}}}{p^{\frac{2}{3}}}$$

افزایش می یابد و در نتیجه Q زیاد می شود.

– بنابر این مقطعی که با ثابت A کمترین p را داشته باشد، بیشترین دبی را از خود عبور می دهد و بهترین مقطع هیدرولیکی نامیده می شود. به عبارت دیگر با داشتن دبی ثابت برای حداقل شدن A باید p هم حداقل باشد.

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{\sqrt{S_0}} \longrightarrow \frac{A^{\frac{5}{3}}}{p^{\frac{2}{3}}} = cte$$

– بین مقاطع با شکل هندسی متفاوت، بهترین حالت نیم دایره است

مقطع مستطیلی و دوزنقه ای

$$A = by \longrightarrow cte$$

$$P = b + 2y = \frac{A}{y} + 2y$$

$$\frac{dP}{dy} = -\frac{A}{y^2} + 2 = 0 \Rightarrow A = 2y_e^2 \Rightarrow \left\{ y_e = \frac{b_e}{2}, R_e = \frac{y_e}{2} \right\}$$

• مقطع مستطیلی:

$$A = (b + my)(y) \longrightarrow b = \frac{A}{y} - my$$

$$P = b + 2y\sqrt{m^2 + 1} = \frac{A}{y} - my + 2y\sqrt{m^2 + 1}$$

$$\bullet \rightarrow \frac{dP}{dy} = 0 \Rightarrow \dots \Rightarrow \left\{ b_e = 2y_e(\sqrt{m^2 + 1} - m), R_e = \frac{y_e}{2} \right\}$$

• مقطع دوزنقه ای

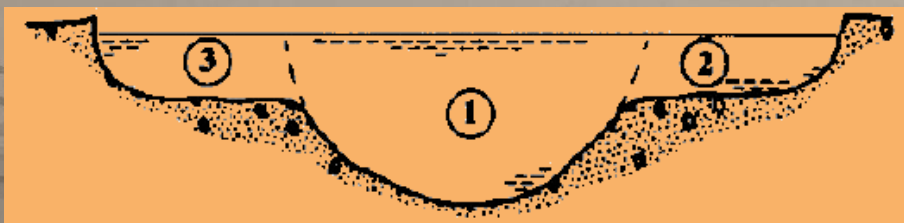
– اگر m ثابت باشد:

$$\bullet \rightarrow \frac{dP}{dm} = 0 \Rightarrow \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} m_{em} = \frac{1}{\sqrt{3}} = \cot(\theta_{em}), \theta_{em} = 60^\circ \\ P_{em} = \frac{2}{\sqrt{3}} y_{em}, b_{em} = \frac{2}{\sqrt{3}} y_{em} \rightarrow A = \sqrt{3} y_{em}^2 \end{array} \right\}$$

اگر m متغیر باشد:

مقطع مرکب

(Compound Section)



• مقطع مرکب (Compound Section)

- استفاده یکجا از معادله مانینگ مشکل ایجاد می کند.
- در غیر این صورت می توانیم از معادله مانینگ استفاده کنیم.
- مشکل ایجاد شده این است که دبی مقداری کمتر از دبی حقیقی به دست می آید.

– به ۲ روش دبی را از معادله مانینگ محاسبه می کنیم:

- کل مقطع را یک مقطع در نظر می گیریم
- مقطع را به چند زیر مقطع تبدیل می کنیم.
- خط چین ها را به عنوان محیط خیس شده مقطع ۱ در نظر می گیریم. هر کدام از دبی های بالا که بزرگتر باشد می پذیریم.

محدودیت ها

• محدودیت هایی که باعث می شوند نتوانیم بهترین مقطع هیدرولیکی داشته باشیم:

- محدودیت های فنی: تعدی از کران های بالا و پایین سرعت مجاز
- محدودیت های اجرایی و اقتصادی

فصل ۶

جریان متغیر تدریجی - مفاهیم

کنترل : يك رابطه در کانال است که بین عمق و دبي رابطه برقرار مي‌کند. کنترلرها در کانالهاي باز موجب مي‌شوند که جريان در طولي از کانال از حالت يکنواخت خارج شده و به حالت غيریکنواخت تبديل گردد.

به عنوان مثال شکستگی در بستر: در بسيار بالا دست و بسيار پايين دست جريان يکنواخت است. (به دليل شيب ملایم)، همین طور محل ریزش آزاد آب

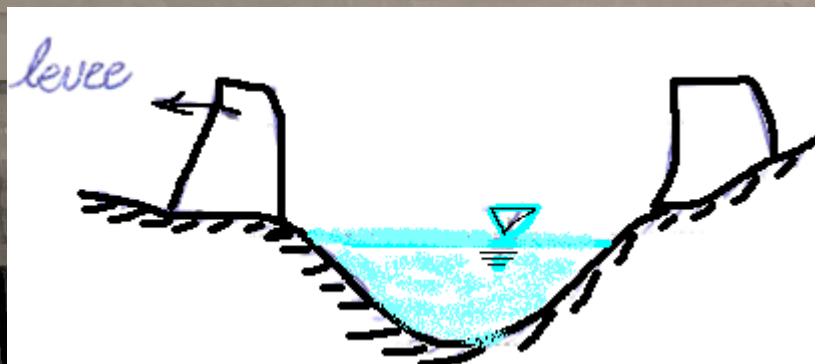


ضرورت جریان غير يکنواخت

• ضرورت جريان غير يکنواخت :

– مدیریت سيل در رودخانه:

- احداث سيل بند Levee
- پهنه بندي سيل Flood Zoning
- بیمه سيل



– دو شیوه برای کنترل سيل:

- سازه اي (structural): مانند ديزل بند.
- غير سازه اي (non – structural): پيش بيني سيل

با پيش بيني سيل مي توان به مردم هشدار و آماده باش داد، از طرفي مي توان مخزن را تخلیه نمود.

$$H = z + y + \frac{V^2}{2g} \Rightarrow \frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \left(z + y + \frac{V^2}{2g} \right) = -S_f \text{ (Friction Slop)} = -\frac{V^2}{C^2 R}$$

$$\frac{d}{dx} \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) = -\frac{dz}{dx} - S_f \Rightarrow \frac{dE}{dx} = S_0 - S_f \quad (1)$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2, \quad \frac{dE}{dx} = \frac{dE}{dy} \cdot \frac{dy}{dx} \Rightarrow \frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) = S_0 - S_f \quad (2)$$

• تعریف:

– شیب ملایم (*Mild slope*): شیبی است که جریان یکنواخت روی آن، زیر بحرانی باشد.

– شیب بحرانی (*critical slope*): جریان یکنواخت بحرانی

– شیب تند (*steep slope*): جریان یکنواخت فوق بحرانی این مفاهیم هیدرولیکی هستند.

• y_c : عمق بحرانی - y_0 : عمق یکنواخت

• نوع شیب به میزان زیادی به زبری کانال و به میزان کمی به دبی کانال بستگی دارد.

— $y_c^{3/2} \propto q$: جریان بحرانی در کانال مستطیلی

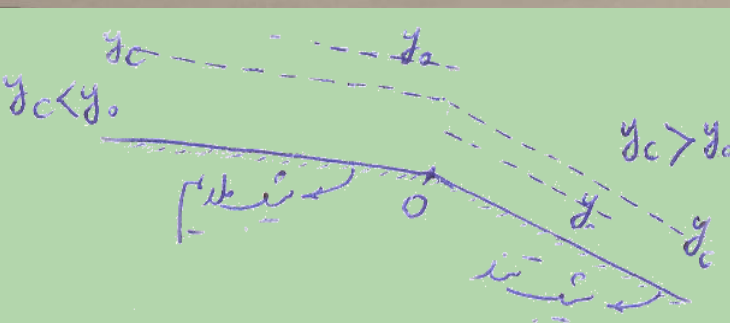
— $q \propto y_0^{5/3}$ معادله مانینگ در کانال مستطیلی عریض.

— از تشابه نزدیک بین توان ها: $5/3 \cong 3/2$ می فهمیم که میزان کمی به دبی بستگی دارد.

$$S = 21.3n^2q^{-2/9}$$

— بنابراین در کانال مستطیلی عریض داریم

— اگر شیب بیشتر از این مقدار باشد، شیب تند و اگر کمتر باشد شیب ملایم است.



• يك حالت وقوع جريان بحراني:

- ثابت مي كنيم در 0 جريان بحراني است.
- كانال طويل است.
- حالت $S_0 = S_f$ در در نظر بگيريد.

$$(2) \Rightarrow \frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) = S_0 - S_f \Rightarrow \begin{cases} \frac{dy}{dx} = 0 \\ Fr = 1 \end{cases}$$

پس جريان يکنواخت است.

چيست؟

$$\frac{dy}{dx} \neq 0, Fr = 1, S_0 = S_f$$

– پس مصداق فيزيكي



- جريان در فاصله زيادي در بالادست نقطه 0 ، يکنواخت و زير بحراني است.
- جريان در فاصله زيادي در پايين دست نقطه 0 يکنواخت و فوق بحراني است.



– پس جریان ناگزیر است در نقطه ای از مسیر خود از حالت بحرانی عبور کند که این نقطه فعلاً معلوم نیست. نقطه O را به صورت قوس کوتاهی در نظر می گیریم.

– در قسمتی از منطقه انتقالی (غیریکنواخت)

$$y < y_0 \Rightarrow V > V_0 \quad [Q = AV] \Rightarrow [Chezy] \quad S_f > S_0$$

$$y > y_0 \Rightarrow V < V_0 \quad [Q = AV] \Rightarrow [Chezy] \quad S_f > S_0$$

• در بالادست نقطه O :

• در پایین دست نقطه O :

• پس در منطقه انتقالی نقطه ای وجود دارد که $S_f = S_0$ ؛ و چون $\frac{dy}{dx} \neq 0$ ،
لزوماً $Fr=1$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \quad (3)$$

F_r, S_f هر دو توابعی از عمق هستند.

طبقه بندی پروفیل‌های طولی

• طبقه بندی پروفیل‌های طولی : بررسی کلی

– از معادله (۳) شکل کلی پروفیل‌ها را می‌توان استنتاج نمود. علامت صورت و مخرج چگونگی تغییر علامتها را با y بررسی می‌کنیم.

$$S_f = \frac{V^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R} = \frac{Q^2 P}{C^2 A^3}, \quad Fr^2 = \frac{V^2 B}{gA} = \frac{Q^2 B}{gA^2}$$

– مشاهده می‌شود که برای مقدار مشخص Q ، نحوه تغییرات S_f و Fr^2 با عمق جریان (y) ، تقریباً یکسان است. چرا که P ، بخصوص در کانال‌های عریض تفاوت چندانی با B ندارد.

– از آنجا که S_f و Fr^2 به شدت به A^{-3} بستگی دارند، با افزایش y ، کاهش می‌یابد و برعکس.

– با توجه به تعریف جریان یکنواخت $(S_f = S_0, y = y_0)$ و جریان بحرانی $(y = y_c)$ ، نتیجه می‌گیریم:

$$S_f \geq S_0 : y \leq y_0 \quad (4)$$

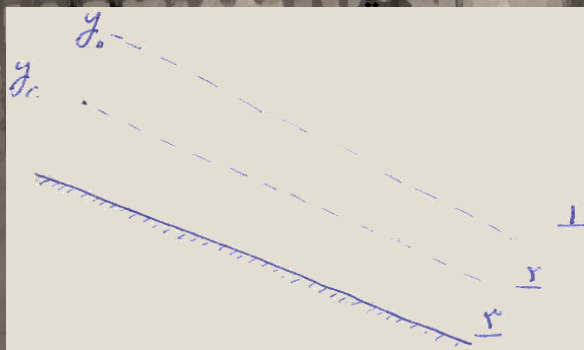
$$Fr \geq 1 : y \leq y_c \quad (5)$$

• پروفیل‌های شیب ملایم:

– خطوط عمق بحرانی و عمق نرمال، ۳ ناحیه ایجاد می‌کنند.

۱ و ۲: زیر بحرانی

۳: فوق بحرانی



$$y > y_0 > y_c \xrightarrow{(4)} S_f < S_0 \xrightarrow{(5)} Fr < 1 \xrightarrow{(3)} \frac{dy}{dx} > 0$$

• ناحیه ۱:

$$y_0 > y > y_c \xrightarrow{(4)} S_f > S_0 \xrightarrow{(5)} Fr < 1 \xrightarrow{(3)} \frac{dy}{dx} < 0$$

• ناحیه ۲:

$$y_0 > y_c > y \xrightarrow{(4)} S_f > S_0 \xrightarrow{(5)} Fr > 1 \xrightarrow{(3)} \frac{dy}{dx} > 0$$

• ناحیه ۳: