منابع درس هیدرولیک:

* ۱- کتاب "هیدرولیک کانالهای باز" مولفان: جلیل ارشی، سید محمود حسینی نشر مشهد
۲- کتاب "هیدرولیک کاربردی - جلد اول و دوم" مولف: دکتر محمد نحاتی ۱۳۵۷ انتشارات دانشگاه علم و صنعت
۳- کتاب "جریان در آبراهه ها و رودها" مولف: سوبرامانیا ترجمه: دکتر جواد مرهوری انتشارات آستان قدس

4- "open channel Hydraulic" Ven Te chow (1959)
5- "open channel Flow" F.M. Henderson (1966)
6- "Flow in open channels" k. subramanya (1982)

منبع اصلی درس، مرجع شماره ۱ می باشد. (ترجمات)

سایر منابع: هیدرولیک کانالهای باز - (انتشارات مرکز نشر دانشگاهی) ترجمه: مهندس کورش کلانتری

- نحوه بخش نمره درس

۱- حضور و تکالیف	۲ نمره
۲- میان ترم	۷ نمره
۳- پایان ترم	۸ نمره
۴- کوئیز (آخر هر فصل)	۳ نمره

و قبلاً - کلیز - طرح سوالات در این

فصل چهارم - جریان یکنواخت در کانال‌های باز

- شکل‌گیری جریان یکنواخت
- سرعت متوسط در جریان یکنواخت (فرمول شزی، مانینگ، دارسی-ویسباخ، فرمول‌های دیگر)
- محاسبات جریان یکنواخت (تحقیق نرمال)
- زبری معادل
- بهترین مقطع هیدرولیکی (مستطیلی، ذوزنقه‌ای، مثلثی، ...)
- مشخصات هیدرولیکی در مقاطع دایره‌ای

فصل پنجم - جریان متغیر تدریجی (دائمی) در کانال‌های باز

- شکل‌گیری جریان متغیر تدریجی
- تئوری جریان متغیر تدریجی (تغییر عمق طولی سطح آب، معادله دیفرانسیلی جریان، کنترل (مقطع آب بحرانی) ها)
- محاسبات جریان متغیر تدریجی
- روش‌های مناسب در کانال‌های منشوری
روش‌های عددی ساده، انتگرال‌گیری ترسیمی، انتگرال‌گیری مستقیم، کاربرد کامپیوتر
- محاسبه نیمرخ‌های (پروفیل) سطح آب در کانال‌های طبیعی (رودخانه) و شکل‌های مختلف
- ارتباط رود و دریاچه

سرفصل‌های درس هیدرولیک :

فصل اول - کلیات و مفاهیم اولیه

- مقایسه جریان در کانال‌های باز و مجاری تحت فشار
- کانال‌های باز و مشخصات هندسی مقاطع آن‌ها
- طبقه‌بندی و تشخیص انواع جریان در کانال‌ها
- وضعیت جریان در کانال‌های باز
- توزیع سرعت و فشار در کانال‌ها
- بررسی معادلات اساسی حاکم بر حرکت سیالات

فصل دوم - اصل انرژی در کانال‌های باز
- معادله انرژی و کاربردهای آن

- انرژی مخصوص در کانال‌های مستطیلی با شیب کم (بحث عمق و ارتفاع متعادل)
- تحلیل جریان ناشی از یک برآمدگی موضعی در یک کانال مستطیلی
- منحنی $E-Y$ و تحلیل آن
- کاربردهای بحث جریان

فصل سوم - اصل اندازه حرکت در کانال‌های باز

- رابطه اندازه حرکت در کانال‌های باز و نیروی مخصوص
- منحنی نیروی مخصوص در برابر عمق و ارتفاع مزدوج
- تحلیل پرش هیدرولیکی در کانال‌های با شیب کم
- مقایسه بین منحنی‌های انرژی مخصوص و نیروی مخصوص

دلایل پیچیدگی جریان در کانالهای باز (در مقایسه با مجاری تحت فشار):

۱- در کانالهای باز تغییرات مشخصات هندسی و هیدرولیکی محدوده وسیع‌تری را شامل می‌شود (رودخانه... و جریان سیلابی)

۲- جریان در کانالهای باز درجات آزادی (عمق، عرض مقطع جریان، شیب طولی و پلان هندسی مسیر جریان) بیشتری نسبت به جریان در مجاری تحت فشار دارد.

۳- در کانالهای باز واکنش تغییرات بین پارامترهای هیدرولیکی وجود دارد

$Q = VA$ (۱)

$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ کانال

۴- اطلاعات تجربی در زمینه مشخصات جریان در کانال باز کمتر است

۲- کانالهای باز و مشخصات هندسی مقاطع آنها:

کانالها بر حسب مواردی مختلفی تقسیم‌بندی می‌شوند

الف) - کانالهای مصنوعی و طبیعی

- کانالها به صورت طبیعی و بدون نقشه قبلی در سطح زمین ایجاد شده و مشخصات آبهای باران‌ها را تغییر می‌کند مثل رودخانه‌ها و خط القعر یک حوضه آبریز

- کانالها توسط انسان و به منظور و مقاصد مختلف (آبرسانی، آبیاری، جمع‌آوری و انتقال فاضلاب یا آبهای سطحی) ساخته می‌شوند

ب) - کانالهای منشوری و غیرمنشوری

- کانالهایی که در مسیرشان، سطح مقطع جریان و شیب کف کانال ثابت باشد. کانالهای مصنوعی معمولاً منشوری هستند و کانالهای طبیعی حالت غیرمنشوری دارند.

۱- مقایسه جریان در کانالهای باز و مجاری تحت فشار (جریان در مجرا بسته)

در یک مجرا ممکن است جریان مایع به صورت تحت فشار یا آزاد اتفاق بیافتد

- جریان تحت فشار: تمام مایع در درون یک مرز جامد محصور بوده بصورتی مرزها حرکت مایع (در تماس با جدار جامد) شده

مثال: جریان آب در لوله‌های آبرسانی شهری، شبکه توزیع آب شهری و لوله‌کشی ساختمان‌ها

- جریان آزاد (کانال باز): قسمتی از مرز مایع در تماس با جدار جامد بوده و بخش دیگری از آن در معرض فشار ثابت اتمسفر (لایه جدایی محیط مایع با فضای اطراف) می باشد $P_p : P=P_{at}$ شرایط مرزی $T : v=0$

مثال: حرکت آب در آبراهه‌های طبیعی (رودخانه، نهر)، آبراهه‌های مصنوعی (کانال آبرسانی، آبیاری و زهکشی)، شبکه‌های جمع‌آوری و انتقال فاضلاب، آبروهای جاده

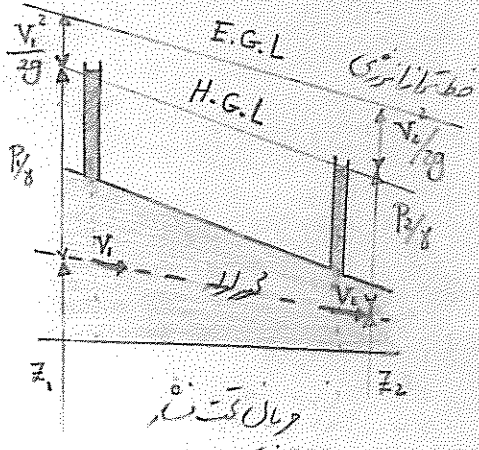
در ضمن یک مجرا بسته در صورت احراز شرایط جریان آزاد می‌تواند به صورت کانال باز عمل کند

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + Z \qquad , \qquad \text{شیب خط انرژی} = L$$

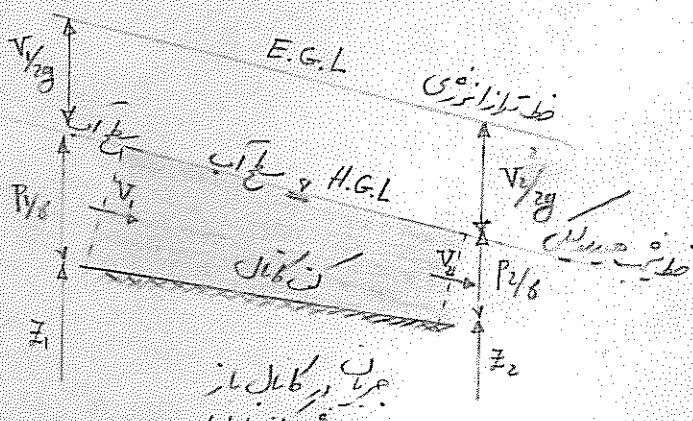
ارتفاع انرژی (انرژی مکانیکی (کل) در مقطع از جریان) = ارتفاع سرعت (انرژی جنبشی) + ارتفاع عامل فشار (کاربرد فشاری) + ارتفاع از دلخواه (انرژی پتانسیل)

E.G.L : خط یا سطح آلودگی انرژی در امتداد مسیر جریان می‌باشد (شیب منفی)

H.G.L : " " " $(Z+P/\gamma)$ " " " به اندازه $\frac{V^2}{2g}$ از خط انرژی فاصله دارد



جریان تحت فشار



جریان در کانال باز
(شیب کف مثبت)

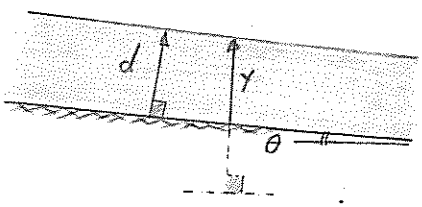
۲- مقطع دایره‌ای : از مقاطع معمول در سیستم‌های جمع‌آوری و انتقال فاضلاب می‌باشد. کانال‌های دایروی می‌توانند به شکل پیش‌ساخته (لوله) تولید شده و بصورت درون‌زن در محل قرار گیرند. در آبدهای زیر جاده با دبی کم نیز از این مقطع استفاده می‌شود.

۳- مقطع بهم شکل : این مقطع بصورت تقریبی از کانال‌های طبیعی با اندازه کوچک و متوسط بکار می‌رود.

کانال‌های طبیعی بویژه در اندازه کوچک را می‌توان با یکی از مقاطع ذکر شده تقریب زد. در این حالت مقطع را مقطع مجرد می‌نامند و به حالت سیلابی که آب از کانال اصلی لبریز شده و در دشت‌های سیلابی اطراف جاری می‌گردد شکل مقطع کانال با مقطع استاندارد معرفی شده تطبیق ندارد و آنرا نیز مقاطع را مقاطع مرکب می‌گویند.

مشخصات هندسی مقاطع کانال‌های باز :

۱- عمق جریان (y) : فاصله قائم پایین‌ترین نقطه کف کانال تا سطح آزاد آب (d : فاصله در جهت عمود بر کف تا سطح آزاد و یا در صفحه‌ای عمود بر جهت عمومی جریان)



در کانال‌های با شیب کم ($\theta < 6^\circ$) $d \approx y$

۲- تراز : در یک مقطع از کانال فاصله قائم سطح آزاد آب نسبت به یک سطح مبنای دلخواه را تراز می‌گویند.

۳- سطح مقطع جریان (A) : مساحت مقطع جریان در صفحه عمود بر جهت عمومی جریان

(در معادله پیوستگی، سطح مقطع در صفحه‌ای عمود بر جهت عمومی جریان بکار می‌رود و برای برداشت سرعت عمود بر سطح مقطع هستند)

ج) کانال با بستر ثابت با تحرک (رسوبی، غیر رسوبی)

کانال‌هایی که مصالح بستر (سنگ، چوب، فلز یا مصالح بنایی) ثابت و غیرمتحرک می‌باشد؛ یا این عوامل مسیر و نوع بستر جداره مقطع تا حدی از مشخصات جریان بوده و نسبتاً ثابت است بنابراین دارای یک درجه آزادی بیشتر بوده که مرجب زیاد و کاهش تغییر می‌کند.

کانال‌های مصنوعی یا طبیعی که در تشکیلات آبرفتی جریان داشته و جداره آن با گذشت زمان تحت تأثیر جریان آب به حرکت درمی‌آید می‌تواند در حوض رسوبی یا رسوبگذار مستمر جریان آب قرار گیرد (رودخانه‌ها، سیلاب، چاردره کنار)

- انواع مقاطع کانال‌های باز:

در طراحی کانال‌های باز مصنوعی سعی می‌شود تا کانال دارای اشکال هندسی منظم بوده و زمینه مورد لزوم طرح را ایجاد نماید بدین منظور علاوه بر شکل هندسی یکی از بهترین عوامل دیگر چون مصالح در دسترس، امکانات اجرایی، شرایط جوی و زمینه ساز آن در نظر گرفته شود.

۱- مقطع ذوزنقه‌ای: معمول‌ترین شکل برای کانال‌های آبیاری بوده، در کانال‌هایی که در مصالح خاکی حفر گردیده و دارای پوشش از جنس مصالح کنده می‌باشد کاربرد دارد (پایداری جوی، شیب‌کناره‌ها)

مقطع مستطیلی می‌تواند در مصالح سنگی حفر گردیده و یا دارای پوشش از جنس مصالح کنده باشد و کانال‌های فلزی در دیماکم، در اجرای حاشیه خیابان‌ها و جاده و یا در کارهای آزمایشگاهی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۴- عرض سطح آزاد (T) : طول از سطح جریانی که در تماس با هوا آزاد

۵- پیرامون ترشده (P) : محیط از سطح جریانی که در تماس با بستر کانال

۶- شعاع هیدرولیکی (R) : نسبت سطح مقطع جریان به پیرامون ترشده $R = \frac{A}{P}$

۷- عمق هیدرولیکی (D) : نسبت " " به عرض سطح آزاد آب $D = \frac{A}{T}$

۸- فاکتور سطح (یا اساسی) عمق جریان (Z) $Z \overset{def}{=} A\sqrt{D} = A^{3/2} T^{-1/2}$

نامگذاری های مختلف کانال های مصنوعی: (کاربرد)

۱- کانال : که راه آب طولانی با شیب ملایم و کم در زمین ، کانال بدون پوشش و دارای پوشش (بتن، سنگ چین، سنگفرش یا آسفالت) باشد.

۲- کانال پایه دار (فلوم) : برای انتقال آب از یک نقطه به نقطه دیگر و از چوب، فلز و بتن ساخته می شود.

۳- تند راه (شوت) : دارای شیب کف تند بوده ، آبرا از ارتفاع نسبتاً زیادی (معمولاً بیش از 4.5 m) به ارتفاع پایین تر می رساند.

۴- شیب شکن : شبیه تند راه بوده و برای اختلاف ارتفاع کم بکار می رود (اختلاف ارتفاع 0.9 الی 4.5 متر)

۵- آبرو (کالورت) : جهت عبور دادن آب از زیر جاده و یا راه آهن بکار می رود

۶- تونل یا جریان آزاد : یک کانال طولانی است که به منظور عبور دادن آب از داخل کوه ها بکار می رود

۷- تبدیل : به هرگونه تغییر در جهت و یا سطح مقطع جریان که در نتیجه آن جریان از مسیر کانال خارج گردد.

۳- طبقه بندی و تشخیص انواع جریان در کانالهای باز :

۱- جریان دائمی - غیردائمی (تغییر در مشخصات جریان در حسب زمان) : هرگاه در یک مقطع ثابت از جریان آب ، عمق جریان با زمان تغییر نکند جریان دائمی است .

در جریان دائمی $\frac{\partial(y,Q,V)}{\partial t}=0$ در مقطع

در جریان دائمی ، دبی و سرعت متوسط در یک موقعیت خاص با زمان ثابت است

۲- جریان یکنواخت - غیریکنواخت (تغییر در مشخصات جریان در طول مسیر) : در صورتی که عمق جریان ثابت ، عمق جریان در مقاطع مختلف برابر با عمق جریان تغییر نکند . (بدون اینکه در سطح آب) $\frac{\partial(y,Q,V)}{\partial x}=0$ در صورتی که

در جریان غیریکنواخت ، سرعت در مقاطع مختلف تغییر کرده ، دبی جریان می تواند ثابت باشد . جریان تغییر یابنده

۱- تغییر تدریجی ۲- تغییر سریع ۳- تغییر مکانی طبقه بندی می شود .

الف) جریان تغییر تدریجی (G.V.F) :

هرگاه تغییرات عمق جریان در فاصله طولانی از مسیر صورت گیرد . (این جریان ، انحنا سطح آب قابل ملاحظه نبوده ، توزیع فشار بصورت جریان ($a_z=\frac{V^2}{2}$) ناچیز است .

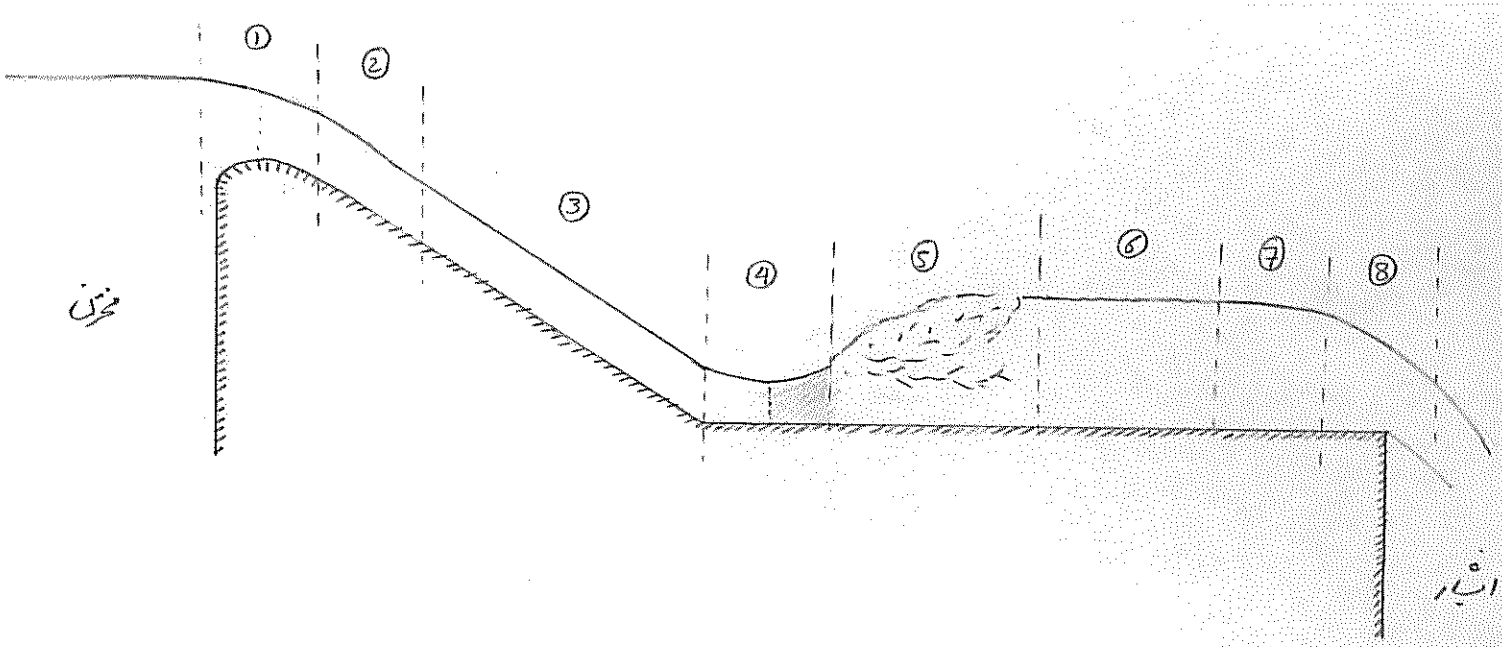
ب) جریان تغییر سریع (R.V.F):

معمولاً جریان در برخورد با یک مانع (تغییر در شیب ، برخورد با یک دریچه یا سرریز) مطبوع (قفی ، دچار تغییرات شدید عمق جریان در فاصله کوتاهی از مسیر شده ، در سطح آب انحنا قابل توجهی وجود می آید . در این صورت توزیع فشار به جهت صعود بر خطوط جریان ($\frac{V^2}{2}$) قابل ملاحظه می باشد . مثل پرش هیدرولیکی

ج) جریان متغیر مکانی (S.V.F)

$$Q_x = Q_0 + q.x$$

اگر در امتداد طول کانال، دبی به جریان اضافه یا کاسته شود جریان از نوع متغیر مکانی است



ناحیه ① : انحنا شدید جریان (تغییر سریع) درست بالای آبشار

ناحیه ② : تغییر تدریجی جریان به تعادل دینامیکی (جریان شروع به کاهش سرعت تا رسیدن به تعادل دینامیکی یعنی جریان یکنواخت دارد)

ناحیه ③ : جریان یکنواخت فوق بحرانی

ناحیه ④ : تغییر تدریجی جریان به تعادل دینامیکی جدید

ناحیه ⑤ : تغییر سریع (پرش هیدرولیکی)

ناحیه ⑥ : جریان یکنواخت زیر بحرانی

ناحیه ⑦ : تغییر تدریجی جریان از حالت زیر بحرانی به فوق بحرانی

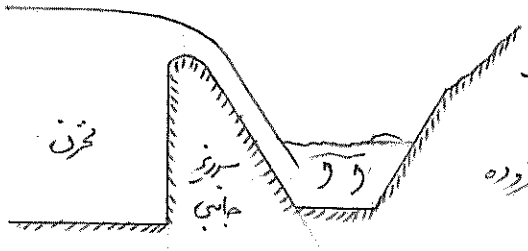
ناحیه ⑧ : تغییر سریع (افتادن)

آب

* جریان تغییر سریع (پرش) تنها قبل از پرش هیدرولیکی وجود دارد

* اصولاً جریان یکنواخت - یکنواخت در کانال وجود ندارد

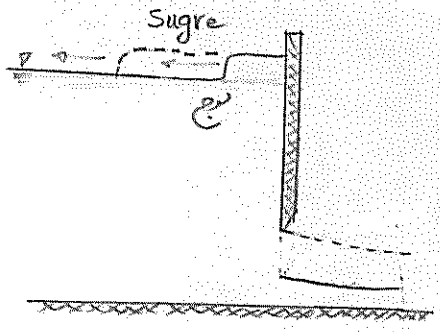
انواع جریان تغییر دائمی



در سرریز جانبی دبی در طول سرریز ثابت نیست و دبی q از لبه سرریز به کانال جانبی ریخته می‌شود.

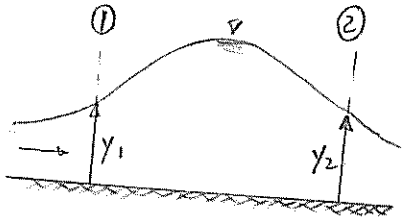
"جریان متغیر مکانی دائمی"

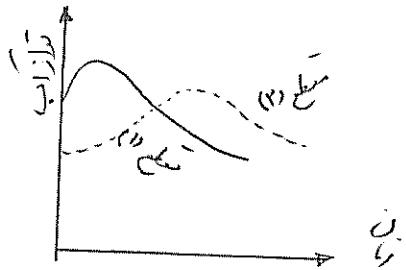
$$Q_{(x)} = Q_0 + q \cdot x$$



"جریان متغیر سریع - غیردائمی"

شرایط سریع دیگر در سرریزها، منجر به ایجاد موج جت در بالادست (مخزن) می‌گردد که از دریچه دور می‌زند.





"جریان متغیر تدریجی - غیردائمی"

حرکت موج سیلاب در کانال، باعث تغییر عمق در مقاطع زمان به زمان می‌شود.

۴- وضعیت جریان در کانال‌های باز :

برای جریان آب در کانال‌ها، نیروهای مختلفی نظیر نیروی ثقل F_g، نیروی لزجت F_μ، شتاب دهنده F_a و کشش F_σ بر روی عناصر سیال اثر می‌کنند که تأثیر نیروی کشش سطحی ناچیز است.

I)- تأثیر نیروی لزجت :

تحت تأثیر نیروی لزجت نسبت به نیروی شتاب دهنده، سه حالت مختلف جریان الف- جریان لایه‌ای ب- جریان آشفته (تلاطم) ج- جریان انتقالی مشاهده می‌شود و معیار تشخیص این سه وضعیت، پارامتر بدون بعد «عدد رینولدز» می‌باشد

الف- جریان آرام (لایه‌ای) : نیروی شتاب دهنده < نیروی لزجت

۱- ذرات آب در راستای لایه‌ای حرکت به آرامی بر روی یکدیگر می‌لغزند و حرکت پراکنده مولکول‌ها و نیروهای بین مولکولی سبب بروز خاصیت لزجت در آب و مقاومت آن در مقابل تغییر شکل برشی می‌شود.

۲- جریان لزج با سرعت و تنش برشی از قانون لزجت نیوتن تبعیت می‌کند. $\tau = \mu \frac{du}{dy}$

ب- جریان آشفته (تلاطم) : نیروی لزجت < نیروی شتاب دهنده

۱- ذرات آب از مسیر اصلی خود خارج شده و دارای حرکات پراکنده، غیر منظم و نامنظم (دورانی) می‌باشند و حرکات پراکنده ذرات در مقابل جریان لزج (لزجت گردابه‌ای) تغییر شکل برشی تأثیر دارد $\tau = (\mu + \eta) \frac{du}{dy}$

۲- در یک نقطه از حوزه جریان آشفته، سرعت (نسبت به زمان) حول یک مقدار متوسط وجود دارد لذا جریان از نوع غیر دائمی است. ولی در صورتیکه سرعت متوسط جریان در یک نقطه (مرتبط از زمان) نسبت به زمان ثابت باشد جریان دائمی در نظر گرفته می‌شود.

ج- جریان انتقالی (تبدیلی):

در این وضعیت، جریان برای مدتی آرام و سپس آشفته به آرام و بالعکس تبدیل می‌گردد.

$$Re = \frac{\text{نیروی شتاب دهنده}}{\text{نیروی لزجت}} = \frac{\rho V L}{\mu} \xrightarrow{\text{در کانال}} \boxed{Re = \frac{VR}{\upsilon}}$$

ρ: جرم مخصوص آب

μ: لزجت دینامیکی آب

V: سرعت مشخصه در کانال (سرعت متوسط)

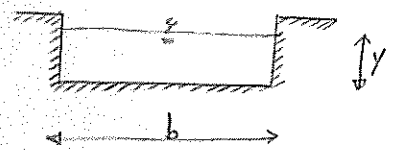
L: طول مشخصه جریان (R شعاع هیدرولیکی)

υ: لزجت سینماتیکی آب

$$\text{وضعیت جریان} = \begin{cases} \text{آرام} & Re < 500 \\ \text{انتقالی} & 500 \leq Re \leq 2000 \\ \text{آشفته} & Re > 2000 \end{cases}$$

∴ اصولاً وضعیت جریان در کانال‌ها بصورت آشفته می‌باشد

مثال: در یک کانال مستطیلی عریض با آب $20^\circ C$، اگر عمق جریان آرام را مورد نظر باشد.



$$R = \frac{A}{P} = \frac{by}{b+2y} \xrightarrow[b \gg y]{\text{عریض}} \frac{y}{1+2y/b} \approx y$$

(در کانال مستطیلی اگر $b > 50y$ باشد کانال مستطیلی عریض فرض می‌گردد)

$$\upsilon_{20^\circ C} = \mu/\rho = 10^{-6}\ m^2/s$$

$$Re = \frac{VR}{\upsilon} = \frac{Vy}{\upsilon} = 10^6 Vy < 500 \longrightarrow \boxed{Vy < 5 \times 10^{-4}\ m^2/s}$$

برای عمق جریان $0.1\ m$ (یا کمتر) سرعت جریان آرام کمتر از $0.005\ m/s$ (یا $0.0005\ m/s$) می‌باشد که در عمل بسیار کم اتفاق می‌افتد.

اکثر جریان‌های آرام ناشی از روان‌آب باران در شیب‌ها و در حاشیه‌ها کم می‌باشد.

II) تأثیر نیروی ثقل

تأثیر نیروی ثقل در حالب یا آبشر دینامیکی بدان لحاظ «عدد فرود» برآورد می‌گردد.

$$F_r = \left(\frac{\text{نیروی شتاب دهنده}}{\text{نیروی ثقل}}\right)^{1/2} = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

$$\text{کانال} \rightarrow F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad , \quad c = \sqrt{gD}$$

c : سرعت انتشار موج سطحی

g : شتاب ثقل

V : سرعت متوسط

L : طول مشخصه از جریان (D عمق هیدرولیکی)

الف) جریان فوق بحرانی ($F_r > 1$) : دنژیک

۲- سرعت جریان از سرعت موج سطحی بیشتر بوده، موج حاصل از آشفتگی موضعی در جریان، قابلیت انتشار به بالادست جریان را ندارد

۱- به ازای دبی ثابت، عمق جریان کم و سرعت زیاد می‌باشد

ب) جریان زیر بحرانی ($F_r < 1$) : دنژیک

۱- به ازای دبی ثابت، عمق جریان زیاد و سرعت کم می‌باشد

۲- موج حاصل در پایین دست به بالادست منتقل شده، در مقطع بالادست از پایین دست تأثیر می‌پذیرد

ج) جریان بحرانی ($F_r = 1$)

اصولاً جریان کانال در محدوده آشفته بوده و تغییر ناچیز لزجت تأثیر چندانی در وضعیت جریان ندارد و ضریب اصطکاک دارسی - ویسباخ

مستقل از عدد رینولدز و تابع زبری نسبی ε/D می‌باشد. لیکن وجود سطح آزاد در جریان کانال، نیز تأثیر قابل اهمیت زیادی دارد

بنابراین در مدلسازی فیزیکی جریان با سطح آزاد معمولاً تشابه دینامیکی بر پایه عدد فرود صورت می‌گیرد و لازم است مدل

و نمونه اصلی در محدوده جریان آشفته عمل کنند.

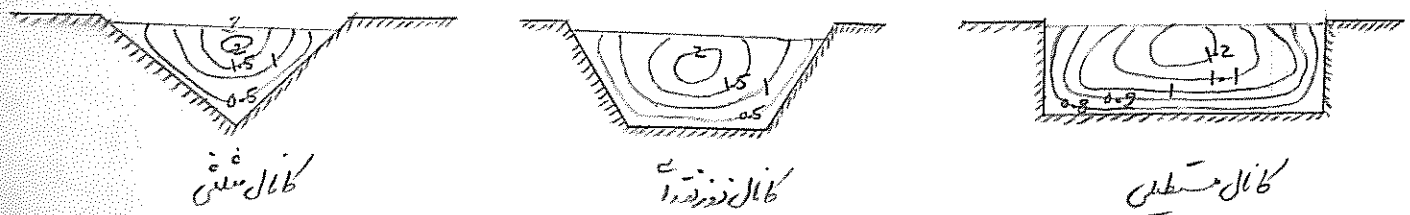
رژیم جریان: تأثیر مشترک نیروی ثقل و لزجت نوع رژیم را تعیین می‌کند

مثال:

۵ - توزیع سرعت در کانال:

با توجه به ۱- تأثیر لزجت آب ۲- وجود جداره‌ها و زبری آنها ۳- وجود سطح آزاد آب ۴- ناشناسی مقاطع توزیع سرعت

در کانال پیچیده و مسئله‌ای می‌باشد و بدست آوردن رابطه‌ای برای کانال‌های مختلف میسر نیست



کانال مستطیلی　　کانال ذوزنقه‌ای　　کانال مثلثی

نتایج حاصل از توزیع منحنی‌های هم سرعت:

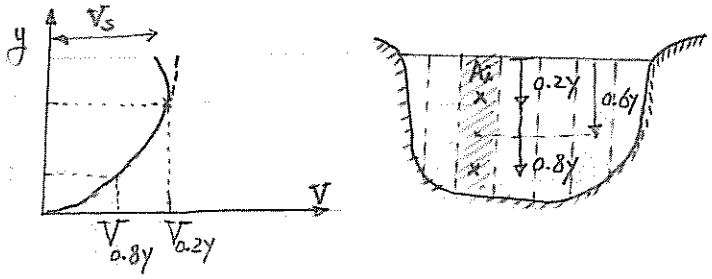
۱- تقارن سرعت در جداره‌ها صفر می‌باشد و با دور شدن از آنها زیاد می‌شود

۲- گرادیان سرعت در نزدیکی جداره‌ها شدیدتر می‌باشد

۳- سرعت ماکزیمم در هر مقطع تمام، در زیر سطح آب و در فاصله y (0.25 تا 0.05) عمق جریان از سطح آزاد اتفاق می‌افتد (وجود جریانهای ثانویه ضعیف)

جریان ثانویه : جریانی که در صفحه مقطع جریان و بر اصل محوری حرکت در صفحه مقطع بوجود می آید . (قوی ، ضعیف)

۴- مالقصه به نیاز « توزیع سرعت در راستای اصلی جریان » و تحلیل جریان بر اساس سرعت متوسط ، توزیع سرعت در یک مقطع تأمین ارائه می گردد



« توزیع سرعت در یک مقطع تأمین »

چنانچه عمق جریان کم باشد سرعت در 0.6y از سطح آزاد تقریبا سرعت متوسط در آن مقطع فرض می گردد .

سرعت متوسط در مقطع تأمین $V_i = \frac{V_{0.2y} + V_{0.8y}}{2}$

- نحوه اندازه گیری دبی در رودخانه ها :

مقطع رودخانه را به مقاطع کوچکتر تقسیم کرده ، در هر مقطع نیز سرعت در امتداد خط سیر قطعه را با استفاده از روابط تقریبی در اعماق 0.2y و 0.8y اندازه گیری می کنیم .

$V_i = \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2}$ ، $Q_i = V_i A_i$

$Q = \sum Q_i = \sum V_i A_i$

$V = k V_s$ ، $0.8 \leq k \leq 0.95$

V_i : سرعت متوسط در قطعه ام

A_i : مساحت قطعه ام

Q_i : دبی قطعه ام

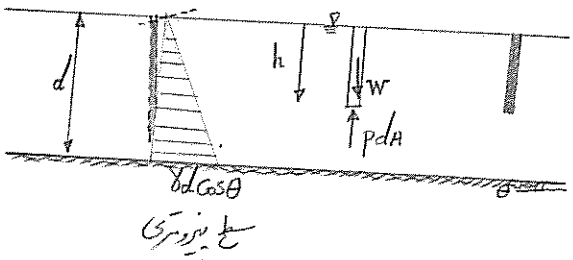
k : ضریبی تابع شکل مقطع

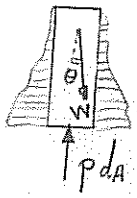
V_s : سرعت در سطح جریان

مثال :

۶- توزیع فشار در کانال‌ها :

الف- جریان یکنواخت (موازی) : کانالی با سطح مقطع دلخواه در نظر می‌گیریم . درون کانال ، ستونی از آب به عمق h (در جهت عمود بر جهت عمومی جریان) و سطح مقطع dA در نظر گرفته ، معادله حرکت برای جرم این ستون ، در جهت عمود بر خطوط جریان می‌نویسیم





در جریان یکنواخت با توجه به موازی بودن خطوط جریان ، مؤلفه شتاب در جهت عمود بر خطوط وجود ندارد ($a_n = 0$)

$$\sum F_n = 0 \quad \Rightarrow \quad p \cdot dA = W\cos\theta = \gamma (h\, dA)\cos\theta \longrightarrow \boxed{p = \gamma h \cos\theta}$$

∴ تغییرات فشار در عمق بصورت خطی از صفر تا مقدار $\gamma d\cos\theta$ تغییر می‌کند. سطح پیزومتری در قسمتی از جریان که در وضع عمودی نظر کانال ، منطبق بر سطح آزاد نمی‌باشد .

در کانال‌های با شیب کم ($\theta < 6^\circ$) می‌توان سطح آزاد هیدرولیکی (پیزومتری) را منطبق بر سطح آزاد فرض

$$p = \gamma d\cos\theta = \gamma y \cos^2\theta \simeq \gamma y$$

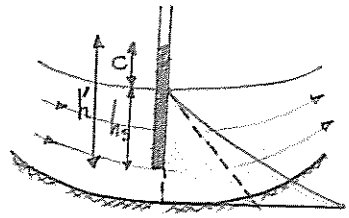
ب- جریان تغییر تدریجی :

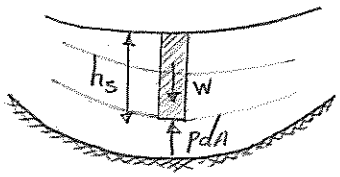
در این جریان تغییرات فشار بصورت هیدرواستاتیک می‌باشد (فرضیات کلی جریان)

$$p = \gamma h \cos\theta$$

ج- جریان با انحناء در صفحه قائم : (ون چو Chow)

در جریان با انحناء شدید بعلت تأثیر انحنا خطوط جریان ، مؤلفه شتاب در جهت عمود بر خطوط جریان قابل ملاحظه می‌باشد و از انحنای هندسه دقیق جریان و نیز نحوه تغییرات سرعت مطلع نیست نیاز به فرضیاتی می‌باشد





« کانال با انحنا مقعر در صفحه قائم »

معادله حرکت (در جهت عمود بر خطوط جریان) برای ستونی از آب به ارتفاع h و سطح مقطع dA می‌نویسیم

$$\Sigma F_n = m a_n \quad \text{یا} \quad p\,dA - W = m a_n$$

$$p\,dA - \gamma(h_s\,dA) = \rho(h_s\,dA)\,V^2/r \longrightarrow \frac{p}{\gamma} = h' = h_s + \frac{V^2 h}{rg} = h_s + c$$

a_n : شتاب جانب مرکز

r : شعاع انحنا

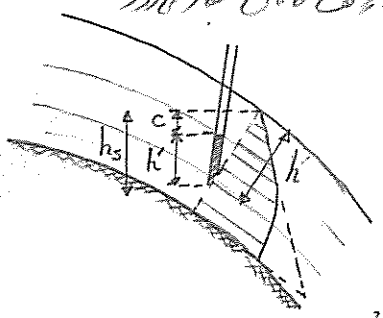
V : سرعت متوسط جریان در مقطع مورد نظر

h' : ارتفاع معادل فشار برحسب ستون آب

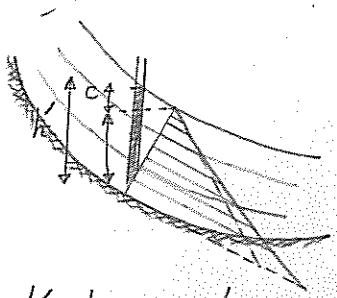
فرضیات : ۱- توزیع سرعت در مقطع یکنواخت می‌باشد

۲- شعاع انحنا در مقطع مورد نظر ثابت است.

در صورتی که فشار در کف کانال در نظر داشته باشیم بجای h ، d عمق جریان و بجای r ، شعاع انحنای کف کانال بکار می‌رود.



$$h' = h_s - c = h\cos\theta - \frac{V^2 h}{rg}$$



$$h' = h_s + c = h\cos\theta + \frac{V^2 h}{rg}$$

مثال :

۷- بررسی معادلات لاپلاس حاکم بر حرکت سیالات :

در طبیعت واقعی سیالات توزیع سرعت در مقطع یکنواخت نبوده و محاسبات بر مبنای سرعت متوسط یا ثابت در هر مقطع صورت می‌گیرد (تعدیل ضرایب انرژی و مومنتم) برای در نظر گرفتن توزیع سرعت واقعی در مقطع می‌بایست تصحیحاتی بنام ضرایب ثابت (α , β) در معادلات وارد گردد.

تاریخ ۸۰/۱۰/۱۵
سالن اشتراک

الف) رابطه برنولی

فصل دوم - اصول انرژی در کانالهای باز :

مقدمه :

کاربرد وسیع معادله انرژی در تحلیل مسائل کانالهای باز (تغییر ارتفاع کف، تغییر عرض مقطع کانال) و ضرورت تفسیر معادله در بسیاری از مواقع، نیاز به ارائه مفهوم جدیدی بنام «انرژی مخصوص» احساس می‌گردد. که در تحلیل جریان در آبگذرها، اندازه‌گیری در کانالهای باز، طراحی سدهای و برخی جریان در اطراف پایه‌ها و سرریزها کاربرد دارد.

نکته : با توجه به طبیعت جریانهای این فصل از افت انرژی صرفنظر شده است.

۱- معادله انرژی :

$$H = z + d\cos\theta + \alpha\frac{V^2}{2g}$$ در مقطع از یک کانال باز.

فرضیات : شیب کف کانال کم ($\theta < 6^\circ$) $\alpha \approx 1$,

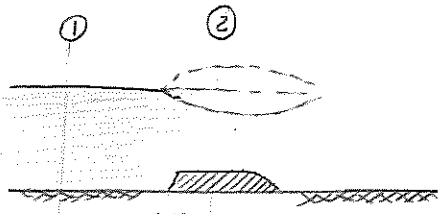
$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_l$$

در صورت عدم وجود افت انرژی، خط انرژی موازی با سطح مبنا (Datum) می‌باشد.

۲- کاربردهایی از معادله انرژی :

اگر در کانال با مقطع مستطیلی (عرض b) جریان یکنواختی با دبی Q برقرار باشد و در مسیر کانال تغییر مقطع جریان (تغییر ارتفاع کف یا عرض کف کانال) صورت گیرد، تحلیل جریان (تغییرات سطح آب) بکمک معادله انرژی به چگونگی صورت می‌گیرد.

الف) تغییر ارتفاع کف کانال:



«کانال مستطیلی با برآمدگی در کف»

در حرکت هموار با طول کوتاه و ارتفاع ثابت Δz در سرتاسر عرض، افت انرژی ناچیز است ($h_L = 0$).

$$E.E: \quad z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$C.E: \quad V_1 y_1 b = V_2 y_2 b \quad \text{یا} \quad q = \frac{Q}{b} = Vy = cte$$

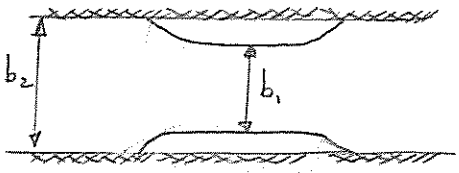
q: دبی در واحد عرض

$$y_2 + \frac{q^2}{2g y_2^2} = y_1 + \frac{q^2}{2g y_1^2} - \Delta z$$

با معلوم بودن y_1، q و Δz رابطه فوق یک معادله درجه ۳ برحسب y_2 است که در حالت کلی سه جواب (یک جواب منفی و دو جواب مثبت) دارد.

ب) تغییر عرض کف کانال:

عرض کانال مستطیلی ناگهان ثابت، عرض آن تدریجاً کاهش یابد



«پلان کانال مستطیلی آبشستگی در عرض»

$$C.E: \quad V_1 y_1 b_1 = V_2 y_2 b_2$$

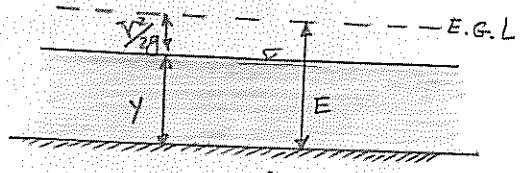
$$E.E: \quad z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad \Big\} \xrightarrow{z_1 = z_2}$$

$$y_2 + \frac{q_2^2}{2g y_2^2} = y_1 + \frac{q_1^2}{2g y_1^2}$$

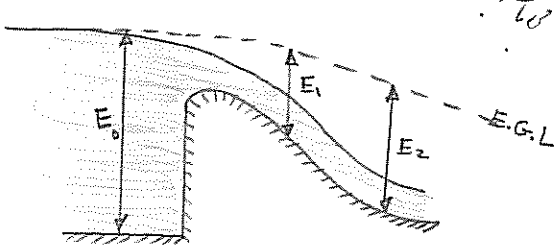
با معلوم بودن q_1، q_2، y_1 رابطه فوق یک معادله درجه ۳ برحسب y_2 است.

۵- انرژی مخصوص (Specific Energy)

انرژی مخصوص (E): انرژی در هر مقطع جریان به ازای واحد وزن، نسبت به کف کانال محاسبه شده و برابر است با فاصله خط انرژی تا کف کانال می‌باشد.



جریان یکنواخت در کانال با شیب کم



جریان عبوری از سرریز

$$E = d\cos\theta + \alpha\frac{V^2}{2g}$$

یا

$$E = y\cos^2\theta + \frac{\alpha V^2}{2g} = y\cos^2\theta + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2}$$

در جریان یکنواخت با وجود افت طول مسیر جریان، خطوط انرژی، سطح آزاد آب و کف کانال موازی بوده بنابراین ($E_1 = E_2$) و در جریان متغیر مکانی، در سرریز و یا پرش هیدرولیکی، انرژی مخصوص می‌تواند افزایش یا کاهش یابد.

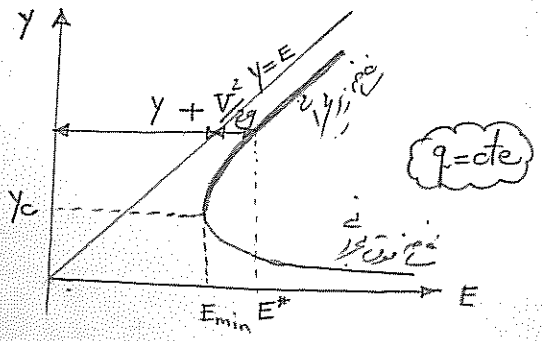
- کانال مستطیلی با شیب کم (اعماق جریان و مشخصات)

$$E = y + \frac{\alpha q^2}{2gy^2} \quad \text{یا} \quad (E-y)y^2 = \frac{q^2}{2g} = cte$$

برای سادگی: ضریب ثابت و $\alpha = 1$

با افزایش y، ارتفاع حامل سرعت کاهش می‌یابد (مجانبی $y=0$ ، $y=E$)

$$\lim_{y\to 0}\frac{V^2}{2g} = \infty \quad , \quad \lim_{y\to\infty}\frac{V^2}{2g} = 0$$



$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{\alpha q^2}{2g}(-2)y^{-3} = 1 - \frac{\alpha q^2}{gy^3} = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{q^2}{gy^3} = 1 \quad \Rightarrow \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

در حالت بحرانی $q = Vy$ ، $\frac{V_c^2 y_c^2}{g y_c^3} = \frac{V_c^2}{g y_c} = 1$ ، $Fr = 1$

① برای دبی ثابت q ، در اعماق کمتر می‌شود و عدد فرود یک می‌باشد

$$E_{min} = E(y = y_c) = y_c + \frac{V_c^2}{2g} = y_c + \frac{g y_c}{2g} = \frac{3}{2} y_c$$

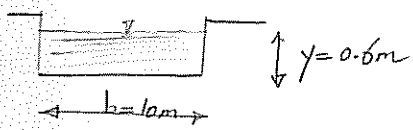
نتایج:

۱- برای دبی ثابت q ، در اعماق کمتر می‌شود و عدد فرود یک می‌باشد

۲- در اعماق کمتر از عمق بحرانی جریان فوق بحرانی وجود دارد

مثال: آب با دبی $20\ m^3/s$ در یک کانال مستطیلی عرض $10m$ جاری است. منحنی $E-y$ را ترسیم و در صورت وجود عمق بحرانی در مقطع برابر با $0.6m$ تا چه مقدار عرض را در این مقطع کم کنیم تا عمق بحرانی ایجاد شود.

$Q = 20\ cms$



$$q = \frac{Q}{b} = \frac{20}{10} = 2\ m^2/s$$

$$V = \frac{q}{y} = \frac{2}{0.6} = 3.\bar{3}\ m/s$$

$$Fr = V/\sqrt{gy} = \frac{3.\bar{3}}{\sqrt{9.81 \times 0.6}} = 1.36 > 1$$ فوق بحرانی

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = 0.6 + \frac{3.3^2}{2 \times 9.81} = 1.166\ m$$

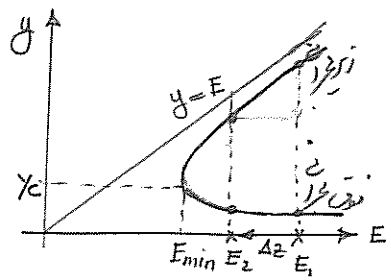
$$y_2 + \frac{q^2}{2g y_2^2} = y_2 + \frac{2^2}{2 \times 9.81 \times y_2^2} = y_2 + \frac{0.2039}{y_2^2} = 1.166$$

$$\Rightarrow \quad y_2^3 - 1.166\, y_2^2 + 0.2039 = 0 \xrightarrow{\text{سعی و خطا}} y_2 = 0.93$$

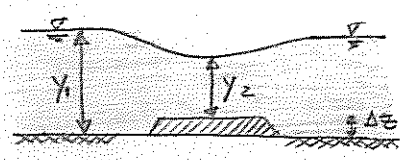
۴- تغییر جریان ناشی از یک برآمدگی موضعی در کانال مستطیلی،

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

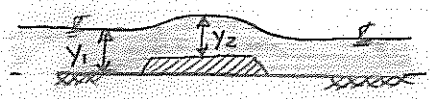
$$E_1 = E_2 + \Delta z$$



نتایج:



۱- در وضعیت جریان زیربحرانی، عمق جریان کاهش (افزایش) یافته و به سمت عمق بحرانی (بیش از 45°) نزدیک می‌شود تا زمانی که $y_2 + \Delta z$ کوچکتر از y_1 باشد.



۲- در وضعیت جریان فوق بحرانی، عمق جریان افزایش می‌یابد.

۳- چنین افزایشی در یک شیب تند غیرممکن است زیرا منحنی E-y امکان فیزیکی ندارد (تغییر عمق بصورت پرش هیدرولیکی ممکن است و افزایش تدریجی بعلت نیاز به کاهش و افزایش انرژی مخصوص امکان پذیر نیست)

۴- در صورتیکه ارتفاع برآمدگی موضعی (Δz) بقدری باشد که $E_2 < E_{min}$ شود در اینصورت جریان نمی‌تواند تحت شرایط فوق از محل برآمدگی عبور کند.

مثال: آب در یک کانال مستطیلی به عرض $b = 3\,m$ بصورت یکنواخت با دبی $Q = 9.9\,m^3/s$ و عمق $1.8\,m$ جاری است.

الف- حداقل ارتفاع برآمدگی (Δz_c) تا عمق جریان برابر عمق بحرانی شود

ب- میزان افت در سطح آب برای ارتفاع برآمدگی $\frac{\Delta z_c}{2}$

ج- بررسی وضعیت جریان در صورتیکه ارتفاع برآمدگی $2\Delta z_c$ باشد

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{9.9}{3 \times 1.8} = 1.8\bar{3} \ m/s \quad , \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \left(\frac{(9.9/3)^2}{9.81}\right)^{1/3} = 1.035 \ m$$

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = 1.8 + \frac{1.8\bar{3}^2}{2 \times 9.81} = 1.971 \ m$$

جریان از نوع زیربحرانی است ($y_1 > y_c$)

$$E_1 = E_{min} + \Delta z_c \quad , \quad E_{min} = \frac{3}{2} y_c = 1.5 \times 1.035 = 1.55 \ m$$

$$\Delta z_c = 1.971 - 1.55 = 0.421 \ m$$

$$E_1 = E_2 + \Delta z_c/2 \quad \text{یا} \quad E_2 = 1.971 - 0.42/2 = 1.761 \ m$$

$$E_2 = y_2 + \frac{q^2}{2g y_2^2} = y_2 + \frac{3.3^2}{2 \times 9.81 y_2^2} = y_2 + \frac{0.555}{y_2^2} = 1.761$$

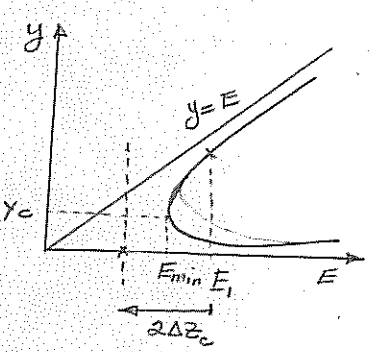
از روش سعی و خطا $\rightarrow$ $y_2 = 1.53 \ m$ ($y_c < y_2 < y_1$)

$$\text{میزان افت سطح آب} = y_1 - (y_2 + \Delta z_c/2) = 1.8 - (1.53 + 0.42/2) = 0.06 \ m$$

$$\text{ارتفاع پله} = 2\Delta z_c = 2 \times 0.45 = 0.9 \ m$$

$$E_1 = E_2 + 2\Delta z_c \quad , \quad E_2 \geq E_{min} \longrightarrow E_1 \geq E_{min} + 2\Delta z_c$$

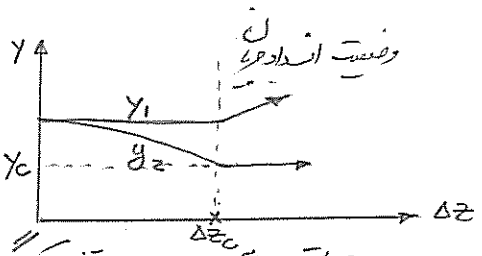
$$E_1 \geq 1.55 + 0.9 = 2.45 \ m$$



درحالیکه انرژی کمتری در مقطع اولیه $E_1 = 1.971 m$ جریان زیربحرانی است (ناشی از مانع) - بالادست انعکاس یافته و جریان بالادست خود را با وجود مانع (افزایش عمق y_1) حاضر کرده، اصطلاحاً آب پس می‌زند

$$E_1' = 2.45 \quad , \quad y_1' + \frac{q^2}{2g y_1'^2} = y_1' + \frac{3.3^2}{2 \times 9.81 \times y_1'^2} = 2.45$$

یا $\quad y_1'^3 - 2.45 y_1'^2 + 0.555 = 0$ $\xrightarrow{\text{سعی و خطا}}$ $y_1 = 2.35 \ m$



تغییرات عمق Y_1 و Y_2 برحسب ارتفاع برآمدگی ΔZ

$\Delta Z > \Delta Z_c$

(Y_3 عمق متناوب ارتفاع پس برآمدگی بالادست Y_1 است)

باتوجه به اصل انرژی ویژه ← $E_1 = E_2 = E_3$ یا $Y_3 + \frac{q^2}{2gY_3^2} = E_1$

نتایج:

۱- درصورتیکه جریان در وضعیت انسداد نباشد عمق عبور از برآمدگی به عمق Y_2 و سپس به عمق اولیه یعنی Y_1 خواهد رسید

۲- " ارتفاع برآمدگی $\Delta Z > \Delta Z_c$ باشد (در اینصورت $Y_1 = Y_1'$ و $Y_2 = Y_c$ و Y_3 عمق متناوب عمق اولیه Y_1 می باشد) و جریان برای رسیدن به وضعیت اولیه خود (زیر برآمدگی) با پرش هیدرولیکی همراه است.

(وجود پرش هیدرولیکی بعد از برآمدگی، دلالت بر وجود وضعیت انسداد و شکل گیری عمق بحرانی بر پشت برآمدگی دارد)

- مقطع کنترل: مقطعی از جریان که در آن ارتفاع کمتر بین عمق و دبی جریان (Y, Q) وجود دارد مثل عمق بحرانی در شروع سرریزها

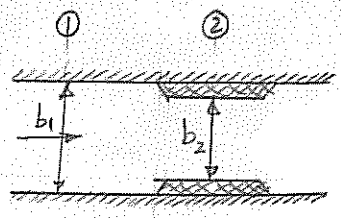
$$Y_c = \sqrt[3]{q^2/g}$$

لبه پهن

مقطع کنترل، وضعیت جریان را در بالادست خود در اختیار می گیرد بطوریکه جریان قبل از عبور از این مقطع مجبور به پذیرش اعماق متناوب با شکل گیری عمق بحرانی بر پشت برآمدگی می شود

درصورتیکه جریان قبل از برآمدگی فوق بحرانی باشد و ارتفاع برآمدگی $\Delta Z > \Delta Z_c$ باشد (در اینگونه مقدار انرژی مخصوص در روی برآمدگی بیشتر از E_{min} کمتر شود و تغییر اجباری وضعیت جریان در بالادست تا پرش هیدرولیکی ادامه یابد. چنین وضعیتی دقیقاً پیش از قبل از ارتفاع دارای انرژی مساوی آن نخواهد بود. می توان این وضعیت را بگونه مشابه بررسی کرد.

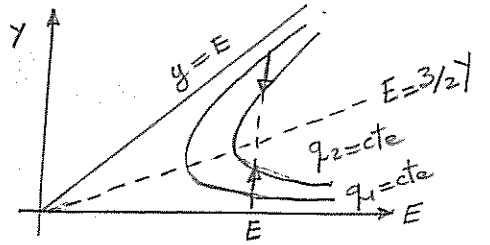
۵- جریان ناشی از یک تنگ‌شدگی موضعی در کانال مستطیلی:



$$y_2+\frac{q_2^2}{2gy_2^2}=y_1+\frac{q_1^2}{2gy_1^2}$$

انرژی مخصوص بین دو مقطع ① و ② ثابت باقی مانده و تنها در راستای عمودی در واحد عرض تغییر کرده است

$$E_1=E_2\ ,\quad q_2>q_1 \longrightarrow y_{c_2}>y_{c_1} \ \&\ E_{min_2}>E_{min_1}$$



منحنی‌های E-y با افزایش q به سمت راست حرکت کرده و نقاط مربوط به عمق منتقل‌شده بر روی خطی به معادله E=3/2y قرار می‌گیرند. هنگام رسیدن به تنگ‌شدگی، انحنای از منحنی E-y با دبی q به منحنی E-y با دبی q_2 تبدیل می‌شود (ثابت بودن انرژی مخصوص)

حالات مختلف می‌شود (ثابت بودن انرژی مخصوص)

۱- برای جریان زیربحرانی (فوق‌بحرانی) در بالادست تنگ‌شدگی، عمق جریان کاهش (افزایش) می‌یابد

۲- امکان وجود بیش از یک عمق متناوب در مقطع دیگر وجود ندارد

۳- هرگاه کاهش عرض به اندازه‌ای باشد که در منحنی E-y با دبی q_2، نقطه‌ای از انرژی مخصوص E_1 وجود نداشته باشد.

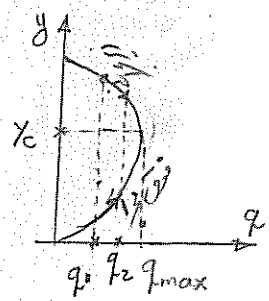
۱- در صورتی که جریان در بالادست تنگ‌شدگی زیربحرانی باشد، وضعیت انسداد پیش آمده و عمق جریان در بالادست y_1 افزایش یافته، جریان در تنگ‌شدگی با عمق بحرانی (y_{c_2}) و حداقل انرژی مخصوص E_{min_2} عبور می‌کند (تسلط کنترل)

۲- در صورتی که وضعیت جریان قبل از تنگ‌شدگی فوق‌بحرانی باشد انسداد در تنگ‌شدگی به بالادست منتقل نخواهد شد و قبل از تنگ‌شدگی پرش آغاز می‌افتد.

مثال: وضعیت جریان در یک تنگ‌شدگی موضعی (کانال مستطیلی) با استفاده از منحنی q-y بررسی شود (E=cte)

برای تعیین عمق جریان ناشی از یک برآبگیر و کنترل تنگ‌شدگی موضعی در مسیر کانال مستطیلی می‌توان از منحنی‌های q-y به ازای انرژی مخصوص ثابت E=cte استفاده کرد.

انرژی مخصوص در کانال مستطیلی $E = y + \frac{q^2}{2gy^2}$ یا $(E-y)2gy^2 = q^2$ $\xrightarrow[\text{نسبت به } y]{\text{مشتق}}$ $E = de$

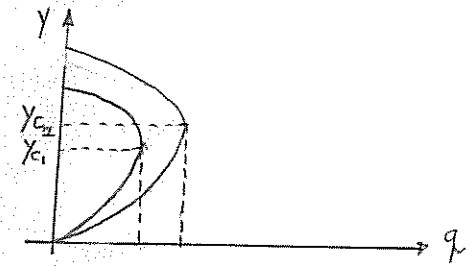


$$-2gy^2 + (E-y)2g(2)y = 2q\frac{dq}{dy}$$

$$\frac{dq}{dy} = 0 \longrightarrow y = \frac{2}{3}E$$

بعبارتی در $y = y_c$ ، انرژی مخصوص مینیمم $E_{min} = \frac{2}{3}y_c$ و دبی عبوری ماکزیمم

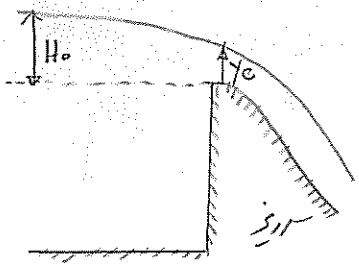
$y_c = \sqrt[3]{\frac{q_{max}^2}{g}}$ و عدد فرود $F_r = 1$ است .



مثال : جریان آبی با دبی 16 cms و عمق 2 m در یک کانال مستطیلی به عرض 4 m برقرار است . در مقطع پایین دست ، عرض مقطع به 3.5 m کاهش داده و بستر کانال در همین محل به مقدار Δz بالا برده می‌شود . تغییرات سطح آب را در محل این تبدیل در دو حالت (الف) $\Delta z = 0.2\,m$ (ب) $\Delta z = 0.35\,m$ بررسی نمائید . از افت انرژی در محل تبدیل صرفنظر گردد .

به ازاء یک عمق ثابت، مقدار انرژی مخصوص مربوط به دبی Q_2 بیشتر خواهد بود و منحنی ما با افزایش Q سمت راست متمایل خواهد شد.

به ازاء یک انرژی مخصوص ثابت E، ماکزیمم دبی عبوری در عمق y_c آنهائی می باشد که با مشاهده ورود آب از دریاچه به یک کانال پیش بینی شده که با عبور از سرعت ورودی و افت موضعی، سطح آب دریاچه و مقدار انرژی مخصوص در بدو ورود به کانال ثابت (H_0) است و عبور با ماکزیمم دبی و عمق y_c عبور می کند.



۷ـ خواص عمق بحرانی:

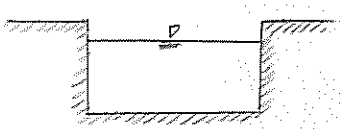
در یک کانال با هندسه مشخص می توان برای تعیین عمق بحرانی و انرژی مخصوص از روابط زیر کمک گرفت که استخراج عمق بحرانی نیازمند استفاده از روش عددی مثل نیوتن-رافسون می باشد.

$$\frac{\alpha Q^2 T}{g A^3 \cos\theta} = 1 \qquad \text{یا} \qquad \frac{\alpha Q^2}{g \cos\theta} = \frac{A^3}{T}$$

$$E_{min} = y_c \cos\theta + \frac{1}{2} D_c \cos\theta$$

معمولاً در حل معادلات فوق، ضریب α و $\cos\theta$ تأثیر بسیار کمی در محاسبات داشته بنابراین با فرض توزیع خطی در کانال با شیب کم و $\alpha = 1$، محاسبات صورت می گیرد.

I) مقطع مستطیلی:



$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \xrightarrow[T_c = b]{A_c = b y_c} y_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$$

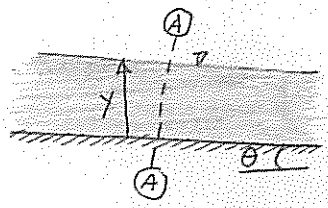
$$E_{min} = y_c + \frac{1}{2} D_c = \frac{3}{2} y_c$$

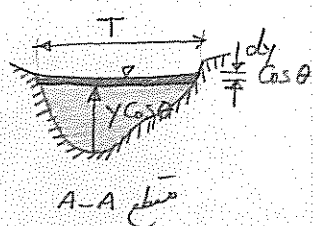
$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

ب- منحنی $E-y$ در حالت کلی و برای هر مقطع دلخواه:

در یک کانال بشقابی و منشوری و بطور کلی هر کانال که سطح مقطع عمودی در جهت عمود بر جهت حرکت آب ($\alpha \neq 1$)، انرژی مخصوص برابر است با:

$$E = y\cos^2\theta + \alpha\frac{V^2}{2g} = y\cos^2\theta + \alpha\frac{Q^2}{2gA^2}$$





مقطع A-A

حالت ما: $y = 0$ ، $E = y\cos^2\theta$

$$\frac{dE}{dy} = \cos^2\theta + \frac{\alpha Q^2}{2g}\left(\frac{-2A\ dA/dy}{A^4}\right) = \cos^2\theta - \frac{\alpha Q^2\ dA/dy}{gA^3}$$

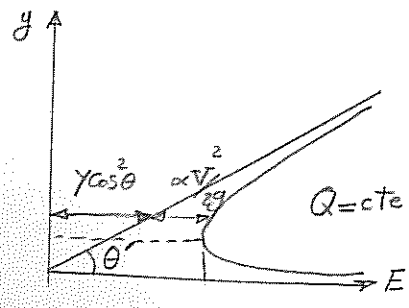
هندسه مقطع: $dA = T\,dy\cos\theta$ یا $\frac{dA}{dy} = T\cos\theta$

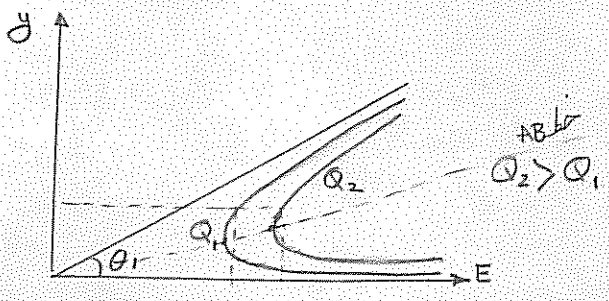
$$\longrightarrow \frac{dE}{dy} = \cos^2\theta - \frac{\alpha Q^2 T\cos\theta}{gA^3} = 0 \longrightarrow \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3\cos\theta} = 1 \text{ یا } \frac{\alpha V^2 T}{gA\cos\theta} = 1$$

یا $\boxed{F_r = \frac{V\sqrt{\alpha}}{\sqrt{gD\cos\theta}}}$

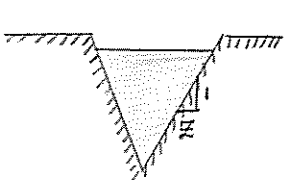
عدد فرود در مقطع مورد نظر برابر واحد است.

$$E_{min} = y_c\cos^2\theta + \frac{\alpha V_c^2}{2g} = \ldots\ y_c\cos^2\theta + \frac{1}{2}D_c\cos\theta \quad (\text{ABط})$$





۲- مقطع مثلثی :

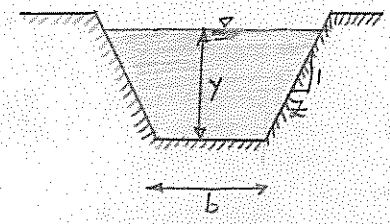


$$\frac{Q^2}{g}=\frac{A_c^3}{T_c} \quad \xrightarrow{A_c=Zy_c^2,\ T=2Zy_c} \quad \frac{Q^2}{g}=\frac{Z^3y_c^6}{2Zy_c} \quad \Rightarrow \quad y_c=\left(\frac{2Q^2}{gZ^2}\right)^{1/5}$$

$$E_{min}=y_c+\frac{1}{2}\left(\frac{y_c}{2}\right)=1.25\,y_c$$

$$F_r=\frac{V}{\sqrt{gD}}=\frac{V}{\sqrt{gy/2}}=\frac{V\sqrt{2}}{\sqrt{gy}}$$

۳- مقطع ذوزنقه‌ای : با توجه به کشش هندسی کانال ، تعیین عمق عرضی به صورت صریح امکان پذیر نیست لذا می‌توان در حالت کلی تکنیک عددی آزمون و خطا یا روش ترسیمی را بکار برد .

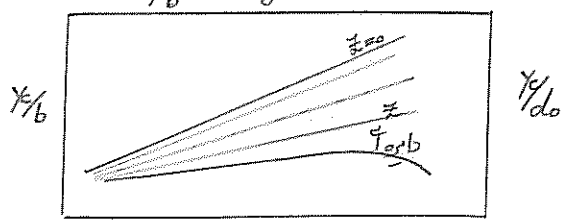


$$\begin{cases} Z=A\sqrt{A/T}=A\sqrt{D}=\dfrac{[(b+Zy)y]^{3/2}}{(b+2Zy)^{1/2}} \\ Z/b^{2.5}=\dfrac{[(1+Zy/b)(y/b)]^{1.5}}{(1+2Zy/b)^{0.5}}=g\left(\dfrac{y}{b},Z\right) \end{cases}$$

$$\frac{Q^2}{g}=\frac{A_c^3}{T_c}=Z_c \quad \Rightarrow \quad \frac{Q}{\sqrt{g}\,b^{2.5}}=\frac{Z_c}{b^{2.5}}$$

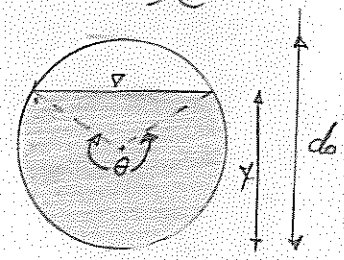
$$E_{min}=y_c\cos^2\theta+\frac{1}{2}D_c\cos\theta \quad , \quad F_r=\frac{V\sqrt{\alpha}}{\sqrt{gD\cos\theta}}$$

$$\frac{Z_c}{b^{2.5}}=\frac{\sqrt{\alpha}Q}{\sqrt{g}\,b^{2.5}}$$



$$\frac{Z_c}{d_o^{2.5}}=\frac{\sqrt{\alpha}Q}{\sqrt{g}\,d_o^{2.5}}$$

۴- مقطع دایره‌ای :



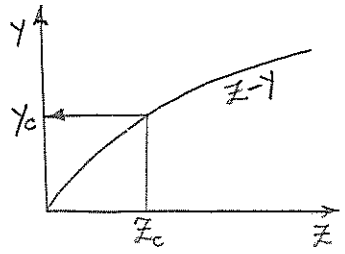
$$\theta=2\cos^{-1}\left(1-\frac{2y}{d_o}\right)=f\left(\frac{y}{d_o}\right)$$

$$\begin{cases} Z=A\sqrt{D}=\dfrac{\sqrt{2}}{32}\dfrac{(\theta-\sin\theta)^{1.5}}{(\sin\theta/2)^{0.5}}\,d_o^{2.5} \\ Z/d_o^{2.5}=\dfrac{\sqrt{2}}{32}\dfrac{(\theta-\sin\theta)^{1.5}}{(\sin\theta/2)^{0.5}}=g(y/d_o) \end{cases}$$

$$Q^2/g=\frac{A_c^3}{T_c} \quad \Rightarrow \quad \frac{Q}{\sqrt{g}}=A_c\sqrt{D_c}=Z_c \longrightarrow \frac{Q}{\sqrt{g}\,d_o^{2.5}}=\frac{Z_c}{d_o^{2.5}}$$

۵ـ مقطع نامنظم :

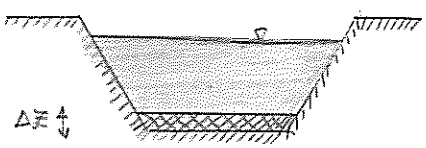
برحسب مقادیر مختلف y و شکل مقطع ، ماکزیمم یا مینیمم $Z = A\sqrt{D}$ وجود دارد و منحنی تغییرات $Z-y$ ترسیم می‌شود.



$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \text{یا} \quad \frac{Q}{\sqrt{g}} = Z_c$$

$$E_{min} = y_c \cos^2\theta + \tfrac{1}{2} D_c \cos\theta$$

مثال : آب در یک کانال ذوزنقه‌ای به عرض 5m و شیب جانبی 1:1 با عمق 1.5m و سرعت 1 m/s جاری است مطلوبست



الف) حداقل ارتفاع برجستگی حول دیواره کانال برای رسیدن به عمق جریان

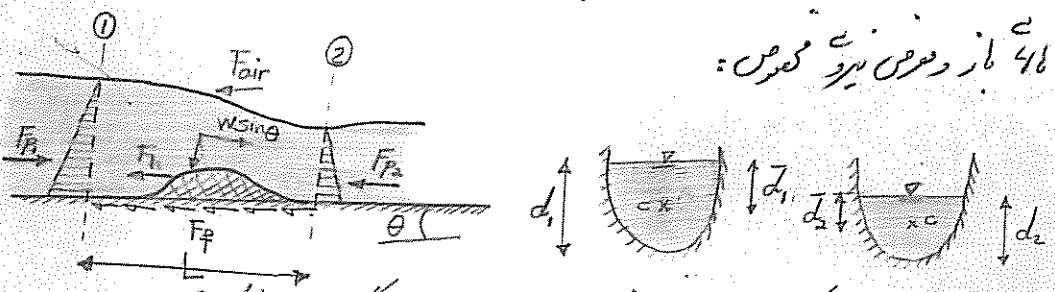
ب) عمق جریان پس از برجستگی در صورت عدم ارتفاع برجستگی تغییر کرده .

فصل سوم - اصل اندازه حرکت در کانال‌های باز و کاربردهای آن

مقدمه:

در این فصل، معادله اندازه حرکت در تحلیل پدیده‌های خاصی در کانال‌های باز بکار می‌رود. در برخی از مسائل، نیروهای ناشی از جسم کنترل اشباع هوا مخصوص یا مایل عرضه کردن می‌شود (برش هیدرولیکی در کانال‌های با شیب کم) و رابطه اندازه حرکت برای ارتباط دادن سایر پارامترها هیدرولیکی بکار می‌رود. در دوره دیگری از مسائل، با توجه به مشخصات هیدرولیکی، معادله اندازه حرکت در تعیین نیروهای کنترل (نیروی وارد بر دیواره‌ها یا سرریزها، پایه‌های پل، بلوک‌های خرده گیر یا صدای یک کانال غیرمنشوری) بکار می‌رود.

۱- رابطه اندازه حرکت در کانال‌های باز و نیروی فشاری مخصوص:



در جریان داخلی، حجم کنترل مخصوص بین مقاطع ① و ② که در مسیر جریان مایع وجود دارد، در نظر می‌گیریم (جریان یکنواخت یا تغییر تدریجی)

$$\underline{M.E}: \quad F_{P_1} - F_{P_2} - F_f - F_h + W\sin\theta - F_{air} = \rho Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1)$$

F_{P_1} و F_{P_2}: نیروهای فشاری در مقاطع ($\bar{d}$: فاصله مرکز سطح تا سطح آزاد)

$$\begin{cases} F_{P_1} = \gamma \bar{d}_1 \cos\theta A_1 \\ F_{P_2} = \gamma \bar{d}_2 \cos\theta A_2 \end{cases}$$

F_f: نیروی اصطکاک در جداره کانال (برای کانال‌های کوتاه با شیب کم معمولاً نادیده گرفته می‌شود)

F_{air}: نیروی ناشی از مقاومت هوا (معمولاً نادیده گرفته می‌شود)

$W\sin\theta$: مولفه وزن در جهت شیب دار (در یک حجم کنترل کوچک و شیب کم ملایم، نادیده گرفته می‌شود)

F_h: نیروی ناشی از موانع در مسیر جریان

$$F_{ext} = W\sin\theta - F_f - F_h$$

$$F_{ext} = \left[(\rho Q \beta_2 V_2 + \gamma \bar{d}_2 \cos\theta A_2) - (\rho Q \beta_1 V_1 + \gamma \bar{d}_1 \cos\theta A_1)\right]$$

$$F_{ext}/\gamma = \left(\frac{\beta_2 Q^2}{g A_2} + \bar{d}_2 \cos\theta A_2\right) - \left(\frac{\beta_1 Q^2}{g A_1} + \bar{d}_1 \cos\theta A_1\right)$$

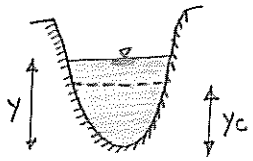
نیروی مخصوص $F \overset{def}{=} \frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A$ ⟶ $\frac{F_{ext}}{\gamma} = F_2 - F_1$

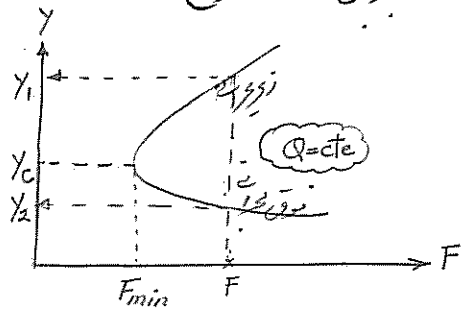
تناسب با مقدار برآیند نیروهای خارجی اعمال شده، مقدار نیروی مخصوص بردار حجم کنترل اتفاقی تغییری کند.

۲- منحنی نیروی مخصوص در کانال بحرانی و اعماق مزدوج:

$F_{(y)} = \frac{Q^2}{gA_{(y)}} + \bar{y}_{(y)} A_{(y)}$

جواب: $y = 0$





"منحنی نیروی مخصوص در کانال بحرانی در یک مقطع دلخواه"

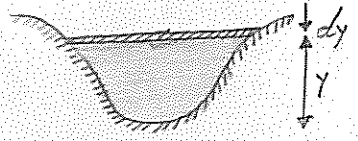
نتایج:

۱- به ازای هر نیروی مخصوص ثابت $\bar{F}$، در عمق از جریان (اعماق مزدوج) وجود دارد که y_1 زیربحرانی، y_2 فوق بحرانی می‌باشد

۲- حداقل نیروی مخصوص F_{min} در عمق بحرانی اتفاق می‌افتد

$\frac{dF}{dy} = \frac{-Q^2}{g}\frac{dA}{dy}A^{-2} + \frac{d(\bar{y}A)}{dy}$

$= \frac{-Q^2}{g} T/A^2 + A = 0$ ⟶ $\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$ F_{max}



$\bar{y} = \frac{1}{A}\int_A y\,dA$ ⟺ $\bar{y}A = \int_A y\,dA$

$d(\bar{y}A)/dy = \frac{d}{dy}\left(\int_A y\,dA\right)$

$= \int_A \left[1 \cdot dA + \frac{d(T dy)}{dy}^{0}\right]$

$= A$

$dA = T dy$

$(F = cte)$ ⟶ $Q = \sqrt{(F - \bar{y}A)gA} = g^{1/2} A^{1/2} (F - \bar{y}A)^{1/2}$

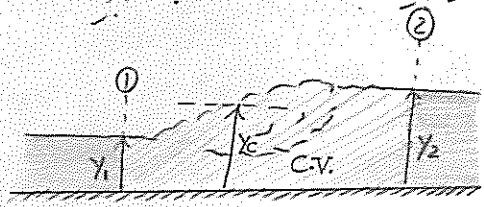
$dQ/dy = g^{1/2}\left[\frac{1}{2}\frac{dA}{dy}A^{-1/2}(F - \bar{y}A)^{1/2} + A^{1/2}\frac{1}{2}\frac{d(-\bar{y}A)}{dy} \times (F - \bar{y}A)^{-1/2}\right] = g^{1/2}\left[\frac{T}{2\sqrt{A}}\frac{Q}{\sqrt{gA}} - \sqrt{A}\frac{\sqrt{gA}}{2Q}A\right]$

$dQ/dy = 0$ ⟶ $\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$ Q_{max}

۳- به ازای نیروی مخصوص ثابت، دبی ماکزیمم در عمق بحرانی اتفاق می‌افتد

۱۳- تحلیل پرش هیدرولیکی در کانال با شیب کم:

پرش هیدرولیکی hydraulic jump نوعی جریان متغیر سریع R.V.F بوده که در آن جریان از حوزه عبور سریع به زیرعبور تبدیل شده و در یک طول کوتاهی اتلاف سریع جریان همراه با آشفتگی و افت موضعی زیاد می باشد. پرش هیدرولیکی برای کاهش انرژی آب در جریان از روی سدها و سرریزها، آرامش سطح آب در کانال ها به منظور پخش آب، مخلوط نمودن مواد شیمیایی در تصفیه خانه ها و غیره کاربرد دارد.



با انتخاب حجم کنترل مشخص بین مقاطع اولیه و ثانویه پرش هیدرولیکی و صرفنظر از اصطکاک ($F_f=0$) داریم:

$$F_{ext} = W\sin\theta - F_f - F_h = W\sin\theta = 0 \quad \Rightarrow \quad F_1 = F_2$$

در کانال با شیب ملایم : $F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A$ یا $\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{y}_2 A_2$

لذا اعماق y_1 و y_2 اعماق مزدوج متعلق به یک نیروی مخصوص ثابت بوده که y_1 عمق اولیه و y_2 عمق ثانویه پرش می باشد و برای تعیین آنها نیاز به حل رابطه نیروی مخصوص پرش معادی می باشد.

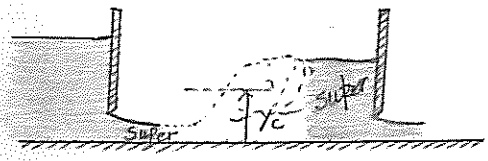
اتلاف انرژی در پرش $\Delta E_j = E_1 - E_2 = \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right)$

توان از دست رفته پرش $P_j = \gamma Q \Delta E_j$ ، راندمان پرش $\eta = \frac{E_2}{E_1} \times 100$

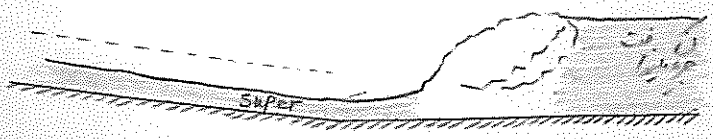
ارتفاع پرش هیدرولیکی $= y_2 - y_1$

موارد وقوع پرش هیدرولیکی:

۱- در فاصله بین دو دریچه (جریان متغیر تدریجی به جریان متغیر تدریجی)



۲- در پای شیب تند (جریان متغیر تدریجی - ملایم)



۴- جریان پس از یک شیب تند طولانی یا ناحیه ی با شیب بحرانی (جریان کنترل شده توسط شیب)

حالت خاص: کانال مستطیلی

$$\begin{cases} \underline{C.E}: \quad q = V_1 y_1 = V_2 y_2 \\ \underline{M.E}: \quad F_1 = F_2 \end{cases} \Rightarrow \frac{Q^2}{gA_1} + \bar{y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{y}_2 A_2 \xrightarrow{\div b^2} \frac{q^2}{g y_1} + \frac{1}{2} y_1^2 = \frac{q^2}{g y_2} + \frac{1}{2} y_2^2$$

$$\Rightarrow \frac{q^2}{g}\left(\frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2}\right) = \frac{1}{2}(y_1 - y_2)(y_2 + y_1)$$

$$\longrightarrow \frac{V_1^2 y_1^2}{g y_1 y_2} = \frac{1}{2}(y_1 + y_2) \Rightarrow \frac{V_1^2}{g y_1} = F_{r1}^2 = \frac{1}{2}\left(\frac{y_2}{y_1}\right)\left(\frac{y_2}{y_1} + 1\right)$$

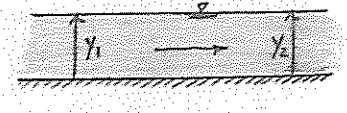
$$y_2 = \frac{y_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1\right)$$ تنها راه بدست آوردن مستقیم رابطه بین y_2 و y_1

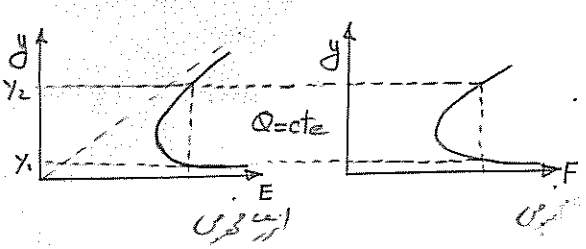
اتلاف انرژی در پرش $\Delta E_j = \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right) \overset{\text{معادله برگولی}}{=} \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_1 y_2}$

توجه: در کانال‌های غیر مستطیلی برای تعیین مقدار تقریبی عمق مزدوج یا متناسب می‌توان از مقادیر کانال مستطیلی کمک گرفت

۴-۴- مقایسه بین منحنی‌های انرژی مخصوص و نیروی مخصوص:

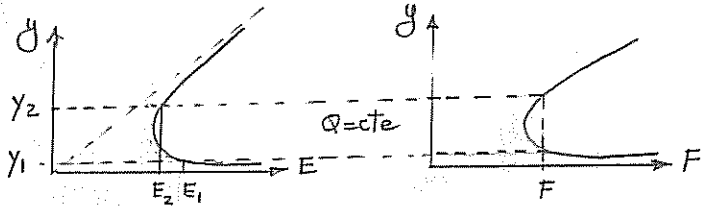
I) جریان یکنواخت در یک کانال باز: عمق جریان در مقاطع ۱ و ۲ از جریان یک‌نواخت بوده بنابراین مقادیر انرژی و نیروی مخصوص مساوی می‌باشند ($E_1 = E_2$, $F_1 = F_2$) و افت انرژی و نیروهای خارجی وجود ندارند.





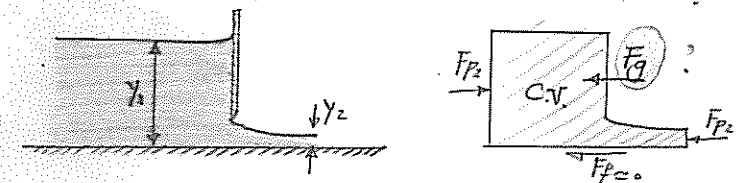
II) پرش هیدرولیکی: با توجه به ماهیت جریان، اعماق اولیه و ثانویه پرش، اعماق مزدوج ($F_1 = F_2$) و لذا انرژی مخصوص در مقطع ثانویه کاهش می‌یابد

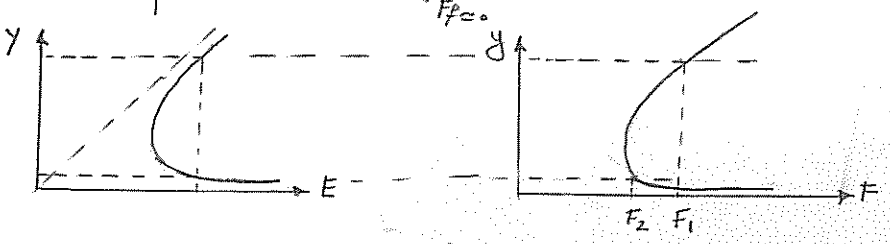
$$E_2 = E_1 - \Delta E_j$$



III) جریان عبوری از زیر دریچه کشویی: اعماق جریان در بالادست دریچه و مقطع فشردگی بدلیل یکنواخت بودن افت انرژی، اعماق مساوی بوده ($E_1 = E_2$) و بدلیل نیروی اعمالی از طرف دریچه بر حجم آب عبوری، نیروی مخصوص کاهش می‌یابد

$$(F_g/\gamma = F_1 - F_2)$$





مثال ۴-۹: در مسیر یک کانال مستطیلی به عرض 5m و دبی $20\ m^3/s$، یک دریچه کشویی با ارتفاع بازشدگی 0.67m وجود دارد درصورتیکه عمق جریان در مقطع فشردگی برابر 0.4m و جریان در بالادست دریچه یکنواخت باشد ($y_2 = 2.5m$) مطلوبست

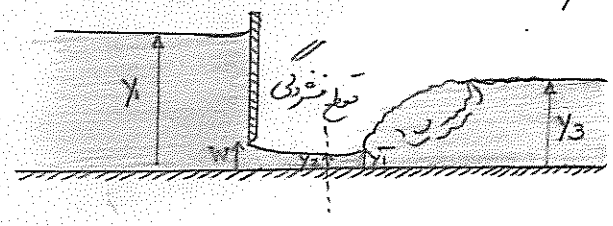
الف) اثبات وقوع پرش هیدرولیکی پس از دریچه

ب) محاسبه افت انرژی و توان مصرفی در پرش

ج) عمق جریان در بالادست دریچه درصورتیکه افت برفراز جریان عبوری از دریچه تا مقطع فشردگی $0.05\frac{V_2^2}{2g}$ باشد.

د) نیروی هیدرودینامیکی وارد بر دریچه

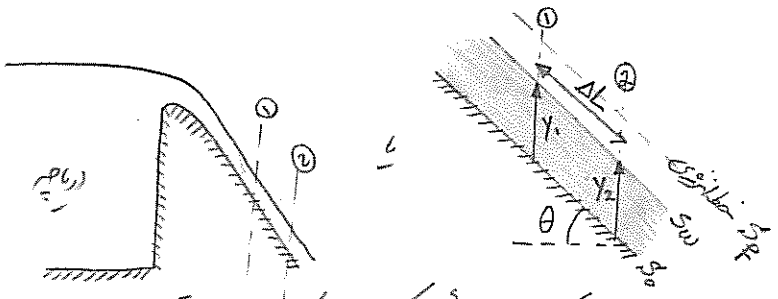
ه) دوری وضعیت عرشه از حالتی که عمق آب در پایین دست $y_n = 3m$ باشد



فصل چهارم : جریان یکنواخت در کانالهای باز

۱- شکل گیری جریان یکنواخت (نرمال) :

جریان دائمی آب در مجرا وارد به کانال ، دارای شتاب جاذبه‌ای تندشونده بوده و سطح آب دارای انحنا تقعری می‌باشد و جریان پس از طی مسافتی تقریباً به سمت سرعت حد میل کرده و در این تعادل دینامیکی ، نیروی آب و نیروی ثقل خواهد بود.



« جریان یکنواخت دائمی از یک دریاچه به کانال مشابه آورند »

- خصوصیات جریان یکنواخت :

I) پارامترهای جریان ثابت ، یعنی سرعت و استاد طولی جریان ثابت است $\left(\frac{dv}{dx}=0\right)$

II) تشکیل جریان یکنواخت مستلزم طولانی بودن و عدم وجود مانع در مسیر جریان است عملاً در کانالهای آبی یا شیب منفی جریان نرمال اتفاق نمی‌افتد

III) $S_0 = S_w = S_f \quad \rightarrow \quad \frac{\Delta z}{\Delta L} = \frac{\Delta W}{\Delta L} = \frac{h_f}{L} = S = \sin\theta$

Δz : تغییرات ارتفاع کف کانال

ΔW : " " سطح آب

h_f : " " انرژی

۲- سرعت متوسط در جریان یکنواخت :

I) روش نیروی

$$\left.\begin{array}{l} \text{M.E} : F_{P1} - F_{P2} - F_f - F_x + W\sin\theta = \rho Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) \\ \text{جریان یکنواخت} \quad \gamma_1 Y = d_e \end{array}\right\} \longrightarrow W\sin\theta = F_f$$

لذا در جریان یکنواخت ، بین دو نیروی اصطکاک (F_f) و نیروی ثقل ($W\sin\theta$) تعادل دینامیکی برقرار می‌شود

$F_f = \tau_0 pL$ ، τ_0 تنش برشی متوسط در کف

$\xrightarrow{\text{جایگذاری}}$ $\tau_0 = \gamma \frac{A}{P} \sin\theta = \gamma R \sin\theta = \gamma R S$

تنش برشی متوسط جداره کانال با مجذور سرعت متوسط (V) متناسب است $\tau_0 = k\rho V^2$

$\longrightarrow$ $V = \sqrt{\frac{g}{k}}\sqrt{RS} = C\sqrt{RS}$ (C: ضریب شزی $(C = L^{1/2}T^{-1})$)

ضریب شزی بیانگر مقاومت هیدرولیکی مسیر جریان بوده، به دو پارامتر بدون بعد زبری نسبی (ε/D) و عدد رینولدز (Re) بستگی دارد.

استخراج ضریب شزی از روابط تجربی:

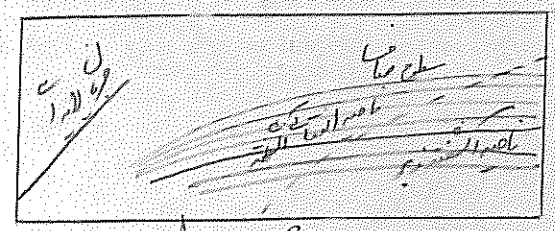
R: شعاع هیدرولیکی

$h_f = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g}$ یا $S_f = \frac{h_f}{l} = \frac{f}{4R}\frac{V^2}{2g}$

$\Rightarrow V = \sqrt{\frac{8g}{f}}\sqrt{RS_f}$ $\xrightarrow[\text{رابطه شزی}]{\text{از مقایسه با}}$ $C = \sqrt{\frac{8g}{f}}$

ε پیشنهاد برخی از مصالح کانال در جداول ارائه شده است

$C = \sqrt{\frac{8g}{f}}$



Note: Re

برای جریان ماندا در مجاری زبر از روابط تجربی زیر استفاده می‌شود:

1) رابطه بزن: $C = \frac{78}{1 + \gamma/\sqrt{R}}$

2) رابطه کوتر: $C = \frac{(23 + 0.00155/S) + 1/n}{1 + (23 + 0.00155/S)n/\sqrt{R}}$

γ: ضریب زبری کانال (جداول)

n: ضریب زبری کانال

رابطه مانینگ (Manning): $C = \frac{1}{n}R^{1/6}$

$\xrightarrow{\text{از جایگذاری}}$ $Q = \frac{1}{n}AR^{2/3}S_0$

فرمول مانینگ یک رابطه تجربی در تعیین C بوده، تحت شرایط کلی تعیین می‌شود $(n = TL^{-1/3})$

در برخی $Q = \frac{1.486}{n}AR^{2/3}S_0$

تخمین ضریب زبری مانینگ (n) :

ضریب زبری مانینگ کلیه عوامل موثر در مقاومت بستر کانال در مقابل جریان و شدت افت انرژی را نشان می‌دهد. به ترتیب از

۱- زبری بستر کانال (جنس کانال و ...) ۲- نامنظمی سطح مقطع ۳- پوشش گیاهی (نوع و میزان تراکم)

۴- شکل مسیر (مستقیم یا با پیچ‌های بودن مسیر) ۵- وجود موانع در مسیر جریان ۶- عمق و دبی جریان ۷- گذشت زمان و تغییر فصول

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)\, m_5$$

n_0 : ضریب زبری پایه کانالی با جنس (مکانیزمات رهایی و تشکیل)

n_1 : ضریب نامنظمی سطح مقطع — n_3 : ضریب حاصل از وجود موانع در مسیر کانال

n_2 : " تغییرات " " — n_4 : " پوشش گیاهی و میزان پایه‌ای بودن مسیر

برای تخمین ضریب n می‌توان از تصاویر و اسلایدهای کانال‌های مختلف، جداول کتابی یا روابط تجربی استفاده کرد.

d_{50} : قطر متوسط دانه‌ها [m] در کانال‌های طبیعی

d_{90} : قطر دانه‌ای که ۹۰٪ وزنی دیواره کانال ریزتر بوده در رودخانه‌های کوهستانی

رابطه Strickler $\quad n = \dfrac{d_{50}^{1/6}}{21.1}$

رابطه Meyer $\quad n = \dfrac{d_{90}^{1/6}}{26}$

۲- محاسبات جریان ماندگار یکنواخت :

جریان ماندگار یکنواخت در کانال‌های یک‌شکل ایده‌آل بوده و عملاً طراحی کانال‌ها بر این اساس روابط جریان یکنواخت صورت می‌گیرد.

رابطه مانینگ $\quad Q = \dfrac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2}$ $\longrightarrow$ ضریب انتقال $= \dfrac{1}{n} A R^{2/3}$

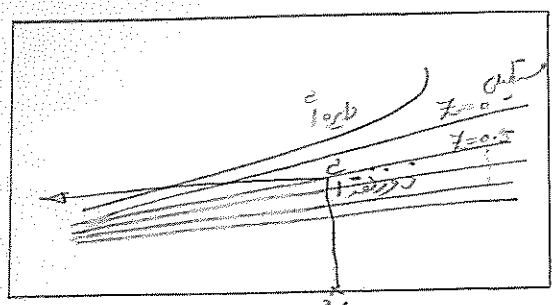
$\hookrightarrow$ گام‌دبی جریان یکنواخت $= A R^{2/3}$

رابطه شزی $\quad Q = C\sqrt{RS}\,A$ $\longrightarrow$ ضریب انتقال $= C R^{1/2} A$

گام‌دبی جریان یکنواخت برابر عمق نرمال و شیب سطح آزاد برابر شیب کف می‌باشد.

اگر مجهول جریان مشخصات n یا S و Y باشد می‌توان یکی از رابطه‌های زیر را به طور صریح حل کرد و در صورتیکه مجهول جریان، عمق Y یا مشخصات هندسی مقطع جریان باشد برروش آزمون و خطا، روش‌های عددی یا نمودار و جداول کمک می‌کند می‌گردد

$$\frac{nQ}{\sqrt{S}\, d_0^{8/3}} = \frac{AR^{2/3}}{d_0^{8/3}}$$



$\frac{Y}{b \text{ یا } d_0}$

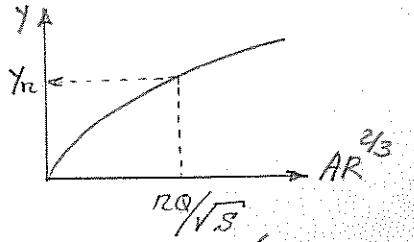
$\frac{AR^{2/3}}{(b \text{ یا } d_0)^{8/3}}$

نمودار عمق نرمال (منحنی‌های بی‌بعد)

d_0 : عمق کانال مستطیلی یا ذوزنقه‌ای

b : عرض کف کانال مستطیلی یا ذوزنقه‌ای

برای مقاطع هندسی نامنظم، منحنی تغییرات مقدار بی‌بعد سطح مرطوب عمق ترسیم شده، مقدار $AR^{2/3}$ معادل $\frac{nQ}{\sqrt{S}}$ و از آن، عمق نرمال یا شیب و زبری کانال خاص مناسب می‌شود و یکبار منحنی $AR^{2/3}-Y$، عمق جریان تعیین می‌گردد



مثال: در یک کانال ذوزنقه‌ای به عرض کف $b=6m$، شیب دیواره‌ها 1:2 و ضریب زبری مانینگ $n=0.025$ مطلوبست

الف) تعیین شیب نرمال (S_n) در صورتیکه عمق جریان $Y_n=1.5m$ و دبی $Q=10cms$ باشد

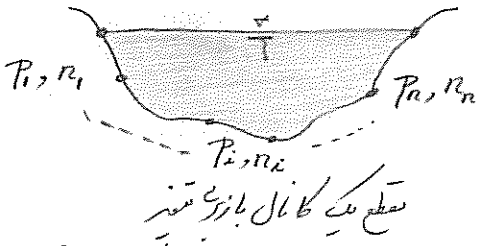
ب) " " شیب بحرانی (S_c) و عمق نرمال در صورتیکه دبی $Q=10cms$ باشد

ج) " شیب بحرانی نرمال (S_{cn}) و مقدار دبی (Q) در صورتیکه عمق نرمال $1.5m$ باشد.

۴- زبری معادل (Equivalent Roughness)

در صورتیکه جنس بدنه کانال در قسمت‌های مختلف مقاومت‌های متفاوت داشته باشد (مثلاً از بخش‌هایی، کانال خاکی با پوشش کف جداب، مقاطع مرکب کانال‌های طبیعی و رودخانه‌ها) برای تخمین ضریب زبری معادل در فرمول‌های مانینگ می‌توان از روش‌های زیر استفاده کرد.

زبری معادل به شکل هندسی مقطع و چگونگی توزیع زبری در مقطع بستگی دارد و تخمین دقیق یک مقدار زبری معادل در رابطه مانینگ، به روش دقیق تحلیل جریان نیست.



مقطع یک کانال با زبری متغیر

I) رابطه هورتن - اینشتین:

در هر قطعه از مقطع جریان (مساحت A_i، پیرامون تر شده P_i، ضریب زبری n_i) سرعت متوسط جریان برابر با سرعت متوسط کل جریان می‌باشد و شیب جریان در تمام قطعات برابر S_0 است.

$$A = \sum A_i \quad , \quad V = V_i$$

$$S_0^{1/2} = \frac{V_i n_i}{R_i^{2/3}} = \frac{V n_e}{R^{2/3}} \longrightarrow \left(\frac{A_i}{A}\right)^{2/3} = \left(\frac{n_i}{n_e}\right)\left(\frac{P_i}{P_e}\right)^{2/3} \quad \text{یا} \quad A_i = A\,\frac{n_i^{3/2} P_i}{n_e^{3/2} P}$$

$$\longrightarrow \boxed{n_e = \frac{\left(\sum n_i^{3/2} P_i\right)^{2/3}}{P^{2/3}}}$$

II) رابطه پاولوفسکی:

$$n_e = \frac{\left(\sum n_i^2 P_i\right)^{1/2}}{P^{1/2}}$$

مجموع نیروی برشی در هر قطعه از جریان با نیروی برشی کل کانال بر اساس سرعت متوسط برابر است $(\bar{V}^2 A = \sum V_i^2 A_i)$

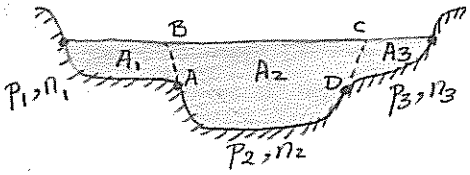
III) رابطه لوتر:

$$Q = \sum Q_i \longrightarrow n_e = \frac{P R^{5/3}}{\sum (P_i R_i^{5/3}/n_i)} \quad , \quad R_i = \frac{A_i}{P_i}$$

روابط هورتن و پاولوفسکی دو معیار سادگی، عملاً نسبتاً ترکیبی را می‌دهد و رابطه لوتر نیاز به تفکیک ساختار جزء و مساحت مقطع و شعاع هیدرولیکی هر قطعه می‌باشد.

روش معادل تقاطع مرکب :

برای تخمین دبی جریان در تقاطع مرکب (متقطع رودخانه و دشت‌های سیلابی اطراف آن) می‌توان از مفهوم روش معادل استفاده کرد و مقطع جریان را به اجزا کوچکتر تقسیم کرد ، دبی کل را برابر با مجموع دبی تقاطع در نظر گرفت



$$Q = \sum Q_i \quad \text{یا} \quad Q = \sum k_i \sqrt{S} \quad , \quad k_i = A_i R_i^{2/3} / n_i$$

k_i : ضریب انتقال قطعه i ام (طول AB ، CD در مقایسه با P_2 منظور گردد)

با توجه به اینکه سهم آب در دشت‌های سیلابی به عمق آب در کانال اصلی ، بستگی دارد می‌توان تقاطع مرکب را به تقاطع بازه‌ای یکنواخت یا غیر یکنواخت مانند تقاطع واحد بازه‌ای معادل آن تحلیل نمود و ضرایب تصحیح انرژی و مومنتم بر اساس سرعت متوسط در هر یک از مقاطع (رابطه بازینگ) محاسبه کرد .

۵- بهترین مقطع هیدرولیکی : (the best hydraulic section)

در شکل هندسی یک مقطع پارامترهای متداول (Z ، P ، A ، Q ، S ، n) موثر می‌باشد و برای اقتصادی کردن مسیر جریان ، یکی از راه‌ها ، تهیه مقطع هیدرولیکی است . بنابراین n ، S ، A ثابت ، دبی حداکثر خواهد شد اگر پیرامون ترشده می‌نیم شود

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2} = \frac{1}{n} A^{5/3} P^{-2/3} S_0^{1/2} = \left(\frac{A^{5/3} S_0^{1/2}}{n}\right) P^{-2/3} \quad \text{یا} \quad dP = 0$$

$$\text{یا} \quad A = \left(\frac{Q^{3/5} n^{3/5}}{S_0^{3/10}}\right) P^{2/5}$$

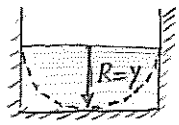
به تعبیر دیگر ، بهترین مقطع هیدرولیکی ، مقطعی است که به ازای Q ، n ، S مشخص ، مساحت (کمترین) پیرامون ترشده (دیواره) حداقل می‌گردد .

در بین کلیه مقاطع کانال باز ، نیم دایره بهترین مقطع بوده و می‌توان برای مقاطع دیگر نیز هندسه بهترین مقطع هیدرولیکی را بدست آورد .

I) مقطع مستطیلی

$P_{(y)} = b + 2y = \frac{A}{y} + 2y \quad , \quad \frac{dP}{dy} = \frac{-A}{y^2} + 2 = 0$

$\Rightarrow \quad A = 2y^2 \xrightarrow{by = A} b = 2y$



در بهترین مقطع هیدرولیکی مستطیلی، نیم دایره‌ای به شعاع $R = y$ داخل مقطع محاط می‌شود.

II) مقطع ذوزنقه‌ای: برای پایداری شعاع دایره کانال، شیب جانبی مقدار کمی است.

$P_{(y)} = b + 2\sqrt{1+z^2}\,y = (A/y - zy) + 2\sqrt{1+z^2}\,y$

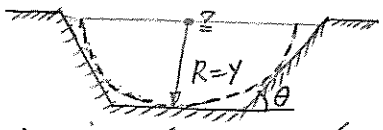
$\frac{dP}{dy} = \frac{-A}{y^2} - z + 2\sqrt{1+z^2} = 0 \quad \Rightarrow \quad b = 2y(\sqrt{1+z^2} - z)$

دوستگی علاوه بر عمق جریان y، شیب جانبی z نیز تغییر پیدا کند لذا

$dP = \frac{\partial P}{\partial y}dy + \frac{\partial P}{\partial z}dz = 0$

$\Rightarrow \quad \partial P/\partial z = -y + 2y\,(1/2)(2z)(1+z^2)^{-1/2} = 0 \quad \Rightarrow \quad z = \sqrt{3}/3$

از جایگذاری در رابطه قبل $\Rightarrow \frac{b}{y} = 2\sqrt{3}/3$



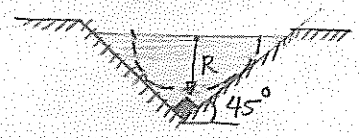
بنابراین شکل مقطع نصف یک شش ضلعی منظم، با شیب کناره 60° نسبت به افق خواهد بود

III) مقطع مثلثی: در مقطع مثلثی، شیب کناره z تغییر می‌یابد

$A = zy^2 \quad , \quad P = 2\sqrt{1+z^2}\,y$

$P^2 = 4(1+z^2)y^2 = 4(1+z^2)A/z$

$dP^2/dz^2 = (1 - \frac{1}{z^2}) = 0 \quad \Rightarrow \quad z = 1$



در مقاطع مستطیلی، ذوزنقه‌ای و دایره‌ای برای بهترین مقطع هیدرولیکی، شعاع هیدرولیکی ($R = y/2$) می‌باشد.

چگونگی تغییرات شکل جریان در طراحی کانالهای باز و با سطح بسته مدور (مقاطع مثلثی بسته و طبیعی) اهمیت خاصی دارد.

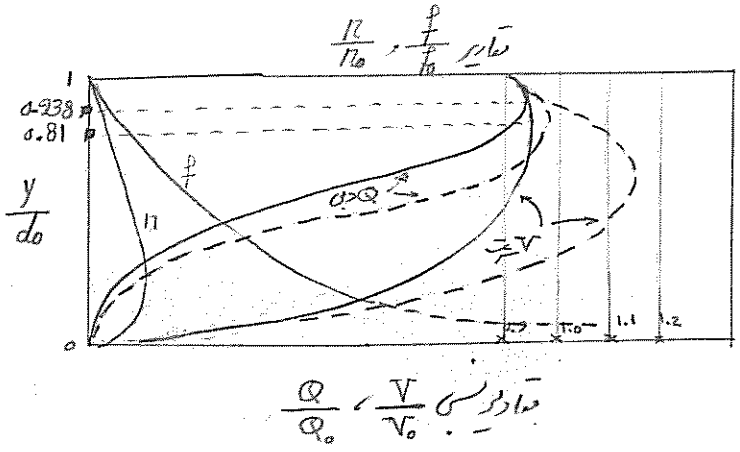
d_0: قطر کانال طبیعی — Q_0: دبی کانال در حالت پر

S_0: شیب بستر کانال — V_0: سرعت متوسط جریان

n: ضریب مانینگ

$$Q_0 = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2}$$

$$V_0 = \frac{Q}{A}$$



توجه: منحنی خط چین برای مقادیر تغییر f و n بدست آمده است.

نتایج منحنی:

۱- برای کانال با شیب و زبری ثابت (در تمام مقطع) حداکثر سرعت در عمق $0.81d_0$ و حداکثر دبی در عمق $0.938d_0$ (نزدیکی) اتفاق می‌افتد

۲-

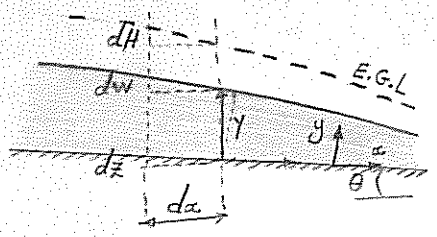
فصل پنجم: جریان تغییر تدریجی (دائمی) در کانال‌های باز

مقدمه:

جریان ملزوماً در مواجهه با موانعی (نظیر تغییر در شیب، دریچه، سرریز و ...) یا تغییرات مسیر (جریان تغییر سریع) از خود نشان می‌دهد و معمولاً در مدخل این دو جریان، جریان تغییر تدریجی GVF اتفاق می‌افتد. در این فصل به تشریح چگونگی پیدایش، شکل و محاسبات منحنی سطح آب در جریان تغییر تدریجی پرداخته می‌شود.

۱- شکل‌گیری جریان تغییر تدریجی:

در جریان تغییر تدریجی، اغلب خطوط جریان ($a_n \simeq 0$) کم‌انحنا بوده، تغییرات عمق در فاصله طولانی از مسیر جریان (برخلاف جریان تغییر سریع) اتفاق می‌افتد. این جریان می‌تواند با طی مسافتی در یک کانال منشوری طولانی به جریان یکنواخت تبدیل گردد.



S_0: شیب کف کانال $\quad S_0 = -dz/dx$

S_w: " سطح آب $\quad S_w = -dw/dx$

S_f: " خط انرژی $\quad S_f = -dH/dx$

ویژگی‌ها: ۱- به ازای یک دبی ثابت در کانال، عمق و سرعت در امتداد طول کانال تغییر می‌کند (جریان دائمی)

G: برآیند جریان

$$Q = cte \quad , \quad \frac{d(Y,\gamma)}{dx} \neq 0 \quad , \quad \frac{dG}{dt} = 0$$

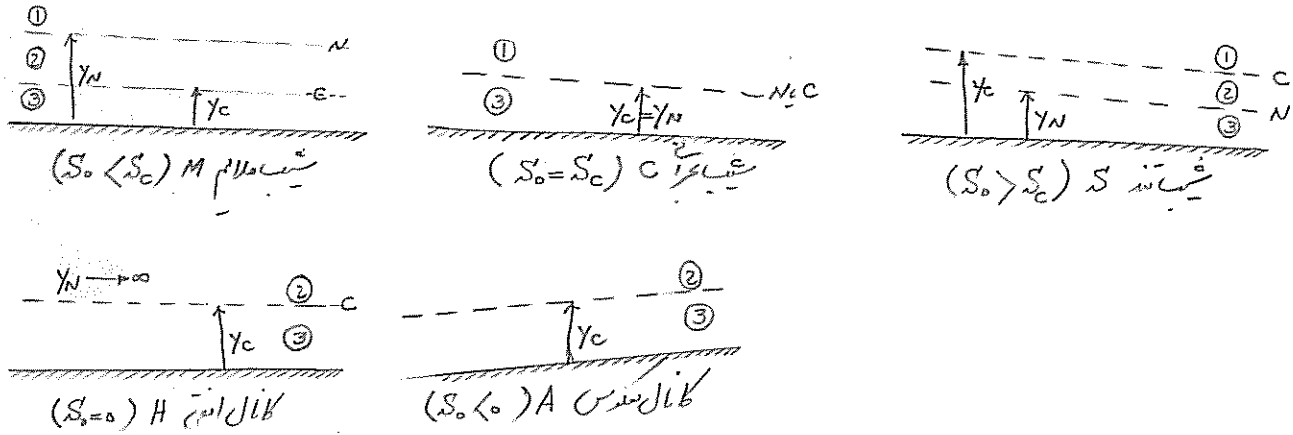
۲- شیب کف کانال، سطح آب و خط انرژی با یکدیگر متفاوت است

$$S_0 \neq S_w \neq S_f$$

در جریان تغییر تدریجی چنانچه عمق در امتداد طول جریان افزایش یابد ($S_w = dy/dx > 0$) منحنی سطح آب صعودی (فراآب) و در صورتیکه عمق جریان کاهش یابد ($S_w = dy/dx < 0$) منحنی سطح آب نزولی (فروآب) خواهد بود.

۲- تقسیم‌بندی جریان تغییر تدریجی :

نیمرخ‌های سطح آب از یک علامت اختصاری متناسب نوع شیب کانال (M ، S ، C ، H ، A) و علامتی متناسب عمق جریان (اعداد 1 ، 2 ، 3) مشخص می‌گردد . انواع شیب‌های ممکن در یک کانال منشوری

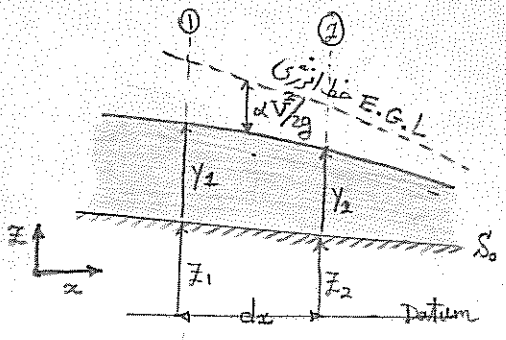


از نظر عملی و طراحی ، کانال‌های معکوس واقعی نمی‌توانند دارای طول زیاد باشند ، از امکان شکل‌گیری جریان یکنواخت وجود ندارند ، بسته به تغییرات عمق ، نیمرخ‌های نوع H_2 ، H_3 و A_2 ، A_3 آنالیز می‌شوند .

برای تعیین نوع شیب کانال می‌توان عمق نرمال را با عمق بحرانی یا شیب طبیعی کانال را با شیب بحرانی مقایسه کرد لازم به یادآوری است که به ازاء دبی ثابت ، عمق بحرانی مستقل از نوع شیب ، مقدار ثابتی است .

- معادله دیفرانسیل جریان‌های تغییر تدریجی :

فرضیات : ۱- توزیع هیدرواستاتیکی فشار ۲- شیب کم کانال ($\theta < 5^\circ$)



$$H = d\cos\theta + z + \frac{\alpha V^2}{2g} \simeq y + z + \frac{\alpha V^2}{2g} = y + z + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2}$$ انرژی در مقطع

$$dH/dx = \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3}\left(dA/dy\right)\left(dy/dx\right) \quad , \quad dA/dy = T \quad , \quad Fr = \frac{V\sqrt{\alpha}}{\sqrt{gD\cos\theta}}$$

$$= dy/dx + dz/dx - \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3}\left(dy/dx\right) \quad \text{یا} \quad Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3}$$

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

$$\frac{dy}{dx}=\frac{S_0-S_f}{1-Fr^2}$$ معادله دیفرانسیل دینامیکی جریان متغیر تدریجی

تغییرات عمق جریان نسبت به مکان بستگی به شیب کف، خط انرژی و دبی عبوری دارد.

- بررسی کیفی انحنای سطح آب در نیمرخ‌های مختلف:

هدف: تعیین نحوه تغییرات سطح جریان در نیمرخ‌ها (صعودی یا نزولی بودن، صعود یا نزول)

V_N: سرعت جریان یکنواخت ناشی از عمق نرمال y_N

ناحیه ①:

$$\begin{cases} y>y_c \xrightarrow{\text{تعریف}} Fr<1 \;\Rightarrow\; 1-Fr^2>0 \\ y>y_N \xrightarrow{\text{شیب ملایم}} V<V_N \xrightarrow{\text{جریان کامل}} S_f<S_0 \;\Rightarrow\; S_0-S_f>0 \end{cases}$$

در جریان آشفته، شدت افت انرژی تابعی از توان دوم سرعت متوسط است ($h_f \propto V^2$) و در جریان یکنواخت $S_f=S_0=S_w$ است

$$\longrightarrow \frac{dy}{dx}=\frac{S_0-S_f}{(1-Fr^2)}>0$$

$\therefore$ همواره در ناحیه ①، عمق جریان افزایش (جریان صعودی) می‌یابد.

$$\lim_{y\to y_N} dy/dx = \lim_{S_f\to S_0}(S_0-S_f)/(1-Fr^2)=0$$

$$\lim_{y\to\infty} dy/dx = \lim_{S_f\to 0,\ Fr\to 0}(S_0-S_f)/(1-Fr^2)=S_0$$

$$Fr=\frac{V}{\sqrt{gy}}=\frac{Q}{gy^{3/2}b}$$

$\therefore$ پروفیل سطح آب در $y=y_N$، مماس بر خط عمق نرمال N و در $y\to\infty$ مماس بر خط افقی است.

ناحیه ②: منحنی M شیب

$y > y_c$ ← جریان فوق بحرانی ← $Fr < 1$ یا $1 - Fr^2 > 0$

$y < y_N$ ← رابطه مانینگ ← $V > V_N$ ← جریان کاهنده ← $S_f > S_0$ یا $S_0 - S_f < 0$

$\longrightarrow dy/dx < 0$

∴ (در صورتیکه شیب کانال از نوع S باشد) عمق جریان در ناحیه ② همواره کاهش می‌یابد (ترد)

$$\lim_{\substack{y \to y_c \\ Fr \to 1 \\ S_f \to S_c}} dy/dx = \lim (S_0 - S_f)/(1 - Fr^2) = \pm\infty$$

($S_0 \to 0$ همواره)

∴ پروفیل سطح آب بصورت قائم به عمق بحرانی نزدیک می‌شود و بعلت اغتشاش زیاد خطوط جریان، تئوری جریان متغیر تدریجی صادق نیست (خط چین)

ناحیه ③:

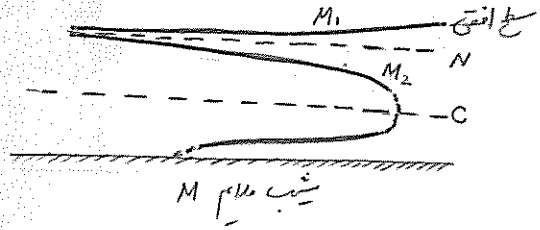
$y < y_c$ ← جریان فوق بحرانی ← $Fr > 1$ یا $1 - Fr^2 < 0$

$y < y_N$ ← رابطه مانینگ ← $V > V_N$ ← جریان کاهنده ← $S_f > S_0$ یا $S_0 - S_f < 0$

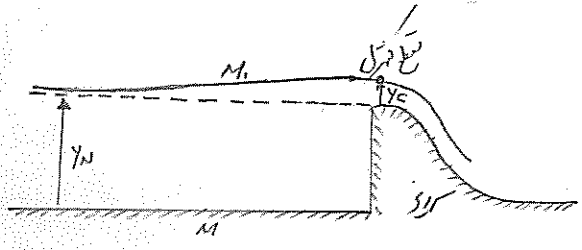
$\longrightarrow dy/dx > 0$

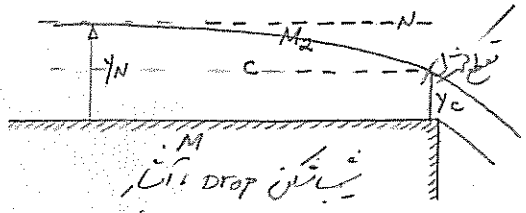
$$\lim_{y \to 0} dy/dx = \lim (S_0 - S_f)/(1 - Fr^2) = \frac{-\infty}{-\infty}$$

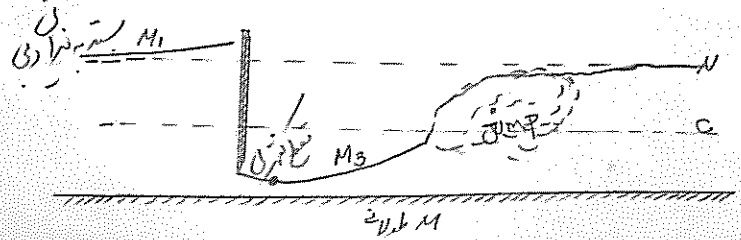
(مقدار کسر مثبت) نتیجه این حالت > 0



جریان عبوری از روی سرریز و شیب شکن، تحت تأثیر اغتشاش موضعی جریان، عملاً با عمق کمتر از عمق بحرانی عبور می‌کند. جریان فوق بحرانی در حین عبور از عمق بحرانی دچار اغتشاش شدید و انبساط شده و پرش هیدرولیکی اتفاق می‌افتد







۴- ترکیب نیمرخ‌های سطح آب در سیستم آبها :

در کانالهای شیب بیش از یک مقطع کنترل وجود دارد در ترکیب پروفیل‌های سطح آب باید موارد زیر را در نظر گرفت

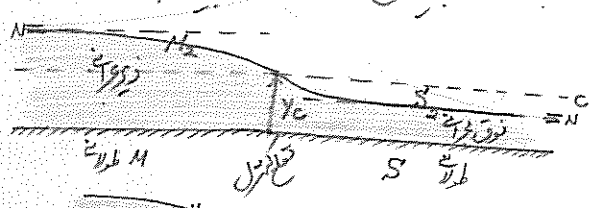
۱- در کانالهای طولانی (غیر اقتصادی بعکس) جریان یکنواخت بوده و عمق نرمال ترکیب می‌شود (شرط مرزی ابتدا و انتهای کانال)

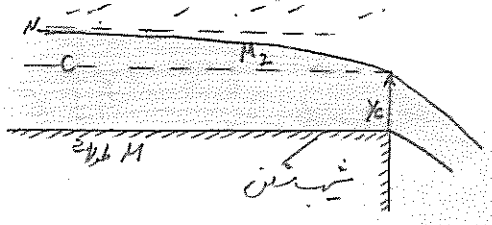
۲- نیمرخ‌های نوع 1 معمولاً در محل بندها و دریچه‌ها، نیمرخ‌های نوع 2 در محل تغییر شیب و نیمرخ‌های نوع 3 در زیر دریچه‌ها و یا در شیب‌های تند آنالق می‌افتد

۳- در انتخاب نوع پروفیل علاوه بر عمل بودن مسیر حرکت آب باید به کوه تغییرات عمق در نواحی (صعودی، نزولی) توجه داشت

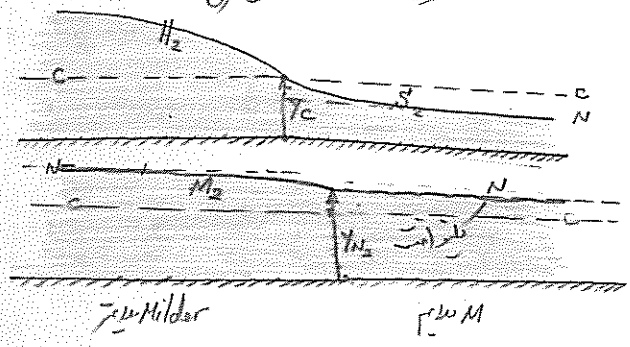
۴- در حوالی عمق بحرانی تغییر تدریجی برقرار نبوده، لذا اغلب شدید خطوط، جریان از نوع تغییر سریع است

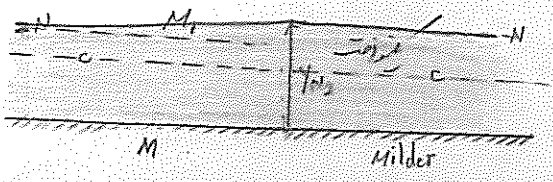
۵- مقطع کنترل در جریانهای تغییر تدریجی زیر بحرانی در بالادست جریان واقع است. (رودخانه‌ها در مجاری مصنوعی را کنترل می‌کنند)

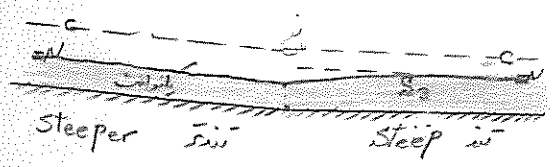


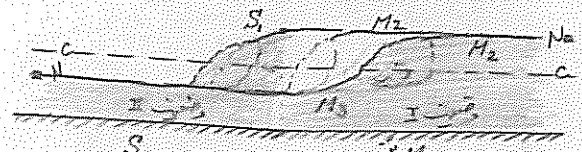


(شیب شدن، کانال با شیب زیاد فرض می‌شود)







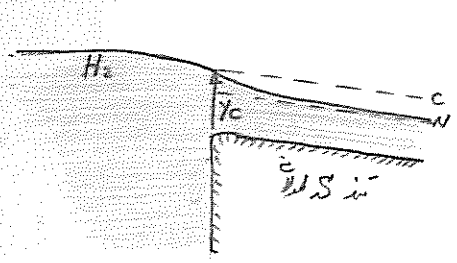


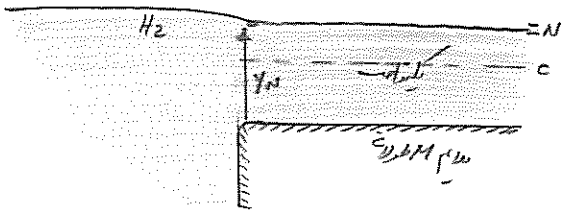
(جریان در شیب‌های تند دسته‌بندی)

برای تشخیص وضعیت جریان (در قسمت پیش هیدرولیکی) فرض می‌شود پیش هیدرولیکی در شیب‌های تند S آنالق بیافتد بنابراین ارتفاع اولیه پرش هیدرولیکی عمق نرمال در کانال بالادست (y_{N_1}) باشد. در صورتیکه عمق نرمال در کانال پایین دست y_{N_2} کمتر از y_2 ثانویه باشد وضعیت I آنالق می‌افتد

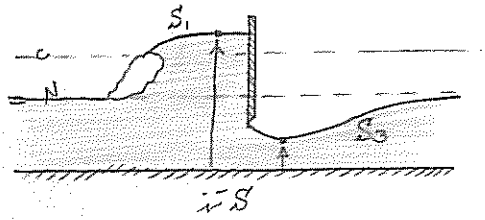
در غیر اینصورت وضعیت II وجود دارد. در صورت طول نیمرخ S_2 در M_3 قابل محاسبات. (۴۴)

ورود آب یک دریاچه به یک کانال طولانی





نوع کانال (M یا S) به پارامترهای نزدیک، شیب طولی و مشخصات هندسی مقطع کانال بستگی دارد



∴ تغییرات اندازه حرکت زاویه‌ای (M_1 و M_2) از پایین دست تأثیر پذیرفته و حرکت خود خورشید از بالادست کنترل می‌شود
(وجود دسته کهربا)

۴- محاسبات جریانهای متغیر تدریجی :

جریان متغیر تدریجی جریانی است که در آن عمق و سرعت در طول مسیر تغییر می‌کند ولی این تغییرات به آرامی صورت می‌گیرد. در این جریان‌ها فرض توزیع هیدرواستاتیک فشار در هر مقطع قابل قبول است. در محاسبات جریان متغیر تدریجی از معادله انرژی استفاده می‌شود و با استفاده از این محاسبات، تأثیر سازه‌های هیدرولیکی نظیر سرریزها، دریچه‌ها و ... در عمق و سرعت جریان مشخص می‌شود.

روشهای محاسباتی :

I) کانالهای منشوری

۱- روش گام به گام مستقیم، عددی (اویلر) ← ساده‌ترین روش محاسباتی، دقت قابل قبول جواب

۲- روش انتگرال‌گیری ترسیمی (هوف)

۳- روش‌های انتگرال‌گیری مستقیم (نیومن، لختف، لختف-چاد)

۴- روش‌های " " " تقاطع دایره‌ای

۵- " " " " کانالهای افقی یا شیب منفی

II) کانالهای طبیعی (رودخانه‌ها)

۱- روش گام به گام استاندارد (تقاطع ساده)

۲- " " " " (تقاطع مرکب)

۳- روش افزار

تمام روشهای محاسباتی جریان متغیر تدریجی براساس معادله انرژی تدوین می‌گردند.

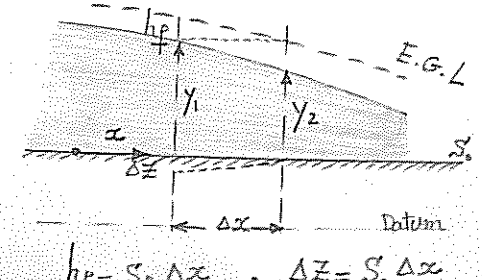
- روش گام به گام استاندارد :

با انتخاب دو عمق دلخواه از کانال منشوری (با مقطع منظم یا نامنظم) و ارضای معادله انرژی، پروفیل سطح آب محاسبه می‌گردد. این روش معمولاً برای پروفیل‌هایی که از عمق بحرانی y_c کنترل می‌شوند (نه y_n) بکار می‌رود.

$E.E_{1-2}$: $H_1 - h_f = H_2$

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_f$$

$$\Delta x = \frac{(y_2 + \alpha_2 V_2^2/2g) - (y_1 + \alpha_1 V_1^2/2g)}{S_0 - S_f} = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$



$h_f = S_f \Delta x$, $\Delta z = S_0 \Delta x$

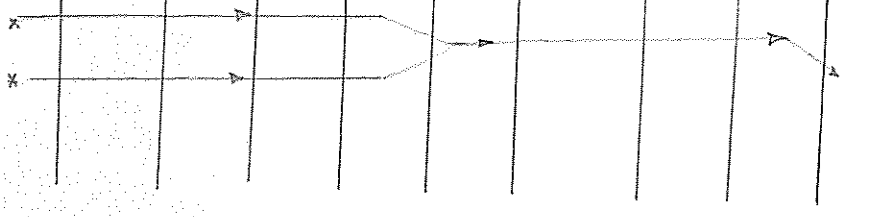
شیب خط انرژی جریان غیریکنواخت را می‌توان بکمک رابطه مانینگ (یا شزی) بدست آورد

$$Q=\frac{1}{n}AR^{2/3}S_f^{1/2} \longrightarrow S_f=\frac{n^2Q^2}{R^{4/3}A^2}$$

مقدار میانگین در شیب خط انرژی در امتداد ۱ و ۲ در رابطه انرژی در نظر گرفته می‌شود

$$\bar{S}_f=\frac{S_{f1}+S_{f2}}{2} \quad , \quad \Delta x=\frac{\Delta E}{S_0-\bar{S}_f} \quad , \quad E=y+\frac{\alpha Q^2}{2gA^2}$$

$y(m)$	$A(m^2)$	$R(m)$	$E(m)$	S_f	$\bar{S}_f$	$S_0-\bar{S}_f$	ΔE	Δx	x



دیگر روشهای محاسباتی:

۱- دقت روش تابع مقادیر Δy می‌باشد و با در نظر گرفتن مقادیر مناسب Δy (با توجه به تغییرات سطح آب) محاسبات را انجام داد.

۲- بالتبع محاسبات عرضی در حوالی عمق نرمال y_n (1 ± 0.01) متوقف گردد (چون سطح آب بسمت عمق نرمال نزدیک می‌گردد)

۳- برای محاسبه $\bar{S}_f$ که در فرمول S_2 ، M_3-M_2 و S_3 می‌توان از عمق میانگین $(y_{ave}=\frac{y_1+y_2}{2})$ استفاده کرد.

۴- در این روش بایستی تغییر سطح آب بطور کامل ترسیم گردد و نتایج با درونیابی و تقریب بدست می‌آیند

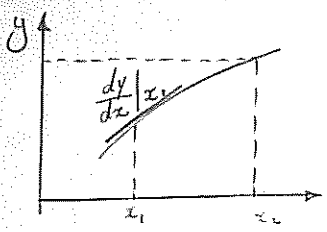
- روش عددی اویلر:

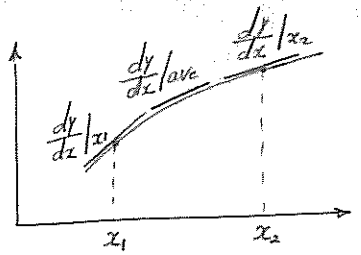
در این روش عمق جریان در فواصل کوتاه Δx و یا در فواصل خاصی از کانال محاسبه می‌شود. در روش اویلر، مقدار تقریبی y_2 برحسب شیب منحنی سطح آب در نقطه (x_1, y_1) محاسبه می‌شود

$$y_2=y_1+\left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=x_1}\cdot\Delta x \qquad \left(\frac{dy}{dx}=\frac{S_0-S_f}{1-Fr^2}\right)$$

سپس با فرض تغییرات خطی شیب در فاصله Δx، مقدار اصلاحی y_2 بدست می‌آید.

$$y_2=y_1+\left(\left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=x_1}+\left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=x_2}\right)\Delta x/2$$





در صورتیکه Δx مقدار کمی باشد برای تعیین مقدار دقیق (قابل قبول) y_2 می‌توان مرحله را اصلاح تا $\frac{dy}{dx}|_{x=x_2}$ حاصل گردد.

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{R^{4/3} A^2} \quad , \quad Fr^2 = \frac{V^2}{gy} \quad , \quad \frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - Fr^2}$$

x	$y_2 = y_1 + \left(\frac{dy}{dx}|_{x=x_1}^{y=y_1}\right)\Delta x$				$y_2 = y_1 + \left(\frac{dy}{dx}|_{x_1}^{y_1} + \frac{dy}{dx}|_{x_2}^{y_2}\right)\Delta x/2$				
	$S_f \times 10^5$	Fr^2	$\frac{dy}{dx} \times 10^3$	y	$S_f \times 10^5$	Fr^2	$\frac{dy}{dx} \times 10^3$	$\frac{dy}{dx}\|_{ave} \times 10^3$	y
									$\rightarrow x$
*	*	*	*	*	*	*	*	*	$\rightarrow$ *
*	*	*	*	*	*	*	*	*	$\rightarrow$ *

اگر مقطع کنترل این روش، عمق مرزی باشد با توجه به تغییر سریع پروفیل عرضی، باید محاسبات از مجاورت عمق مرزی شروع گردد.

روش انتگرال گیری ترسیمی:

۴- روش انتگرال گیری مستقیم :

در این روش ، معادله دیفرانسیل حرکت تغییر تدریجی یک نمای هیدرولیکی اول و دوم مقطع به فرمی تبدیل می‌گردد که قابل انتگرال گیری باشد

- نمای هیدرولیکی اول مقطع (M) :

$Z = A\sqrt{\frac{A}{T}} = A\sqrt{D}$

Z : فاکتور مقطع عرض بحرانی

$Z^2 = f(y) = c_1 y^M$ ، $3\ln A - \ln T = \ln c_1 + M \ln y$

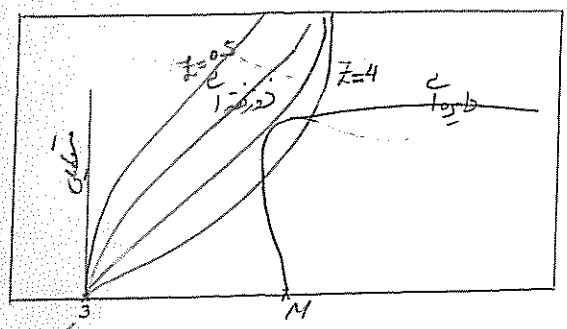
c_1 : ضریب ثابت

تعیین M ← $M = \frac{Y}{A}\left(3T - \frac{A}{T}\frac{dT}{dy}\right)$

کانال مستطیلی $M = 3$

" مثلثی $M = 5$

کانال ذوزنقه‌ای $3 < M < 5$



Y_1 ، Y_2

برای بعضی از مقاطع ، تغییرات نمای هیدرولیکی اول مقطع تدریجی و می‌توان آن را محدوده وسیعی از تغییرات (عمق) آنرا ثابت فرض کرد . در محاسبات نیمرخ سطح آب ، مقدار M بین دو عمق Y_1 و Y_2 به دو روش تعیین می‌گردد .

I) مقادیر نمای هیدرولیکی اول مقطع در اعماق Y_1 و Y_2 محاسبه (گرافیکی یا فرمول) و میانگین آنها بعنوان مقدار M در نظر گرفته شود یا مقدار M در عمق متوسط Y_{ave} محاسبه می‌شود .

II) نمای هیدرولیکی اول مقطع بگ مقادیر فاکتور مقطع در اعماق Y_1 و Y_2 محاسبه گردد

$Z^2 = c_1 y^M \longrightarrow 2\log Z = \log c_1 + M \log y$

یا $M = \frac{2\log(Z_2/Z_1)}{\log(Y_2/Y_1)}$

- نمای هیدرولیکی دوم مقطع (N) :

نمای دوم هیدرولیکی مقطع برحسب معادله تکامل حرکت بدون ثابت (یکنواخت یا غیریکنواخت) تعیین می‌گردد .

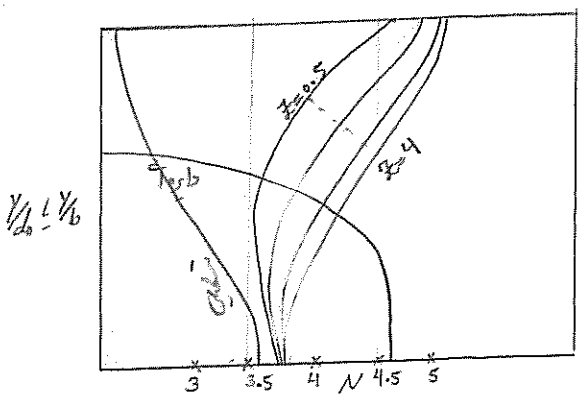
$$Q=\frac{1}{n}AR^{2/3}S^{1/2}=kS^{1/2} \quad \text{یا} \quad k^2=\frac{R^{4/3}}{n^2}A^2=C_2\gamma^N$$

k: ضریب انتقال جریان

C: ضریب شانت

شزی ← $N=\frac{2\gamma}{3A}\left(5T-2R\frac{dP}{dy}\right)$

در بعضی از مقاطع، تغییرات نسبتاً کم عمق هیدرولیکی مقطع تدریجی و گاهی سریع است



کانال مستطیلی عریض $N=3.33$

" مثلثی $N=5.33$

در محاسبات تغییر عمق سطح آب در محدوده بین دو عمق γ_1 و γ_2، مقدار N به دو روش زیر قابل محاسبه است.

I) عمق میانگین حاصل از اعماق γ_1 و γ_2 محاسبه، مقدار N مربوط به عمق متوسط (وزنی یا هندسی) بدست می‌آید و با مقادیر تابع هیدرولیکی مقطع در اعماق γ_1 و γ_2 محاسبه و میانگین آنها بعنوان مقدار N در نظر گرفته می‌شود

II) با تعیین مقادیر ضریب انتقال در اعماق γ_1 و γ_2، تابع هیدرولیکی N بکمک رابطه زیر بدست می‌آید

$$N=\frac{2\log(k_2/k_1)}{\log(\gamma_2/\gamma_1)}$$

در یک کانال با شیب ملایم، شکل دیگر معادله دیفرانسیل حرکت تغییر تدریجی بدین صورت بدست می‌آید

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

$$Q=kS^{1/2} \longrightarrow Q^2=k_0S_0^{1/2},\ Q^2=k^2S_f \quad \text{یا} \quad S_f/S_0=\frac{k_0^2}{k^2}$$

$$Fr^2=\frac{Q^2T}{gA^3},\ I=\frac{Q^2I_c}{gA_c^3} \longrightarrow Fr^2=Z_0^2/I^2$$

$$\frac{dy}{dx}=S_0\frac{1-(k_0/k)^2}{1-(Z_c/I)^2}$$

در محدوده تغییر عمق هیدرولیکی اول و دوم مقطع شانت و تغییرات آن با عمق ناچیز باشد.

$$k^2=C_2\gamma^N,\ Z^2=C_1\gamma^M \longrightarrow \boxed{dy/dx=S_0\frac{1-(\gamma_0/\gamma)^N}{1-(\gamma_c/\gamma)^M}}$$

۱- روش برش :

این روش برای کانال‌های مستطیلی عریض و برای مصالح مقاومت مشخص استخراج شده است، کاربرد خاص داشته، یک روش تقریبی سریع برای محاسبات جریان تغییر تدریجی است.

۲- روش مجتمف :

این روش برای حالتی که $M \neq N$ و تغییرات ضریب $\beta = F_r^2 \frac{S_0}{S_f}$ از حد کم باشد معادله دیفرانسیل جریان تغییر تدریجی را ساده و انتگرال گیری می‌کند.

۳- روش مجتمف - چاو :

چاو معادله جریان متغیر تدریجی را دقت و سهولت بهتری نسبت به روش مجتمف تغییر داد.

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1-(y_0/y)^N}{1-(y_c/y)^M} \xrightarrow[du=\frac{1}{y_0}dy]{u=y/y_0 \text{ تغییر متغیر}} dx = \frac{y_0}{S_0}\left[1 - \frac{1}{1-u^N} + \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \frac{u^{N-M}}{1-u^N}\right] du$$

$$\xrightarrow{\text{انتگرال گیری}} x = \frac{y_0}{S_0}\left[u - F(u,N) + \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \int_0^u \frac{u^{N-M}}{1-u^N} du\right] ,$$

$$\begin{cases} F(u,N) = \int_0^u \frac{du}{1-u^N} \\ \int_0^u \frac{u^{N-M}}{1-u^N} du = \frac{J}{N} \int_0^u \frac{dv}{1-vJ} = \frac{J}{N} F(v,J) \end{cases}$$

$F(u,N)$: تابع جریان تغییر در شیب مثبت

بنابراین فرم مجتمف - چاو معادله جریان تغییر تدریجی به صورت زیر می‌باشد :

$$x = A\left[u - F(u,N) + B F(v,J)\right] \quad , \quad u = \frac{y}{y_0}$$

$$J = \frac{N}{N-M+1} \quad , \quad v = u^{N/J} \quad , \quad A = \frac{y_0}{S_0} \quad , \quad B = \left(\frac{y_c}{y_0}\right)^M \frac{J}{N}$$

در صورتیکه مقادیر M و N در مسیر مورد نظر ثابت و تغییرات y نسبت به عمق تقریبی باشد می‌توان با انتخاب M و N مناسب در حدود حاصل دو عمق، فاصله طولی بین آنها تعیین و با فرض ثابت بودن M و N (دقت کمتر) طول پیش را محاسبه کرد.

- محاسبه پروفیل سطح آب در شیب منفی (با روش انتگرال گیری مستقیم):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-S_0 - S_f}{1-Fr^2} = -S_0 \frac{1+(S_f/S_0)}{1-Fr^2} \xrightarrow[\text{انتگرال گیری مستقیم}]{\text{شابه روش}} = -S_0 \frac{1+(k_0/k)^2}{1-(Z_c/Z)^2}$$

$$\frac{dy}{dx} = -S_0 \frac{1+(Y_0/y)^N}{1-(Y_c/y)^M}$$

$$\xrightarrow{\text{انتگرال گیری}} \boxed{x = \frac{-Y_0}{S_0}\left[u - F(u,N)_{-S_0} - \left(\frac{Y_c}{Y_0}\right)^M \frac{J}{N} F(v,J)_{-S_0}\right]}$$

توابع عمومی سهمی $F(u,N)_{-S_0} = \int_0^u \frac{du}{1+u^N}$ ، $F(v,J)_{-S_0} = \int_0^v \frac{dv}{1+v^J}$

$$J = \frac{N}{N+M+1} \quad , \quad v = u^{N/J}$$

- محاسبه پروفیل سطح آب در کانال افقی ($S_0 = 0$):

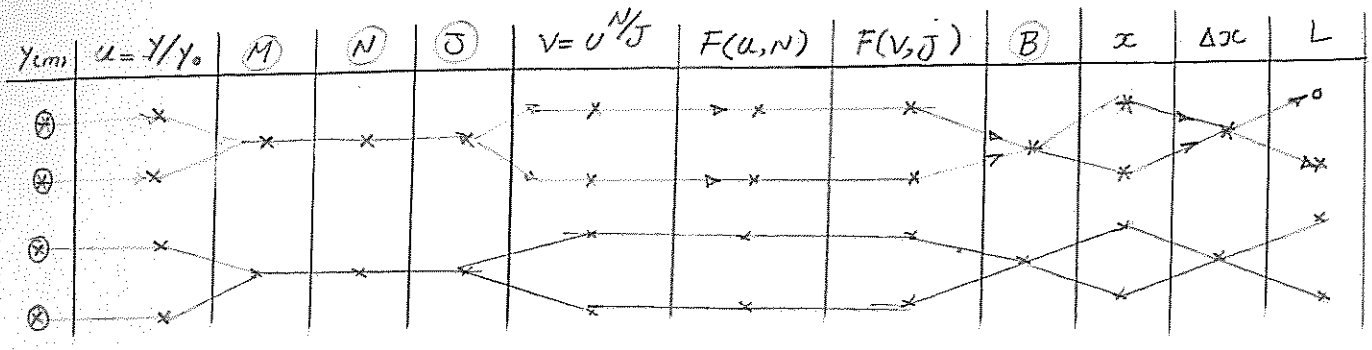
$$\frac{dy}{dx} = \frac{-S_f}{1-Fr^2} = \frac{-(Q/k)^2}{1-(Z_c/Z)^2} \xrightarrow{Q = k_c\sqrt{S_c}} = \frac{-S_c(k_c/k)^2}{1-(Z_c/Z)^2} = -S_c \frac{(Y_c/y)^N}{1-(Y_c/y)^M}$$

$$\xrightarrow{P = Y/Y_c} = S_c \frac{P^M}{P^N - P^{M+N}} = S_c \frac{P^{M-N}}{1-P^M} \xrightarrow{\text{انتگرال گیری}}$$

$$\boxed{x = \frac{Y_c}{S_c}\left(\frac{P^{N-M+1}}{N-M+1} - \frac{P^{N+1}}{N+1}\right) + A}$$

A: ثابت انتگرال گیری

در صورتیکه شرایط حدی سطح (N, M) تغییرات تدریجی نداشته باشد از رابطه فوق نتایج خوبی حاصل می‌شود.



مثال:

۴- روش انتگرال گیری مستقیم در مقاطع دایره‌ای :

کانال دایره‌ای با قطر d_0 و شیب کانال S_0 ، عبور دبی Q عبور می‌دهد

$$\begin{cases} Q = k\sqrt{S_0} \\ Q = k_0\sqrt{S_0} \\ Q_f = k_f\sqrt{S_0} \end{cases} \quad , \quad k_f = \frac{1}{n}\left(\frac{\pi}{4}d_0^2\right)\left(\frac{d_0}{4}\right)^{2/3}$$

k_0 : ضریب انتقال در مقطع نرمال

k_f : " " " در کانال پر با دبی Q_f

$$\left(\frac{k_f}{k}\right)^2 = \left[\frac{\left(\frac{\pi}{4}d_0^2\right)\left(\frac{d_0}{4}\right)^{2/3}}{AR^{2/3}}\right]^2 = f_1(Y/d_0)$$

$$\left(\frac{k_0}{k_f}\right)^2 = \left(\frac{Q}{Q_f}\right)^2 = Q_r^2$$

$$\Longrightarrow \left(\frac{k_0}{k}\right)^2 = Q_r^2 f_1\left(\frac{Y}{d_0}\right)$$

$$\frac{dy}{dx} = S_0\frac{1-(k_0/k)^2}{1-Fr^2} \quad , \quad \eta = Y/d_0 \quad , \quad d\eta = dy/d_0$$

$$Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3} = \frac{\alpha Q^2}{g d_0^5}\left(\frac{T/d_0}{A^3/d_0^6}\right) = \frac{\alpha Q^2}{g d_0^5} f_2(Y/d_0)$$

$$\frac{d\eta}{dx} = \frac{S_0}{d_0}\left[\frac{1-Q_r^2 f_1(\eta)}{1-\left(\frac{\alpha Q^2}{g d_0^5}\right) f_2(\eta)}\right]$$

انتگرال گیری

$$x = \frac{-d_0}{S_0}\left[I_1 - \frac{\alpha Q^2}{g d_0^5} I_2\right]$$

I_1, I_2 : توابع کیفر و چیو (جدول ضمیمه)

$$I_1 = -\int_0^{\eta}\frac{d\eta}{1-Q_r^2 f_1(\eta)} = I_1(Q_r, \eta) \quad , \quad I_2 = -\int_0^{\eta}\frac{f_2(\eta)\,d\eta}{1-Q_r^2 f_1(\eta)} = I_2(Q_r, \eta)$$

Y/d_0	$Y(m)$	I_1	I_2	$x(m)$	Δx	$L(m)$
η_1						x_1
						x_2

تذکرهایی جدول توابع کیفر و چیو :

۱- در تعیین مقادیر توابع کیفر و چیو (I_1 , I_2) با توجه به η انتخاب گردد که مستقیماً از جدول بدست آید در غیر اینصورت نیاز درون یابی دو طرفه است. این درون یابی با رسم خطوط پررنگ جدول را قطع کند (مثل پرانتز بست محل نرمال)

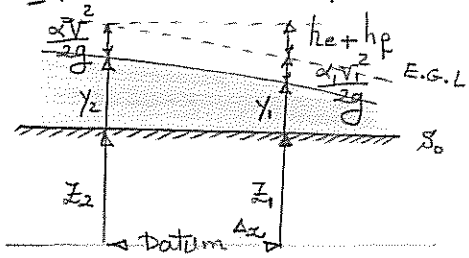
۲- در محاسبه توابع $I_2(Q_r, \eta)$ ، اعداد جدول بالا در مقدار $g = 32.2\ ft/s^2$ عرضه شده

۵- محاسبه پروفیل سطح آب در کانال‌های طبیعی (رودخانه‌ها) :

در رودخانه‌ها، مشخصات هندسی مقطع در مسیر جریان تغییر می‌کند و اطلاعات در مقاطع خاصی از مسیر وجود دارد بنابراین بگیم معادله انرژی بین این مقاطع محاسبه می‌گردد

۱- روش گام به گام استاندارد در کانال‌های طبیعی با مقاطع ساده :

$$\text{E.E}_{1-2}: \quad Z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + h_f + h_e$$



جریان تغییر تدریجی در کانال طبیعی

$$\begin{cases} h_f = \bar{S}_f \Delta x = \frac{1}{2}\left(S_{f_1} + S_{f_2}\right)\Delta x \\ S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \\ h_e = C_e \left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}\right] \end{cases}$$

h_e : افت موضعی

C_e : ضریب تبدیل (جدول)

$$\xrightarrow{h = Z + y} \boxed{h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_f + h_e}$$

با توجه به اینکه مشخصات جریان در مقطع ① معلوم است، مقدار h_2 مجهول را از کدام رابطه بدست می‌آید. برای تسریع در رسیدن به نتایج نهایی از روش هدررون برای انتخاب h_2 در گام اول و بررسی نتایج از روش گام استاندارد می‌گیریم

$$H_E = \left[H_2 - (H_1 + h_f + h_e)\right] = \left[y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - Z_1 - y_1 - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \frac{1}{2}\left(S_{f_1} + S_{f_2}\right)\Delta x - C_e \left(\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}\right)\right]$$

$$\xrightarrow{\text{مشتق‌گیری در مقطع ①}} \frac{dH_E}{dy_2} = \frac{d}{dy_2}\left[y_2 + (1+C_e)\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{1}{2}\Delta x\, S_{f_2}\right], \quad \boxed{F_{r_2}^2 = \frac{\alpha_2 Q_2 T_2}{g A_2^2}}$$

$$= 1 - (1+C_e) F_{r_2}^2 - \frac{1}{2}\Delta x \left(\frac{dS_{f_2}}{dy_2}\right)$$

$$\frac{dS_f}{dy_2} = \frac{d}{dy}\left(\frac{n^2 q^2}{y^{10/3}}\right) = -3.33 \frac{S_f}{y} = -3.33 \frac{S_f}{R}$$

حالت خاص : کانال مستطیلی عریض

$$\frac{dH_E}{dy_2} = \frac{\Delta H_E}{\Delta y_2} = \frac{H_E)_{i+1}^{\circ} - H_E)_i}{\Delta y_2} = \left[1 - (1+C_e) F_{r_2}^2 + 1.67 \frac{S_{f_2} \Delta x}{R_2}\right]$$

$$\Delta Y_2 = -H_E \Big/ \left[1 + (1+C_e) F_{r_2}^2 + 1.67 S_{f_2}' \Delta x / R_2\right]$$

$$y_2^{i+1} = y_2^i + \Delta Y_2$$