

LAPORAN AKHIR PENELITIAN
PEMODELAN NUMERIK 2 (DUA) DIMENSI ALIRAN MELALUI
PELIMPAH (SPILLWAY) DAN PEREDAM ENERGI (STILLING
BASIN) DENGAN METODE VOLUME HINGGA



Disusun Oleh:
Bobby Minola Ginting, ST., MT.
Bambang Adi Riyanto, Ir., M.Eng.

Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat
Universitas Katolik Parahyangan
2014

DAFTAR ISI

| | |
|---------------------------------|----|
| DAFTAR ISI..... | i |
| ABSTRAK..... | ii |
| | |
| BAB 1. PENDAHULUAN..... | 1 |
| BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA..... | 5 |
| BAB 3. METODE PENELITIAN..... | 12 |
| BAB 4. JADWAL PELAKSANAAN..... | 14 |
| BAB 5.HASIL DAN PEMBAHASAN..... | 15 |
| BAB 6.KESIMPULAN DAN SARAN..... | 26 |
| DAFTAR PUSTAKA..... | 27 |

ABSTRAK

Dalam penelitian ini, metode volume hingga bertipe sel terpusat (cell-center) dengan metode Runge Kutta orde 4 sebagai integrasi waktu digunakan untuk memodelkan aliran melalui spillway dan peredam energi (stilling basin). Skema numerik yang diterapkan pada kasus ini dikembangkan pertama sekali oleh Jameson (1981) untuk menyelesaikan persamaan Euler yaitu aliran viskos dan non viskos, aliran laminar viskos serta aliran turbulen pada berbagai bentuk sayap pesawat. Dalam paper ini skema tersebut dimodifikasi menjadi persamaan aliran dangkal untuk menyelesaikan persamaan aliran melalui spillway dan peredam energinya. Untuk meredam osilasi, artificial viscosity sebagai operator disipasi numerik buatan digunakan. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menerapkan dan mengembangkan suatu model yang berbasiskan metode volume hingga untuk kasus mekanisme perambatan aliran. Model tersebut dibuat dalam bentuk source code yang ditulis dengan bahasa pemrograman Fortran 90. Model tersebut telah diaplikasikan untuk beberapa kasus hidrodinamika aliran yang diperoleh dari berbagai hasil jurnal yang telah dipublikasikan. Berdasarkan hasil verifikasi yang telah diperoleh, dapat disimpulkan bahwa model ini memberikan hasil yang baik. di mana suku disipasi numerik buatan yang dirancang mampu meredam osilasi yang muncul dengan baik.

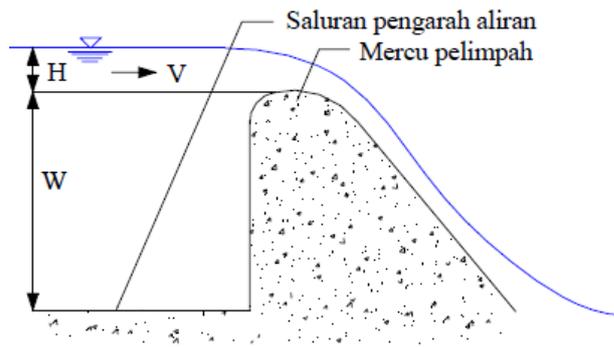
BAB 1

PENDAHULUAN

Bendungan maupun bendung adalah salah satu bentuk pemanfaatan potensi sungai yang telah banyak diterapkan di Indonesia. Salah satu bendungan yang terkenal yaitu Bendungan Jatiluhur di mana pada dasarnya digunakan sebagai pembangkit tenaga listrik dan penyediaan air minum. Agar sistem bendungan tersebut dapat berjalan dengan baik, maka perencanaan dan desain harus dilakukan dengan baik dan benar dan mengacu kepada peraturan (*code*) yang berlaku.

Spillway merupakan struktur hidraulik yang cukup penting di mana dibangun untuk melepaskan kelebihan (surplus) air atau debit banjir yang tidak dapat ditampung di dalam bendungan. Banyak kasus keruntuhan bendungan terjadi karena kapasitas spillway yang tidak cukup dalam mengalirkan debit banjir tersebut. Selain itu, aliran dengan kecepatan yang cukup tinggi yang mengalir dari mercu spillway menuju kembali ke sungai dapat mengakibatkan gerusan yang cukup berbahaya sehingga dapat menyebabkan peristiwa keruntuhan bendungan.

Pada dasarnya, tata cara dan standar perhitungan dimensi spillway dan peredam energi (stilling basin) dalam sebuah perencanaan bendungan telah banyak dikeluarkan oleh berbagai asosiasi baik dari dalam maupun luar negeri. Dari dalam negeri, Indonesia memiliki KP-06 Standar Perencanaan Irigasi sebagai salah satu acuan dalam mendesain spillway serta peredam energi. Dari luar negeri, terdapat beberapa acuan seperti ASCE (American Society of Civil Engineers), USBR (United States Bureau of Reclamation), dll. Semua tata cara dan standar perhitungan ini pada awalnya dikembangkan melalui sebuah prototipe dalam laboratorium yang biasanya memiliki bentuk yang simetris yang kemudian diterapkan oleh banyak praktisi pada desain sebenarnya.



Gambar 1.1. Ilustrasi Aliran Melalui Sebuah Spillway

Namun seringkali karena kondisi topografi alam yang berbeda-beda dan begitu kompleks, maka bentuk suatu spillway beserta peredam energinya harus didesain sedemikian rupa mengikuti topografi eksisting tersebut. Hal ini kemudian menyebabkan perhitungan dengan menggunakan standar perhitungan tersebut tidak sepenuhnya akurat. Para ahli bendungan kemudian mengantisipasi kondisi tersebut dengan membuat sebuah prototipe dalam skala laboratorium sesuai dengan desain yang ingin dibangun atau lebih dikenal dengan nama uji model fisik hidraulik. Uji ini selain membutuhkan biaya yang cukup besar juga membutuhkan ruang laboratorium yang relatif luas serta peralatan yang lengkap. Waktu yang dibutuhkan untuk membuat sebuah model fisik suatu bendungan dapat dikatakan cukup lama berkisar antara 2-3 bulan tergantung dari alat dan jumlah pekerja yang tersedia. Oleh sebab itu, perlu dicari alternatif lain yang dapat mengakomodasi perhitungan desain spillway dan peredam energi tersebut secara lebih cepat murah namun akurat.

Pada proposal penelitian ini, penulis mengajukan suatu metode yang berbasiskan pemodelan numerik mengenai karakteristik aliran air, sehingga pola kecepatan dan tinggi muka air pada spillway tersebut dapat diketahui. Pada dasarnya karakteristik aliran secara umum dapat diturunkan secara matematik dari persamaan *Navier Stokes*. Secara khusus untuk aliran pada kedalaman yang relatif cukup dangkal, seperti pada sungai dan muara, karakteristik aliran dapat dijelaskan secara matematik seperti pada persamaan (1) – (3). Persamaan ini dikenal pula sebagai *St. Venant Shallow Water Equation (SWE)*. Persamaan *SWE* dalam konteks 2 (dua) dimensi memiliki 3 (tiga) komponen penting yaitu persamaan kekekalan massa, persamaan kekekalan momentum arah x dan arah y.

Solusi persamaan *SWE* tersebut cukup sulit untuk diselesaikan secara analitik, sehingga diperlukan cara lain untuk memecahkannya. Metode numerik adalah salah satu cara untuk memperoleh solusi persamaan *SWE* tersebut. Banyak metode numerik yang telah dikembangkan sebelumnya untuk memecahkan solusi persamaan tersebut, mulai dari metode karakteristik, metode beda hingga / finite difference method (FDM), metode elemen hingga / finite element method (FEM), metode volume hingga / finite volume method (FVM) dan sebagainya.

Metode beda hingga unggul dalam kemudahan komputasi namun tidak dalam fleksibilitas geometri domain. Untuk geometri domain yang kompleks, penerapan metode beda hingga dirasa kurang baik karena grid perhitungan pada umumnya berbentuk kotak teratur. Metode elemen hingga memiliki keunggulan untuk geometri domain yang kompleks karena grid perhitungan tidak hanya terbatas pada bentuk kotak. Namun metode ini memerlukan memori perhitungan yang besar. Metode volume hingga memiliki keunggulan untuk geometri domain yang kompleks dan juga perhitungan yang relatif sederhana.

Metode karakteristik dikembangkan oleh Katapodes (1978) untuk menyelesaikan persamaan *SWE* untuk kasus keruntuhan bendungan. Fennema dan Chaudry (1990), Glaister (1991), Alcrudo dan Navarro (1994), Jha dan Akiyama menerapkan metode beda hingga untuk kasus keruntuhan bendungan pula. Selanjutnya, metode elemen hingga dikembangkan Berger dan Stockstill (1995) untuk kasus tersebut. Metode volume hingga adalah suatu konsep baru dalam komputasi numerik. Beberapa metode numerik berbasis metode volume hingga yang telah banyak dikembangkan adalah skema *Gudonov* dan skema *Roe*. Alcrudo dan Navarro (1993) telah berhasil menerapkan metode FVM dengan skema *Gudonov* dalam menyelesaikan persamaan *SWE*. Soarez (2002) menerapkan skema *Roe* untuk pemodelan kasus *dam-break* yang dibandingkan terhadap hasil uji laboratorium.

Penelitian ini merupakan kelanjutan dari beberapa penelitian yang telah dilakukan sebelumnya oleh penulis. Ginting (2011 dan 2012) telah berhasil menerapkan metode numerik ini untuk beberapa kasus hidrodinamika serta fenomena wet and dry khususnya pada beberapa kasus aliran di sekitar muara laut. Selanjutnya, model ini terus dikembangkan dan diterapkan pada beberapa kasus keruntuhan bendungan (dam-

break) untuk menguji kemampuannya dalam mensimulasikan fenomena diskontinuitas aliran. Hasilnya, Ginting (2013) mempublikasikan penerapan model ini pada fenomena kehancuran bendungan untuk studi kasus Situ Ginting.

Fokus penelitian ini adalah mengembangkan model numerik berbasis metode volume hingga untuk mensimulasikan aliran yang melewati spillway dan peredam energi yang memberikan hasil yang akurat.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Persamaan Pengatur

Integrasi persamaan Navier-Stokes 3D dalam arah vertikal dengan anggapan bahwa kecepatan terdistribusi merata dalam arah vertikal menghasilkan persamaan aliran dangkal (*Shallow Water Equation/SWE*) yang secara matematis dapat ditulis sebagai berikut:

$$\frac{dH}{dt} + \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial(vH)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(uH)}{\partial t} + \frac{\partial(Hu^2 + \frac{g}{2}H^2)}{\partial x} + \frac{\partial(Huv)}{\partial y} = gH(S_x - S_{fx}) \quad (2)$$

$$\frac{\partial(vH)}{\partial t} + \frac{\partial(Huv)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv^2 + \frac{g}{2}H^2)}{\partial y} = gH(S_y - S_{fy}) \quad (3)$$

dengan H adalah kedalaman air, u dan v adalah kecepatan arah x dan y , g adalah percepatan gravitasi bumi, S_x dan S_y adalah kemiringan saluran dalam arah x dan y , S_{fx} dan S_{fy} adalah kekasaran saluran dalam arah x dan y . Kekasaran saluran dapat dihitung dengan pendekatan sebagai berikut:

$$S_{fx} = \frac{n_M^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{H^{4/3}} \quad S_{fy} = \frac{n_M^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{H^{4/3}} \quad (4)$$

dengan n_M adalah koefisien kekasaran Manning. Persamaan (1) merupakan persamaan kekekalan massa (mass continuity equation), sedangkan persamaan (2) – (3) merupakan persamaan kekekalan momentum dalam arah x dan dalam arah y . Pada kenyataannya, persamaan (2) – (3) memiliki komponen-komponen lainnya seperti gaya

angin, gaya Coriolis, dan sebagainya. Namun, pengaruh gaya-gaya tersebut dianggap sangat kecil pengaruhnya/tidak signifikan dalam bahasan kasus aliran pada spillway, sehingga dapat diabaikan.

2.2. Model Numerik

Persamaan (1) – (3) merupakan persamaan matematis dengan solusi analitik yang cukup sulit untuk diperoleh. Oleh sebab itu, seperti yang telah dipaparkan sebelumnya model numerik akan digunakan untuk memecahkan persamaan tersebut. Terdapat dua buah komponen penting dalam model numerik yang dikembangkan pada penelitian ini yaitu diskritisasi ruang dan waktu. Persamaan (1) – (3) diubah ke dalam bentuk matriks sehingga:

$$W = \begin{bmatrix} H \\ uH \\ vH \end{bmatrix} \quad F = \begin{bmatrix} uH \\ u^2H + \frac{1}{2}gH^2 \\ uvH \end{bmatrix} \quad G = \begin{bmatrix} vH \\ uvH \\ v^2H + \frac{1}{2}gH^2 \end{bmatrix} \quad S = \begin{bmatrix} 0 \\ gH(S_x - S_{fx}) \\ gH(S_y - S_{fy}) \end{bmatrix} \quad (5)$$

Persamaan (5) diintegrasikan terhadap domain tertutup Ω , menghasilkan persamaan (6).

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega} W \, d\Omega + \iint_{\Omega} \text{div } H \, d\Omega = \iint_{\Omega} S \, d\Omega \quad (6)$$

Teorema divergensi Gauss (*Gauss Divergence Theorem*) dapat diaplikasikan ke dalam persamaan (6). Aplikasi teorema ini terhadap persamaan (6) mengakibatkan suku kedua persamaan tersebut dapat dituliskan dalam bentuk sebagai berikut:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega} W \, d\Omega + \oint_{\Gamma} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma = \iint_{\Omega} S \, d\Omega \quad (7)$$

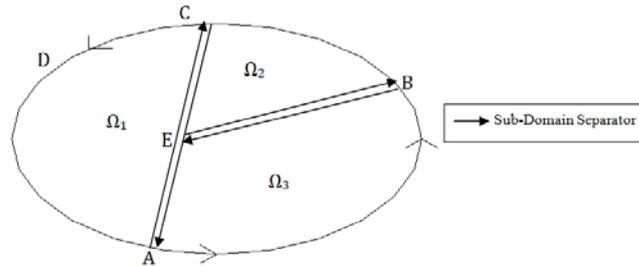
$$\mathbf{n} = \frac{\partial y}{\partial s} \vec{i} - \frac{\partial x}{\partial s} \vec{j} \quad (8)$$

dengan \mathbf{n} adalah vektor normal yang tegak lurus terhadap batas domain Γ . Persamaan (7) dapat ditulis kembali sebagaimana ditulis dalam persamaan (9). Persamaan (9)

dikenal sebagai “*Time Dependent Euler Equation*”. Persamaan (9) kemudian didiskritisasi dalam dua bentuk yaitu diskritisasi ruang dan waktu.

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega} W \, d\Omega + \oint_{\Gamma} (F \, dy - G \, dx) = \iint_{\Omega} S \, d\Omega \quad (9)$$

2.3. Diskritisasi Ruang



Gambar 2.1. Ilustrasi Diskritisasi Ruang Domain

Jika domain (Ω) dibagi menjadi beberapa sub-domain yang tidak saling tumpang tindih di mana $\Omega = \Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3$, maka persamaan (9) dapat ditulis kembali menjadi:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega_1} W \, d\Omega + \oint_{ACDA} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma &= \iint_{\Omega_1} S \, d\Omega \\ \frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega_2} W \, d\Omega + \oint_{EBCE} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma &= \iint_{\Omega_2} S \, d\Omega \\ \frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega_3} W \, d\Omega + \oint_{ABEA} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma &= \iint_{\Omega_3} S \, d\Omega \end{aligned} \quad (10)$$

Variabel dalam vektor W pada persamaan (7) tidak dinyatakan langsung pada titik grid yang terbentuk. Sebagai penyederhanaan harga variabel tersebut dinyatakan pada titik pusat sel. Jika luas domain dinyatakan dalam A_k , maka harga variabel dalam vektor W dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$W_k = \frac{1}{A_k} \iint_{\Omega_k} W \, d\Omega \quad (11)$$

Banyak cara yang dapat diterapkan untuk menghitung luasan A_k , salah satunya adalah dengan penerapan aturan trapezoidal. Perhitungan integral fluks konvektif kemudian dapat diperoleh dengan persamaan berikut:

$$\oint_{\Gamma_{i,j}} (F dy - G dx) \approx \sum_{i=1}^N (F_i \Delta y_i - G_i \Delta x_i) \quad (12)$$

dengan N adalah jumlah sisi yang membentuk satu sel volume kontrol. Berdasarkan persamaan (12), persamaan (9) dapat ditulis menjadi persamaan berikut:

$$A_k \frac{d}{dt} W_k + \sum_{i=1}^N (F_i \Delta y_i - G_i \Delta x_i) = A_k S_k \quad (13)$$

Jika pendekatan fluks konvektif pada persamaan (12) dinyatakan dalam persamaan (14), maka dengan dinyatakannya suatu kecepatan fluks Q_i seperti pada persamaan (15), maka operator suku konvektif dapat ditulis seperti pada persamaan (16). Ketiga persamaan tersebut dapat dituliskan sebagai berikut:

$$C(W_k) = \sum_{i=1}^4 (F_i \Delta y_i - G_i \Delta x_i) \quad (14)$$

$$Q_i = u_i \Delta y_i - v_i \Delta x_i \quad (15)$$

$$C(W_k) = \sum_{i=1}^N \begin{bmatrix} Q_i H_i \\ Q_i u_i H + \frac{1}{2} g H_i^2 \Delta y_i \\ Q_i v_i H_i - \frac{1}{2} g H_i^2 \Delta x_i \end{bmatrix} \quad (16)$$

Dengan mengakumulasikan seluruh kontribusi fluks dari operator konvektif akan diperoleh total suku konvektif pada setiap titik pusat sel. Untuk mempermudah penulisan, persamaan (13) kembali dituliskan dalam bentuk sebagai berikut:

$$A_k \frac{d}{dt} W_k + C(W_k) = A_k S_k \quad (17)$$

Salah satu suku penting dalam persamaan (17) yang diabaikan adalah suku viskos yang sebenarnya mampu meredam osilasi secara alami pada saat gelombang kejut terjadi (Natakusumah, 2004). Maka sebagai gantinya, suku dissipasi numerik buatan $D(W_k)$ akan ditambahkan ke dalam persamaan (17) sehingga menjadi:

$$A_k \frac{\partial}{\partial t} W_k + C(W_k) - D(W_k) = A_k S_k \quad (18)$$

Suku dissipasi numerik yang diterapkan pada penelitian ini pada awalnya dikembangkan oleh Jameson (1981), di mana suku ini terdiri dari operator Laplacian dan Biharmonik yang dapat ditulis sebagai berikut:

$$D(W_k) = D^2(W_k) - D^4(W_k) \quad (19)$$

$$D^2(W_k) = \sum_{i=1}^4 \epsilon_{ik} \frac{A_{ik}}{\Delta t_{ik}} (W_i - W_k) \quad (20)$$

$$D^4(W_k) = \sum_{i=1}^4 \epsilon^{(2)} \frac{A_{ik}}{\Delta t_{ik}} (\nabla^2 W_i - W_k) \quad (21)$$

dengan $D^2(W_k)$ dan $D^4(W_k)$ berturut-turut adalah operator Laplacian dan Biharmonik dan $\epsilon^{(2)}$ adalah koefisien Biharmonik yang ditentukan secara empiris. Kedua operator ini merupakan fungsi dari luas sel, langkah waktu dan koefisien adaptif. Koefisien-koefisien tersebut kemudian dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\epsilon_{ik} = \epsilon^{(1)} \frac{\sum_{i=1}^4 |H_i - H_k|}{\sum_{i=1}^4 |H_i + H_k|} \quad (22)$$

dengan H_k adalah kedalaman rata-rata pada sel k dan H_i adalah kedalaman rata-rata di sekitar sisi sel i . Nilai koefisien Biharmonik harus dipertahankan tetap nol saat gelombang kejut terjadi, sehingga nilai koefisien tersebut menjadi:

$$\epsilon^{(2)} = \max(0, \epsilon^{(2)} - \epsilon_{ik}) \quad (23)$$

2.4. Diskritisasi Waktu

Persamaan (1) – (3) merupakan Persamaan (18) menjadi sederhana karena suku pertama pada persamaan tersebut hanya terdiri dari turunan pertama terhadap waktu, sehingga persamaan tersebut dapat diklasifikasikan menjadi *Ordinary Differential*

Equation (ODE). Untuk menyelesaikan persamaan tersebut, persamaan (18) diubah terlebih dahulu menjadi bentuk sebagai berikut:

$$\frac{d}{dt}W_k = -R(W_k) + S_k \quad (24)$$

$$R(W_k) = \frac{1}{A_k} \{C(W_k) - D(W_k)\} \quad (25)$$

Persamaan Runge Kutta orde 4 akan digunakan untuk menyelesaikan persamaan (24), di mana dapat ditulis sebagai berikut:

$$\begin{aligned} W_k^0 &= W_k^n \\ W_k^1 &= W_k^0 - \alpha_1 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^0) - D(W_k^0)] \\ W_k^2 &= W_k^0 - \alpha_2 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^1) - D(W_k^0)] \\ W_k^3 &= W_k^0 - \alpha_3 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^2) - D(W_k^0)] \\ W_k^4 &= W_k^0 - \alpha_4 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^3) - D(W_k^0)] \\ W_k^{n+1} &= W_k^4 \end{aligned} \quad (26)$$

2.5. Perlakuan Syarat Batas dan Syarat Awal

Syarat awal (*initial condition*) ditetapkan sebagai *cold start*, di mana kedalaman aliran ditentukan dan kecepatan aliran dianggap nol. Syarat batas yang diterapkan pada kasus ini dibagi menjadi dua bagian besar yaitu syarat batas aliran dan syarat batas dinding. Untuk syarat batas aliran, jika debit/tinggi muka air di sebelah hulu/hilir diberikan, maka metode karakteristik digunakan untuk menentukan besarnya kecepatan aliran. Namun, dapat pula syarat batas aliran ditentukan dengan menetapkan besarnya tinggi muka air dan kecepatan aliran.

Syarat batas dinding yang diterapkan adalah slip boundary, di mana dianggap tidak aliran yang keluar/masuk dinding saluran, sehingga secara matematis ditulis:

$$Q_w \cdot \mathbf{n} = 0 \quad (27)$$

dengan Q_w adalah fluks kecepatan. Untuk kasus *dam-break*, mekanisme wet and dry diterapkan melalui kriteria sebagai berikut:

$$H(x, y, \eta_i) = \int_{-\infty}^{\eta_i^n} p(x, y, z) dz = \max(D_{\min}, h(x, y) + \eta_i^n) \quad (28)$$

dengan h adalah kedalaman pada langkah waktu sebelumnya, η adalah pertambahan kedalaman pada satu langkah waktu di depan dan D_{\min} merupakan suatu batasan/limiter untuk nilai kedalaman. Jika nilai kedalaman lebih kecil daripada D_{\min} , maka nilai H otomatis menjadi sama dengan nilai D_{\min} , dan kecepatan aliran secara otomatis menjadi nol.

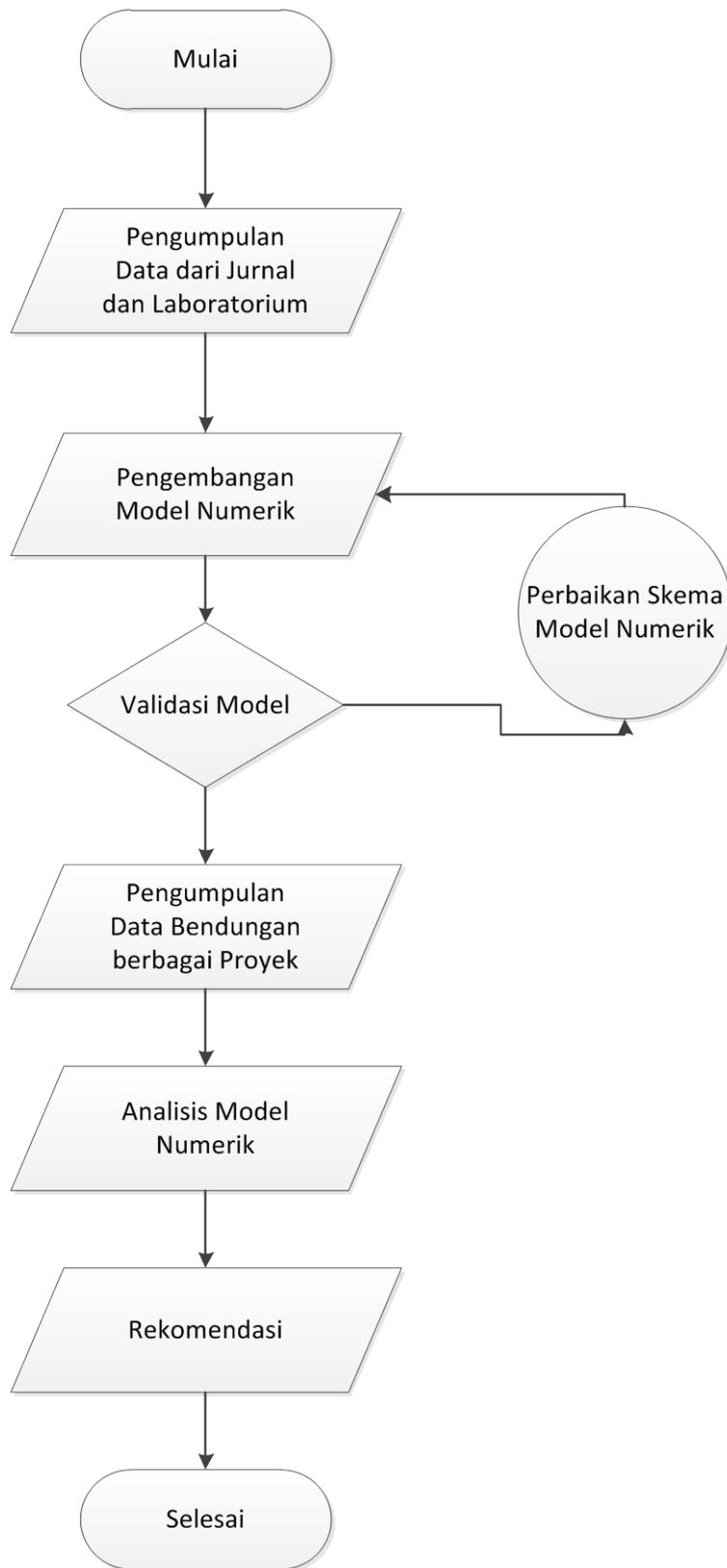
BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

Sebagaimana telah dipaparkan sebelumnya, penelitian yang diajukan dalam proposal ini merupakan kelanjutan daripada hasil penelitian terdahulu dengan beberapa pengembangan. Adapun langkah yang akan dilakukan sebagai berikut:

- 1) Pengembangan lanjut model dan validasi hasil penyelesaian numerik, untuk kasus-kasus analitik aliran melalui spillway dan peredam energi seperti yang terdapat dalam beberapa jurnal yang telah banyak dipublikasikan.
- 2) Mengumpulkan beberapa data pendukung khususnya data model fisik laboratorium seperti desain spillway beserta peredam energinya dari beberapa lokasi untuk mendapat karakteristik dan kondisi sebenarnya. Hal ini merupakan data input yang akan digunakan dalam pemodelan numerik selanjutnya di samping data yang diperoleh dari jurnal tersebut.
- 3) Menerapkan model numerik yang dikembangkan untuk mensimulasikan problem aliran yang melalui spillway dan peredam energi serta memvalidasi hasil simulasi tersebut dengan data hasil pengamatan laboratorium maupun hasil jurnal.
- 4) Mengumpulkan data perencanaan bendungan lainnya (jika memungkinkan) yang akan disiapkan untuk disimulasikan dengan model tersebut.
- 5) Menerapkan model numerik untuk mensimulasikan aliran pada spillway dan peredam energi pada beberapa data bendungan tersebut.

Secara sistematis, alur kerja penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1. Alur Kerja Penelitian

BAB 4

JADWAL PELAKSANAAN

Secara umum, jadwal pelaksanaan penelitian ini direncanakan akan selesai dalam kurun waktu 5 bulan. Jadwal rencana pelaksanaan penelitian dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1. Jadwal Rencana Pelaksanaan Penelitian

| No | Kegiatan | Bulan ke- | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--------------------------------|-----------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | | | | 2 | | | | 3 | | | | 4 | | | | 5 | | | |
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | Persiapan dan Studi Literatur | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Pengumpulan Data | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | Pengolahan Data | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Pemodelan Numerik | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | Kalibrasi dan Verifikasi Model | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | Analisis dan Kesimpulan | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | Penulisan Laporan Akhir | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

BAB 5

HASIL DAN PEMBAHASAN

Dalam penulisan laporan ini, penulis telah mengaplikasikan penyelesaian persamaan aliran dangkal dengan metode volume hingga untuk beberapa kasus aliran melalui mercu ambang. Namun hasil-hasil ini masih dalam proses publikasi. Dalam laporan ini, penulis akan menampilkan sebagian dari beberapa kasus yang telah diaplikasikan.

5.1. Aliran Melalui Ambang Spillway Tipe WES

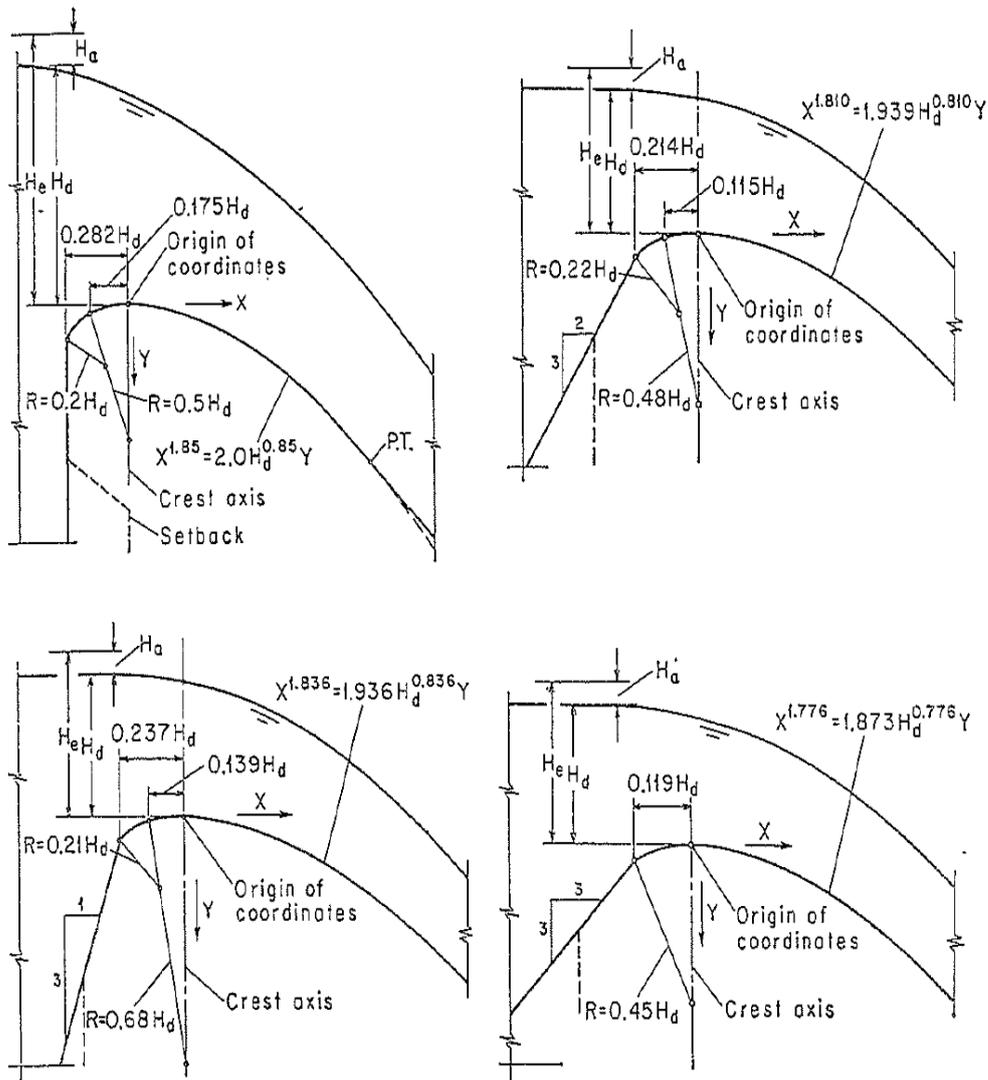
Bentuk mercu tipe WES merupakan salah satu tipe yang telah banyak diaplikasikan dalam kasus perencanaan bendungan. Secara matematis, bentuk mercu tipe WES ini dapat dituliskan dalam persamaan matematis sebagai berikut (Chow, 1959):

$$X^n = K H_d^{n-1} Y \quad (29)$$

di mana nilai K dan n tergantung pada bentuk mercu yang diinginkan. Selengkapnya nilai K dan n ini dapat dilihat sebagai berikut:

Tabel 5.1. Nilai K dan n pada Spillway Tipe WES (Chow, 1959)

| Slope of upstream faces | K | n |
|-------------------------|-------|-------|
| Vertical | 2.000 | 1.850 |
| 3 on 1 | 1.936 | 1.836 |
| 3 on 2 | 1.939 | 1.810 |
| 3 on 3 | 1.873 | 1.776 |



Gambar 5.1. Bentuk Standar Spillway Tipe WES (Chow, 1959)

Pada persamaan (29), nilai X dan Y merupakan koordinat bentuk spillway sedangkan H_d merupakan nilai tinggi desain rencana. Nilai tinggi desain rencana merupakan sebuah nilai yang digunakan untuk menentukan koordinat X dan Y dari masing-masing tipe spillway WES. Pada kenyataannya, tinggi air yang melalui ambang suatu pelimpah bervariasi tergantung debit yang terjadi. Oleh sebab itu, perlu dilakukan suatu analisis yang mendalam yang mempertimbangkan kemungkinan-kemungkinan tersebut. Dalam kasus ini parameter desain yang digunakan sebagai berikut:

- Tinggi desain rencana H_d = 0.30 m
- Tinggi spillway h = 1.00 m
- Lebar spillway L = 1.50 m

- Kemiringan sisi depan = V : H (3 : 2)

Perhitungan parameter rencana sesuai dengan yang ditunjukkan pada Gambar 5.1 sebagai berikut:

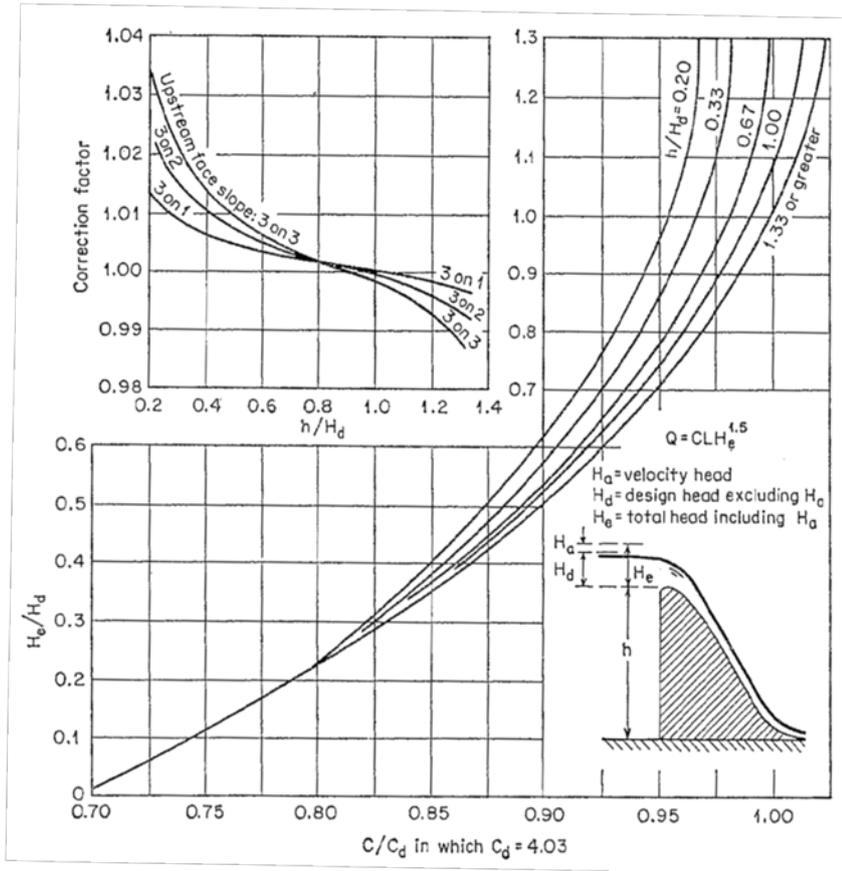
Tabel 5.2. Perhitungan Parameter Rencana

| | | |
|--------------------|-------|---|
| Hd = | 0.300 | m |
| 0.214 Hd = | 0.064 | m |
| 0.115 Hd = | 0.035 | m |
| R=0.22 Hd = | 0.066 | m |
| 0.48 Hd = | 0.144 | m |
| Tinggi spillway=h= | 1.000 | m |
| 1.33 Hd= | 0.399 | m |
| h/Hd= | 2.506 | |
| Lebar Spillway=L= | 1.500 | m |

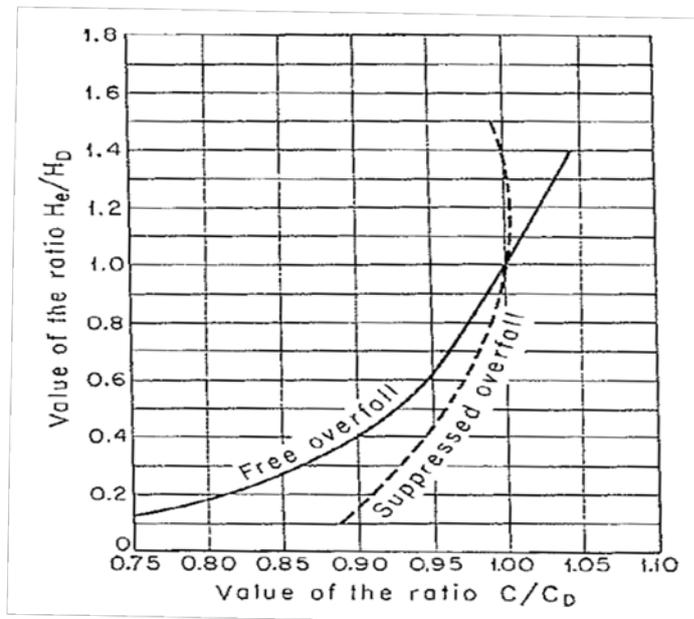
Di dalam Chow (1959) terdapat kurva yang dapat digunakan untuk menentukan besarnya koefisien debit tipe ini. Gambar 5.2 menunjukkan kurva penentuan koefisien debit untuk beberapa tipe spillway WES tegak maupun miring dengan tinggi air yang melalui ambang adalah sesuai dengan tinggi desain rencana (H_d) yang telah ditentukan. Apabila pada kenyataannya tinggi muka air yang melalui ambang tersebut lebih besar atau lebih kecil, maka nilai koefisien debit tersebut harus disesuaikan kembali dengan grafik pada Gambar 5.3. Hasil perhitungan debit berdasarkan grafik Chow (1959) dapat dilihat pada Tabel 5.4 sedangkan hasil pemodelan numerik dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.3. Koordinat X dan Y Untuk Tipe WES yang direncanakan

| X | Y | X | Y | X | Y | X | Y |
|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| 0.000 | 0.0000 | 0.310 | 0.1642 | 0.620 | 0.5757 | 0.930 | 1.1992 |
| 0.010 | 0.0003 | 0.320 | 0.1739 | 0.630 | 0.5926 | 0.940 | 1.2227 |
| 0.020 | 0.0012 | 0.330 | 0.1839 | 0.640 | 0.6097 | 0.950 | 1.2463 |
| 0.030 | 0.0024 | 0.340 | 0.1941 | 0.650 | 0.6271 | 0.960 | 1.2702 |
| 0.040 | 0.0040 | 0.350 | 0.2045 | 0.660 | 0.6447 | 0.970 | 1.2942 |
| 0.050 | 0.0060 | 0.360 | 0.2152 | 0.670 | 0.6624 | 0.980 | 1.3185 |
| 0.060 | 0.0084 | 0.370 | 0.2262 | 0.680 | 0.6804 | 0.990 | 1.3429 |
| 0.070 | 0.0111 | 0.380 | 0.2373 | 0.690 | 0.6987 | 1.000 | 1.3676 |
| 0.080 | 0.0141 | 0.390 | 0.2488 | 0.700 | 0.7171 | | |
| 0.090 | 0.0175 | 0.400 | 0.2604 | 0.710 | 0.7358 | | |
| 0.100 | 0.0212 | 0.410 | 0.2723 | 0.720 | 0.7546 | | |
| 0.110 | 0.0252 | 0.420 | 0.2845 | 0.730 | 0.7737 | | |
| 0.120 | 0.0295 | 0.430 | 0.2968 | 0.740 | 0.7930 | | |
| 0.130 | 0.0341 | 0.440 | 0.3095 | 0.750 | 0.8125 | | |
| 0.140 | 0.0389 | 0.450 | 0.3223 | 0.760 | 0.8322 | | |
| 0.150 | 0.0441 | 0.460 | 0.3354 | 0.770 | 0.8521 | | |
| 0.160 | 0.0496 | 0.470 | 0.3487 | 0.780 | 0.8723 | | |
| 0.170 | 0.0553 | 0.480 | 0.3622 | 0.790 | 0.8926 | | |
| 0.180 | 0.0614 | 0.490 | 0.3760 | 0.800 | 0.9132 | | |
| 0.190 | 0.0677 | 0.500 | 0.3900 | 0.810 | 0.9339 | | |
| 0.200 | 0.0743 | 0.510 | 0.4043 | 0.820 | 0.9549 | | |
| 0.210 | 0.0811 | 0.520 | 0.4187 | 0.830 | 0.9761 | | |
| 0.220 | 0.0883 | 0.530 | 0.4334 | 0.840 | 0.9975 | | |
| 0.230 | 0.0956 | 0.540 | 0.4483 | 0.850 | 1.0191 | | |
| 0.240 | 0.1033 | 0.550 | 0.4635 | 0.860 | 1.0409 | | |
| 0.250 | 0.1112 | 0.560 | 0.4788 | 0.870 | 1.0629 | | |
| 0.260 | 0.1194 | 0.570 | 0.4944 | 0.880 | 1.0851 | | |
| 0.270 | 0.1279 | 0.580 | 0.5102 | 0.890 | 1.1075 | | |
| 0.280 | 0.1366 | 0.590 | 0.5263 | 0.900 | 1.1301 | | |
| 0.290 | 0.1455 | 0.600 | 0.5425 | 0.910 | 1.1530 | | |
| 0.300 | 0.1547 | 0.610 | 0.5590 | 0.920 | 1.1760 | | |



Gambar 5.2. Grafik Hubungan Tinggi Muka Air di atas Ambang dengan Koefisien Debit



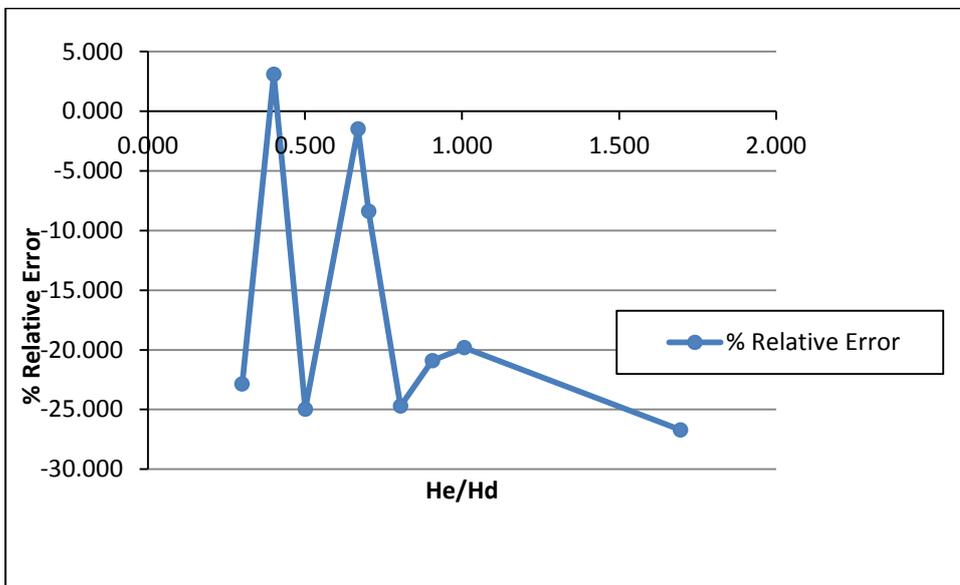
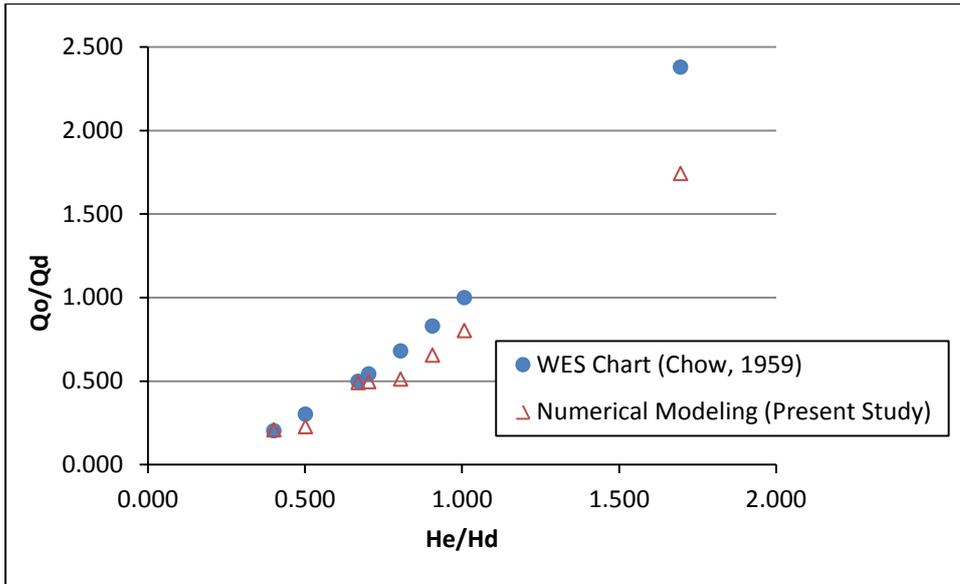
Gambar 5.3. Grafik Penentuan Koefisien Debit Untuk Nilai Tinggi Muka Air yang Berbeda

Tabel 5.4. Hasil Perhitungan Berdasarkan Grafik Chow (1959)

| Ho | h/Ho | Ha | He = Ho+Ha | He/Ho | Co* | He/Hd | Co | Qo | Qo/Qd | Co/Cd |
|-------|--------|-------|------------|-------|-------|-------|-------|-----------------------|-------|-------|
| m | | m | m | | | | | m ³ /(s m) | | |
| 0.090 | 11.111 | 0.000 | 0.090 | 1.000 | 0.601 | 0.300 | 0.517 | 0.041 | 0.117 | 0.720 |
| 0.120 | 8.333 | 0.000 | 0.120 | 1.002 | 0.643 | 0.401 | 0.579 | 0.071 | 0.202 | 0.806 |
| 0.150 | 6.667 | 0.000 | 0.150 | 1.002 | 0.668 | 0.501 | 0.618 | 0.106 | 0.302 | 0.860 |
| 0.200 | 5.000 | 0.001 | 0.201 | 1.004 | 0.693 | 0.669 | 0.662 | 0.176 | 0.499 | 0.922 |
| 0.210 | 4.762 | 0.001 | 0.211 | 1.004 | 0.697 | 0.703 | 0.669 | 0.191 | 0.543 | 0.931 |
| 0.240 | 4.167 | 0.001 | 0.241 | 1.005 | 0.706 | 0.804 | 0.685 | 0.240 | 0.680 | 0.953 |
| 0.270 | 3.704 | 0.002 | 0.272 | 1.006 | 0.713 | 0.906 | 0.698 | 0.292 | 0.829 | 0.972 |
| 0.300 | 3.333 | 0.002 | 0.302 | 1.007 | 0.718 | 1.007 | 0.718 | 0.352 | 1.000 | 1.000 |
| 0.500 | 2.000 | 0.009 | 0.509 | 1.017 | 0.738 | 1.695 | 0.783 | 0.838 | 2.378 | 1.090 |

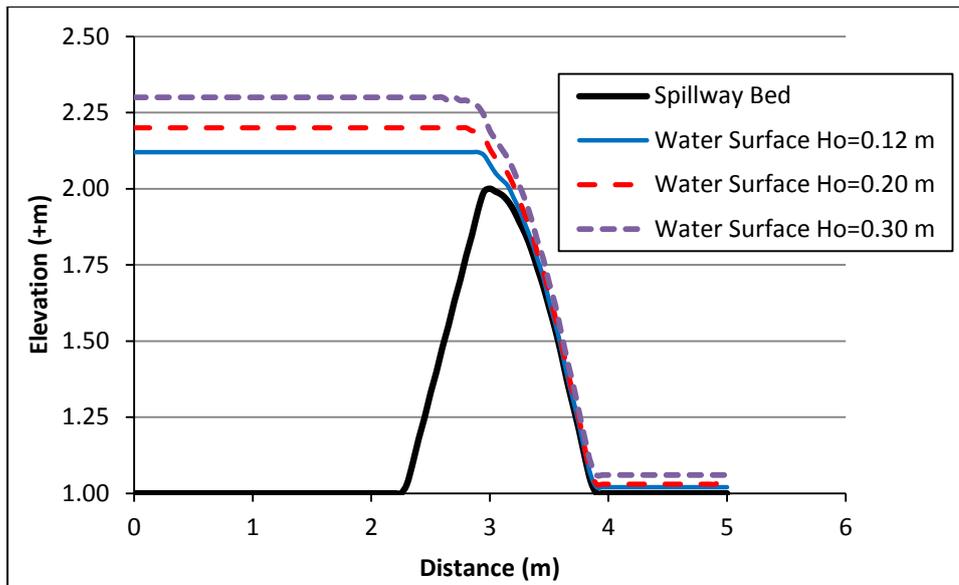
Tabel 5.5. Hasil Perhitungan Berdasarkan Model Numerik

| Ho | Ha | He = Ho+Ha | He/Hd | Qo | Qo/Qd | Co | Co/Cd |
|-------|-------|------------|-------|-----------------------|-------|-------|-------|
| m | m | m | | m ³ /(s m) | | | |
| 0.090 | 0.000 | 0.090 | 0.300 | 0.032 | 0.090 | 0.399 | 0.555 |
| 0.120 | 0.000 | 0.120 | 0.401 | 0.073 | 0.208 | 0.597 | 0.831 |
| 0.150 | 0.000 | 0.150 | 0.501 | 0.080 | 0.226 | 0.464 | 0.645 |
| 0.200 | 0.001 | 0.201 | 0.669 | 0.173 | 0.491 | 0.652 | 0.908 |
| 0.210 | 0.001 | 0.211 | 0.703 | 0.175 | 0.497 | 0.613 | 0.853 |
| 0.240 | 0.001 | 0.241 | 0.804 | 0.180 | 0.512 | 0.515 | 0.718 |
| 0.270 | 0.002 | 0.272 | 0.906 | 0.231 | 0.655 | 0.553 | 0.769 |
| 0.300 | 0.002 | 0.302 | 1.007 | 0.283 | 0.802 | 0.576 | 0.802 |
| 0.500 | 0.009 | 0.509 | 1.695 | 0.614 | 1.743 | 0.574 | 0.799 |



| | Chow (1959) | Numerical | |
|-------|-------------|-----------|---------|
| He/Hd | Qo/Qd | Qo/Qd | % error |
| 0.300 | 0.117 | 0.090 | -22.870 |
| 0.401 | 0.202 | 0.208 | 3.099 |
| 0.501 | 0.302 | 0.226 | -24.970 |
| 0.669 | 0.499 | 0.491 | -1.483 |
| 0.703 | 0.543 | 0.497 | -8.394 |
| 0.804 | 0.680 | 0.512 | -24.713 |
| 0.906 | 0.829 | 0.655 | -20.896 |
| 1.007 | 1.000 | 0.802 | -19.819 |
| 1.695 | 2.378 | 1.743 | -26.703 |

Gambar 5.4. Hasil Perbandingan Perhitungan Debit

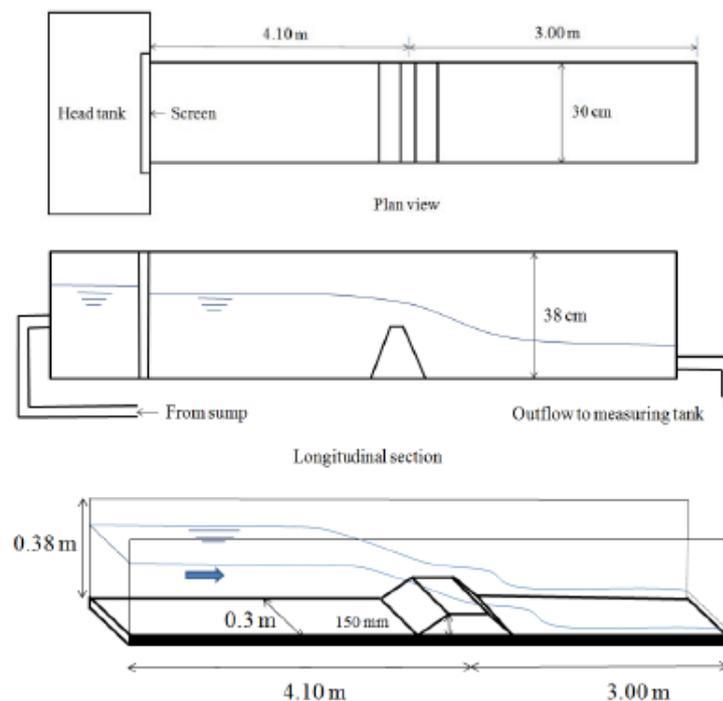


Gambar 5.5. Hasil Profil Memanjang Muka Air Hasil Pemodelan Numerik

Kedua hasil perhitungan baik menurut Chow (1959) maupun model numerik dibuat ke dalam bilangan tidak berdimensi di mana masing-masing nilai tersebut dibagi dengan nilai tinggi desain rencana (H_d) dan nilai debit desain rencana (Q_d). Sebagai acuan nilai Q_d diperoleh berdasarkan perhitungan menggunakan grafik menurut Chow (1959) di mana besarnya nilai Q_d yang diperoleh adalah $0.352 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Berdasarkan hasil yang ditunjukkan pada Gambar 5.4 terdapat perbedaan hasil antara perhitungan menggunakan grafik Chow (1959) dengan model numerik ditunjukkan dengan adanya nilai % relative error. Nilai % relative error ini dihitung dengan nilai berdasarkan Chow (1959) sebagai acuan. Nilai error menjadi lebih besar khususnya untuk nilai $H_e/H_d > 1.00$. Pada kenyataannya kurva yang ditunjukkan pada Gambar 5.3 adalah berdasarkan Bradley (1952) di mana dinyatakan bahwa kurva tersebut akan akurat untuk debit dengan tinggi head yang rendah. Selain itu, perbedaan dapat disebabkan oleh material alat laboratorium yang digunakan pada Chow (1959) di mana sepengetahuan penulis jenis material tersebut tidak disebutkan, sedangkan dalam model numerik yang dibuat, material dianggap berupa material berbahan plexiglass yang cukup halus di mana nilai koefisien manning (n_M) diambil sebesar 0.009. Namun pada dasarnya untuk kebutuhan praktis dalam perencanaan, hasil dari model numerik ini dianggap telah dapat mewakili kondisi laboratorium.

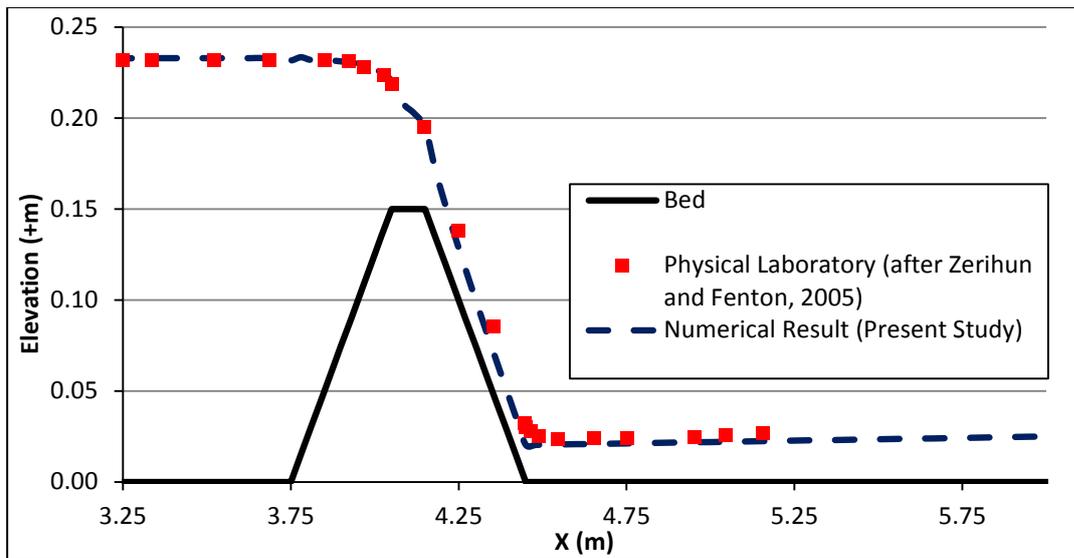
5.2. Aliran Melalui Ambang Lebar

Tes kasus ini diambil berdasarkan Zerihun and Fenton (2005), di mana percobaan model laboratorium dilakukan pada saluran yang memiliki lebar 0.30 m, total kedalaman 0.38 m dan panjang 7.10 m. Ambang berbentuk trapezoidal yang simetris yang memiliki tinggi 150 mm, kemiringan sisi 1V : 2H dan lebar ambang yang bervariasi yaitu 0.10 m dan 0.40 m. Saluran ini dialirkan berbagai nilai debit yang bervariasi masing-masing $424.10 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{m}$ dan $495.70 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{m}$ berturutan untuk lebar ambang 0.10 m dan 0.40 m.

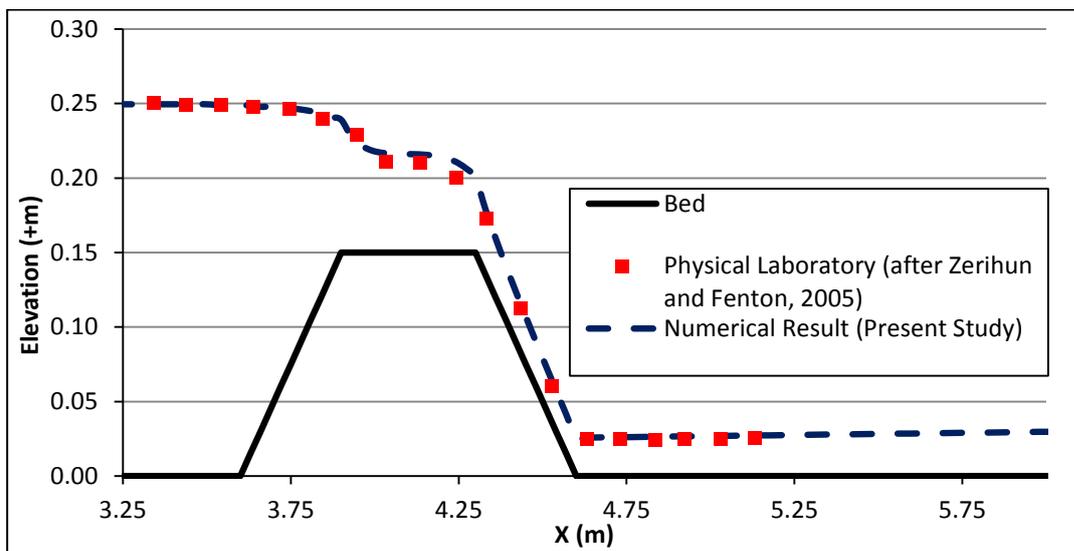


Gambar 5.6. Kondisi Model Fisik Laboratorium (Zerihun and Fenton, 2005)

Kasus ini diambil dengan tujuan untuk menguji kemampuan model numerik yang dibuat dalam memodelkan kasus aliran yang melalui ambang lebar. Berdasarkan Gambar 5.7 dan Gambar 5.8 dapat dilihat bahwa model numerik memberikan hasil yang cukup akurat, di mana hal ini ditunjukkan dari elevasi muka air hasil pemodelan yang cukup mendekati hasil pengukuran laboratorium. Terdapat perbedaan karakteristik muka air antara aliran yang melalui ambang dengan lebar 0.10 m dan 0.40 m. Pada ambang dengan lebar 0.10 m, aliran cenderung mengalir jatuh bebas sedangkan pada ambang dengan lebar 0.40 m, aliran turun ketika melalui ambang, lalu cenderung datar namun akhirnya mengalir jatuh bebas ke arah hilir.



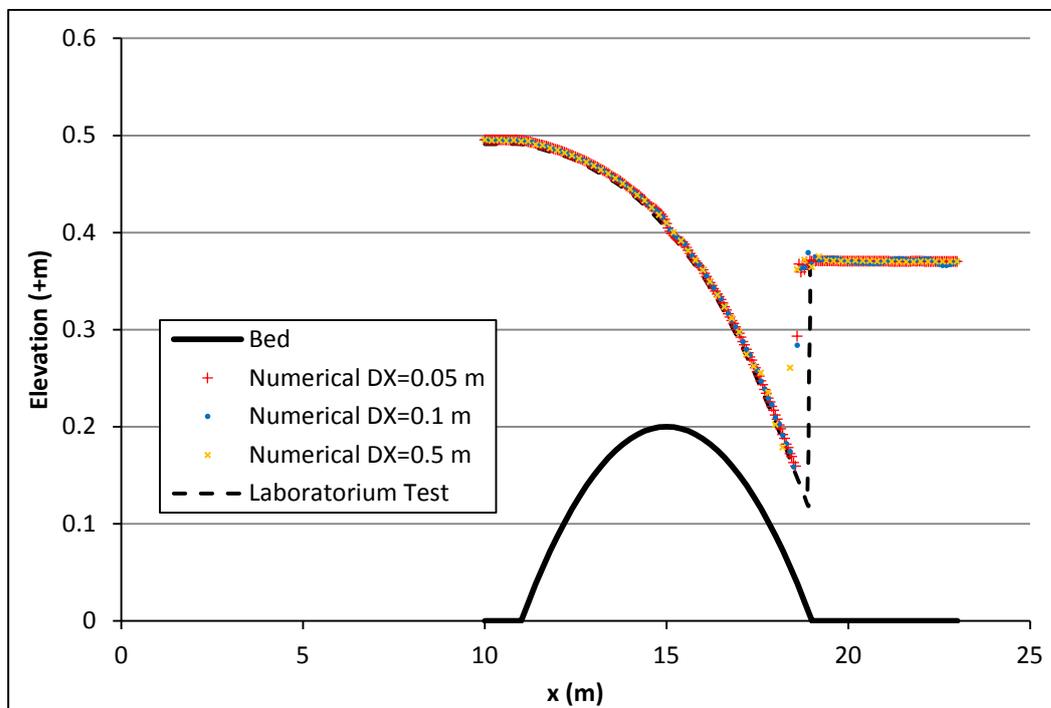
Gambar 5.7. Perbandingan Hasil Model Laboratorium dengan Model Numerik (Lebar Ambang 0.10 m)



Gambar 5.8. Perbandingan Hasil Model Laboratorium dengan Model Numerik (Lebar Ambang 0.40 m)

5.3. Aliran Melalui Sebuah Penghalang

Kasus ini diambil berdasarkan Madsen, et.al (2005) khususnya “steady hydraulic jump over a bar”. Kasus ini diambil untuk menguji kemampuan model numerik dalam memodelkan kondisi diskontinuitas khususnya loncatan hidraulik di bagian hilir ambang. Dalam kasus ini, kondisi awal aliran di hulu dianggap berada pada level mercu ambang sedangkan bagian hilir air dianggap kosong. Secara tiba-tiba kondisi batas bagian hulu diberikan debit tertentu sehingga terdapat bagian air yang dipantulkan kembali ke arah hulu, namun ada bagian yang diteruskan mengalir melalui ambang. Pada saat tertentu, akan tercapai suatu kondisi steady di mana terjadi loncatan air di bagian hilir.



Gambar 5.9. Perbandingan Hasil Model Laboratorium dengan Model Numerik

Domain model dibagi menjadi beberapa bagian dengan ukuran yang sama yaitu $DX = 0.5$ m, $DX = 0.1$ m dan $DX = 0.05$ m. Berdasarkan Gambar 5.9 dapat dilihat bahwa model numerik memberikan hasil yang cukup akurat dalam memodelkan kasus diskontinuitas khususnya untuk nilai $DX = 0.05$ m, di mana hal ini dapat dilihat dari elevasi muka air hasil pemodelan yang hampir berimpit dengan muka air hasil percobaan laboratorium.

BAB 6

KESIMPULAN DAN SARAN

Dari hasil di atas dapat dilihat bahwa program yang dibuat oleh penulis dapat berjalan dengan baik dan stabil khususnya saat menghadapi keadaan aliran yang diskontinu, baik kondisi transcritical flow (peralihan dari subkritis menjadi superkritis) yaitu pada aliran melalui mercu ambang maupun peralihan dari superkritis menjadi subkritis yaitu pada kasus loncatan hidraulik.

Formula langkah waktu dalam program ini masih diatur berdasarkan skema eksplisit, oleh sebab itu kinerja, kecepatan serta stabilitas perhitungan sangat tergantung dari besaran langkah waktu yang diambil. Hal ini sangat terkait dengan besarnya nilai bilangan Courant. Secara umum, skema eksplisit memiliki keterbatasan dalam bilangan Courant yaitu lebih kecil daripada 1, namun karena langkah waktu dihitung berdasarkan Metode Runge Kutta orde 4 maka bilangan Courant dapat mengangkat menjadi 2.80. Secara konsep tidak ada batasan angka dalam mengambil besaran nilai pembatas (value limiter D_{\min}) terkait dengan mekanisme wet and dry.

Program ini dapat digunakan sebagai salah satu alat (tool) dalam pemodelan aliran yang melalui mercu ambang dan peredam energi di samping model fisik hidraulik yang cenderung lebih mahal dan memerlukan waktu pembuatan yang cukup lama. Penulis tidak menyatakan bahwa model numerik ini jauh lebih baik daripada model fisik hidraulik, namun pada dasarnya model numerik dapat dijadikan suatu alternative lain dalam memodelkan aliran yang melalui mercu ambang.

Penulis menyarankan untuk dilakukannya tes laboratorium khususnya untuk kasus aliran yang melalui ambang tipe WES. Hal ini bertujuan untuk memastikan kembali apakah perhitungan berdasarkan grafik Chow (1959) tersebut valid.

DAFTAR PUSTAKA

Casulli, V, (2008). "A High Resolution Wetting and Drying Algorithm for Free Surface Hydrodynamics", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 2008.

Chow, V.T.(1959). "Open Channel Hydraulics", *McGraw-Hill*, New York.

Ginting, B.M., Riyanto, B.A., Ginting, H. (2013). "Numerical Simulation of Dam Break Using Finite Volume Method Case Study of Situ Guntung", *4th International Seminar of HATHI*, 6-8 September 2013, Yogyakarta, Indonesia.

Ginting, B.M., Natakusumah, D.K., Harlan, D., Ginting, H. (2012). "Application of Finite Volume Cell Center Method with Wet and Dry Treatment in Hydrodynamic Flow Modeling", *Proceeding of "The Second International Conference on Port, Coastal, and Offshore Engineering*, November 2012, Bandung, Indonesia.

Ginting, B.M., Natakusumah, D.K., Kusuma, M.S., Harlan, D. (2011). "Model 2 Dimensi Propagasi Aliran Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Dengan Metode Volume Hingga", *Konferensi Nasional Pasca Sarjana Teknik Sipil*, Desember 2011, Bandung, Indonesia.

Jameson, Schmidt, Friedrichshafen (1981). "Numerical Solution of the Euler Equations by Finite Volume Methods Using Runge-Kutta Time-Stepping Schemes", *Springer-Verlag*.

Kusuma, M.S., Natakusumah, D.K., Harlan, D., Ginting, B.M. (2012). "Application of Finite Volume Method in Modeling the Flood Propagation Generated by Dam-Break On The Non-Uniformly Building Layout", *The 3rd International Conference on Construction Industry*, April 2012, Padang, Indonesia.

L. Brice, Yarko, Escauriaza (2005). "Finite Volume Modeling of Variable Density Shallow-Water Flow Equations for a Well-Mixed Estuary: Application to the Río Maipo estuary in central Chile", *Journal of Hydraulic Research* Vol. 43, No. 4, 2005.

Madsen, P.A., Simonsen, H.J., Pan, C. (2005). "Numerical Simulation of Tidal Bores and Hydraulic Jumps". *Coastal Engineering* (52), 409-433.

Mingham, C.G., Causon, D.M. (1998). "High-Resolution Finite Volume Method for Shallow Water Flows". *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(6), 605-613.

Orgaz, Oscar Castro., Chanson Hubert (2013). "Depth-Averaged Specific Energy in Open-Channel Flow and Analytical Solution for Critical Irrotational Flow over Weirs", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ISSN 0733-9437/04013006(8).

Zerihun, Y.T., Fenton, J.D. (2006). "One-dimensional simulation model for steady transcritical free surface flows at short length transitions". *Advances in Water Resources* 29: 1598-1607.

Willey, James., Ewing, Thomas., Wark, Bob., Lesleighter, Eric. (2012). "Complementary Use of Physical and Numerical Modeling Techniques in Spillway Design Refinement", ICOLD.