

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI “FEDERICO II”



**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED
AMBIENTALE**

***Dottorato di Ricerca in Ingegneria dei Sistemi Idraulici,
di Trasporto e Territoriali***

XXVI ciclo

Coordinatore: Prof. Arch. Elvira Petroncelli

TESI DI DOTTORATO

***Resistenze al moto e caratteri della turbolenza in correnti
defluenti in alvei vegetati***

Relatori

Prof. Ing. Guelfo Pulci Doria

Prof. Ing. Paola Gualtieri

Candidato

Dott. Ing. Vittorio Pasquino

Anno Accademico 2013/2014

Alla mia famiglia che riesce sempre a darmi il più grande amore in tutte le occasioni; a loro va il ringraziamento sincero come figlio, fratello, nipote, cognato e zio. Il desiderio più grande è che siano sempre fieri di me.

A tutti quelli che mi proteggono dall'alto. Vi sento sempre con me.

Agli amici veri: sono quelli che mi vogliono bene per quello che sono, con tutti i miei pregi e i miei difetti. Grazie per avermi sopportato sempre!

Ai colleghi del dottorato, con i quali sono cresciuto e dai quali ho imparato tanto. Sono tutti dei ragazzi eccezionali e sono fortunato ad averli incontrati. Hanno reso piacevole e stimolante il mio luogo di lavoro.

Alla professoressa Paola Gualtieri, della quale ho imparato ad apprezzare la disponibilità, l'affetto e la pazienza. La ringrazio infinitamente per aver lavorato con me fianco a fianco, anche in momenti non facili, dimostrando in questi anni di essere stata molto più di un mio "superiore". Grazie per la sua elasticità, per la sua collaborazione, per la sua gentilezza e per la sua fiducia. Ho conosciuto una persona speciale.

"Il Maestro è nell'anima e nell'anima per sempre resterà"

Carissimo Professore Pulci Doria,

Lei adesso non è più con noi. Avrei voluto tanto che assistesse alla mia prova finale di dottorato; purtroppo non potrò avere l'onore di averla al mio fianco in questo momento importante della mia vita.

Onore. È quello che ho provato in questi anni lavorando con lei. Non so se ha mai realizzato quanta riconoscenza provo nei suoi confronti per avermi dato questa possibilità; spero con tutto il cuore che lei sappia che è immensa.

Privilegio. Ho avuto il privilegio di lavorare con una persona che mi ha insegnato ad essere ancora più ingegnere. La sua cura dei dettagli e il suo amore per la scienza sono stati e saranno sempre per me un insegnamento di vita e di lavoro. Grazie ad essi provo a migliorarmi giorno per giorno.

Sacrificio. Non dimenticherò mai l'abnegazione in tutto quello che faceva. In ogni aspetto della giornata lei riusciva sempre a dare il massimo con grande serenità; fino all'ultimo momento disponibile ha lavorato con la massima dedizione. Il suo senso del dovere mi ha insegnato ad essere ancora più rispettoso nei confronti del lavoro e a ripetermi sempre che nulla va trascurato.

Serenità. La ringrazio per essere stato sempre preciso, attento e giustamente severo. La ringrazio perché lei è sempre stato tutto questo con grande serenità. Non potrò mai dimenticare con quanta pacatezza e tranquillità abbiamo lavorato insieme. Questo mi ha insegnato ad essere più disciplinato, più chiaro, più meticoloso nel fare il mio dovere senza inutili agitazioni.

Spero tanto che da lassù possa guardare il mio lavoro e spero tanto che le piaccia.

Con affetto e gratitudine infiniti.

Vittorio

INDICE

INTRODUZIONE	1
Premessa	1
I.I Il ciclo delle acque. L'aspetto tecnico-politico inerente la gestione delle risorse idriche	1
I.II La Direttiva quadro europea delle acque: obiettivo 2015	6
I.III La gestione italiana del ciclo delle acque. I pesanti ritardi sulla depurazione	7
I.IV Sintesi del principale stato dei fiumi italiani: le responsabilità di eccessivi interventi antropici	8
I.V L'energia Idroelettrica: il funzionamento, la filiera e il caso hydropeaking	11
I.VI I Contratti di Fiume come strumento di gestione "intelligente" ed integrata degli ecosistemi fluviali	13
I.VII L'ingegneria naturalistica in Italia e il ruolo ricoperto dalla vegetazione. Il caso Campania	16
I.VIII La vegetazione in alveo. Ruolo e valore della vegetazione. L'aspetto ambientale e l'aspetto economico	19
Bibliografia	24
SCOPO E STRUTTURA DELLA TESI	25
CAPITOLO I	
Le resistenze al moto idraulico su superfici vegetate	28
1.1 Premessa al problema delle superfici vegetate	30
1.2 Le formulazioni classiche di resistenza al moto	31
1.2.1 Formula di Keulegan e coefficiente di resistenza al moto f	32
1.2.2 Formula di Manning e scabrezza n	33
1.2.3 Formula di Chèzy e fattore d'attrito B	35
1.3 Alcune osservazioni sulle scabrezze "classiche" rispetto al problema delle superfici vegetate	36
1.4 Stato dell'arte. Analisi e riflessioni sui modelli presenti in letteratura	37
1.4.1 Modellazione della vegetazione rigida e sommersa. Premessa ai primi modelli di calcolo	38
1.4.2 Il modello di Tsujimoto e Shimizu (1992)	40
1.4.3 Il modello di Borovkov e Yurchuk (1994)	45
1.4.4 Il modello di Klopstra e Van Velzen (1997)	47
1.4.5 Il modello di Meijer e Van Velzen (1999)	49
1.5 Premessa ad un secondo approccio di calcolo	52
1.5.1 La modellazione $k-\varepsilon$ e $k-\omega$. Il modello di Lopez e Garcia (2001)	53
1.5.2 Il modello sperimentale di Stone e Shen (2002)	57
1.5.3 L'ipotesi di indipendenza della velocità nello strato di vegetazione rispetto allo strato di superficie. Il modello di Van Velzen (2003)	60
1.6 Letteratura recente. Il modello di Keijzer-Baptist (2005) ad algoritmi genetici	61
1.6.1 L'evoluzione del modello genetico: l'analisi di Baptist (2007)	65
1.6.2 Il modello a due strati di Huthoff (2007)	67

1.7 Riepilogo dei risultati ottenuti dai modelli e dalle teorie di letteratura	70
1.8 Applicazione delle ordinarie scabrezze al case-study di flussi in alveo vegetato: la letteratura esistente	74
1.9 Analisi delle moderne formule di resistenza al moto nel caso di alta sommergenza ($h/k > 5$)	75
1.10 Confronto tra le ordinarie scabrezze e validità rispetto al case study delle superfici vegetate	79
1.11 Confronto analitico tra le ordinarie scabrezze: la dipendenza dal parametro R/k_N	80
Bibliografia	83

CAPITOLO II

Determinazione delle scabrezze classiche in alveo vegetato mediante lavoro sperimentale e confronti con le scabrezze di letteratura

87

2.1 La misura sperimentale e i dati letteratura delle tre scabrezze classiche k_N, k_S, k_B	87
2.1.1 Premessa	87
2.1.2 Metodologia di misura dei dati di scabrezza. Perché l'uso dei cilindri di metallo?	89
2.1.3 Metodologia di acquisizione dei dati di scabrezza. L'impianto sperimentale	90
2.1.4 Metodologia di misura dei dati di scabrezza. La modellazione della vegetazione	97
2.1.5 Metodologia di acquisizione dei dati di scabrezza. La misura del tirante idrico	99
2.1.6 Metodologia di misura dei dati di scabrezza. La disposizione dei cilindri e la densità di vegetazione	100
Bibliografia	104

CAPITOLO III

Presentazione dei risultati della ricerca sperimentale, confronto con i dati di letteratura ed elaborazione di un nuovo modello di calcolo della scabrezza equivalente di Nikuradse

105

3.1 Premessa alla verifica della migliore scabrezza rappresentativa della vegetazione	105
3.2 Verifica circa l'utilizzo delle ordinarie scabrezze idrauliche per determinare la resistenza al moto in condizioni di alta sommergenza	107
3.3 Acquisizione dei dati presenti in letteratura. Geometria, densità di vegetazione λ e parametri idraulici $h/k_N(2), h/k_N(5)$	108
3.4 Diagrammi rappresentativi dell' andamento delle scabrezze k_N, k_S, k_B rispetto al rapporto di sommergenza h/k	111
3.5 Implementazione dei dati mediante elaborazione nostro modello sperimentale	115
3.6 Confronto tra i grafici ottenuti dai dati di letteratura e dai nostri dati sperimentali	118
3.7 Confronto dei valori sperimentali delle tre scabrezze k_N, k_S, k_B	119
3.8 Implementazione di un modello di calcolo per la scabrezza k_N e conseguenze dei risultati ottenuti	123
3.9 Confronto tra portate di letteratura e portate sperimentali	124
3.10 Alcune osservazioni sui risultati ottenuti e successive estrapolazioni per valori bassi di densità adimensionale di vegetazione λ	126
3.11 Commenti	127
Bibliografia	129

CAPITOLO IV

Il problema della turbolenza in alveo vegetato. Analogia mixing-layer e superfici vegetate. Le grandezze statistiche della turbolenza

132

4.1 Introduzione alla fenomenologia della turbolenza	132
4.2 Descrizione sintetica dei metodi numerici di calcolo della turbolenza	137
4.3 Approccio statistico alla fenomenologia della turbolenza	138
4.4 Analisi della turbolenza su superfici vegetate. Premessa	142
4.5 Analisi della turbolenza su superfici vegetate. Stato dell'arte. Il Modello Mixing-Layer di Raupach et. al. (1996)	143
4.6 Il Modello di Poggi (2004). Analisi della turbolenza per il CSL (Canopy Sub-Layer)	148
4.7 Il Modello a tre strati di Nezu (2008)	152
4.8 L'analisi dell'idrodinamica dei canali vegetati di Nepf (2012)	156
Bibliografia	158

CAPITOLO V

Acquisizione delle grandezze statistiche della turbolenza mediante prove di laboratorio. L'Anemometro Laser-Doppler. Risultati sperimentali e commenti

160

5.1 Breve descrizione del sistema di acquisizione: l'anemometro laser-Doppler	160
5.2 Principi di funzionamento	161
5.3 Descrizione delle frange d'interferenza	163
5.4 Volume e posizione del punto di misura	165
5.5 Back scattering e forward scattering	167
5.6 Fotomoltiplicatore	168
5.7 Frequency Shifter	169
5.8 Real Time Signal Analyzer	173
5.9 Prove sperimentali per altezza di vegetazione $k=1.5\text{cm}$	176
5.10 Prove sperimentali per altezza di vegetazione $k=4.5\text{cm}$ e confronti	185
5.11 Commenti	191
Bibliografia	193

CONCLUSIONI

195

INTRODUZIONE

Premessa

Perché la vegetazione? Non è stato infrequente durante questi anni di lavoro sentirsi ripetere questa domanda, durante la comprensione di testi, lavori internazionali, pubblicazioni scientifiche, elaborazioni sperimentali e quant'altro; ci si è imbattuti cioè più di una volta nella volontà di capire in che modo le problematiche ingegneristiche e di ricerca connesse all'idraulica debbano interfacciarsi con la flora disposta lungo i letti fluviali. Cercheremo di fornire nei successivi paragrafi di quest'introduzione qualche elemento in più per poter rispondere a tutte le domande legate a questa tematica; cercheremo cioè di far capire quanto sia importante oggi comprendere al meglio i fenomeni idrodinamici legati all'interfaccia fluido-vegetazione.

1.1 Il ciclo delle acque. L'aspetto tecnico-politico inerente la gestione delle risorse idriche

E' di immediata comprensione l'importanza che i fiumi esercitano nel ciclo delle acque, al pari degli altri componenti dell'idrosfera; nel passato il fiume era sinonimo di arteria di collegamento tra insediamenti umani e sono numerosissimi gli esempi di civiltà antiche nate nei pressi dei fiumi. Facendo un esempio valido per tutti, nella Mesopotamia, regione fertile nata "in mezzo" ai fiumi Tigri ed Eufrate, sono prosperate le civiltà dei Sumeri, degli Assiri e dei Babilonesi circa 6000 anni fa. L'importanza dei fiumi nel tempo è via via cresciuta divenendo essi un'importante riserva alimentare (pesca), irrigua, economica ed energetica per tutti gli insediamenti umani. Dopo la seconda rivoluzione industriale la massiccia antropizzazione del territorio da parte dell'uomo ha causato un aumento esponenziale dell'inquinamento ambientale (soprattutto dall'immediato dopoguerra (1949-50) ad oggi). Dal 1950 al 2010, inoltre, vi sono stati significativi squilibri dell'equilibrio demografico; l'incremento della popolazione europea è stato di quasi 200 milioni di abitanti (dati World Population Prospects) con tutte le conseguenze di gestione territoriali e ambientale che un dato così importante comporta.

Se possiamo definire l'idraulica fluviale come quella materia che si occupa del moto delle acque nei fiumi è proprio grazie all'etimologia ed al significato di quest'ultima parola che capiamo perché una sua trattazione abbraccia tante discipline scientifiche. Un "fiume" infatti, facendo un esempio sintetico, nasce da una sorgente raccogliendo le acque da un bacino idrografico e, scorrendo verso il basso, con una pendenza variabile del suo letto, arriva ad un corpo idrico ricettore (un mare o un lago nella stragrande maggioranza dei casi). Questo percorso, ovviamente, non avviene in maniera così immediata, ma si imbatte in tutta una serie di aspetti fisici (e non solo) che meritano doverosa attenzione. E' evidente quindi che non solo l'ingegneria idraulica viene coinvolta in questo processo che abbraccia infatti anche la geologia, la botanica, la geomorfologia, l'idrografia, l'idrologia, la fisica, l'agricoltura e il diritto; quest'ultimo, infatti, come vedremo successivamente, viene sempre più coinvolto con il trascorrere del tempo, a causa di numerose problematiche connesse al "problema acqua".

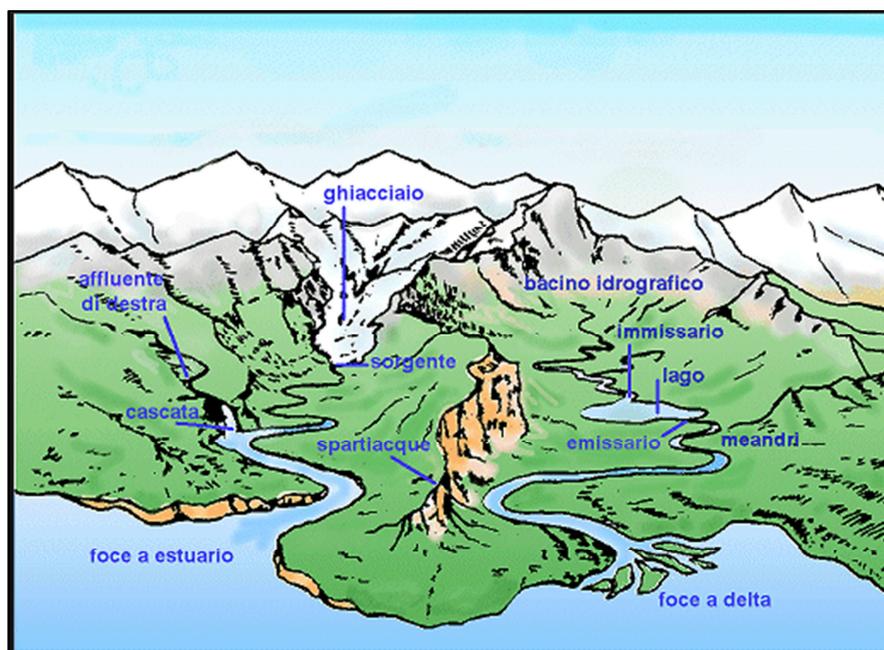


Fig.I Schematizzazione percorso fluviale

Secondo un attento studio del CIRF (Centro Italiano per la Riqualificazione Fluviale) il 77 % dei 139 maggiori sistemi idrografici del Nord America, Europa ed ex-Urss è alterato a causa di opere di regimentazione e interventi umani che ne hanno alterato le caratteristiche e compromesso il valore ecologico; nelle economie mondiali emergenti come i cosiddetti Brics (Brasile, Russia, India, Cina e Sudafrica) si stanno tristemente uguagliando questi "primati" di inquinamento e scarso

sviluppo sostenibile presenti nel mondo occidentale. A differenza di altri beni di primaria importanza, l'acqua non è sostituibile nella maggior parte dei suoi impieghi e non è conveniente il suo trasporto a distanze superiori a qualche centinaio di chilometri. La sua salvaguardia, quindi, deve essere priorità fondamentale (come poi per alcuni esempi virtuosi già è) per gli Stati e le Organizzazioni Nazionali e Internazionali; a causa della crescita delle attività umane, la disponibilità di acqua potabile per persona sta diminuendo e la negazione sempre più diffusa del diritto all'acqua ha conseguenze terribili. All'inizio del terzo millennio si calcolava che oltre un miliardo di persone non avesse accesso all'acqua potabile e una delle drammatiche conseguenze di ciò è che, nel 2006, circa trentamila persone sono morte ogni giorno per cause riconducibili a questo terribile deficit. Il WWDR (World Water Development Report) ha indicato, in un dettagliato dossier nel 2003, che nei prossimi vent'anni la quantità d'acqua disponibile per ogni persona diminuirà del 30%.

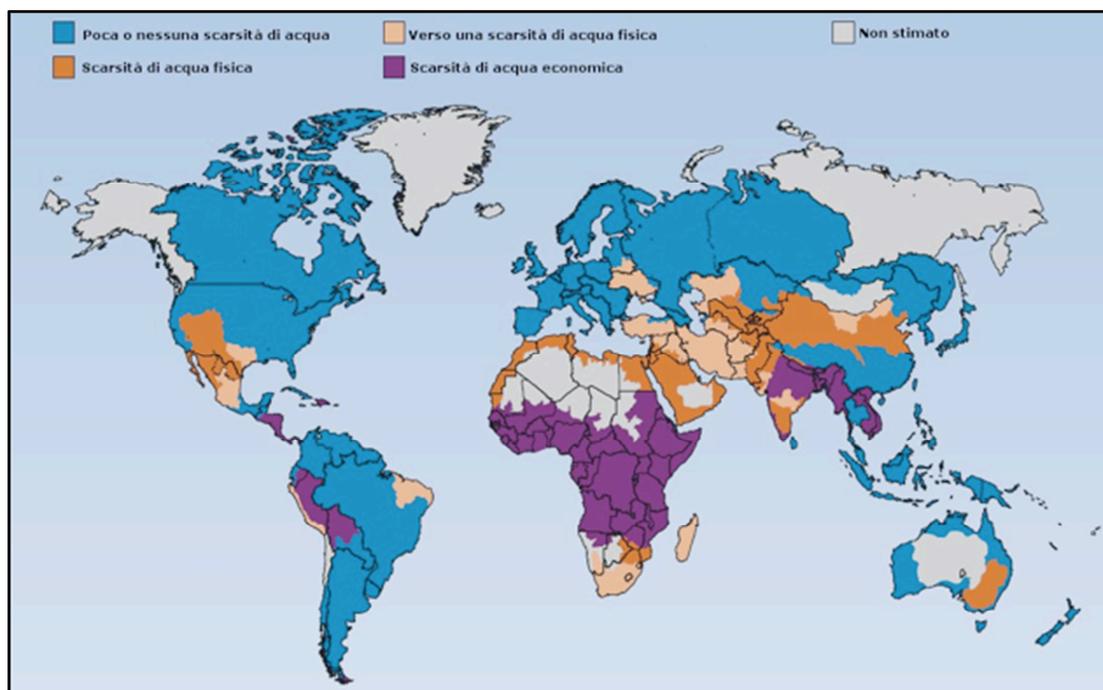


Fig. Il Scarsità fisica ed economica di acqua nel mondo. UNEP 2011, *Towards a Green Economy: Pathways to Sustainable Development and Poverty Eradication*

Secondo i dati dell'IRSA (Istituto Italiano di Ricerca sulle Acque) in Italia circa l'80 % dei deflussi superficiali e delle acque sotterranee viene utilizzato per gli usi umani, alterando così le portate di altri canali; a prima vista questa problematica può sembrare "solamente" ambientale poiché

riguarda la qualità e la quantità delle acque stesse, mentre invece non può essere ignorato l'alto costo che essa ha per la comunità. La geomorfologia e la geologia infatti insegnano come, a causa della mancanza "armonizzazione" tra il fiume e le fasce riparie, nascono numerosi "degradi qualitativi" di molte funzioni importanti per la biosfera tra cui, ricorda sempre il CIRF, spiccano il mancato ricarico delle falde, il trasporto di sedimenti e l'autodepurazione.

Douban e Ratnayake (2006) hanno calcolato su scala globale che i danni dovuti alle esondazioni dei fiumi ammontano ogni anno a decine di miliardi di dollari, mentre nella sola Italia (fonte gazzetta del Senato 1992, dati aggiornati dal CIRF al 2002), il costo è di circa 3 miliardi di euro l'anno.



Fig.III Esondazione fiume Tevere ad Orte(VT)-Novembre 2012

A fronte di reiterati disastri "naturali" dovuti a un eccessivo utilizzo del territorio, le politiche amministrative e legislative hanno pensato, nel corso degli anni, di promuovere soluzioni di carattere "difensivo", costruendo sponde, briglie o, peggio, canali cementificati al fine di rendere i terreni ripari ulteriormente utilizzabili ed edificabili. La manutenzione delle acque e dei canali ha previsto quindi non una riqualificazione ecologica ma al contrario un ulteriore impoverimento della

vegetazione mediante la sua rimozione e riprofilatura degli alvei, causando così l'erosione delle sponde e una maggiore velocizzazione delle acque.



Fig.IV Cementificazione Canali Vermenagna a Boves (CN)-2010

Nella realtà invece quello che serve davvero è rivolgersi al territorio e all'interfaccia corso d'acqua-vegetazione-fascia ripariale in maniera oculata e lungimirante mediante serie politiche di gestione ed adeguate operazioni di pianificazione e riqualificazione fluviale; il difficile obiettivo, ormai sempre più necessario, è quello di far convergere le esigenze sociali ed economiche verso soluzioni tecniche che siano quanto più ecocompatibili e naturali possibile in modo tale che l'approccio verso la corretta gestione delle acque assuma contorni "sistemici" e non più isolati. Non possiamo ignorare come le emergenze alluvionali che in questi anni hanno costellato la cronaca di tutta Europa (le ultime più gravi nella primavera del 2013 in Repubblica Ceca e nel novembre del 2013 in Sardegna) così come il modificarsi del contesto ambientale (un cambiamento climatico globale in atto che porta a piene dei fiumi meno controllabili) e i crescenti pericoli portati dall'inquinamento hanno reso la tematica della gestione dei fiumi molto attuale e di grande interesse. In materia di acque, comprendendo con questo termine anche le acque fluviali, la normativa comunitaria di riferimento che rappresenta una fondamentale linea guida per tutti gli stati membri dell'Unione Europea, è ad oggi la Direttiva 2000/60/CE: essa richiede, entro il 2015, il raggiungimento di uno specifico giudizio di qualità ("buono") per il 50 % delle acque "superficiali" europee (intendendo con "superficiali" i laghi, i fiumi, i torrenti, etc.). Su questo obiettivo ci è sembrato doveroso fare un approfondimento che rimandiamo al paragrafo successivo.

I.II La direttiva quadro europea delle acque: obiettivo 2015

Nell'anno 2000 l'Unione Europea ha elaborato una direttiva generale delle acque che prevede il coinvolgimento delle varie politiche dell'Unione e tutti gli attori istituzionali denominata *Direttiva Europea 60/2000 "Acque"* (Water Framework Directive o WFD). In Italia, purtroppo, la norma europea è stata recepita con un ritardo significativo; è stato solo nel 2006, infatti, che l'ordinamento italiano è riuscito ad elaborare il Decreto 152/2006 in cui compaiono le *"Norme in materia ambientale"* che hanno come obiettivo la riduzione dell'inquinamento e la riqualificazione dei corpi idrici. Uno dei passaggi chiave della Direttiva Europea riguarda gli ecosistemi idrici e fluviali sottolineando l'importanza che essi svolgono per una corretta regolazione del clima: solo per citare le zone umide esse forniscono servizi come la depurazione dell'acqua e l'assorbimento di carbonio che valgono miliardi di euro l'anno.

Il commissario all'Ambiente dell'Unione Europea Janez Potocnik ha affermato nel novembre 2012 che l'Europa non sarà in grado di centrare l'obiettivo prefissatosi per il 2015 e cioè, come già accennato precedentemente, il raggiungimento dello stato di buona salute del 50% di tutte le acque "superficiali" europee; lo stesso commissario Potocnik ha ribadito come sia necessario mirare a un equilibrio sostenibile tra la domanda e l'offerta di acqua e anche integrare maggiormente gli obiettivi di politica idrica in settori strategici come l'agricoltura, la pesca, le energie rinnovabili, i trasporti, oltre ai Fondi strutturali e alla politica di coesione. A questo punto è lecito domandarsi cosa definisca lo stato ecologico delle acque: esiste, cioè, una classificazione della qualità dei corpi idrici, e in caso di risposta affermativa, da cosa dipende?.

Per definire lo stato ecologico di un fiume uno dei parametri di cui si tiene maggiormente conto è rappresentato dalla quantità di flora acquatica e fauna ittica presenti in esso; sono anche importanti la disponibilità di nutrienti e aspetti come salinità, temperatura e inquinamento dovuto ad agenti chimici. Tenendo conto che nell'Unione Europea sono presenti più 100'000 corpi idrici superficiali, di cui l'80% composto da fiumi, ecco delinearsi sempre più l'importanza che la vegetazione ricopre nelle problematiche di ingegneria civile e in particolare, nella realizzazione e

sostenibilità delle opere di ingegneria idraulica e fluviale. Nel paragrafo successivo passeremo ad esaminare una situazione che ci riguarda più da vicino e cioè la condizione italiana.

I.III La gestione italiana del ciclo delle acque. I pesanti ritardi sulla depurazione

Si è già accennato precedentemente alla eccessiva antropizzazione del territorio italiano ed alle relative conseguenze; una politica del territorio che ha visto profonde disattenzioni verso strategie comuni, insieme a ritardi politico-amministrativi per risolvere le annose questioni dei condoni e degli abusi edilizi, hanno portato ad una condizione di ritardo nazionale del tutto pernicioso. Alla luce degli obiettivi del 2015 di cui ci è già parlato, l'Unione Europea ha sollecitato l'Italia ad una profonda ristrutturazione delle rete infrastrutturale di distribuzione idrica, del sistema fognario e del sistema di depurazione delle acque. Oltre i problemi delle perdite negli acquedotti, sembra mancare una efficace politica del trattamento delle acque; studi dell'Unione Europea evidenziano, soprattutto nel Mezzogiorno, la spaventosa mancanza di impianti di depurazione in più di 800 distretti urbani, con enormi costi economici ed ambientali. Uno degli aspetti positivi della faccenda è la nascita di numerosi comitati di cittadini e tecnici del settore che, congiuntamente ad associazioni ambientaliste, si stanno prodigando in una corretta pressione nei confronti della politica nazionale ed europea verso una ancora maggiore attenzione al problema; non è inusuale incontrare numerosi gruppi di studio, capitanati da esperti del settore, che riescono a monitorare in tempo reale la situazione chimico-fisica dei nostri corpi idrici superficiali, collaborando con le amministrazioni per una migliore gestione dei corpi idrici. Nel luglio del 2010 una di queste associazioni denominata Cigno Verde, promossa dalla Legambiente di Parma, in una bellissima iniziativa di monitoraggio dei laghi italiani denominata "Goletta dei laghi", ha denunciato come 46 su 58 campioni d'acqua prelevati in 11 laghi italiani e 6 regioni fossero "fortemente inquinati" e cioè con una concentrazione di batteri fecali di almeno il doppio rispetto al massimo percentuale previsto dalla normativa europea. Nel giugno del 2013 la Corte di Giustizia Europea ha stabilito come l'Italia abbia violato le norme Ue sulla raccolta e sul trattamento delle acque reflue Urbane, avallando così un provvedimento del 2009 della Commissione Europea ai nostri danni nel quale sono previste pesantissime sanzioni pecuniarie. E' stato altresì evidenziata la drammaticità del

peggiore dato italiano e cioè del triste “primato” che spetta alla regione Sicilia, dove solo il 28% delle acque risulta essere correttamente depurato. Per quanto concerne la Campania, secondo dati Arpac (Azienda regionale protezione ambientale Campania) del 2011, sei depuratori su dieci risultano essere “fuorilegge” e cioè non a norma. Nel 2012, inoltre, sono stati calcolati in Italia circa 34 mila reati ambientali, compresi tra traffico di rifiuti, abusivismo edilizio, scarichi abusivi, etc., per costi quantificabili in circa 17 miliardi di euro, con pesantissime ripercussioni sulla qualità delle acque e sulla loro corretta depurazione.

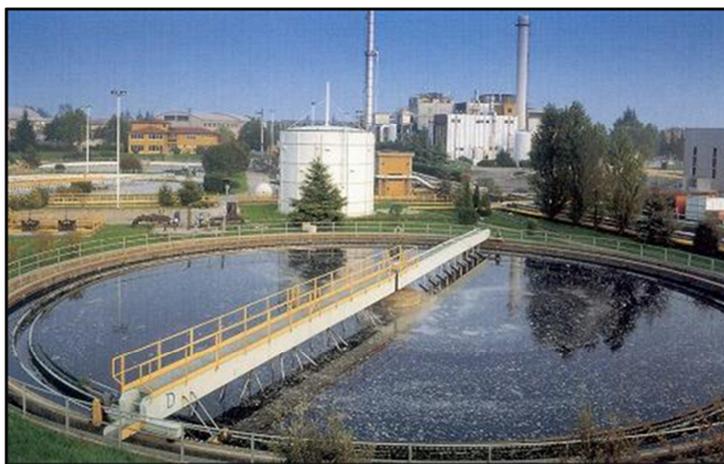


Fig.V Impianto di depurazione di Bacoli(Na)

Basti pensare, infatti, che in un'operazione condotta da Goletta Verde (altra campagna ambientalista promossa da Legambiente), sono risultati fuorilegge 14 prelievi di campioni d'acqua su 20, tutti effettuati presso le foci di fiumi, torrenti e canali in Campania. Secondo gli stessi studi effettuati da Legambiente sono circa 24 milioni gli abitanti italiani che scaricano direttamente in mare o indirettamente attraverso fiumi e canali utilizzati come delle vere e proprie fognature; qualsiasi commento sulla pericolosità e dannosità di questo dato sembra essere davvero superfluo.

I.IV Sintesi dello stato dei principali fiumi italiani: le responsabilità di eccessivi interventi antropici

Dopo aver effettuato una doverosa sintesi della politica europea e nazionale delle acque, abbiamo compreso l'importanza che il ruolo dei fiumi ricopre nel ciclo delle acque, e su come essi occupino un ruolo fondamentale nel mantenimento di una condizione ambientale ottimale dal duplice punto

di vista economico e sociale; essendo i fiumi “le arterie del mondo” è dovere dell’ingegneria idraulica compiere tutti gli sforzi opportuni per garantirne il corretto deflusso dalla sorgente alla foce, cercando di interpretarne tutti gli aspetti fisico-matematici.

I fiumi italiani ed europei risultano essere tra gli ecosistemi maggiormente influenzati dalla costruzione di dighe, impianti di sbarramento, traverse fluviali, impianti di estrazione di sedimenti ed impianti di produzione di energia. Negli ambienti non artificiali, invece, dove i processi fluviali hanno ancora modo di operare attivamente, il confine tra parte acquatica e terrestre non è così netto, per cui vi è un proliferare di elevate eterogeneità biologiche come, ad esempio, le piante riparie (la cosiddetta vegetazione riparia) che, con i loro sedimenti, forniscono importanti contributi necessario al mantenimento dell’equilibrio fluviale ed ambientale: forniscono nutrienti agli organismi acquatici dei canali, rallentano le acque di dilavamento dei versanti contrastando l’eccessiva erosione e, inoltre, forniscono sostanze carboniose solubili ai batteri associati agli apparati radicali, consentendo la denitrificazione; tra gli altri aspetti rallentano le velocità delle acque. La massiccia industrializzazione del territorio e gli eccessivi interventi antropici hanno comportato negli anni una pesante alterazione morfologica altimetrica e planimetrica dei fiumi stessi che ha compromesso la continuità di alcuni processi fondamentali come la laminazione delle piene e la perdita parziale di energia delle correnti. Una ricerca congiunta tra la prestigiosa riviste Nature e Focus ha analizzato i 7 fiumi più inquinati d’Italia di cui riportiamo come sintesi la seguente tabella (Tab.I):

Fiume	Lunghezza (km)	Portata Media (m ³ /s)	Abitanti nel bacino	Stato Ecologico	Cause
Aniene	119	29	1020000	Buono fino a Tivoli, poi peggiora progressivamente fino a scadente	Eccessivi prelievi di acqua alle sorgenti; insufficiente depurazione degli scarichi civili
Aterno-Pescara	145	20	990000	Scadente vicino alle città, sufficiente lontano dai centri urbani	Depurazione civile assente o insufficiente
Lambro	140	60 (560 in fase di piena)	1700000	Buono nel tratto prealpino e sufficiente in Brianza	Norme sviluppo urbano e industriale, depurazione incompleta
Oliva	19.45	1.3	2600	Non rivelato. I risultati delle analisi sono attualmente coperti da segreto istruttorio	Smaltimento di rifiuti tossici e radioattivi, discariche
Sacco	87	16	1335000	Da scadente a pessimo in tutti i punti tranne che in prossimità delle sorgenti	Inquinamento chimico persistente di origine industriale; depurazione civile insufficiente, scarichi industriali abusivi
Saline	10	5	160000	Da scadente a pessimo nei centri abitati, sufficiente nei tratti a monte	Smaltimento incontrollato di rifiuti di ogni tipo, discariche fuori norma, prelievi eccessivi
Sarno	24	13	Oltre 2500000	Pessimo in tutto il suo corso	Mancanza di fogne e depuratori, forte industrializzazione e urbanizzazione, eccessivi prelievi alle sorgenti

Tab.I Stato dei Principali Fiumi Italiani, *Nature&Focus*, Novembre 2010

Come può facilmente essere dedotto dalla Tab.I l'inquinamento dovuto ad un'eccessiva industrializzazione congiuntamente ad un'insufficiente pianificazione territoriale in fase di urbanizzazione e all'eccessivo sfruttamento delle sorgenti, porta inevitabilmente a uno stato ecologico dei corsi d'acqua mediocri o addirittura pessimo. Nella Tab.I sono stati esaminati fiumi che rientrano in bacini la cui intrinseca densità abitativa spazia dai 2 milioni e mezzo ai 3000 abitanti; è quindi facilmente intuibile la gravità della situazione attuale che interessa una grandissima parte di popolazione italiana. Esaminiamo, per completezza tecnica, alcuni interventi antropici e il loro impatto sull'ecosistema fluviale: la costruzione di dighe e di briglie, ad esempio, se non effettuata con tutti i crismi progettuali può portare ad un'eccessiva riduzione del trasporto dei sedimenti a valle: questo può condurre ad un'eccessiva variabilità morfologica, all'abbassamento della falda acquifera ed alla erosione costiera.

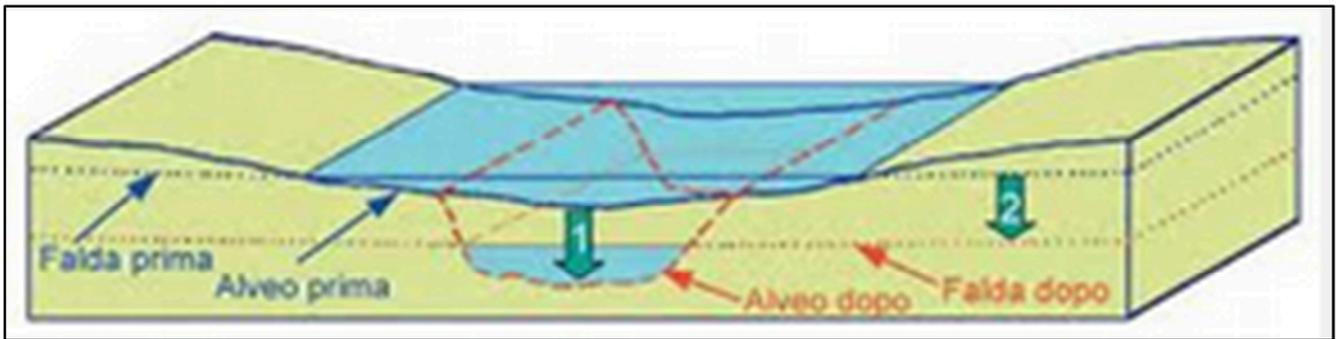


Fig.VI Schema di esempio di incisione del canale. L'eccessivo intervento antropico porta ad un significativo abbassamento della falda

Nel caso di arginature e sponde fluviali effettuate in maniera eccessiva si può presentare il fenomeno di perdita di continuità laterale del corso d'acqua; inoltre, quando viene effettuato un intervento di stabilizzazione dell'alveo "estremo", come ad esempio la cementificazione delle sponde o del letto, viene impedita la funzionalità ecologica del fiume privandolo della connessione idraulica con la falda riducendo così notevolmente la scabrezza, aumentando la velocità di corrente e il conseguente rischio idraulico a valle. Un intervento di diminuzione di rischio idraulico comporta, di solito, l'estrazione di sedimenti dall'alveo; esso però, se effettuato senza controllo, può contribuire all'abbassamento della falda e del pelo libero, variando le forme di fondo e comportando così eccessive discontinuità delle velocità di deflusso come indicato in Fig.VI. Uno degli ultimi interventi artificiali di grande importanza è denominato "Hydropeaking". Ad esso dedicheremo un paragrafo a parte.

I.V L'energia idroelettrica: il funzionamento, la filiera e il caso hydropeaking

Immaginare un futuro ambientale in condizioni di sviluppo sostenibile è, come abbiamo visto, non solo più opportuno ma quanto mai urgente e necessario. Ricordando la Conferenza di Stoccolma del 1972 (Dichiarazione delle Nazioni Unite sull'ambiente umano), il Protocollo di Kyoto del 1997, la prima conferenza mondiale dei capi di stato sull'ambiente tenutasi a Rio De Janeiro nel 1992 (da cui scaturì la Convenzione Quadro delle Nazioni Unite sui cambiamenti climatici) e la più recente conferenza dell'Onu sullo sviluppo sostenibile tenutasi a Rio de Janeiro del 2012, si delineano immediatamente, come denominatore comune negli organismi governativi, aspetti che risultano essere pregnanti nell'ambito della nostra ricerca: la scarsità d'acqua, il suo relativo inquinamento e

l'eccessiva dipendenza del genere umano da fonti energetiche non rinnovabili. Tutti e tre queste tematiche convergono verso un aspetto che le racchiude in un unico argomento molto importante in chiave tecnica ed accademica: l'energia idroelettrica. La produzione di energia elettrica mediante acqua rappresenta ancora al giorno d'oggi una tecnologia di grande rilevanza, accendendo dibattiti accademici, politici e stimolando importanti sfide tecnologiche, non dimenticando che ad oggi in Europa essa fornisce la copertura dell' 11% di tutta la domanda energetica (dati Enel, 2012); i numerosi dibattiti nascono anche e soprattutto a causa del fatto che la filiera idroelettrica comporta problemi ecologici non di lieve entità come il già citato cambiamento morfologico e le ampie variazioni di portata con riduzione di capacità di depurazione e modificazione dei microhabitat; la costruzione degli impianti, infatti, ha un impatto ambientale (più o meno contenuto che sia) che in certi casi più gravi in passato ha causato drammatici sconvolgimenti degli ecosistemi nella zona di interesse con gravi danni ambientali (un esempio su tutti, la Diga di Assuan in Egitto, Fig.VII). Oltre alle problematiche di tipo paesaggistico ed acustico, rappresentano criticità di una certa importanza quelle derivate dagli impatti biologici per tenere conto dei quali il Legislatore italiano (legge 183/89-art.3 comma1, lettera *i* e poi ripreso dal D. Lgs. 75/93, dalla legge 36/94 e dal D. Lgs. 152/99) ha provveduto in passato indicando il *Deflusso Minimo Vitale* come “*la portata minima che deve necessariamente transitare nel tratto di derivazione al fine di escludere eccessiva invasività nell'ecosistema acquatico*”.



Fig.VII Diga di Assuan, Egitto

In quest'ottica si inserisce il problema dell' *hydropeaking*, fenomeno che consiste nell'evoluzione di rapidissime variazioni di portata giornaliera determinate da immissioni intermittenti di acqua turbinata a valle dell'impianto idroelettrico che possono causare anche forti variazioni della temperatura del fluido, determinando così criticità non indifferenti in chiave di biodiversità (in questo caso si parla di *thermopeaking*). La forte oscillazione giornaliera fra portate massime e minime avviene a causa della funzionalità dell'impianto variabile a seconda dei prezzi dell'energia e cioè essenzialmente con una prima fase di "trattenuta" durante il giorno (dove l'energia costa di più) e "rilascio" durante la notte. E' di immediata comprensione l'effetto profondo che questa tipologia di regime idraulico molto variabile abbia sull'ecosistema fluviale e sulle specie che lo compongono; un'eccessiva fase di invaso (eccessiva in termini temporali) può portare numerose piante idrofile ad eccessivi stress ambientali causando così nel tempo una progressiva "desertificazione" in alveo di alcune specie vegetali con tutti i problemi del caso. Alla comunità scientifica e tecnologica preme quindi non solo sottolineare l'importanza della vegetazione nei corsi d'acqua, ma di capire anche come poter armonizzare la presenza fondamentale della flora acquatica con la gestione degli impianti di produzione di energia elettrica. La letteratura è numerosamente presente in questo senso con molti lavori per cercare di ovviare al problema con soluzioni ecocompatibili ed innovative; anche in questo particolare caso tecnico il problema del mantenimento della vegetazione in alveo è emerso in tutta la sua complessità.

I.VI I Contratti di Fiume come strumento di gestione "intelligente" ed integrata degli ecosistemi fluviali

Abbiamo già visto e discusso precedentemente il valore delle normative comunitarie ed italiane concernenti la gestione ambientale ed idrica del territorio. Se le direttive comunitarie rappresentano (o almeno dovrebbero rappresentare) l'impulso iniziale di una forza positiva e propositiva, compete poi alle singole nazioni saper canalizzare in interventi positivi i *desiderata* del legislatore europeo.

Durante i lavori del World Water Forum del 2000, tenutosi a Den Haag in Olanda, i Contratti di Fiume furono definiti come forme di accordo che permettevano di "adottare un sistema di regole in

cui i criteri di utilità pubblica, rendimento economico, valore sociale, sostenibilità ambientale, intervengono in modo paritario nella ricerca di soluzioni efficaci per la riqualificazione di un bacino fluviale”.

Possiamo quindi definire un Contratto di Fiume come uno strumento di programmazione negoziata e partecipata di attori istituzionali, associativi, ambientalisti e amministrativi volto alla riqualificazione ambientale, ad una corretta gestione degli ecosistemi fluviali e ad una riconversione intelligente e sostenibile dei bacini idrografici. Entrando più nel concreto, da un punto di vista tecnico gli obiettivi di un Contratto di Fiume sono:

- a) Riduzione del rischio Idraulico
- b) Riqualificazione dei sistemi ambientali
- c) Ripensamento e corretta gestione degli insediamenti afferenti i corridoi fluviali
- d) Riduzione dell'inquinamento delle acque
- e) Diffusione della cultura dell'acqua
- f) Difesa del Suolo

Per raggiungere questi obiettivi un Contratto di Fiume si sviluppa mediante le definizioni di tre aspetti quanto mai fondamentali: uno scenario strategico condiviso anche e soprattutto mediante cartografie che abbia una visione comune soprattutto nel medio-lungo termine; una struttura che abbia il compito di monitorare le politiche locali e nazionali e che verifichi l'efficacia delle stesse al perseguimento degli obiettivi che il Contratto prevede; una programmazione di bacino che indichi regole condivise e interventi da attuare anche e soprattutto con rigorose tabelle cronologiche.

In Europa il primo sviluppo dei Contratti di Fiume si è avuto in Francia nel 1981 per poi rapidamente evolversi, anche come strumento legislativo transfrontaliero, in Inghilterra, Spagna, Germania e Belgio. In Italia la diffusione di questo protocollo è avvenuta in maniera significativa all'inizio degli anni 2000 e, in particolar modo, alcune regioni si sono distinte per velocità e capacità di coordinamento nell'ambito della gestione ambientale e nella gestione degli ecosistemi fluviali. La regione Lombardia mediante il progetto NetWet2 (approvato e finanziato dall'Unione Europea) ha realizzato un esempio dimostrativo di Contratto di Fiume in una zona a rischio idraulico ed

ambientale piuttosto elevato come quella del bacino Lambro-Seveso-Olona mediante un coinvolgimento a 360° di tutti gli *stakeholders* nell'ambito della gestione sostenibile delle risorse idriche: quest'iniziativa è stata prodromica alla nascita della Legge Regionale 26/03 che individua i Contratti di Fiume come processo funzionale alla riqualificazione dei bacini fluviali. La Regione Piemonte individua chiaramente sia nel Piano di Tutela delle acque (2007) che nel Piano Territoriale Regionale (2008) i Contratti di Fiume come strumenti di programmazione negoziata per le decisioni territoriali, aumentando così la loro valenza istituzionale. La Regione Emilia, nel 2006, ha adottato i Patti di Fiume per la gestione del bacino idrografico Samoggia- Lavino, mentre la Puglia, nel ambito del patto di gestione della Val d'Ofanto, ha coinvolto le Regioni Campania e Basilicata con proposte di sviluppo intersettoriali suggerendo la reciproca sottoscrizione di Contratti di Fiume. Il coordinamento nazionale "Agende 21", nato ad Aalborg nel 2000 come associazione di tutela e monitoraggio ambientale, è composto da numerose amministrazioni italiane ed è riconosciuto dal Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio; l'associazione ha organizzato fino ad oggi 7 tavoli nazionali dei Contratti di Fiume non solo per promuovere i propri studi ambientali e di monitoraggio ma anche per sensibilizzare l'opinione pubblica e politica al fine di ottenere il riconoscimento nazionale di questo potente strumento normativo; non va dimenticato che nel 2008 è stato completato il censimento delle esperienze nazionali e locali di tutti i Contratti di Fiume evidenziando le criticità dello stato di salute dei nostri corsi d'acqua e sottolineando l'importanza di puntellamento delle amministrazioni locali per una maggiore efficienza delle politiche territoriali.

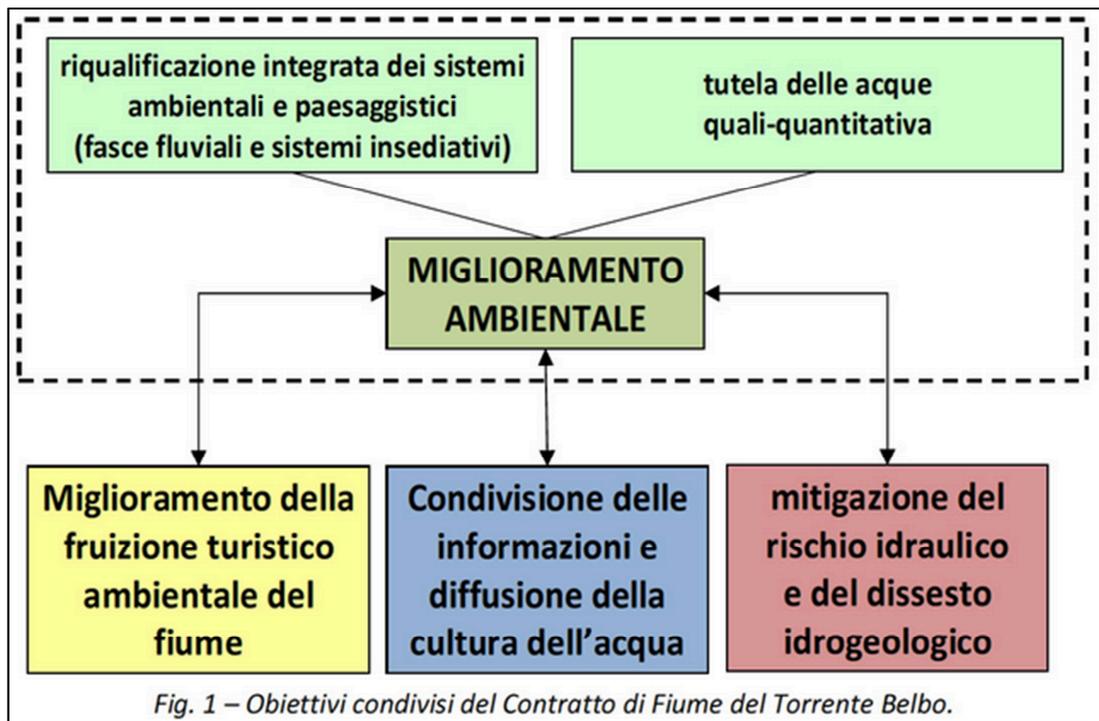


Fig.VIII Esempio di Contratto di Fiume del Torrente Belbo in provincia di Asti-Regione Piemonte 2011

A questo punto, sembra doveroso fare un passo successivo e di gradino superiore. Cerchiamo di capire quali sono tutti i possibili “ruoli” della vegetazione all’interno dei corsi d’acqua e valutiamo l’importanza che essa ha sotto tutti i più importanti punti di vista, partendo da quello ambientale e continuando con quello tecnico ed economico. Prima di fare ciò, nel prossimo paragrafo analizzeremo una delle discipline tecniche che più sa valorizzare i molteplici utilizzi della vegetazione: l’Ingegneria Naturalistica.

I.VII L’ingegneria naturalistica in Italia e il ruolo ricoperto dalla vegetazione. Il caso Campania

Uno degli utilizzi maggiormente pregnanti nell’ambito tecnico e professionale della vegetazione è quello inerente le tecniche di Ingegneria Naturalistica. Si definisce Ingegneria Naturalistica la disciplina tecnica che utilizza le piante vive o parti di esse nella realizzazione di interventi efficaci per la sistemazione dei corsi d’acqua, delle loro sponde e dei versanti-limitando l’azione erosiva degli agenti meteorici- e per il ripristino di scarpate e superfici degradate da fattori naturali (dissesto idrogeologico) o antropici (cave, discariche, opere infrastrutturali). Tali tecniche sono caratterizzate da un basso impatto ambientale e si basano essenzialmente sulle caratteristiche

biotecniche di alcune specie vegetali, caratteristiche sintetizzabili principalmente nella capacità di sviluppo di un considerevole apparato radicale e nell'elevata capacità di propagazione vegetativa; questa disciplina è contemplata come attività principale dell'ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, Ministero dell'Ambiente) e di molteplici Amministrazioni Pubbliche che si occupano di territorio e ambiente.

Le tecniche di Ingegneria Naturalistica vengono applicate in diverse tipologie di ambiente:

Corsi d'acqua: consolidamento di sponde soggette ad erosione, rinaturalizzazione; costruzione di briglie e pennelli; creazione di rampe di risalita per l'ittiofauna.

Zone umide: realizzazione di ambienti idonei alla sosta e alla riproduzione degli animali.

Coste marine e lacustri: consolidamento dei litorali soggetti ad erosione e assestamento delle dune sabbiose.

Versanti: consolidamento e inerbimento dei versanti.

Infrastrutture viarie e ferroviarie: costruzione, inerbimento e rinverdimento di scarpate e svincoli; realizzazione di barriere antirumore.

Cave: recupero ambientale di cave estrattive abbandonate.

Discariche: inerbimento e rinverdimento dei rilevati.

Il riferimento normativo alle tecniche di Ingegneria Naturalistica è la Legge n.415 del 18 Novembre 1998 (Legge Merloni) oltre alle numerose leggi e circolari regionali; vi è ormai addirittura una specifica categoria di opere generale nei lavori pubblici di Ingegneria Naturalistica (OG13) riservata ad aziende specializzate del settore.

È oltremodo diffusa l'abitudine, nel mondo tecnico e scientifico, di ritenere l'Ingegneria Naturalistica una disciplina moderna e recente, figlia di un pensiero ambientalista ed ecosostenibile ormai pienamente diffuso nel mondo moderno. In realtà sulle tecniche di Ingegneria Naturalistica in Italia vi sono numerose testimonianze che risalgono addirittura agli ultimi anni dell'800: P. Demontzey

(1880) ha descritto per la prima volta, nel suo libro *“Studi sui lavori di riforestazione e rinverdimento delle montagne”*, la cordonata ideata da Couturier (1880), soprattutto in Francia ed in Italia, per il rimboschimento di pendii sassosi e di colate di fango tramite l'impiego di piantagione del tipo a siepe-cespuglio. Vi sono testi come *“La sistemazione idraulica forestale dei monti Somma e del Vesuvio dal 1° luglio 1906 al 30 giugno 1913”* del sotto-ispettore forestale Pietro Lacava e *“La bonifica e la sistemazione idraulica dei torrenti del Somma e del Vesuvio”* dell'ingegnere Riccardo Simonetti (Giornale del Genio Civile, 1912) che evidenziano come gli effetti delle eruzioni furono catastrofici per la zona colpita e come furono altrettanto vasti i provvedimenti di controllo del materiale piroclastico sciolto tramite sistemazioni forestali con tecniche naturalistiche estensive (dal trattenimento di materiali eruttati sulle pendici e nelle gole, al consolidamento e alla sistemazione delle frane).

Venendo a tempi più recenti, nel 1989 è stata fondata in Italia l'*Associazione Italiana Per l'Ingegneria Naturalistica* (AIPIN), presieduta dal professor Giuliano Sauli. Con il 1993 sono iniziate le attività dei Comitati Tecnici dell'AIPIN che hanno portato alla redazione dell'elenco preliminare delle principali tecniche di Ingegneria Naturalistica e all'unificazione della nomenclatura tecnica, nonché alla redazione delle voci di capitolato relative a circa 100 tecniche d'intervento. Dal 1993 sono stati redatti i primi manuali tecnici di Ingegneria Naturalistica, nati dalla collaborazione tra i professionisti e le Regioni (Regione Emilia-Romagna, Regione Veneto). Nel 1999 è stato istituito un gruppo di lavoro tra Associazione Idrotecnica Italiana (AII), Associazione Geotecnica Italiana (AGI), Società Italiana Geologia Ambientale (SIGEA), Centro studi Idraulici per l'ambiente (TERR@A). Il gruppo di lavoro si occupa principalmente della terminologia e delle tariffe professionali nei settori della rinaturalizzazione, dell'Ingegneria Naturalistica e della difesa del suolo. La regolazione di interventi di Ingegneria Naturalistica in regione Campania è disciplinata da uno specifico regolamento, redatto con la collaborazione dell'AIPIN, che sottolinea in più punti l'importanza della vegetazione nella gestione delle risorse idriche e nelle opere di ingegneria idraulica. Per il regolamento bisogna *“garantire la continuità del corridoio ecologico costituito dalla vegetazione ripariale, compatibilmente con il regime idrologico del corso d'acqua ed i livelli di sicurezza”*; in particolare *“per quanto attiene ai calcoli idraulici occorre far riferimento alle*

prescrizioni riportate nei piani stralcio delle Autorità di Bacino. In particolare occorre valutare l'effetto della vegetazione sulla corrente". Inoltre poiché "L'uso di specie esotiche o comunque estranee al dinamismo naturale della vegetazione, così come di quelle ampiamente diffuse perché legate allo sviluppo antropico o al degrado della zona, deve essere limitato il più possibile", diventa di immediata comprensione l'importanza dello studio dell'interazione vegetazione-acqua, relativo a quella particolare tipologia locale di vegetazione.

I.VIII La vegetazione in alveo. Ruolo e valore della vegetazione. L'aspetto ambientale e aspetto economico

Alla luce di tutto quanto precedentemente detto sembrano essere chiari i concetti di preservamento ambientale di tutti gli ecosistemi fluviali; per ribadire ulteriormente quanto importante sia la presenza della vegetazione in un corso d'acqua è doveroso fare una panoramica sull'aspetto qualitativo della flora acquatica.

Tendenzialmente la flora acquatica è spesso stata considerata, per superficialità o per convenienza, più come un ostacolo (pensiamo all'ostruzione di canali, giusto per fare un singolo esempio) che come un aspetto utile nella gestione idraulica (riduzione dell'erosione o fitodepurazione). Nel 1895 però, un botanico danese, di nome Warning, intuì l'importanza di queste comunità vegetali e propose la classificazione di esse non tanto su base vegetale ma quanto sulle loro esigenze idriche (idrofite-mesofite-xerofite); le piante che vivono nei vari ambienti acquatici, infatti, devono sopportare una moltitudine di situazioni come la forza delle correnti, il ristagno, la diminuzione della temperatura, inquinamento, variazione del PH, etc.

Generalmente il ciclo di vita delle piante in ambiente acquatico si differenzia per ambiente lentico (lago, stagno, palude) o lotico (fiume, torrenti): nel nostro studio ci occuperemo principalmente di quest'ultima tipologia di correnti e, di riflesso, di questa tipologia di vegetazione.

La vegetazione negli ambienti lotici è numericamente meno presente rispetto a quella negli ambienti lentic: la corrente infatti risulta essere principale fattore limitante di crescita della stessa. Le variazioni di portata e di velocità dell'acqua, infatti, rappresentano le prime cause di stress

strutturale su fusti e foglie e inoltre esse determinano il trasporto e il sedimentazione del substrato sul quale la pianta si ancora. Questo, ovviamente, determina una grande discontinuità di presenza di vegetazione lungo l'asta fluviale, eccezion fatta per la zona di monte dove in genere l'acqua è ancora limpida, gode di buona ossigenazione che nutre le piante e la velocità della corrente evita l'affossamento della flora dai sedimenti (Bracco-Villani, 2008); tendenzialmente, tutte le piante acquatiche tendono a sviluppare fusti molto flessibili e foglie non particolarmente grandi per evitare di opporsi alla corrente. La vegetazione delle acque correnti tende chiaramente a variare aspetto in funzione della profondità dell'alveo e della velocità della corrente. Le specie maggiormente presenti nel nostro territorio sono:

Lima (*Vallisneria spiralis*), una pianta che vive del tutto sommersa, dalle foglie lineari, nastriformi, lunghe da mezzo cm a un centimetro e mezzo.

Lenticchia d'acqua minore (*Lemna minor*), in condizioni ambientali adatte (la specie soffre molto ambienti troppo umidi e troppo secchi) forma estesi e densi tappeti vegetali, che perdurano dalla primavera al termine dell'estate.

Ceratofillo comune (*Ceratophyllum demersum*), pianta di discrete dimensioni che può raggiungere anche il metro di altezza, dal fusto tenace e flessibile; caratteristiche le foglie, rigide e fragili, riunite in un verticillo in gruppi di 4-12 foglie, essa è tipica della zona sommersa.

Brasca, brasca arrotondata (*Potamogeton perfoliatus*), piccola macrofita che non supera 7-8 cm di lunghezza, diffusa in Italia e in diverse regioni del globo.

Barba silvana, erba saetta, saggitaria (*Sagittaria sagittifolia*), comune in fossi, paludi e risaie, in rarefazione in molti territori della pianura padana. Alta da 30 a 100 cm, fiorisce da giugno a settembre.

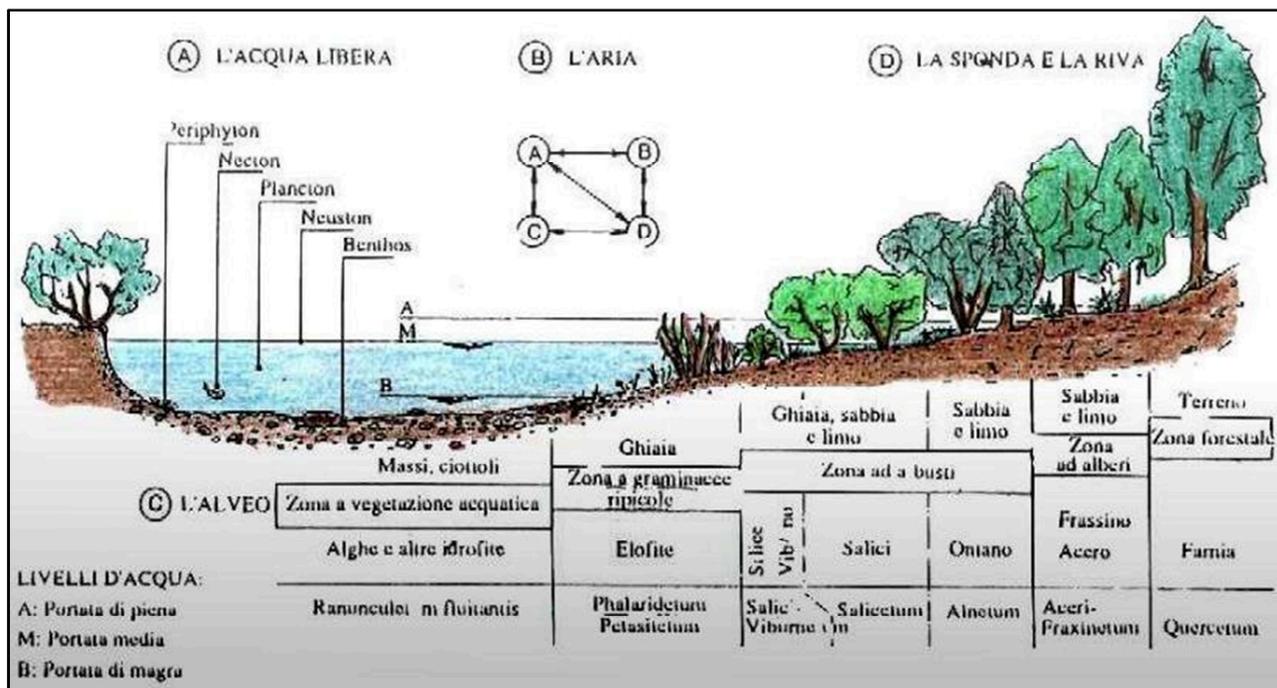


Fig. IX Schema tipico di distribuzione della vegetazione fluviale e riparia in funzione della tipologia del terreno

Considerando la Fig. IX non sfuggirà l'estrema eterogeneità della tipologia di vegetazione nei pressi del corso d'acqua; se prima, in effetti, abbiamo enunciato una diversa tipologia di vegetazione presente all'interno dell'alveo, non possiamo però ignorare la presenza di piante arbustive e di alberi anche di significativa grandezza in tutta la zona ripariale. La comunità vegetale che nasce all'interno di essa viene denominata appunto vegetazione ripariale che, come sappiamo svolge importanti funzioni di cui facciamo una rapida sintesi:

La dissipazione dell'energia dei corsi d'acqua: la vegetazione riduce la velocità eccessiva della corrente diminuendo il rischio idraulico a valle ed è per questo fondamentale, nelle opere di manutenzione fluviale mediante macchinari, non eliminarla in grande quantità ma anzi elaborare delle tecniche di gestione della stessa al fine di garantirne una presenza costante e non invasiva nel letto del fiume.

Fitodepurazione: è un sistema di depurazione naturale delle acque reflue domestiche e industriali, mediante vegetazione, che riproduce il principio di autodepurazione tipico degli ambienti acquatici e delle zone umide. Conosciuta fin dall'antico Egitto e nell'antica Roma (la Cloaca massima veniva scaricata nelle paludi Pontine al fine di sfruttarne il potere depurante), è una tecnologia molto usata soprattutto negli ultimi anni a margini di trattamento di acque reflue per il

suo basso impatto ambientale. Le piante vengono coinvolte alla creazione di un habitat favorevole alla proliferazione di alcuni batteri che sono i responsabili della depurazione ecologica.

Aumento della biodiversità: colpevolmente trascurata nei secoli scorsi, la biodiversità è stata finalmente riconosciuta come componente fondamentale della vita sulla Terra. Uno dei servizi fondamentali dovuto alla biodiversità di un ecosistema fluviale è il cosiddetto servizio di regolazione: esso garantisce il mantenimento o il miglioramento della qualità delle acque, aiuta la stabilizzazione e moderazione del clima, migliora notevolmente la qualità dell'aria e il mantenimento di un adeguato assetto idrogeologico. Non va tralasciata l'importanza economica della biodiversità come la produzione di cibo, di erbe medicinali ormai fondamentali, di biomasse, fibre tessili e legna da costruzione.

Intrappolamento dei sedimenti: la cattura dei sedimenti portati dalla corrente è una delle funzioni più importanti della vegetazione. In questo modo infatti, le acque risultano essere meno torbide e garantiscono un'efficientissima ricarica delle falde acquifere tramite la biofiltrazione.

Consolidamento del terreno: è ormai prassi diffusa quella di utilizzare la vegetazione in Ingegneria Naturalistica come materiale stabilizzante e di consolidamento. Nei letti fluviali la vegetazione consolida le sponde contrastandone l'erosione e riducendo la franosità dei versanti, grazie all'azione dell'apparato radicale.

Regolazione di cicli biogeochimici: oltre all'ovvia importanza nel ciclo delle acque, la vegetazione fluviale ricopre un ruolo molto importante nel ciclo del carbonio, producendo glucosio dall'acqua superficiale e dall'anidride carbonica presente in atmosfera (processo di fotosintesi). Numerosi altre funzioni della vegetazione in alveo e ripariale potrebbero essere discusse ed enumerate, ma per non divagare troppo dal tema centrale del nostro lavoro rimandiamo alla ricerca delle stesse mediante i numerosi lavori presenti in letteratura.

Il valore della vegetazione, quindi, non è solo quello puramente "ambientale"; si capisce che il mantenimento di un corretto equilibrio di un ecosistema fluviale risulta essere vantaggioso anche da un punto di vista economico. La riqualificazione fluviale "naturale" garantisce maggiore

sensibilità e facilità di manutenzione di quanto non facciano interventi ingegneristici classici ad alto impatto. Dopo questa doverosa panoramica di carattere politico, economico e tecnico, passeremo adesso ad entrare nel “core” del nostro lavoro di tesi specifico. A tale scopo sembrano necessari alcuni chiarimenti, atti a spiegare la struttura della tesi stessa e che rimandiamo al capitolo successivo.

Bibliografia

Bracco F., Villani M., (2008). "Vegetation and Flora (Including boxes River Transects, Algae, Tape Grass (*Vallisneria spiralis*), Willows (*Salix*))". In Minelli A. (ed.) RIVERS AND RIVERINE WOODLANDS: 17-49. ITALIAN HABITATS, MINISTERO DELL'AMBIENTE E DELLA TUTELA DEL TERRITORIO. MUSEO FRIULANO DI SCIENZE NATURALI, UDINE. ISBN 88 88192 41 7 ISSN: 1724-6539.

Castronuovo M., Luoni O., (2013). "Le piante delle acque interne", Cod. Art 0574, www.biologiamarina.eu.

Douben N., Ratnayake R.M.W., (2006). "Characteristic data on river floods and flooding; facts and figures. In Floods, from Defence to Management", Proceedings of the 3rd International Symposium on Flood Defence, 25–27 May 2005, Nijmegen, the Netherlands, Alphen J., van Beek E., Taal M. Taylor & Francis/Balkema.

Ercolini M., (2007). "Dalle esigenze alle opportunità: il "sistema" dei casi-studio", Tesi di dottorato di ricerca in Progettazione Paesistica-Università degli Studi di Firenze.

Marobin A., (2009). "La regolamentazione italiana del deflusso minimo vitale: stato attuale e prospettive future.", Dipartimento territorio e sistemi agro – forestali. Facoltà di Agraria, Università degli Studi di Padova, Legnaro.

Paiero G., Paiero P., (1996). "Controllo e tutela dei sistemi fluviali.", Atti del XXXIII corso, Università degli Studi di Padova, Dipartimento Territorio e Sistemi Agroforestali. ENEL/DSR/CRIS.

Saccardo I., (1996). "Controllo e tutela dei sistemi fluviali.", Atti del XXXIII corso. Pubblicazioni del Corso di Cultura in Ecologia. La "dimensione" del minimo vitale criteri di stima idrologici e idraulici. ENEL/DSR/CRIS.

Sburlino G., Tomasella M., Oriolo G., Poldini L., Bracco F., (2008). "La vegetazione acquatica e palustre dell'Italia nord-orientale.", La Classe Potametea Klika in Klika et V. Novák 1941. FITOSOCIOLOGIA, 45(2): 3-40. ISSN: 1125-9078.

United Nations Environment Programme (UNEP), (2011). "Towards a Green Economy: Pathways to Sustainable Development and Poverty Eradication UNEP"

UN World Water Development Report 3: Water in a Changing World (2003)- Unesco.

Vörösmarty C.J., McIntyre P.B., Gessner M. O., Dudgeon D., Prusevich A., Green P., Glidden S., Bunn S.E., Sullivan C.A., Reidy C., Liermann C., Davies P.M., (2010). "Global threats to human water security and river biodiversity", *Nature* 467 (7315), 555-561

Wegher M., Turin P., (1992). "Utilizzo delle macrofite come indicatori di qualità delle acque", Atti del "Workshop di biologia ambientale ed ecotossicologia", pp. 169-182 Ed. Amministrazione Provinciale di Pordenone, 1992.

SCOPO E STRUTTURA DELLA TESI

Riprendendo tutte le considerazioni fatte nel capitolo precedente abbiamo sottolineato gli aspetti politici, economici e soprattutto tecnici nell'ambito della corretta gestione delle risorse idriche focalizzandoci in particolare sugli ecosistemi fluviali e, quindi, sul ruolo che ha la vegetazione presente in alveo; a questo punto dobbiamo concentrarci però da un punto di vista scientifico per poter fornire un contributo alla migliore comprensione degli aspetti idraulici ed idrodinamici delle correnti defluenti in un alveo vegetato.



Particolare del fiume Sarno in Campania (Italia). Il fiume Sarno, insieme ai torrenti Cavaiola e Solofrana, è considerato il fiume più inquinato d'Europa. La sua bonifica e il rifacimento dell'intero ecosistema fluviale sono alla base del rilancio ambientale delle province napoletane e salernitane

Il lavoro da noi effettuato ha visto una serie di fasi contigue e parallele tra loro: prima di tutto sono stati esaminati i lavori presenti in letteratura mediante i quali si è cercato di comprendere la situazione attuale rispetto alla nostra tematica di ricerca; successivamente abbiamo considerato nello stato dell'arte le formulazioni e i relativi strumenti ottenuti dai vari modelli vagliati, la loro comprensione ed abbiamo elaborato una sintesi finale di essi.

I filoni di ricerca su cui abbiamo costruito le nostre valutazioni sono due: nel primo abbiamo analizzato il problema delle resistenze al moto indotte dalla presenza della vegetazione. Nel secondo, abbiamo considerato il problema della turbolenza delle correnti defluenti in un alveo

vegetato. Cercando di essere più precisi e dettagliati forniamo una sintetica descrizione della struttura della tesi.

Struttura della tesi

Introduzione: Nell' introduzione è considerata la problematica della corretta gestione delle risorse idriche in Europa e di quale approccio politico ed economico deve essere seguito. Abbiamo focalizzato le criticità ingegneristiche che emergono a causa di un pessimo livello di mantenimento degli ecosistemi fluviali, con tutti i problemi idraulici, idrogeologici ed ambientali che ne conseguono. In tal senso uno degli obiettivi della ricerca scientifica inerente la meccanica dei fluidi moderna è quello di cercare di fornire dei modelli adatti alla comprensione dell'interfaccia fluido-vegetazione e al conseguente comportamento delle correnti in alveo fluviale o comunque vegetato.

Capitolo I: Nel primo capitolo è affrontata la problematica inerente le resistenze al moto indotte dalla vegetazione. E' effettuata una rapida analisi delle formule di resistenza al moto utile a capire la nascita della problematica e il successivo sviluppo della stessa nella ricerca di epoca moderna. Tale analisi è sviluppata a partire dalle formulazioni classiche di resistenza al moto (Darcy-Weisbach, Manning, Chèzy), svolgendo confronti e cercando di capire come esse possano rappresentare il punto di partenza rispetto alla tematica oggetto del nostro studio (fondo vegetato). Per fare ciò ci si avvale dei modelli presenti in letteratura che, nello stato dell'arte, vengono descritti ed analizzati. Infine sono presentati i risultati sperimentali da noi ottenuti in laboratorio opportunamente comparati con i dati della recente letteratura.

Capitolo II: Nel secondo capitolo viene descritto l'impianto sperimentale mediante il quale è stato simulato il deflusso di una corrente lungo un canale vegetato. Vengono spiegate la sua ubicazione, il suo sistema di alimentazione, la sua geometria, la taratura del misuratore di portata mediante metodo volumetrico, il modello di vegetazione realizzato mediante cilindri in ottone di diversa altezza e disposizione ed i motivi delle scelte fatte.

Capitolo III: Nel terzo capitolo vengono analizzati i risultati della nostra ricerca sperimentale, commentandoli e paragonandoli con i dati presenti in letteratura. Viene spiegata l'opportunità dell'utilizzo delle classiche formule di resistenza al moto e in particolare come, in condizioni di alta sommergenza ($h/k > 5$), la formula di Keulegan sia quella che presenta maggiore affidabilità; per fare ciò ci si avvale di confronti tra risultati sperimentali e dati di letteratura.

Capitolo IV: Nel quarto capitolo viene trattata la problematica inerente la turbolenza in alveo vegetato, cercando di evidenziare come la presenza della vegetazione in alveo modifichi le distribuzioni delle principali caratteristiche della turbolenza come la velocità media locale, la deviazione standard, le skewness e le kurtosis. Nello stato dell'arte vengono presentate le teorie ed i conseguenti modelli proposti in letteratura.

Capitolo V: Nel quinto capitolo viene descritto il sistema di acquisizione Laser Doppler LDA mediante il quale sono state valutate le grandezze statistiche della turbolenza in un canale con fondo vegetato aventi diverse caratteristiche; i risultati ottenuti vengono esaminati e confrontati tra di loro.

Conclusioni: Nelle conclusioni vengono illustrati i risultati ottenuti nei diversi campi di ricerca analizzati e individuate anche possibili linee guida per ricerche future.

CAPITOLO I

LE RESISTENZE AL MOTO IDRAULICO SU SUPERFICI VEGETATE

Effettuiamo una doverosa ma al contempo sintetica panoramica sui progressi scientifici inerenti la trattazione della resistenza al moto nei secoli scorsi; considereremo solo brevi cenni al netto di rigorose formulazioni analitiche, sulle quali torneremo in maniera più esauriente nei paragrafi successivi.

Cercando di centrare la nostra attenzione verso periodi storici moderni, ricordiamo come Pierre-Louis Du Buat pubblicò nel 1779 i *“Principes d’Hydraulique”*, un’importante trattazione circa i problemi dell’Idraulica fluviale, delle condotte in pressione, della foronomia e delle resistenze al moto. Più famoso però all’intera comunità tecnico-scientifica è certamente un suo contemporaneo, Antoine Chèzy. Egli, rifacendosi alle teorie dell’olandese Velsen e del tedesco Brahms, (i quali, lavorando ad uno sviluppo delle teorie di Torricelli e Bernoulli, avevano intuito nelle correnti a pelo libero la proporzionalità tra la velocità e la radice quadrata della pendenza) si concentrò in numerose elaborazioni sperimentali effettuate lungo il canale di Courpalet e il fiume Senna; grazie a queste numerose prove empiriche Chèzy fu in grado nel 1776 di presentare una formula per “il calcolo della velocità in un canale di nota pendenza”; si deve a Pierre-Simon Gerard e Gaspar de Prony la diffusione delle teorie e della formula di Chèzy, ancora molto utilizzata nel calcolo idraulico.

Nei successivi anni dell’800 sono stati ancora più numerosi i contributi forniti dagli ingegneri idraulici alla comprensione dei problemi di resistenza al moto; l’ingegnere dell’esercito francese Henry Darcy si fece notare per la progettazione e realizzazione di un impressionante sistema di distribuzione di acqua in pressione per la città di Digione nel secondo decennio del 1800. Fu in quel periodo che egli si concentrò sui risultati elaborati da Prony, al fine di calcolare le perdite di carico idraulico dovute appunto all’attrito. Nel 1865 con un altro ingegnere idraulico di chiara fama, Henri Bazin, delle cui elaborazioni sperimentali torneremo successivamente, pubblicò un lavoro dal

nome "Recherches expérimentales sur l'écoulement de l'eau dans les canaux découverts," altro importante contributo alla comprensione del moto in canali a pelo libero. Fu il matematico ed ingegnere tedesco Weisbach, nel 1845, a perfezionare in maniera significativa la formula di Darcy, dando vita così alla ben nota formula di Darcy-Weisbach. Doverosa citazione, per i contributi teorici forniti nel tempo, meritano De Saint Venant (1851), Neville (1860), Gauckler (1868) e Ganguillet e Kutter (1869).

Autore	Anno	Formula
Ganguillet-Kutter	1869	$V = \frac{\frac{1}{n} + a}{1 + \frac{a \cdot n}{\sqrt{R}}} R^{0.5} J^{0.5}; a = 23 + \frac{0,00155}{J}$
Kutter	1885	$V = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} R^{0.5} J^{0.5}$
Bazin	1897	$V = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} R^{0.5} J^{0.5}$
Bill	1907	$V = \frac{1811 Rf}{0,0663 + \frac{f}{\sqrt{R}} + \frac{8,2\lambda}{(100f + 2)V\sqrt{R}}} \quad (1)$
Barnes	1916	$V = 58,4 R^{0,694} J^{0,496}$ per canali di scolo in terra
Williams		$V = C_1 R^{0,67} J^{0,54} \quad (1)$ per canali di scolo in terra $C_1 = 75$
Elliott		$V = \sqrt{1,5Rh} \quad (1)$ per canali di scolo in terra
Gauckler-Manning	1923	$V = K_f R^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}}; \left(K_f = \frac{1}{n} \right)$
Forcheimer	1923	$V = K_f R^{0,7} J^{0,5}; \left(K_f = \frac{1}{n} \right)$

Fig.1.1 Elenco alcune formulazioni fine '800 ed inizio '900 per canali artificiali

Fu altresì un ingegnere irlandese senza particolare formazione universitaria nell'ambito della meccanica dei fluidi a proporre, nella fine dell'800, una formula di resistenza al moto frutto dell'analisi e della sintesi degli importanti contributi discussi in precedenza; Robert Manning, infatti, grazie all'esperienza maturata nel campo come valente tecnico, calcolò, usando le formulazioni note dell'epoca, la velocità in un canale di nota pendenza e con un raggio idraulico variabile tra 0.25m e 30m. Egli, in particolare, in queste stesse condizioni al contorno calcolò la velocità media

e sviluppò una formula che fosse quanto più aderente possibile ai dati ottenuti. Nel dicembre del 1889 Manning propose i suoi risultati in un lavoro presentato presso l'“Institution of Civil Engineers” in Irlanda. Partendo dalla fine del 19esimo secolo ed arrivando fino ai nostri giorni ricordiamo gli importantissimi contributi sulla resistenza al moto, sui cui torneremo in seguito, di Kutter, Prandtl, Nikuradse, Strickler e Colebrook.

Dopo questo accenno sugli Autori che hanno maggiormente contribuito all'elaborazione di validi strumenti matematici circa la nostra tematica, cerchiamo adesso di inquadrare nello specifico il problema delle resistenze in un alveo vegetato.

1.1 Premessa al problema delle superfici vegetate

Avendo analizzato i contributi forniti nei secoli scorsi alla valutazione delle resistenze al moto di una corrente, abbiamo notato come la comunità scientifica avesse incentrato i propri sforzi sullo studio della scabrezza delle pareti dei canali e delle condotte sforzandosi di determinare empiricamente e quindi numericamente la resistenza di ciascuno dei possibili materiali usati nelle infrastrutture atte al trasporto delle acque.

Arrivando in epoche più recenti, grazie ad una maggiore comprensione dei fenomeni idraulici di carattere generale e mediante l'utilizzo di tecnologie sempre più sofisticate, la ricerca si è volta ad analizzare il problema della resistenza al moto nel caso di una corrente defluente in un alveo vegetato.

Se infatti nel capitolo introduttivo abbiamo analizzato l'importanza del mantenimento dell'ecosistema fluviale e del ruolo chiave che in esso esercita la vegetazione, va altresì ricordato come vari studi hanno dimostrato che la presenza di vegetazione in alveo, con la relativa resistenza esercitata, può avere un impatto significativo sull'innalzamento del livello delle acque.

In letteratura sono stati compiuti moltissimi studi sul problema delle resistenze al moto per le superfici vegetate cercando di capire quale corrispondenza sussista tra la velocità media del fluido e il coefficiente di resistenza al moto.

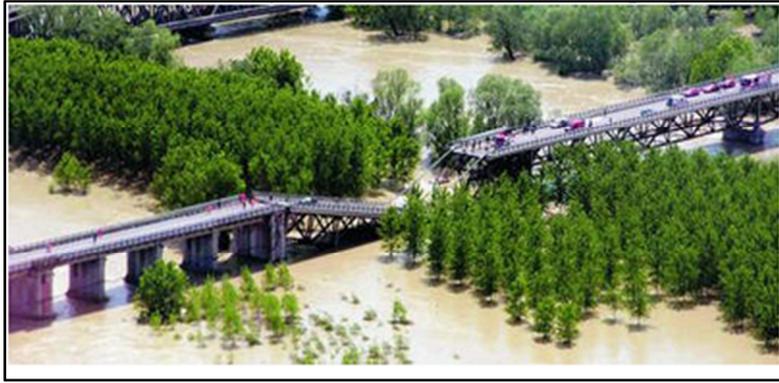


Fig.1.2 Crollo di un viadotto presso San Rocco al Porto (Lodi) nel marzo 2009; la continua erosione dovuta all'eccesso di velocità della corrente nei pressi delle pile del ponte ha causato cedimenti nelle fondazioni. In questa raffigurazione si evidenzia l'importanza che ricopre la vegetazione nella corretta gestione dell'alveo anche in chiave strutturale

In effetti, per le resistenze al moto in alveo vegetato, le formulazioni “classiche” (come le formule di Darcy-Weisbach, Manning, Chèzy) non possono essere adoperate a causa di una effettiva non “uniformità” di distribuzione della vegetazione in alveo e della non conoscenza immediata di alcuni valori utili al calcolo della scabrezza idraulica: si pensi, a titolo di esempio, alla scabrezza di Strickler k_s . Essa è dimensionalmente una lunghezza e rappresenta la rugosità, ovvero la grandezza media dei grani di sabbia ottenuta per setacciatura: è possibile utilizzare il medesimo ragionamento per determinare, ad esempio, la “grandezza media” della vegetazione in alveo e calcolarne empiricamente la resistenza che determina? È abbastanza intuitivo capire che bisogna affrontare il problema seguendo un approccio fisico-matematico ed analizzando i dati empirici. Cerchiamo così di partire con ordine, analizzando i lavori in letteratura più recenti e considerando i vari modelli elaborati nel corso degli anni dalla comunità scientifica con riferimento al suddetto problema.

1.2 Le formulazioni classiche di resistenza al moto

Riferendoci alle formulazioni classiche di resistenza al moto, ricordiamo che quelle maggiormente utilizzate sono le formule di Darcy-Weisbach, Manning e Chèzy la cui espressione analitica è :

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RS} \quad V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad V = C\sqrt{RS} \quad (1)$$

dove f , n , C rappresentano i coefficienti d'attrito, R rappresenta il raggio idraulico, S la pendenza e g l'accelerazione di gravità.

Al fine di poterle confrontare tra loro effettuiamo un'analisi rigorosa del retroterra teorico dal quale esse nascono.

1.2.1 Formula di Keulegan e coefficiente di resistenza al moto f

Nel 1926 Ludwig Prandtl, sulla base della teoria della lunghezza di mescolamento, propose per una sezione rettangolare larghissima la seguente formula di distribuzione della velocità:

$$V = 5.75 V_f \log \frac{y}{y_0} \quad (2)$$

dove $V_f = (gSR)^{1/2}$ è denominata velocità d'attrito, y rappresenta la distanza dalla parete, V è la velocità del flusso alla distanza y e y_0 rappresenta la distanza dove $V=0$.

Successivamente Nikuradse (Nikuradse, 1933), sulla base delle sue esperienze su condotte circolari, stabilì che, facendo riferimento ad una scabrezza costituita da grani di sabbia tutti di eguale diametro k_d , il valore di y_0 fosse $k_d/30$. Nel 1938 Keulegan, mediante l'utilizzo della teoria di Nikuradse, dimostrò che in un canale con scabrezza omogenea k_d , il valore del fattore d'attrito f e, quindi, quello della velocità V potesse essere espresso mediante:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \log \left(K_\rho \frac{R}{k_d} \right) \quad (3)$$

$$V = \frac{1}{\sqrt{f}} \sqrt{8gRS} = K_\phi \log \left(K_\rho \frac{R}{k_d} \right) \sqrt{RS} \quad (3.1)$$

in cui K_ρ vale 12.2 e K_ϕ vale $18.0 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ nel S.I. ovvero $32.6 \text{ ft}^{1/2}/\text{s}$ nelle B.U., seguendo (Chow, 1959).

Nel caso di scabrezza naturale (non uniforme) si decise di fare riferimento alla cosiddetta scabrezza "equivalente", ovvero sia la scabrezza omogenea che genera le stesse perdite di carico di quella non omogenea esaminata: essa viene denominata "scabrezza equivalente di Nikuradse" e ha come simbologia k_N . L'espressione della velocità è:

$$V = K_\phi \log \left(K_\rho \frac{R}{k_N} \right) \sqrt{RS} \quad (3.2)$$

La (3.2) è la nota equazione di Keulegan; al fine di stabilire il valore delle due costanti, consideriamo il seguente ragionamento. Unendo l'equazione di Darcy-Weisbach con quella di Colebrook-White (1939), Yen (2002) ottenne:

$$V = -K_1 \sqrt{8g} \log \left(\frac{k_N}{K_2 R} \right) \sqrt{RI} \quad (3.3)$$

che è uguale alle (3.2) se si pone $K_\phi = K_1 (8g)^{1/2}$ e $K_p = K_2$. Da successive considerazioni fatte anche alla luce delle proposte di De Marchi (1961), Yen(2002) in definitiva fornisce come valori: $K_\phi = 17.72 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ e K_p compreso tra 12.32 e 14.8.

1.2.2 Formula di Manning e scabrezza n

Come noto, la formula di Manning è:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4)$$

in cui n ha come dimensioni $[L^{-1/3}T]$. Successivamente, mediante l'utilizzo del fattore di conversione K_n , nel Sistema Internazionale il coefficiente di Manning assume come unità di misura $\text{m}^{1/6}$. La formula ebbe immediato successo presso la comunità di ingegneria idraulica a causa della bontà delle sue previsioni e del suo immediato utilizzo; in realtà però a causa di questa fiducia immediata riposta in essa, per lungo tempo non fu supportata da alcuna teoria rigorosa che la validasse totalmente.

Fu Strickler (1923) che sulla base di osservazioni fatte in Svizzera, collegò il coefficiente d'attrito n ad una grandezza rappresentativa della rugosità, denominata appunto scabrezza di Strickler k_S . Come abbiamo già avuto modo di accennare, la grandezza k_S ha una valenza puramente geometrica essendo la dimensione media dei grani di sabbia ottenuta mediante setacciatura. La relazione tra n e k_S è riportata in (Chow, 1959) e mediante il fattore di conversione K_n è espressa da:

$$n = K_n \Phi_S k_S^{1/6} \quad (4.1)$$

con $\Phi_S=0.0416\text{m}^{-1/2}\text{s}$ nel S.I. ovvero $0.0230\text{ft}^{-1/2}\text{s}$ con le B.U; In un recente lavoro Huthoff et al. (2007) pongono $\Phi_S=0.0400\text{m}^{-1/2}\text{s}$ nel S.I. ovvero $0.0220\text{ft}^{-1/2}\text{s}$ con le B.U.

Considerando la (4) e la (4.1) otteniamo:

$$V = \frac{R^{2/3}S^{1/2}}{\Phi_S k_S^{1/6}} \quad (4.2)$$

Solo recentemente due Autori (Gioia e Bombardelli, 2002) hanno effettuato un approfondimento teorico che analizzasse con rigore la formulazione di Manning e che cercasse di ottenerne una giustificazione teorica.

Per derivare teoricamente l'equazione di Manning, gli Autori assumono come parete scabra una parete con micro-ondulazioni di ampiezza picco-picco pari a r , grandezza che può essere paragonata alla dimensione di grani ottenuti per setacciatura (Strickler). Utilizzando l'analisi dimensionale, la teoria della turbolenza di Kolmogoròv e il concetto di similitudine incompleta (Barenblatt,1986), essi derivano teoricamente la formula di Manning dimostrando anche come il coefficiente di Manning n sia legato alle dimensioni caratteristiche r della scabrezza della parete ed ottenendo una formulazione di questo tipo:

$$V = K_{GB} \left(\frac{R}{r}\right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{gRS} \quad (4.3)$$

Successivamente gli Autori generalizzano la loro trattazione al caso di una parete scabra con elementi di scabrezza di diverse dimensioni, caratterizzati da una determinata legge di distribuzione delle dimensioni delle scabrezze stesse la cui media valga r . In tal caso essi dimostrano che K_{GB} deve essere moltiplicato per un ulteriore coefficiente correttivo, chiamato K'_{GB} , che dipende dalla distribuzione statistica delle scabrezze. Se ne ottiene che l'espressione (4.3) può essere riscritta innanzitutto sostituendo r con k_s visto che si tratta di scabrezza media giungendo così alla:

$$V = K'_{GB} K_{GB} \left(\frac{R}{k_S}\right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{gRS} \quad (4.4)$$

che rappresenta una tipologia di espressione “alla Manning” dove n può essere considerato come:

$$n = \frac{K_n k_S^{\frac{1}{6}}}{K'_{GB} K_{GB} g^{\frac{1}{2}}} \quad (4.5)$$

Riuscendo in questo modo ad applicare i loro assunti anche al caso più reale di parete con scabrezza non omogenea e riuscendo quindi in definitiva a giustificare la teoria alla base della formula di Manning.

1.2.3 Formula di Chèzy e fattore d'attrito B

Come noto, la formula di Chèzy è certamente la più antica formula di resistenza al moto, risalendo all'anno 1769; il parametro C di resistenza al moto viene considerato dipendente da altre grandezze idrauliche secondo alcune classiche formulazioni del tutto sperimentali (Chow, 1959). A tale scopo ricordiamo una delle formulazioni più note e cioè la formula di Bazin:

$$C = \frac{B_0}{1 + B/\sqrt{R}} \quad (5)$$

in cui R è il raggio idraulico, B è un coefficiente d'attrito di dimensioni $[L^{1/2}]$, $B_0 = 87m^{1/2} s^{-1}$ in S.I. oppure $157.6 ft^{1/2} s^{-1}$ in B.U e $C [L^{1/2} T^{-1}]$.

Nelle superfici vegetate, al fine di poterla paragonare con le scabrezze di Manning e di Nikuradse, definiamo una scabrezza di Bazin grazie alle seguente:

$$B = \Phi_B k_B^{\frac{1}{2}} \quad (5.1)$$

in cui k_B ha come dimensione $[L]$ proprio come k_N e k_S . Ne deriva che la formula di Chèzy diventa:

$$V = \frac{B_0 R^{1/2} S^{1/2}}{1 + \frac{\Phi_B k_B^{1/2}}{R^{1/2}}} \quad (5.2)$$

A questo punto abbiamo concluso una rapida rivisitazione delle formulazioni classiche di resistenza al moto, nelle quali siamo riusciti ad individuare i fattori d'attrito e le loro relative dimensioni. Questa premessa ci servirà per lo studio della resistenza al moto in un alveo vegetato.

1.3 Alcune osservazioni sulle scabrezze “classiche” rispetto al problema delle superfici vegetate

Delle tre formulazioni classiche sovraccitate, abbiamo esaminato i tre fattori di resistenza al moto (cioè f , n , C) ciascuno di essi legato al parametro rappresentativo della scabrezza delle pareti (k_N , k_S , k_B). Nel corso del tempo la terza tipologia di formulazione è stata praticamente abbandonata lasciando maggiormente spazio alla formula di Darcy-Weisbach e a quella di Manning.

Nella letteratura moderna sono stati numerosi i tentativi di stabilire la validità dell'una o dell'altra formula senza giungere però in verità a risultati che fossero definitivi e conclusivi.

In tal senso uno dei contributi più autorevoli e apprezzati dalla comunità scientifica per quanto concerne il confronto tra le due formulazioni di Darcy-Weisbach e Manning fu fornito da Chow (1959); egli sottolineò la difficoltà di scelta tra le due formulazioni poiché in un campo vastissimo di valori di scabrezza relativa (compresi tra 1 e 10^{-3}) forniscono entrambe valori accettabili di velocità media e gli scostamenti fra di esse sono dello stesso ordine di grandezza dell'errore sperimentale.

In ogni caso però, nella comunità scientifica e tecnica, la tendenza prevalente nel calcolo delle resistenze al moto è quella di preferire la formula di Manning a causa probabilmente della maggiore semplicità e, in tempi più recenti, del supporto di un retroterra teorico come il modello di turbolenza di Kolmogoròv considerato più moderno ed attendibile rispetto al modello della lunghezza di mescolamento di Prandtl su cui invece si poggia la teoria alla base della formula di Colebrook (che, ricordiamo, determina il valore del fattore d'attrito f presente in Darcy-Weisbach).

Ritornando al nostro caso specifico delle superfici vegetate, il problema che nasce è il seguente: dal momento che le formulazioni classiche fanno riferimento al comportamento di una corrente completamente priva di ostacoli al suo interno e frenata unicamente dalle resistenze sul fondo,

possono dette formulazioni essere ugualmente applicate al caso di un alveo vegetato? La presenza della vegetazione, infatti, rappresenta una tipologia di ostacolo posta proprio all'interno della corrente e quindi difficilmente rappresentabile mediante le scabrezze come le abbiamo definite in precedenza.

Uno dei lavori inerenti questa problematica è quello di Yen (2002) il quale riporta come la presenza della vegetazione in una corrente modifichi il profilo di velocità e quindi conseguentemente anche la resistenza al moto. Quest'ultima considerazione aiuta a capire lo svolgimento del nostro lavoro: la valutazione della resistenza al moto in un alveo vegetato coinvolge inevitabilmente lo studio degli effetti della vegetazione sui caratteri idrodinamici della corrente.

È evidente che cercare di raggruppare le varie tipologie di vegetazione presenti in alveo in un unico modello sarebbe impossibile; quello che faremo, e ciò verrà spiegato nei prossimi capitoli, sarà quello di: scegliere un modello di vegetazione, valutare le caratteristiche idrauliche della corrente, estrarre i dati di resistenza ottenuti in laboratorio e cercare, mediante l'elaborazione degli stessi ed un opportuno confronto con i dati presenti in letteratura, di fornire un contributo alla comprensione del comportamento delle correnti vegetate rispetto alla resistenza al moto.

1.4 Stato dell'arte. Analisi e riflessioni sui modelli presenti in letteratura

Abbiamo già discusso delle difficoltà che nascono nella valutazione della resistenza al moto indotta dalla vegetazione non solo a causa di alcuni limiti oggettivi delle formulazioni "classiche" di resistenza al moto, ma anche per la grandissima varietà di tipologie di vegetazione presenti in natura, mutevoli durante le stagioni, cosa che ne rende difficile la modellazione ai fini idraulici.

Un ulteriore aspetto molto importante nella descrizione della vegetazione è rappresentato dalla differenza che intercorre tra due grandi "famiglie" di tipologie di vegetazione: quella rigida e quella flessibile (Fig.1.3). Come è noto, infatti, la vegetazione può non solo avere un fusto flessibile, ma essere anche di tipo arbustivo ed è quindi opportuno tenere conto del fatto che ciascuna di esse genera resistenze al moto diverse; inoltre la vegetazione, in ambito idraulico, può essere divisa in sommersa (cioè con altezza della corrente maggiore rispetto l'altezza di vegetazione, $(h \geq k)$) ed

emergente (cioè con altezza di vegetazione superiore rispetto al tirante idrico, $h < k$): ovviamente il comportamento delle correnti in alveo vegetato cambia in maniera importante in funzione anche di questa condizione. Nell'ambito del nostro lavoro noi considereremo solo correnti in alveo con vegetazione rigida e sommersa disposta sul fondo.

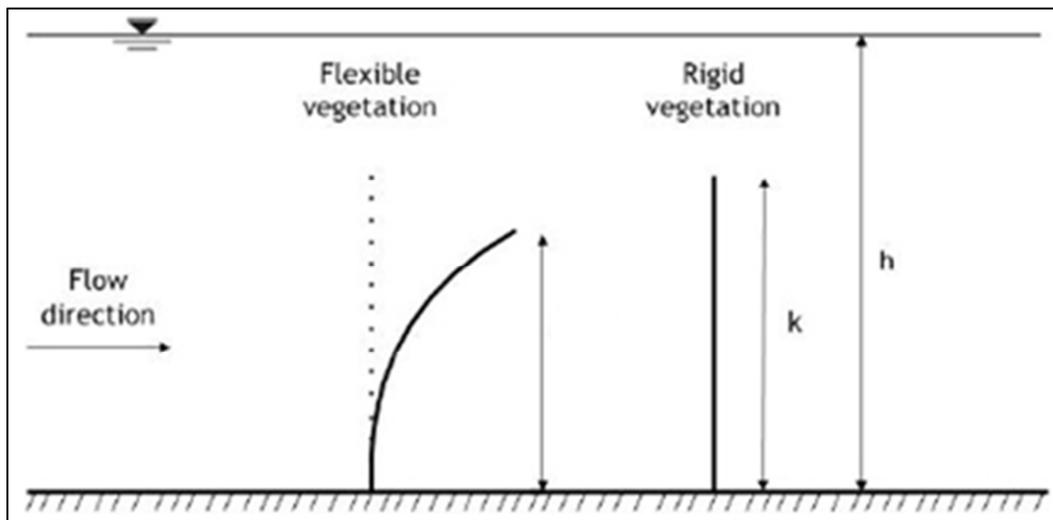


Fig.1.3 Schematizzazione vegetazione flex. e rigida, “Evaluation of vegetation resistance descriptors for flood management”, Galema A.,(2009)

1.4.1 Modellazione della vegetazione rigida e sommersa. Premessa ai primi modelli di calcolo

Se ripensiamo al concetto di formule “empiriche” come quello introdotto in precedenza, è facilmente intuibile come nel corso del tempo prove di laboratorio e misurazioni sul campo abbiano portato risultati differenti tra di loro nel descrivere la resistenza idraulica indotta dalla vegetazione. A causa dell'estrema variabilità che intercorre tra altezza di vegetazione, diametro dei fusti, grado di riempimento e spazio occupato da eventuale fogliame, è diventato necessario trovare nel tempo una schematizzazione nella modellazione della vegetazione. In particolare per quanto concerne la vegetazione rigida è ormai pratica comune in letteratura (Petryk e Bosmajian 1975, Klopstra et al. 1997, Nepf 1999, Stone e Shen 2002, Poggi 2004, Huthoff 2007, Pulci Doria e Gualtieri P. 2010, etc.) modellarla mediante cilindri di metallo con diametro costante e variamente disposti in pianta allo scopo di ottenere diverse densità di vegetazione.

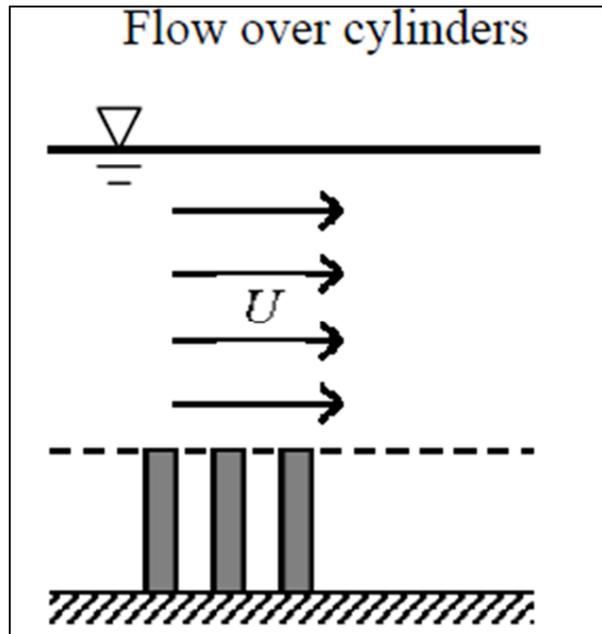


Fig.1.4 Rappresentazione della velocità di un fluido nello strato superiore alla vegetazione (*Estimating equivalent roughness lengths based on wake sizes* Huthoff F., 2007)

La modellistica più recente tende a considerare inoltre la corrente divisa in strati differenti a partire dal fondo per arrivare al pelo libero: generalmente si considerano modelli a due o a tre strati. Questo per sottolineare le differenze che intercorrono tra i fenomeni idraulici che avvengono nello strato in cui è presente la vegetazione rispetto a quelli che avvengono nello strato in cui la vegetazione è assente chiamato lo strato di superficie. Ad esempio, Huthoff (2007) considera:

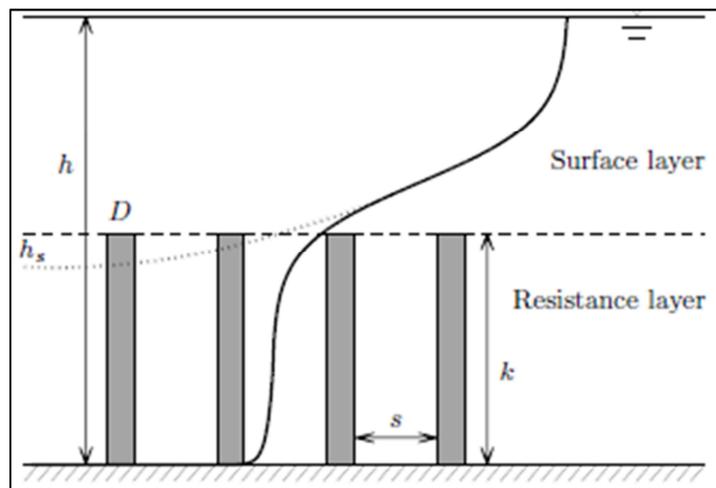


Fig.1.5 Schematizzazione dei due strati di fluido *Surface layer* e *Resistance layer*; (*Modeling Hydraulic Resistance of Floodplain Vegetation*”, Huthoff F., 2007)

In questa figura k rappresenta l'altezza di vegetazione, s la distanza tra i cilindri, h l'altezza di pelo libero, D il diametro dei cilindri.

A questo punto procediamo con una analisi dello stato dell'arte, partendo dal primo modello considerato, quello di Tsujimoto e Shimizu (1992).

1.4.2 Il modello di Tsujimoto e Shimizu (1992)

Riferendoci ad una letteratura che affronti il problema del calcolo della resistenze al moto abbracciando una tipologia di approccio "classico" (nel caso specifico di cui parleremo, la teoria della lunghezza di mescolamento di Prandtl), è degno di nota e oggetto di numerose analisi il lavoro di Tsujimoto e Shimizu (1992); gli Autori, utilizzando un modello di vegetazione realizzato mediante cilindri aventi per ogni acquisizione una stessa altezza, ottengono dati sperimentali atti a fornire una modellazione analitica di alcune grandezze caratteristiche della turbolenza lungo l'intera verticale della corrente, ovvero all'interno dello strato di vegetazione e al di sopra dello stesso, ed anche in condizioni di vegetazione emergente ($h < k$).

In condizione di vegetazione emergente, gli Autori definiscono la velocità uniforme caratteristica dello strato di vegetazione mediante:

$$u_s = \sqrt{\frac{2gI}{C_D\lambda}} \quad (6)$$

dove λ è, per gli Autori, l'area di vegetazione per unità di volume d'acqua, g è l'accelerazione di gravità, I la pendenza del canale; C_D viene denominato "Coefficiente di Drag" ed è un parametro fluidodinamico molto importante di cui parleremo esaurientemente in seguito. Nel caso in cui $h > k$ con k sufficientemente grande, la velocità nello strato di vegetazione approssima questa velocità ad una distanza sufficientemente lontana dall'interfaccia dei due strati. In Tab.1 sono riportate le caratteristiche geometriche dei modelli di vegetazione rigida utilizzato dagli Autori.

Table 1 Model vegetation in the flume experiments					
Series	D (cm)	K (cm)	s (cm)	$\lambda = D/s^2$ (cm ⁻¹)	equipped at
R	0.10	4.1	1.0	0.10	Kyoto University
A	0.15	4.6	2.0	0.0375	Kanazawa University

Tab.1 Dati geometrici modellazione (Tsujimoto e Shimizu,1992)

Gli Autori osservano come in condizioni di vegetazione emergente $h < k$ gli sforzi di Reynolds siano nulli; quando invece $h > k$ sono presenti sforzi di taglio turbolenti che segnalano, quindi, uno scambio di quantità di moto. Il picco degli sforzi di Reynolds è appunto proprio all'interfaccia tra i due strati. Essendo quindi presente una regione di sforzi di taglio (*shear flow region*), l'equilibrio globale delle forze può essere scritto come:

$$\frac{d\tau_R}{dy} = -\rho g l + \frac{1}{2} C_D \rho u^2 \lambda \quad (7)$$

dove:

$$\tau_R = \tau_k \exp \alpha y \quad (7.1)$$

e ancora:

$$\frac{u - u_s}{u_k - u_s} = \exp \beta y \quad (7.2)$$

dove y rappresenta la distanza verticale tra i due strati e τ_k gli sforzi di Reynolds all'interfaccia (e quindi massimi) α e β sono due costanti, u_k è la velocità all'interfaccia.

Nello strato di superficie, invece, gli sforzi di Reynolds sono regolati da:

$$\tau_R(y) = \tau_k \left(1 - \frac{y}{h}\right) \quad (0 < y < h) \quad (8)$$

e l'andamento di velocità segue una legge di tipo logaritmico.

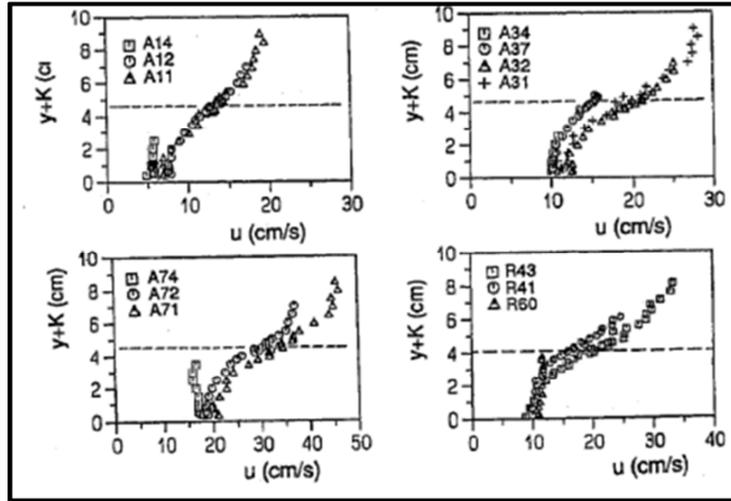


Fig.1.6 Profili di velocità longitudinale (Tsujiimoto e Shimizu,1992)

Avendo definito gli andamenti dei profili di velocità nei due strati, gli Autori cercano di determinare uno tra i parametri che descriva le strutture della turbolenza: dopo aver ottenuto sperimentalmente i valori di α , β e u_k e dopo aver definito la velocità d'attrito all'interfaccia come $u_{*k} = \sqrt{\frac{\tau_k}{\rho}}$ essi determinano l'espressione che regola la distribuzione della lunghezza di mescolamento nello strato di vegetazione:

$$l(y) = \frac{u_{*k}}{\beta(u_k - u_s)} \exp\left[\left(\frac{\alpha}{2} - \beta\right)y\right] \quad (9)$$

mentre all'interfaccia ottengono invece:

$$l(0) = \frac{u_{*k}}{\beta(u_k - u_s)} \quad (9.1)$$

Ben chiari quindi tutti i parametri caratteristici della turbolenza, rifacendosi alle 7.1, 7.2, 8, gli Autori determinano finalmente la legge di distribuzione delle velocità nello strato di vegetazione che risulta essere:

$$u(y) = u(s) \sqrt{1 + ah \cdot \exp ay} \quad (9.2)$$

mentre la velocità all'interfaccia:

$$u_k = u(s)\sqrt{1 + \alpha h} \quad (9.3)$$

In Fig.1.7 viene presentato un confronto tra le velocità u_k sperimentali e le velocità u_k calcolate.

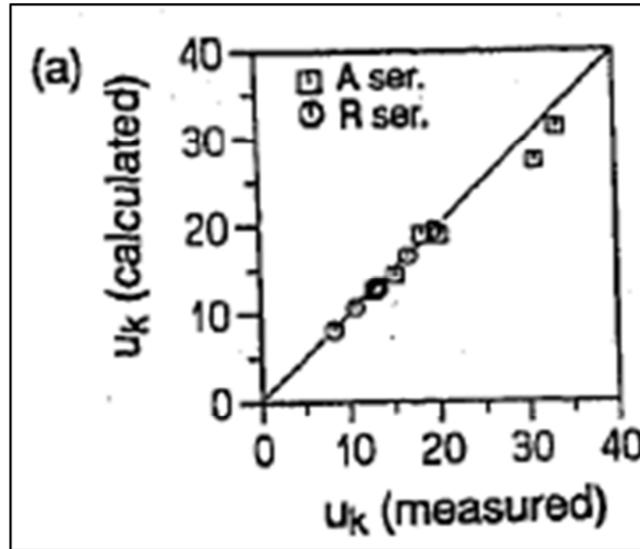


Fig.1.7 Confronto tra le velocità u_k sperimentali e le velocità u_k calcolate (Tsujiimoto e Shimizu,1992)

Per quanto concerne lo strato superiore, la distribuzione della velocità, come detto in precedenza, segue una legge logaritmica:

$$\frac{u(\eta)}{u_{*k}} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{[\eta + \delta]}{\delta} + \frac{u_k}{u_{*k}} \quad \text{per } (0 < \eta < 1) \quad (9.4)$$

dove $\eta = y/h$, κ è la costante di Vòn Kàrman e δ è una funzione di β e u_k . Le conclusioni a cui giungono gli Autori sono le seguenti:

I profili di velocità e degli sforzi di Reynolds all'interno dello strato di vegetazione hanno un andamento esponenziale, con i parametri α e β che rappresentano le caratteristiche della turbolenza; essi sono fortemente influenzati dallo strato di superficie che, a sua volta, non è invece influenzato dal comportamento idraulico dello strato di vegetazione. I parametri β ed u_k , inoltre, determinano le condizioni per poter definire la velocità ed il gradiente di velocità all'interfaccia dei due strati; considerando l'ipotesi di distribuzione esponenziale degli sforzi di Reynolds e mediante la costruzione di un modello analitico gli Autori costruiscono relazioni matematiche tra α , β ed u_k .

Arrivati alla determinazione di α , β ed u_k , gli Autori determinano la lunghezza di mescolamento e a costruire così i due profili di velocità per ciascuno strato di corrente.

Con riferimento al *surface* ed al *vegetation layer* gli Autori verificano la bontà delle relazioni proposte confrontandole con i dati sperimentali come in Fig.1.8, Fig.1.9:

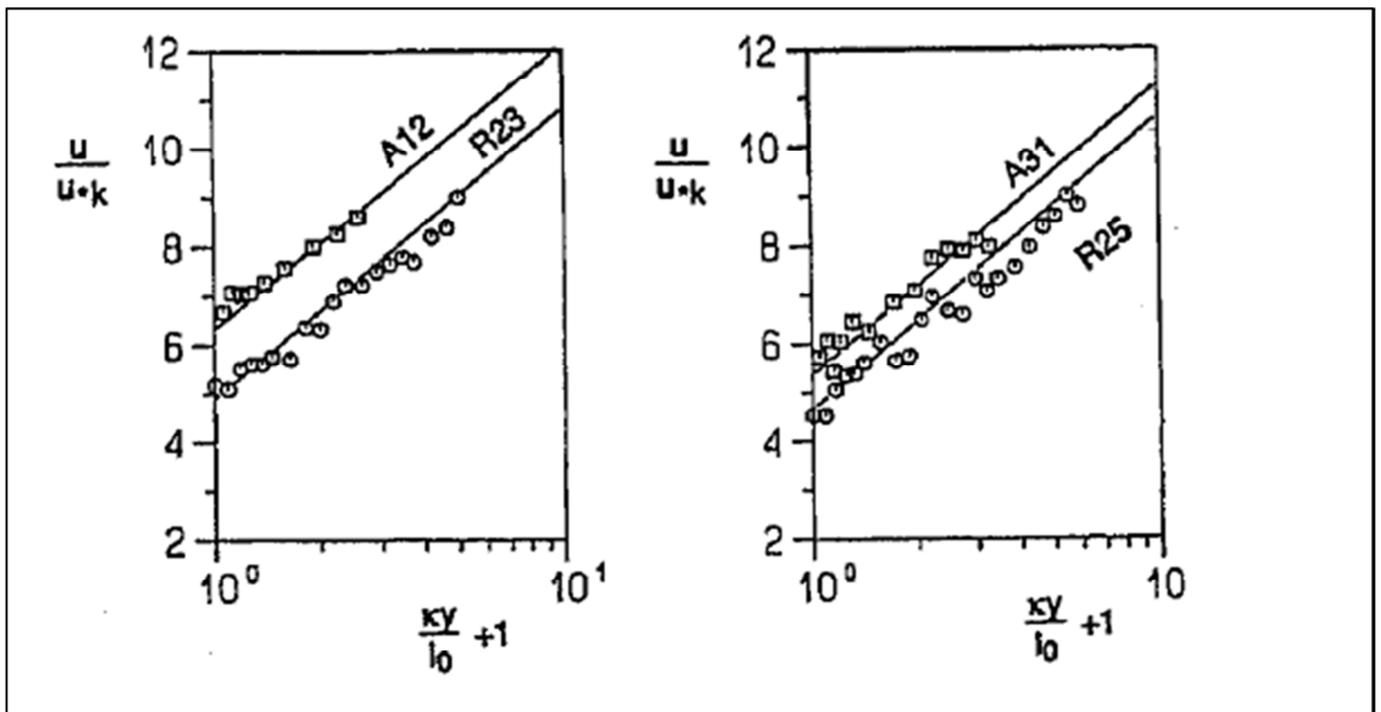


Fig.1.8 Andamento del profilo di velocità nel *surface layer* (Tsujimoto e Shimizu,1992)

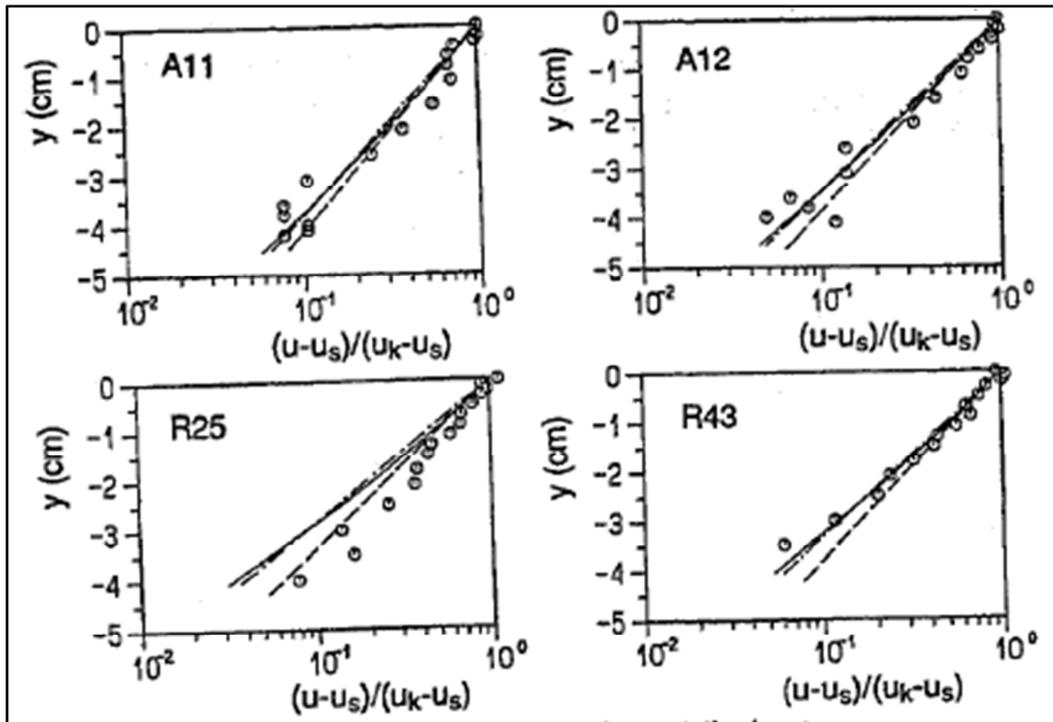


Fig.1.9 Andamento del profilo di velocità nel *vegetation layer* (Tsujimoto e Shimizu,1992)

1.4.3 Il modello di Borovkov e Yurchuk (1994)

Gli Autori Borovkov e Yurchuk (1994), partendo da teorie sviluppate mediante numerose prove di laboratorio da Tai (1973), Kouwen et al. (1969), Chow (1959) e Besserbrennikov (1958) e riprendendo le teorie alla base della distribuzione logaritmica di Prandtl (1923), valutano una dipendenza funzionale dei vari fattori che influenzano la resistenza al moto, proponendo la seguente espressione per l'indice di resistenza f di Darcy-Weisbach:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = K \left(\frac{h}{k}\right)^{\sqrt{f}} \sqrt{\frac{s}{kDC_D}} \quad (10)$$

in cui h rappresenta il tirante idrico, k l'altezza di vegetazione, D il diametro dei cilindretti, K un coefficiente di proporzionalità, C_D il Coefficiente di Drag e s esprime invece il rapporto:

$$s = \frac{1}{\sqrt{m}} \quad (11)$$

dove m rappresenta il numero di cilindri per metro quadro di area orizzontale. Cosa rappresenta il

valore C_D che abbiamo denominato Coefficiente di Drag? E' un coefficiente adimensionale che esprime la resistenza idrodinamica che un ostacolo oppone ad un fluido. Esso è pari a :

$$C_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2}\rho v^2 a} \quad (12)$$

F_D rappresenta la resistenza idrodinamica: quando un fluido, infatti, (comprimibile o incompressibile che esso sia) attraversa un ostacolo, tra essi nasce un mutuo scambio di forze; la risultante di tutte queste forze avrà uguale direzione ma verso opposto al vettore velocità del fluido e, a questa forza risultante, diamo appunto il nome di resistenza idrodinamica F_D .

La v rappresenta la velocità del fluido indisturbato, ρ rappresenta la densità del fluido e a rappresenta l'area di riferimento. L'attrito (appunto, il drag) causato dall'ostacolo che il fluido incontra può essere visto come una perdita di pressione nella scia a valle dell'ostacolo; quanto più grande è la scia tanto maggiore sarà la regione di spazio con minori pressioni, portando così ad un aumento di resistenza idrodinamica (Huthoff, 2007). In Fig.1.10 sono rappresentati vari coefficienti di drag validi per ciascuna forma geometrica dell'ostacolo.

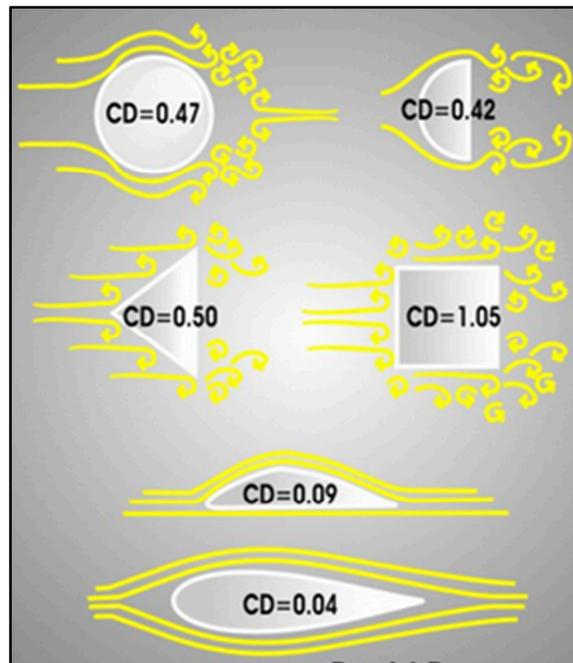


Fig.1.10 Valori del Coefficiente di Drag per varie forme geometriche e relativi comportamenti dei filetti fluidi

1.4.4 Il modello di Klopstra e Van Velzen (1997)

Nel 1997 Klopstra et al. hanno sviluppato un modello di calcolo valutando due profili di velocità, e cioè un primo all'interno della vegetazione ($0 < z < k$) denominato *Vegetation Layer* e un secondo superiore all'altezza di vegetazione ($k < z < h$) denominato *Surface Layer*, in maniera separata per poi passare ad un'effettiva combinazione dei profili di velocità dei due strati al fine di ottenere una legge univoca di distribuzione della velocità all'interno di un canale vegetato, legge ottenuta attraverso particolari condizioni limite all'interfaccia tra i due strati.

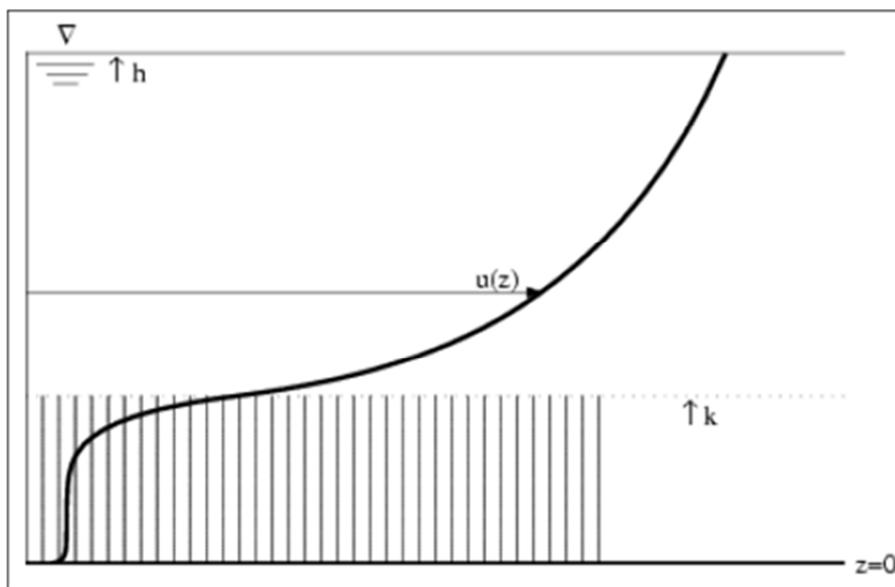


Fig.1.11 Esempio di un profilo di velocità in alveo vegetato con divisione nei due strati (Keijzer, 2005)

Nelle condizioni di corrente di moto uniforme gli Autori partono dall'equazione della quantità di moto definendo:

$$\frac{\partial \tau(z)}{\partial z} = F_D(z) - \rho g i \quad (13)$$

dove τ sono gli sforzi di taglio, ρ è la densità dell'acqua, g è l'accelerazione di gravità, i è la pendenza e F_D è la resistenza idrodinamica che gli Autori legano al coefficiente di drag C_D mediante la:

$$F_D(z) = m D C_D \frac{1}{2} \rho u(z)^2 \quad (13.1)$$

dove m rappresenta il numero di cilindri per metro quadro di area orizzontale, D è il diametro dei cilindri, C_D è il coefficiente di Drag e $u(z)$ è la velocità del flusso all'altezza z .

Rifacendosi alle teorie di Boussinesq e ricordando la proporzionalità quadratica del coefficiente di drag rispetto alla velocità, gli Autori giungono all'espressione della velocità lungo lo strato vegetato:

$$Uv(z) = \sqrt{e^{-\sqrt{2Az}} C_{1+} e^{\sqrt{2Az}} C_{2+} u_{s0}^2} \quad (13.2)$$

dove i due coefficienti C_1 e C_2 seguono dalle condizioni limite, mentre A e u_{s0} sono funzioni del numero di cilindri a metro quadro m , del loro diametro D , del coefficiente di drag C_D , e di α che è una lunghezza di scala del moto turbolento.

Per quanto riguarda lo strato di superficie gli Autori considerano la teoria della lunghezza di mescolamento di Prandtl e quindi una distribuzione di velocità logaritmica ottenendo così la seguente espressione della velocità:

$$U_s(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{z-(k-h_s)}{z_0}\right) \quad (13.3)$$

dove κ è la costante di Vòn Kàrman, u_* è la velocità d'attrito "virtuale" relativa allo strato di superficie, h_s è la distanza tra l'altezza della vegetazione e il fondo "virtuale" dello strato di superficie (n.b. tale fondo virtuale non coincide con l'altezza della vegetazione ma si trova leggermente al di sotto di essa) e z_0 rappresenta la scabrezza "virtuale" del fondo dello strato di superficie.

Applicando tre condizioni all'interfaccia (continuità tra gli sforzi di taglio, la velocità e il suo gradiente verticale) e una al fondo (trascurando gli sforzi di taglio), essi determinano C_1 , C_2 , h_s , z_0 .

Gli Autori giungono ad una espressione del coefficiente C di Chèzy all'interno della quale l'unico parametro sconosciuto è α proponendo per esso una espressione i cui parametri vengono tarati utilizzando dati sperimentali di Tsujimoto et al. (1990 e 1992) e Shimizu (1994).

1.4.5. Il Modello di Meijer e Van Velzen (1999)

Riprendendo il concetto già espresso da Klopstra (1997) precedentemente, Meijer e Van Velzen (1999), si rifanno nuovamente alla teoria di Boussinesq e la viscosità turbolenta. Considerando che gli sforzi di taglio turbolenti all'interno dello strato di vegetazione sono uguali a :

$$\tau(z) = \rho \alpha \frac{\partial u(z)}{\partial z} u(z) \quad (14)$$

dove α è la già nota lunghezza di scala turbolenta, gli Autori ricalcano l'importanza del termine $\rho \alpha \frac{\partial u(z)}{\partial z}$ che rappresenta la viscosità turbolenta.

Va ricordato che essa è una proprietà del moto e non del fluido e, pertanto, è variabile da punto a punto e rappresenta il trasporto di quantità di moto dovuto alla turbolenza; rifacendosi a questi concetti ed al matching tra le velocità nei due strati, gli Autori ottengono un'unica legge dell'andamento delle velocità lungo l'intera verticale.

Gli Autori altresì presentano i risultati di una lunga serie di prove su modello.

In particolare si tratta di un canale lungo oltre 100m, largo 3m e profondo 3m, sul fondo del quale hanno posto barre di acciaio dal diametro di 8mm, con altezze e densità variabili, per simulare un tratto di fondo vegetato per una lunghezza di circa 20m.

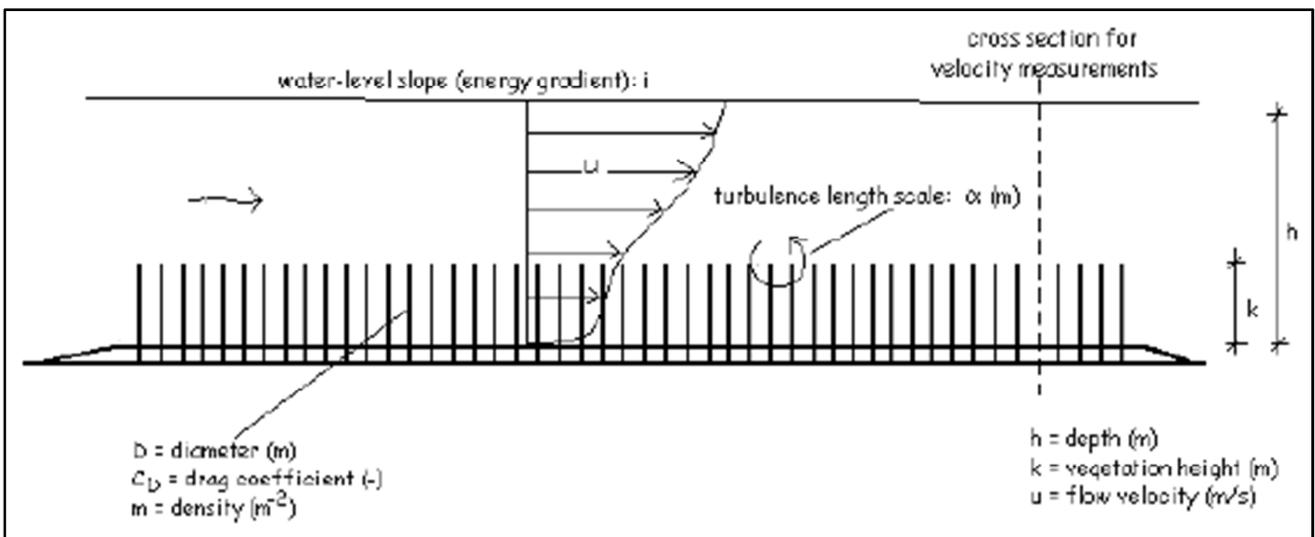


Fig.1.12 Schematizzazione geometrica del modello usato da Meijer (Meijer and Van Velzen,1999)

Gli Autori svolgono prove mediante l'ausilio di un misuratore di flusso acustico con 56 diverse configurazioni della vegetazione per ognuna dei quali la disposizione delle barre, la loro altezza e la pendenza del canale sono state variate. Rispettivamente le altezze delle barre utilizzate sono state di 0.45m, 0.90m e 1.50m, le loro densità 256m^2 e 64m^2 e le pendenze del canale sono state variate tra lo 0.1% ed il 0.2%. Combinando tra loro questi valori gli Autori giungono a 48 configurazioni alle quali vengono successivamente aggiunte 8 configurazioni relative alle condizioni di barre non sommerse, al fine di calcolare i Coefficienti di Drag (i cui valori ottenuti oscillano da 0.91 a 1.18).

I valori sperimentali di velocità sono poi successivamente confrontati con quelli ottenuti analiticamente, adattando di volta in volta il valore del termine α . In tal senso gli Autori sottolineano che, nonostante le assunzioni di Tsujimoto (1990, 1992), il valore di α sembra essere indipendente dalla densità di vegetazione, dalla velocità e dalla pendenza del canale; mentre sembra esserci una dipendenza significativa di α dall'altezza della vegetazione k e dall'altezza di corrente h .

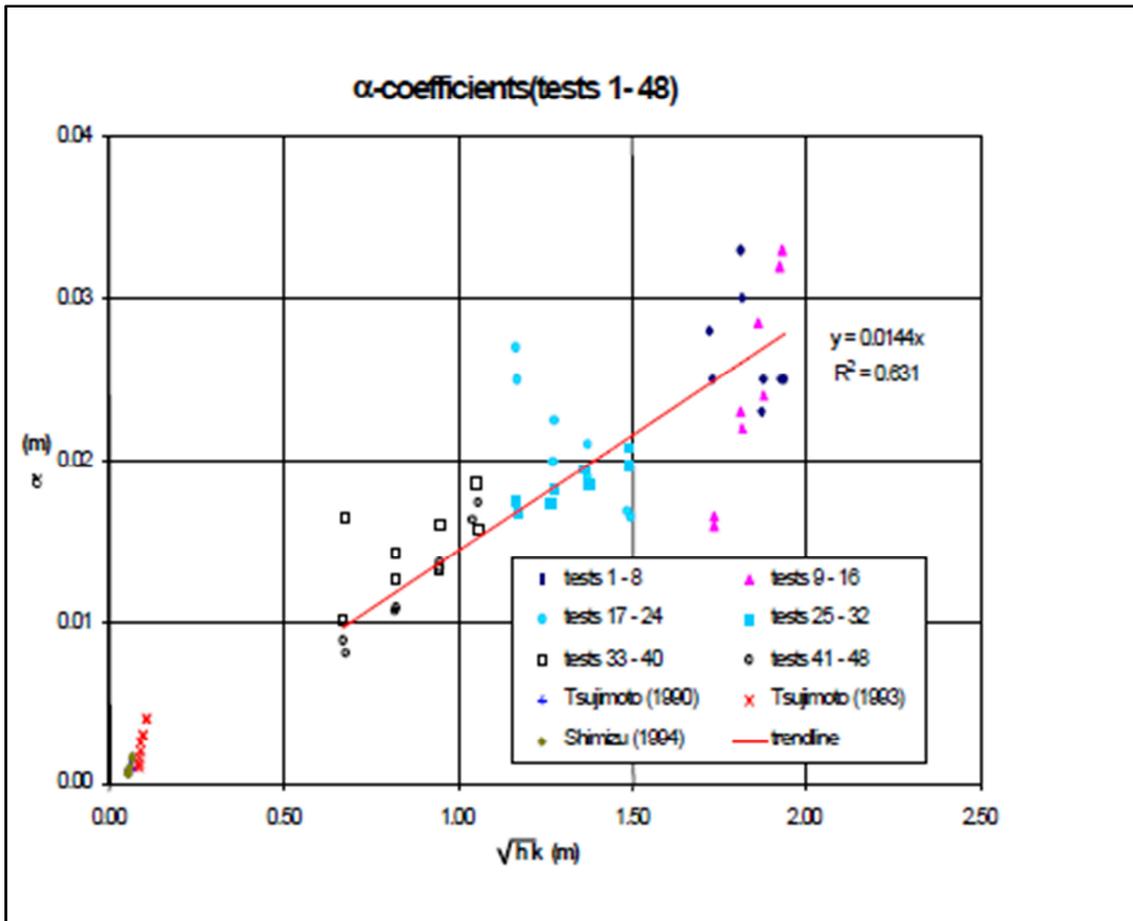


Fig.1.13 Relazione tra α , h e k per tutte le 48 sezioni di calcolo (Meijer e Van Velzen,1999)

Gli Autori giungono così alla relazione:

$$\alpha = 0.0144\sqrt{hk} \quad (14.1)$$

che utilizzano per ottenere il coefficiente di Chézy nella espressione proposta da Klopstra e Meijer:

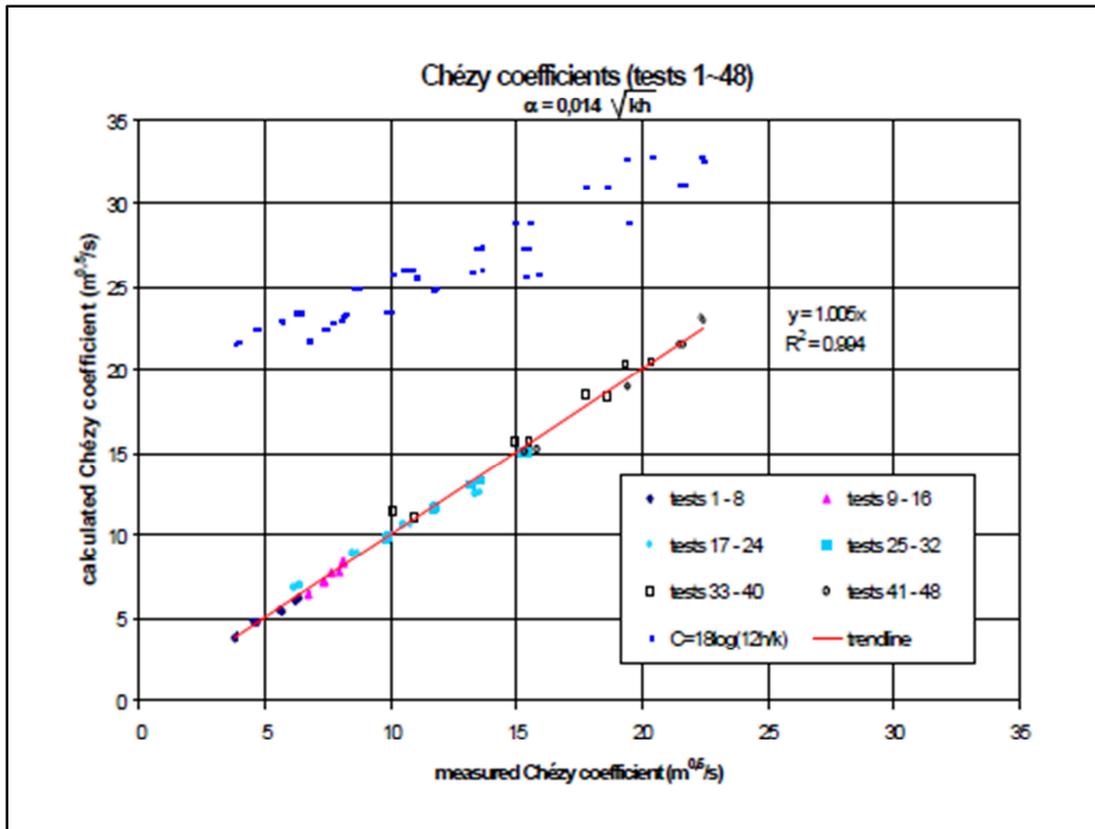


Fig.1.14 Relazione il coefficiente di Chézy “misurato” e “calcolato” per le 48 sezioni di calcolo (Meijer e Van Velzen, 1999)

Successivamente viene applicata la stessa metodologia di sperimentazione ad una vegetazione naturale realizzata mediante canne, ed i risultati vengono confrontati con i precedenti.

Gli Autori sottolineano l'importanza di aver fornito un ulteriore contributo circa la migliore comprensione della lunghezza di scala turbolenta α ma definiscono anche il limite di utilizzo del loro modello (e quindi del modello di Klopstra) rispetto alla variabilità del diametro e dell'altezza di vegetazione.

1.5 Premessa ad un secondo approccio di calcolo

Abbiamo visto come l'approccio del doppio strato consista nel descrivere separatamente il comportamento della corrente nello strato di vegetazione e nello strato superiore cercando poi successivamente di effettuare delle operazioni di matching tra i due al fine di ottenere un'unica struttura analitica che descriva l'andamento delle velocità della corrente; introduciamo in questo paragrafo due differenti modelli, all'interno dei quali la resistenza esercitata dalla vegetazione

rispetto al fluido è calcolata non solo rispetto all'equazione che regola la quantità di moto, ma anche tenendo conto dell'energia cinetica turbolenta, della dissipazione viscosa e della vorticità turbolenta: i modelli turbolenti $k-\varepsilon$ e $k-\omega$.

1.5.1 La modellazione $k-\varepsilon$ e $k-\omega$. Il modello di Lopez e Garcia (2001)

Come abbiamo visto precedentemente il modello di Prandtl può essere definito e sviluppato come un modello ad un'equazione, nella quale abbiamo introdotto la lunghezza di mescolamento. Il modello di Prandtl rappresenta uno dei modelli di turbolenza ad un'equazione più utilizzati in letteratura. Successivamente ad esso sono nati in letteratura modelli più elaborati: un esempio è dato dai modelli a due equazioni.

Uno dei modelli a due equazioni più usato nello studio dei moti turbolenti è il modello $k-\varepsilon$: viene denominato a "due equazioni" perché include due equazioni di trasporto di quantità di moto in cui k rappresenta l'energia cinetica turbolenta della corrente ed ε rappresenta la dissipazione viscosa.

Si considera la viscosità turbolenta come:

$$\nu_T = C \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (15)$$

dove C è una costante del modello, k ed ε sono le due grandezze descritte in precedenza. Nel modello $k-\omega$, invece, viene considerata la vorticità intesa come il rapporto tra ε e k .

Lopez e Garcia (1997, 2001) utilizzano queste due modellazioni per la comprensione delle strutture della turbolenza di un moto uniforme bidimensionale di una corrente defluente in alveo vegetato.

Applicando il modello $k-\varepsilon$ gli Autori definiscono le due equazioni di energia cinetica turbolenta e di dissipazione viscosa:

$$\frac{\partial k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(\frac{v_T}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial z} \right] + P_k - \varepsilon + a < u_L > \quad (15.1)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(\frac{v_T}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right] + \frac{\varepsilon}{k} [C_1 (P_k + b < u_L >) - C_2 \varepsilon] \quad (15.2)$$

dove C_1 , C_2 , σ_k , σ_ε sono costanti mentre P_k è un coefficiente legato alla viscosità turbolenta ed a e b sono parametri derivanti da un modello di calibrazione proposto da (Tsujiimoto, 1991) e che rappresentano il lavoro esercitato dalla velocità media rispetto alle forze di drag.

Considerando la formulazione $k-\omega$, gli Autori esprimono la variazione della vorticità turbolenta rispetto al tempo:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[(v_T \sigma + \nu) \frac{\partial \omega}{\partial z} \right] + \alpha \frac{\omega}{k} (P_k + c < u_L >) - \beta \omega^2 \quad (15.3)$$

in cui σ , α , β sono costanti mentre c è un coefficiente che deriva dal modello proposto da (Tsujiimoto,1991). A questo punto gli Autori passano alla verifica sperimentale delle loro teorie mediante misure di laboratorio svolte su di un modello di vegetazione rigida e sommersa alta 12cm e diametro 6.4 mm; nella Tab.2 sono riportate le caratteristiche di ogni prova svolta:

TABLE 1. Experimental Conditions						
Experiment number	a (1/m)	S_o	Q (m ³ /s)	H (m)	R	F
Experiment 1	1.09	0.0036	0.179	0.335	224,000	0.33
Experiment 2	1.09	0.0036	0.088	0.229	113,000	0.29
Experiment 3	1.09	0.0036	0.046	0.164	57,000	0.24
Experiment 4	1.09	0.0076	0.178	0.276	191,000	0.36
Experiment 5	1.09	0.0076	0.098	0.203	125,000	0.37
Experiment 6	0.27	0.0036	0.178	0.267	196,000	0.39
Experiment 7	0.27	0.0036	0.095	0.183	120,000	0.42
Experiment 8	2.46	0.0036	0.180	0.391	258,000	0.29
Experiment 9	2.46	0.0036	0.058	0.214	69,700	0.19
Experiment 10	2.46	0.0161	0.180	0.265	203,000	0.40
Experiment 11	0.62	0.0036	0.177	0.311	222,000	0.35
Experiment 12	0.62	0.0110	0.181	0.233	238,000	0.58

Tab.2 Valori delle grandezze sperimentali (Lopez e Garcia, 2001)

in cui R rappresenta il numero di Reynolds, F il numero di Froude, a la densità di vegetazione, S_o la pendenza del canale, H il tirante idrico e Q la portata defluente.

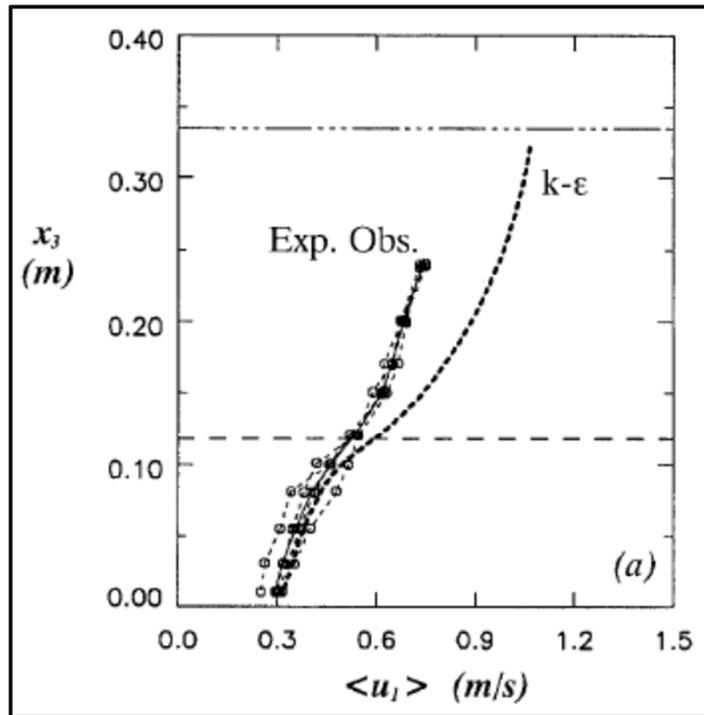


Fig.1.15a Profili di velocità medie locali su scala lineare. Le linee che connettono punti rappresentano le velocità sperimentali; la linea tratteggiata rappresenta quelle calcolate col modello $k-\varepsilon$

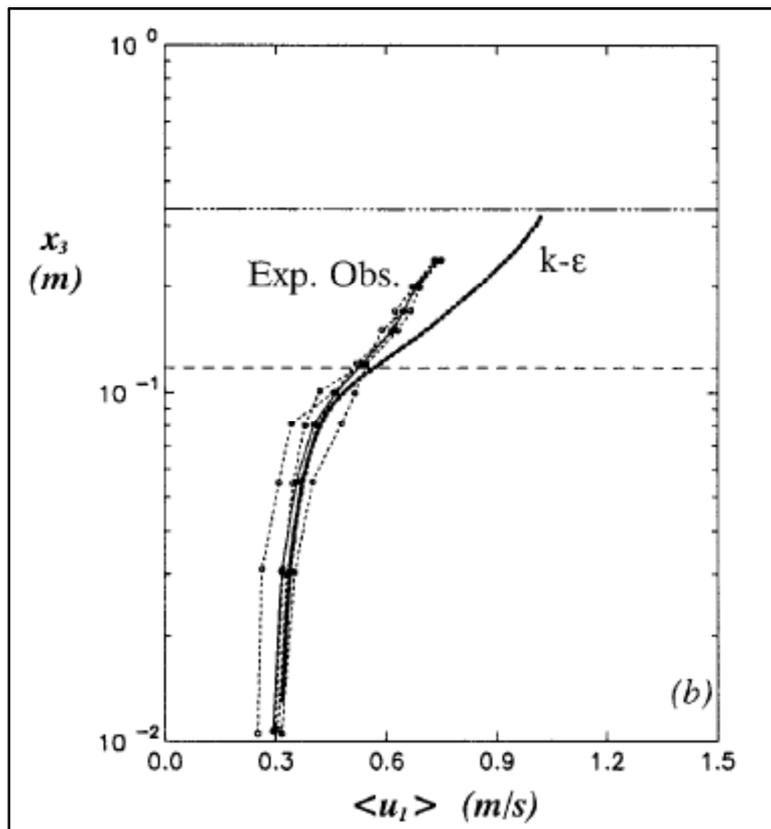


Fig.1.15b Profili di velocità medie locali su scala semilogaritmiche. Le linee che connettono punti rappresentano le velocità sperimentali; la linea continua rappresenta quelle calcolate col modello $k-\varepsilon$

In entrambi i casi è evidente una buona concordanza tra dati forniti dal modello e dati sperimentali. Per valutare gli effetti della resistenza indotta dalla vegetazione gli Autori calcolano il coefficiente di Manning n come:

$$n = \frac{h^{\frac{5}{3}} S_0^{\frac{1}{2}}}{q_w} \quad (15.4)$$

in cui il termine q_w indica la specifica portata defluente sul canale. Ai fini della nostro oggetto di studio ricordiamo le conclusioni e le conseguenti riflessioni che gli Autori effettuano sull'andamento del coefficiente n di Manning.

Se infatti essi in definitiva assumono come utilmente applicabile la formulazione di Manning, il limite di questa osservazione risiede nella circostanza che le loro esperienze riguardano una corrente sempre della stessa profondità con vegetazione sempre della stessa altezza. Non a caso infatti essi affermano che n assume il valore unitario fino ad una certa soglia di densità di vegetazione.

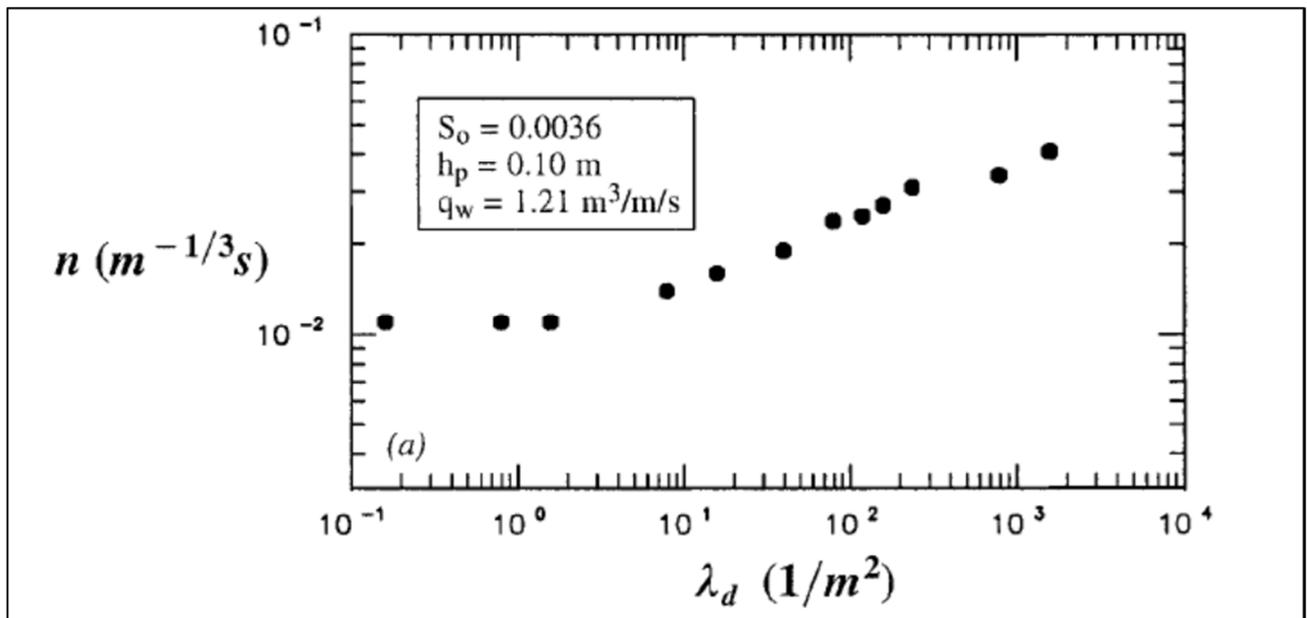


Fig.1.16 Andamento del coefficiente n di Manning rispetto alla densità di vegetazione (numero di piante per metro quadro) indicata col parametro λ_d

Quando però questo limite di densità viene superato, il coefficiente tende ad aumentare con l'aumento della densità di vegetazione. Pertanto l'affermazione degli Autori riguarda fondamentalmente il comportamento della vegetazione in relazione alla densità della vegetazione stessa e non in relazione alla sommergenza delle piante e/o al raggio idraulico della corrente. In relazione a quest'ultimo problema peraltro gli Autori mostrano che esistono due situazioni limite relative a vegetazione molto alta o molto bassa, mettendo in luce una problematica a cui successivamente si farà un riferimento. Inoltre, gli Autori sottolineano come la sfida futura della ricerca debba soprattutto incentrarsi sulla capacità di applicare i modelli a condizioni di vegetazione "naturale" (quindi con disturbi legati alla presenza di fogliame e diametro di fusto variabile) e non "modellata" con geometrie e disposizioni eccessivamente accurate ed omogenee.

1.5.2 Il modello sperimentale di Stone e Shen (2002)

Nel 2002 Stone e Shen hanno effettuato numerose prove di laboratorio sia per vegetazione emergente che sommersa; concentrandoci su quest'ultima analizziamo il loro modello sperimentale. Circa 250 prove sono state condotte in un canale di lunghezza pari a 12m, larghezza 45cm e profondità 61cm, all'interno del quale è stata fatta defluire una portata d'acqua di $0,0566\text{m}^3/\text{s}$. La vegetazione è stata simulata mediante cilindri di legno alti 12.4cm con diametro variabile dai 3.18mm ai 12.70mm e con spaziatura variabile dai 38 ai 76mm; questa eterogeneità è stata dettata dalla scelta degli Autori di avere quattro tipologie di diverse prove sperimentali come indicato in Tab.3 dove sono riportati anche il numero di cilindri per area unitaria e la concentrazione degli stessi indicata in percentuale:

Pattern no.	Stem diameter d (cm)	Stem spacing s (cm)	No. of stems per unit area N (m^{-2})	Stem area concentration λ (%)
1	1.27	4.6	481	6.10%
2	1.27	7.6	173	2.20%
3	0.318	3.8	696	0.55%
4	0.635	7.6	173	0.55%

Tab.3 Valori delle grandezze sperimentali. Stone e Shen (2002)

Gli Autori partono dall'equazione di quantità di moto esplicitandola lungo la direzione della corrente (asse x) analizzando gli sforzi di taglio:

$$\tau_W = \tau_v + \tau_b \quad (16)$$

in cui τ_W rappresenta la componente longitudinale del peso della massa d'acqua, τ_v rappresenta la resistenza esercitata dalla vegetazione e τ_b sono gli sforzi di taglio sul fondo (che sono trascurabili). Esplicitando la τ_W :

$$\tau_W = \rho g h i (1 - A_p l^*) \quad (16.1)$$

dove A_p viene indicata col termine *solidity* e rappresenta la porzione di area orizzontale occupata dai cilindri:

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 m \quad (16.2)$$

e il termine l^* rappresenta la sommergenza vale a dire il rapporto tra l'altezza dei cilindri l e il tirante idrico h , ed m è il numero di cilindri per unità di superficie del fondo.

Esplicitando la τ_v , invece, abbiamo:

$$\tau_v = \frac{1}{2} C_D \rho V_c^2 m D l \quad (16.3)$$

in cui il termine V_c indica la velocità massima nello strato di vegetazione; gli Autori, infatti, preferiscono utilizzare questa grandezza all'interno del loro modello al posto della V_v definita come velocità apparente nello strato di vegetazione. Detta velocità apparente è quella relativa alla portata defluente nell'area totale di attraversamento all'interno dello strato di vegetazione indicata con Bl dove B rappresenta la larghezza del canale ed l è l'altezza della vegetazione. In Fig.1.17 gli Autori illustrano nel dettaglio le due velocità nello strato di vegetazione:

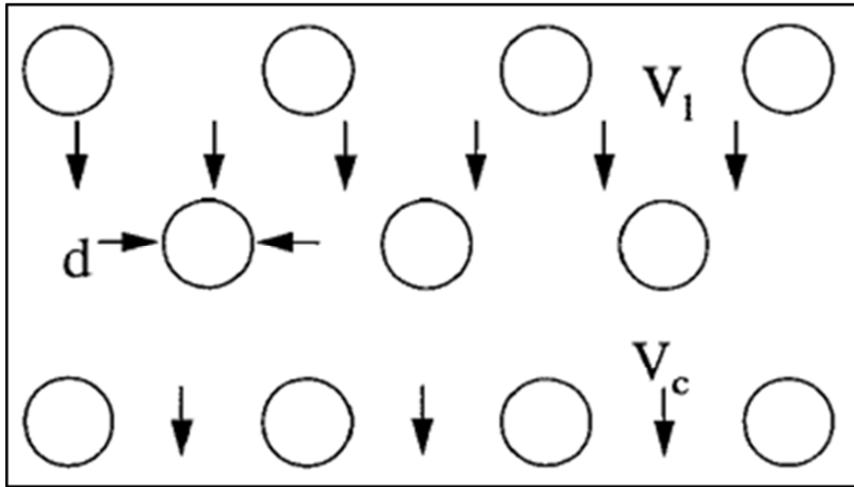


Fig.1.17 Descrizione delle due velocità all'interno dello strato di vegetazione. (Stone e Shen, 2002)

Considerando per continuità la relazione:

$$B_c = B(1 - D\sqrt{m}) \quad (16.4)$$

Gli Autori determinano la relazione tra le due velocità :

$$V_v = V_c \left[1 - \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}} \right] \quad (16.5)$$

A questo punto gli Autori ipotizzano l'esistenza di un'altra grandezza, denominata velocità apparente del canale, la quale è definita come:

$$V = \frac{V_v}{\sqrt{l^*}} \quad (16.6)$$

la quale, congiuntamente alle equazioni di quantità di moto, fornisce finalmente l'andamento della velocità media del canale mediante la seguente:

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D}} \sqrt{i} (1 - D\sqrt{m}) \sqrt{\left(\frac{h}{l} - \frac{1}{4} \pi D^2 m\right)} \cdot \sqrt{\frac{h}{l}} \quad (16.7)$$

Mediante numerose operazioni di calcolo gli Autori giungono a definire un confronto tra le velocità all'interno dello strato vegetato misurate in laboratorio, quelle calcolate mediante il loro modello e

alcuni valori di velocità presenti in letteratura (Fenzl,1962; Tsujimoto 1990). Di tale confronto riportiamo un esempio di seguito in Fig.1.20:

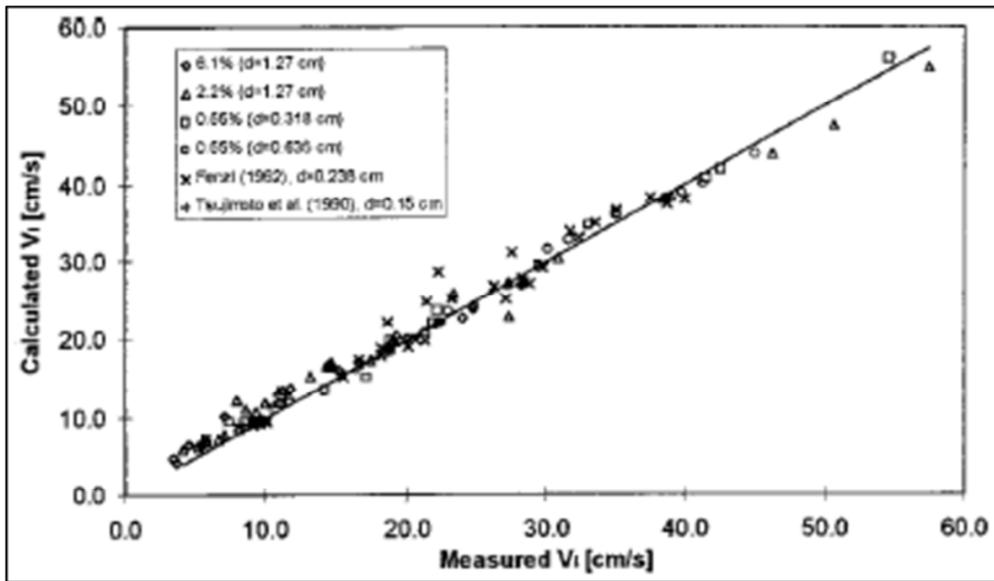


Fig.1.20 Confronti tra velocità sperimentali e velocità di calcolo all'interno dello strato di vegetazione (Stone e Tao Shen, 2002)

1.5.3 L'ipotesi di indipendenza della velocità nello strato di vegetazione rispetto allo strato di superficie. Il modello di Van Velzen (2003)

Nell'ambito della modellazione a doppio strato, è stato elaborata nel 2003 da Van Velzen un'ipotesi di calcolo interessante. L'Autore, infatti, ipotizza trascurabili gli effetti della corrente idrodinamica defluente all'interno *surface layer* rispetto a quelli all'interno del *vegetation layer* e afferma, quindi, che la velocità del flusso all'interno del *vegetation layer* è indipendente rispetto alla velocità all'interno del *surface layer*.

Partendo da questa ipotesi l'Autore utilizza per la velocità nello strato di vegetazione una relazione elaborata da Petryk and Bosmajian (1975), valida in condizione di vegetazione emergente e pari a:

$$U_v = \sqrt{\frac{2g}{mC_D D}} \sqrt{i} \quad (17)$$

A questo punto l'Autore ipotizza un andamento il *surface layer* ottenuta sommando un'aliquota logaritmica con l'aliquota della velocità defluente nel *vegetation layer*:

$$U_s = U_V + 18\sqrt{(h-k)}i \log \frac{12(h-k)}{k_N} \quad (17.1)$$

dove la scabrezza k_N viene ricavata da dati empirici di Mejer (1998) mediante un procedimento di regressione lineare, tale che:

$$k_N = 1.6k^{0.7} \quad (17.2)$$

Mediante la:

$$U = \frac{k}{h}U_V + \frac{h-k}{h}U_s \quad (17.2.a)$$

di Klopstra et. al.(1997), gli Autori giungono così ad una formulazione definitiva per descrivere l'andamento della velocità della corrente lungo l'intera verticale:

$$U = \sqrt{\frac{2g}{c_D m D}} \sqrt{i} + 18(h-k)^{\frac{3}{2}} \frac{\sqrt{i}}{h} \log \frac{12(h-k)}{k_N} \quad (17.3)$$

1.6 Letteratura recente. Il modello di Keijzer-Baptist (2005) ad algoritmi genetici

Una nuova tipologia di procedimento per la valutazione della resistenza al moto indotta da vegetazione è stata elaborata da Keijzer e Baptist (2005) mediante l'ausilio degli algoritmi genetici. Un algoritmo genetico parte da un certo numero di possibili popolazioni e tende a farle evolvere nel corso dell'esecuzione: a ciascuna iterazione, esso opera una selezione di individui della popolazione corrente, utilizzandoli per generare nuovi elementi della popolazione, che andranno a sostituire un pari numero d'individui già presenti, e a costituire una nuova popolazione per l'iterazione seguente. Il processo di iterazione evolve verso una soluzione ottimale del problema assegnato. Gli Autori partono dalle considerazioni che per pareti scabre la scabrezza equivalente di Nikuradse fornisce, per i profili di velocità logaritmica, un valore della *roughness length* dato da:

$$k_{RL} = k_N/30 \quad (18)$$

dove per *roughness length* intendiamo quel valore equivalente allo zero dell'andamento logaritmico della velocità; usando questo parametro nelle condizioni di flusso uniforme si ottiene la formula di Colebrook-White con il parametro di Chèzy per la scabrezza:

$$C = 18 \log \frac{12R}{k_N} \quad (18.1)$$

In questo modo la vegetazione in alveo viene considerata come un disturbo facente parte di un canale geometricamente definito a sezione rettangolare larga, con un profilo di velocità logaritmico per lo strato superiore. Gli Autori sottolineano come l'andamento logaritmico di velocità non valga anche per lo strato di vegetazione (e quindi lungo l'intera verticale di velocità) evidenziando la non adeguatezza della formula di Colebrook a risolvere il problema in questione; a tal proposito viene considerato come possibile nuovo approccio al problema quello appunto inerente ad un modello di programmazione genetica mediante un modello di turbolenza 1D.

Il modello 1D rappresenta una semplificazione delle equazioni di Navier-Stokes per la turbolenza a 3 dimensioni, considerando la sola condizione di flusso orizzontale, includendo gli effetti della vegetazione. In particolare:

- Riduzione della sezione di attraversamento a causa della vegetazione
- Forza di drag esercitata dalla vegetazione in direzione orizzontale
- Termine di turbolenza associato alla vegetazione
- Termine di dissipazione turbolenta associato alla vegetazione.

Nell'iterazione dell'algoritmo genetico vengono utilizzati i seguenti dati indicati in Tab.4:

Input	Dimension	Description
D	L	Diameter of the stems
m	L^{-2}	Number of stems per square meter
k	L	Plant height
C_D	–	Drag coefficient of a single stem
C_b	$L^{0.5}/T$	Bed Chézy resistance coefficient
h	L	Water depth

Tab.4 Dati di Input utilizzati nel Modello genetico di Keijzer e Van Velzen (2005)

Gli Autori, inserendo questi dati all'interno dell'algoritmo genetico, ottengono circa 990 risultati diversi per vegetazione sommersa e ricavano il coefficiente di resistenza la moto indotto dalla vegetazione, C_r .

Al fine di poter validare il loro modello gli Autori, partendo dalle conoscenze della letteratura, ricavano in primo luogo alcune equazioni del fenomeno per poter descrivere la resistenza al moto indotta dalla vegetazione. Partendo dalla condizione di vegetazione non sommersa il C_r viene ricavato dalla:

$$C_r = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D h}} \quad (18.2)$$

Nel caso di vegetazione sommersa vengono ricavate due equazioni applicando due diversi metodi: il primo metodo considera all'interno del volume d'acqua due zone principali, ossia una zona all'interno dello strato di vegetazione lontana dal fondo e dall'altezza dei cilindri ed una seconda zona al di sopra della vegetazione (dove viene osservato un andamento di velocità logaritmica) e fornisce un valore del coefficiente di resistenza al moto di Chézy pari a:

$$C_r = \frac{k \overline{u_{veg}} + (h-k) \overline{u_u}}{h \sqrt{h i}} \quad (18.3)$$

dove $\overline{u_{veg}}$ rappresenta la velocità media all'interno dello strato di vegetazione, $\overline{u_u}$ la velocità media nello strato superiore e i la pendenza del canale. Considerando, come condizioni al contorno, la velocità all'interno della vegetazione nel caso di vegetazione non sommersa e la

resistenza prodotta dalla vegetazione nell'intero strato superiore, gli Autori ottengono la resistenza al moto all'altezza della vegetazione:

$$C_{vegk} = 18 \log \left(1 + \frac{12(h-k)}{30k_{RL}} \right) \quad (18.4)$$

in cui k_{RL} rappresenta la *roughness length*.

Il secondo metodo, basato sull'equilibrio della quantità di moto, fornisce una espressione di C_r molto complessa dipendente dall'intensità turbolenta $c_p=0.0015(hk)^{0.5}/l$ dove l è la lunghezza di mescolamento.

A questo punto gli Autori passano alla descrizione delle espressioni analitiche ricavate dalla programmazione genetica, cercando di definire un'espressione finale che fornisca la resistenza al moto per vegetazione sommersa combinando i 990 dati forniti dal modello 1D, con bassi valori di RMSE (Root Mean Squared Error) e con alti valori di C_oD (Correlation Squared), giungendo così alla seguente espressione di C_r :

$$C_r = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{c_b^2} + \frac{1}{2g} C_D m D k}} + \sqrt{\frac{g}{k}} \ln \left(\frac{h}{k} \right) \quad (18.5)$$

Gli Autori per validare il loro modello considerano prove sperimentali in letteratura da circa 10 studi indipendenti per un totale di 177 dati di laboratorio che contengono tutte le grandezze indicate in Tab.4 e sviluppano un confronto tra il valore del coefficiente di resistenza al moto del modello e quello sperimentale.

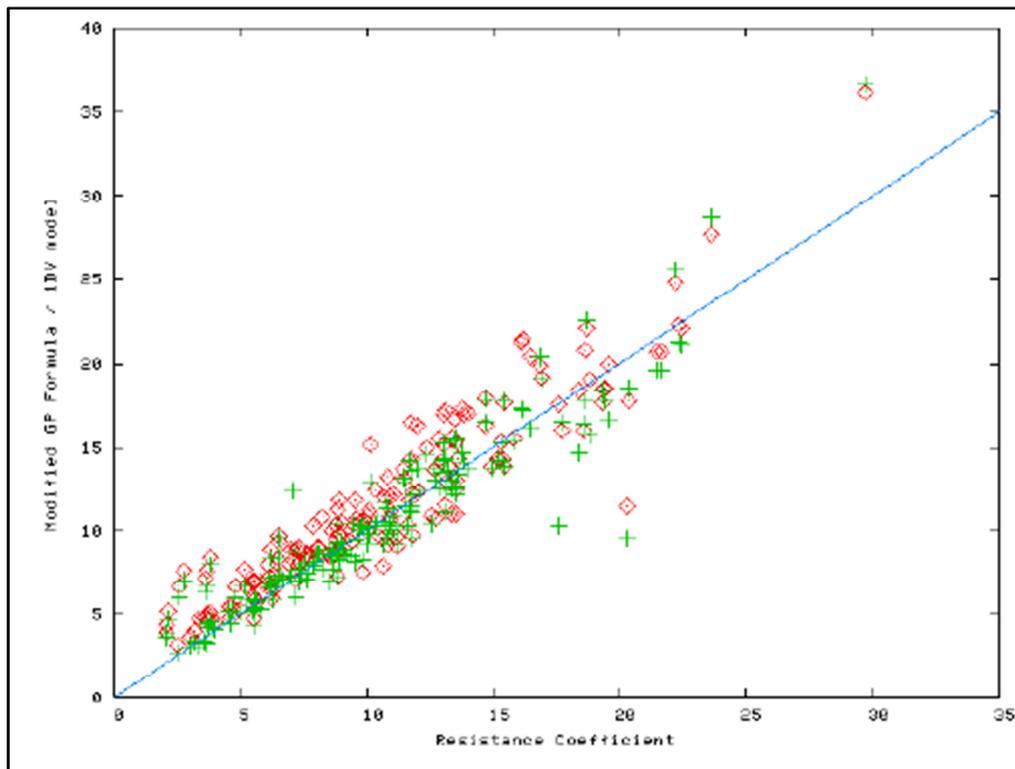


Fig.1.21 Confronto C_r tra modello 1DV e GP modificata (Keijzer e Van Velzen, 2005)

Il confronto mostra che l'equazione ricavata dall'algoritmo genetico (18.5) è uno strumento efficace.

1.6.1 L'evoluzione del modello genetico: l'analisi di Baptist (2007)

Sulla scia dei risultati sperimentali di Keijzer ed al fine di ottenere una descrizione ulteriormente dettagliata della resistenza esercitata dalla vegetazione, Baptist (Baptist et al., 2007) sviluppa delle simulazioni numeriche basate su un modello di turbolenza ad una dimensione $k-\epsilon$, già precedentemente elaborato da Uittenbogaard (2003), successivamente implementato con algoritmi genetici.

Gli Autori pongono l'attenzione sulla questione della modellazione del flusso su letto vegetato: sostanzialmente essi dissentono dalla semplificazione di divisione a doppio strato, in particolare sull'andamento logaritmico del profilo delle velocità nello strato superiore. Essi identificano un profilo di velocità longitudinale mediato nel tempo dividendolo in quattro zone, in particolare:

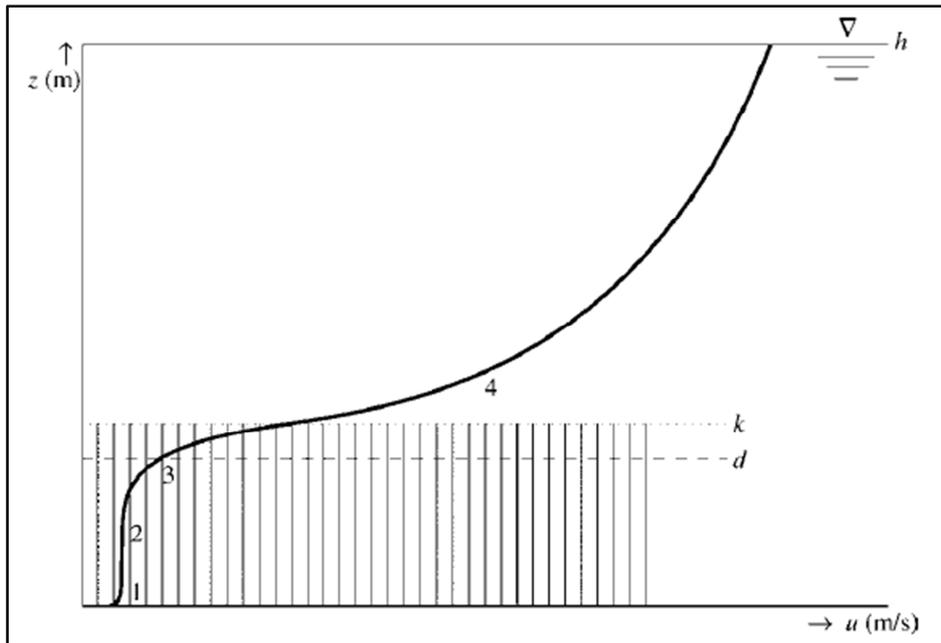


Fig.1.22 Andamento del profilo di velocità diviso in quattro zone secondo l'ipotesi di Baptist (2007)

Gli Autori sottolineano la non validità dell'uso della formula di Colebrook-White poiché l'andamento logaritmico della velocità viene osservato solamente nella zona 4; nasce così la necessità di trovare altre formule di resistenza da applicare al caso di vegetazione sommersa in alveo.

In particolare, al fine di costruire delle equazioni che possano esprimere la resistenza, gli Autori implementano un modello di calcolo a programmazione genetica; in particolare essi utilizzano 990 dati sperimentali ottenuti mediante il modello 1D variando di volta in volta i parametri fondamentali idrodinamici come il diametro dei cilindri D , l'altezza di vegetazione k , il numero di cilindri per metro quadro m , il coefficiente di drag C_D , etc., per poter simulare la maggior varietà di vegetazione possibile.

Table 1 Inputs to the 1-DV $k-\epsilon$ model		
Input	Dimension	Description
D	L	Diameter of the stems
m	L^{-2}	Number of stems per square metre
k	L	Vegetation height
C_D	—	Bulk drag coefficient
C_b	$L^{0.5}/T$	Bed Chézy resistance coefficient
h	L	Water depth

Tab.5 Dati di input forniti al modello $k-\epsilon$ di Baptist (Baptist et al., 2007)

Gli Autori definiscono così il coefficiente di resistenza al moto di Chèzy C_r :

$$C_r = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D k}} + 2\sqrt{g} \ln\left(\frac{h}{k}\right) \quad (19)$$

A questo punto gli Autori effettuano un confronto tra il coefficiente di resistenza ricavato dal modello genetico e quello ricavato dal modello ad una dimensione: come si evince dalla seguente figura, essi forniscono risultati pressoché identici, a conferma della validità della espressione ottenuta dalla programmazione genetica.

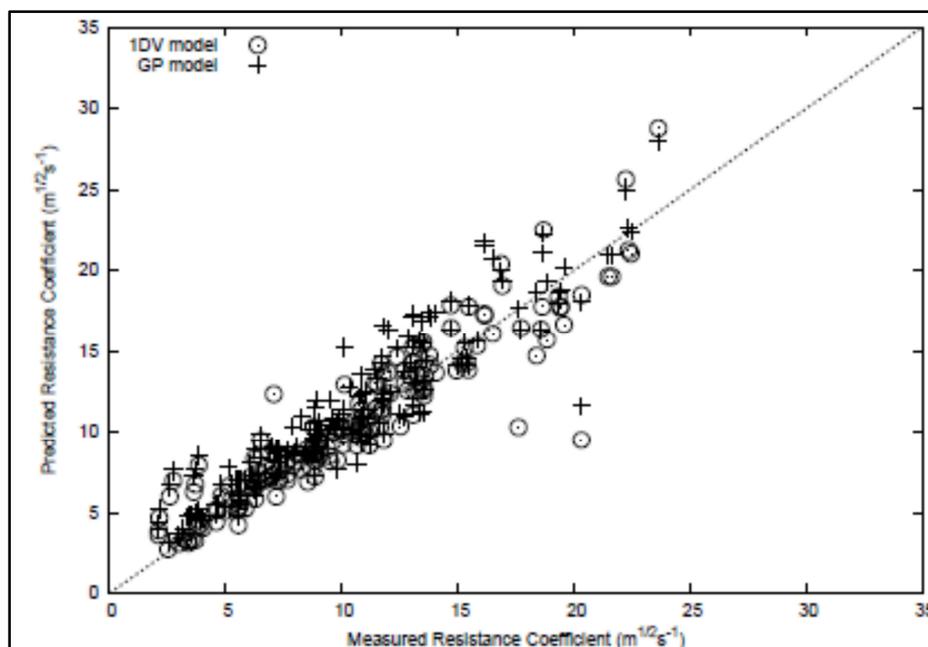


Fig.1.23 Paragone dei due diversi coefficienti di resistenza C_r ottenuti dal modello 1DV e dal modello GP (Baptist et al., 2007)

1.6.2 Il modello a due strati di Huthoff (2007)

Riprendendo l'approccio di Klopstra et. al. (1997), uno dei contributi più significativi nell'ambito della modellazione a due strati di corrente fluente in alveo vegetato è stato dato Huthoff, Augustijn e Hulscher (2007). Gli Autori tornano a considerare dapprima separatamente il comportamento idrodinamico della corrente per ogni singolo strato cercando poi successivamente di trovare un adeguato modello di matching per determinare una legge che descriva l'andamento della velocità lungo l'intera verticale. Partendo dalle equazioni generali dell'equilibrio gli Autori ottengono come espressione della velocità per lo strato vegetato, definita come U_{r0} ;

$$U_{r0} = \sqrt{\frac{2bgi}{1 + \frac{b}{32k} \left(\frac{k_s}{h}\right)^{\frac{1}{3}}}} \quad \text{per } h \geq k \quad (20)$$

Avendo definito il legame tra la scabrezza di Strickler k_s e il fattore d'attrito f mediante:

$$f = \frac{1}{64} \left(\frac{k_s}{h}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (20.1)$$

Se $k_s \ll h$, allora la velocità nello strato vegetato si riduce a :

$$U_{r0} = \sqrt{2bgi} \quad (20.2)$$

Dove b è la ben nota lunghezza di drag, $b=1/C_D mD$. In particolare gli Autori sentono di poter affermare che la (20.2) possa essere applicata nella maggior parte dei casi di alveo vegetato, avendo usualmente la corrente una profondità tale da poter trascurare gli effetti di resistenza del fondo.

Per quanto riguarda lo strato di superficie, gli Autori si agganciano ad un'ipotesi formulata da Gioia e Bombardelli (2002); essi, nel derivare teoricamente la formula di Manning, associano agli elementi di scabrezza (nel caso specifico, i grani) una lunghezza spaziale r e, ad una velocità caratteristica u_r , i vortici che si vengono a creare nella corrente a causa appunto delle rugosità.

Applicando la teoria di Kolmogoròv sulla turbolenza e le relative ipotesi di scala, gli Autori giungono ad una relazione tra le velocità u_r e U_s (caratteristica dello strato di superficie), entrambe strettamente connesse alla produzione di energia cinetica turbolenta ε . Si arriva, in definitiva, ad un'espressione di U_s adimensionalizzata rispetto alla velocità di corrente dello stato vegetato U_{r0} :

$$\frac{U_s}{U_{r0}} \sim \left(\frac{h-k}{l}\right)^\eta \quad (20.3)$$

dove h è l' altezza di corrente, k altezza di vegetazione, l un'ipotetica lunghezza di scala turbolenta ed η un numero puro funzione della sommergenza e di un esponente α .

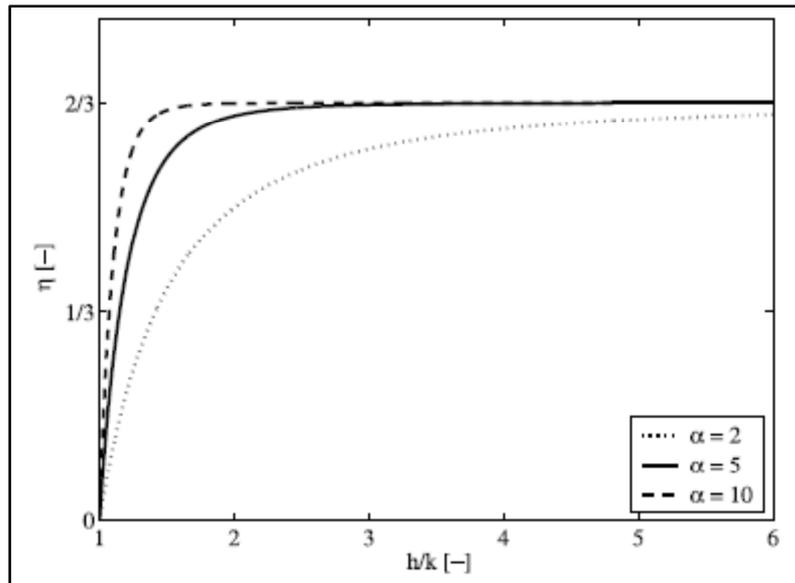


Fig.1.24 Andamento del valore η in funzione della sommergenza h/k per diversi valori di α (Huthoff, Augustijn, Hulscher, 2007)

A questo punto gli Autori si soffermano sull'esponente η affermando che esso, per alti valori di sommergenza, è pari a $2/3$, mentre al tendere della sommergenza all'unità ($h/k \rightarrow 1$) assume valore 0; essi dimostrano anche come η devii in maniera significativa dal valore $2/3$ per un rapporto di sommergenza inferiore a 2.5. In definitiva, anche con l'ausilio di prove sperimentali ed opportuni confronti con il modello di Meijer e Van Veltzen (1998) già precedentemente discusso, gli Autori propongono una legge di velocità valida per l'intero flusso di corrente vegetata U_T :

$$\frac{U_T}{U_{r0}} = \sqrt{\frac{k}{h}} + \frac{h-k}{h} \left(\frac{h-k}{s}\right)^{\frac{2}{3}} \left(1 - \left(\frac{h}{k}\right)^{-5}\right) \quad (20.4)$$

dove s è pari a:

$$s = \frac{1}{\sqrt{m}} - D \quad (20.5)$$

ed m rappresenta il numero di cilindretti per metro quadro. Come già precedentemente affermato, il termine $\left(1 - \left(\frac{h}{k}\right)^{-5}\right)$ può essere trascurato per alti valori di sommergenza; gli Autori confermano la validità del loro modello confrontando i dati previsti dal loro modello rispetto a quelli sperimentali di Meijer and Van Velzen (1998):

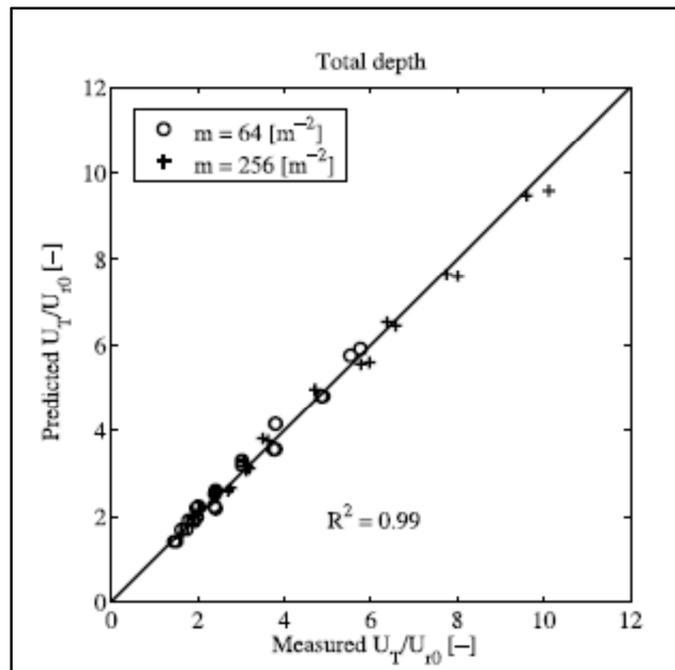


Fig.1.25 Confronto tra valori di velocità totale della corrente U_T previsti dal modello e quelli ottenuti da dati sperimentali (Huthoff et. al., 2007)

Confortati dai precedenti risultati, gli Autori sentono di poter affermare che per definire un modello che consenta di valutare la resistenza indotta dalla vegetazione basti come unico coefficiente, quello relativo al drag C_D , funzione unicamente della forma geometrica degli elementi di scabrezza (cilindrica, etc.).

Per quanto riguarda lo strato di superficie, la legge di potenza migliora il calcolo delle velocità non appena il rapporto di sommersenza diviene superiore al valore 2.5 gli Autori quindi affermano che per grandi profondità di corrente, la legge di potenza si approssima all'equazione di Manning e alla relativa legge di resistenza al moto. Torneremo successivamente su quest'ultima affermazione.

1.7 Riepilogo dei risultati ottenuti dai modelli e dalle teorie di letteratura

Nei paragrafi precedenti abbiamo descritto i lavori di letteratura che hanno trattato il problema della resistenza indotta da vegetazione rigida sommersa. Come abbiamo avuto modo di vedere, nell'arco di quasi 20 anni sono state numerose le ipotesi di lavoro atte a risolvere la tematica di ricerca e in tal senso abbiamo sottolineato la varietà di modelli elaborati nei vari approcci.

La maggior parte dei lavori di ricerca è incentrata su un approccio modellistico a doppio strato (iniziando dal lavoro di Tsujimoto e Shimizu, 1992). Per ogni strato di corrente viene esaminata la rispettiva legge di distribuzione delle velocità e la conseguente resistenza al moto, e successivamente viene effettuato un lavoro di matching tra le due distribuzioni; ottenuta poi una legge totale di distribuzione della velocità viene ricavato il corrispondente coefficiente di resistenza. Come anche sottolineato nella descrizione dei lavori di letteratura, quest'approccio incontra difficoltà a causa della presenza in sommità di vegetazione del picco degli sforzi di Reynolds e che causa difficoltà nel matching. Inoltre, per quanto riguarda lo strato di superficie, alcuni Autori si rifanno alla teoria della lunghezza di mescolamento di Prandtl e alla conseguente distribuzione logaritmica di velocità, mentre altri Autori preferiscono utilizzare la teoria della turbolenza di Kolomogoròv e la conseguente legge di distribuzione esponenziale della velocità.

L'obiettivo del nostro lavoro di ricerca è di cercare quale formulazione tra quelle "classiche" (Keulegan, Manning, Chèzy) possa essere individuata come quella più affidabile rispetto al problema delle superfici vegetate e quale scabrezza, assegnata per ciascuna formulazione, sia più adatta a determinare la resistenza al moto indotta da vegetazione, in particolare alla luce della difficoltà di applicare lungo l'intera verticale di profondità della corrente un'unica legge di velocità.

Abbiamo visto, inoltre, come sostanzialmente l'approccio modellistico a doppio strato sia quello che sembra essere di più largo utilizzo in letteratura. In tal senso, cerchiamo ora di effettuare una rapida panoramica delle formulazioni più utilizzate in letteratura, al fine di poterne valutare l'affidabilità e cercando di proporre ulteriori miglioramenti rispetto alla nostra tematica di ricerca.

Al tal fine, come primo passo abbiamo uniformato la simbologia delle formulazioni inerenti le leggi di velocità delle correnti defluenti in alveo vegetato precedentemente considerate. In questo senso ci è stata di grande aiuto la riflessione effettuata da Galema (2009) che nel suo lavoro ha provveduto ad effettuare un'esauriente "fotografia" dello status quo circa la letteratura inerente la nostra tematica di ricerca. La completezza del suddetto lavoro, congiuntamente alle nostre riflessioni rispetto ai lavori precedentemente esposti, ci ha permesso di ottenere finalmente così

una schematizzazione delle formule fondamentali di letteratura per il calcolo della resistenza al moto indotta da vegetazione. Esaminiamole una alla volta.

Stone e Shen (2002):

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D}} \sqrt{S} (1 - D\sqrt{m}) \sqrt{\left(1 - \frac{1}{4} \pi m D^2\right) \frac{h}{k}} \quad (21)$$

in cui S rappresenta la pendenza del canale e la velocità è strettamente dipendente dalla radice quadrata della sommergenza.

Van Velzen et al. (2003):

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D}} \sqrt{S} + K_\Phi (h - k)^2 \frac{\sqrt{S}}{h} \log \frac{12(h-k)}{K_{VV} k^{0.7}} \quad (22)$$

dove K_Φ e K_{VV} rappresentano dei coefficienti e κ è la costante di Vòn karmàn.

Il secondo addendo della somma rappresenta la legge di velocità lungo lo strato di superficie che in questo caso è di tipo logaritmico.

Huthoff et al. (2007):

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D}} \sqrt{S} \left[\sqrt{\frac{k}{h}} + \frac{h-k}{h} \left(\frac{h-k}{\frac{1}{\sqrt{m}} - D} \right)^{2/3} \right] \quad (23)$$

in cui gli Autori, coadiuvati dalla teoria di Gioia e Bombardelli (2002), considerano la trattazione di Manning per lo strato di superficie.

Baptist et al.(2007):

$$V = \left(\sqrt{\frac{2g}{C_D m D k}} + \frac{\sqrt{g}}{k} \ln \left(\frac{h}{k} \right) \right) \sqrt{hS} \quad (24)$$

in cui gli Autori hanno evidenziato l'impossibilità di passaggio immediato della distribuzione di velocità tra i due strati da un andamento costante (strato vegetazione) a quello logaritmico (strato di superficie); essi così propongono un modello a quattro strati basato su una formulazione ricavata da algoritmi genetici e validata da opportuni risultati sperimentali.

Yang e Choi (2010):

$$V = \left(\sqrt{\frac{2g}{C_D m D k}} + C_u \frac{\sqrt{g}}{\kappa} \left[\ln \left(\frac{h}{k} \right) - \frac{h-k}{h} \right] \right) \sqrt{h S} \quad (25)$$

in cui C_u è un parametro che dipende dal prodotto mD .

Cheng (2011):

$$V = \left[\sqrt{\frac{\pi(1-\lambda)^3 D}{2 C_D \lambda k}} \left(\frac{k}{h} \right)^{3/2} + 4.54 \left(\frac{h-k}{D} \frac{1-\lambda}{\lambda} \right)^{1/16} \left(\frac{h-k}{h} \right)^{3/2} \right] \sqrt{g h S} \quad (26)$$

dove $\lambda = m\pi D^2/4$ è l'area totale coperta dai cilindri per m^2 di area orizzontale.

Konings et al. (2012):

$$\frac{(h-k)^2}{0.21 h^2} \left(\frac{h}{0.85 k} \right)^{1/3} \left(\frac{\sqrt{g} \Phi_s k_s^{1/6}}{h^{1/6}} \right)^2 + \sqrt{\frac{2}{C_D m D k}} \frac{\sqrt{g} \Phi_s k_s^{1/6}}{h^{1/6}} - 1 = 0 \quad (27)$$

in cui gli Autori hanno usato l'approccio di Gioia e Bombardelli (2002), cambiando però alcuni dettagli rispetto al lavoro di Huthoff et al. (2007) e, come si evince dalla (27), ottengono così un'equazione di secondo grado esplicitata rispetto alla scabrezza k_s .

Sembra essere poi chiaro come in letteratura i coefficienti "classici" di resistenza al moto e cioè scabrezze di Nikuradse, di Strickler e di Bazin vengano di fatto sostituiti appunto dal "drag", il quale dipende a sua volta dalla geometria della vegetazione presente in alveo.

In letteratura, però, alcuni Autori hanno invero considerato la possibilità di utilizzare le ordinarie scabrezze pur utilizzando di fatto la moderna modellazione idrodinamica di cui si è ampiamente parlato. Parleremo di quest'aspetto nel paragrafo successivo.

1.8 Applicazione delle ordinarie scabrezze al case-study di flussi in alveo vegetato: la letteratura esistente

Come già accennato nei capitoli precedenti, la resistenza al moto in un fluido defluente su alveo vegetato non viene valutata attraverso le convenzionali formule di letteratura; in questo paragrafo, però, per poter introdurre il nostro contributo di ricerca, parleremo della possibilità che alcuni Autori hanno esaminato al di valutare la resistenza indotta da vegetazione mediante le classiche formule dell'idraulica. Nepf e Vivoni (2000) partendo dall'analisi del rapporto di sommergenza h/k ed analizzando anche i bilanci delle quantità di moto e quindi le relative strutture caratteristiche della turbolenza, stabilirono che per un rapporto di sommergenza $h/k > 5$ vi è una analogia tra flussi defluenti su di una parete scabra e un flusso che impatta la vegetazione terrestre.

Lopez e Garcia (2001) utilizzano come metodo di calcolo della resistenza al moto la teoria di Manning (e la relativa formula) ed esaminano l'andamento del coefficiente n di scabrezza rispetto alla densità di vegetazione: come già visto l'andamento è costante fino ad un certo valore per poi successivamente assumere un andamento lineare. Il limite principale di quest'approccio è probabilmente da ricercare nel fatto che gli Autori analizzano due condizioni al contorno estreme e cioè quelle di altezza di vegetazione molto alta o molto bassa.

Un'altra tipologia di approccio fu elaborata a più riprese da Huthoff et al. (2007, 2009, 2012). Partendo dall'ipotesi di Gioia e Bombardelli (2002) e dalla loro dimostrazione teorica della formula di Manning, considerando il modello di flusso a doppio strato, l'Autore ipotizza il calcolo della resistenza al moto nello strato di superficie mediante la scabrezza di Strickler:

$$k_S = \frac{\theta^3}{0.04^6 g^3 s^2} \quad (28)$$

dove θ è una grandezza legata alla quantità di moto correlata alla velocità nello strato di superficie e s è la distanza media tra i cilindri individuata dalla formula:

$$\theta = \frac{1}{2} C_D D \quad (28.1)$$

Un lavoro che ha provveduto ad effettuare un confronto tra le formulazioni classiche e quelle moderne di letteratura è quello proposto da Augustijn et al. (2008); gli Autori confrontano i modelli proposti da Keulegan, Manning, Chézy-Bazin, De Bos e Bijkerk (1963), Van Velzen et al. (2003), Baptist et al. (2007) e Huthoff et al. (2007) con dati sperimentali di letteratura. I risultati dimostrano che i modelli moderni forniscono risultati ragionevoli, mentre questo non accade per i coefficienti di Chézy e Manning. D'altro canto, la resistenza di Nikuradse (associata alla formula di Keulegan) si adatta molto bene ai risultati sperimentali. La conclusione che gli Autori ne traggono è che le formule di Huthoff, Van Velzen e Baptist funzionano come quella di Keulegan e quella di De Bos e Bijkerk, senza lo svantaggio di dover calibrare di volta in volta un parametro empirico.

Un altro tipo di confronto è stato effettuato calcolando la scabrezza di Manning in funzione del variare del rapporto di sommergenza h/k arrivando alla conclusione che il valore della scabrezza diminuisce all'aumentare della sommergenza fino a raggiungere un valore costante per $h/k > 5$.

Notiamo quindi come sembra ormai assodato in letteratura che il valore per il quale si può parlare di alta sommergenza è appunto quello $h/k > 5$; passiamo adesso ad esaminare, quindi, le formule moderna di letteratura considerando appunto questa importante condizione al contorno.

1.9 Analisi delle moderne formule di resistenza al moto nel caso di alta sommergenza ($h/k > 5$)

Dalle discussioni precedentemente effettuate in letteratura possiamo quindi ritenere il rapporto $h/k > 5$ come uno dei parametri "base" dell'analisi della resistenza al moto indotta da vegetazione; per questo valore del rapporto, infatti, è ormai consuetudine per la comunità scientifica ritenere la corrente defluente in condizioni di alta sommergenza.

Tanto premesso, esaminiamo le precedenti formule di letteratura in questa particolare condizione idraulica che applichiamo ad ogni singola equazione seguendo l'ordine che abbiamo già fissato in precedenza.

Nell'equazione (21) di Stone e Shen (2002) per alte sommergenze si può trascurare il contributo dato dalla solidità ($\pi m D^2$), definita come la frazione d'area orizzontale occupata dai cilindri, rispetto all'altro termine presente in parentesi che cresce più velocemente al crescere del rapporto di sommersenza. In definitiva si ottiene:

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D}} (1 - D\sqrt{m}) \frac{\sqrt{h}}{k} \sqrt{hS} \quad (29)$$

Che può essere in definitiva considerata come un' equazione di Chèzy ponendo C:

$$C = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D}} (1 - D\sqrt{m}) \frac{\sqrt{h}}{k} \quad (29.1)$$

Considerando la (5), all'interno della quale per alte sommergenze si può trascurare il contributo fornito dall'unità, essa può essere riscritta come:

$$C = \frac{B_0 \sqrt{h}}{B} \quad (29.2)$$

Che posta nella (29.1) diventa

$$B = B_0 \sqrt{\frac{C_D m D}{2g}} \frac{k}{(1 - D\sqrt{m})} \quad (29.3)$$

Riconsiderando la (5.1) allora otteniamo finalmente:

$$k_B = \left(\frac{B_0}{\Phi_B}\right)^2 \left(\frac{C_D m D}{2g}\right) \left[\frac{k}{(1 - D\sqrt{m})}\right]^2 \quad (29.4)$$

da cui si evince l'indipendenza di k_B rispetto alla sommersenza e invece una dipendenza rispetto al coefficiente di Drag, al diametro dei cilindri, al numero di cilindri per unità d'area e all'altezza degli

stessi; per alti valori di sommergenza e per alti valori di densità di vegetazione allora l'equazione di Stone e Shen si avvicina all'equazione di Chèzy-Bazin.

Ritornando all'obiettivo del nostro paragrafo, considerando la (22) di Van Velzen et al. (2003), si possono trascurare il primo termine della somma e al secondo termine in parentesi l'altezza di vegetazione rispetto al tirante idrico, in modo da ottenere:

$$V = K_{\Phi} \sqrt{hS} \log \frac{12h}{1.6k^{0.7}} \quad (30)$$

Se nella (30) si considera $12 \approx 12.32$ allora si ottiene l'equazione di Keulegan ponendo:

$$k_N = 1.6k^{0.7} \quad (30.1)$$

in cui la scabrezza di Nikuradse k_N dipende unicamente dall'altezza della vegetazione e non dalla sommergenza.

Analizzando Huthoff et al. (2007) nella (23) ad alte sommergenze si può trascurare il primo termine sotto radice all'interno delle parentesi quadre e l'altezza di vegetazione k rispetto alla profondità di corrente h ; possiamo quindi scrivere:

$$V = \sqrt{\frac{2g}{C_D m D}} \left(\frac{1}{\frac{1}{\sqrt{m}} - D} \right)^{2/3} h^{2/3} \sqrt{S} \quad (31)$$

Riconsiderando il fattore di conversione K_n la (31) può essere vista come un'equazione di Manning ponendo n :

$$n = K_n \sqrt{\frac{C_D m D}{2g}} \left(\frac{1}{\sqrt{m}} - D \right)^{2/3} \quad (31.1)$$

e quindi, considerando il coefficiente di Strickler, si ottiene in definitiva:

$$k_S = \frac{1}{\Phi_S^6} \left(\frac{C_D m D}{2g} \right)^3 \left(\frac{1 - D\sqrt{m}}{\sqrt{m}} \right)^4 \quad (31.2)$$

Dalla (31.2) è facile dedurre che k_S non dipende dalla sommergenza ma dal Coefficiente di Drag, dal numero di cilindri per unità di area e dal loro diametro.

La (24) di Baptist et al. (2007), se si trascura il primo termine in parentesi, può essere scritta come:

$$V = \left(\frac{\sqrt{g}}{\kappa} \ln \left(\frac{h}{k} \right) \right) \sqrt{hS} = \left(1.016 K_\Phi \log \left(\frac{K_\rho h}{12.32k} \right) \right) \sqrt{hS} \quad (32)$$

Considerando per i coefficienti K_Φ e K_ρ i valori assegnati per canale con sezione rettangolare larghissima e trascurando 1.016 allora la (32) è paragonabile all'equazione di Keulegan ponendo:

$$k_N = 12.32 k \quad (32.1)$$

In questo caso, quindi, la scabrezza equivalente di Nikuradse dipende unicamente dall'altezza dei cilindri.

Considerando la (25) di Yang e Choi (2010), essa si riduce alla (32) nel caso di alta sommergenza, eliminando $(h-k)/k$ rispetto al $\ln(h/k)$ e se il prodotto mD è minore di 5 ($C_u=1$). Se invece il prodotto è maggiore di 5 ($C_u=2$) allora otteniamo:

$$V = \left(\frac{\sqrt{g}}{\kappa} 2 \ln \left(\frac{h}{k} \right) \right) \sqrt{hS} = \left(2 \cdot 1.016 K_\Phi \log \left(\frac{K_\rho h}{12.32k} \right) \right) \sqrt{hS} \quad (33)$$

In questo caso però non possiamo paragonare la (33) all'equazione di Keulegan poiché il coefficiente K_Φ non può essere considerato uguale all'unità.

Applichiamo, adesso, alla (26) di Cheng (2011) le condizioni di alta sommergenza, e otteniamo:

$$V = \left[4.54 \left(\frac{h}{D} \frac{1-\lambda}{\lambda} \right)^{1/16} \left(\frac{h-k}{h} \right)^{25/16} \right] \sqrt{ghS} \quad (34)$$

La quale, però, non tende né all'equazione di Keulegan o a quella di Manning.

Nell'equazione (27) di Konings et al. il secondo termine della somma tende rapidamente a decrescere all'aumentare della sommergenza a differenza del primo termine che aumenta

rapidamente per la stessa condizione idrodinamica. Per alti valori di sommergenza otteniamo quindi:

$$\frac{1}{0.21} \left(\frac{1}{0.85} \right)^{1/3} \left(\frac{\sqrt{g} \Phi_S k_S^{1/6}}{k^{1/6}} \right)^2 - 1 = 0 \quad (35)$$

da cui:

$$k_S = \frac{0.199}{g \Phi_S^2} k \quad (35.1)$$

in cui il coefficiente di Strickler dipende solo dall'altezza di vegetazione.

Come abbiamo avuto modo di vedere, quasi tutte le moderne formule di letteratura, ad opportune condizioni di alta sommergenza, tendono ad una delle tre classiche formule di resistenza al moto; è di immediata comprensione, quindi, come la resistenza indotta da vegetazione possa essere effettivamente rappresentata da una delle tre scabrezze k_S , k_B , k_N , appunto in condizioni di alta sommergenza, ovviamente modellando opportunamente la corrispondente scabrezza in relazione alle caratteristiche geometriche della vegetazione in alveo.

1.10 Confronto tra le ordinarie scabrezze e validità rispetto al case study delle superfici vegetate

In questo paragrafo affrontiamo la tematica della nostra ricerca entrando nel vivo della problematica in esame: possono cioè le scabrezze ordinarie dell' idraulica (scabrezza di Nikuradse, di Strickler, di Bazin) essere utilizzate per descrivere la resistenza al moto indotta dalla vegetazione per una corrente defluente, appunto, in alveo vegetato?

Alla luce delle considerazioni svolte precedentemente si è visto che anche le più recenti formule di letteratura nonostante abbiano un approccio modellistico sostanzialmente diverso da quello classico, in condizioni idrodinamiche particolari (cioè in alta sommergenza, per $h/k > 5$) possano essere paragonate a una delle tre formulazioni classiche. Il problema che in questo lavoro di ricerca ci siamo posti è l'opportunità di considerare la maggiore adeguatezza o meno di una sola

delle tre scabrezze classiche da assegnare alla resistenza di vegetazione. Primo approccio rispetto a questa problematica di ricerca è quello appunto di confrontare analiticamente le tre scabrezze.

1.11 Confronto analitico tra le ordinarie scabrezze: la dipendenza dal parametro R/k_N

Se riconsideriamo la (3.2) e la (5) ed esplicitiamo inoltre i coefficienti n e B alla luce delle (4.1) e (5.1) allora possiamo rielaborare la (1) e riscriverla come:

$$\frac{1}{K_\Phi \log\left(K\rho\frac{R}{k_N}\right)} = \frac{\Phi_S k_S^{1/6}}{R^{1/6}} = \frac{1 + \Phi_B k_B^{1/2} / R^{1/2}}{B_0} \quad (36)$$

Per comodità di scrittura e di calcolo rendiamo la (36) adimensionale ponendo:

$$\frac{1}{K_\Phi \log\left(K\rho\frac{R}{k_N}\right)} = \frac{\Phi_S \left(\frac{k_S}{k_N}\right)^{1/6}}{\left(\frac{R}{k_N}\right)^{1/6}} = \frac{1 + \Phi_B \left(\frac{k_B}{k_N}\right)^{1/2}}{B_0} \quad (36.1)$$

Dalle quale è immediato evincere come k_S/k_N e k_B/k_N dipendano solo dal rapporto R/k_N e cioè in particolare:

$$\frac{k_S}{k_N} = \frac{R}{k_N} \left[\frac{1}{\Phi_S K_\Phi \log\left(K\rho\frac{R}{k_N}\right)} \right]^6 \quad (36.2)$$

$$\frac{k_B}{k_N} = \frac{R}{k_N} \left[\frac{B_0}{\Phi_B K_\Phi \log\left(K\rho\frac{R}{k_N}\right)} - 1 \right]^2 \quad (36.3)$$

Rappresentiamo le due equazioni in Fig.1.26:

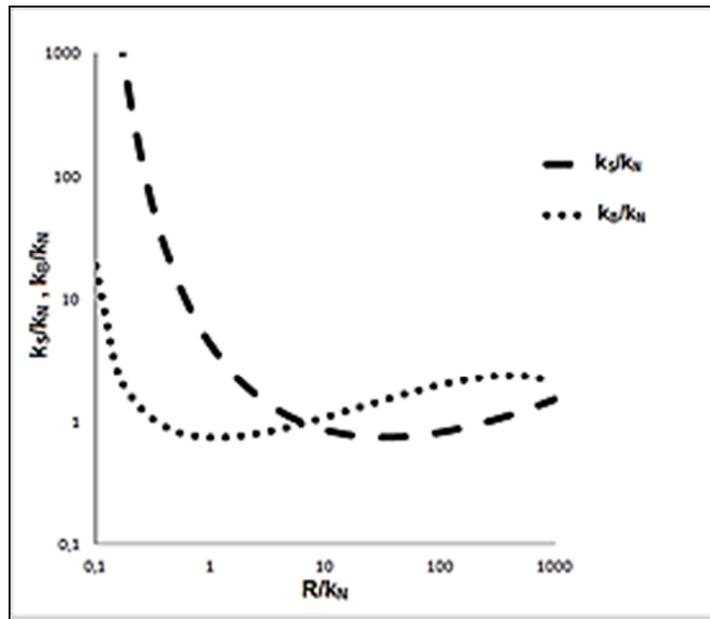


Fig.1.26 Andamento delle scabrezze k_S e k_B adimensionalizzate rispetto alla scabrezza k_N in funzione del rapporto R/k_N

Vale la pena ricordare i valori dei coefficienti presenti nelle (36.2) e (36.3) di cui comunque abbiamo già precedentemente discusso: $\Phi_S=0.0400 \text{ m}^{-1/2}\text{s}$; $\Phi_B=4.00$; $K_\Phi=17.72\text{m}^{1/2}\text{s}^{-1}$; $K_p=12.32$; $B_0=87\text{m}^{1/2}\text{s}^{-1}$.

Analizzando con rigore l'andamento delle due equazioni rappresentate in Fig.1.26 e sottolineando come anche il rapporto R/k_N sia adimensionale, si evince come nell'intervallo di valori di R/k_N 0.1-1, i valori delle tre scabrezze k_N , k_S , k_B siano molto differenti; a tal proposito vale la pena ricordare come in (Chow,1988) furono evidenziate le differenze dei valori del rapporto R/k_N in un alveo fluviale rispettivamente senza vegetazione sul fondo (in cui i valori di R/k_N oscillano tra 1 e 1000) e con presenza di vegetazione (in cui i valori di R/k_N oscillano tra 0.35 e 6.00). Inoltre, ricordando la (3.2), il più basso valore fisicamente accettabile di R/k_N è $1/12.32$ e cioè 0.0812.

A questo punto è necessario soffermarsi su una considerazione importante per il nostro lavoro di ricerca; le equazioni di Keulegan, Manning e Chèzy, stabiliscono che le rispettive scabrezze k_N , k_S , k_B sono caratterizzate dall'essere univocamente collegate alla parete considerata e quindi indipendenti dalle caratteristiche idrauliche della corrente; da questo punto di vista i rapporti tra le scabrezze relative ad una determinata parete dovrebbero risultare anch'essi indipendenti dalle caratteristiche fisiche del moto. In realtà, però, se analizziamo le (36.2) e (36.3) è facile vedere

come esse siano strettamente dipendenti dal rapporto R/k_N in cui R nel nostro caso di sezioni rettangolari larghissime, è uguale all'altezza di corrente. Se però ad esempio ipotizziamo l'indipendenza dalle caratteristiche idrauliche del moto di una delle tre scabrezze per una stessa parete, allora in condizioni idrauliche specifiche, come ad esempio un campo definito di differenti valori di R , solamente detta scabrezza fornirà dei valori esatti di resistenza al flusso; come visto in Fig.1.26 le altre due non possono ugualmente fornire quest'esatta valutazione e quindi, per quelle specifiche condizioni idrodinamiche, può essere considerata valida solo una delle tre equazioni di resistenza al moto.

E' proprio in base a quest'ultimo ragionamento che cercheremo di fornire un nostro contributo di ricerca; proveremo infatti, mediante l'analisi di numerosi dati sperimentali presenti in letteratura e con l'ausilio di nostri dati sperimentali ricavati in laboratorio (le cui modalità di acquisizione verranno descritte in seguito), ad individuare in condizioni di alta sommergezza quale delle tre scabrezze classiche dell'idraulica (Nikuradse, Strickler o Bazin) sia effettivamente quella più adeguata da applicare per determinare il valore di resistenza al moto indotto dalla vegetazione e cercheremo di individuare un modello che, partendo dalla geometria della vegetazione, possa fornire in maniera immediata un valore numerico specifico della suddetta scabrezza.

Bibliografia

- Archement, G. J. and Schneider V. R., (1990). "Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains", Water-Supply Paper No. 2339 (Department of the Interior, U.S. Geological Survey, Reston, VA).
- Augustijn D.C.M., Huthoff F., Van Velzen E.H., (2008). "Comparison of vegetation roughness descriptions", Proceedings of River flow 2008, sept 3/5 CESME, Izmir, Turkey.
- Backmeteff B.A. and Feodorov N.V., (1943). "Discussion on open channel flow", Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, pp. 492-502.
- Baptist M.J., Babovic V., Rodriguez Uthurburu J., Keuzer M., Uittenbogaard R.E., Mynett A., Verwey A., (2007). "On inducing equations for vegetation resistance", Journal of Hydraulic Research Vol. 45, No. 4 (2007), pp. 435–450.
- Barenblatt G. I., (1986). "Scaling, Self-Similarity and Intermediate Asymptotics", (University Press, Cambridge).
- Barenblatt, G. I. (2003). "Scaling, Cambridge Texts in Applied Mathematics", Cambridge Univ. Press, New York.
- Besserebrennikov N.K., (1958). "Some regulations of the movement of water in vegetated channels of drainage system canals.", Dokl. Akad. Nauk BSSR, 11.
- Boyer M.C., (1954). "Estimating the Manning coefficient from an average bed roughness in open channels", Transactions, American Geophysical Union, vol. 35, n° 6, December, pp. 957-961.
- Borovkov, V.S. and Yurchuk, M., (1994). "Hydraulic resistance of vegetated channels", Hydrotechnical Construction, 8, 28.
- Carr, M. H., (1979), J. Geophys. Res. 84, 2995 , Chen, C. L. 1(991). "Unified theory on power laws for flow resistance." J. Hydraul. Eng., 117 (3), 371–389.
- Chiu, C.-L., Lin, G.-F., and Lu, L.-M. (1993). "Application of probability and entropy concepts in pipe-flow study." J. Hydraul. Eng., 119 (6), 742–756.
- Cheng N.S., (2011). "Representative roughness height of submerged vegetation", Water Res., 47, W08517, doi:10.1029/2011WR010590.
- Chiu, C.-L., Lin, G.-F., and Lu, L.-M., (1993). "Application of probability and entropy concepts in pipe-flow study", J. Hydraul. Eng., 119 (6), 742–756.
- Chow, V.T., (1959). "Open Channel Hydraulics", Mc-Grow Hill (Classic Textbooks Reissue Series, 1988).
- Colebrook, C.F., (1938-9). "Turbulent Flow in Pipes with Particular Reference to the Transition between the Smooth and Rough Pipe Laws", J. Inst. Civ. Eng. Lond., vol. 11, pp.133-156.
- Cui J. and Neary V.S., (2002). "Large eddy simulation (LES) of fully developed flow through vegetation", Proceedings of the 5th International Conference on Hydroinformatics, Cardiff, UK.
- Defina A. and Bixio A.C., (2005). "Mean Flow and turbulence in vegetated open channel flow", Water Resources Research, 41(7).
- De Bos W.P. and BiJkerk C., (1963). "Een nieuwmonogram voor het berekenen van waterlopen" Cultuurtechnisch tijdschrift, 3, 149-155.

- Dooge J.C.I., (1992). "In Channel Wall Resistance: Centennial of Manning's Formula", edited by B. C. Yen (Water Resources Publications, Littleton, Colorado, 1992).
- Freeman G.E., R.E. Copeland, Rahmeyer W., Derrick D.L., (1998). "Field determination of Manning's n value for shrubs and woody vegetation", Engineering Approaches to Ecosystem Restoration, Proc. Wetlands Engrg. And River restoration, Conf. ASCE, New York, USA.
- Galema A., (2009). "Vegetation Resistance.Evaluation of vegetation resistance descriptors for flood management", PhD Thesis, University of Twente.
- Gioia G., and F.A. Bombardelli, (2002). "Scaling and similarity in rough channel flows", Physical Review Letters, 88(1), pp.14501-14504.
- Gualtieri P., Pasquino V. Pulci Doria G., (2012). "Condizioni preliminari necessarie per confrontare le scabrezze di Strickler e di Nikuradse: la scabrezza equivalente di Strickler", XXXIII Convegno nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia (Italy).
- Hager, W. H. (1994). "Die historische Entwicklung der Fließformel." Schweizer Ingenieur und Architekt, 112(9), 123–133.
- Hager, W. H. (1988). "Abflussformeln für turbulente Strömungen."Wasserwirtschaft, 78(2), 79–84, (in German).
- Hinze, J. O. (1975). "Turbulence", 2nd Ed. McGraw–Hill, New York. Huthoff, F., (2009). Estimating equivalent roughness lengths based on wake sizes, Proceedings of the 33rd I.A.H.R. Congress, Vancouver, Canada Edited on CD pp.1-8.
- Huthoff, F., D. C. M. Augustijn, and S. J. M. H. Hulscher, (2007). "Analytical solution of the depth-averaged flow velocity in case of submerged rigid cylindrical vegetation", Water Resour. Res., 43, W06413, doi:10.1029/2006WR005625.
- Huthoff, F., (2007). "Modelling hydraulic resistance of floodplain vegetation", PhD Thesis, Department of Water Engineering, University Twente.,
- Keijzer M., Baptist M., Babovic V. and Uthurburu J.R., (2005). "Determining equation for vegetation induced resistance using genetic programming", Proceedings of GECCO'05, Washington, DC, USA.
- Keulegan G.H., (1938). "Laws of turbulent flow in open channels", Research paper RP1151, Journal of Research, U.S. National Bureau of Standards, 21, dec., pp.707-741.
- Klopstra D., Barneveld H.J., Van Noortwijk J.M. and Van Velzen E.H., (1997). "Analytical model for hydraulic roughness of submerged vegetation", Proceedings of the 27th IAHR Congress, San Francisco, USA, pp.775-780.
- Konings, A. G., G. G. Katul, and S. E. Thompson, (2012). "A phenomenological model for the flow resistance over submerged vegetation", Water Resour. Res., 48, W02522, doi:10.1029/2011WR011000.
- Kouwen, N., Unny T.E., (1973). "Flexible roughness in open channels", Journal of the Hydraulic Division, ASCE, 99: 713-728.
- Kouwen, N., (1989). "Field estimation of the biomechanical properties of grass", Journal of Hydraulic research, 5, 559-568.
- Lopez, F. and Garcia M., (2001a). "Mean Flow and Turbulence Structure of Open-Channel Flow Through Non-Emergent Vegetation", Journal of Hydraulic Engineering, 127(5), pp.392-402.

- Manning, R., (1891). "On the flow of water in open channels and pipes", Transactions Institution of Civil Engineers of Ireland, 20, p. 161-207, Dublin, 1891.
- Marchi, E., (1961). "Il moto uniforme delle correnti liquide nei condotti chiusi ed aperti", L'Energia Elettrica, 23 (4)(5), 1961
- Meijer, D.G., (1998a). "Modelproeven overstroomd riet.", Technical report PR177, HKV Consultants, Lelystad, The Netherlands.
- Meijer, D.G., (1998b). "Modelproeven overstroomde vegetatie". Technical report PR121, HKV Consultants, Lelystad, The Netherlands.
- Nepf, H.M., Vivoni, E.R., (2000). "Turbulence structures in depth-limited vegetated flow", J. Geophys. Res. 105(C12), 28547–28557.
- Nikuradse, J., (1930). "Turbulente Strömung in nichtkreisförmigen", Rohren. Ing.-Arch. 1(306).
- Nikuradse, J., (1933). "Strömungsgesetze in rauhen Röhren (Laws of flow in rough pipes)", Verein deutscher Ingenieure, Forschungsheft No 361.
- Neary V.S., (2003). "Numerical solution of fully developed flow with vegetative resistance", Journal of Engineering Mechanics, 129(5), pp.558-563.
- Poggi D., Porporato A. and Ridolfi L., Albertson J.D., Katul G.G., (2004). "The effect of vegetation on canopy sub-layer turbulence", Boundary-Layer Meteorology, 111, pp.565-587.
- Prandtl, L., (1926). "Über die ausgebildete Turbulenz", Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics, Zürich, pp.62-71.
- Rouse, H., (1959). "Advanced Mechanics of Fluids", Wiley, New York.
- Schlichting, H., (1979). "Boundary Layer Theory", 7th ed., McGraw-Hill, New York.
- Shimizu Y. and Tsujimoto T., (1994). "Numerical analysis of turbulent open-channel flow over a vegetation layer using a k- ϵ model", Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, 11(2), pp.57-67.
- Stone B.M. and Tao Shen H., (2002). "Hydraulic Resistance of Flow in Channels with Cylindrical Roughness", Journal of Hydraulic Engineering, 128(5), pp.500-506.
- Strickler, A., (1923). "Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen (Some contributions to the problem of velocity formula and roughness factors for rivers, canals, and closed conduits)", Mitteilungen des eidgenössischen Amtes für Wasserversorgung, Bern, Switzerland, no 16.
- Tai, N., (1973). "Investigation of Hydraulic Resistances in Vegetated Channels". Candidate Dissertation Abstract, MGMI, Moscow.
- Tsujimoto, T., Shimizu, Y., Kitamura, T. and Okada, T., (1992). "Turbulent open-channel flow over bed covered by rigid vegetation", Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, 10(2), pp.13-25.
- Tsujimoto T. and T. Kitamura, (1990). "Velocity profile of flow in vegetate bed channels", Progressive Report June 1990. Hydraulic Laboratory Kanazawa University.
- Tsujimoto T, T. Okada and K. Kontani, (1993). "Turbulent structure of open-channel flow over flexible vegetation", Progressive Report. December 1993. Hydr. Lab., Kanazawa University.

Van Velzen E.H., Jesse P, Cornelissen P. and Coops H, (2003). "Stromingsweerstand vegetatie in uiterwaarden", Handbook, Part 1 and 2 RIZA Reports 2003.028 and 2003.029, Arnhem, The Netherlands.

Yang, W., Choi, S., (2010). "A two layer approach for depth-limited open-channel flows with submerged vegetation.", J. Hydraul. Res., 48(4) 466–475.

Von Kármán, T., (1937). "Turbulence", Aeronautical Reprints No. 89(The Royal Aeronautical Society, London, UK, 1937).

Yen, B. C., (1992). "Dimensionally homogeneous Manning's formula." J. Hydraul. Eng., 118(9), 1326–1332; Closure: 1993. 119(12), 1443–1445.

Yen B.C., (2002). "Open channel flow resistance", Journal of Hydraulic Engineering, 128(1), pp. 20-39.

CAPITOLO II

DETERMINAZIONE DELLE SCABREZZE CLASSICHE IN ALVEO VEGETATO MEDIANTE LAVORO SPERIMENTALE E CONFRONTI CON LE SCABREZZE DI LETTERATURA

In questo capitolo analizzeremo rigorosamente i lavori sperimentali da noi effettuati al fine di determinare i valori delle scabrezze classiche dell'idraulica nel caso di corrente idraulica defluente su alveo vegetato. In prima fase illustreremo quali dati di letteratura abbiamo acquisito rispetto ai moderni modelli di resistenza di vegetazione e li vaglieremo per condizioni di sommergenza crescente. Successivamente ci avvarremo di nostre acquisizioni di laboratorio e in particolare ci soffermeremo sui risultati ottenuti nella particolare condizione di alta sommergenza ($h/k > 5$); inoltre, li confronteremo con i dati di letteratura esistenti, cercando di dare un contributo circa la questione dell'adattabilità o meno di una delle tre scabrezze classiche rispetto alla resistenza al moto idraulico indotta dalla vegetazione; infine, osserveremo l'andamento delle tre scabrezze in varie condizioni sperimentali e soprattutto per diverse densità di vegetazione, al fine di ottenere un quadro che sia quanto più completo possibile rispetto al case study in oggetto.

2.1 La misura sperimentale e i dati letteratura delle tre scabrezze classiche k_N, k_S, k_B

2.1.1 Premessa

Nel paragrafo 1.11 abbiamo esaurientemente spiegato l'andamento delle tre scabrezze classiche in funzione del rapporto R/k_N che abbiamo poi rappresentato in Fig.1.26. Abbiamo visto come al crescere del valore del suddetto rapporto gli andamenti delle scabrezze, inizialmente diversi, tendano ad un asintoto orizzontale e ad assumere valori sempre più uguali; in questo capitolo cercheremo di approfondire maggiormente la questione al fine di dirimere eventuali dubbi sull'utilità o meno di una delle tre scabrezze. Le (36.2) e (36.3) hanno mostrato come dette scabrezze, le

quali nella loro accezione iniziale sono strettamente connesse alla rugosità di parete, risultino dipendenti dalle condizioni idrauliche come si evince dalla presenza nella parte destra delle equazioni del raggio idraulico R .

Un aspetto già sottolineato, e che qui riprendiamo (Chow, 1959), è come sia risultato difficile in passato discernere tra la validità o meno di una delle tre formulazioni e come quindi nel tempo si siano utilizzate indifferentemente con risultati pressoché sempre affidabili; lo stesso Chow (1959) riferendosi ad un confronto dell'epoca (Backmeteff et al., 1943) asserisce che la formula di Manning è la più adatta tra tutte le formule in esame. Inoltre, e ciò non è affatto un dettaglio trascurabile, la tendenza attualmente prevalente è quella di impiegare la formula di Manning, forse anche perché di maggiore semplicità ed attualmente dotata anche di un retroterra teorico basato su un modello di turbolenza (Kolmogórov) più moderno e rappresentativo rispetto al modello della lunghezza di mescolamento (Prandtl) su cui si basa la formula di Keulegan (1939).

Esaminiamo allora la questione nel nostro caso specifico. Per correnti idrauliche defluenti su superfici vegetate il rapporto R/k_N rientra in un range più ristretto oscillando tra valori compresi tra 0.35 e 6 (su quest'aspetto torneremo esaurientemente in seguito); per questi valori l'andamento di ciascuna delle scabrezze è dipendente dal valore di R , e pertanto, nel caso in cui una delle tre formule (e quindi delle tre scabrezze) fornisca un esatto valore di resistenza al moto allora conseguentemente possono essere esclusi i valori forniti dalle altre due formule e quindi ritenuta valida una sola scabrezza.

Al fine di validare questo nostro ragionamento abbiamo svolto in laboratorio prove sperimentali ed abbiamo confrontato i risultati con i dati forniti dalla letteratura scelti in maniera opportuna rispetto alle nostre necessità seguendo quindi due direttrici fondamentali: da un lato abbiamo costruito i nostri dati sperimentali in laboratorio simulando una corrente di moto uniforme defluente su un canale vegetato, cambiando il tirante idrico e le pendenze e misurando di volta in volta i parametri idraulici h , S , V . D'altro lato, abbiamo effettuato una ricerca bibliografica cercando di reperire misure sperimentali che avessero al loro interno un certo numero di prove su correnti defluenti in alveo vegetato contenenti le informazioni suddette (tirante idrico, velocità, pendenze e valori dei

coefficienti di resistenza al moto); in questo modo per entrambe le metodologie di lavoro (sperimentale e di letteratura) abbiamo determinato i valori delle tre scabrezze classiche k_N , k_S , k_B mediante le (3.2), (4.2) e la (5.2). Per poter stabilire quale delle tre scabrezze fosse effettivamente quella più adatta a descrivere la resistenza della vegetazione ad alte sommergenze, abbiamo verificato quale di esse, per un rapporto $h/k > 5$, si mantenesse costante al variare delle condizioni idrauliche e, quindi, fosse indipendente dal raggio idraulico (e dalla sommersa) e conseguentemente potesse essere ritenuta la migliore espressione di resistenza al moto.

2.1.2 Metodologia di misura dei dati di scabrezza. Perché l'uso dei cilindri di metallo?

I dati raccolti dalla letteratura hanno riguardato sperimentazioni eseguite in canali con almeno (tranne un'unica eccezione) quattro diverse profondità di corrente dalle quali sono state valutate, mediante la metodologia descritta nel precedente paragrafo, per ciascuna prova e per ogni singolo tirante idrico, le tre scabrezze k_N , k_S , k_B . Sono stati ottenuti circa 20 risultati utili, ognuno dei quali relativo ad uno specifico modello di vegetazione (sulla cui descrizione torneremo in seguito), dai lavori di Tsujimoto et al. (1992), Dunn et al. (1996), Meijer e Van Velzen (1999) [in cui abbiamo considerato i valori medi essendo state eseguite per due volte le prove sperimentali], Lopez e Garcia (2001), Yan (2007), Nezu e Sanjou (2008), Cheng (2011). Ricordando ancora una volta che nell'ambito del nostro lavoro di ricerca ci siamo soffermati sul comportamento di vegetazione rigida e sommersa, prima di costruire il nostro modello sperimentale abbiamo confrontato le varie simulazioni di corrente defluente in alveo vegetato presenti in letteratura. Orbene, nella stragrande maggioranza dei casi, è accettata in letteratura una modellazione della vegetazione di tipo rigido mediante cilindri di metallo, di plastica dura o, comunque, di un materiale non flessibile. La scelta quindi di cilindri di tipo rigido comporta il vantaggio di avere elementi verticali, scelti di uguale diametro, che possono essere, a seconda dei casi e delle necessità di ricerca, distribuiti in maniera omogenea o eterogenea. Nel nostro caso abbiamo considerato di variare la densità di vegetazione proprio al fine di poter effettuare diverse tipologie di prove sperimentali ed analizzare in condizioni idrauliche differenti il comportamento delle ordinarie formule di resistenza e delle scabrezze.

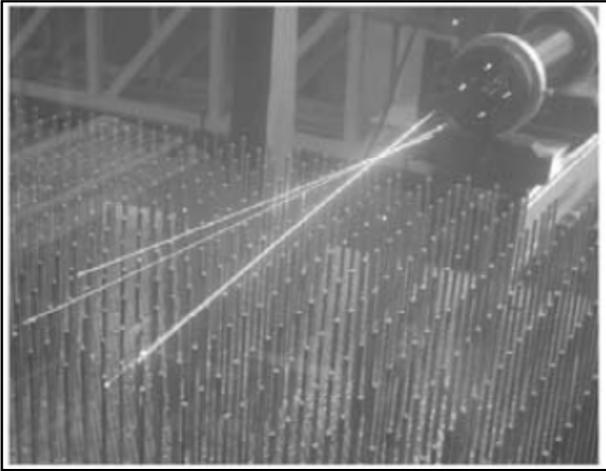


Fig.2.1 Modello di vegetazione mediante cilindri di metallo (Poggi et al., 2004)

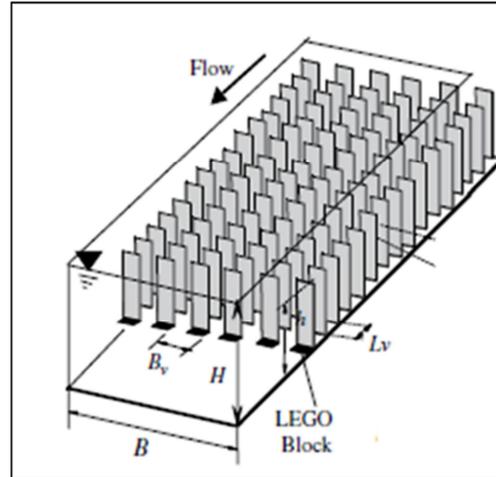


Fig.2.2 Modello di vegetazione mediante *LEGO Blocks* in plastica (Nezu et al. 2008)

2.1.3 Metodologia di acquisizione dei dati di scabrezza. L'impianto sperimentale

Il canale utilizzato per le prove sperimentali, le cui caratteristiche geometriche e fisiche verranno descritte in seguito, è ubicato presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA) dell'Università degli Studi di Napoli "Federico II". Esso è alimentato da una vasca connessa alla rete di distribuzione presente nello stesso laboratorio a sua volta alimentata da delle pompe di sollevamento. Allo sbocco del canale è collocata una vasca dalla quale, attraverso un sistema di canali a pelo libero, l'acqua ritorna alla rete del Laboratorio.

La vasca che alimenta il canale sperimentale è dotata di uno sfioro la cui quota fissa il piano dei carichi idrostatici degli impianti alimentati dalla suddetta vasca, tra i quali il canale utilizzato nel corso delle sperimentazioni per la tesi; da tale vasca, a gravità, l'acqua defluisce al cassone che alimenta direttamente il canale. In Fig.2.3 è presentata una vista del canale dalla parte finale; come si evince, le pareti ed il fondo sono in plexiglass, materiale la cui trasparenza ci consente una visione completa (non solo dall'alto, ma anche di lato) della corrente defluente. La larghezza del canale misura 40cm, la lunghezza è di 8m e le sue pareti sono alte 40cm. All'interno del cassone è posto un invito sagomato (Fig.2.5), che corrisponde geometricamente ad un ramo di iperbole, atto a regolarizzare l'afflusso d'acqua nel canale.



Fig.2.3 Vista del canale sperimentale ubicato presso DICEA-“Federico II” Napoli



Fig.2.4 Cassone di alimentazione del canale sperimentale



Fig.2.5 Invito sagomato a "ramo di iperbole" presente nel cassone di alimentazione

Lungo il canale sono presenti dei martinetti idraulici (meglio raffigurati in Fig.2.6) che consentono di regolare la pendenza del canale a seconda delle esigenze della ricerca.



Fig.2.6 Particolare dei martinetti presenti lungo il canale sperimentale; la loro installazione ha consentito di variare la pendenza S del canale a seconda delle necessità di ricerca

In Fig.2.7 viene mostrata un'ulteriore vista del canale, questa volta dall'alto, in cui è meglio visibile l'alimentazione fornita dal cassone.



Fig.2.7 Veduta dall'alto del canale sperimentale, del cassone di alimentazione e dell'invito sagomato

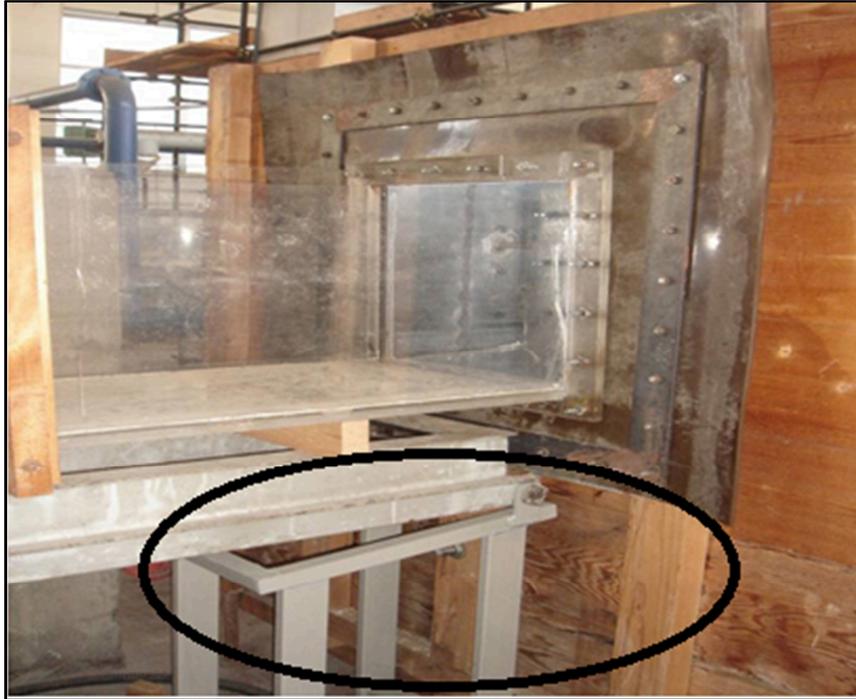


Fig.2.8 Mantice in gomma (cerchiato in neo) installato all'imbocco del canale sperimentale

In Fig.2.8 viene rappresentato il collegamento tra la canaletta in plexiglass e il cassone di alimentazione che è stato effettuato mediante un mantice in gomma proprio per permettere, mediante i martinetti precedentemente descritti, di poterlo inclinare e ottenere così pendenze fino al 3%.

In corrispondenza dello sbocco del canale è stata poi inserita una paratoia composta da una saracinesca in plastica che scorre su degli appositi binari (Fig.2.9); essa ci ha permesso di regolare il pelo libero della corrente oltre il valore limite permesso dalla pendenza e dalla portata massima disponibile; può essere regolata in modo tale da generare una luce a battente oppure a stramazzo.

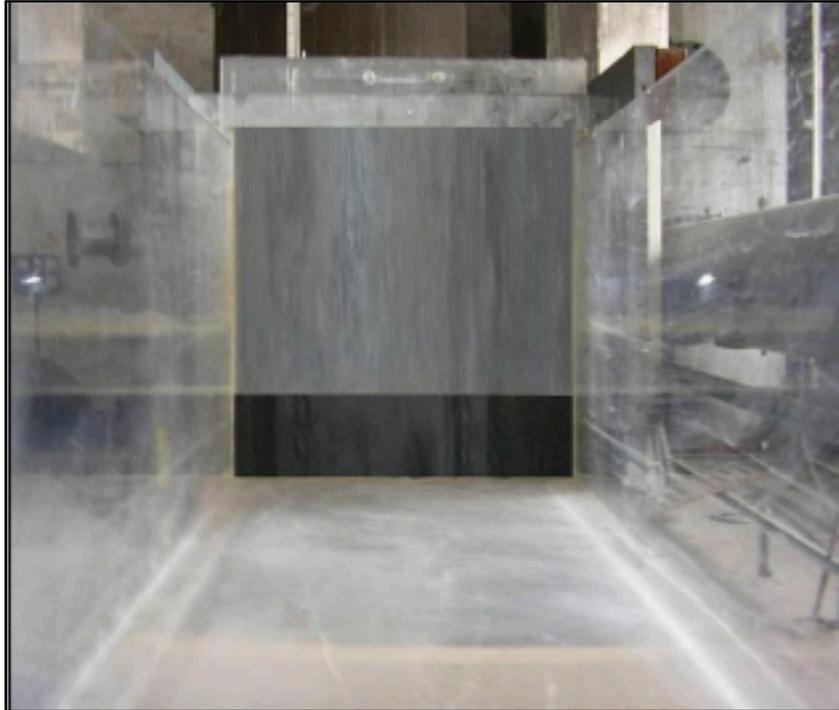


Fig.2.9 Particolare della paratoia installata allo sbocco finale del canale sperimentale: mediante la sua installazione è stato possibile regolare il pelo libero della corrente

Per determinare il valore della portata defluente del canale è stato utilizzato un manometro ad acqua posto in corrispondenza della condotta di alimentazione dell'impianto (Fig.2.10).



Fig.2.10 Manometro differenziale ad acqua

Il ΔH di lettura viene ricavato dalla differenza tra i valori letti sulla scala di misura, in corrispondenza di ciascun livello raggiunto dal livello dei due menischi; una volta ottenuto il ΔH esso viene inserito in opportune relazioni numeriche tarate mediante metodo volumetrico e dalle quali viene ricavata finalmente la portata defluente nel canale:

$$Q = \left[5.83 + 0.173 \log^2 \left(\frac{\Delta H}{7.7} \right) \right] \sqrt{\Delta H} \quad \text{per } \Delta H \leq 7.7 \text{ cm} \quad (37)$$

$$Q = 5.83 \sqrt{\Delta H} \quad \text{per } \Delta H > 7.7 \text{ cm} \quad (38)$$

2.1.4 Metodologia di misura dei dati di scabrezza. La modellazione della vegetazione

Come spiegato in precedenza, al fine di modellare la vegetazione presente in alveo abbiamo utilizzato dei cilindri di metallo, in particolare ottone, i quali vengono disposti su piastre rettangolari forate in plexiglass lunghe 1m e larghe 40cm (di uguale larghezza del canale); inoltre, su ciascuna lastra, abbiamo praticato dei fori nei quali appunto vengono immessi i cilindri di metallo (come raffigurato in Fig.2.11) particolarmente utili ai fini di disporre la vegetazione a seconda delle necessità della ricerca e con la possibilità quindi, grazie alla presenza dei fori, di variare la densità di vegetazione; in particolare, lavoreremo su due tipologie di disposizione di maglie definite come aligned (quadrate o rettangolari) e staggered (romboidali) corrispondenti a diverse densità. I particolari geometrici sono descritti in Fig.2.12.



Fig.2.11 Immissione dei cilindri di metallo all'interno delle piastre forate

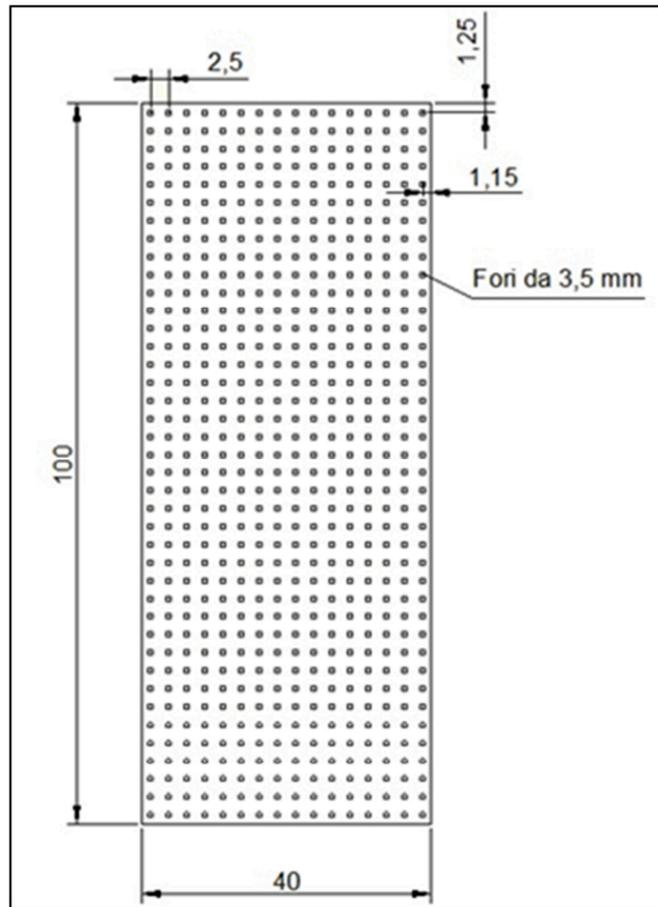


Fig.2.12 Rappresentazione geometrica delle lastre sperimentali forate in plexiglass con descrizione della larghezza, lunghezza e spaziatura dei fori

Nell'ambito della nostra sperimentazione abbiamo utilizzato due altezze diverse di vegetazione e, quindi, due tipologie di cilindri in ottone con altezze diverse di 1.5cm e 4.5cm; di seguito in Fig.2.13 mostriamo un esempio di schema di vegetazione alta 1.5cm e disposta secondo maglie rettangolari di 2.5cmx5.0cm e in Fig.2.14 mostriamo un esempio di schema di vegetazione alta 4.5cm e disposta secondo maglie quadrate di 2.5cm².

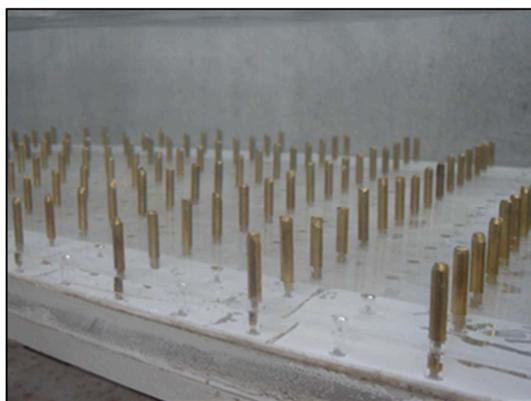


Fig.2.13 Raffigurazione di distribuzione dei cilindri alti 1.5cm su maglia rettangolare di dimensioni 2.5cmx5.0cm



Fig.2.14 Rappresentazione di distribuzione dei cilindri alti 4.5cm su maglia quadrata di dimensioni 2.5cm²

In Fig.2.15 viene mostrato il canale sperimentale completo di fondo vegetato in funzione:



Fig.2.15 Rappresentazione del canale sperimentale in condizioni di lavoro a regime

2.1.5 Metodologia di acquisizione dei dati di scabrezza. La misura del tirante idrico

La misura del tirante idrico h della corrente defluente lungo il canale è stata effettuata mediante l'ausilio di un idrometro a punta (Fig.2.16) composto da una punta mobile sostenuta verticalmente da un regolo metallico: esso è graduato al millimetro e costituisce la scala principale di

misurazione; il regolo si muove lungo un cursore munito di un nonio decimale che permette di aumentare l'accuratezza della misura del livello effettuata per lettura diretta.

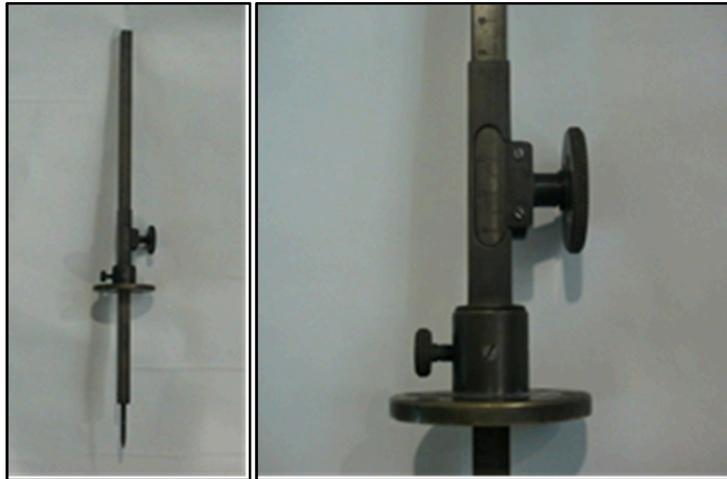


Fig.2.16 Idrometro a punta

Il nonio è costituito da una scala graduata secondaria, incisa sul cursore di cui è dotato l'idrometro, ed è costituita da dieci divisioni che corrispondono alle nove divisioni della scala principale; siamo riusciti così ad ottenere misure precise al decimo di millimetro.

In particolare, la misura viene acquisita quando la punta dello strumento sfiora il tirante idrico della corrente, cercando di prestare sempre attenzione alla tensione superficiale dell'acqua che provoca il lieve innalzamento dello strato superficiale del pelo libero quando esso viene sollecitato dal contatto con la punta: questa tipologia di strumento completamente manuale risulta molto pratica ed anche precisa consentendo, inoltre, in maniera rapida il controllo del tirante idrico nelle varie sezioni di misura.

2.1.6 Metodologia di misura dei dati di scabrezza. La disposizione dei cilindri e la densità di vegetazione

La praticità connessa all'utilizzo delle lastre forate in plexiglass nelle quali vengono immessi i cilindri di metallo che simulano la vegetazione lungo il canale è evidenziata dal fatto che la disposizione degli stessi può essere cambiata a seconda delle tipologie e delle esigenze di ricerca. Illustriamo, a titolo di esempio, l'andamento del flusso attraverso un modello di vegetazione di tipo staggered (Lopez and Garcia, 2001) e di tipo squared (Viglione, 2002).

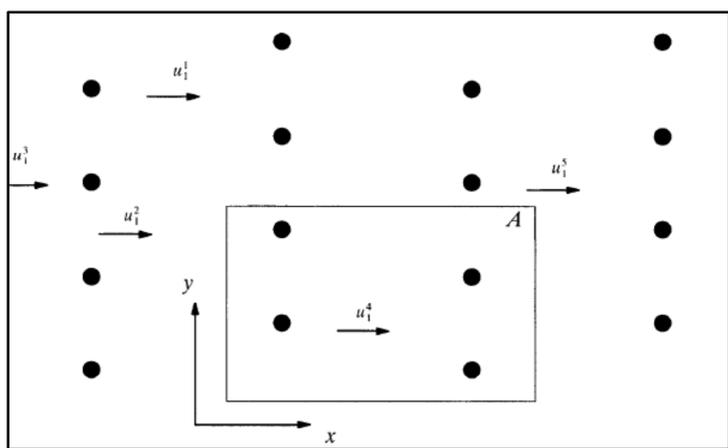


Fig.2.17 Modello di vegetazione di tipo staggered (Lopez and Garcia,2001)

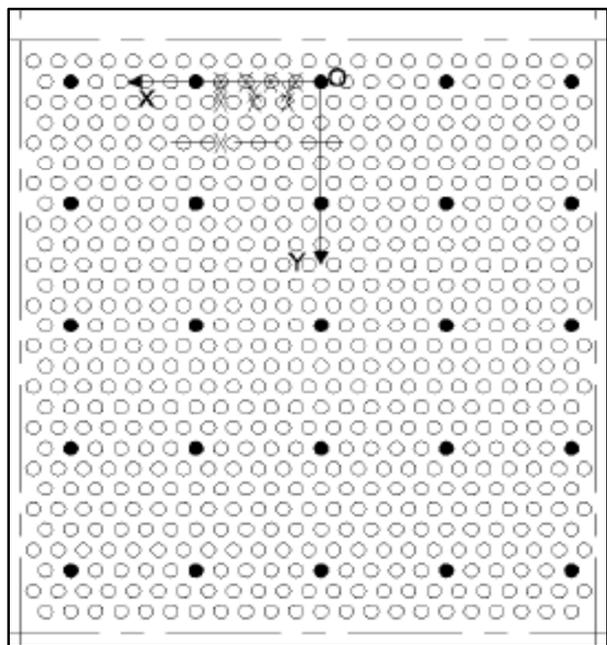


Fig.2.18 Modello di vegetazione di tipo vegetazione di tipo squared (Viglione,2002)

Nell'ambito del nostro lavoro, come già detto, ci siamo attenuti alle convenzioni comuni di letteratura per quanto concerne la densità: essa viene in primo luogo definita sia come aligned (e cioè con una disposizione a maglia quadrata o rettangolare) oppure come staggered (e cioè con una disposizione di tipo romboidale). E' molto importante sottolineare (e torneremo nel Capitolo 3 su quest'aspetto) che in letteratura vi è profonda differenza tra la densità di vegetazione intesa come l'area totale occupata dai cilindretti in un metro quadro di fondo ($\lambda = \pi m D^2 / 4$) e quella invece definita come $\lambda = m D k$. Quest'ultima rappresentazione è quella maggiormente adoperata in letteratura e sarà quella a cui ci rifaremo nell'elaborazione del modello sperimentale.

Illustriamo nelle seguenti figure le distribuzioni di tipo rettangolare e romboidale ricordando che abbiamo già precedentemente rappresentato la distribuzione su maglia quadrata nelle Fig.2.13 e Fig.2.14.



Fig.2.19 Distribuzione dei cilindri di tipo "aligned". I cilindretti sono distribuiti su una maglia rettangolare di dimensioni 2.5cmx5.0cm



Fig.2.20 Distribuzione dei cilindri di tipo "aligned". I cilindretti sono distribuiti su una maglia rettangolare di dimensioni 2.5cmx10.0cm



Fig.2.21 Distribuzione dei cilindri di tipo "staggered". I cilindretti sono distribuiti su una maglia romboidale di dimensioni 2.5cmx5cm



Fig.2.22 Distribuzione dei cilindri di tipo “*staggered*”. I cilindretti sono distribuiti su una maglia romboidale di dimensioni 5cmx5cm

Possiamo quindi in definitiva affermare che il nostro modello sperimentale si avvale di cinque diverse distribuzioni dei cilindri così suddivise:

Nome	Tipologia	Densità	Dimensioni
<u><i>Aligned (Squared)</i></u>	Double Density		2.5cmx2.5cm
<u><i>Aligned (Rectangular)</i></u>	Single Density		2.5cmx5cm
	Half Density		2.5cmx10cm
<u><i>Staggered</i></u>	Single Density		2.5cmx5cm
	Half Density		5cmx5cm

Tab.6 Descrizione delle densità *aligned* e *staggered* del modello sperimentale

Bibliografia

- Backmeteff B.A. and Feodorov N.V., (1943). "Discussion on open channel flow", Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, pp. 492-502.
- Cheng N.S., (2011). "Representative roughness height of submerged vegetation", Water Resour. Res., 47, W08517, doi:10.1029/2011WR010590
- Chow, V.T., (1959). "Open Channel Hydraulics", Mc-Grow Hill (Classic Textbooks Reissue Series, 1988).
- Dunn, C., F. Lopez, and M. Garcia (1996). "Mean flow and turbulence in a laboratory channel with simulated vegetation", Hydrosystem Lab., Univ. of Ill., Urbana, Ill.
- Keulegan G.H., (1938). "Laws of turbulent flow in open channels", Research paper RP1151, Journal of Research, U.S. National Bureau of Standards, 21, dec., pp.707-741.
- Lopez, F., and Garcia, M. (2001). "Mean flow and turbulence structure of open-channel flow through non-emergent vegetation.", J. Hydraul. Eng., 127(5), 392-402.
- Meijer, D. G., and Van Velzen, E. H. (1999). "Prototype-scale flume experiments on hydraulic roughness of submerged vegetation.", Proc., 28th IAHR Congr., Graz, Austria.
- Nepf, H. M. (2012). "Hydrodynamics of vegetated channels.", J. Hydraul. Res., 50(3) 262–279.
- Nezu, I., and Sanjou, M. (2008). "Turbulence structure and coherent motion in vegetated canopy open-channel flows.", J. Hydro-environ. Res., 2, 62-90.
- Prandtl, L. (1926). "Über die ausgebildete Turbulenz", Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics, Zürich, pp.62-71.
- Tsujiimoto, T., Shimizu, Y., Kitamura, T. and Okada, T., (1992). "Turbulent open-channel flow over bed covered by rigid vegetation", Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, 10(2), pp.13-25.
- Yang, W., Choi, S. (2010). "A two layer approach for depth-limited open-channel flows with submerged vegetation.", J. Hydraul. Res., 48(4) 466–475.
- Viglione A. (2002). Tesi di Laurea- "Struttura della turbolenza in correnti su superfici vegetate"- Politecnico di Torino

CAPITOLO III

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELLA RICERCA SPERIMENTALE, CONFRONTO CON I DATI DI LETTERATURA ED ELABORAZIONE DI UN NUOVO MODELLO DI CALCOLO DELLA SCABREZZA EQUIVALENTE DI NIKURADSE

In questo capitolo presenteremo i risultati della nostra ricerca sperimentale ottenuti mediante prove di laboratorio effettuate con le strumentazioni descritte nel Capitolo II. Parte centrale del nostro lavoro sarà quello di raffrontare i nostri dati con quelli presenti nella letteratura; in particolare presenteremo prove sperimentali per tiranti idrici sempre crescenti al fine di poter individuare quale tra le ordinarie scabrezze (Nikuradse, Strikler, Bazin) possa essere utilizzata nella condizione al contorno di alta sommergenza. Spiegheremo perché siamo giunti alla conclusione che per alte sommergenze ($h/k > 5$) la formula di Keulegan è quella che presenta maggiore affidabilità e di come pertanto essa possa essere applicata per calcolare la resistenza al moto indotta dalle vegetazione; inoltre torneremo sull'importanza esercitata dal parametro h/k_N nell'ambito dei nostri ragionamenti atti a farci affermare la migliore affidabilità della scabrezza di Nikuradse rispetto al case-study. Inoltre, seguendo una tendenza importante presente ormai in letteratura, cercheremo di elaborare un modello per poter valutare, partendo dalle caratteristiche geometriche della vegetazione, il corrispondente valore della scabrezza di Nikuradse al fine di poter fornire un utile strumento per la comunità scientifica e tecnica.

3.1 Premessa alla verifica della migliore scabrezza rappresentativa della vegetazione

Nel Capitolo I abbiamo avuto modo di soffermarci circa l'opportunità di utilizzare le ordinarie formule di resistenza al moto per calcolare la scabrezza indotta dalla vegetazione sulla corrente idraulica; analizzando i più conosciuti modelli presenti in letteratura Stone e Shen (2002), Van Velzen et. al. (2003), Huthoff et al. (2007), Baptist et al.(2007), Yang e Choi (2010), Cheng (2011), Konings et al. (2012) abbiamo avuto modo di constatare come essi in condizioni di alta

sommergenza potessero essere ricondotti alle tre equazioni di Keulegan, Manning e Chezy. Nel Capitolo II abbiamo illustrato nei particolari la tipologia di prove sperimentali da noi effettuate ad alte sommergenze per una tipologia di vegetazione rigida e sommersa al fine di validare la nostra ipotesi di utilizzo delle classiche resistenze al moto rispetto al case study in oggetto; in questo Capitolo, quindi, analizzeremo le analogie tra i risultati presenti in letteratura e quelli ottenuti in laboratorio per poter così non solo confermare le nostre ipotesi ricavate dall'approccio analitico ma per poter anche arrivare a presentare un modello di calcolo della scabrezza di vegetazione che sia quanto più accurato e rapido possibile.

Prima di affrontare in maniera diretta l'aspetto centrale del nostro problema è necessario ricordare un'importante considerazione che abbiamo già svolto in chiusura del Capitolo I e che è quanto mai opportuno tenere a mente ora che ci apprestiamo ad analizzare i dati sperimentali.

Abbiamo infatti già avuto modo di discutere, analizzando l'andamento delle equazioni rappresentate in Fig.1.26, come in un campo di valori di R/k_N 0.1-1, i valori delle tre scabrezze k_N , k_S , k_B siano molto differenti. Inoltre, sempre rifacendoci ai ragionamenti precedentemente sviluppati, abbiamo visto come (Chow, 1988) il range del rapporto R/k_N si mantiene, per fondi vegetati, tra 0.35-6. Avendo poi inoltre riconsiderato la dipendenza delle tre scabrezze dal raggio idraulico (come evidenziato dalle 36.2 e 36.3), eravamo giunti all'ipotesi che se una di esse, per differenti valori di R , avesse fornito esatti valori di resistenza al moto, allora a valle di tutti questi ragionamenti, avremmo in definitiva potuto escludere i valori forniti dalle altre due scabrezze (proprio per l'andamento delle funzioni evidenziato in Fig.1.26).

Dopo aver sottolineato nuovamente quest'importante aspetto dei nostri ragionamenti, passiamo adesso a descrivere la metodologia con quale abbiamo verificato l'opportunità di utilizzare le convenzionali equazioni di resistenza al moto in condizioni di alta sommergenza e come abbiamo proceduto alla scelta di quella che abbiamo ritenuto essere la più adatta tra quelle fornite dalle equazioni di Keulegan, Manning e Chezy.

3.2 Verifica circa l'utilizzo delle ordinarie scabrezze idrauliche per determinare la resistenza al moto in condizioni di alta sommergenza

Come abbiamo più volte ricordato nei capitoli precedenti, si farà riferimento ai casi di canali o corsi d'acqua con vegetazione rigida sul fondo, sempre sommersa. In sostanza queste tre tipologie possono essere tutte ragionevolmente studiate come correnti rettangolari larghissime. Conseguentemente per le correnti considerate si può assumere il raggio idraulico R coincidente con la profondità della corrente h (per cui da questo punto in poi quando si parlerà di raggio idraulico si scriverà sempre " h " facendo appunto riferimento alla profondità della corrente). A causa di questa considerazione, possiamo affermare che nel nostro case-study il rapporto R/k_N possa essere rappresentato come h/k_N e come quindi la misura del tirante idrico, cioè dell'altezza di corrente, assuma grande importanza in chiave di ricerca.

Passando agli aspetti sperimentali, al fine di poter scegliere la scabrezza idraulica più adatta in condizioni di alta sommergenza ($h/k > 5$) abbiamo effettuato misure sperimentali mediante l'impianto descritto nel Capitolo II; nel canale a sezione rettangolare abbiamo fatto defluire una corrente idraulica in moto uniforme variando a seconda delle necessità la portata, la pendenza e di conseguenza il raggio idraulico R .

Mediante l'ausilio delle apparecchiature descritte precedentemente, abbiamo misurato per ogni singola prova le quantità h (tirante idrico), S (pendenza) e V (velocità) che abbiamo potuto cambiare a seconda delle esigenze di ricerca al fine di ottenere un quadro che fosse quanto più completo possibile circa le varie possibili condizioni idrodinamiche e configurazioni di vegetazione disposta su fondo.

Dalle equazioni classiche di resistenza al moto su cui abbiamo già dissertato nel Capitolo I, e cioè le (3.2), (4.2), (5.2), è possibile calcolare le tre scabrezze k_N , k_S , k_B e verificare quale di esse per valori di sommergenza $h/k > 5$ rimanga costante al variare delle condizioni idrodinamiche, ad esempio al variare del raggio idraulico, e quindi verificare come una di esse sia indipendente dalla

sommergenza e quindi possa essere considerata come il corretto coefficiente di resistenza al moto esercitato da vegetazione.

3.3 Acquisizione dei dati presenti in letteratura. Geometria, densità di vegetazione λ e parametri idraulici $h/k_N(2)$, $h/k_N(5)$

Un aspetto importante del nostro lavoro è stato quello di recepire i dati sperimentali ricavabili dai lavori che abbiamo citato per poi poterli raffrontare con quelli ottenuti da noi in fase sperimentale; i dati presenti in letteratura sono stati ricavati mediante prove eseguite in canali sperimentali ad almeno quattro (tranne in un unico caso) diversi tiranti idrici h , dalle quali sono stati poi calcolate le tre scabrezze k_N , k_S , k_B mediante la metodologia precedentemente descritta. Circa venti prove, ognuna delle quali relativa a differenti modelli di vegetazione, sono state ottenute dai lavori di Tsujimoto (1992), Dunn et al (1996), Meijer e Van Velzen (1999), Lopez e Garcia (2001), Yan (2007), Nezu e Sanjou (2008), Cheng (2011). Il lavoro di Meijer e Van Velzen, è bene sottolinearlo, presenta circa due ripetizioni per ogni singola prova sperimentale; ai fini della nostra ricerca abbiamo considerato un unico valore ottenuto come valor medio delle due ripetizioni. Abbiamo elencato, nella Tab.6, la geometria della vegetazione e le principali caratteristiche idrauliche desunte da ogni prova sperimentale. Le caratteristiche geometriche della vegetazione sono: k l'altezza, D il diametro, m il numero di cilindri per metro quadro, la disposizione *arrangement* o *aligned* (che abbiamo descritto nel Capitolo II dedicato all'impianto sperimentale), il valore massimo di sommergenza descritto come $(h/k)_{\max}$ (che arriva o supera il valore 5 solo in cinque casi arrivando ad un massimo di 6.50); il numero di tiranti idrici per ciascuna prova sperimentale, i quali oscillano tra 4 e 8 (tranne in un singolo caso in cui sono 3) e infine il valore della densità di vegetazione non dimensionale λ definita come $\lambda = mDk$ la quale oscilla in un range di valori da un massimo di 3.072 ad un minimo di 0.1306.

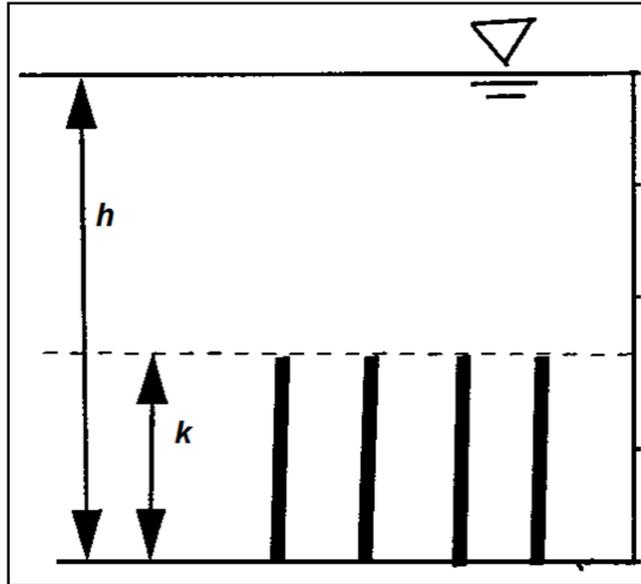


Fig.3.1 Esempio di uno schema di vegetazione sommersa fornito da Stone e Shen(2002). In questo caso il tirante h è più del doppio dell'altezza di vegetazione k

A causa dell'importanza analitica e pratica del parametro $R/k_N = h/k_N$ circa due colonne della Tab.7 riportano i valori del rapporto $h/k_N(2)$ per valori di sommergenza 2 ($h/k=2$) e $h/k_N(5)$ per valori di sommergenza 5 ($h/k=5$). E' importante rimarcare come in ogni prova sperimentale, per ciascun tirante idrico h , si ottengono valori differenti del rapporto h/k_N . Per ogni set di dati relativi alle prove sperimentali che abbiamo analizzato dalla letteratura i valori di $h/k_N(2)$ e $h/k_N(5)$ sono stati ottenuti interpolandoli o leggermente estrapolandoli dai valori di h/k_N . In letteratura, poi, per evitare eccessive estrapolazioni, i valori del rapporto $h/k_N(5)$ sono stati ottenuti mediante una metodologia di calcolo ben precisa che descriveremo in seguito. In conclusione, l'intero range di valori ottenuti per $h/k_N(5)$ oscilla tra 0.35 e 1.59. Nella Tab.7 le venti prove sperimentali sono ordinate per valori crescenti di $h/k_N(5)$.

Authors	Arr.	k (m)	D (m)	m	λ	Number of flow depths	$h/k_N(2)$	$h/k_N(5)$	$(h/k)_{max}$	Run
Tsujimoto et al. (1992)	Al.	0.041	0.001	10000	0.4100	8	0.39	(0.80)	2.59	A-11
Tsujimoto et al. (1992)	Al.	0.046	0.0015	2500	0.1725	7	0.40	(0.82)	2.07	A-13
Dunn et al. (1996)	St.	0.1175	0.064	172	0.1283	5	0.55	(1.13)	2.85	A-16
Meijer and Van Velzen (1999)	Al.	1.5	0.008	256	3.0720	4	0.21	(0.43)	1.725	A-3
Meijer and Van Velzen (1999)	Al.	1.5	0.008	64	0.7680	4	0.27	(0.56)	1.65	A-7
Meijer and Van Velzen (1999)	Al.	0.90	0.008	256	1.8432	4	0.25	(0.515)	2.74	A-4
Meijer and Van Velzen (1999)	Al.	0.9	0.008	64	0.4608	4	0.37	(0.76)	2.74	A-10
Meijer and Van Velzen (1999)	Al.	0.45	0.008	256	0.9216	4	0.28	0.97	5.47	A-15
Meijer and Van Velzen (1999)	Al.	0.45	0.008	64	0.2304	4	0.64	1.37	5.445	A-19
Lopez and Garcia (2001)	St.	0.12	0.0064	170	0.1306	5	0.56	(1.15)	2.79	A-17
Yan (2007)	Al.	0.06	0.06	2000	0.72	4	0.40	0.63	5.00	A-9
Yan (2007)	Al.	0.06	0.06	1000	0.36	4	0.50	0.85	5.00	A-14
Yan (2007)	Al.	0.06	0.06	500	0.18	4	0.78	1.22	5.00	A-18
Nezu and Sanjou (2008)	Al.	0.05	0.008	976	0.3904	6	0.77	(1.59)	4.00	A-20
Cheng (2011)	St.	0.10	0.0032	2221	0.7107	3	0.26	(0.54)	2.00	A-5
Cheng (2011)	St.	0.10	0.0032	556	0.1779	4	0.395	(0.81)	2.00	A-12
Cheng (2011)	St.	0.10	0.0066	2221	1.4659	4	0.17	(0.35)	2.00	A-1
Cheng (2011)	St.	0.10	0.0066	556	0.3670	4	0.28	(0.58)	2.00	A-8
Cheng (2011)	St.	0.10	0.0083	2221	1.8434	4	0.19	(0.39)	2.00	A-2
Cheng (2011)	St.	0.10	0.0083	556	0.4615	4	0.265	(0.55)	2.00	A-6

Tab.7 Descrizione dei dati sperimentali delle prove di letteratura: le venti prove sperimentali sono ordinate per valori crescenti di $h/k_N(5)$

In colonna compaiono rispettivamente le voce: “Authors” riferita agli autori dei lavori presenti in letteratura e da noi esaminati; “Arr.” che specifica la disposizione dei cilindri “Aligned” e cioè

quadrata/rettangolare oppure “Staggered” e cioè romboidale; “ k ” indica l’altezza dei cilindri; “ D ” il diametro dei cilindri; “ m ” il numero di cilindri presenti per metro quadro; “ λ ” indica la densità di vegetazione data come prodotto di $\lambda = mDk$ (superficie esposta al flusso per metro quadro); “Number of flow depths” che indica per quanti tiranti idrici si è svolta la prova; di seguito nelle penultime tre colonne compaiono i dati idraulici interpolati od estrapolati $h/k_N(2)$, $h/k_N(5)$, $h/k_N(max)$. L’ultima colonna a destra viene denominata “Run”; in essa sono rappresentati i diagrammi delle scabrezze in relazione ai valori di sommergenza della vegetazione ordinati per valori crescenti del rapporto $h/k_N(5)$ di cui parleremo nel successivo paragrafo.

3.4 Diagrammi rappresentativi dell’ andamento delle scabrezze k_N, k_S, k_B rispetto al rapporto di sommergenza h/k

I valori delle scabrezze k_N , k_S , k_B sono stati ottenuti mediante l’ausilio delle classiche formule di resistenza al moto (3.2), (4.2), (5.2) e desunti dai risultati presenti in letteratura; si è provveduto ad elaborare dei diagrammi in cui compaiono gli andamenti delle scabrezze rispetto alla sommergenza; è di immediata intuizione constatare come per tutte le prove sperimentali sia stato fatto variare il tirante idrico. A causa dell’importanza dei parametri idraulici $h/k_N(2)$, $h/k_N(5)$, abbiamo inserito, per ogni diagramma, due asintoti verticali per valori di $h/k=2$ e $h/k=5$. I diagrammi ottenuti sono raffigurati nelle Fig.3.2, 3.3, 3.4, 3.5.

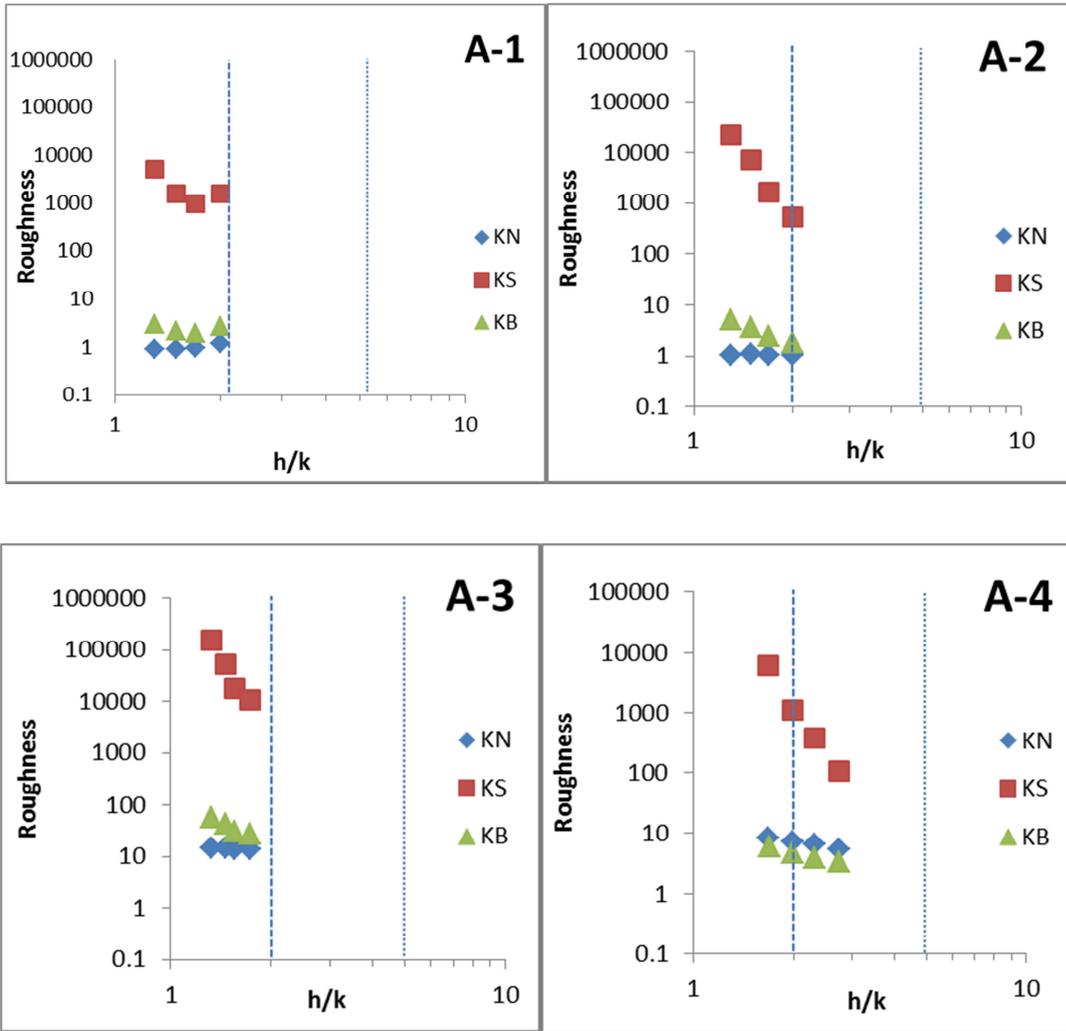


Fig.3.2 Diagrammi delle scabrezze k_N , k_S , k_B (m) rispetto ai valori di sommergezza h/k

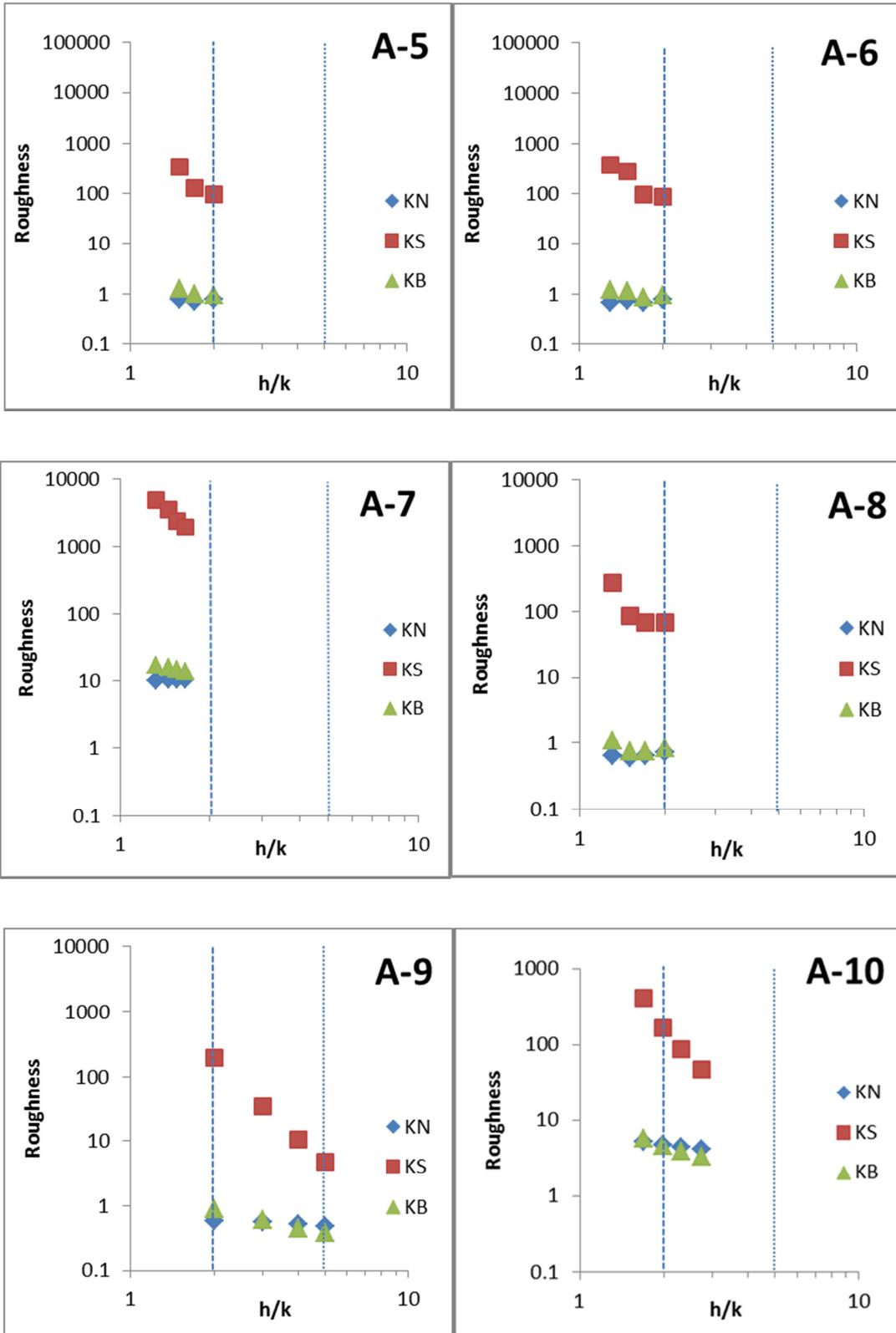


Fig.3.3 Diagrammi delle scabrezze k_N , k_S , k_B (m) rispetto ai valori di sommergenza h/k

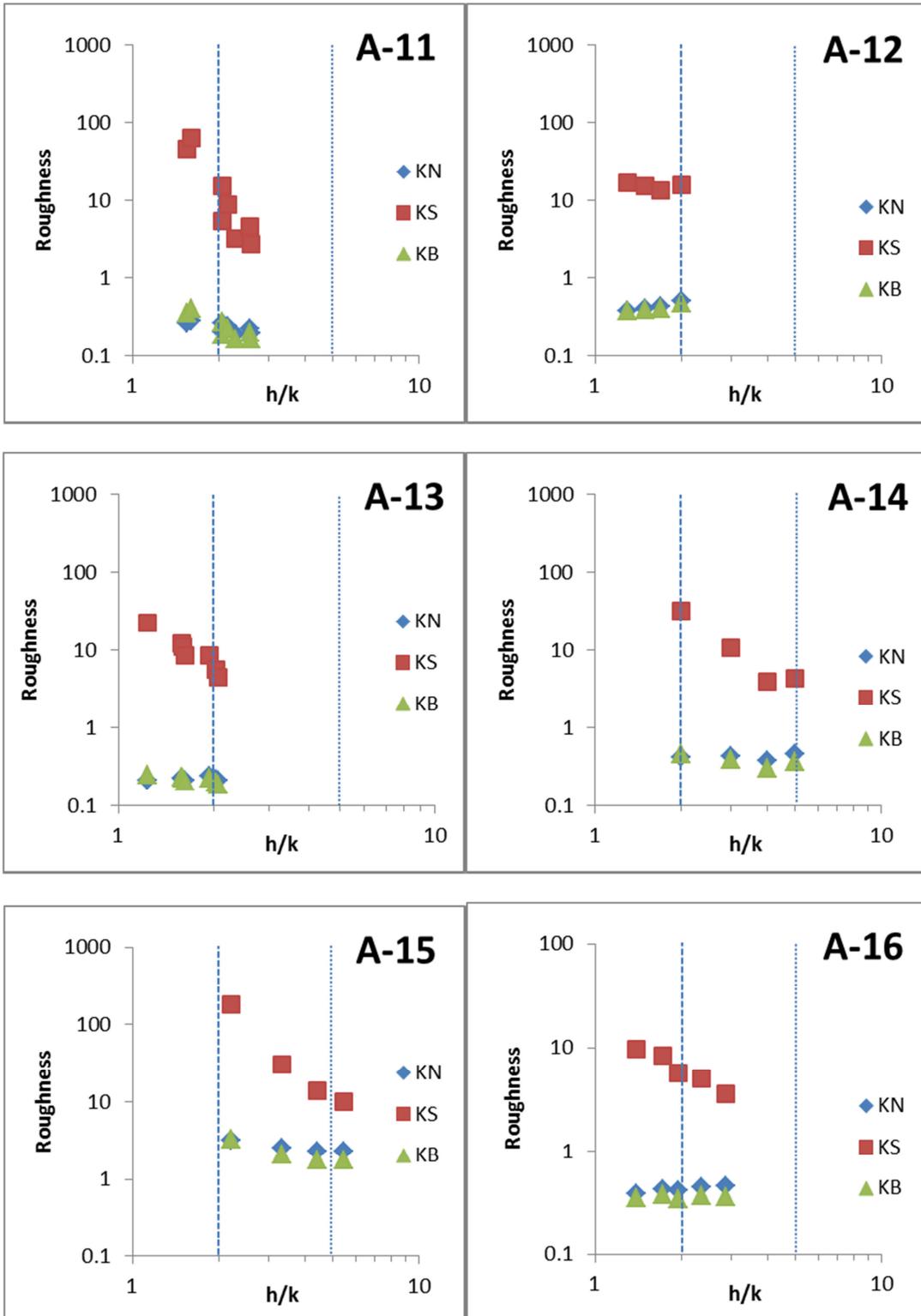


Fig.3.4 Diagrammi delle scabrezze k_N , k_S , k_B (m) rispetto ai valori di sommersenza h/k

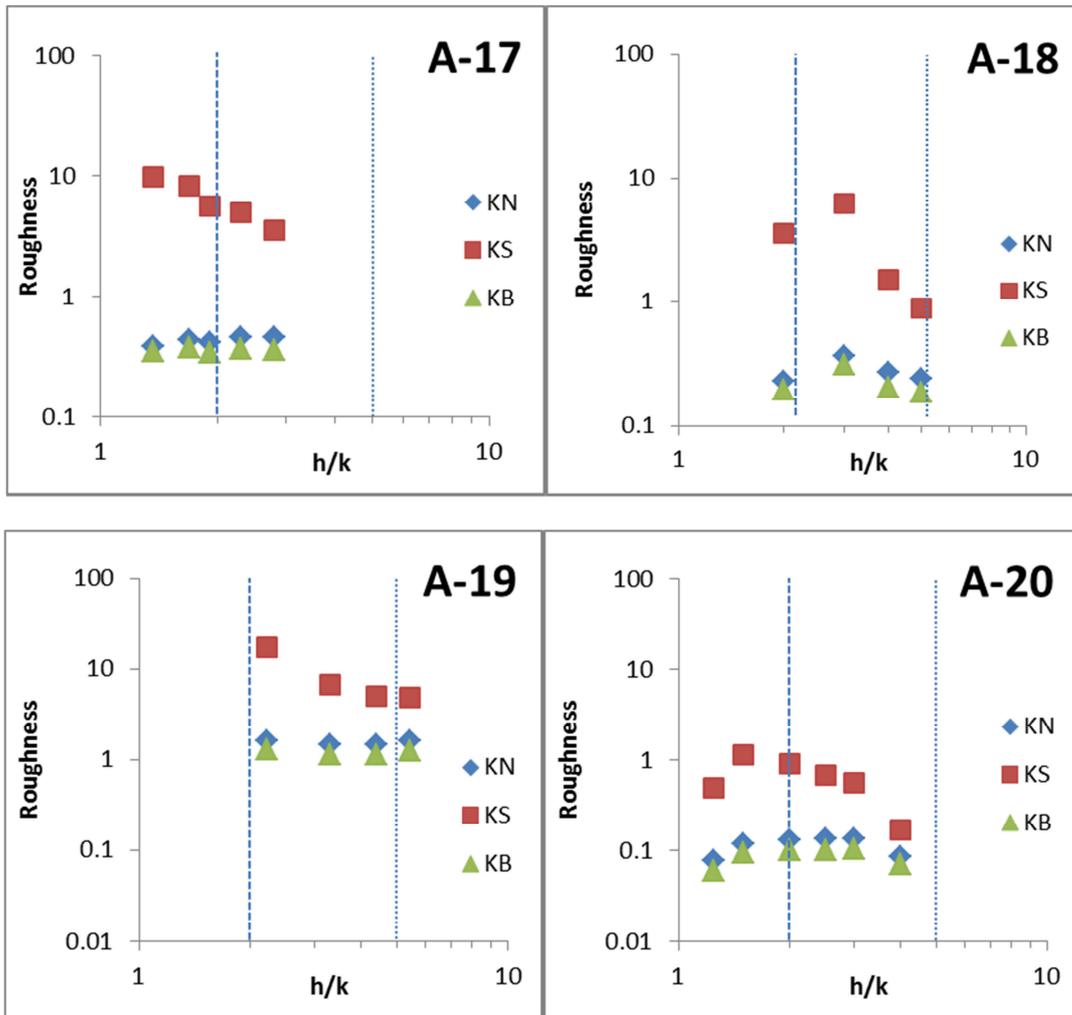


Fig.3.5 Diagrammi delle scabrezze k_M , k_S , k_B (m) rispetto ai valori di sommergezza h/k

3.5 Implementazione dei dati mediante elaborazione nostro modello sperimentale

Al fine di poter sviluppare il nostro obiettivo di ricerca, abbiamo provveduto ad implementare i risultati ottenuti mediante nostre prove sperimentali; esse sono state volte presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale mediante l'ausilio del modello sperimentale descritto nel Capitolo II.

Il canale, a pendenza variabile, lungo 8m e di sezione $0.40 \times 0.40 \text{m}^2$, presenta delle lastre forate lungo il fondo all'interno delle quali sono stati inseriti dei cilindri di metallo di altezza 1.5cm e

diametro 0.4cm collocati a due diverse disposizioni (“aligned” e “staggered”, come in letteratura) ed in modo tale da avere tre diverse densità di vegetazione (0.024, 0.048, 0.096). Sono state eseguite 10 prove sperimentali, ciascuna di esse per un numero variabile di tiranti idrici (compreso tra 5 e 10). Ai fini della ricerca, abbiamo ritenuto opportuno soffermarci sulla variazione delle scabrezze per sommergenze maggiori di 5; pertanto, abbiamo realizzato valori del rapporto h/k che oscillano tra 5 fino a 8.78 e che risultano maggiori di quelli presenti in letteratura. Presentiamo i risultati in Tab.8:

Authors	Arr.	k (m)	D (m)	m	λ	Number of flow depths	$h/k_N(2)$	$h/k_N(5)$	$(h/k)_{max}$	Run
This study	Al.	0.015	0.004	1600	0.0960	9	0.69	1.60	8.78	B-1
“”	Al.	0.015	0.004	1600	0.0960	6	0.72	1.77	6.50	B-2
“”	St.	0.015	0.004	800	0.0480	10	1.13	2.26	5.72	B-3
“”	Al.	0.015	0.004	800	0.0480	7	1.48	2.27	8.27	B-4
“”	St.	0.015	0.004	800	0.0480	7	1.22	2.60	5.31	B-5
“”	St.	0.015	0.004	800	0.0480	9	1.09	2.83	6.88	B-6
“”	Al.	0.015	0.004	400	0.0240	10	2.47	4.24	5.40	B-7
“”	St.	0.015	0.004	400	0.0240	6	2.90	4.25	5.63	B-8
“”	Al.	0.015	0.004	400	0.0240	7	2.66	5.93	6.79	B-9
“”	St.	0.015	0.004	400	0.0240	5	2.50	6.02	5.55	B-10

Tab.8 Descrizione dei dati delle nostre prove sperimentali: le dieci prove sono ordinate per valori crescenti di $h/k_N(5)$

I valori ottenuti per i due rapporti $h/k_N(2)$ e $h/k_N(5)$ presenti in Tab.8 indicano un'estensione importante rispetto ai valori di letteratura; soprattutto per quanto concerne $h/k_N(5)$ si è chiaramente cercato di estendere il range proprio al fine di implementare il nostro modello di calcolo della scabrezza utilizzando quest'importante parametro; inoltre, al fine di poter ottenere $h/k_N(5)$ anche per i dati di letteratura abbiamo determinato dapprima il valor medio del rapporto tra $h/k_N(5)$ e $h/k_N(2)$ che è risultato essere pari a 2.06 tra circa 15 risultati sperimentali (10 provenienti dal nostro studio e 5 da quelli di letteratura). Partendo da questo valore abbiamo calcolato, utilizzando il valore $h/k_N(2)$ presente per tutti i dati di letteratura, il corrispondente valore di $h/k_N(5)$ dove esso non era presente. Presentiamo adesso in Fig. 3.6, 3.7 i nostri risultati sperimentali dove, come nel caso precedente, in ascissa compaiono le sommergenze ed in ordinata i valori delle tre scabrezze.

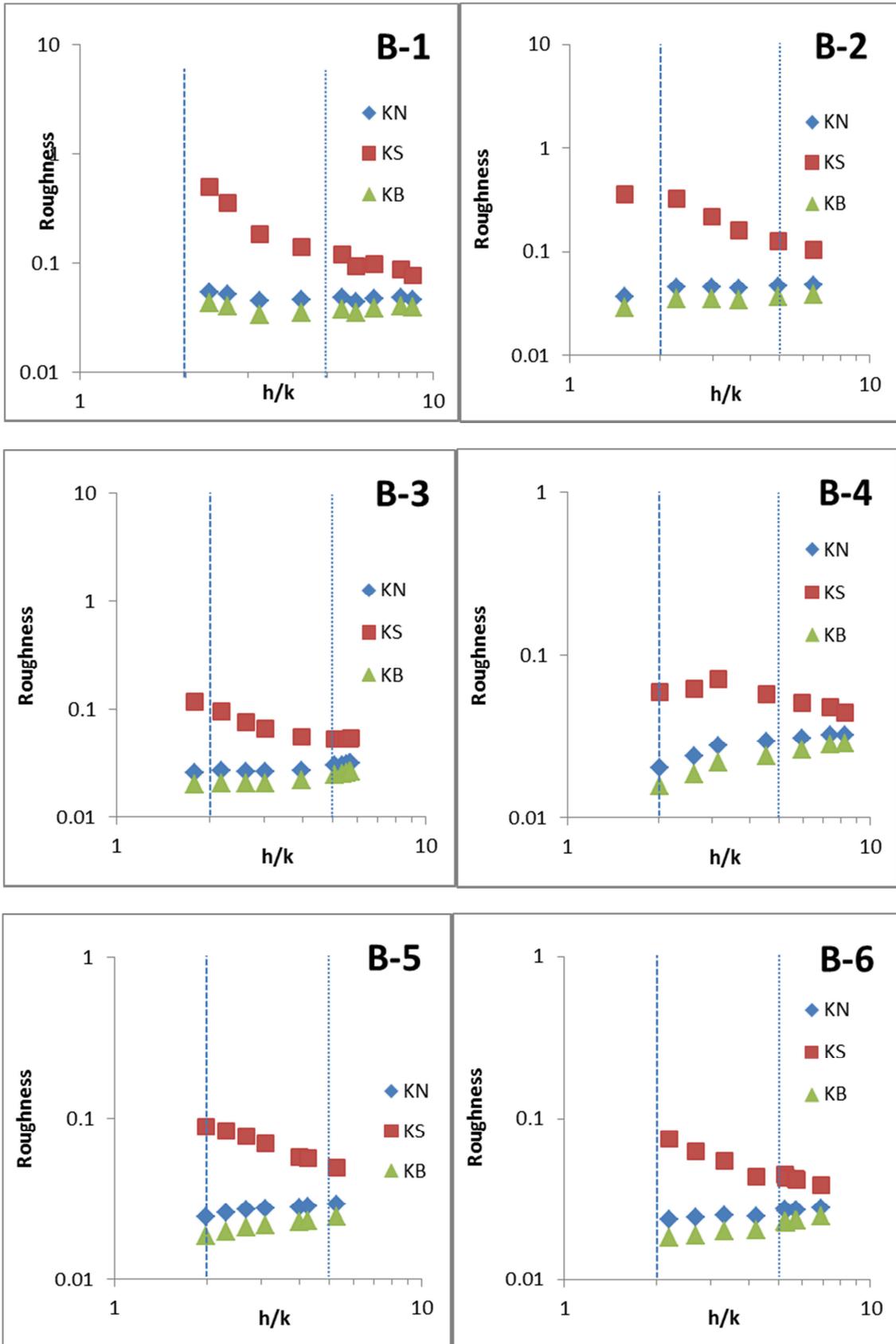


Fig.3.6 Diagrammi delle scabrezze k_N , k_S , k_B (m) ottenute dai nostri dati sperimentali rispetto ai valori di sommergenza h/k

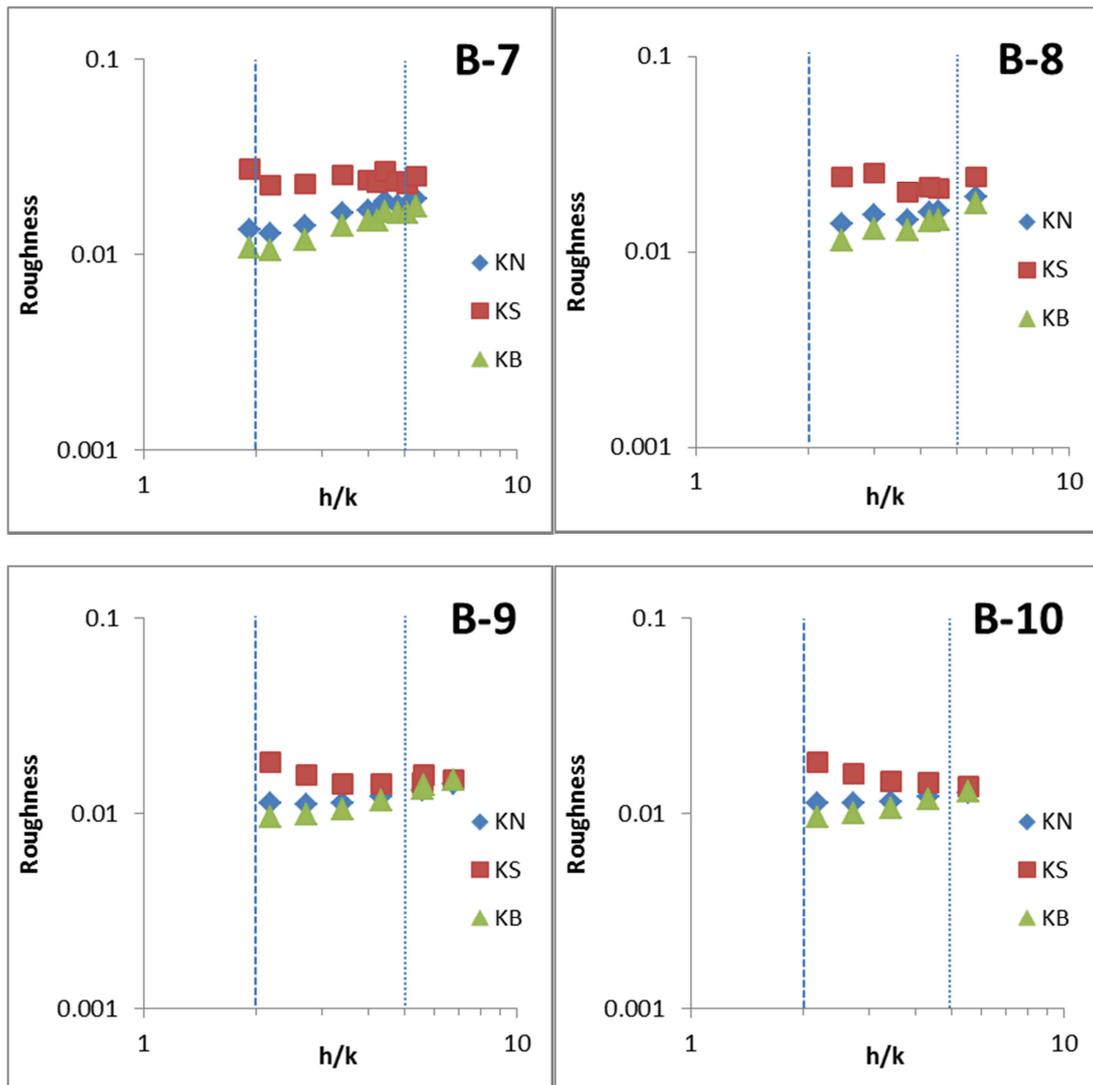


Fig.3.7 Diagrammi delle scabrezze k_N , k_S , k_B (m) ottenute dai nostri dati sperimentali rispetto ai valori di sommergenza h/k

3.6 Confronto tra i grafici ottenuti dai dati di letteratura e dai nostri dati sperimentali

Analizzando i 30 grafici (da A-1 ad A-20 per la letteratura e da B-1 a B-10) si evince come il trend generale delle tre scabrezze k_N , k_S , k_B è significativamente diverso l'uno dall'altro; in particolare, i singoli valori delle scabrezze differiscono notevolmente per bassi rapporti di sommergenza. Risulta però altresì chiaro che ogni curva esibisce anche un trend orizzontale, o almeno sub-orizzontale, all'aumentare del suddetto rapporto di sommergenza; questo conferma le ipotesi di Huthoff (2007) e di Augustijn et al. (2008) in cui veniva implicitamente dimostrato come le ordinarie formule di resistenza al moto fossero ritenute più affidabili appunto per alti valori del rapporto di

sommergenza. Non a caso proprio Huthoff (2006, 2007) ha evidenziato come il rapporto tra le velocità nei due strati di corrente (“*vegetation layer*” e “*surface layer*”) approssima alla formula di Manning per alti rapporti di sommergenza seguendo la legge:

$$\frac{U_s}{U\tau_0} \sim \left(\frac{h-k}{l}\right)^{2/3} \left(1 - \frac{h^{-\alpha}}{k}\right) \quad (39)$$

3.7 Confronto dei valori sperimentali delle tre scabrezze k_N , k_S , k_B

A questo punto dopo aver ottenuto i valori sperimentali delle tre scabrezze k_N , k_S , k_B , abbiamo dovuto procedere ad effettuare un confronto rigoroso dei trend al fine di dirimere la questione su quale di esse potesse essere scelta come scabrezza rappresentativa della vegetazione in condizioni di alta sommergenza ($h/k > 5$).

Per fare ciò abbiamo determinato la pendenza media di ciascun trend di scabrezza calcolando per ogni curva di ciascun diagramma la corrispondente retta di regressione; essa è stata successivamente adimensionalizzata con il valore medio delle ordinate dei punti della curva corrispondente; a titolo di esempio consideriamo il grafico B-5 relativo ad una nostra prova sperimentale:

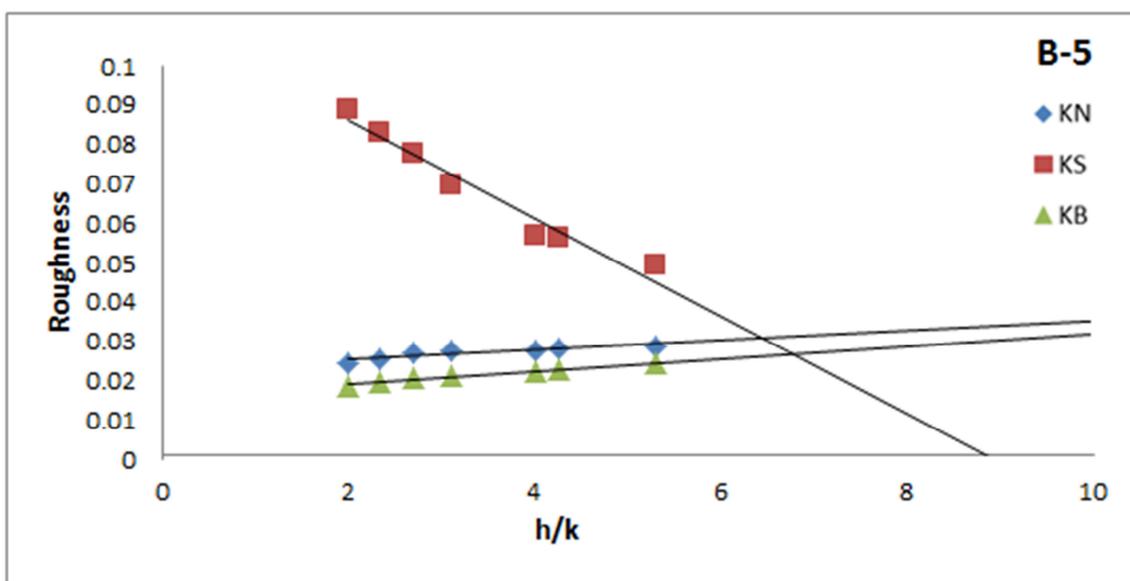


Fig.3.8 Rappresentazione delle rette di regressione dell’andamento di k_N , k_S , k_B (m) per prova sperimentale B-5

Le pendenze delle rette relative a k_N , k_S , k_B sono risultate essere rispettivamente uguale a +0.0012, -0.0124 and +0.0016; a questo punto abbiamo diviso le pendenze o per il valore medio delle ordinate dei punti di ogni singola curva che, nel nostro caso, risultano essere uguali a 0.0271, 0.0688 e 0.0215, ottenendo così come risultato finale le pendenze medie adimensionalizzate uguali a +0.0443, -0.1802 e +0.0746. Successivamente la pendenza media adimensionalizzata è stata assegnata al valore medio delle ascisse (il rapporto di sommergenza h/k) dei punti delle curve; nel nostro il caso il valore medio delle ascisse per tutte e tre le scabrezze è uguale a 3.38.

Per poter paragonare i trend delle scabrezze, il successivo step è consistito nel normalizzare le pendenze medie adimensionalizzate al valore che avrebbero ottenuto in caso di sommergenza $h/k=5$. Per ottenere questi valori è stata fatta l'ipotesi che in ogni diagramma la pendenza media adimensionalizzata vari con l'inverso della sommergenza (che è la ipotesi più immediata dal momento che abbiamo avuto modo di constatare che le pendenze tendono all'orizzontalità all'aumentare della sommergenza); conseguentemente il fattore di normalizzazione risulta essere il rapporto tra la sommergenza media in ogni diagramma e 5 (che corrisponde proprio al valore del rapporto di sommergenza da noi analizzato); sempre rispetto alla Fig. 3.8 il questo fattore è pari a 0.677 così che le tre pendenze medie adimensionali e normalizzate risultano essere rispettivamente pari a +0.0300, -0.1202 e 0.0505. Questa tipologia di calcolo è ovviamente stata estesa a tutti i dati sperimentali nostri e di letteratura; in questo modo, quindi, le pendenze medie adimensionali normalizzate sono state ottenute per ogni prova e abbiamo provveduto successivamente sono stati inserite in un grafico in cui compaiono i rispettivi valori di $h/k_N(5)$ (Fig. 3.9).

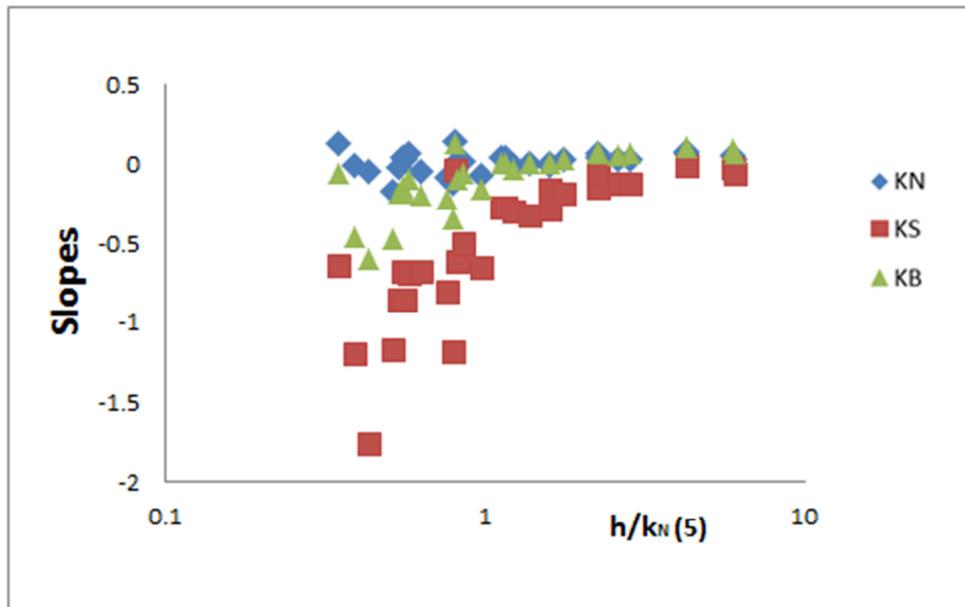


Fig. 3.9 Rappresentazione delle pendenze medie adimensionali normalizzate con $h/k_N(5)$

Risulta altresì evidente che in relazione ad ognuna delle formule di resistenza, le tre pendenze tendono ad avvicinarsi allo zero all'aumentare del rapporto $h/k_N(5)$, mostrando così un comportamento migliore per i più alti valori di questo parametro; inoltre, e la qual cosa assume grande rilevanza in chiave di ricerca, le pendenze che corrispondono al parametro di scabrezza di Nikuradse k_N hanno un comportamento migliore rispetto alle pendenze del parametro k_B ed ancora migliore rispetto al parametro k_S .

Per meglio definire i trend delle tre curve mostrate in Fig.3.9 abbiamo provveduto a compiere delle medie mobili a 5 punti; i risultati ottenuti sono raffigurati nelle curve ottenute in Fig.3.10.

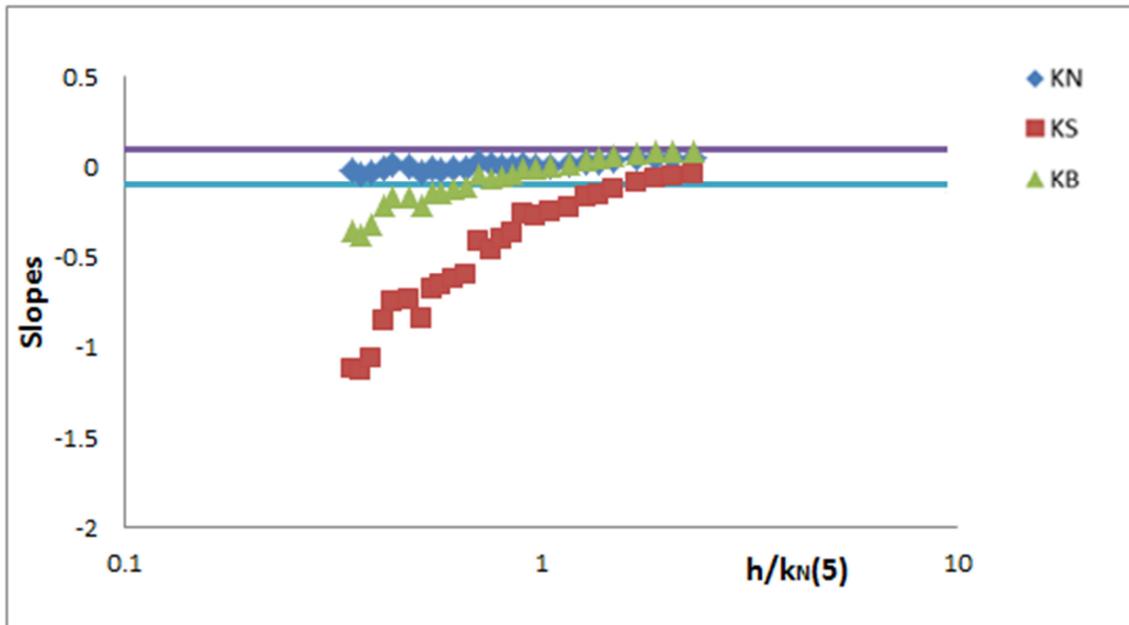


Fig. 3.10 Rappresentazione delle medie mobili delle pendenze medie adimensionali normalizzate con $h/k_N(5)$

La fattibilità nell'uso delle convenzionali equazioni di resistenza al moto per flussi vegetati a sommergenza $h/k=5$ è dimostrata dal fatto che le curve ottenute si approssimano allo 0; conseguentemente abbiamo tracciato due linee orizzontali che tracciano un range verticale ± 0.05 . Un punto all'interno di queste due linee indica che il valore del corrispondente coefficiente di scabrezza non varia di più del 5% quando il rapporto di sommergenza varia di un'unità. Confrontando i comportamenti delle curve all'interno dei due range, si osserva che le pendenze normalizzate corrispondenti ai parametri di scabrezza k_N ricadono sempre nell'intervallo ± 0.05 per qualsiasi valore assuma il rapporto $h/k_N(5)$, mentre la scabrezza k_B ricade nell'intervallo solo per $h/k_N(5) > 1$ e la scabrezza k_S solo per $h/k_N(5) > 2.5$. Di conseguenza, ricordando (Chow, 1959) che in letteratura per letti vegetati il rapporto $h/k_N(5)$ varia tra 0.35 e 6.02, questi risultati indicano che per rapporti di sommergenza $h/k \geq 5$, qualsiasi sia il valore assunto da $h/k_N(5)$, l'equazione di Keulegan funziona meglio rispetto alle equazioni di Manning e Chèzy-Bazin e quindi possiamo ritenere più affidabile, in queste condizioni idrodinamiche, il parametro k_N .

3.8 Implementazione di un modello di calcolo per la scabrezza k_N e conseguenze dei risultati ottenuti

La conclusione alla quale siamo giunti in precedenza ci ha fornito un'indicazione fondamentale nello studio delle correnti idrauliche defluenti su fondo vegetato e sui valori di resistenza connessi alla vegetazione; al fine di tradurre questa considerazione in un metodo di calcolo utile alla comunità tecnica e scientifica abbiamo estrapolato alcuni dati di letteratura e sperimentali, in particolare 5 prove sperimentali dei dati di letteratura e 27 prove sperimentali da noi effettuate, entrambe a valori di sommergenza $h/k > 5$.

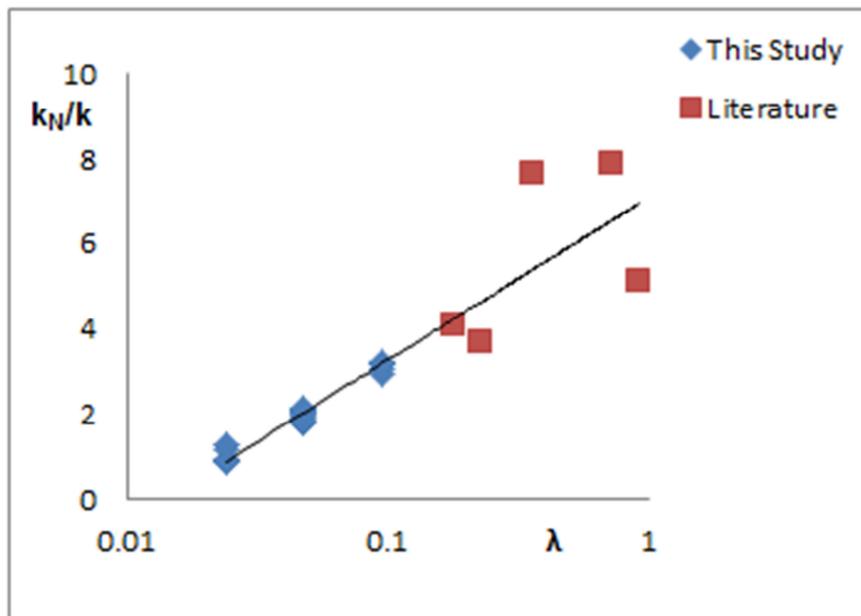


Fig. 3.11 Rappresentazione dei rapporti k_N/k e delle corrispondenti densità di vegetazione $\lambda = mDk$

In Fig. 3.11 sono rappresentati in ordinata (in quadratini rossi per i dati di letteratura e a rombi blu per i dati sperimentali da noi effettuati) i rapporti tra k_N/k e in ascissa le corrispondenti densità adimensionali λ . Il grafico mostra una forte correlazione ($R^2=0.86$) tra queste due quantità che può essere espressa mediante la relazione:

$$\frac{k_N}{k} = 1.6614 \ln \lambda + 7.097 \quad \text{oppure} \quad k_N = k[1.6614 \ln \lambda + 7.097] \quad (40)$$

Bisogna sottolineare come i cinque punti corrispondenti alle prove di letteratura abbiano densità più grandi di 0.1, mentre invece i 27 punti corrispondenti alle prove in questo studio sono

raggruppati in tre insiemi di densità minori di 1; i punti di letteratura presentano una grande dispersione rispetto alla retta di regressione, cosa che non accade per i nostri dati sperimentali. La possibilità che questa differenza dipenda dal parametro D/k può essere esclusa: il gruppo di dati di letteratura presenta valori più bassi del suddetto parametro rispetto al gruppo dei nostri dati sperimentali, tuttavia i punti sperimentali sono su entrambi i lati della retta di regressione logaritmica che non dipende da D/k . Inoltre, vale la pena ricordare che la scabrezza equivalente in sabbia di Nikuradse, ovvero il parametro k_N , è un parametro molto sensibile (come k_S e k_B) e la sua influenza nel calcolo della portata viene attenuata dalla presenza del logaritmo nell'equazione di Keulegan.

3.9 Confronto tra portate di letteratura e portate sperimentali

Generalmente in letteratura vengono effettuati confronti tra i valori misurati di portata, usualmente denominati come Q_m e i valori calcolati di portata denominati come Q_c ; i risultati di questo confronto sono stati raffigurati in Fig.3.12; è evidente che il modello si adatta molto bene con i dati sperimentali. Inoltre può essere altresì notato che, tra i punti sperimentali, il punto più lontano dalla retta di 45° rappresenta una differenza relativa tra la portata calcolata e quella sperimentale di 0.165; in Cheng (2011), viene riportato un valore medio di differenza di circa 0.143 e ciò viene considerato come un ottimo risultato di ricerca (Fig.3.13).

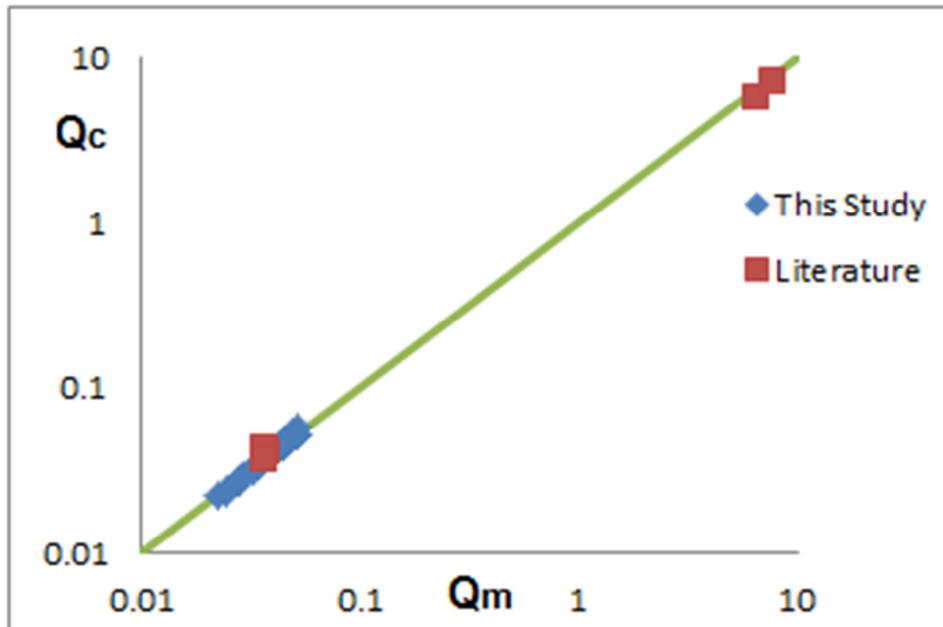


Fig.3.12 Confronti tra portate misurate Q_m (m^3/s) e portate calcolate Q_c (m^3/s)

Osservando la Fig. 3.12 è degno di nota considerare che la portata è compresa in tre range di valori ($0.01-0.1 m^3/s$, $0.1-1 m^3/s$, $1-10 m^3/s$), all'interno del secondo dei quali non vi sono punti rappresentativi della portata.

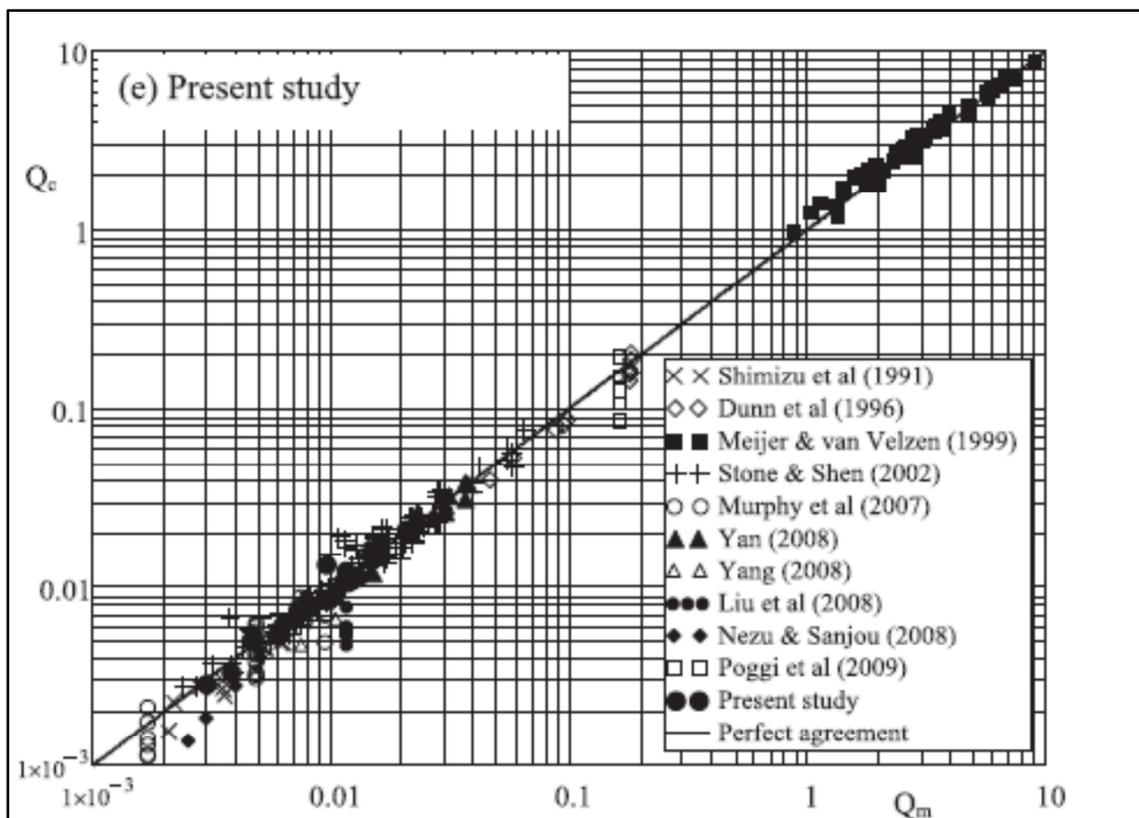


Fig.3.13 Confronti tra portate misurate Q_m (m^3/s) e portate calcolate Q_c (m^3/s) (Cheng, 2011)

Nel diagramma di Cheng (2011) sono considerati quattro range di portata (0.001–0.01 m³/s, 0.01–0.1 m³/s, 0.1–1 m³/s, 1–10 m³/s), il terzo dei quali corrisponde al secondo del nostro confronto di Fig.3.12 ed è ugualmente quasi del tutto privo di punti rappresentativi della portata, in questo caso dovuto alla mancanza di dati presenti in letteratura; inoltre, va sottolineato che il primo range corrisponde a valori di portata molto bassi che è difficile ottenere per alti valori di sommergenza. In ogni caso, però, va sottolineato come i punti di Fig.3.13 ricoprono la quasi totalità delle portate usualmente considerate in letteratura per questo tipo di ricerca. Quest’analogia di risultati conferma la validità dell’equazione (40), che appunto può essere utilizzata per calcolare la scabrezza di Nikuradse k_N in condizioni di alta sommergenza ($h/k > 5$) in funzione della densità adimensionale di vegetazione λ .

Inoltre, partendo dalla (40), è possibile ricavare un’equazione che ci dia un legame diretto tra $h/k_N(5)$, e la densità adimensionale di vegetazione λ :

$$\left[\frac{h}{k_N}(5) \right] = \frac{k}{k_N} \left[\frac{h}{k}(5) \right] = 5 \frac{k}{k_N} = \frac{5}{1.6641 \ln \lambda + 7.097} \quad (41)$$

La (41) mostra come al decrescere del rapporto $h/k_N(5)$ aumenta il valore della densità λ e viceversa; questa relazione conferma le ipotesi di letteratura che abbiamo già citato nei precedenti paragrafi di questo capitolo e cioè che i più bassi valori di $h/k_N(5)$ corrispondono ad alte densità di vegetazione in alveo.

3.10 Alcune osservazioni sui risultati ottenuti e successive estrapolazioni per valori bassi di densità adimensionale di vegetazione λ

Le analisi descritte sono state effettuate per valori di $h/k_N(5)$ non più grandi di 6.02 (e in Fig.3.12 come risultato del procedimento di medie mobili, il valore massimo si attiene a 4.48); ovviamente, quindi, i risultati non sono stati applicati per valori maggiori di $h/k_N(5)$ o per valori minori di $\lambda=0.024$. In valore assoluto, però, questa non è da considerarsi come una grossa limitazione; in letteratura infatti, riferendoci ai lavori più citati e di conseguenza presi in considerazione al fine di confrontare dati sperimentali, non sono presenti esempi di densità adimensionali di vegetazione minori di

0.024; inoltre, un λ minore di 0.024 (e conseguentemente un valore di $h/k_N(5)$ più grande di 4-6) corrisponderebbe ad una geometria di vegetazione molto simile a scabrezze ordinarie, la quale potrebbe essere considerata oltre il range di applicabilità delle equazioni di resistenza al moto per superfici vegetate.

In aggiunta a ciò, il fatto che le tre curve di Fig.3.10 approssimano valori maggiori di $h/k_N(5)=4.48$ sembra suggerire che in quel range di valori l'equazione di Manning funziona meglio rispetto alle due equazioni di Keulegan e di Chèzy-Bazin; la qual cosa, inoltre, conferma le varie ipotesi di letteratura. Infatti, valori superiori di $h/k_N(5)$ sono caratteristici più di scabrezze "naturali" che di scabrezze di vegetazione, e considerando Huthoff (2007) è ormai ben noto che la relazione che lega meglio le velocità medie del flusso e le caratteristiche del canale, in queste condizioni, è proprio l'equazione di Manning.

3.11 Commenti

La resistenza al moto idraulico per canali vegetati non può quindi essere descritta dalle ordinarie equazioni come quelle di Keulegan, Manning o Chèzy-Bazin; in alcune condizioni, però, come ad esempio nel caso di alta sommergenza ($h/k > 5$) forniscono dati sperimentali che in alcuni casi funzionano anche meglio rispetto ai moderni modelli di resistenza al moto che abbiamo esaminato nello stato dell'arte; questo risultato è possibile perché alle alte sommergenze il volume del flusso sembra non avere comportamento idrodinamico differente tra un fondo di scabrezza ordinaria e un letto vegetato.

Un' analisi dei dati sperimentali e di letteratura acquisiti per questo studio dimostra che tra le tre equazioni ordinarie di Keulegan, Manning o Chèzy-Bazin, in condizioni di alta sommergenza, quella che fornisce risultati più attendibili è proprio quella di Keulegan; quella di Chèzy-Bazin non fornisce buoni risultati come la prima, mentre quella di Manning è quella forse da considerarsi come la peggiore. Quando però la densità di vegetazione λ è minore di 0.024, è proprio l'equazione di Manning a dare migliori risultati; in letteratura, però, non esistono esempi di densità di vegetazione così sparsa. La scabrezza equivalente in sabbia di Nikuradse, appunto k_N , il cui

valore è necessario per utilizzare l'equazione di Keulegan, può essere facilmente determinata (in condizioni di $h/k > 5$) usando il modello logaritmico da noi proposto nella (40).

In definitiva, quindi, i risultati di questo studio confermano la fattibilità, già esplorata in letteratura, di utilizzare le equazioni resistenza al flusso convenzionali per defluenti a livelli elevati di sommergenza e dimostrano che l'equazione di Keulegan è la più adatta delle equazioni convenzionali per valutare la resistenza al moto in alveo vegetato in diverse e opportune condizioni idrodinamiche e inoltre offre un modello per l'uso nella determinazione di k_N , in ogni condizione pratica.

Bibliografia

- Augustijn, D. C. M., Huthoff, F., and Van Velzen, E. H. (2008). "Comparison of vegetation roughness descriptions.", Proc., RiverFlow 2008 Congr., Izmir, Turkey, 343-350.
- Baptist, M. J., Babovic, V., Rodriguez Uthurburu, J., Keuzer, M., Uittenbogaard, R. E., Mynett, A., and Verwey, A., (2007). "On inducing equations for vegetation resistance." J. Hydraul. Res., 45(4), 435-450.
- Barenblatt, G. I., (1986). "Scaling, self-similarity and intermediate asymptotics", Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.
- Barenblatt, G. I., (2003). "Scaling" Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.
- Bazin, H., (1865). Mémoires présentés par divers savants à l'Académie des Sciences, Paris, France, 19, 1-494.
- Cheng N.S., (2011). "Representative roughness height of submerged vegetation", Water Resour. Res., 47, W08517, doi:10.1029/2011WR010590.
- Chow, V.T., (1988). "Open channel hydraulics", Mc-Graw Hill, New York, NY, USA.
- Colebrook, C. F., (1939). "Turbulent flow in pipes, with particular reference to the transition between the smooth and rough pipe laws", J. Inst. Civ. Eng. Lond., 11, 133-156.
- De Bos, W. P., and Bijkerk, C. (1963). "Een nieuwmonogram voor het berekenen van waterlopen.", Cultuurtechn. tijdschr., 3, 149-155.
- Dunn, C., F. Lopez, and M. Garcia, (1996). "Mean flow and turbulence in a laboratory channel with simulated vegetation", Hydrosystem Lab., Univ. of Ill., Urbana, Ill.
- Frisch, U. (1995). "Turbulence", Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.
- Galema, A., (2009). "Vegetation resistance: evaluation of vegetation resistance descriptors for flood management.", MSc thesis, University of Twente, Twente, The Netherlands.
- Ganguillet, E., and Kutter, W. R., (1869). "A general formula for the uniform flow of water in rivers and other channels.", 1889 English translation by R. Hering and J. C. Trautwine, John Wiley and Sons, New York, NY, USA.
- Gioia, G., and Bombardelli, F. A., (2002). "Scaling and similarity in rough channel flows.", Phys. Rev. Lett., 88(1), 14501-14504.
- Huthoff, F., (2009). "Estimating equivalent roughness lengths based on wake sizes.", Proc., 33rd IAHR Congr., Vancouver, Canada (CD-ROM), 1183-1190.
- Huthoff, F., (2012). "Theory for flow resistance caused by submerged roughness elements.", J. Hydraul. Res. 50(1), 10-17.
- Huthoff, F., and Augustijn, D. C. M., (2006). "Hydraulic resistance of vegetation: predictions of average flow velocities based on a rigid-cylinders analogy.", Civil Engineering & Management Report 2006R-001/WEM-003, University of Twente, Twente, The Netherlands.

- Huthoff, F., Augustijn, D. C. M., and Hulscher, S. J. M. H., (2007). "Analytical solution of the depth-averaged flow velocity in case of submerged rigid cylindrical vegetation.", *Water Resour. Res.*, 43, W06413, doi:10.1029/2006WR005625.
- Keijzer, M., Baptist, M., Babovic, V., and Uthurburu, J. R., (2005). "Determining equation for vegetation induced resistance using genetic programming.", *Proc., GECCO'05 Congr.*, Washington, DC, USA, 1999-2006.
- Keulegan, G. H., (1938). "Laws of turbulent flow in open channels.", *Research paper RP1151*, J. Res. Nat. Bur. Stand., 121(6), 707-741.
- Klopstra, D., Barneveld, H. J., Van Noortwijk, J. M., and Van Velzen, E. H., (1997). "Analytical model for hydraulic roughness of submerged vegetation.", *Proc., 27th IAHR Congr.*, San Francisco, CA, USA, 775-780.
- Konings, A. G., G. G. Katul, and S. E. Thompson (2012), "A phenomenological model for the flow resistance over submerged vegetation", *Water Resour. Res.*, 48, W02522, doi:10.1029/2011WR011000.
- Kouwen, N. "Modern Approach to Design of Grassed Channels", *J. Irrig. And Drainage Engrg.*, ASCE 118, n.5 pp.733-43
- Lopez, F., and Garcia, M. (1997)., "Open-channel flow through simulated vegetation: turbulence modeling and sediment transport.", *Wetlands Research Program Technical Report WRP-CP-10*, Dept. of Civil Eng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, IL, USA.
- Lopez, F., and Garcia, M., (2001). "Mean flow and turbulence structure of open-channel flow through non-emergent vegetation.", *J. Hydraul. Eng.*, 127(5), 392-402.
- Manning, R.,(1891). "On the flow of water in open channels and pipes.", *Trans. Inst. Civ. Eng. Ireland*, 20, 161-207.
- Marchi, E., (1961). "Il moto uniforme delle correnti liquide nei condotti chiusi ed aperti.", *L'Energia Elettrica*, 23(4), 289-300, 23(5), 393-413.
- Meijer, D. G., and Van Velzen, E. H., (1999). "Prototype-scale flume experiments on hydraulic roughness of submerged vegetation.", *Proc., 28th IAHR Congr.*, Graz, Austria.
- Nepf, H. M., (2012). "Hydrodynamics of vegetated channels.", *J. Hydraul. Res.*, 50(3) 262–279.
- Nepf, H., Ghisalberti, M., (2008). "Flow and transport in channels with submerged vegetation.", *Acta Geophysica*. 56(3), 753–777.
- Nepf, H.M., Vivoni, E.R., (2000). "Turbulence structures in depth-limited, vegetated flow.", *J. Geophys. Res.* 105(C12), 28547–28557.
- Nikuradse, J., (1933). "Strömungsgesetze in rauhen Röhren (Laws of flowing rough pipes).", *Verein Deutscher Ingenieure, Forschungsheft N. 361* (in German) (Translated in NACA Tech. Memo N.1292, 1950).
- Nezu, I., and Sanjou, M., (2008). "Turbulence structure and coherent motion in vegetated canopy open-channel flows.", *J. Hydro-environ. Res.*, 2, 62-90.

- Prandtl, L., (1926). "Über die ausgebildete Turbulenz.", Proc., 2nd Int. Congr. Appl. Mech., Zurich, Switzerland, 62-71.
- Silberman, E., R. W. Carter, H. A. Einstein, J. Hinds, and R. W. Powell, (1963). "Friction factors in open channels: Progress report by the Task Force on Friction Factors in Open Channels of the Committee on Hydromechanics of the Hydraulics Division", J. Hydraul. Eng., 89(2), 97-143
- Sturm, T. W., (2001), "Open Channel Hydraulics", Mc-Graw Hill, New York, NY, USA.
- Sturm, T. W., (2010), "Open Channel Hydraulics", Second Edition Mc-Graw Hill, New York, NY, USA.
- Stone, B. M., and Tao Shen, H., (2002). "Hydraulic resistance of flow in channels with cylindrical roughness.", J. Hydraul. Eng., 128(5), 500-506.
- Strickler, A. (1923). "Beiträge zur Frage der Geschwindichkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen (Some contributions to the problem of velocity formula and roughness factors for rivers, canals, and closen conduits).", Mitteilungen des eidgenössischen Amtes für Wasservirtschaft, Bern, Switzerland, no. 16.
- Tsujimoto, T., and Kitamura, T., (1990). "Velocity profile of flow in vegetated-bottom channels.", KHL Progressive Report, Hydraulic Laboratory, Kanazawa University, Kanazawa City, Japan.
- Tsujimoto, T., Shimizu, Y., Kitamura, T., and Okada, T., (1992). "Turbulent open-channel flow over bottom covered by rigid vegetation.", J. Hydrosci. Hydraul. Eng., 10(2), 13-25.
- Van Velzen, E. H., Jesse, P., Cornelissen, P., and Coops, H., (2003). "Stromingsweerstand vegetatie in uiterwaarden; Handbook, Part 1 and 2," RIZA Reports 2003.028 and 2003.029, Arnhem, The Netherlands.
- von Kármán, T., (1937). "The fundamentals of the statistical theory of turbulence.", J. Aero. Sci., 4, 131-138.
- Yan, J., (2008), "Experimental study of flow resistance and turbulence characteristics of open channel flow with vegetation", Ph.D. thesis, Hohai University, Hohai, China.
- Yang, W., Choi, S., (2010). "A two layer approach for depth-limited open-channel flows with submerged vegetation.", J. Hydraul. Res., 48(4) 466-475.
- Yen, B. C., (1992). "Dimensionally homogeneous Manning's formula.", J. Hydraul. Eng., 118(9), 1326-1332; closure (1993). 119(12), 1443-1445.
- Yen, B. C., (2002). "Open channel flow resistance.", J. Hydraul. Eng., 128(1), 20-39.

CAPITOLO IV

IL PROBLEMA DELLA TURBOLENZA IN ALVEO VEGETATO. ANALOGIA MIXING LAYER E SUPERFICI VEGETATE. LE GRANDEZZE STATISTICHE DELLA TURBOLENZA

4.1 Introduzione alla fenomenologia della turbolenza

L'estrema importanza della tematica della turbolenza in ambito scientifico e tecnologico è dettata dal fatto che il regime di moto turbolento caratterizza la maggior parte dei fenomeni ambientali e rientra in un vasto campo di discipline come la meteorologia, l'oceanografia, l'ingegneria aeronautica, aerospaziale, civile, chimica, navale, etc. I primi studi sperimentali atti a chiarire finalmente la differenza tra un regime di moto laminare (ovvero quando il moto del fluido avviene con scorrimento secondo strati senza alcun tipo di rimescolamento di fluido e il fluido è governato da forze viscosive) e il regime turbolento (in questo caso le forze viscosive non sono sufficienti a contrastare le forze di inerzia: il moto delle particelle del fluido che ne risulta avviene in maniera caotica), furono svolti da Osborne Reynolds, il quale, verso la fine del '800, si pose il problema di definire le condizioni in cui un moto laminare diviene turbolento domandandosi se la casualità e la vorticità del moto delle particelle del fluido comparissero all'improvviso o fossero frutto di un passaggio graduale ben definito. Egli verificò sperimentalmente come per certi valori (nell'ordine di 2500 in condizioni ordinarie) del parametro adimensionale denominato successivamente appunto numero di Reynolds:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (42)$$

avvenisse il passaggio del moto da un regime all'altro. Nel parametro compaiono V (velocità del fluido), D (diametro della tubazione) e ν che è la viscosità cinematica, Reynolds intuì che quando il parametro Re inizia ad assumere valori piuttosto elevati qualunque corrente laminare diveniva

instabile e attraverso un processo di transizione il moto della corrente si trasformava in moto turbolento. Reynolds definì quindi la presenza all'interno del campo di moto di una componente di agitazione tale che la velocità istantanea del fluido potesse essere definita come:

$$V(x, y, z, t) = V_{media} + V'(x, y, z, t) \quad (43)$$

e cioè somma della velocità media locale e proprio della velocità di agitazione.

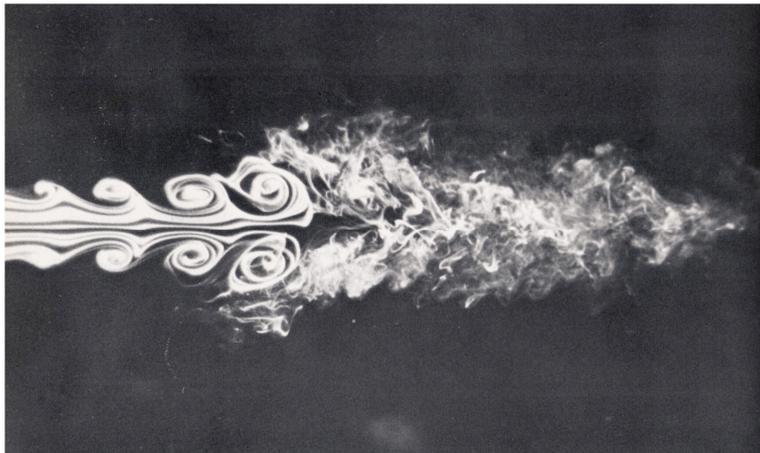


Fig.4.1 Esempio di transizione della corrente di un fluido da regime laminare a turbolento per Reynolds=10⁴ (immagine di R.Drubka e H.Nagib, da "Van Dyke, An album of fluid motion")

A distanza di molti anni dalla scoperta di Reynolds, il problema della turbolenza è ancora ben lontano dall'essere inquadrato in maniera completa sia da un punto di vista matematico che fisico. La turbolenza infatti implica all'interno del campo di moto notevoli fluttuazioni di velocità nelle tre dimensioni; inoltre essa è fortemente dispersiva (una qualsivoglia grandezza viene rapidamente dispersa spazialmente) e dissipativa (la viscosità causa deformazioni, le quali aumentano l'energia interna del fluido riducendo l'energia cinetica turbolenta che appunto necessita di un supporto di energia, che viene fornito dal moto medio, per sostenere le dissipazioni viscosi); lo stesso Reynolds sviluppò nel 1895, partendo dalle ben note equazioni di Navier-Stokes (le equazioni del moto dei fluidi reali) una relazione che regolasse almeno il comportamento delle quantità medie giungendo così a definire le RANS (equazioni di Navier-Stokes mediate alle Reynolds): ancora oggi esse rappresentano un potentissimo strumento di calcolo della turbolenza idraulica.

Fu solo nel 1941, grazie a Andrej Kolmogoròv, che fu elaborata una teoria formale della turbolenza atta a comprendere almeno a quali scale avvenissero i fenomeni di trasferimento di energia; fu lui

ad intuire, seguendo le considerazioni sviluppate negli anni precedenti da Richardson e Taylor, come il processo di moto turbolento, essendo di base caotico, potesse essere approcciato mediante una teoria di tipo statistico. In particolare, l'idea di base a questa tipologia di approccio era basata sulle ipotesi che le proprietà statistiche della turbolenza fossero indipendenti dal meccanismo di produzione della turbolenza stessa e in particolare dal modo in cui l'energia cinetica venisse dissipata; Richardson nel 1922 immaginò come nel meccanismo turbolento l'energia entrasse nel flusso alle scale più grandi e attraverso le instabilità venissero prodotti vortici via via più piccoli fino a quando le dimensioni non fossero divenute talmente piccole da far impedire alla viscosità ogni ulteriore trasferimento di energia trasformandola di fatto tutta in calore. Furono quindi definiti tre domini del campo di moto in cui avveniva il trasferimento di energia: un primo dominio contenente tutta l'energia caratterizzato dai vortici turbolenti più grandi e anisotropi; un secondo dominio definito inerziale in cui l'energia veniva trasferita a vortici più piccoli non più influenzati dalle scale geometriche; e infine un terzo dominio definito appunto dissipativo in cui l'energia contenuta dei vortici più piccoli venisse trasformata come precedentemente affermato.

In Fig.4.2 viene ben illustrato il passaggio di energia cinetica tra i diversi domini partendo dalle scale più grandi del campo di moto.

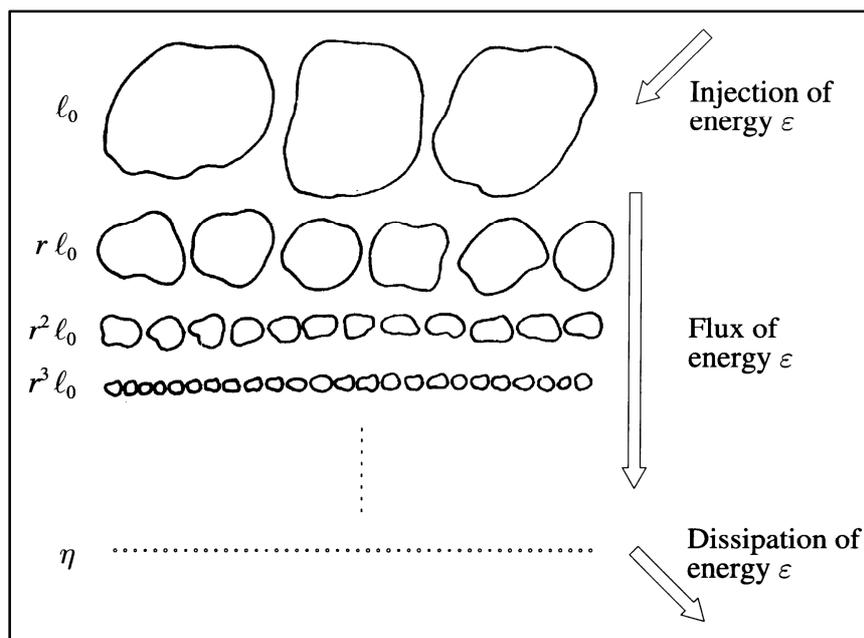


Fig.4.2 Schematizzazione della cascata dei vortici turbolenti di Kolmogoròv

La questione, però, appariva comunque non del tutto risolta; rimaneva come questione di base la comprensione delle dimensioni a cui prevalessero gli effetti viscosi e cosa accadesse tra le scale del moto in cui avveniva la dissipazione energetica. Si era cioè arrivati all'elaborazione di un modello fenomenologico che occorreva affinare mediante una teoria della turbolenza in senso stretto. A questo punto fu proprio Kolmogoròv che appunto nel 1941, elaborò un modello di turbolenza basato sulle ipotesi di omogeneità e isotropia: la turbolenza viene definita come omogenea e isotropa quando le sue caratteristiche statistiche non dipendono dalla loro posizione nello spazio e sono uguali in tutte le direzioni.

Procedendo ad una rapida ma efficace schematizzazione definiamo le ipotesi fondamentali della teoria di Kolmogoròv:

- 1) Ipotesi della isotropia locale: per alti numeri di Reynolds il campo di moto turbolento nel dominio inerziale viene definito statisticamente isotropo.
- 2) Prima ipotesi di similarità: per alti numeri di Reynolds le statistiche del moto turbolento nel dominio dissipativo hanno una forma universale unicamente determinata dalla viscosità cinematica ν e dalla dissipazione di energia cinetica turbolenta ε .
- 3) Seconda ipotesi di similarità: per alti numeri di Reynolds le statistiche del moto turbolento del dominio inerziale hanno una forma universale unicamente determinata dalla dissipazione di energia cinetica turbolenta ε e indipendenti dalla viscosità cinematica ν .

Mediante le ipotesi 1) e 3) si può derivare uno spettro di energia per il dominio inerziale definito dalla:

$$E(k_w) = C_k \varepsilon^{2/3} \kappa^{-5/3} \quad (44)$$

Dove $\kappa=2\pi/l$ è il numero d'onda per vortici di lunghezza l , mentre C_k è una costante universale; il valore dell'esponente $-5/3$ nell'elevazione a potenza dello spettro di energia è considerato uno dei risultati più importanti nella teoria di Kolmogoròv. Per quanto concerne il dominio dissipativo vengono definiti invece:

$$\eta_k = \left(\frac{\nu^3}{\varepsilon}\right)^{1/4} \quad (45)$$

$$\tau_k = \left(\frac{\nu}{\varepsilon}\right)^{1/2} \quad (46)$$

dove η_k e τ_k sono rispettivamente la scala spaziale e temporale alle quali le forze viscosse diventano responsabili della dissipazione di energia; esse quindi descrivono a che punto la turbolenza cessa di essere responsabile del trasferimento di energia cinetica e sono quindi fondamentali. La dissipazione di energia cinetica scala con:

$$\varepsilon \cong \frac{U^2}{T} \quad (47)$$

in cui la U è la velocità media del flusso e T è definito come una scala temporale, detta *turnover time*, associata ai vortici turbolenti più grandi; essa a sua volta scala con L/U , per cui in definitiva possiamo scrivere:

$$\varepsilon \cong \frac{U^3}{L} \quad (48)$$

Dopo aver definito le grandezze in gioco nella teoria statistica della turbolenza, possiamo quindi raffigurare il passaggio di energia cinetica turbolenta (rappresentata in ordinata dalla densità di potenza) in funzione del numero d'onda; si distinguono le tre regioni nello spazio che definiscono il passaggio di energia dai vortici turbolenti più grandi fino a quelli via via più piccoli.

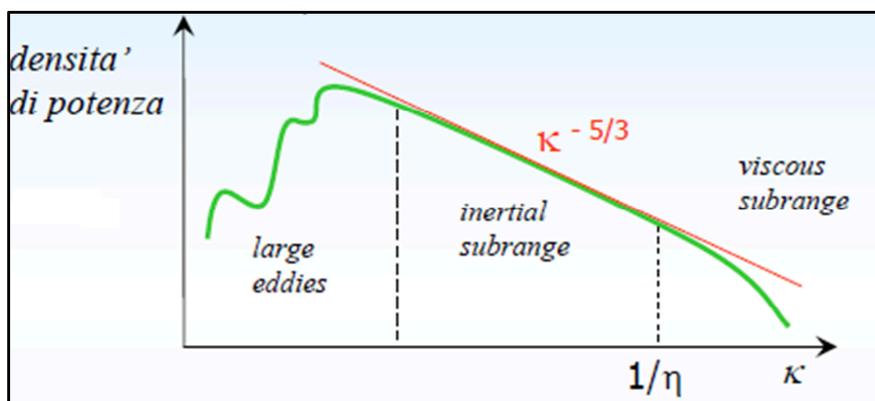


Fig.4.3 Andamento della densità di potenza in funzione del numero d'onda (P. Di Marco, Università di Pisa-Appunti sulla turbolenza)

4.2 Descrizione sintetica dei metodi numerici di calcolo della turbolenza

Avendo appunto rimarcato più volte come il meccanismo comune a tutti i fenomeni turbolenti sia il passaggio di energia dai vortici di scala più grande fino alle strutture turbolente più piccole di grandezza η_k è di immediata considerazione come, per alti numero di Reynolds, la differenza tra le strutture turbolente appartenenti ai differenti domini divenga di notevole entità e pertanto ai fini di un eventuale modello matematico del fenomeno, la difficoltà risiede in quali scale di moto considerare.

Per ovviare a questo problema una prima tecnica di risoluzione è rappresentata Metodo di Simulazione Numerica Diretta (DNS) che, consiste nell'integrazione numerica diretta delle equazioni di Navier-Stokes ottenendo quindi un elevato numero di dettaglio per tutti i dati; il problema di questa simulazione è che bisogna agire per tutte le scale temporali (sia per il moto medio che per la componente di agitazione) e spaziali (dalla lunghezza del canale/condotta fino alle scale di Kolmogoròv) e quindi già per numeri di Reynolds nell'ordine di 5000-10000 bisogna affidarsi a potenti strumenti di calcolo.

Un'altra metodologia di simulazione numerica diretta è rappresentata dai LES (Large Eddy Simulation): in essa si supera il problema della modellazione per piccole scale analizzando solo il moto alle scale dei vortici più grandi (appunto, i Large Eddies); l'ipotesi di base è quella di considerare per le scale più piccole dei modelli costitutivi aggiunti applicando adeguate procedure di filtro per procedere dalle scale più grandi a quelle più piccole.

Vi sono poi i modelli RANS che utilizzano i modelli delle medie di Reynolds e i relativi modelli costitutivi (tra i modelli RANS citiamo tra i più famosi i modelli $k-\varepsilon$ e $k-\omega$ con ω vorticità turbolenta, e i modelli di mixing length), i modelli ibridi denominati DES (Detached Eddy Simulations) che si basano su un passaggio automatico tra modelli RANS a modelli LES.

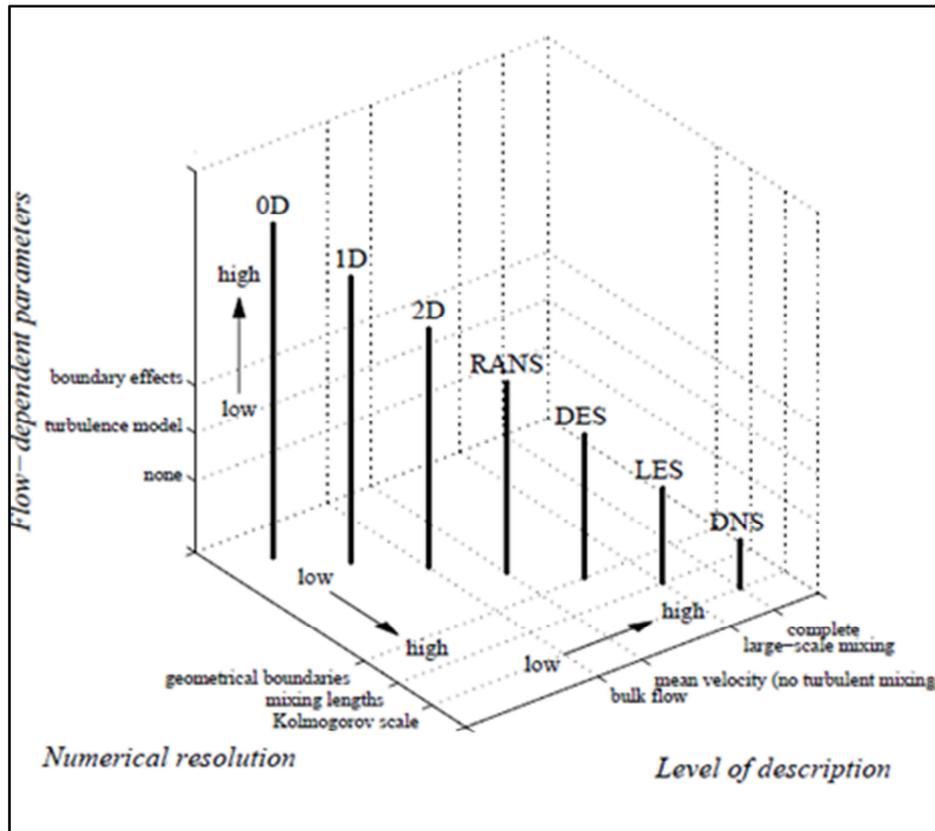


Fig.4.4 Livello di accuratezza dei modelli di simulazione numerica della turbolenza in funzione dei parametri simulati (Huthoff,2007)

4.3 Approccio statistico alla fenomenologia della turbolenza

Dopo aver fatto una rapida e doverosa review circa la nascita del fenomeno turbolento e lo sviluppo delle teorie e dei modelli ad esso connessi, cerchiamo di entrare nel vivo del nostro lavoro di ricerca specifico. Come facilmente intuibile, l'ipotesi fondamentale dell'approccio statistico della meccanica dei fluidi è la trattazione delle variabili idrodinamiche come variabili casuali e di poterle quindi studiare mediante le leggi della statistica; se nel moto laminare, nel caso di un'esperienza sperimentale, al ripetersi delle stesse condizioni iniziali esterne si otterrà sempre lo stesso valore della variabile idrodinamiche aleatoria, nel moto turbolento invece, a causa dei disturbi del flusso, il ripetersi delle condizioni iniziali al contorno non fornisce sempre lo stesso valore della grandezza in oggetto.

E' importante quindi analizzare nel dettaglio quest'aleatorietà della variabile in oggetto e utilizzare le conoscenze della statistica per poter comprendere meglio il moto turbolento. Possiamo

affermare che una qualsiasi variabile aleatoria continua viene definita mediante una PDF, e cioè una funzione di densità di probabilità ed è caratterizzata da momenti statistici di ordine crescente che, vedremo successivamente, assumono un ruolo chiave nello studio della turbolenza.

Definita per una variabile aleatoria continua una PDF, possiamo definire la media d'insieme il momento statistico del primo ordine della variabile aleatoria che rappresenta la media di tutte le possibili realizzazioni del processo stocastico considerato; quando in ogni punto del campo di moto la media d'insieme risulta indipendente dall'istante di misura t , allora possiamo definire il flusso come stazionario nella media. La stazionarietà è, inoltre, condizione necessaria per la proprietà di ergodicità; essa afferma che in certe condizioni le medie statistiche possono essere sostituite dalle medie temporali o spaziali: pertanto dopo aver calcolato i valori medi e i momenti della quantità in esame mediante la PDF, grazie all'ipotesi di ergodicità le medie statistiche potranno essere calcolate mediante una sola realizzazione e non più mediante n realizzazioni alle stesse condizioni, con tutti i vantaggi teorici e sperimentali del caso e semplificando notevolmente l'approccio di studio del fenomeno turbolento. Dopo aver quindi chiarito che le ipotesi di calcolo di base della turbolenza sono quelle di considerare il flusso come medio, stazionario ed ergodico, passiamo ad analizzare alcune grandezze statistiche fondamentali che ci risulteranno molto utili per il nostro studio.

Supponendo che $x(t)$ sia una variabile aleatoria continua, definiamo $f(x)$ come la sua funzione di densità di probabilità; si definisce momento semplice di ordine n , la media della n -esima potenza di valori:

$$\mu_n = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n f(x) dx \quad (49)$$

Il momento del primo ordine, definito come *valore medio o media della variabile aleatoria* $x(t)$, è:

$$\bar{x} = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad (50)$$

Come abbiamo visto precedentemente, nella turbolenza il valore medio viene sempre sottratto alla componente di agitazione, per cui possiamo affermare che:

$$f(x') = f(x - \bar{x}) \quad (51)$$

E pertanto risulta più agevole utilizzare la PDF $f(x')$ ottenuta appunto traslando $f(x)$ di una quantità x ; i momenti creati con questa nuova PDF sono chiamati momenti centrali e, per definizione, il momento centrale del primo ordine è nullo.

Il momento centrale del secondo ordine, invece, è definito come *varianza* σ^2 ed è uguale a :

$$\sigma^2 = \overline{x'^2} = \int_{-\infty}^{+\infty} x'^2 f(x') dx' \quad (52)$$

Connessa alla varianza vi è un altro parametro molto importante che indica la dispersione delle misure sperimentali rispetto ad un indice di posizione noto (come appunto è usualmente considerata la media) che prende il nome di deviazione standard σ ; esso appunto è dato dalla radice quadrata della varianza $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$ e nel nostro caso indica la dispersione rispetto al valor medio nullo. Esso, inoltre, è di straordinaria rilevanza in quanto strettamente connesso nella determinazione dell'intensità di turbolenza.

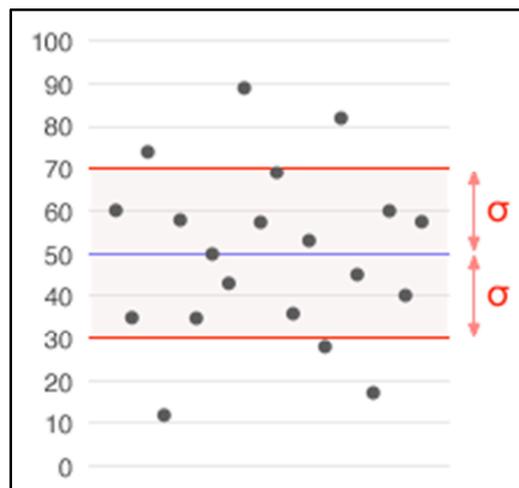


Fig.4.5 Raffigurazione esemplificativa della deviazione standard

Altri due parametri fondamentali nell'analisi della PDF di una variabile aleatoria sono lo studio della sua asimmetria e del suo appiattimento; l'indice di asimmetria definito come Skewness viene considerato partendo dal momento centrale del terzo ordine:

$$\overline{x'^3} = \int_{-\infty}^{+\infty} x'^3 f(x') dx' \quad (53)$$

E successivamente ottenuto adimensionalizzando $\overline{x'^3}$ rispetto a σ^3 fornendo quindi in definitiva:

$$Sk = \frac{\overline{x'^3}}{\sigma^3} = \frac{1}{\sigma^3} \int_{-\infty}^{+\infty} x'^3 f(x') dx' \quad (54)$$

Infine, l'appiattimento di una PDF viene quantificato mediante l'indice di Kurtosis e viene rappresentato mediante il quarto momento centrato anch'esso adimensionalizzato:

$$Kur = \frac{\overline{x'^4}}{\sigma^4} = \frac{1}{\sigma^4} \int_{-\infty}^{+\infty} x'^4 f(x') dx' \quad (55)$$

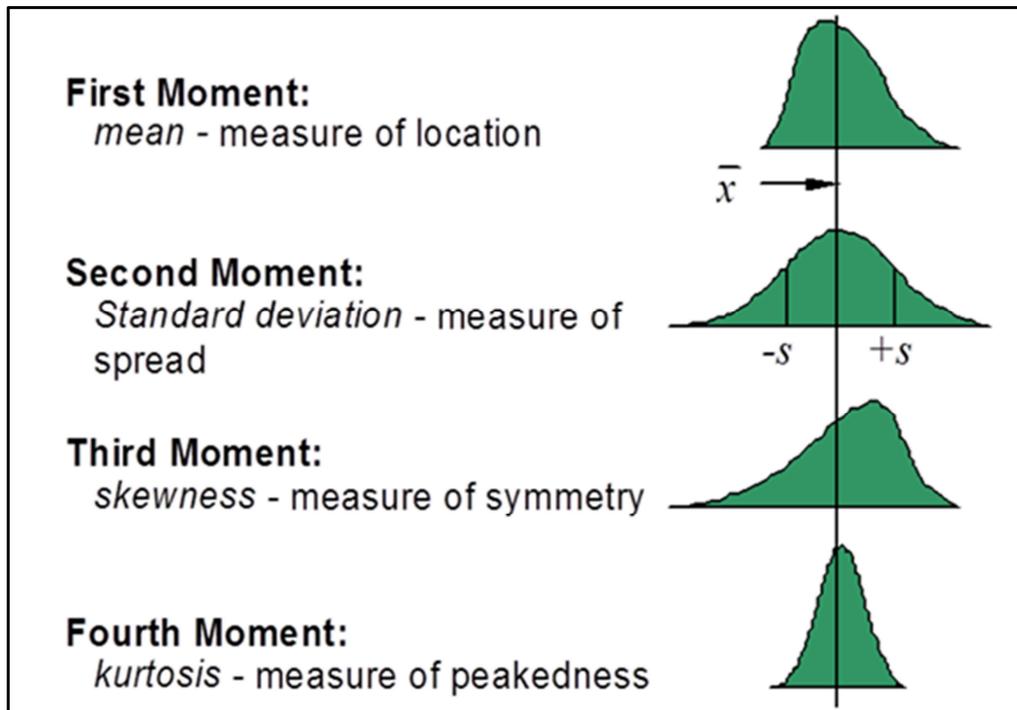


Fig.4.6 Descrizione esemplificativa del significato dei momenti statistici per ordine crescente

Saranno dunque queste le principali grandezze statistiche con cui ci andremo ad interfacciare nel corso del nostro lavoro; vedremo inoltre come esse siano strettamente connesse anche a specifici

fenomeni fisici presenti in corrente e come si riveleranno strumenti preziosi nella comprensione del fenomeno oggetto di studio.

4.4 Analisi della turbolenza su superfici vegetate. Premessa

A causa oggi del sempre maggiore studio di tematiche come i cicli di Carbonio (Costanza et al. 1997), i cicli biochimici, lo scambio di calore tra strati atmosferici, la dispersione degli inquinanti, lo strato limite atmosferico e del relativo scambio energetico tra la vegetazione e i primi strati delle correnti, oltre ai già citati (Capitolo I) problemi inerenti la gestione delle correnti idrauliche fluviali è abbastanza intuitivo capire l'importanza di una maggiore comprensione del problema atta a fornire e possibilmente a implementare modelli idrodinamici via via sempre più precisi. La difficoltà che presenta lo studio della turbolenza per correnti defluenti su superfici vegetate è dettata, oltre che dalle complessità intrinseche derivanti dall'esatta modellazione del moto turbolento, dalla non omogeneità della geometria degli elementi che costituiscono la vegetazione. Non a caso infatti, fino a pochi decenni fa, la struttura turbolenta in alveo vegetato veniva erroneamente considerata come sovrapposizione di vortici di piccola scala; sostanzialmente, quindi, l'approccio era quello di considerare il problema come caso particolare di un problema di boundary layer. Fu solo grazie a Raupach e Thom (1981) che si giunse all'importante conclusione circa la struttura dei vortici turbolenti, che si dimostrò essere di dimensioni pari a quelle della vegetazione. L'aspetto importante di questa intuizione, fu la possibilità di descrivere in maniera chiara i meccanismi attraverso i quali avvengono i fenomeni dissipativi quando la corrente impatta la vegetazione; gli Autori colsero la sostanziale differenza tra le statistiche della turbolenza dei punti del campo di moto all'interno dello strato di vegetazione *vegetation layer* e nella regione appena al di sopra di esso denominato *surface layer*. I grandi vortici turbolenti (cioè le strutture turbolenti appartenenti alla prima regione di Kolmogoròv) sono una parte essenziale di tutta la turbolenza in alveo vegetato e quindi si deve a Raupach e Thom (1981) se oggi siamo ora in grado di descrivere i meccanismi da cui essi sorgono, la loro fenomenologia e come essi interagiscono con la vegetazione.

Grazie a questa brillante intuizione sono stati numerosi i contributi nati nei decenni successivi che hanno fornito, e lo vedremo successivamente in una review dello stato dell'arte, ulteriori chiarimenti circa la fenomenologia della nascita e della crescita dei vortici turbolenti e la loro dissipazione nell'impatto con la vegetazione. Non a caso, oggi, le sperimentazioni effettuate in condizioni idrodinamiche via via più complesse sono il segnale di una conoscenza di base nella comune letteratura sufficientemente "robusta".

4.5 Analisi della turbolenza su superfici vegetate. Stato dell'arte. Il Modello Mixing-Layer di Raupach et al. (1996)

Se nel 1981 Raupach e Thom diedero un importante contributo circa la maggiore conoscenza dei vortici turbolenti in alveo vegetato, fu successivamente grazie a Raupach, Finnigan e Brunet (1996) che si intuì la possibile analogia tra le strutture della turbolenza in prossimità della sommità dell'altezza di vegetazione e una particolare condizione fluidodinamica di corrente denominata "mixing layer".

Per *mixing layer* si intende quello strato che si viene a formare quando due flussi d'aria o d'acqua di differente velocità iniziano a compenetrarsi vicendevolmente a causa appunto di instabilità (denominate onde di Kelvin-Helmholtz) presenti nel profilo di velocità verticale. In Fig.4.7 viene evidenziata la nascita di un *mixing layer* da correnti parallele a diverse velocità e lo spessore del *mixing layer* nel profilo di velocità denominato con δ_w .



Fig.4.7 Esempio di Mixing Layer per due correnti parallele e suo spessore δ_w

Sulla scia delle intuizioni del lavoro del 1981 e sulle successive implementazioni (Raupach e Thorn, 1981; Finnigan e Raupach, 1987; Raupach, 1988; Raupach et al., 1991; Kaimal e Finnigan, 1994, Raupach et al. 1996), fu compreso come i vortici turbolenti all'interno e immediatamente al di sopra della vegetazione fossero governati da un diverso modello fenomenologico rispetto a quelli presenti nel *surface layer*. In particolare ciò era dimostrato dalle caratteristiche statistiche della turbolenza come le deviazioni standard, le skewness e le kurtosis e dagli sforzi di Reynolds. Dopo aver osservato da studi precedenti il comportamento delle correnti di tipo *mixing layer*, gli Autori osservarono che anche il profilo delle velocità presentava delle instabilità all'altezza della sommità della vegetazione e pertanto intuirono una possibile analogia delle caratteristiche turbolenti dei due differenti casi. In primo luogo gli Autori costruirono delle serie di dati di caratteristiche della turbolenza per varie tipologie di vegetazione:

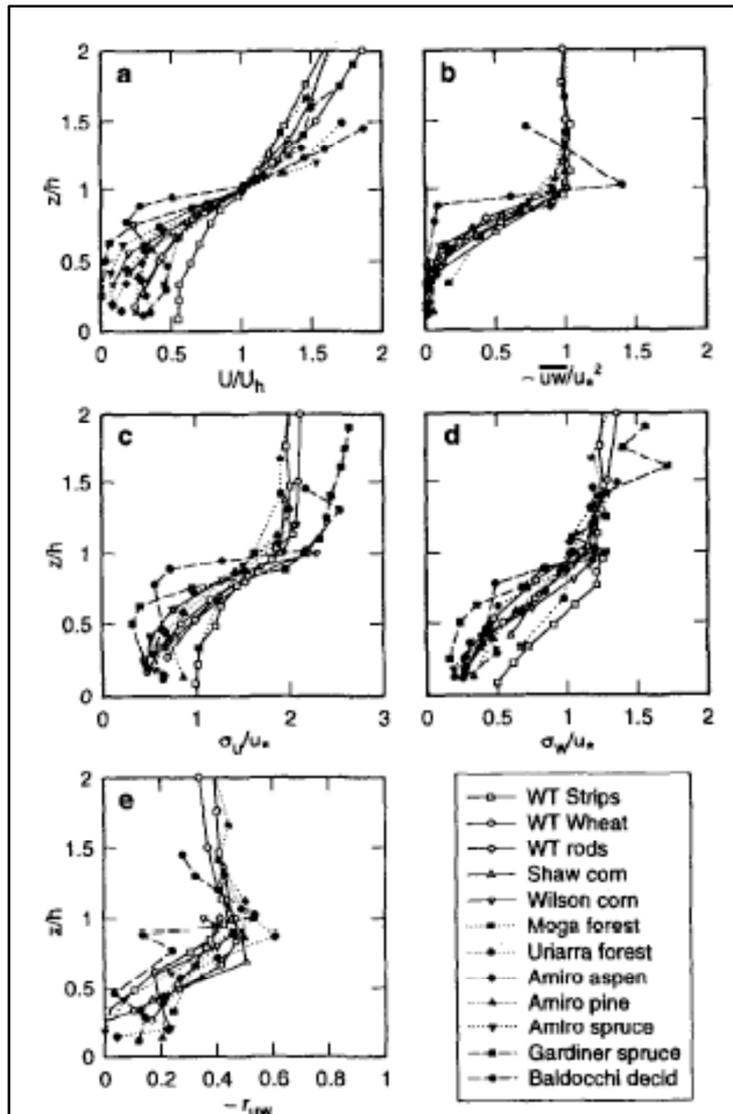


Fig.4.8 Analisi delle caratteristiche turbolente per varie tipologie di vegetazione (Raupach et al.,1996)

Come si può osservare dalla Fig.4.8, gli aspetti comuni del comportamento delle correnti per differenti tipi di vegetazione sono: la disomogeneità verticale delle U , delle deviazioni standard σ e degli sforzi di Reynolds $\overline{\rho u'v'}$ i cui valori diminuiscono all'interno dello strato vegetato (salvo poi rapidamente risalire all'aumentare della verticale in prossimità del *surface layer*); in secondo luogo, come già detto, vi è un punto d'inflessione delle velocità in prossimità dell'altezza di vegetazione k e, ad una distanza di circa $z=2k$, un comportamento di corrente praticamente uguale a quello di *surface layer*, che in ottica turbolenta presenta vortici del secondo dominio di Kolmogoròv; in terzo luogo le skewness presentano valori più alti all'interno della vegetazione da cui si evince una maggiore presenza di sweeps.

Nel moto turbolento, infatti, lo scambio di massa, il trasporto di particelle e di calore, la diffusione della turbolenza sono regolati da un processo ciclico di stacco delle strutture di parete frutto del duale susseguirsi di eventi denominati *ejection* (rallentamento della corrente e sollevamento di masse da parete) e appunto *sweep* (accelerazione del flusso per immissione del fluido dagli strati superiori a quelli inferiori). Successivamente gli Autori considerano il TKE budget, ovvero il bilancio di energia cinetica turbolenta che ricordiamo è funzione della ε , in cui viene dimostrata l'importanza legata all'incremento di trasporto turbolento nella regione denominata *roughness sublayer* ($k < z < 2k$) e all'interno del *vegetation layer* ($k > z$).

Gli Autori a questo punto, procedono alla stessa analisi del moto turbolento per correnti *mixing layer* e presentano i risultati delle caratteristiche statistiche della turbolenza:

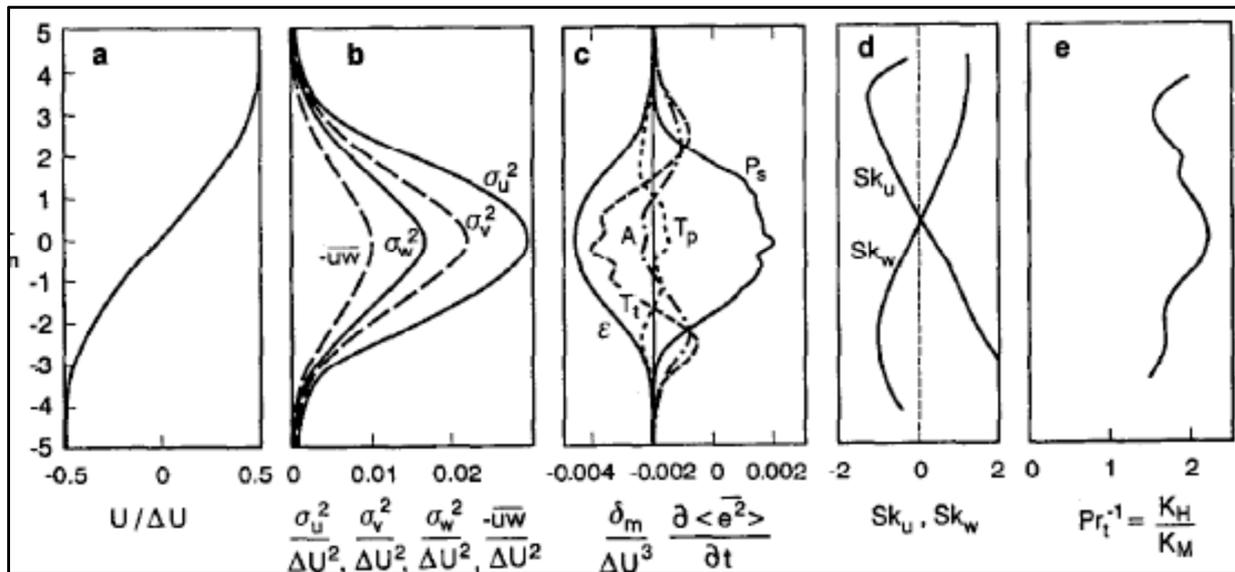


Fig.4.9 Analisi delle caratteristiche turbolente per correnti in mixing layer (Raupach et. Al, 1996)

che evidenziano una forte correlazione, appunto, con le correnti defluenti su alveo vegetato. In Tab.9 vengono effettuati dei confronti numerici dei valori statistici per correnti defluenti su *surface layer*, *mixing layer* e *canopy layer*:

Proprietà	Surface layer	Mixing layer	Canopy
Inflessione in $\langle \bar{u} \rangle$	No	Sì	Sì
σ_u/u_*	2.5 – 3.0	1.8	1.8 – 2.0
σ_w/u_*	1.2 – 1.3	1.4	1.0 – 1.2
$r_{uw} = -\langle u'w' \rangle / (\sigma_u \sigma_w)$	~ 0.3	~ 0.4	~ 0.5
$Pr_t = K_M/K_H$	~ 1.0	~ 0.5	~ 0.5
Scala lunghezza integrale	$\propto (z - d)$	$\propto \delta$	$\propto (h - d)$
$ Sk_u , Sk_w $	piccoli	$O(1)$	$O(1)$
Bilancio di TKE	shear production \cong dissipation	grandi turbulent e pressure transport	grandi turbulent e pressure transport

Tab.9 Paragone valori della turbolenza per Surface layer, Mixing Layer e Canopy (Raupach et. Al, 1996)

Come si evince, non vi è corrispondenza numerica nei primi due casi, mentre i valori sono molto simili per *mixing layer* e correnti impattanti la vegetazione e pertanto gli Autori sono riusciti a dimostrare l'analogia della turbolenza per *mixing layer* e *roughness sublayer* e conseguentemente lo stesso sviluppo di instabilità nel profilo di velocità come raffigurato in Fig.4.10:

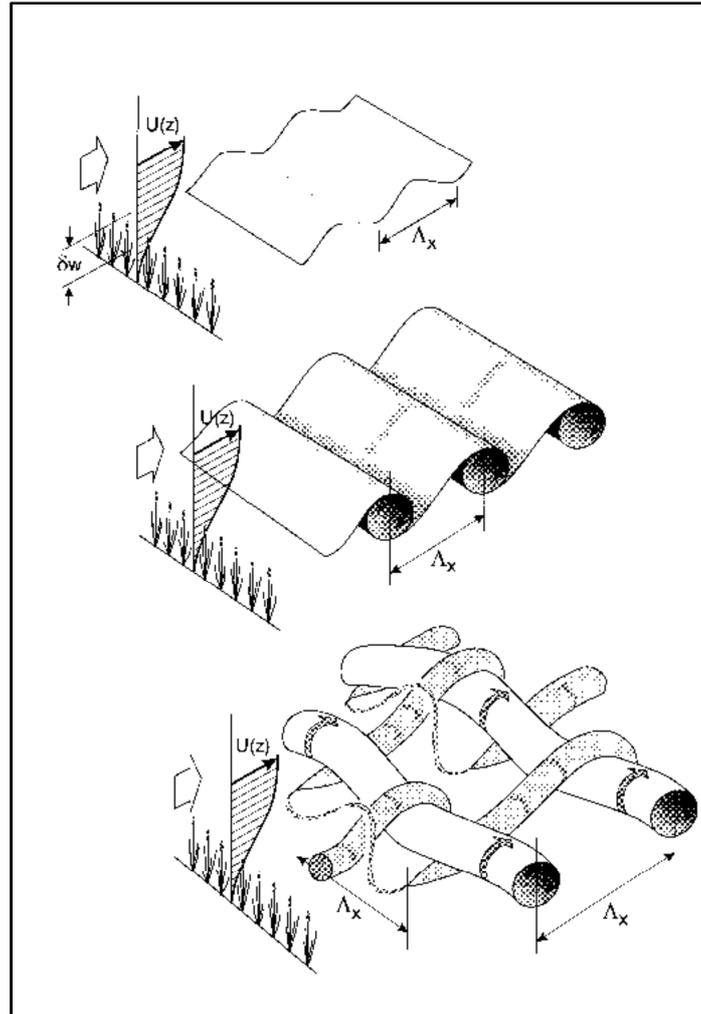


Fig.4.10 Evoluzione delle instabilità di Kelvin-Helmholtz nei profili di velocità longitudinale (Raupach et. al,1996)

4.6 Il Modello di Poggi (2004). Analisi della turbolenza per il CSL (Canopy Sub-Layer)

Numerosi lavori in letteratura hanno beneficiato degli studi di Raupach (Raupach et al, 1996), al fine di poter meglio comprendere il fenomeno turbolento su superficie vegetata, grazie all'analogia *mixing-layer*. In Poggi et al. (2004) l'obiettivo degli Autori è stato quello di esaminare le connessioni tra le densità di vegetazione e le statistiche turbolente all'interno dello strato CSL (*Canopy Sub-Layer*) che è geometricamente collocato all'interno e appena al di sopra della vegetazione, al fine di quantificare il trasporto di quantità di moto.

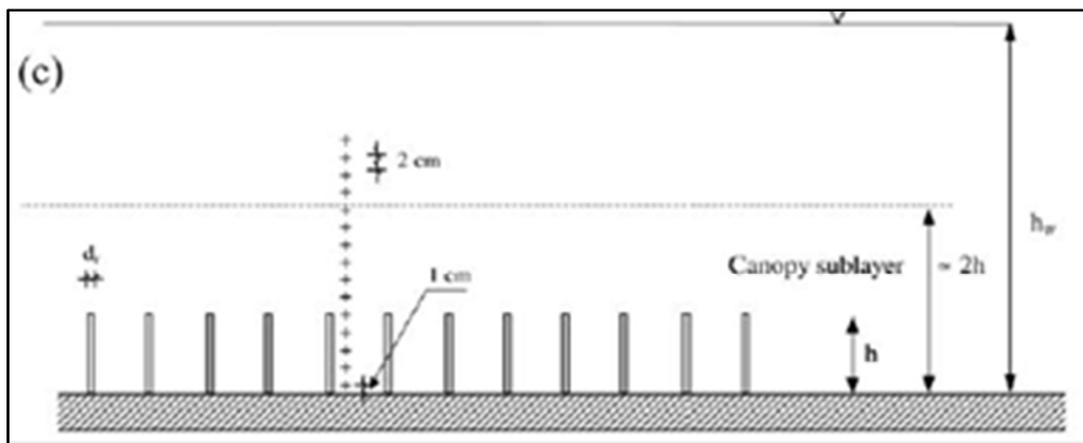


Fig.4.11 Descrizione del Canopy Sub-Layer ipotizzato da Poggi et. al (2004)

Gli Autori svolgono degli esperimenti utilizzando un modello di vegetazione composto da cilindri verticali disposti su maglie variando la spaziatura al fine di ottenere diverse densità; ovviamente, scopo degli Autori è stato quello di cercare una teoria fenomenologica che descrivesse le statistiche della turbolenza in relazione alla densità. Gli Autori misurano la velocità utilizzando un anemometro Laser Doppler in modalità forward scattering; un vantaggio chiave dell'LDA è la sua natura non invasiva e la sua capacità di misurare le escursioni di velocità nei pressi di ostacoli. L'elaborazione del segnale è stato eseguito da un sistema di processamento denominato Burst Spectrum Analyzer (BSA).

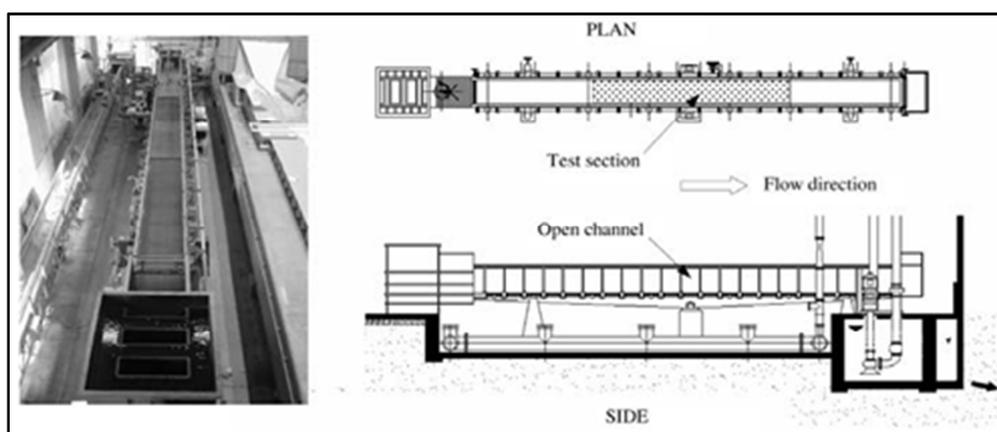


Fig.4.12 Descrizione schematica del modello sperimentale utilizzato da Poggi et. al (2004)

In primo luogo gli Autori presentano i risultati sperimentali ordinati in funzione dei momenti statistici, ottenendo così:

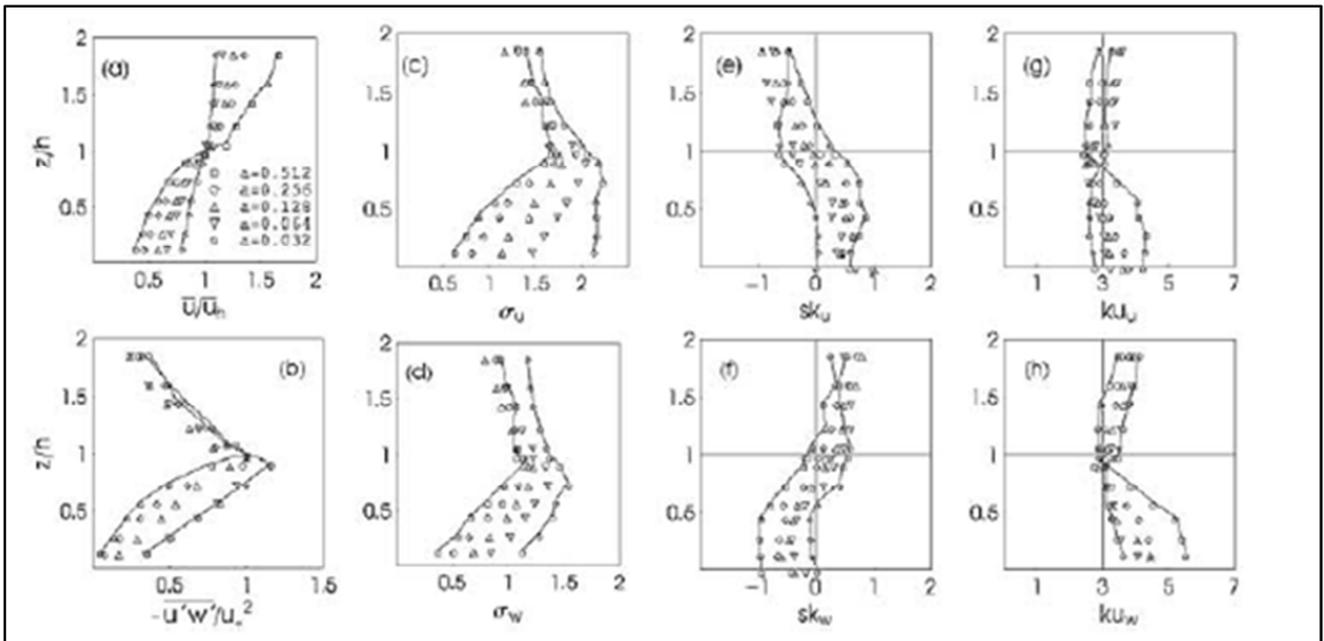


Fig.4.13 Risultati sperimentali delle caratteristiche statistiche della turbolenza, Poggi et. al (2004)

Velocità Medie Locali. Le velocità medie locali sono state normalizzate rispetto al valore assunto dalla velocità all'altezza della vegetazione (denominata U_h). Analizzando la Fig.4.13 si comprende la fondamentale differenza tra vegetazione densa e sparsa e cioè la differenza di grandezza dell'inflessione del profilo di velocità medio; quest' inflessione è appunto la condizione necessaria per la presenza delle instabilità di Kelvin-Helmholtz di cui abbiamo già parlato a proposito del modello "mixing layer" di Raupach (1996).

Varianza. All'aumentare della densità "a", le deviazioni standard longitudinali e verticale (rispettivamente indicate con σ_u , σ_w) risultano fortemente smorzate per $z/h < 1$ dove h è qui l'altezza di vegetazione; interessante risultato ottenuto dagli Autori è quello inerente il forte cambiamento del valore di σ_w che passa dal valore di 1.3 per densità sparsa di vegetazione (per strati limite di fondo scabro), a 1.1 per densità più fitta (come usualmente accade per i *mixing layer*, come del resto riportato in Raupach (1996)).

Skewness e Kurtosis. Considerando insieme i momenti del terzo e del quarto ordine si nota che il comportamento delle statistiche per vegetazione sparsa somiglia ad uno strato limite (e ad una distribuzione gaussiana), mentre per vegetazione densa esse tendono ad allontanarsi dalla distribuzione gaussiana, evidenziando una coerenza con i risultati di Katul and Albertson (1998).

Questo passaggio da distribuzione gaussiana a non gaussiana rafforza il concetto per cui un aumento della densità di vegetazione rappresenta un indicatore di scala del passaggio di flusso da condizione di strato limite (densità sparsa) a perturbato *mixing layer* (densità fitta). Alla luce della considerazione circa l'importanza del parametro "a" di densità di vegetazione, gli Autori forniscono inoltre un modello fenomenologico in cui presentano le tre lunghezze di scala dei vortici che dominano all'interno del CSL e cioè : a) vortici di lunghezza di Vòn Kàrman " l_v ", b) vortici di lunghezza per strato-limite " l_{BL} ", c) vortici di lunghezza *mixing layer* " l_{ML} ". Detti vortici sono rappresentati in Fig.4.14:

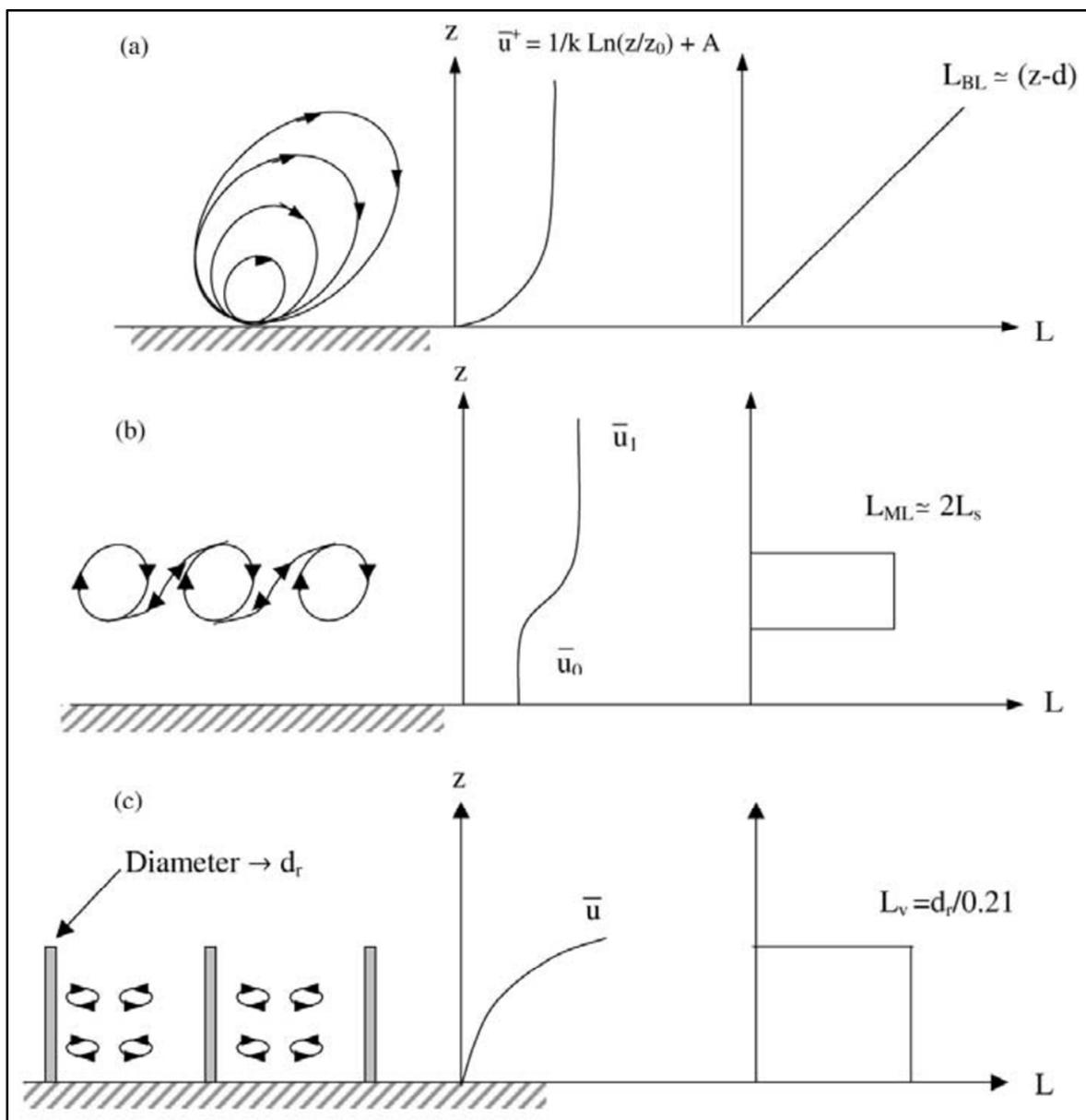


Fig.4.14 Descrizione dei vortici turbolenti a tre diverse scale di lunghezza, Poggi et. al (2004)

Questo risultato implica che il modello fenomenologico degli Autori proposto per la CSL presuppone che il campo di flusso comprenda tre scale di lunghezza di base " l_v ", " l_{BL} ", " l_{ML} " la cui grandezza varia in funzione di z/h (sommergenza) e a (densità di vegetazione). In Fig.4.15 viene evidenziata una visione semplificata del modello fenomenologico frutto della sovrapposizione dei vortici turbolenti per i tre domini dello spazio:

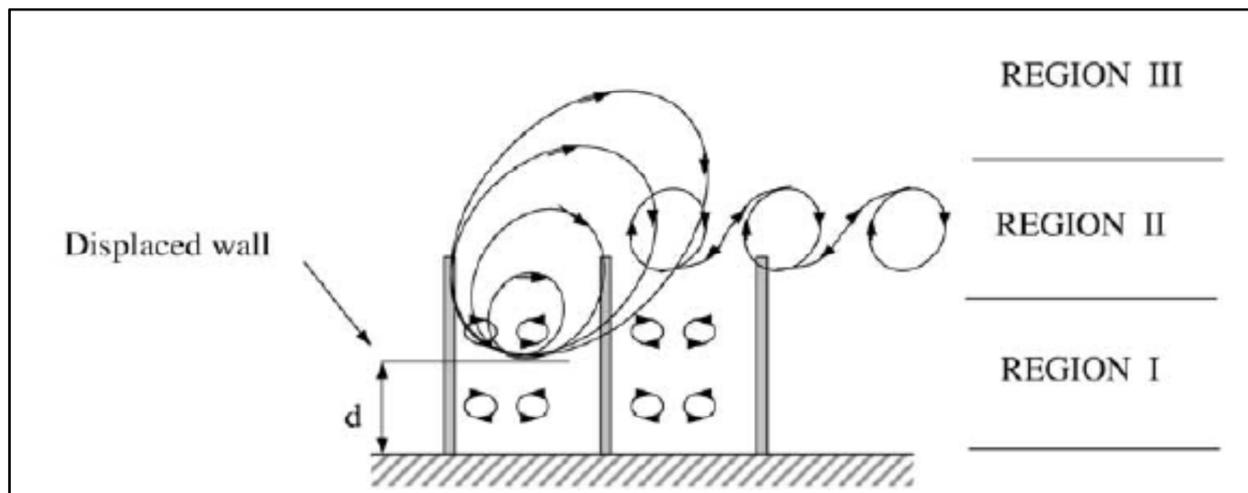


Fig.4.15 Descrizione dei vortici e modello semplificato di flusso nel CSL, Poggi et. al (2004)

La Regione I ($z/h \ll 1$) è dominata dai vortici " l_v " di Von Kármán; la Regione II è dominata da una forte sovrapposizione dei tre vortici, in cui prevalgono all'aumentare delle densità di vegetazione i vortici di tipo " l_{ML} "; infine, la Regione III ($z/h \gg 2$) è una classica regione di strato limite dominata da vortici di lunghezza proporzionale a $(z-d)$ con " d " denominato "zero place displacement" ossia una distanza teorica generalmente ritenuta come l'altezza in cui la velocità del flusso si approssima a zero a causa della presenza degli ostacoli.

4.7 Il Modello a tre strati di Nezu (2008)

In questo studio gli Autori effettuano delle prove sperimentali mediante un sistema LDA e un sistema PIV (sistema ottico di misura globale del campo di moto di un fluido) su un modello di vegetazione simulato con strisce di plastica rigide denominato LEGO BLOCKS (FIG.4.16)

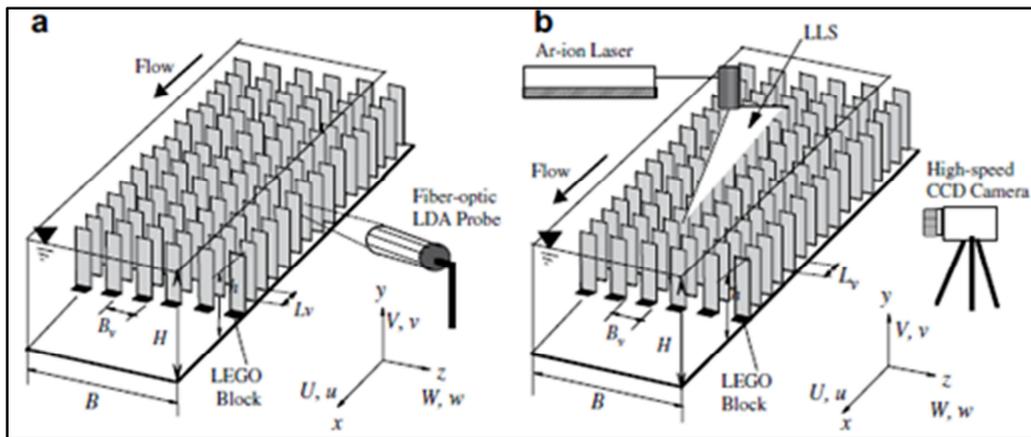


Fig.4.16 Modello di vegetazione mediante strisce di plastica LEGO BLOCKS (Nezu et al.,2008)

Gli Autori in particolare analizzano l'andamento delle caratteristiche statistiche turbolente per tre diverse tipologie di densità di vegetazione $\lambda_1=1.55$, $\lambda_2=0.78$, $\lambda_3=0.39$; il profilo verticale delle velocità medie locali, normalizzato rispetto al valore che la velocità assume alla sommità delle strisce rigide, è risultato essere:

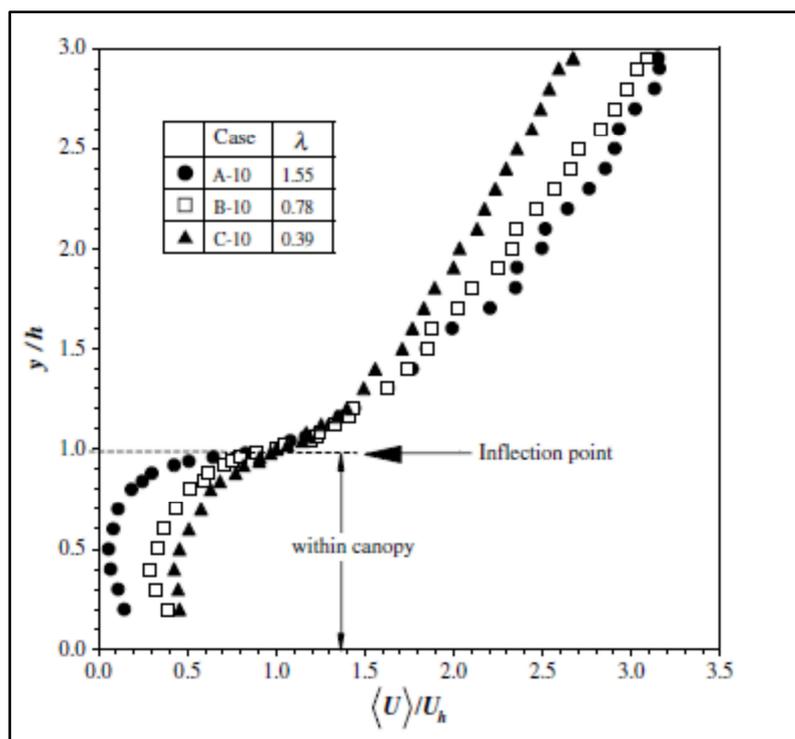


Fig.4.17 Profilo delle Velocità medie locali per tre diverse densità di vegetazione λ (Nezu et. al.,2008)

Come si evince dalla Fig.4.17, all'aumentare della densità di vegetazione diminuisce il corrispondente valore della velocità media nella regione $y/h < 1$; superato questo punto "critico", che corrisponde ovviamente al punto di inflessione dove sono presenti le onde di Kelvin-Helmholtz, le

velocità medie locali diventano maggiori all'aumentare della densità (per rispetto del principio di continuità avendo una costante portata). Per poter analizzare le strutture turbolente mediante gli *sweeps* e le *ejections*, di cui si è precedentemente parlato, gli Autori considerano l'andamento dei momenti del terzo ordine, le Skewness, per velocità longitudinali e verticali, a due diverse densità di vegetazione $\lambda_1=1.55$, $\lambda_2=0.39$ in funzione delle sommergenze che qui compaiono in ascissa:

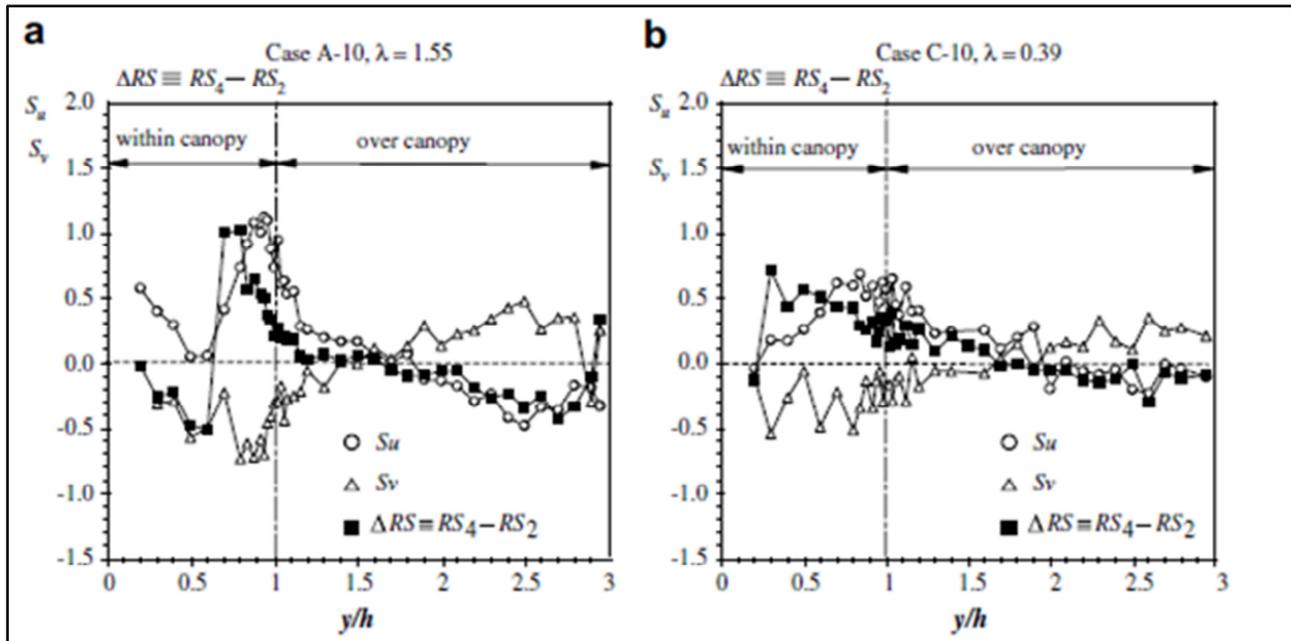


Fig.4.18 Andamento delle Skewness S_u e S_v in funzione della sommergenza per due diverse densità di vegetazione λ (Nezu et. al.,2008)

I profili delle S_u risultano essere simmetrici rispetto a quelli delle S_v rispetto al punto $S_u = S_v = 0$; inoltre nella zona al di sotto del profilo di velocità logaritmico le S_u risultano positive mentre le S_v risultano negative; viceversa accade nella zona di andamento logaritmico delle velocità, il che è in accordo con le teorie di bursting di Nakagawa e Nezu (1977). Il valore massimo di $S_u \cong 1$, $S_v \cong -1$ è effettivamente più grande se confrontato con quelli per canali a pelo libero defluenti senza vegetazione; i valori di queste caratteristiche statistiche (e il relativo processo di bursting), invece, risultano essere in forte corrispondenza con i valori per vegetazione terrestre misurati da Brunet et al. (1994) e questo chiaramente giustifica ancora una volta la teoria di *mixing layer* presentata da Raupach et al. (1996) e Finnigan (2000).

Sulla base dei risultati ottenuti e seguendo quindi la tendenza di letteratura, gli Autori provano a definire un modello fenomenologico di interfaccia tra le correnti idriche e la vegetazione; gli Autori asseriscono dai risultati sperimentali ottenuti come sia di particolare rilievo che la struttura dei vortici turbolenti possa essere influenzata in maniera significativa dal rapporto di sommergenza e che la differenza tra aria ed acqua sia perfettamente trascurabile. L'intera regione del campo di moto è divisa in tre strati e cioè (Fig.4.19):

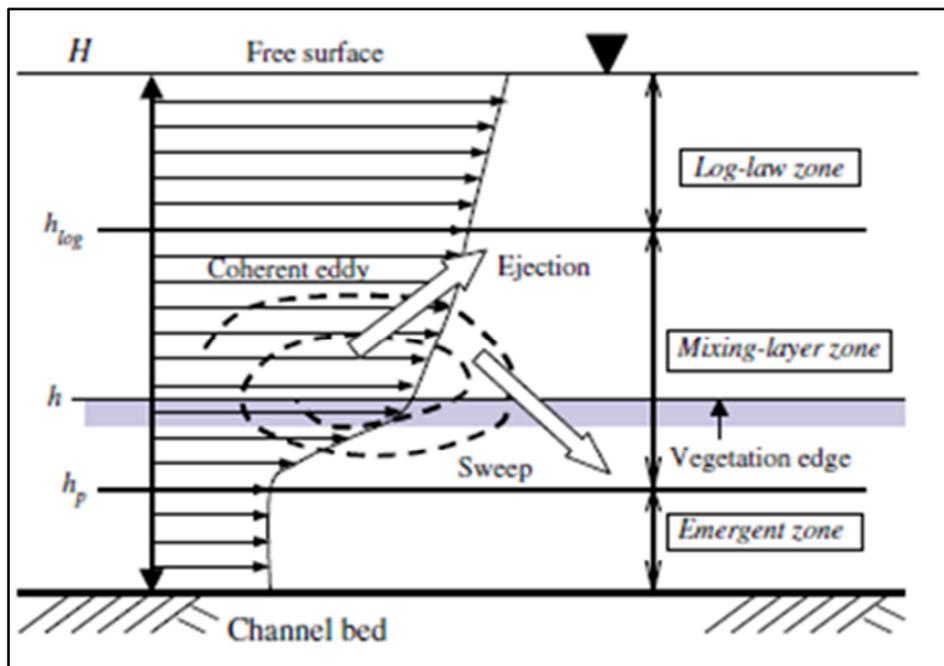


Fig. 4.19 I tre strati nel modello fenomenologico di Nezu e il processo di bursting (Nezu et. al., 2008)

1. Emergent Zone: $0 \leq y \leq h_p$
2. Mixing layer: $h_p \leq y \leq h_{log}$
3. Log-Law Zone: $h_{log} \leq y \leq H$

Nell'Emergent zone, la velocità è assunta essere quasi costante a causa dei forti effetti di scia dovuti alla vegetazione come considerato in Nepf (1999), Tanino e Nepf (2008), Nepf e Vivoni (2000); l'altezza h_p è assunta come quota di riferimento in quanto gli sforzi di Reynolds, collegati alle intensità di turbolenza, si attestano al 10% del loro valore. Nel *mixing Layer*, abbiamo appunto come detto la nascita delle instabilità di Kelvin-Helmholtz e il conseguente trasporto verticale di

quantità di moto. All'interno della Log-Law Zone, la turbolenza è analoga a quello di strato limite o per fluidi defluenti su fondo scabro come già osservato in Raupach (1996) e Poggi (2004).

4.8 L'analisi dell'idrodinamica dei canali vegetati di Nepf (2012)

Un ulteriore ed interessante contributo atto a comprendere le dinamiche della turbolenza in alveo vegetato, è stato fornito da Nepf (2012) in cui l'Autore analizza in profondità l'impatto che la densità di vegetazione λ ha nell'idrodinamica delle correnti differenziando il comportamento che assume la vegetazione sommersa ($h > k$) rispetto a quella emergente ($h < k$); soffermandoci al caso di vegetazione sommersa, l'Autore sottolinea la differenza tra densità di vegetazione fitta e sparsa.

Nel caso di vegetazione sommersa, se la resistenza esercitata dalla vegetazione è inferiore rispetto a quella del fondo, allora la velocità avrà un profilo turbolento di tipo "strato limite", in cui la vegetazione contribuisce alla scabrezza esercitata dal fondo: questo è generalmente il comportamento per densità sparsa di vegetazione. All'aumentare di λ , e quindi per vegetazione di densità fitta, la resistenza esercitata dalla vegetazione risulta essere maggiore di quella del fondo, per cui si generano delle instabilità in corrispondenza dell'apice di vegetazione (come descritto da Raupach, 1996.) facendo nascere un *free-shear layer* analogo appunto al *mixing layer*, per valori di $C_D \lambda > 0.1$ (dove ricordiamo che il C_D è il coefficiente di drag di cui abbiamo parlato nel Capitolo I); i vortici che nascono a causa di queste instabilità vengono chiamati "canopy-scale vortices" e l'Autore asserisce, in accordo con Poggi (2004), che per la quasi totalità di vegetazione acquatica, essi rappresentano le strutture della turbolenza che regolano il trasporto di quantità di moto. L'Autore fornisce inoltre un'indicazione dello spessore di penetrazione dei vortici turbolenti fornita dalla:

$$\delta_e = \frac{0.23 \pm 0.6}{C_D a} \quad (56)$$

La (56) può essere applicata per $C_D \lambda \geq 0.1$, mentre per $C_D \lambda = 0.1 - 0.23$ vale $\delta_e = h$, per cui i vortici creano condizioni di turbolenza per tutta l'altezza di vegetazione. Per alti valori di $C_D \lambda$ i vortici

“canopy-scale” non penetrano sul fondo vegetato. In Fig. 4.20 rappresentiamo i differenti profili di velocità per ordine crescente di vegetazione:

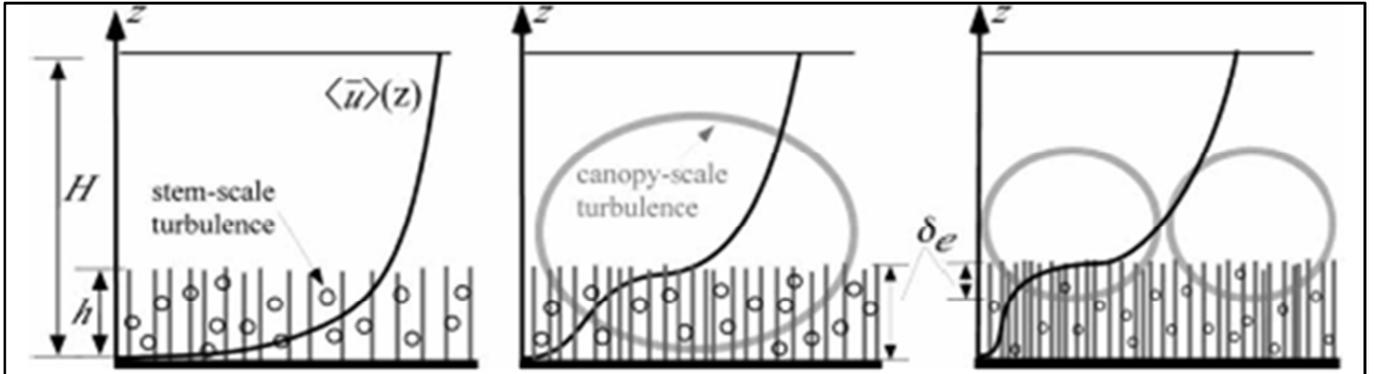


Fig.4.20 Profili di velocità per densità crescenti di vegetazione e rappresentazione dello spessore di penetrazione turbolenta δ_e (Nezu et. al, 2008)

Un'ulteriore considerazione fatta dall'Autore che risulta essere molto importante a causa della sua implicita correlazione con il primo segmento della ricerca, è quella inerente la resistenza al moto esercitata dalla vegetazione; definendo la grandezza B_x “blockage factor” come la grandezza descrittiva della parte di canale occupata dalla vegetazione, vengono evidenziate forte correlazioni di tipo non lineare tra B_x e il coefficiente n di Manning; considerando l'ipotesi di vegetazione che ricopre tutta la larghezza del canale, e sulla base dei risultati di Ree (1949) e Wu et. al. (1999) viene quindi ribadito come la resistenza della vegetazione sia fortemente influenzata dal rapporto di sommersenza h/k e di come quindi esista la concreta possibilità che la distribuzione della vegetazione possa influenzare la resistenza e di come la più grande resistenza sia attribuibile a quelle distribuzione di vegetazione che creino un forte zona di interfaccia tra il *surface layer* ed il *vegetation layer*.

Bibliografia

- Brunet, Y., Finnigan, J.J., Raupach, M.R., (1994). "A wind tunnel study of air flow in waving wheat: single-point velocity statistics.", *Boundary-Layer Meteorology* 70, 95-132.
- Costanza, R., d'Arge, R., de Groot, R., Farber, S., Grasso, M., Hannon, B., Limburg, K., Naeem, S., O'Neill, R.V., Paruelo, J., Raskin, R.G., Sutton, P., van den Belt, M., (1997). "The value of the world's ecosystem services and natural capital.", *Nature* 387, 253–260.
- Finnigan, J., (2000). "Turbulence in plant canopies.", *Annual Review of Fluid Mechanics* 32, 519-572.
- Finnigan, J. J. and Brunet, Y., (1995). "Turbulent Airtlow in Forests on Flat and Hilly Terrain", *Proc.IUFRO Conf. on Wind and Wind-related Damage to Forests*, Edinburgh, 1993. In *Wind and Trees*(Eds M. P Coutts and J. Grace), Cambridge University Press, Cambridge, pp. 3-40.
- Finnigan, J. J., and Raupach, M. R., (1987). "Transfer Processes in Plant Canopies in Relation to Stomata1 Characteristics", in E. Zeiger, G. D. Farquhar, and I. R. Cowan (eds.), *Stomata1 Function*, Stanford University Press, Stanford, CA, pp. 385-429.
- Ghisalberti, M., Nepf, H., (2002). "Mixing layers and coherent structures in vegetated aquatic flows.", *Journal of Geophysical Research* 107, 310-311.
- Ghisalberti, M., Nepf, H., (2006). "The structure of the shear layer in flows over rigid and flexible canopies.", *Environmental Fluid Mechanics* 6, 277-301.
- Ho, C.M., Huerre, P., (1984). "Perturbed free shear layers.", *Annual Review of Fluid Mechanics* 16, 365-424.
- Ikeda, S., Kanazawa, M., (1996). "Three-dimensional organized vortices above flexible water plants.", *Journal of Hydraulic Engineering* 122, 634-640.
- Jackson, P.S., (1981). "On the displacement height in the logarithmic velocity profile.", *Journal of Fluid Mechanics* 111, 15e25. *Japan Soc. of Fluid Mech. (Ed.)*, 1998. *Handbook for Fluid Mechanics*. Maruzen Pub, Tokyo (in Japanese), p. 444.
- Kaimal, J., Finnigan, J., (1994). "Atmospheric boundary layer flows: Their structure and measurement", Oxford University Press, Oxford, UK.
- Katul, G.G., Albertson, J.D., (1998). "An investigation of higher-order closure models for a forest canopy.", *Boundary-Layer Meteorology* 89, 47-74
- Nakagawa, H., Nezu, I., (1977). "Prediction of the contributions to the Reynolds stress from the bursting events in open-channel flows.", *Journal of Fluid Mechanics* 80, 99-128.
- Nepf, H.M., (1999). "Drag, Turbulence, and diffusion in flow through emergent vegetation.", *Water Resources Research* 35, 479-489.
- Nepf, H., Ghisalberti, M., White, B., Murphy, E. (2007). "Retention time and dispersion associated with submerged aquatic canopies.", *Water Resour. Res.* 43, W04422, doi:10.1029/2006WR005362.
- Nepf, H.M., Vivoni, E.R., (2000). "Flow structure in depth-limited, vegetated flow." *Journal of Geophysical Research* 105, 28547-28557.
- Nezu, I., Sanjou, M., Okamoto, T., (2006). "Turbulent structure and dispersive properties in vegetated canopy open-channel flows", *River Flows 2006*, Balkema, pp.583-592.

- Nepf, H., (2012)b. "Hydrodynamics of vegetated channels.", *J. Hydraulic Res.* 50(3), 262–279.
- Nezu, Ichisa; Sanjou, Michio, (2008a). "Turbulence structure and coherent motion in vegetated canopy open-channel flows", *Journal of Hydro-environment Research* vol. 2 issue 2 October, 2008. p. 62-90.
- Poggi, D., A. Porporato, L. Ridolfi, J. D. Albertson, and G.G. Katul, (2004). "The effect of vegetation density on canopy sub-layer turbulence", *Boundary-Layer Meteorology*, 111, 565-587.
- Raupach, M. R., (1981). "Conditional Statistics of Reynolds Stress in Rough-wall and Smooth-wall Turbulent Boundary Layers", *J. Fluid Mech.* 108,363-382.
- Raupach, M. R. and Thorn, A. S., (1981). "Turbulence in and Above Plant Canopies", *Ann. Rev. Fluid Mech.* 13,97-129.
- Raupach, M. R., (1988). "Canopy Transport Processes", in W. L. Steffen and O. T. Denmead (eds.), *Flow and Transport in the Natural Environment: Advances and Applications*, Springer, Berlin, pp. 95-127.
- Raupach, M.R., Antonia, R.A. and Rajagopalan, S., (1991). "Rough-wall turbulent boundary layers", *Appl. Mech. Rev.*, 44: 1-24.
- Raupach MR, Finnigan JJ, Brunet Y., (1996). "Coherent eddies and turbulence in vegetation canopies: the mixing layer analogy", *Boundary-Layer Meteorol.*, 78:351–82.
- Ree, W.O., (1949). "Hydraulic characteristics of vegetation for vegetated waterways.", *Agric. Eng.* 30, 184–189.
- Tanino, Y., Nepf, H.M., (2008). "Laboratory investigation of mean drag in a random array of rigid, emergent cylinders.", *ASCE. Journal of Hydraulic Engineering* 134, 34-41.
- Viglione A., (2002). "Tesi di Laurea-Struttura della turbolenza in correnti su superfici vegetate", Politecnico di Torino.
- Wu, F., Shen, H., Chou, Y., (1999). "Variation of roughness coefficients for unsubmerged and submerged vegetation.", *J. Hydraulic Eng.* 125(9), 934–942.

CAPITOLO V

ACQUISIZIONE DELLE GRANDEZZE STATISTICHE DELLA TURBOLENZA MEDIANTE PROVE DI LABORATORIO. L'ANEMOMETRO LASER DOPPLER. RISULTATI SPERIMENTALI E COMMENTI

In questo capitolo descriveremo il sistema di acquisizione Laser Doppler mediante il quale abbiamo provveduto al calcolo delle grandezze statistiche della turbolenza e in particolare delle Velocità Medie Locali, Deviazioni Standard, Skewness e Kurtosis in un alveo vegetato; analizzeremo i nostri risultati sperimentali allo scopo di individuare l'influenza che, sulle distribuzioni di tali grandezze statistiche, viene esercitata dalla variazione di alcuni caratteri geometrici della vegetazione.

5.1 Breve descrizione del sistema di acquisizione: l'anemometro laser-Doppler

Abbiamo già descritto nel Capitolo II il canale sperimentale su cui abbiamo svolto le prove di laboratorio e su come abbiamo provveduto a simulare la vegetazione mediante cilindri di ottone disposti su lastre forate poste al fondo del canale; la disposizione degli stessi, come abbiamo avuto modo di vedere, può essere cambiata per poter variare il parametro λ (rappresentativo della densità adimensionale di vegetazione). Al fine di poter analizzare sperimentalmente le strutture della turbolenza per varie tipologie di vegetazione presente sul fondo abbiamo utilizzato uno strumento denominato Anemometro Laser Doppler (LDA) per poter ottenere le misure di velocità istantanea del fluido in tutto il campo di moto. Le caratteristiche peculiari di questo strumento sono: la non interferenza con il flusso di misura, ovvero la misura non disturba il flusso, a patto che il materiale in cui viene convogliato il flusso sia trasparente (da cui la scelta del plexiglass per le pareti del canale sperimentale); la possibilità di ottenere misure puntuali, in quanto il volume di misura generato dall'incrocio dei raggi luminosi è molto ridotto; la possibilità di riprodurre in maniera efficace la variabilità della velocità istantanea con il tempo. Tutte queste caratteristiche

dello strumento consentono di ottenere l'andamento di tutte le grandezze idrodinamiche oggetto di ricerca nella sezione della corrente scelta.

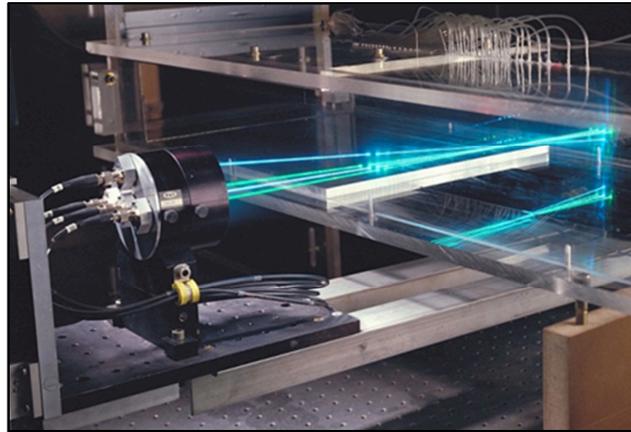


Fig.5.1Rappresentazione del meccanismo di funzionamento di un LDA

L'uso del LDA presenta comunque due limitazioni: la prima limitazione consiste nella necessità di inseminare la corrente con particelle piccolissime (nel caso è stata utilizzata la calce), perché saranno proprio queste ultime, trascinate dalla corrente, a riflettere i segnali luminosi provenienti dal laser; la necessità di avere pareti della condotta o del canale trasparenti per permettere l'attraversamento del raggio laser.

5.2 Principi di funzionamento

Come accennato precedentemente, il principio di funzionamento di basa sull'Effetto Doppler; esso è un fenomeno fisico che consiste nel cambiamento, rispetto al valore originario, della frequenza o della lunghezza d'onda percepita da un osservatore raggiunto da un'onda emessa da una sorgente che si trovi in movimento rispetto all'osservatore stesso. Si supponga che la sorgente emetta un segnale luminoso di frequenza:

$$f = \frac{c}{\lambda} \quad (57)$$

In cui c rappresenta la velocità della luce e λ rappresenta la lunghezza d'onda. Il segnale luminoso che arriva al ricevitore avrà una frequenza f_R che dipende dal tipo di moto relativo; infatti si dimostra che:

$$f_R = f \left(1 - \frac{\vec{v} \cdot \vec{n}}{c} \right) \quad (58)$$

nel caso sia il ricevitore a muoversi rispetto alla sorgente e invece:

$$f_R = \left(\frac{f}{1 - \frac{\vec{v} \cdot \vec{n}}{c}} \right) \quad (59)$$

nel caso sia la sorgente a muoversi rispetto al ricevitore. Il termine $\vec{v} \cdot \vec{n}$ rappresenta la componente della velocità relativa nella direzione individuata dalla congiungente tra ricevitore e sorgente ed è il versore diretto, in entrambi i casi, dalla sorgente verso il ricevitore.

La differenza f_D fra la frequenza rilevata e quella emessa è la frequenza Doppler pari a:

$$f_D = f - f_R \quad (60)$$

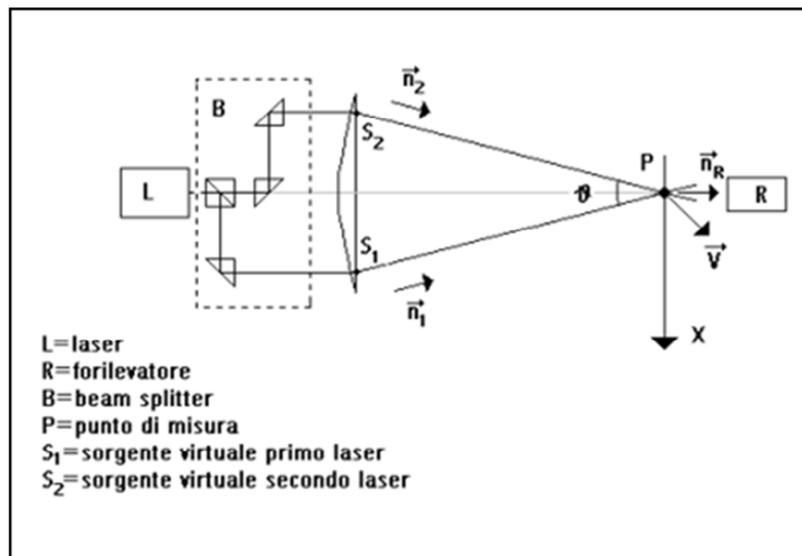


Fig.5.2 Schema ottico del sistema di acquisizione sperimentale LDA

Come indicato in Fig.5.2 il raggio laser viene inviato al sistema ottico B (*Beam Splitter*) che, attraverso una serie di riflessioni, lo sdoppia; i due raggi così ottenuti vengono fatti convergere mediante una lente e la loro intersezione individua il volume di misura. Quando una particella transita per il volume di misura, ha luogo un primo Effetto Doppler, dovuto al moto relativo fra la particella e una sorgente virtuale (che è come se si venisse a trovare nei punti S1 e S2,

rispettivamente per il primo e secondo raggio). Inoltre, essendo la particella in moto relativo, anche nei confronti del ricevitore ha luogo un secondo Effetto Doppler. Il risultato complessivo di questo doppio effetto Doppler si sintetizza in un fattore di calibrazione β :

$$\beta = \frac{\lambda}{2\text{sen}\frac{\theta}{2}} \quad (61)$$

Detto fattore β è intrinseco di un sistema ottico ed è presente nella relazione che lega la velocità longitudinale della particella V_x e la frequenza doppler f_D :

$$V_x = \beta f_D \quad (62)$$

Dalla formula si intuisce immediatamente come la misura sia indipendente dalla posizione del fotorilevatore. Il calcolo di β viene effettuato mediante la conoscenza dall'angolo di convergenza θ dei due raggi laser e dalla lunghezza d'onda λ . Inoltre θ può essere espresso in funzione della distanza focale d_f e della distanza dei due raggi all'uscita della lente di convergenza d_r mediante la:

$$\theta = 2\text{arctg}\left(\frac{d_r/2}{d_f}\right) \quad (63)$$

Per cui possiamo scrivere in definitiva

$$\beta = \frac{\lambda}{2\text{sen}\left(\text{arctg}\frac{d_r/2}{d_f}\right)} \quad (64)$$

5.3 Descrizione delle frange d'interferenza

Un'altra metodologia per giungere alla (61) è basta su considerazioni geometriche effettuate sulle frange d'interferenza che si vengono a formare dall'intersezione dei due raggi come in Fig.5.3:

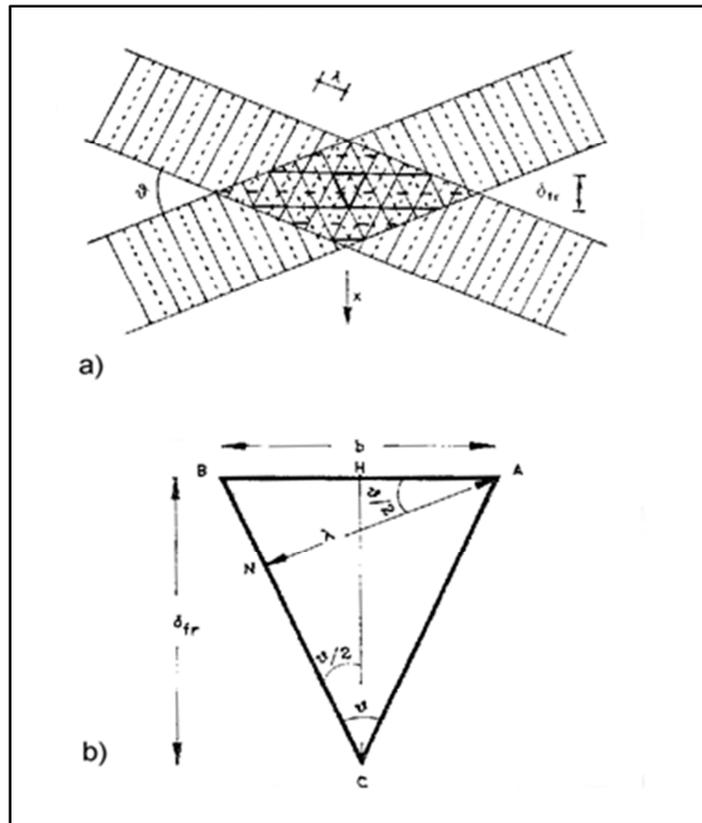


Fig.5.3 Frange d'interferenza

La sovrapposizione delle due onde luminose del raggio laser sdoppiato è, infatti, in alcuni punti costruttiva ed in altri distruttiva, dando luogo, nel volume di misura, a delle regioni in cui l'intensità luminosa è massima, intervallate da zone scure o di intensità luminosa molto bassa. In un generico piano parallelo a quello di propagazione dei due raggi, il sistema di frange può essere schematicamente rappresentato come in Fig.5.3. Per ciascun raggio sono rappresentati i massimi e i minimi relativi dell'onda luminosa i quali distano λ l'uno dall'altro; l'intersezione di due massimi o di due minimi dà luogo a punti in cui l'intensità luminosa è massima (in valore assoluto). Tali punti si trovano sulle rette che si ottengono congiungendo i punti d'intersezione delle coppie di massimi o minimi successivi (sono i segmenti orizzontali rappresentati sempre in figura). Il passo δ_{fr} tra le frange luminose è costante; ingrandendo per comodità un triangolo in Fig. 5.3 viene riscontrata la similitudine degli angoli $\hat{BAN} = \hat{HBC} = \frac{\theta}{2}$ essendo i triangoli BAN e HBC anch'essi simili. Inoltre, si ottiene:

$$\delta_{fr} = \frac{b}{2} \cotg \frac{\theta}{2} \quad (65)$$

$$b = \frac{\lambda}{\cos \frac{\theta}{2}} \quad (66)$$

che sostituita nella, fornisce:

$$\delta_{fr} = \frac{\lambda}{2 \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}} \quad (66.1)$$

Una particella che transita nel volume di misura con componente di velocità V_x costante dà luogo ad un segnale luminoso periodico di periodo T , pari al tempo impiegato a percorrere lo spazio fra due frange, appunto δ_{fr} :

$$T = \frac{\delta_{fr}}{V_x} \quad (66.2)$$

da cui possiamo ricavare la frequenza f_D :

$$f_D = \frac{1}{T} = \frac{V_x}{\delta_{fr}} \quad (66.3)$$

da cui sostituendo l'espressione ricavata per δ_{fr} :

$$f_D = \frac{V_x}{\lambda} 2 \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \quad (66.4)$$

che rappresenta proprio l'espressione (61) come volevasi dimostrare.

5.4 Volume e posizione del punto di misura

Il volume del punto di misura è la regione di spazio individuata dalla intersezione dei due raggi provenienti dal *Beam Splitter*; le misure si riferiscono al punto P di intersezione dei due raggi laser. Se si considera il fluido in esame separato dalla sorgente laser per mezzo di una parete trasparente, la distanza del punto P dal piano interno della parete dipende da una serie di fattori geometrici, nonché dalla natura del fluido e da quella della parete.

In Fig.5.4 sono rappresentati i due raggi laser aventi bisettrice ortogonale alla parete (il motivo di tale condizione sarà chiarito nel successivo paragrafo) che, attraversando l'aria, la parete ed il fluido, convergono nel punto P.

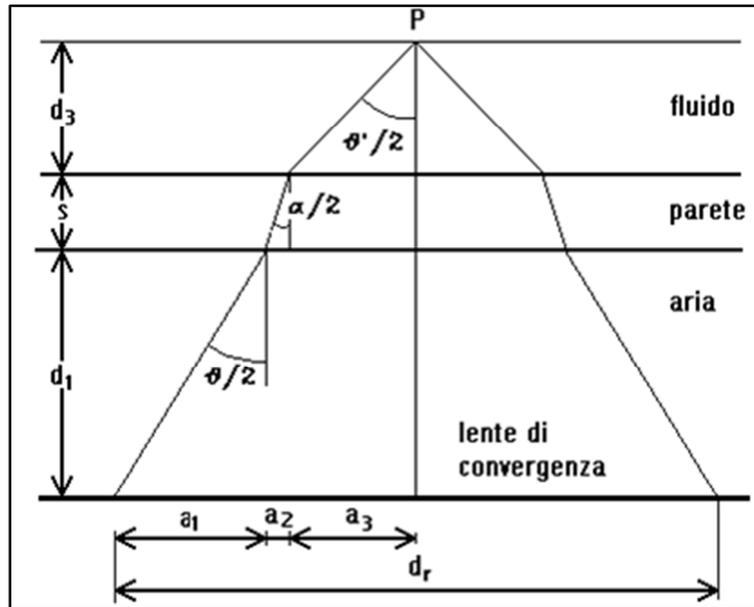


Fig.5.4 Schema della direzione dei raggi laser

Possiamo definire le seguenti grandezze:

- θ = angolo formato dai due raggi in aria;
- α = angolo formato dai due raggi nella parete;
- θ' = angolo formato dai due raggi nel fluido;
- d_r = distanza fra i due raggi all'uscita della lente;
- d_1 = distanza dalla lente della superficie esterna della parete;
- s = spessore parete;
- d_3 = distanza dalla parete del punto di misura.

Si ricava così:

$$d_1 = \frac{\frac{d_r}{2} - s \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) - d_3 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\theta'}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right)} \quad (65)$$

Grazie a quest'espressione ricaviamo la distanza d_l dalla lente della superficie esterna della parete a cui è necessario disporre la lente per ottenere una determinata posizione del punto di misura; inoltre, si evince come la grandezza d_l risulti essere funzione della distanza tra i raggi all'uscita della lente dr e dal loro angolo di incidenza in aria denominato θ ; essi sono parametri caratteristici del sistema ottico. La grandezza d_l dipende dallo spessore s della parete e dagli angoli θ' e α a loro volta funzione degli indici di rifrazione nei relativi mezzi (fluido e parete). Nella pratica la posizione del punto di misura può essere ottenuta sperimentalmente. E' infatti possibile stabilire quali siano le due posizioni del sistema laser in corrispondenza delle quali il punto di misura risulta trovarsi sulla superficie interna della parete di ingresso del raggio laser, ovvero in corrispondenza della superficie interna della parete più lontana; dopo quest'ipotesi basta considerare che c'è proporzionalità fra lo spostamento del laser tra le posizioni estreme e il corrispondente spostamento del punto di misura fra le due pareti.

5.5 Back-scattering e forward-scattering

Mentre il tipo di segnale rilevato è indipendente dalla posizione del rivelatore rispetto al punto di misura, l'intensità del segnale varia invece sensibilmente con la sua posizione. Una particella, di superficie e forma irregolari, nell'attraversare le frange di interferenza dà luogo a tutta una serie di fenomeni di riflessione e rifrazione della luce incidente irradiandola in tutte le direzioni dello spazio. Questo fenomeno viene usualmente definito in optoelettronica come "scattering". La distribuzione spaziale dell'intensità della luce diffusa da una particella sferica presenta un andamento piuttosto complesso (che dipende dalla dimensione della particella), caratterizzato comunque dall'aver un massimo nella direzione di propagazione della luce incidente, ed un minimo nella direzione opposta.

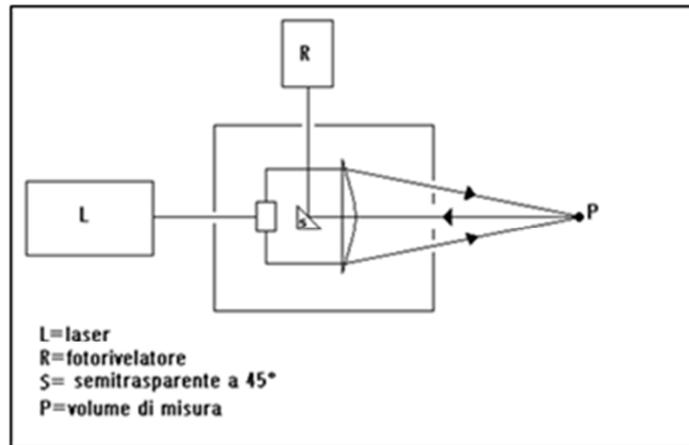


Fig.5.5 Schema di un back-scattering

Si parla di “forward-scattering” quando il fotorivelatore viene disposto in modo tale da rivelare la luce diffusa nel senso della direzione della luce incidente; si parla, invece, di “back-scattering” quando viene rivelata la luce nel senso opposto.

Nel forward-scattering è possibile utilizzare un laser di minore potenza, ma quando risulta fisicamente impossibile posizionare il fotorivelatore oltre il punto di misura, è necessario utilizzare il back-scattering che ha il vantaggio di non dover effettuare nuovamente il puntamento del fotorivelatore (essendo quest’ultimo solidale al laser) ogni qual volta si cambi il punto di misura. In Fig.5.5 viene raffigurato il segnale luminoso che parte dal punto P, incide sullo specchio semitrasparente a 45° (anch’esso solidale al sistema ottico) e arriva al fotorivelatore che rimane quindi sempre puntato sul volume di misura.

5.6 Fotomoltiplicatore

Al fine di trasformare il segnale luminoso in un segnale di tipo elettrico viene utilizzato un fotomoltiplicatore; ad esso viene inviato mediante una fibra ottica il segnale luminoso pulsante alla Frequenza Doppler e ad esso fa corrispondere una tensione variabile con la stessa legge trasformandolo appunto in un segnale di tipo elettrico. Va altresì osservato che la fotocorrente generata contiene in più una componente fittizia, dovuta alla emissione casuale di elettroni; questo comporta un rumore di fondo che, date le caratteristiche random del fenomeno da cui nasce, è

presente in un vastissimo campo di frequenze tra cui anche la frequenza Doppler e non può quindi, in prossimità di essa, essere eliminato mediante filtri.

5.7 Frequency Shifter

Il segnale proveniente dal fotomoltiplicatore non può ancora essere univocamente determinato, per due motivi:

1. ambiguità sul segno della V_x
2. presenza di un segnale di disturbo che prende il nome di *segnale di pedestal*.

Per quanto riguarda il primo punto va detto che la Frequenza Doppler (V_x/β) assume un valore sempre positivo (per definizione di frequenza) a prescindere dal segno della V_x e ciò determina la suddetta ambiguità. Quest'aspetto crea non poche difficoltà nel caso in cui il verso del flusso cambi nel tempo (moti ondosi) o nello spazio (moti di ricircolo). Per quanto concerne il secondo punto va detto che il *segnale di pedestal* ha origine dal fatto che l'intensità delle frange di interferenza ha un andamento variabile, o per meglio dire, simile a quello gaussiano, con un massimo in corrispondenza della frangia centrale al volume di misura; pertanto, il segnale che giunge al fotorivelatore è somma di due contributi, uno relativo a quello Doppler, l'altro relativo ad un andamento similmente gaussiano, che prende appunto il nome di *segnale di pedestal* e che ha una frequenza molto minore del primo. Al fine di comprendere meglio il fenomeno ipotizziamo di avere 10 frange luminose all'interno del nostro volume di misura e supponiamo che le particelle prese in considerazione abbiano velocità lungo l'asse x del tipo:

$$V = \bar{V} \mp \Delta V \quad (66)$$

Possiamo affermare che:

$$V_{max} = \bar{V} + \Delta V \quad (67)$$

$$V_{min} = \bar{V} - \Delta V \quad (68)$$

Nota la proporzionalità tra velocità e frequenza ($V_x = \beta f_D$) dalla prima equazione ricaviamo la Frequenza Doppler massima $f_{D_{MAX}}$ e di conseguenza la Frequenza di Pedestal massima $f_{P_{MAX}} = f_{D_{MAX}}/10$ e analogamente dalla seconda equazione ricaviamo la Frequenza Doppler minima $f_{D_{MIN}}$ e di conseguenza la Frequenza di Pedestal minima $f_{P_{MIN}} = f_{D_{MIN}}/10$. Inoltre, individuiamo con i simboli \bar{f}_D e $\bar{f}_P = \bar{f}_D/10$ rispettivamente la Frequenza Doppler e la Frequenza di Pedestal calcolate a \bar{V} .

Il rapporto fra la Frequenza Doppler e quella di Pedestal è di 10; infatti, una particella che passa per il volume di misura attraversa 10 frange luminose relative al segnale Doppler, ma la stessa particella, per il segnale di pedestal, è come se attraversasse solo una frangia luminosa, quella relativa al picco gaussiano. Possiamo individuare le frequenze precedentemente descritte mediante un asse orientato illustrato in Fig.5.6:

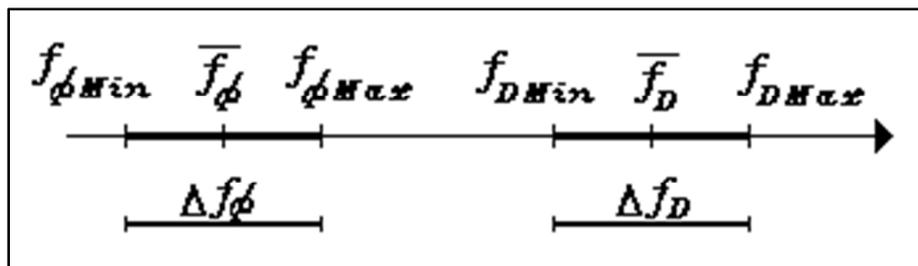


Fig.5.6 Asse orientato delle frequenze

La differenza $f_{D_{MIN}} - f_{P_{MAX}}$ dipende dal ΔV ; infatti i due intervalli uguali Δf_P e Δf_D sono proporzionali al ΔV e pertanto all'aumentare di quest'ultimo ed esaminando la configurazione di Fig.5.6, \bar{f}_D ed \bar{f}_P rimangono fermi perché relativi a \bar{V} che è costante, ma $f_{D_{MIN}}$ e $f_{P_{MAX}}$ si avvicinano fino a coincidere quando:

$$\Delta f_P = \Delta f_D = \Delta f_{lim} = \bar{f}_D - \bar{f}_P = \bar{f}_D - \frac{1}{10} \bar{f}_D = \frac{9}{10} \bar{f}_D \quad (69)$$

Possiamo affermare che per un Δf_{lim} corrisponde un $\Delta v_{lim} = 9/10 \bar{V}$ tale che se $\Delta v < \Delta v_{lim}$ allora il segnale di pedestal non influisce sul campo delle Frequenze Doppler e quindi può facilmente essere filtrato; se invece $\Delta v \geq \Delta v_{lim}$ il segnale di pedestal entra nel campo di variabilità del segnale Doppler e non può essere filtrato in quanto si perderebbe parte dello stesso segnale.

Se facciamo tendere il numero di frange ad infinito, il Δv_{lim} tende a \bar{V} e quindi, affinché il segnale di pedestal possa essere filtrato, la V deve appartenere all'intervallo $]0.2\bar{V}[$.

Si evince chiaramente come non sono pochi i casi in cui la V supera il doppio del suo valor medio, ed è quindi necessario risolvere il problema; così come quello sull'ambiguità del segno della velocità. Tutto ciò è possibile con l'utilizzo del frequency shifter.

Il frequency shifter è composto da uno shift ottico, che può essere presente all'interno dello stesso laser, e da uno shift elettronico. Lo shift ottico si rende necessario per ottenere un segnale Doppler anche in condizione di velocità di flusso nulla. Esso consiste nel far passare uno dei due raggi in un dispositivo ottico, detto *cella di Bragg*, che ne aumenta la frequenza di un valore $f_B=40\text{MHz}$; questo comporta che, essendo la frequenza dei due raggi diversa, le frange di interferenza non saranno stazionarie nel volume di misura, ma si muoveranno con velocità βf_B in un verso dell'asse x (a seconda di quale raggio è stata aumentata la frequenza), si supponga nel verso negativo. Una particella che si muove nel volume di misura con velocità V_x nel verso positivo dell'asse x fornisce un segnale di frequenza:

$$f_B + \frac{V_x}{\beta} \quad (70)$$

A questo punto occorre processare tale frequenza inviandola ad un miscelatore che provvede a sottrarre la f_B e un'ulteriore frequenza f_S fornita da un ulteriore shift, questa volta elettronico. Il segnale in uscita dal miscelatore sarà:

$$f_u = \left| \left(f_B + \frac{V_x}{\beta} \right) - (f_B + f_S) \right| = \left| \frac{V_x}{\beta} - f_S \right| \quad (71)$$

che è sempre positiva per definizione di frequenza. La f_S può essere variata facilmente e possiamo sia sottrarla che aggiungerla; l'unica condizione che deve soddisfare f_S è che il suo valore assoluto deve essere intuitivamente maggiore di quello di V_x/β :

$$|f_S| > \left| \frac{V_x}{\beta} \right| \quad (72)$$

In tale situazione, la quantità $V_x/\beta - f_s$ risulta sempre dello stesso segno (quello opposto a quello scelto per f_s) e non ci può essere ambiguità di interpretazione. Inoltre, in ogni caso, la frequenza in uscita dal miscelatore risulta aumentata rispetto alla Frequenza Doppler pura (essendo elevato), allontanando così lo spettro del segnale dallo spettro del pedestal e consentendo più facilmente la separazione delle due componenti. La f_u può così essere scissa:

$$f_u = \frac{V_x}{\beta} - f_s \quad (73)$$

da cui:

$$\frac{V_x}{\beta} = f_u + f_s \quad (73.1)$$

per $\frac{V_x}{\beta} - f_s > 0$, ovvero se $f_s < 0$ e quindi nella (66.3) $|f_s|$ è aggiunto allora risulta:

$$\frac{V_x}{\beta} = f_u - |f_s| \quad (73.2)$$

Per cui possiamo scrivere:

$$f_u = f_s - \frac{V_x}{\beta} \quad (73.3)$$

da cui

$$\frac{V_x}{\beta} = f_s - f_u \quad (73.4)$$

Invece per $\frac{V_x}{\beta} - f_s < 0$, ovvero se $f_s < 0$ e quindi nella (66.3) $|f_s|$ è sottratto allora risulta:

$$\frac{V_x}{\beta} = -f_u + |f_s| \quad (73.5)$$

A seconda dunque di come sia deciso in sede sperimentale di aggiungere o sottrarre $|f_s|$ viene univocamente determinato V_x/β .

5.8 Real Time Signal Analyzer

Il Real Time Signal Analyzer (RSA) è un analizzatore di spettro, vale a dire uno strumento che consente di analizzare un segnale elettrico nel dominio della frequenza invece che nel dominio del tempo. In genere viene considerata l'evoluzione nel tempo di un certo segnale elettrico, cioè l'andamento del segnale elettrico nel dominio del tempo, che può essere seguito mediante un oscilloscopio. Ad esempio in Fig.5.7 è rappresentato un segnale nel dominio del tempo che assomiglia ad una sinusoide la quale, purtroppo, non fornisce ulteriori informazioni sul segnale stesso.

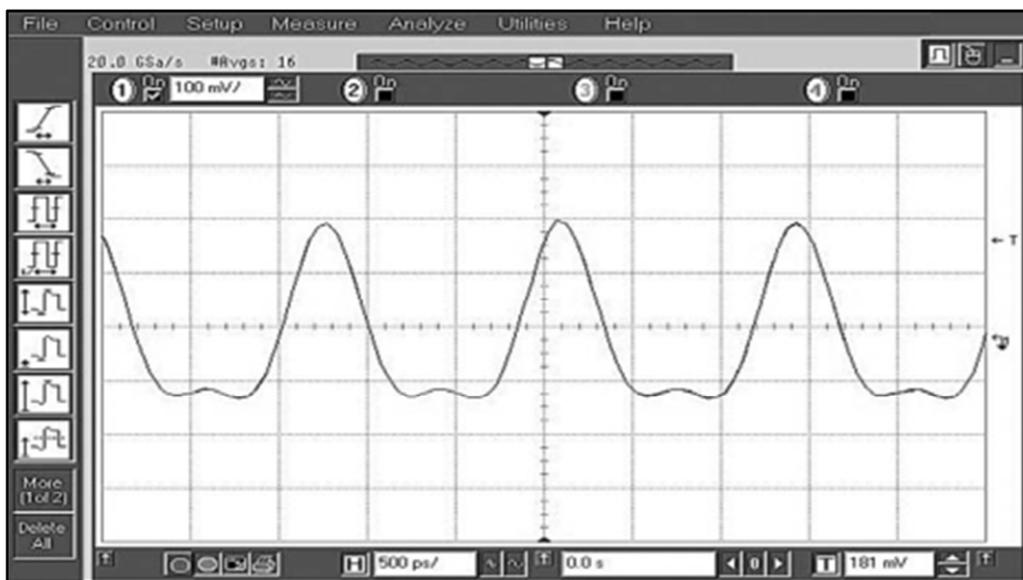


Fig.5.7 Segnale periodico nel dominio del tempo

L'analisi di Fourier dice che ogni segnale nel dominio del tempo può essere considerato come la somma di più sinusoidi di appropriata frequenza, ampiezza e fase vale a dire che è possibile trasformare un segnale nel dominio del tempo in un segnale nel dominio delle frequenze, scomponendolo in sinusoidi, chiamate anche componenti spettrali, ciascuna caratterizzata da una propria ampiezza e fase. Quindi, all'inverso, lo spettro è un insieme di sinusoidi che, opportunamente combinate fra di loro, generano il segnale esaminato nel dominio del tempo.

Ad esempio, se il segnale da analizzare è periodico di periodo T nel dominio del tempo, applicando ad esso l'analisi di Fourier, le sinusoidi che lo costituiscono saranno rappresentate, nel dominio delle frequenze, da righe separate tra di loro di $1/T$ (Fig.5.8).

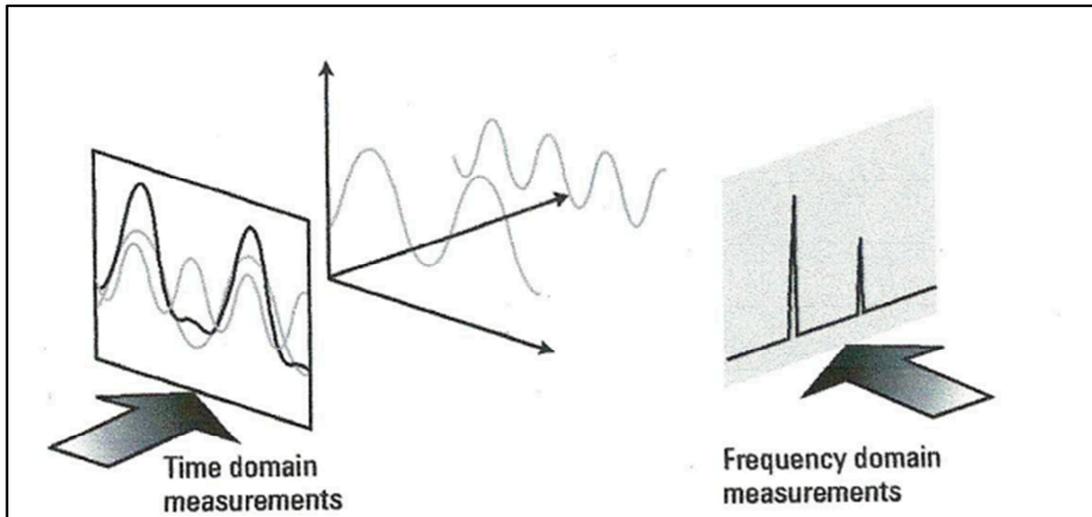


Fig.5.8 Relazione tra segnale periodico nel dominio del tempo e nel dominio delle frequenze

La Fig.5.8 mostra un segnale complesso sia nel dominio del tempo sia nel dominio delle frequenze. Nel dominio delle frequenze sono rappresentate le ampiezze di ogni sinusoidale dello spettro. In questo caso lo spettro è formato da due sinusoidi chiamate, rispettivamente, prima e seconda armonica.

Si può quindi affermare che una rappresentazione di un segnale nel dominio delle frequenze invece che in quello del tempo, consente di individuare le armoniche che compongono il segnale.

Il Real Time Signal Analyser, partendo da un segnale nel dominio del tempo, attraverso una Fast Fourier Transform (FFT) sviluppata in parallelo, lo trasforma in segnale nel dominio delle frequenze; il calcolo della FFT in tempo reale è così rapido da garantire che il risultato sia pienamente rappresentativo del fenomeno studiato. Rapportando ciò all'utilizzo del Real Time Signal Analyser associato all'Anemometro Laser Doppler, accade che il segnale prodotto dal passaggio di una particella attraverso le frange di interferenza (Fig.5.9) può essere considerato periodico "disturbato" in quanto la sua ampiezza è variabile (minore agli estremi della frange di interferenza e maggiore al centro; ciò accade poiché vi è la variazione della intensità luminosa

lungo il diametro del singolo raggio, e l'alternanza di massimi e minimi relativi in relazione all'attraversamento da parte della particella di zone di massima e minima luminosità).

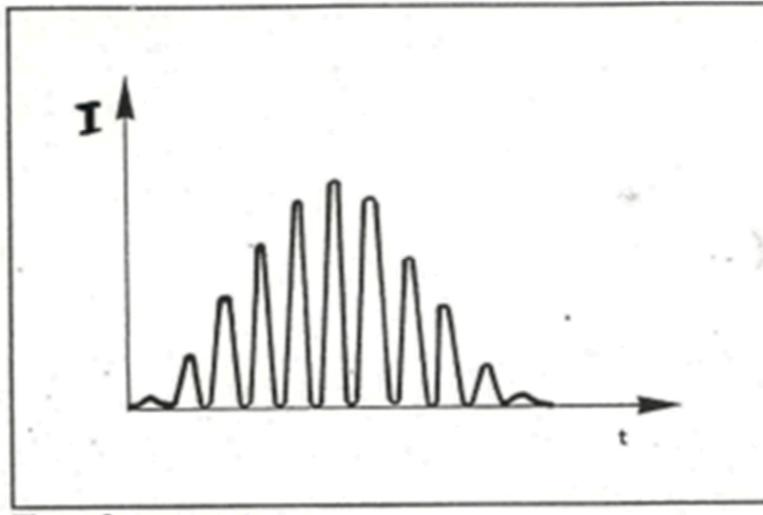


Fig.5.9 Intensità segnale luminoso emesso da una particella nel passaggio attraverso le frange di interferenza

Tale segnale può essere considerato come la sovrapposizione di due segnali: il segnale di Pedestal, la cui frequenza è l'inverso del tempo di attraversamento di tutte le frange di interferenza, ed il segnale Doppler, la cui frequenza è l'inverso del tempo di attraversamento di una coppia di frange di interferenza. Tanto detto, risulterà ovviamente che la Frequenza Doppler è molto maggiore della Frequenza di Pedestal, per cui, mediamente, il segnale di Pedestal viene filtrato prima che si proceda al processamento del segnale rimanente ai fini della determinazione della Frequenza Doppler.

Nel Real Time Signal Analyzer, la Frequenza Doppler è ottenuta a partire dalla analisi spettrale del segnale prodotto dalle particelle nell'attraversare le frange di interferenza. Detta analisi spettrale è effettuata mediante la tecnica della FFT.



Fig.5.10 Rappresentazione sistema LDA in funzione nel canale sperimentale presso il Dicea-Dipartimento Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale-Univ. “Federico II”

Siamo riusciti ad ottenere i valori delle velocità istantanee e i relativi momenti statistici di ordine crescente. In particolare, al fine di poter seguire le ipotesi di lavoro e i risultati già ottenuti nel primo segmento di ricerca inerente la resistenze al moto di vegetazione, ci siamo soffermati sui parametri di sommergenza (rapporto tra il tirante idrico h e altezza di vegetazione k , cioè h/k) e densità di vegetazione $\lambda = mDk$ (m =numero di cilindri per metro quadro, D =diametro dei cilindri, k =altezza dei cilindri) e su come essi influenzino anche le caratteristiche della turbolenza della corrente. Infatti ricordiamo ancora una volta che il “topic” della nostra ricerca è inerente il comportamento di vegetazione rigida e sommersa in condizioni di moto uniforme. Presentiamo nei paragrafi successivi i risultati delle nostre prove sperimentali opportunamente commentati

5.9 Prove sperimentali per altezza di vegetazione $k=1.5\text{cm}$

Le prove sperimentali sono state condotte nel canale sperimentale descritto nel Capitolo II; esso è lungo 8m e largo 0.40cm. I cilindri di ottone che simulano la vegetazione risultavano essere alti $k=1.5\text{cm}$ e di diametro $D=4\text{cm}$ e sono stati disposti, sempre nella configurazione allineata, in modo da ottenere tre diverse densità λ adimensionali $\lambda_1=0.024$, $\lambda_2=0.048$, $\lambda_3=0.096$ che corrispondono rispettivamente a 400, 800 e 1600 cilindri per metro quadrato.



Fig.5.11 Rappresentazione cilindri di ottone ad altezza $k=1.5\text{cm}$

Gli esperimenti sono stati effettuati per tre differenti tiranti idrici rispettivamente di 6.3cm; 7.8cm; 8.5cm ottenuti, per ogni densità di vegetazione variando la portata Q e la pendenza S del canale. I numeri di Reynolds sono risultati molto alti così da poter prescindere da essi nei confronti tra le differenti prove sperimentali. Riportiamo in tabella le condizioni di lavoro sperimentale per i 9 test differenti.

Test	λ	S	Q (l/s)	h (cm)	Re
1	0.024	0.03	32.6	6.3	326000
2	0.048	0.02	21.2	6.3	212000
3	0.096	0.03	22.1	6.3	221000
4	0.024	0.03	44.8	7.8	448000
5	0.048	0.01	22.0	7.8	220000
6	0.096	0.03	33.6	7.8	336000
7	0.024	0.01	32.8	8.5	328000
8	0.048	0.03	43.3	8.5	433000
9	0.096	0.02	32.2	8.5	322000

Tab.10 Condizioni sperimentali per tre diversi tiranti idrici $h=6.3\text{cm}$; 7.8cm ; 8.5cm

La sezione di misura è stata scelta alla metà di una maglia quadrata o rettangolare (a seconda della disposizione dei cilindri); le acquisizioni sono state fatte in condizioni di moto uniforme; per ogni test sono stati acquisiti venti punti sperimentali scelti lungo una verticale posta al centro della maglia. Per ogni punto sperimentale, abbiamo provveduto a misurare la componente longitudinale

della velocità istantanea mediante il sistema LDA descritto precedentemente. La durata temporale per ogni acquisizione è consistita in circa 200 secondi e la minima frequenza di acquisizione è stata di 40Hz; mediante un software abbiamo ottenuto le distribuzioni delle Velocità Medie Locali, delle Deviazioni Standard, delle Skewness e delle Kurtosis; al fine di poter meglio comprendere gli effetti idrodinamici della sommergenza e della densità di vegetazione, abbiamo provveduto a confrontare le grandezze statistiche della turbolenza in forma adimensionalizzata. Se le Skewness e le Kurtosis risultano essere degli indicatori già adimensionali, abbiamo provveduto invece ad adimensionalizzare le Velocità Medie Locali e le Deviazioni Standard rispettivamente con U_k (velocità della corrente in corrispondenza dell'altezza di vegetazione) e u^* (velocità d'attrito in corrispondenza dell'altezza di vegetazione), ottenendo così $u_{ij}=u/u_k$ e $\sigma_{ij}=u'/u^*$. Le distanze verticali da cui sono state effettuate le misurazioni y sono state scalate rispetto all'altezza di vegetazione k .

Nelle prossime raffigurazioni sono state rappresentate le grandezze statistiche adimensionalizzate per tre differenti tiranti idrici h e per tre diverse densità λ ; a causa delle normalizzazioni dobbiamo sottolineare come i valori di ordinata uguali all'unità corrispondano all'altezza di vegetazione. Soprattutto dobbiamo sottolineare come per i tre differenti tiranti idrici i valori massimi delle caratteristiche statistiche della turbolenza sia stato calcolate per ordinate massime rispettivamente pari a 2.52, 3.12, 3.40 e pertanto il valore massimo dell'ordinata in tutti i diagrammi è stato scelto essere pari a 4.

Presentiamo l'andamento delle Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per i tre tiranti h di 6.3cm; 7.8cm; 8.5cm anche essi adimensionalizzati:

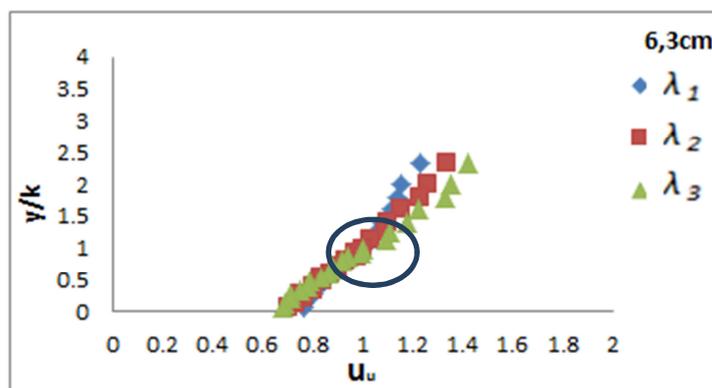


Fig.5.12 Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per il tirante $h=6.3\text{cm}$ per tre differenti densità λ

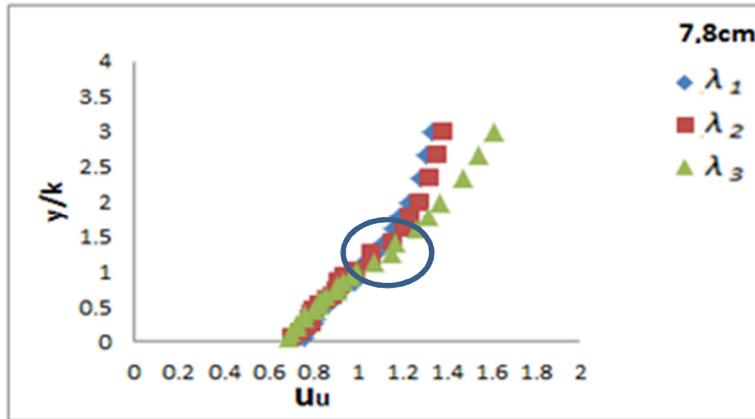


Fig.5.13 Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per il tirante $h=7.8$ cm per tre differenti densità λ

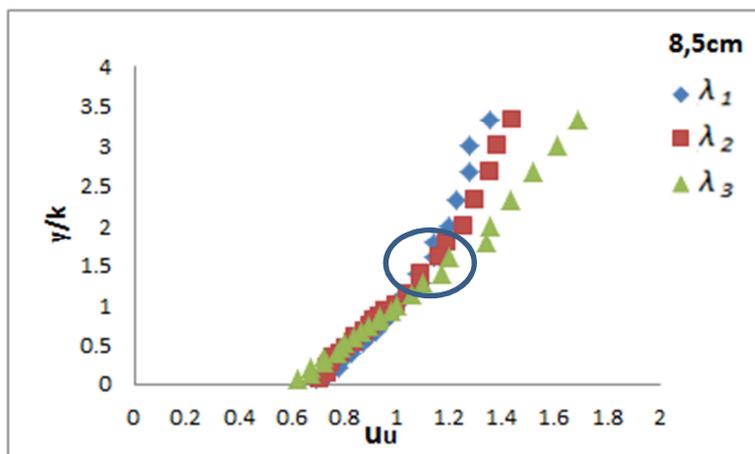


Fig.5.14 Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per il tirante $h=8.5$ cm per tre differenti densità λ

L'andamento delle Velocità Medie Locali adimensionalizzate presenta per tutti e tre gli h un punto d'inflessione, cerchiato in blu, in prossimità dell'altezza di vegetazione che causa instabilità di flusso le quali a loro volta generano i vortici di Kelvin-Helmholtz (Raupach et al.1996); si nota immediatamente come l'inflessione sia più marcata per densità di vegetazione maggiori.

Rappresentiamo ora le tre Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per i tre tiranti h di 6.3cm; 7.8cm; 8.5cm anch'essi adimensionalizzati:

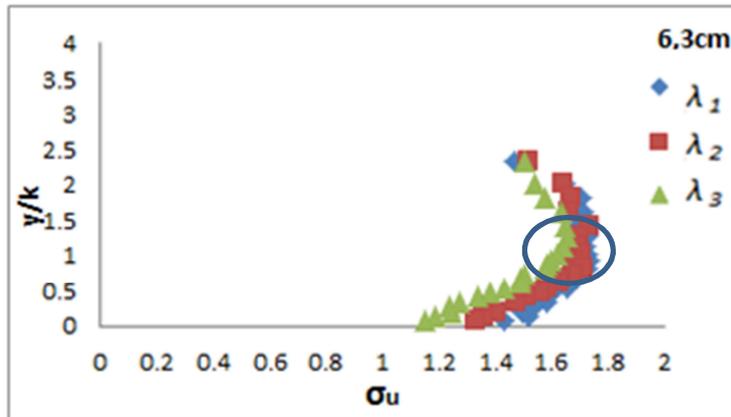


Fig.5.15 Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per il tirante $h=6.3$ cm per tre differenti densità λ

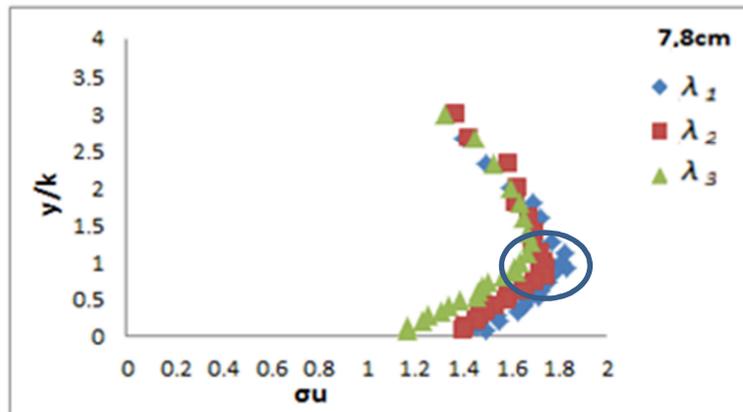


Fig.5.16 Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per il tirante $h=7.8$ cm per tre differenti densità λ

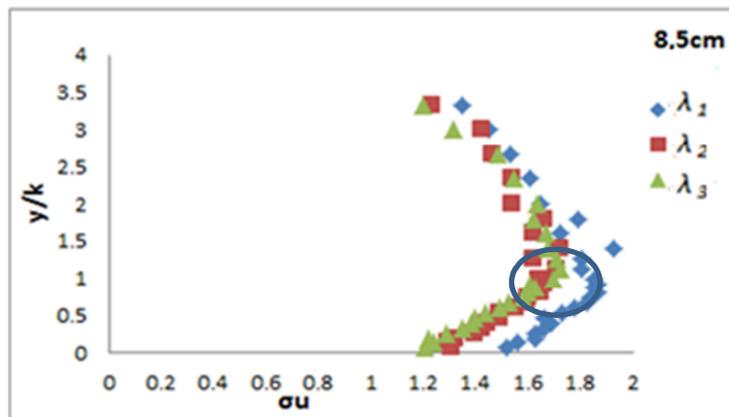


Fig.5.17 Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per il tirante $h=8.5$ cm per tre differenti densità λ

Le Deviazioni Standard adimensionalizzate, correlate all'intensità di turbolenza, presentano un picco, cerchiato in blu, in corrispondenza dell'altezza di vegetazione; a differenza delle Velocità Medie Locali adimensionalizzate, il picco diminuisce all'aumentare della densità di vegetazione.

Rappresentiamo ora le Skewness sk_u per i tre tiranti h di 6.3cm; 7.8cm; 8.5cm adimensionalizzati:

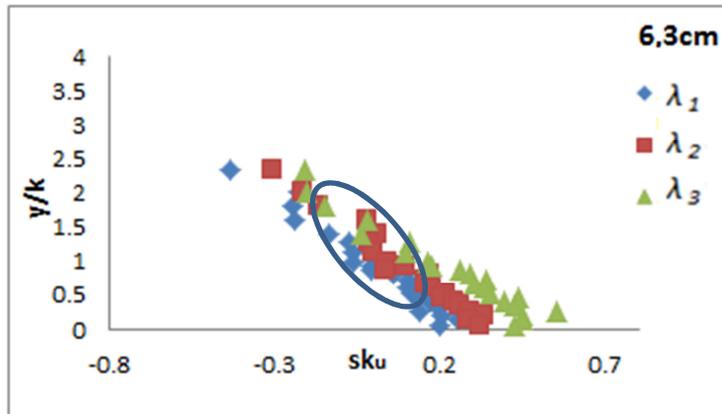


Fig. 5.18 Skewness sku per il tirante $h=6.3$ cm per tre differenti densità λ

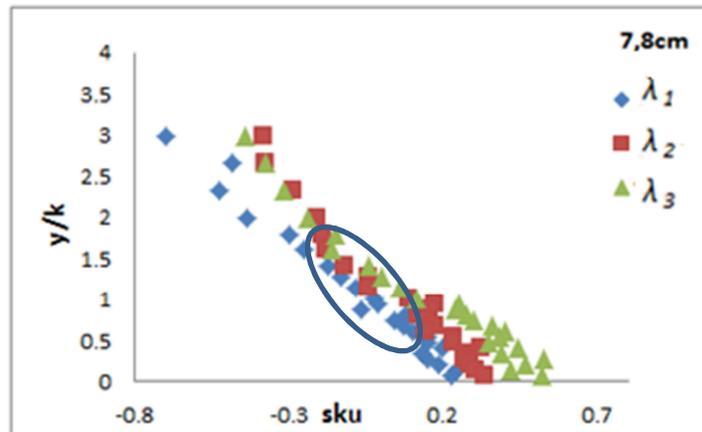


Fig. 5.19 Skewness sku per il tirante $h=7.8$ cm per tre differenti densità λ

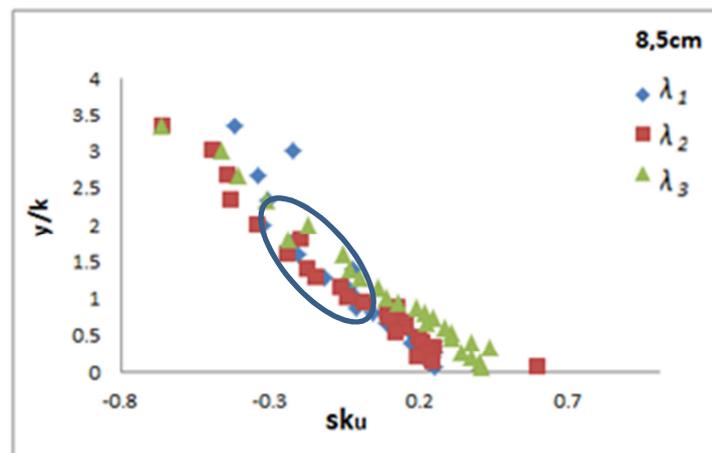


Fig. 5.20 Skewness sku per il tirante $h=8.5$ cm per tre differenti densità λ

Le Skewness presentano un andamento da valori positivi a valori negativi, cerchiato in blu, in corrispondenza dell'altezza della vegetazione; all'aumentare della densità di vegetazione, le Skewness tendono ad assumere valori positivi maggiori e valori negativi minori.

Rappresentiamo ora le Kurtosis ku_u per i tre tiranti h di 6.3 cm; 7.8cm; 8.5cm adimensionalizzati:

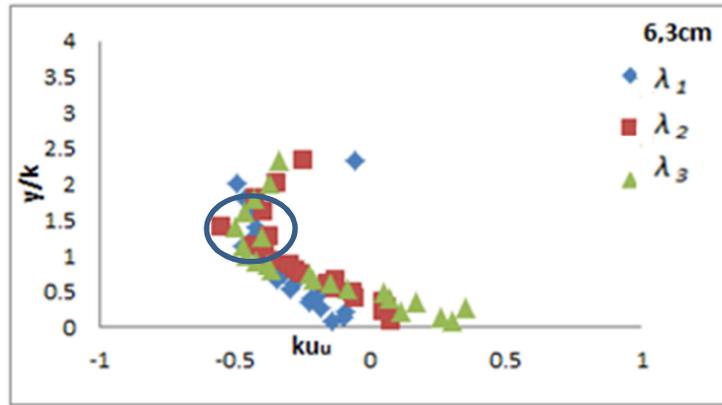


Fig.5.21 Kurtosis ku_u per il tirante $h=6.3$ cm per tre differenti densità λ

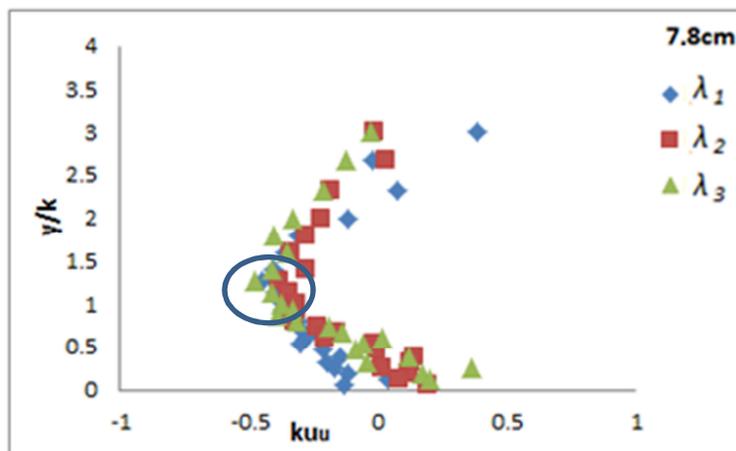


Fig.5.22 Kurtosis ku_u per il tirante $h=7.8$ cm per tre differenti densità λ

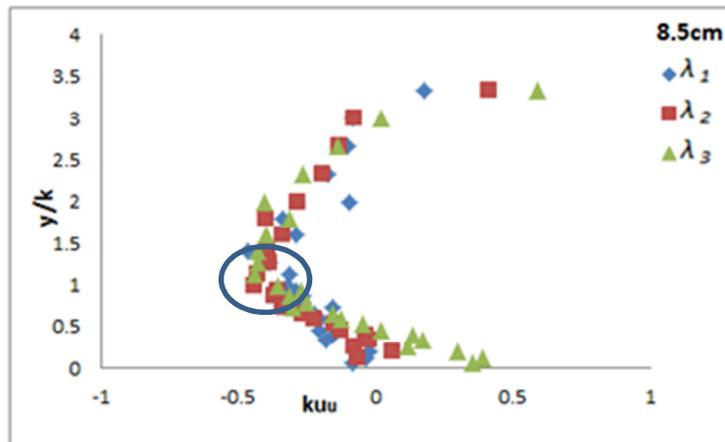


Fig.5.23 Kurtosis ku_u per il tirante $h=8.5$ cm per tre differenti densità λ

Le Kurtosis presentano un picco negativo, cerchiato in blu, in corrispondenza dell'altezza di vegetazione; aumentando le densità di vegetazione, le Kurtosis tendono ad assumere nella *vegetation layer* valori maggiori e nella *surface layer* valori minori.

Un altro aspetto importante che è emerso dai risultati sperimentali è quello inerente il confronto tra le stesse densità di vegetazione λ per diversi tiranti idrici h . Consideriamo di nuovo le Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u :

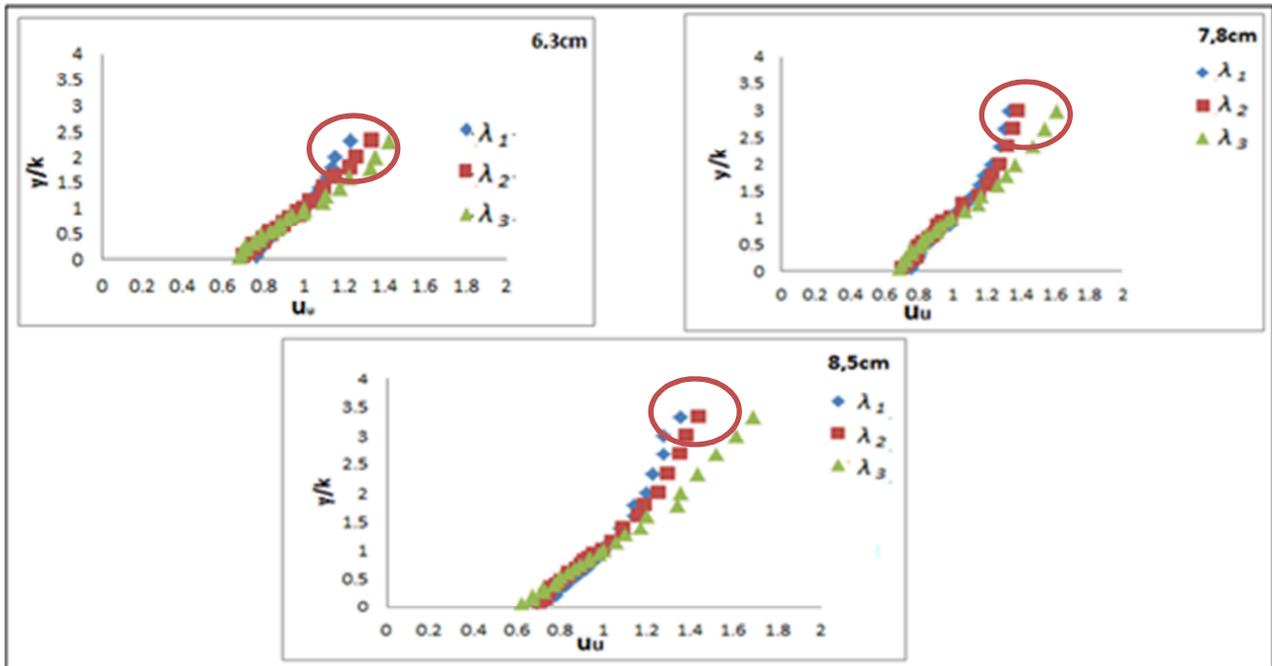


Fig.5.24 Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per tutti e tre i tiranti $h=6.3\text{cm};7.8\text{cm};8.5\text{cm}$ per tre differenti densità λ

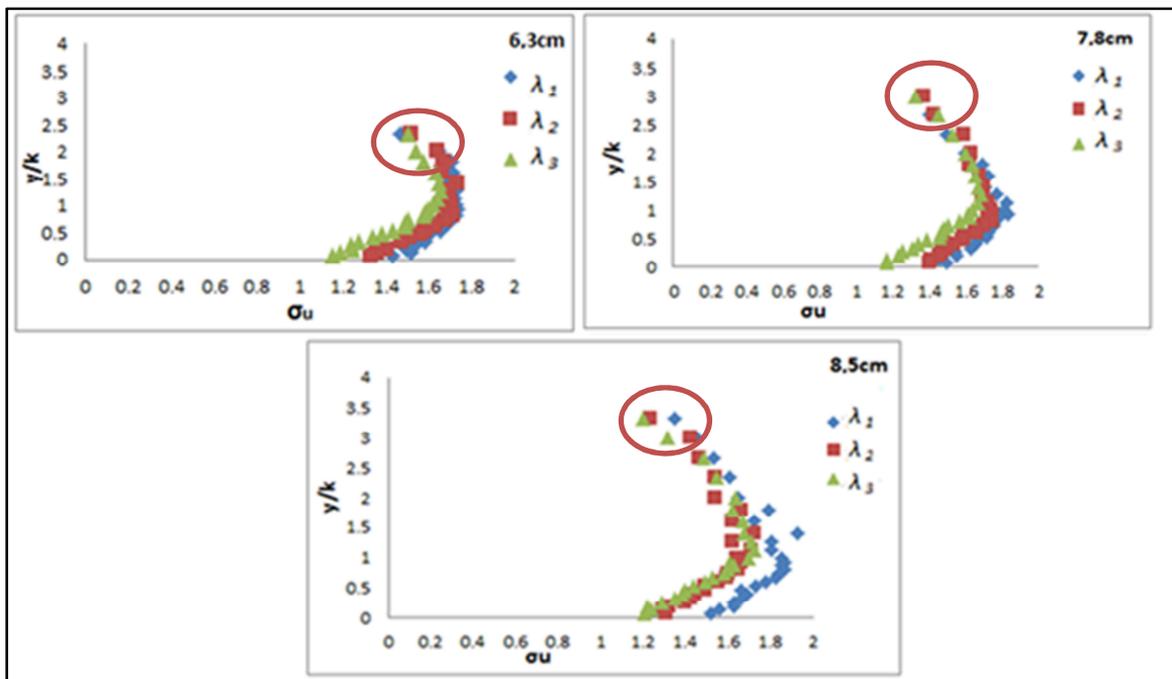


Fig.5.25 Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per tutti e tre i tiranti $h=6.3\text{cm};7.8\text{cm};8.5\text{cm}$ per tre differenti densità λ

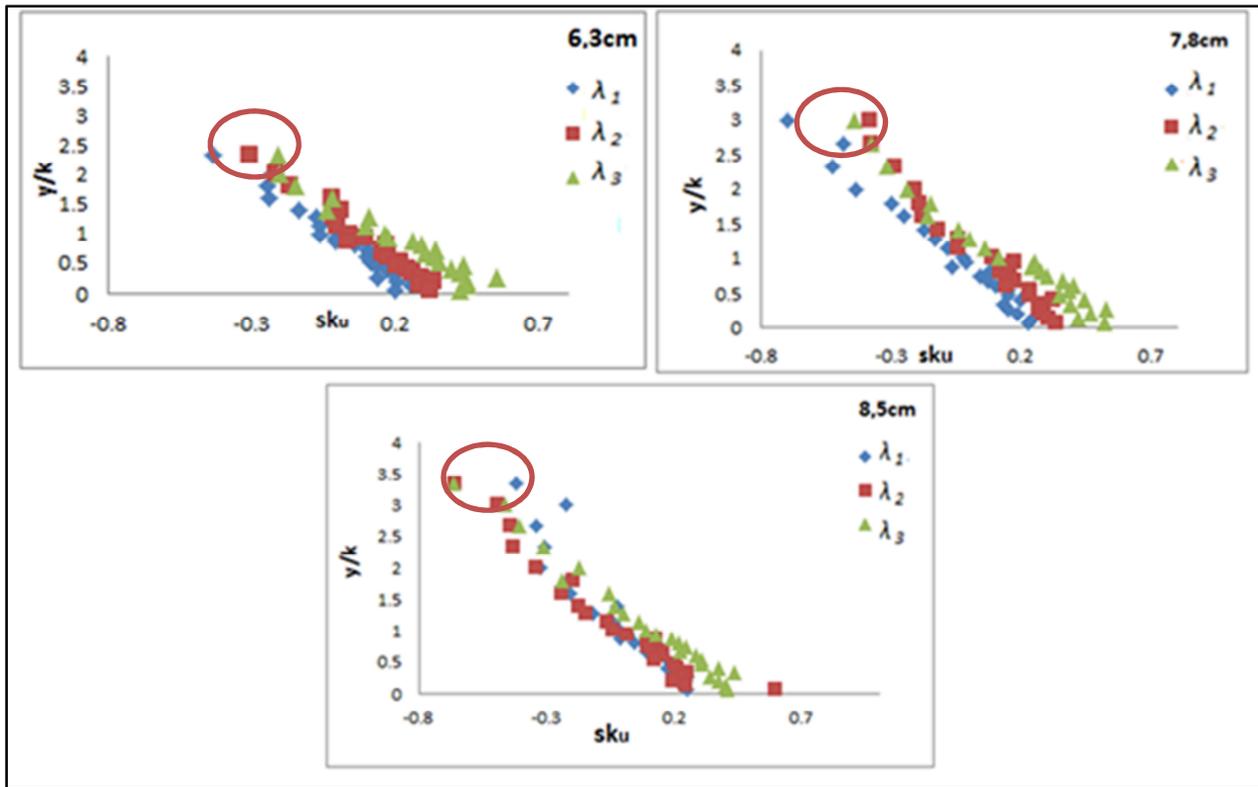


Fig.5.26 Skewness sku per tutti e tre i tiranti $h=6.3\text{cm};7.8\text{cm};8.5\text{cm}$ per tre differenti densità λ

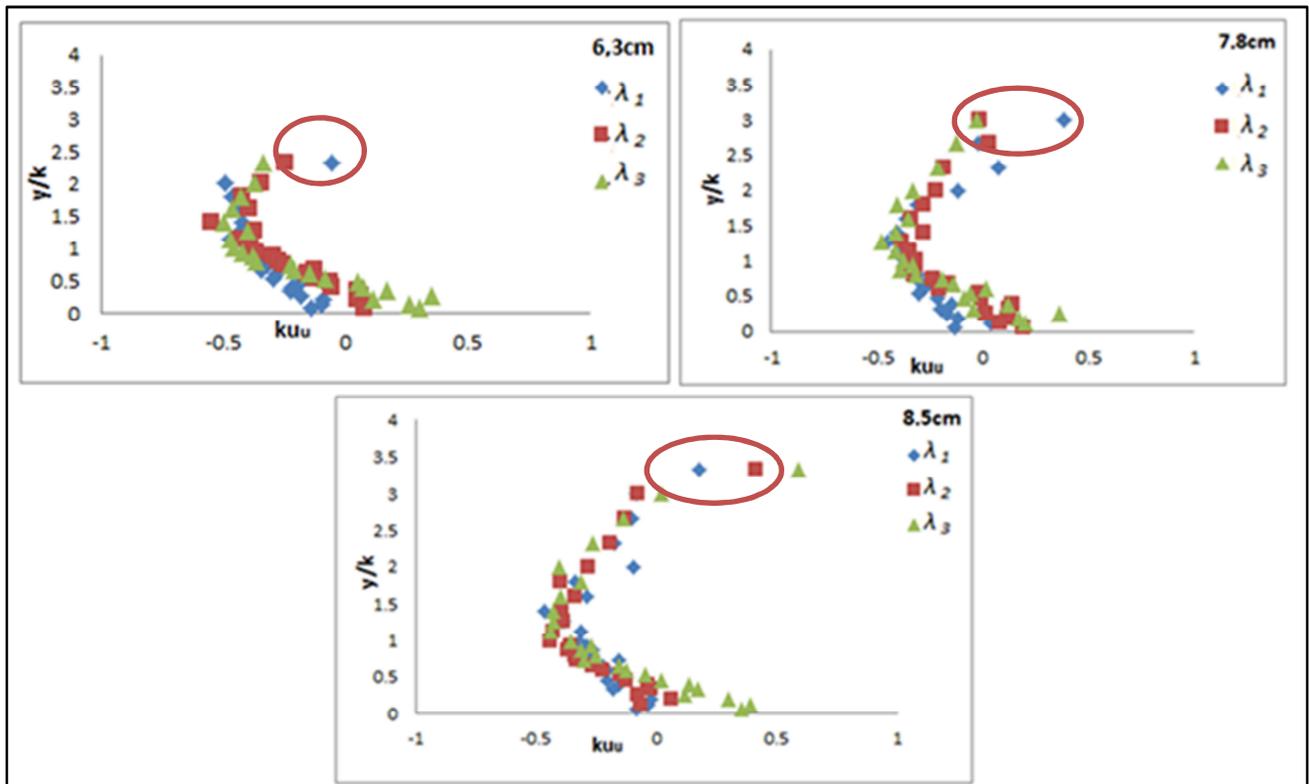


Fig.5.27 Kurtosis ku_u per tutti e tre i tiranti $h=6.3\text{cm};7.8\text{cm};8.5\text{cm}$ per tre differenti densità λ

E' interessante osservare come in un campo comune di valori di ordinate (per un range da 0 a 2.52), il trend delle curve per ogni singola diversa densità appare identico; successivamente per un altro range di ordinate (da 2.52 a 3.12 per tiranti idrici $h=7.8\text{cm}$ e da 2.52 a 3.40 per tiranti idrici $h=8.5\text{cm}$) le curve tendono ad estrapolare gli stessi valori (l'andamento del trend e le successive estrapolazioni sono cerchiati in rosso). Questa tipologia di comportamento analitico ci porta, in definitiva, a stabilire un importante risultato e cioè che le quantità statistiche adimensionali rappresentative del moto turbolento, in condizioni di vegetazione rigida e sommersa, non dipendono dal tirante idrico h ma principalmente dalla densità di vegetazione e quindi dal corrispettivo parametro adimensionale λ . Questo risultato, ovviamente, può semplificare gli studi sul comportamento idrodinamico turbolento della vegetazione rigida sommersa e può essere preso in considerazione per approfondimenti futuri; inoltre, dobbiamo sottolineare di aver riscontrato ancora una volta l'importanza del parametro di densità adimensionale λ , del quale avevamo ottenuto risultati approfonditi nel Capitolo III mediante la (40), trovando così un importante punto di convergenza tra i due segmenti di ricerca.

5.10 Prove sperimentali per altezza di vegetazione $k=4.5\text{cm}$ e confronti

Essendo quindi ben chiara l'importanza del parametro densità di vegetazione, abbiamo effettuato una seconda sessione di prove sperimentali al fine di poter confrontare due tipologie di vegetazione a diversa densità λ derivanti però da diversa altezza k . Infatti il numero di cilindri a metro quadrato era lo stesso (400). In particolare, abbiamo considerato cilindri di altezza $k_1=1.5\text{cm}$ a densità $\lambda_1=0.096$ e cilindri di altezza $k_2=4.5\text{cm}$ e $\lambda_2=0.2880$. Il valori delle portate e dei conseguenti numeri di Reynolds sono risultati, rispettivamente, $Q_1=15\text{ l/s}$ e $Re_1=150000$ per la prima prova e $Q_2=21.5\text{ l/s}$ e $Re_1=215000$ per la seconda prova; i tiranti idrici h ai quali sono state effettuate le acquisizioni sperimentali mediante LDA sono stati calibrati in modo da arrivare ad un rapporto di sommergenza h/k pari quasi a 3 per entrambe le altezze di vegetazione al fine di rendere il confronto più significativo.



Fig.5.28 Rappresentazione cilindri di metallo ad altezza $k=4.5\text{cm}$ e densità $\lambda=0.2880$

Anche in questo caso rappresentiamo l'andamento dei momenti statistici di ordine crescente fino al quarto opportunamente adimensionalizzati alla stregua dei precedenti risultati; per quanto concerne le altezze di vegetazione $k_f=1.5\text{cm}$ con densità $\lambda_f=0.096$ abbiamo ottenuto:

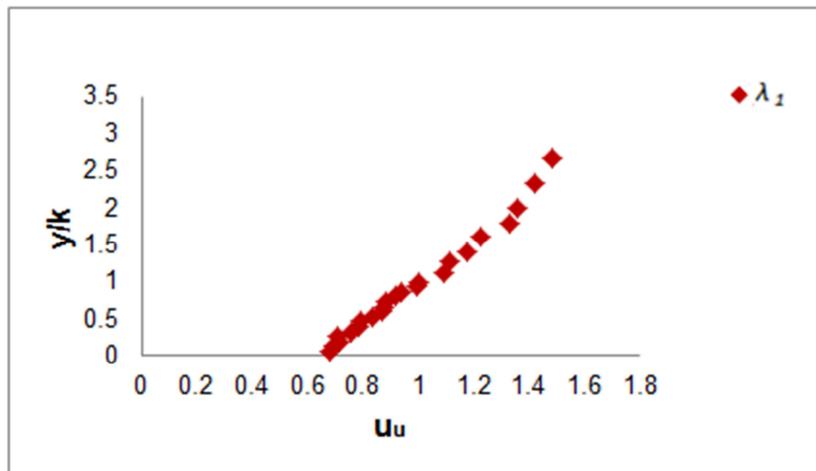


Fig.5.29 Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per $k=1.5\text{cm}$

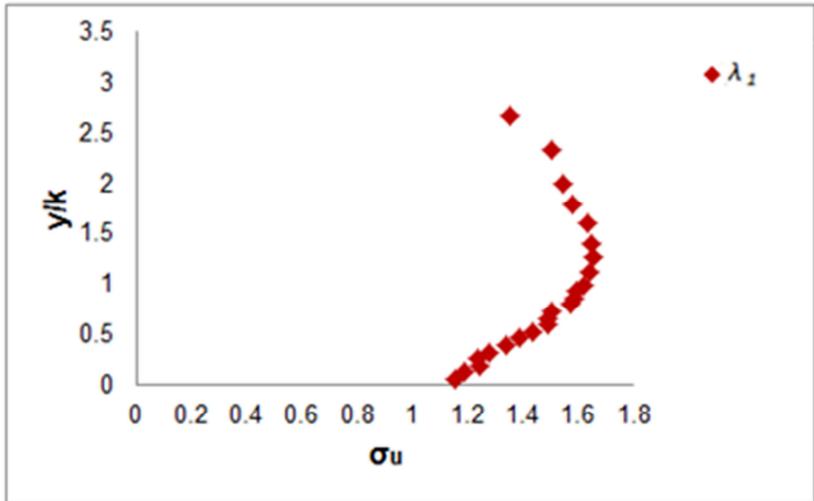


Fig.5.30 Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per $k=1.5\text{cm}$

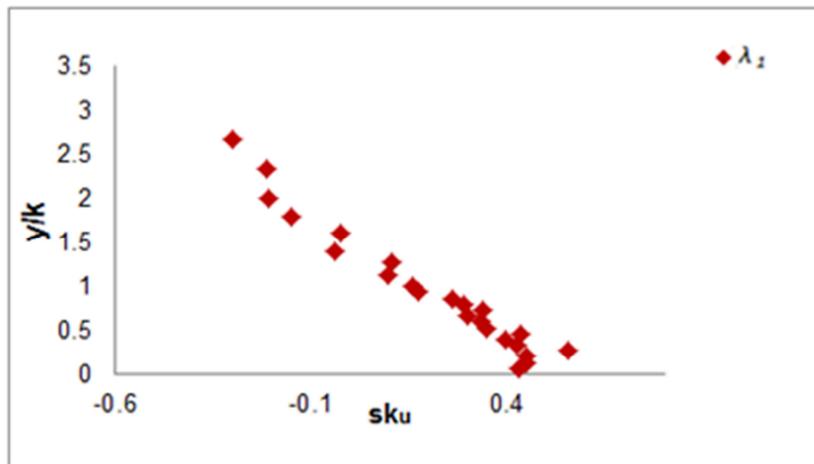


Fig.5.31 Skewness s_{k_u} per $k=1.5\text{cm}$

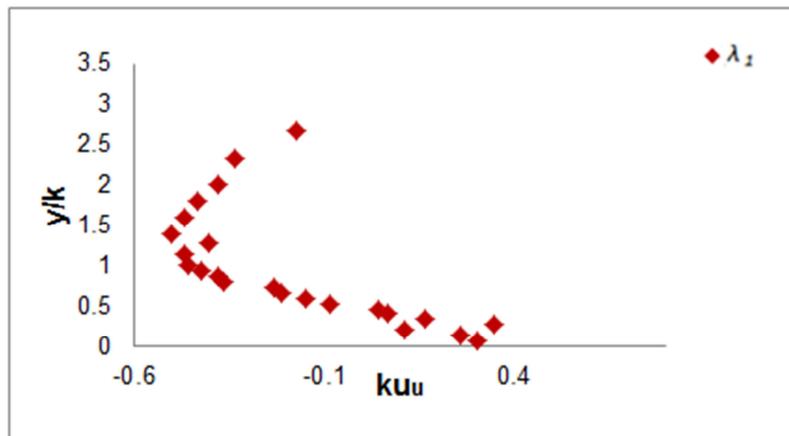


Fig.5.32 Kurtosis k_{u_u} per $k=1.5\text{ cm}$

Per quanto concerne invece le altezze di vegetazione $k_2=4.5\text{cm}$ con densità $\lambda_2=0.2880$ abbiamo ottenuto:

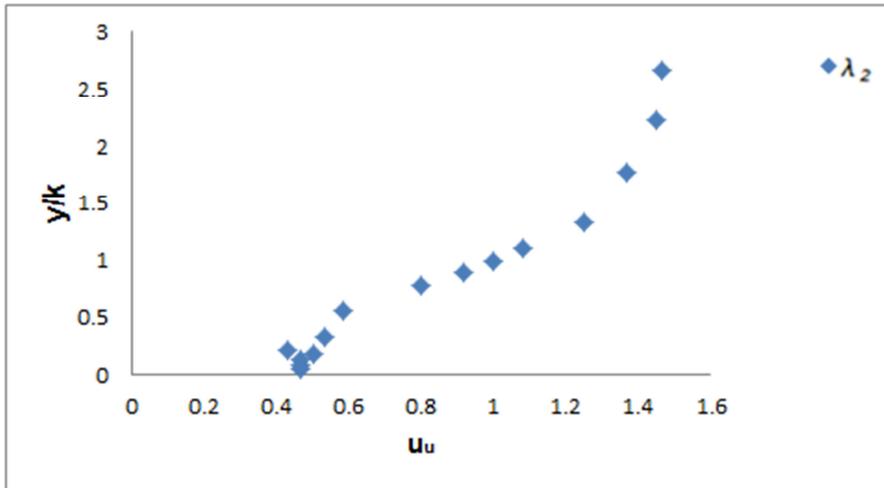


Fig.5.33 Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per $k=4.5\text{cm}$

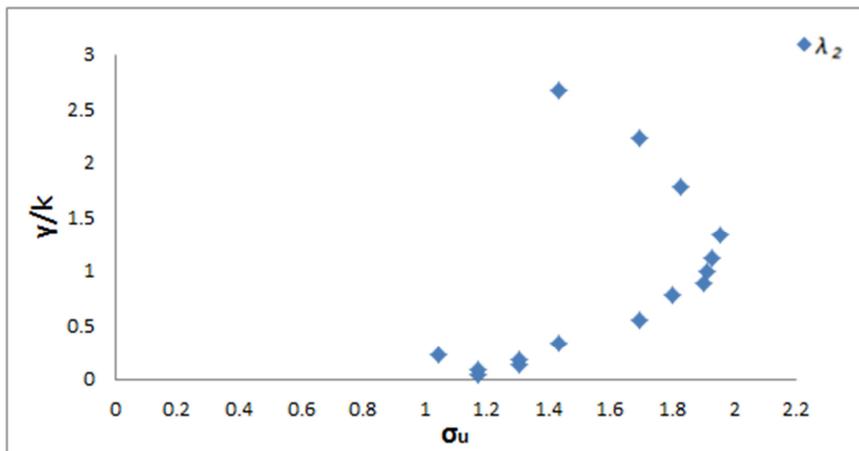


Fig.5.34 Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per $k=4.5\text{cm}$

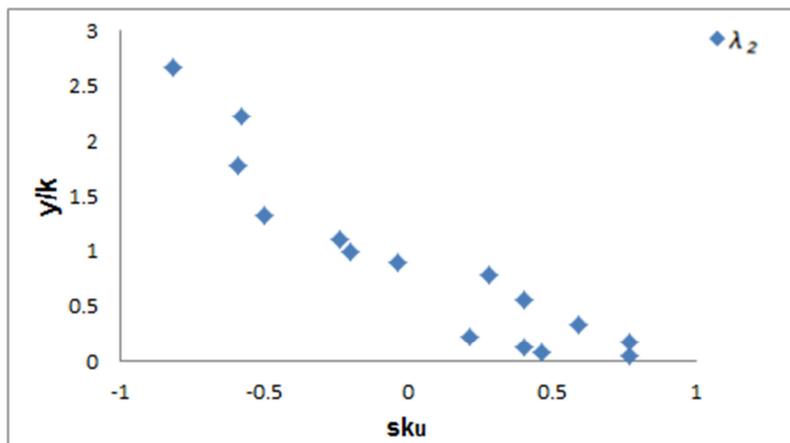


Fig.5.35 Skewness s_{k_u} per $k=4.5\text{cm}$

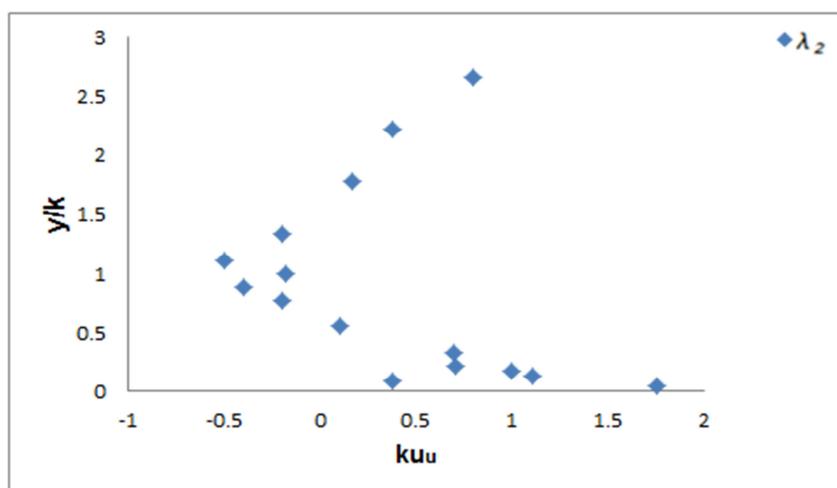


Fig.5.36 Kurtosis ku_u per $k=4.5\text{cm}$

A questo punto abbiamo potuto effettuare finalmente un confronto tra i due risultati ed abbiamo così ottenuto:

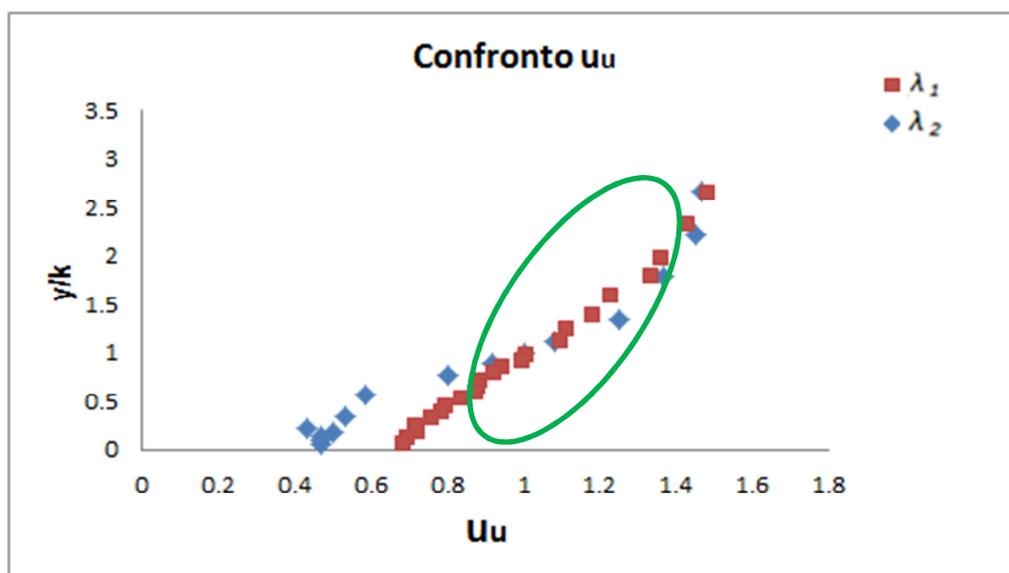


Fig.5.37 Confronto Velocità Medie Locali adimensionalizzate u_u per $k_1=1.5\text{cm}-\lambda_1$ e per $k_2=4.5\text{cm}-\lambda_2$

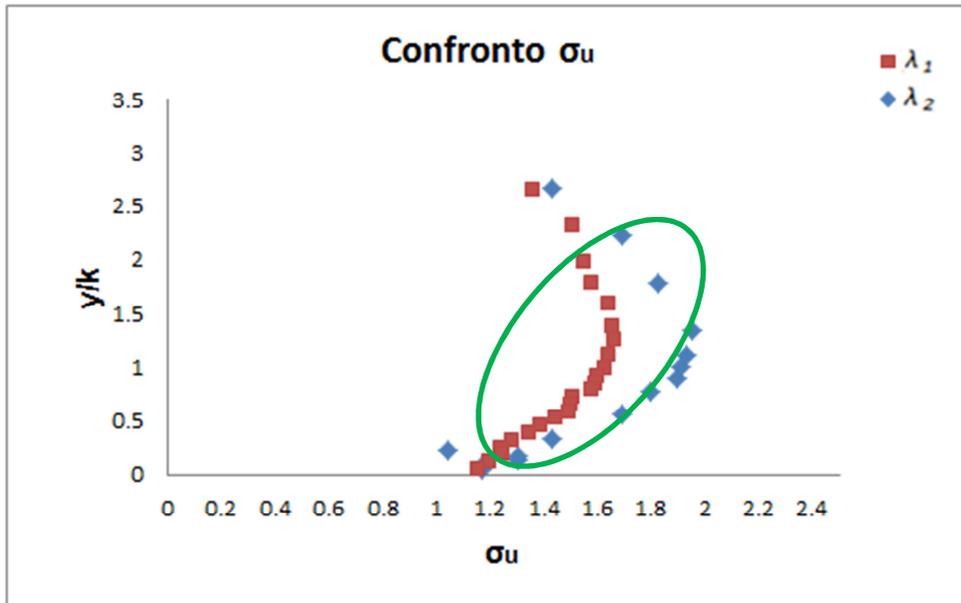


Fig.5.38 Confronto Deviazioni Standard adimensionalizzate σ_u per $k_1=1.5\text{cm}-\lambda_1$ e per $k_2=4.5\text{cm}-\lambda_2$

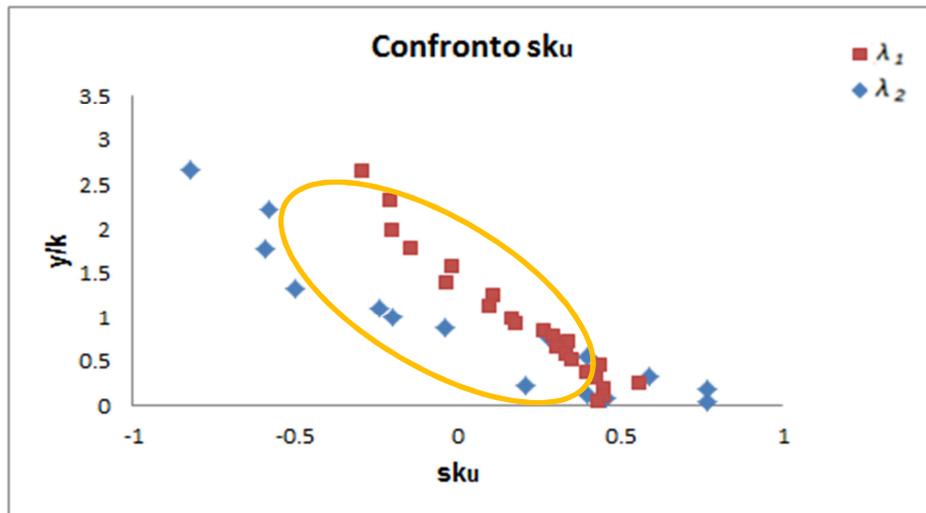


Fig.5.39 Confronto delle Skewness sk_u per $k_1=1.5\text{cm}-\lambda_1$ e per $k_2=4.5\text{cm}-\lambda_2$

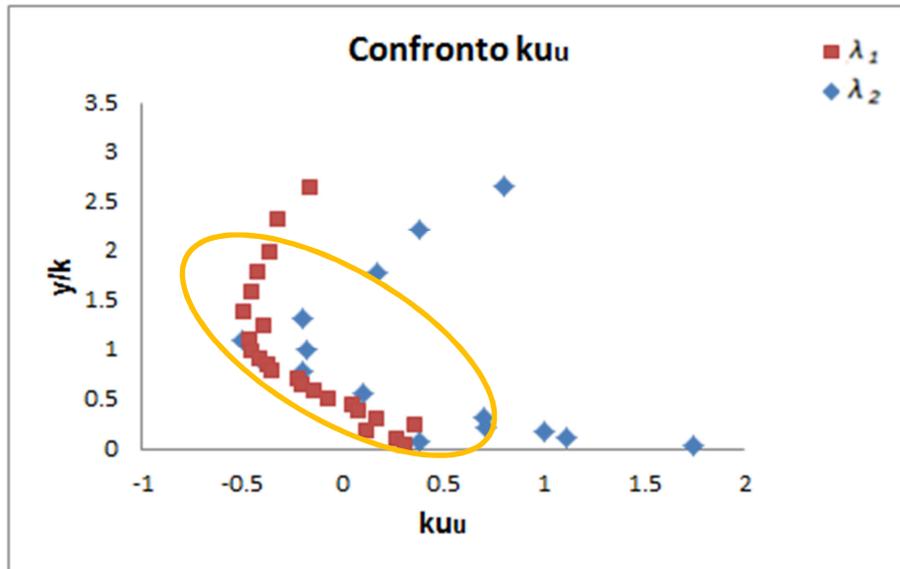


Fig.5.40 Confronto delle Kurtosis ku_u per $k_1=1.5\text{cm}-\lambda_1$ e per $k_2=4.5\text{cm}-\lambda_2$

Dal confronto tra le caratteristiche statistiche della turbolenza per entrambe le tipologie di vegetazione ($k_1=1.5\text{cm}$ e densità $\lambda_1=0.096$ e per $k_2=4.5\text{cm}$ e densità $\lambda_2=0.2880$) possono essere immediatamente verificate le analogie degli andamenti per tutti e quattro i momenti statistici. Per quanto concerne le Velocità Medie Locali u_u e le Deviazioni Standard σ_u vi è una forte similitudine (cerchiata in verde) mentre essa è meno evidente nel caso delle Skewness sk_u e delle Kurtosis ku_u (cerchiate in arancione). Questo probabilmente è dovuto alla non perfetta analogia tra i due modelli di vegetazione. Rispettando i dettami della Teoria della Similitudine, infatti, avendo triplicato l'altezza dei cilindri, sarebbe stato necessario triplicarne anche il diametro e le spazature tra gli stessi e inoltre mantenere lo stesso numero di Reynolds per entrambe le prove sperimentali (ad esempio cambiando la pendenza del canale sperimentale).

5.11 Commenti

Il primo risultato da sottolineare nell'analisi di entrambe le tipologie di prove sperimentali è quello inerente, come già abbiamo avuto modo di sottolineare, l'importanza del parametro λ che indica la densità di vegetazione disposta sul fondo del canale. In letteratura esso è studiato a causa delle sue strette connessioni con i vortici turbolenti presenti nel campo di moto, essendo responsabile della nascita delle instabilità nel profilo di velocità; quest'aspetto è emerso anche nell'ambito delle

nostre prove sperimentali e abbiamo avuto modo di verificarlo soprattutto confrontando le Velocità Medie Locali per lo stesso tirante idrico h e tre densità crescenti di vegetazione. Lo studio delle Deviazioni Standard ha evidenziato invece come la densità crescente di vegetazione faccia diminuire i valori del picco in corrispondenza dell'altezza dei cilindri. Anche per le Skewness e le Kurtosis si è mostrata evidente l'influenza della densità di vegetazione.

Inoltre, il confronto tra due diverse altezze di vegetazione ha fatto emergere l'importanza che anche in questo topic ricopre la Teoria della Similitudine; questo risultato si presenta molto utile in chiave pratica di ricerca poiché fa meglio comprendere il valore dei confronti che vengono sviluppati tra diversi modelli di vegetazione.

Bibliografia

- Augustijn D.C.M., Huthoff F., van Velzen E.H., (2008). "Comparison of vegetation roughness descriptions", Proc., RiverFlow 2008 Congr., Izmir, Turkey.
- Baptist M.J., Babovic V., Rodriguez Uthurburu J., Keuzer M., Uittenbogaard R.E., Mynett A., Verwey A., (2007). "On inducing equations for vegetation resistance", J. of Hydraul. Res. 45(4) 435–450.
- Chow V.T., (1959). "Open Channel Hydraulics", Mc-Graw Hill (Conventional Textbooks Reissue Series, 1988).
- Colebrook, C.F., (1939). "Turbulent Flow in Pipes, with Particular Reference to the Transition between the Smooth and Rough Pipe Laws", J. Inst. Civ. Eng. Lond., 11,133-156.
- Finnigan J., (2000). "Turbulence in plant canopies", Annual Review of Fluids Mechanics, 32(1), pp.519-571.
- Galema A., (2009). "Vegetation Resistance. Evaluation of vegetation resistance descriptors for flood management", Master Thesis, University of Twente.
- Gualtieri P., Pasquino, V., Pulci Doria G., (2012). "Condizioni preliminari necessarie per confrontare le scabrezze di Strickler e di Nikuradse: la scabrezza equivalente di Strickler", XXXIII Atti, Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia (Italy).
- Ghisalberti M. and Nepf H.M., (2006). "The structure of the shear layer in flows over rigid and flexible canopies", Environmental Fluid Mechanics 6, pp.277-301.
- Huthoff, F., (2012), Theory for flow resistance caused by submerged roughness elements J. Hydraul. Res. 50(1), 10–17.
- Huthoff, F., and Augustijn D. C. M., (2006). "Hydraulic resistance of vegetation: Predictions of average flow velocities based on a rigid-cylinders analogy", Civil Engineering & Management report 2006R-001/WEM-003 (ISSN 1568-4652), University of Twente.
- Huthoff, F., Augustijn D. C. M., Hulscher S. J. M. H., (2007). "Analytical solution of the depth averaged flow velocity in case of submerged rigid cylindrical vegetation" Water Resour. Res., 43, W06413, doi:10.1029/2006WR005625.
- Klopstra D., Barneveld H.J., Van Noortwijk J.M., Van Velzen E.H., (1997). "Analytical model for hydraulic roughness of submerged vegetation", Proc., 27th IAHR Congr., San Francisco, USA, 775-780.
- Lopez F. and Garcia M., (2001a). "Mean Flow and Turbulence Structure of Open-Channel Flow Through Non-Emergent Vegetation", Journal of Hydraulic Engineering, 127(5), pp.392-402.
- Mejier D.G. and Van Velzen E.H., (1999). "Prototype-scale flume experiments on hydraulic roughness of submerged vegetation", Proc., 28th IAHR Congr., Graz, Austria.
- Nepf H. M., (2012). "Hydrodynamics of vegetated channels", J. of Hydraul. Res. 50(3) 262– 279.
- Nezu I. and Sanjou M., (2008). "Turbulence structure and coherent motion in vegetated canopy open-channel flow", J. of Hydro-Environment Res., 62-90.
- Poggi D., Porporato A. and Ridolfi L., Albertson J.D., Katul G.G., (2004). "The effect of vegetation on canopy sub-layer turbulence", Boundary-Layer Meteorology, 111, pp.565-587.

- Raupach M.R., and Thom A.S., (1981). "Turbulence in and above plant canopies", Annual Review of Fluids Mechanics, 13, pp.97-129.
- Raupach M.R., Finnigan J.J., Brunet Y., (1996). "Coherent eddies and turbulence in vegetation: the mixing layer analogy", Boundary Layer Meteorology 78, 351-382
- Stone B.M. and Shen T. H., (2002). "Hydraulic Resistance of Flow in Channels with Cylindrical Roughness", J. of Hydraul. Eng., 128(5), 500-506.
- Tsujiimoto T., and Kitamura T., (1990). "Velocity profile of flow in vegetated-bed channels", KHL Progressive Report, Hydraulic Laboratory, Kanazawa University.
- Tsujiimoto, T., Shimizu, Y., Kitamura, T., Okada, T., (1992). "Turbulent open-channel flow over bed covered by rigid vegetation", J. of Hydroscience and Hydraul. Eng., 10(2), 13-25.
- Von Karman, T., (1937). "The Fundamentals of the Statistical Theory of Turbulence", J. Aero Sci., 4, 131-138.
- Yen, B. C., (1992). "Dimensionally homogeneous Manning's formula", J. Hydraul. Eng., 118(9), 1326-1332; Closure: 1993. 119(12), 1443-1445.
- Yen, B. C., (2002). "Open channel flow resistance", J. of Hydraul. Eng., 128(1), 20-39.

CONCLUSIONI

In questo capitolo cercheremo di rispondere con alle domande nate prima e durante il lavoro di ricerca; in particolare vedremo se e come abbiamo raggiunto obiettivi pregnanti al nostro scopo e quali sono le possibili linee guida per lavori futuri. Imposteremo di seguito delle domande focalizzate su ogni singolo aspetto della seguente tesi e cercheremo mediante le risposte di argomentare i risultati teorici e sperimentali da noi raggiunti.

D1: Come viene affrontato in letteratura il problema della resistenza al moto per correnti defluenti in alveo vegetato?

Come noto, la resistenza al moto idraulico è calcolata mediante le formule classiche (Keulegan, Manning, Chèzy) e i rispettivi parametri di scabrezza k_N , k_s , k_B i quali sono effettivamente rappresentativi della rugosità della parete sulla quale avviene il deflusso di corrente; essendo la vegetazione una tipologia di ostacolo presente all'interno della corrente stessa, l'approccio della letteratura moderna fin dai primi lavori (Tsujimoto e Shimizu, 1992) arrivando a quelli più recenti (Konings et al., 2012) ha sempre cercato di costruire una relazione analitica di resistenza indotta da vegetazione mediante l'implementazione di modelli direttamente connessi al coefficiente di drag C_D della vegetazione. La tendenza ormai acclarata in letteratura è di dividere la corrente in due o più strati (*vegetation layer* e *surface layer*), cercare le leggi fisiche che regolano l'andamento delle velocità per singolo strato, ed effettuare un matching finale tra essi al fine di costruire un modello idrodinamico di corrente.

D2: In che modo il presente lavoro di tesi ha approcciato lo studio del seguente tema di ricerca?

In questo lavoro ci siamo soffermati sul comportamento idraulico della vegetazione rigida e sommersa; è infatti prassi in idrodinamica approcciare il problema dividendo la vegetazione rigida e flessibile. Per quanto concerne la vegetazione rigida abbiamo cercato di individuare la possibilità

di approssimare il calcolo della resistenza al moto mediante le ordinarie formule di resistenza al moto e i relativi parametri di scabrezza k_N, k_s, k_B ; abbiamo avuto modo di verificare che alcuni autori (Nepf e Vivoni 2000, Lopez e Garcia 2001, Huthoff et al. 2006-2007, Augustijn 2008) hanno esaminato la suddetta possibilità giungendo alla conclusione che in particolari condizioni idrodinamiche (condizioni di alta sommergenza e cioè rapporto del tirante idrico h e altezza di vegetazione k maggiore di 5, $h/k > 5$) si possano utilizzare le ordinarie formule di resistenza al moto per calcolare la scabrezza di vegetazione.

D3: In che modo il presente lavoro di tesi ha fornito un contributo al problema delle resistenze al moto idraulico per correnti defluenti su alveo vegetato?

Il contributo che abbiamo cercato di fornire al tema di ricerca è incentrato sulla seguente domanda: avendo verificato che in particolare condizioni idrodinamiche al contorno ($h/k > 5$) è effettivamente possibile calcolare la scabrezza di vegetazione mediante le ordinarie scabrezze idrauliche k_N, k_s, k_B quale di esse può essere effettivamente considerata come la più affidabile tra le tre? Dopo aver effettuato un confronto tra dati ricavati dalla letteratura e dati costruiti mediante nostre indagini di laboratorio siamo giunti alla conclusione che in condizioni di alta sommergenza la formula di Keulegan fornisce il parametro di scabrezza k_N , come maggiormente affidabile per calcolare la resistenza al moto indotta da vegetazione. Inoltre, abbiamo costruito un modello di calcolo del suddetto parametro k_N mediante la sola densità adimensionale di vegetazione λ , fornendo così un ulteriore utile strumento alla comunità tecnica e scientifica.

D4: In che cosa è consistito lo studio dei caratteri della turbolenza in alveo vegetato?

Un ulteriore approccio di ricerca è consistito nell'osservazione dei fenomeni legati al moto turbolento delle correnti defluenti su alveo vegetato: in particolare avvalendoci della teoria del "mixing layer" elaborata da Raupach et. al 1996 abbiamo cercato mediante i più conosciuti lavori di letteratura (Raupach et al.1996, Poggi 2004, Nezu et al. 2008, Nepf 2012) di analizzare il fenomeno turbolento concentrandoci sullo studio delle sue principali caratteristiche statistiche

come la velocità media locale, la deviazione standard, le skewness e le kurtosis e sui valori da esse assunti nei modelli presenti in letteratura.

D5: In che modo il presente lavoro di tesi ha fornito un contributo al problema dello studio dei caratteri turbolenti per correnti defluenti su alveo vegetato?

In primo luogo abbiamo cercato mediante prove di laboratorio di confermare la validità dei modelli di letteratura circa l'andamento delle principali caratteristiche statistiche della turbolenza e la loro analogia con il modello "Mixing layer" ; inoltre, grazie alle nostre elaborazioni sperimentali abbiamo confermato la tendenza presente in letteratura di considerare il parametro λ , rappresentativo della densità di vegetazione, come indicatore di riferimento nello studio della nascita delle instabilità di Kelvin-Helmholtz nei profili di velocità e di conseguenza dei vortici turbolenti come indicato nei modelli di turbolenza per alveo vegetato maggiormente considerati.

D6: Sono state trovate connessioni tra i due segmenti di ricerca atte a comprendere maggiormente la fenomenologia idraulica delle correnti defluenti su alveo vegetato?

I risultati ottenuti mediante il modello di calcolo della resistenza al moto indotta dalla vegetazione e quelli ottenuti nello studio dei caratteri della turbolenza confermano la teorie attualmente presenti in letteratura: i parametri maggiormente significativi sono rappresentati dalla sommergezza (h/k) e dalla densità di vegetazione λ . Ognuno di essi ricopre, in maniera diversa per ogni specifico aspetto idrodinamico, un ruolo di estrema importanza; inoltre è proprio dalla loro conoscenza che possono essere interpretati ed eventualmente implementati, come nel nostro caso, modelli analitici che descrivano il comportamento idraulico di correnti defluenti su alveo vegetato.