

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio**

Tesi di Laurea Magistrale

**Studio modellistico e confronto tra sistemi
di contenimento idraulico e fisico**



Relatore

prof. Rajandrea Sethi

Co Relatori

Alessandro Casasso

Giovanni Lucio Prassede

Candidata

Agnese Salomone

Marzo 2021

Indice

<i>Introduzione</i>	2
1. Acque sotterranee	3
2. Modello Matematico	4
2.1 Equazione generale del flusso	4
2.2 Equazione generale del trasporto di massa	6
2.3 Condizioni iniziali e al contorno	8
3. Tecniche di contenimento del contaminante e metodo analitico	9
3.1 Contenimento idraulico	10
3.2 Contenimento fisico	14
4. Metodi numerici	17
4.1 Simulazione delle tecniche di contenimento con FEFLOW	19
4.1.1 Modellazione del contenimento idraulico	20
4.1.2 Modellazione del contenimento fisico	23
5. Simulazione di un caso ideale, confronto tra FEFLOW e MODFLOW	23
5.1 Impostazione del modello	24
5.2 Acquifero indisturbato	27
5.2.1 FEFLOW	27
5.2.2 VISUAL MODFLOW	30
5.2.3 Confronto tra i valori di concentrazione ottenuti con l'utilizzo di FEFLOW e quelli ottenuti dalle soluzioni analitiche proposte	32
5.3 Contenimento idraulico	36
5.3.1 FEFLOW	36
5.3.2 VISUAL MODFLOW	43
5.4 Contenimento fisico	44
5.4.1 Calcolo analitico	44
5.4.2 FEFLOW	46
5.4.3 VISUAL MODFLOW	48
5.4.4 Inversione di piezometria	49
5.5 Contenimento fisico abbinato al contenimento idraulico	50
5.6 Tabelle riassuntive	55
5.7 Conseguenze delle variazioni di conducibilità idraulica	59
5.8 Considerazioni sui numeri di PECLET e COURANT	63
6. Simulazione di un caso reale su FEFLOW	66
6.1 Acquifero indisturbato	69
6.2 Contenimento idraulico	71
6.3 Contenimento fisico	75
6.4 Valori di concentrazione riscontrati nei punti di osservazione e tabelle riassuntive	78
7. Valutazione economica	80
7.1 Caso ideale	82

7.2	Caso reale	89
	<i>Conclusioni</i>	92
	<i>Bibliografia</i>	94

Introduzione

La bonifica ambientale ha un ruolo molto importante nella salvaguardia delle risorse naturali: solo in Italia si possono contare 58 siti “gravemente inquinati e a elevato rischio sanitario” e un totale di 12 482 siti contaminati in attesa di risanamento [41]. Le falde, per esempio, rappresentano una fonte preziosa in termini di acqua per il consumo umano e i fenomeni di contaminazione che sempre più spesso colpiscono queste matrici ambientali rappresentano motivo di preoccupazione e necessità di ricerca di metodi per limitare il trasporto delle sostanze inquinanti.

Questo lavoro si pone come obiettivo la simulazione del trasporto dei contaminanti in falda attraverso l'utilizzo di un software; quest'ultimo viene impiegato per confrontare due tecniche di bonifica in particolare: il contenimento idraulico e quello fisico. Esse non hanno come scopo la rimozione del contaminante dalla matrice ambientale, ma piuttosto quello di controllarlo per limitarne la dispersione nelle acque sotterranee

Le tecniche di contenimento rappresentano un'importante soluzione alla contaminazione delle falde laddove la sorgente non può essere eliminata: in questi casi è importante confinare la dispersione di sostanze inquinanti, che vengono reimmesse in falda in maniera continua, nelle acque sotterranee.

Il sistema di isolamento idraulico si basa sull'emungimento dell'acqua di falda dal plume di contaminante che verrà successivamente depurata mentre il contenimento fisico interviene direttamente a livello della sorgente isolandola dal resto dell'acquifero tramite l'utilizzo di materiali impermeabili. I due sistemi citati hanno una serie di vantaggi e svantaggi dipendenti anche dalle caratteristiche iniziali del sito e verranno approfonditi all'interno di questa tesi.

È bene ricordare che si tratta comunque di due tecniche “invasive” poiché comportano modifiche al normale assetto idrogeologico dell'acquifero. Il contenimento fisico impedisce il flusso nella zona di acquifero delimitata dalla barriera impermeabile e, per la realizzazione di quest'ultima, spesso viene sbancato il suolo che dev'essere poi sostituito dal materiale impermeabile; il terreno così rimosso dalla falda è contaminato e necessita di una successiva gestione adeguata. Il contenimento idraulico crea invece degli abbassamenti del carico piezometrico in corrispondenza del pozzo e il principale impatto ambientale è dovuto al consumo di energia elettrica per l'emungimento e all'installazione degli impianti di trattamento dell'acqua di falda che spesso vengono posizionati in sito.

In questa tesi l'impiego di un modello numerico permette di osservare le conseguenze dovute all'introduzione in falda dei due sistemi di bonifica a livello di variazioni di campo di flusso e di trasporto di massa; si entra nello specifico di due software in particolare: VISUAL MODFLOW, i cui risultati provenienti da uno studio precedente vengono esaminati in questa sede, e FEFLOW, che invece è stato utilizzato per le nuove simulazioni. Si dimostra così l'importanza della modellazione in fase preliminare di intervento di bonifica: si possono infatti ottenere informazioni sul destino dei contaminanti in falda in assenza di intervento ed è possibile verificare al tempo stesso l'efficienza della bonifica sia in termini di quantità di massa di contaminante che raggiunge valle indisturbata sia in

termini di valori di concentrazione in alcuni punti del dominio (ad esempio pozzi di prelievo di acqua destinata al consumo umano).

1. Acque sotterranee

Gli acquiferi sono delle formazioni geologiche in grado di permettere il passaggio di acqua immagazzinata all'interno dei pori e delle fratture, la caratteristica principale di quest'acqua è che dev'essere economicamente utilizzabile dall'uomo [5].

La principale classificazione degli acquiferi si basa sul comportamento idrodinamico [5] che individua sostanzialmente tre categorie:

- acquifero non confinato, delimitato solo dal basso da uno strato poco permeabile, questa tipologia di acquifero è la più soggetta a fenomeni di contaminazione dovuti in particolar modo alle infiltrazioni verticali di inquinanti provenienti dalle attività antropiche agricole e industriali;
- acquifero semi-confinato, delimitato da uno strato impermeabile e da uno semi permeabile che rende possibile una debole ricarica verticale.
- acquifero confinato, delimitato dal basso e dall'alto da due strati di terreno impermeabile, la ricarica di acqua avviene solo in specifiche zone dette zone di ricarica, dove l'acquifero affiora. Nonostante questa tipologia di acquifero sia per natura più protetta rispetto alle precedenti, l'eventuale contaminazione di queste acque dev'essere tempestivamente controllata poiché le acque che circolano in questa zona sono quelle principalmente utilizzate per il consumo umano.

Lo strato intermedio tra due acquiferi prende il nome di acquicludo se la permeabilità è bassa e non vi è circolazione di acqua, anche se essa è presente; mentre si chiama acquitardo quella formazione geologica satura che consente il passaggio di acqua non economicamente utilizzabile per fini produttivi ma tale da consentire il flusso tra due acquiferi contigui. [5]

Una corretta comprensione dei fenomeni che interessano le acque sotterranee permette di avere gli strumenti necessari per prevedere il comportamento degli inquinanti in falda sottoforma di modelli; nel corso del tempo questo è diventato sempre più importante a fronte di una crescita dell'interesse pubblico per la qualità dell'ambiente sotterraneo, fortemente minato dalle attività antropiche [32].

Esistono sostanzialmente tre modelli per il trasporto di contaminanti in falda [32]: analitici, semi-analitici e numerici; tutti hanno come obiettivo la risoluzione delle equazioni generali che descrivono il trasporto nelle acque sotterranee (modello matematico) ma i primi presentano una soluzione rigorosa basata sull'applicazione di condizioni iniziali e al contorno mentre gli ultimi si basano su procedure numeriche che rendono possibile arrivare alle soluzioni anche in situazioni reali più complesse e richiedono l'utilizzo di un software.

Per l'impostazione corretta di un modello numerico, sono necessarie una serie di conoscenze preliminari, in particolare si dovrà procedere individuando [19]:

- gli obiettivi del modello, ovvero comprendere quali sono le variabili principali che dovranno essere prese in considerazione in ingresso e in uscita;
- i dati preesistenti in archivi storici o in precedenti studi;
- il modello concettuale che contiene tutte le informazioni mancati riguardanti le caratteristiche idrogeologiche, il tipo di contaminazione e i potenziali recettori;
- la calibrazione del modello per la ricerca dei valori ottimali delle variabili e dei parametri in gioco;
- la validazione del modello, il modello calibrato viene testato su zone del dominio differenti da quelle utilizzate per la calibrazione in modo tale da constatare la bontà o meno delle variabili e dei parametri trovati precedentemente, se la validazione non risulta soddisfacente sarà necessario ripetere la calibrazione stessa.

2. Modello Matematico

Un modello matematico è composto da una serie di espressioni matematiche [13], nel caso degli acquiferi si tratta di equazioni differenziali alle derivate parziali che descrivono il flusso e il trasporto di massa all'interno del mezzo poroso.

2.1 Equazione generale del flusso

Per arrivare all'equazione generale del flusso per le acque sotterranee è necessario introdurre due importanti temi: la legge di Darcy e l'equazione di continuità.

La legge di Darcy descrive la velocità nella direzione in cui l'acqua si muove all'interno dei mezzi porosi:

$$v_d = -K * \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) \quad (1)$$

In questa definizione compare il carico idraulico h [L], il gradiente idraulico $\frac{\partial h}{\partial x}$ e la conducibilità idraulica K [LT⁻¹].

Quest'ultima fornisce una misura della capacità dell'acquifero di consentire lo spostamento del fluido nella matrice porosa ed è legata alle caratteristiche di entrambi:

$$K = \frac{\rho g}{\mu} k \quad (2)$$

ρ è la densità del fluido [ML⁻³], μ è la viscosità dinamica [ML⁻¹T⁻¹], k fa riferimento alla matrice porosa ed è la permeabilità [L²] mentre g è l'accelerazione gravitazionale [MT⁻²].

La conducibilità idraulica può assumere diversi valori all'interno della stessa formazione geologica, l'acquifero è considerato omogeneo se K è indipendente dalla posizione all'interno di esso, mentre se K è indipendente dalla direzione di misura in un qualsiasi punto allora l'acquifero è isotropo [9].

Ne deriva che, considerando K_x , K_y , e K_z i valori di conducibilità nelle tre direzioni, la definizione delle tre componenti della velocità di Darcy è [9]:

$$\begin{aligned}v_{d_x} &= -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \\v_{d_y} &= -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \\v_{d_z} &= -K_z \frac{\partial h}{\partial z}\end{aligned}\tag{3}$$

La velocità di Darcy è in realtà una velocità apparente, la velocità effettiva con la quale si muove l'acqua in acquifero prende il nome di velocità effettiva e dipende dalla porosità efficace dell'acquifero n_e , ovvero la frazione porosa del mezzo disponibile per il passaggio del flusso advettivo [37],[25]:

$$v_e = \frac{v_d}{n_e}\tag{4}$$

L'equazione di continuità descrive la conservazione della massa attraverso un mezzo poroso saturo, per flusso transitorio è:

$$-\frac{\partial(\rho v_{d_x})}{\partial x} - \frac{\partial(\rho v_{d_y})}{\partial y} - \frac{\partial(\rho v_{d_z})}{\partial z} = \rho S_s \frac{\partial h}{\partial t}\tag{5}$$

Dove S_s è la capacità di immagazzinamento specifico [L^{-1}] che considera c_f e c_w rispettivamente come compressibilità della formazione acquifera e dell'acqua:

$$S_s = g\rho(c_f + nc_w)\tag{6}$$

A questo punto inserendo la definizione di velocità di Darcy (3) nell'equazione di continuità (5) si ottiene l'equazione del flusso delle acque sotterranee:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x \frac{\partial h}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(K_y \frac{\partial h}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(K_z \frac{\partial h}{\partial z}\right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t}\tag{7}$$

2.2 Equazione generale del trasporto di massa

Il trasporto di massa deve considerare l'interazione dei contaminanti con il mezzo poroso, in particolare esistono due macrocategorie di sostanze contaminanti: quelle reattive, che interagiscono con l'ambiente attraverso fenomeni di degradazione o di assorbimento su suolo, e quelle conservative, il cui movimento nella falda è determinato solo dal movimento del fluido attraverso di essa.

Partendo dal bilancio di materia si arriva all'equazione generale del trasporto di massa:

$$D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - v_e \frac{\partial C}{\partial x} - \lambda C = R \frac{\partial C}{\partial t} \quad (8)$$

Essa contiene al suo interno tutti i meccanismi di propagazione dovuti a fenomeni idrologici, chimico-fisici e biologici.

Il termine che include la velocità effettiva nell'acquifero v_e descrive il trasporto advettivo conseguente al movimento del fluido nell'acquifero, D invece è il coefficiente di dispersione idrodinamica [L^2T^{-1}] dovuto a due processi: la diffusione molecolare e la dispersione cinematica; la prima descrive il movimento della sostanza da zone ad alta concentrazione verso quelle con concentrazione più bassa, la seconda è causata dalla non omogeneità del mezzo poroso a scala microscopica e dà luogo a variazioni locali della velocità rispetto a quella media effettiva e a componenti trasversali della velocità rispetto alla direzione del flusso.

Entrambi i fenomeni vengono descritti dalla legge di Fick per la diffusione molecolare si considera il coefficiente di diffusione molecolare D_d [L^2T^{-1}] ed il flusso di massa [MT^{-1}] è:

$$J_{M_x} = -D_0 \frac{\partial C}{\partial x} \quad (9)$$

In un mezzo poroso il contaminante è caratterizzato da un coefficiente di diffusione molecolare più basso rispetto a quello in acqua, D_0 , che dovrà tenere in considerazione il fattore di tortuosità $\tau < 1$ [20]:

$$D^* = D_0 * \tau \quad (10)$$

Per la dispersione cinematica vale:

$$J_{c_x} = -D_{c_x} \frac{\partial C}{\partial x} \quad (11)$$

Il coefficiente di dispersione cinematica D_c può essere longitudinale se considerato nella direzione del flusso oppure trasversale in caso contrario ed è calcolato rispettivamente, a partire dalla dispersività α [L], come:

$$\begin{aligned} D_{CL} &= \alpha_L v_e \\ D_{CT} &= \alpha_T v_e \end{aligned} \quad (12)$$

Il coefficiente di dispersione idrodinamica che compare nell'equazione (6) è dato dalla somma del coefficiente di diffusione molecolare (eventualmente moltiplicato per la tortuosità del mezzo poroso) e di dispersione cinematica. All'interno degli acquiferi il valore di diffusione molecolare è trascurabile rispetto a quello di dispersione cinematica e i fenomeni trasversali sono meno importanti rispetto a quelli longitudinali.

I contaminanti sono poi soggetti a fenomeni di decadimento e assorbimento; i primi sono descritti dalla costante di decadimento λ [T⁻¹] e nel caso più semplice di cinetica del primo ordine, la velocità di decadimento è:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\lambda C \quad (13)$$

Facendo riferimento ai fenomeni di assorbimento di tipo lineare si ha:

$$S = K_d C \quad (14)$$

con K_d coefficiente di distribuzione solido-liquido [L³M⁻¹] e S massa adsorbita per unità di massa di solido; questo fenomeno viene introdotto nell'equazione generale (8) attraverso il coefficiente di ritardo R , che descrive il rallentamento del contaminante causato dal passaggio di una parte di esso dalla componente liquida a quella solida:

$$R = 1 + K_d \frac{\rho_b}{n_e} \quad (15)$$

dove ρ_b è la densità di bulk del suolo [ML⁻³].

Alla luce di quanto spiegato, per un soluto conservativo, l'equazione generale per il trasporto può essere semplificata come:

$$D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - \frac{v_e \partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (16)$$

2.3 Condizioni iniziali e al contorno

Le equazioni di per sé non contengono informazioni relative ai casi specifici esaminati, come la geometria del dominio, i valori dei parametri in sito, le condizioni iniziali e al contorno, e sono quindi caratterizzate da un infinito numero di possibili soluzioni, ciascuna delle quali corrisponde ad un particolare caso di flusso o trasporto nel mezzo poroso [13].

Le condizioni iniziali settano il valore di alcune variabili al tempo iniziale $t=0$, per il flusso la variabile interessata è il carico piezometrico in alcuni punti del dominio mentre per il trasporto è il valore della concentrazione.

Le condizioni al contorno sono essenzialmente di tre tipi e verranno descritte in seguito per il problema relativo al moto delle acque sotterranee [13]:

1. Condizione del primo ordine (o condizione di Dirichlet), descrive il comportamento del carico idraulico nel tempo come una funzione f_1 nota:

$$h = f_1(t) \quad (17)$$

f_1 può anche essere costante e non variare nel tempo.

2. Condizione del secondo tipo (o condizione di Neumann), descrive il flusso che entra o esce dal dominio perpendicolarmente ai confini di esso come una funzione nota nel tempo:

$$q = f_2(t) \quad (18)$$

questa condizione può essere usata anche per indicare un confine impermeabile;

3. Condizione del terzo tipo (o di Cauchy), si utilizza quando si conosce il carico idraulico di un corpo idrico esterno al dominio che è separato da esso da uno strato con conducibilità idraulica diversa da quella del dominio; la portata specifica che fluisce viene allora descritta come:

$$q = -\Phi_h (h_1 - h_2) \quad (19)$$

dove Φ_h è la conduttanza dello strato considerato, funzione della conducibilità idraulica e dello spessore di esso, h_1 è il carico idraulico del corpo idrico considerato (costante) e h_2 è il carico idraulico dell'acquifero nel punto più vicino allo strato impermeabile.

Le condizioni al contorno applicabili al problema del trasporto sono riconducibili alle precedenti [20]:

1. Condizione del primo ordine (o condizione di Dirichlet), viene descritta la concentrazione in alcuni punti del dominio:

$$C = f_1(t) \quad (17)$$

f_1 può anche essere costante e non variare nel tempo.

2. Condizione del secondo tipo (o condizione di Neumann), descrive la massa di soluto per unità di tempo che attraversa una superficie unitaria. Questa condizione può essere usata anche per indicare un confine impermeabile.
3. Condizione del terzo tipo (o di Cauchy), prende in considerazione la componente perpendicolare alla direzione della coordinata x .

3. Tecniche di contenimento del contaminante e metodo analitico

Le tecniche di contenimento sono quelle che, creando una variazione locale del flusso delle acque sotterranee, hanno come obiettivo il controllo della sorgente o del plume di contaminante in modo da evitarne la dispersione indesiderata in falda [21].

L'isolamento è potenzialmente applicabile a qualsiasi circostanza di inquinamento in falda ad esempio percolato da discariche incontrollate e perdite di sostanze chimiche, fornendo un meccanismo sicuro e redditizio [23].

Affrontare questi temi da un punto di vista analitico può risultare utile per una prima stima dei parametri necessari al dimensionamento degli impianti, questi verranno poi consolidati tramite l'utilizzo dei software per i metodi numerici.

3.1 Contenimento idraulico

Il contenimento idraulico (noto comunemente come “Pump & Treat”) si basa sull’utilizzo di un numero definito di pozzi in modo tale da alterare la piezometria dell’acquifero e di conseguenza la normale migrazione del contaminante solubile, che viene così condotto nel sistema di estrazione ed eventualmente trattato tramite un sistema di depurazione in sito, come in *Figura 1*. Si ha quindi la possibilità di proteggere alcune aree a valle del pozzo che altrimenti sarebbero interessate dal fenomeno di trasporto del contaminante.

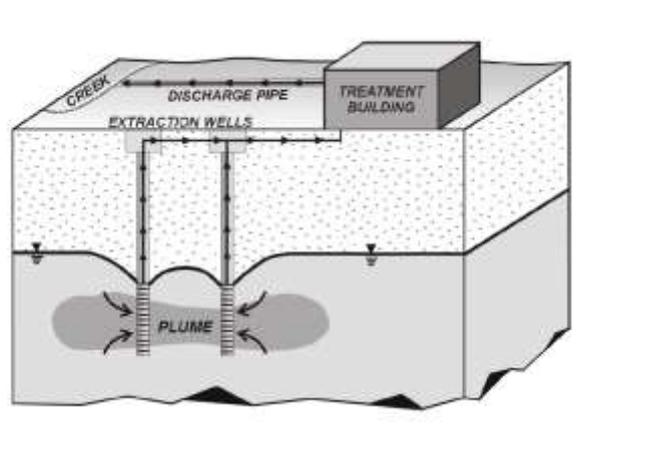


Figura 1- Schema comune di un sistema di Pump & Treat

La tecnica del Pump & Treat non viene utilizzata solo allo scopo di contenimento ma può essere impiegata anche per diverse gestioni di una falda contaminata [12] riportate in *Figura 2*, ad esempio laddove la sorgente è stata rimossa potrebbe essere necessario agire sul plume di contaminante che nel frattempo si è riversato in acquifero per un ripristino completo della falda in breve tempo.

Per un corretto approccio al sistema di confinamento idraulico è necessario cercare un compromesso tra diversi obiettivi: [12]

- riduzione di concentrazione di contaminante in alcuni punti importanti per le attività umane (ad esempio pozzi per l’approvvigionamento idrico di acqua potabile) rispettando le concentrazioni limite richieste dalla legge o dagli standard di qualità ambientali;
- massimizzazione della rimozione della massa di contaminante che fuoriesce dalla sorgente;
- riduzione al minimo dei tempi di bonifica;
- riduzione al minimo dei costi.

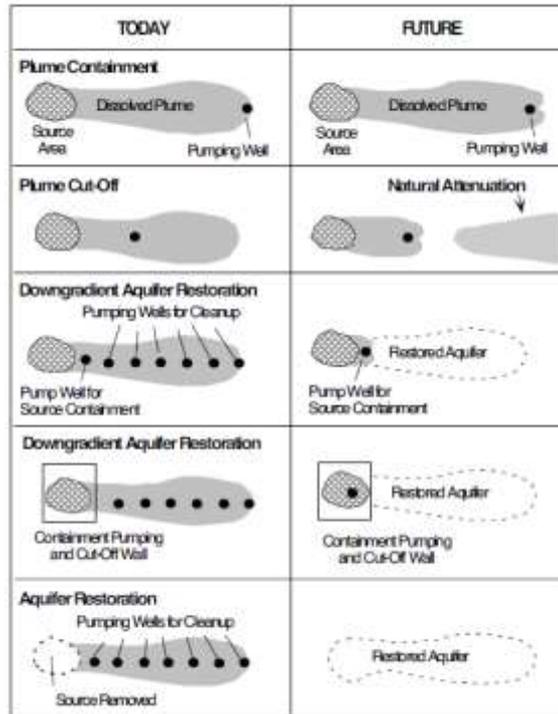


Figura 2- Diverse strategie di gestione di falda contaminata utilizzando la tecnica di P&T (Cherry et al.1992 [8] in [12])

La caratterizzazione idrogeologica necessaria al corretto dimensionamento di questa tecnologia non è semplice quando si ha a che fare con acquiferi eterogenei o dove vi sono fratture rocciose, è dunque necessario ricorrere ad una serie di tecniche come ad esempio la perforazione, le prove di falda e le prove con l'utilizzo di traccianti che non sempre risultano economicamente vantaggiose ma aiutano a determinare la massima portata di estrazione dei pozzi e l'abbassamento della piezometria risultante dall'utilizzo di essi [12].

Negli ultimi anni hanno acquisito una particolare importanza anche i pozzi a sviluppo orizzontale, che presentano una serie di vantaggi se utilizzati in quelle situazioni che necessiterebbero di un numero elevato di pozzi verticali [22].

Va inoltre previsto un impianto di depurazione delle acque di falda emunte, la scelta della linea di trattamento dipende dal tipo di contaminante presente in falda. Contaminanti comuni nelle acque sotterranee sono i NAPLs (Non-Aqueous Phase Liquids), ovvero tutti i composti non miscibili con l'acqua che vanno separati da essa attraverso un separatore di fasi che sfrutta la diversa densità dell'acqua e dell'inquinante oppure un filtro che trattiene la fase oleosa. I contaminanti organici volatili si trasferiscono in aria e vengono raccolti tramite i vapori, mentre quelli non volatili possono essere rimossi utilizzando delle colonne a carbone attivo (GAC); altri trattamenti comuni sono i trattamenti biologici che utilizzano la biomassa batterica per degradare la sostanza organica.

I contaminanti non organici (sostanzialmente metalli) necessitano di sistemi di filtrazione oppure di trattamenti chimici per farli precipitare e poterli facilmente separare dal mezzo liquido [14].

Un approccio comune al dimensionamento del sistema di Pump & Treat consiste nell'individuare l'area di cattura del pozzo; secondo diversi studi quest'ultima dipende fortemente dalla posizione del punto di stagnazione [31] ovvero quel punto in cui la velocità del flusso è nulla e la tendenza delle particelle di proseguire a valle del pozzo è perfettamente bilanciata dal richiamo del pozzo stesso [11].

Analiticamente per acquiferi confinati la posizione del punto di stagnazione rispetto al pozzo, considerando b spessore saturo [L], i gradiente idraulico e Q_e la portata di estrazione [L^3T^{-1}] per pozzo singolo o la somma delle portate per sistemi con più pozzi, viene calcolata come:

$$x_o = -\frac{Q_e}{2\pi Kbi} \quad (18)$$

L'ampiezza massima raggiunta verso monte sarà:

$$A = 2 * \frac{Q_e}{2Kbi} \quad (19)$$

Conoscendo la portata massima di estrazione del singolo pozzo e quindi indentificati il numero di pozzi che garantiscono la portata Q_e stabilita, occorre individuare la posizione ottimale di questi in modo tale che l'area di cattura che ne deriva, riportata in *Figura 3*, comprenda appunto l'intera sorgente.

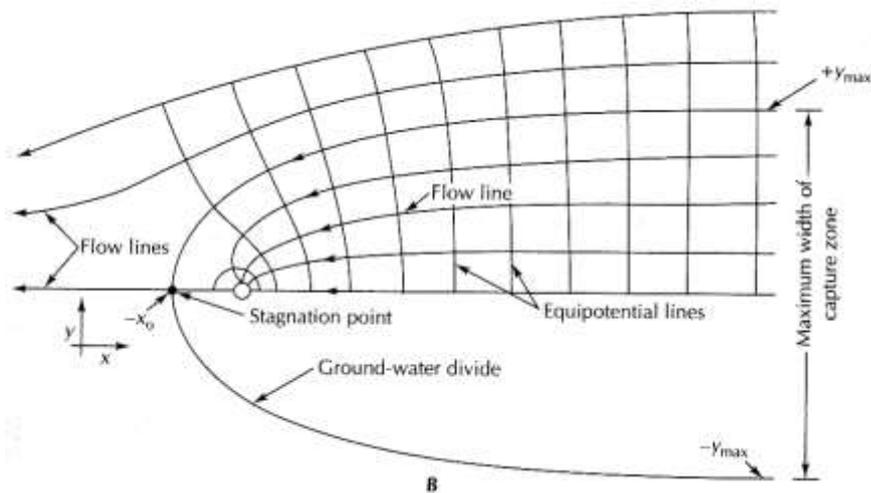


Figura 3- Campo di flusso creato da un pozzo in pompaggio in acquifero con flusso uniforme (modificato da [32] in [5])

Al fine di una corretta stima dell'attrezzatura richiesta per questa tecnologia, che idealmente dev'essere ridotta al minimo, occorre quindi considerare una serie di parametri [14]:

- la portata di estrazione del pozzo, fondamentale per dimensionare eventuali impianti di trattamento delle acque di falda contaminate;

- la capacità idraulica, utilizzata per il dimensionamento dei macchinari come pompe e tubazioni, che viene calcolata moltiplicando la portata di estrazione del pozzo per un fattore di sicurezza sito specifico. Questo parametro non dev'essere utilizzato per il dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque di falda poiché altrimenti risulterebbero sovradimensionati;
- la concentrazione di contaminante dev'essere determinata per ciascuna delle specie coinvolte tramite pompaggio di acqua da 24 a 48 ore per il campionamento. Questo parametro, come la portata di estrazione, è importante per il dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque di falda.

Il confinamento idraulico può essere considerato un metodo versatile perché la portata di estrazione può essere modificata in risposta ai monitoraggi che vengono eseguiti in fasi successive, così come possono essere integrati componenti aggiuntivi [11].

Le principali limitazioni nell'utilizzo della tecnica di Pump & Treat sono i fenomeni indesiderati di *tailing* e *rebound* [5]. Facendo riferimento a *Figura 4* si può vedere come entrambi i problemi si verificano quando la sorgente viene eliminata e l'obiettivo della bonifica è una completa rimozione del contaminante: il primo fenomeno è dovuto al lento desorbimento di parte del contaminante dalla matrice solida che causa un aumento delle concentrazioni reali in falda rispetto a quelle teoriche provocando un allungamento del tempo necessario per portare a termine la bonifica. Il fenomeno di *rebound* è una diretta conseguenza di quanto detto fino ad ora: se il trattamento di bonifica viene interrotto prima della completa rimozione di tutta la sostanza inquinante in falda, questa continua a passare alla fase acquosa e la quantità di contaminante disciolto nelle acque sotterranee aumenta rapidamente [26].

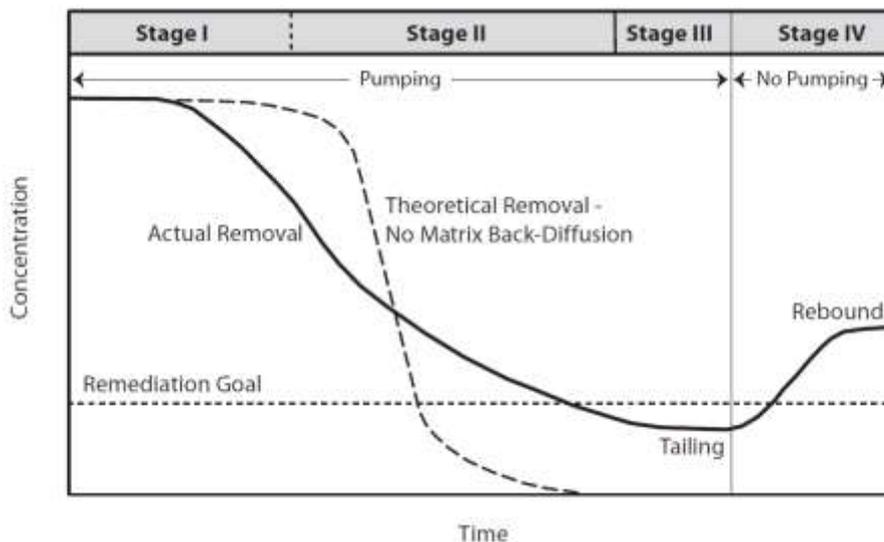


Figura 4- Valori delle concentrazioni di contaminante disciolto nelle acque sotterranee a seguito dei fenomeni di Tailing e Rebound rispetto all'andamento teorico [26]

3.2 Contenimento fisico

La tecnica del contenimento fisico si basa sull'utilizzo di materiali impermeabili posizionati intorno alla sorgente di contaminante in modo tale da ridurre o annullare il trasporto advettivo verso l'esterno, una rappresentazione schematica del suo utilizzo viene riportata in *Figura 5*.

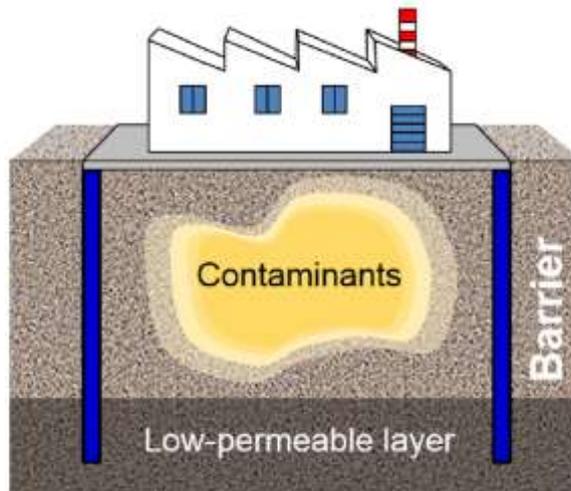


Figura 5- Rappresentazione schematica della tecnica di contenimento fisico applicata in sito [40]

Il trasporto dei contaminanti all'interno di una barriera può essere descritto a partire dall'equazione generale del trasporto di massa in mezzo poroso (16) per caso unidimensionale [23] trascurando il fenomeno di degradazione in fase solida:

$$R \frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v \frac{\partial C}{\partial x} \quad (20)$$

Considerando ξ ascissa curvilinea, la velocità lungo il diaframma è:

$$v(\xi) = K_d * \frac{h_{int} - h_{ext}}{L} \quad (21)$$

Dove h è il carico idraulico interno al diaframma ed esterno ad esso ed L è il suo spessore. Il flusso di massa uscente per unità di lunghezza, considerando C_s concentrazione della sorgente si ottiene come:

$$\varphi_{ud}(\xi) = v(\xi) * \frac{C_s * e^{\frac{v(\xi)L}{D}}}{e^{\frac{v(\xi)L}{D}} - 1} \quad (22)$$

Il flusso totale, si calcola come:

$$\Phi_{ud} = \sum \varphi_{ud_i} * b * (\xi_{i+1} - \xi_i) \quad (23)$$

La portata di acqua uscente dal diaframma viene calcolata come:

$$Q_u^D = \sum v_{d_i} * b * (\xi_{i+1} - \xi_i) \quad (24)$$

In base ai valori di carico idraulico interno ed esterno all'area confinata dalla barriera impermeabile si verificano tre diverse situazioni [15]:

1. Pura diffusione, quando tra l'interno e l'esterno della barriera non vi è differenza di carico idraulico il solo meccanismo di trasporto è quello diffusivo (*Figura 6(a)*);
2. diffusione con advezione positiva, se il carico idraulico interno all'area confinata è maggiore rispetto a quello esterno il flusso advettivo contribuirà, insieme a quello diffusivo, a portare il contaminante al di fuori della barriera (*Figura 6(b)*);
3. diffusione con advezione negativa, questa situazione è quella favorevole per il contenimento di massa inquinata e si verifica quando il carico idraulico interno alla barriera è minore di quello esterno. La diffusione è così contrastata dal trasporto advettivo e l'uscita di contaminante è ridotta al minimo (*Figura 6(c)*).

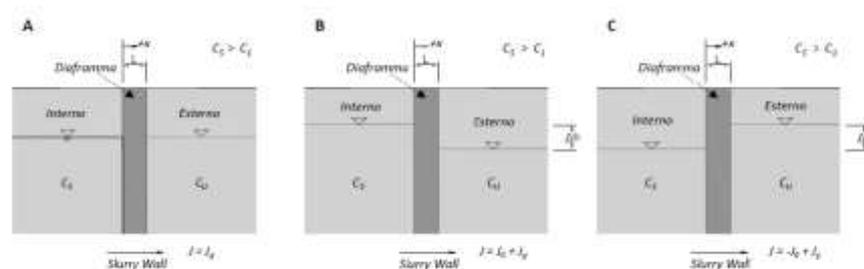


Figura 6- Propagazione del contaminante all'interno di una barriera impermeabile: pura diffusione (a), trasporto diffusivo con advezione positiva (b), trasporto diffusivo con advezione negativa (c). Adattata da [15]

La barriera deve svilupparsi verticalmente per tutto lo spessore dell'acquifero in modo tale da evitare che il contaminante, muovendosi verso il basso, riesca a passare al di sotto di essa e proseguire indisturbato nella falda; questo non è sempre necessario, ad esempio se si ha a che fare con LNAPL che tendono a scivolare sulla tavola d'acqua senza affondare [11] (*Figura 7*).

È inoltre importante pensare alla possibilità di inserire anche una parete impermeabile orizzontale al di sopra della sorgente (*capping*) per evitare che le infiltrazioni superficiali provochino l'innalzamento del carico interno al diaframma aumentando il fenomeno di advezione verso l'esterno.

Un'attenta analisi del sito e delle caratteristiche dell'acquifero sono necessarie prima di procedere al confinamento fisico, ad esempio se si ha a che fare con spessori saturi notevoli si avranno problemi legati allo scavo iniziale e alla stabilità della barriera stessa; così come sarà necessario assicurarsi che il posizionamento della barriera non vada a danneggiare strutture adiacenti; anche la composizione chimica del contaminante influisce sulla scelta del materiale migliore da adottare [11] per evitare fenomeni di corrosione.

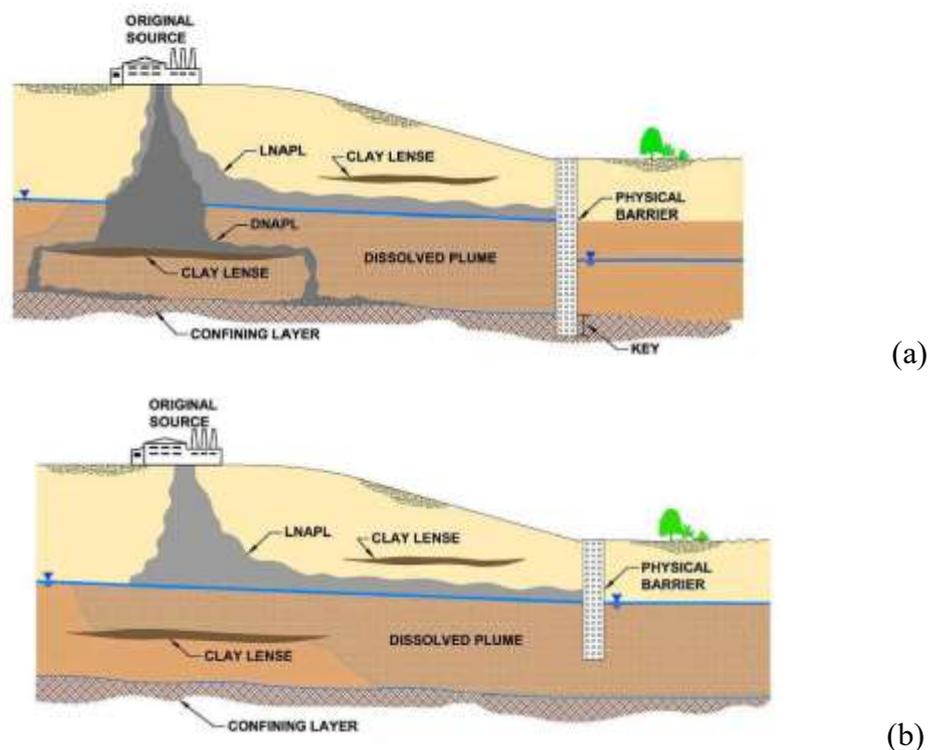


Figura 7- Esempio di applicazione del posizionamento della barriera fisica in caso di DNAPL (a) o LNAPL (b) [11]

Vi sono diverse tipologie realizzative [5],[38]:

- barriere ad escavazione, ovvero i diaframmi plastici in calcestruzzo plastico, cemento-bentonite o terreno-bentonite che si ottengono introducendo la miscela liquida direttamente nello scavo oppure diaframmi compositi con l'utilizzo di teli impermeabili;
- barriere ad infissione, ovvero le palizzate in pannelli d'acciaio o i diaframmi a trave infissa;
- barriere realizzate mediante jet-grouting, dove la miscela di acqua/cemento viene iniettata nel terreno ad alte velocità e pressioni.

Alcune difficoltà tecniche sull'utilizzo del muro di contenimento si basano sulla necessità di realizzare opere la cui efficienza duri nel tempo, funzione di una moltitudine di variabili dipendenti dalle caratteristiche locali dell'area considerata, la verifica dell'eventuale perdita di efficienza andrà quindi effettuata in sito con una serie di tecniche invasive e non invasive (come l'utilizzo della geofisica). [24]

4. Metodi numerici

La differenza principale tra metodo analitico e metodo numerico si trova nel modo in cui le equazioni generali (7) e (8) vengono risolte: le soluzioni dei modelli analitici sono costituite da funzioni continue che determinano la distribuzione spaziale e temporale delle variabili di stato del problema mentre le soluzioni proposte dai modelli numerici forniscono informazioni delle variabili solo in certi punti dello spazio e del tempo, in tutti gli altri punti viene utilizzata l' interpolazione [10].

I due software citati in questo studio sono MODFLOW e FEFLOW, essi si basano su modelli numerici differenti: il primo utilizza il metodo delle differenze finite, mentre il secondo si basa sul metodo agli elementi finiti, questi due metodi verranno di seguito brevemente descritti sulla base delle informazioni estrapolate da *Bear J. e Chien D. (2010)* [10].

La soluzione fornita dal metodo delle differenze finite si ottiene quando la stabilità e la convergenza vengono rispettate; esse derivano dalla comprensione di due errori che sono il *truncation error* e il *numerical roundoff error*.

Il primo errore si ottiene dalla differenza di due valori $|f_e - f_{fd}|$ che rappresentano rispettivamente la soluzione esatta delle equazioni a derivate parziali e l'approssimazione dovuta all'utilizzo del metodo delle differenze finite; il secondo errore dipende invece dalla differenza $|f_{fd} - f_{num}|$ dove il secondo termine denota la soluzione numerica fornita dall'approssimazione delle differenze finite. La condizione di convergenza si ottiene quando il *truncation error* tende a zero, mentre la stabilità è raggiunta se le due tipologie di errori non crescono esponenzialmente da uno step all'altro.

L'obiettivo del metodo delle differenze finite è quello di arrivare ad una soluzione tale da rispettare la condizione $|f_e - f_{num}| < \epsilon$ dove ϵ è il criterio d'errore definito a priori.

La griglia creata da questo modello per la discretizzazione del dominio è composta da linee ortogonali agli assi di riferimento, le linee saranno tanto più vicine tra loro quanto si vuole esaminare approfonditamente la zona del dominio: nei pressi della sorgente di contaminante, ad esempio, può venire richiesta una maggiore raffinazione della griglia.

Il metodo degli elementi finiti invece si basa sulla suddivisione del dominio in un numero di elementi non sovrapposti, solitamente triangolari, in modo tale che i nodi possano essere collocati in qualsiasi punto del dominio; questa flessibilità nella creazione della griglia rende più semplice lavorare con geometrie complesse ma anche concentrare un elevato numero di elementi più piccoli in quelle zone del dominio caratterizzate da un'alta variabilità delle caratteristiche. Ci sono diverse formulazioni teoriche dietro a questo metodo, la più comune è quella del metodo dei residui pesati (*Weighted residual methods*). Questo metodo parte dalla definizione di una generica funzione dello spazio $u(x)$ su cui agisce l'operatore differenziale L mentre Ω rappresenta il dominio:

$$L(u(x)) = f(x) \quad x \in \Omega \quad (25)$$

Senza voler entrare troppo nel dettaglio, l'obiettivo di questo metodo consiste nell'individuare la soluzione approssimata descritta da una serie di funzioni base solitamente di forma polinomiale:

$$u(x) \sim \hat{u}(x) = \sum_{i=1}^n a_i N_i(x) \quad x \in \Omega \quad (26)$$

L'errore che deriva dall'approssimazione è dato da $R = L(\hat{u}(x)) - f(x) \neq 0$. Per minimizzare l'errore residuo R si impone che la media pesata sull'intero dominio sia uguale a zero:

$$\int_{\Omega} R(x) * w_i(x) dx = 0 \quad (27)$$

4.1 Simulazione delle tecniche di contenimento con FEFLOW

Per quanto detto sui metodi numerici, è evidente che la discretizzazione del dominio sia un elemento fondamentale per ottenere dei buoni risultati.

Il primo passo per la creazione del modello è definire la *Supermesh* costituita dall'insieme di poligoni, linee e punti che viene utilizzata dal software per la costruzione della *Mesh*, ovvero la griglia del modello.

Vi sono diversi algoritmi proposti per la costruzione della griglia [7]:

- **Advancing Front:** i triangoli vengono costruiti partendo dai bordi del poligono muovendosi man mano verso il centro, i triangoli che vengono disegnati sono regolari (angoli vicino a 60°) ma non vengono considerate le linee e i punti all'interno dei poligoni.
- **Triangle:** Il dominio viene diviso in diversi triangoli, le linee e i punti possono essere considerati prevedendo una discretizzazione maggiore in corrispondenza di essi. In questo modo non viene assicurata una maglia completamente regolare (alcuni angoli sono maggiori di 90°).
- **GridBuilder:** viene utilizzato per geometrie molto complesse; vengono estese le linee dando origine a più sotto poligoni che vengono a loro volta discretizzati in modo diversi, per poi levigare il risultato ottenuto in modo da non avere passaggi bruschi da zone più raffinate a zone meno raffinate.

Per la scelta delle dimensioni degli elementi costituenti la griglia viene utilizzata come condizione la necessità di mantenere il numero di Peclet ad un valore inferiore a 2 come suggerito dal manuale stesso del software. Esistono più di dieci definizioni diverse in letteratura per questo numero [25], FEFLOW in particolare utilizza quella più comune, ovvero [27]:

$$P_e = \frac{v_e \Delta x}{D} \quad (28)$$

dove D è il coefficiente di dispersione idrodinamica introdotto al Capitolo 2 e può essere scritto come:

$$D = D^* + D_{CL} \quad (29)$$

Sostituendo tale definizione nell'equazione (28) e ricordandosi del significato di dispersione cinematica (12) si ottiene:

$$P_e = \frac{v_e \Delta x}{D^* + \alpha_L v_e} \cong \frac{v_e \Delta x}{\alpha_L v_e} = \frac{\Delta x}{\alpha_L} \quad (30)$$

La semplificazione utilizzata dall'equazione (30) si deve al fatto che in acquifero la dispersione cinematica raggiunge valori elevati rispetto alla diffusione molecolare, che può quindi essere considerata trascurabile. In questo modo è evidente che per avere bassi numeri di Peclet la dimensione massima della distanza tra i nodi deve prendere in considerazione il valore di dispersività longitudinale. Si ricorda quindi inoltre che il valore della dispersività viene spesso correlato all'estensione del fenomeno considerato L attraverso una semplice relazione lineare [5]:

$$\alpha_L = 0.1L \quad (31)$$

4.1.1 Modellazione del contenimento idraulico

La simulazione del contenimento idraulico si basa sull'inserimento di pozzi in uno o più nodi del dominio.

Si procede, in fase di realizzazione della *supermesh*, individuando il punto in cui verrà inserita l'estrazione di acqua e si utilizza la tecnica dei pozzi geotermici spiegata all'interno di *FEFLOW White Papers vol.5* [2] dove si sostiene la necessità di inserire il pozzo all'interno di una maglia regolare. All'interno del modello, infatti, il pozzo viene rappresentato come un nodo e questo crea dei problemi al carico idraulico poiché è calcolato facendo riferimento non al raggio reale ma ad un raggio virtuale del pozzo; quest'ultimo dipende dalla discretizzazione adottata, in particolare dalla distanza nodale Δ mostrata in *Figura 8*; questa distanza deve dunque essere tale da far coincidere il più possibile il raggio reale con quello virtuale.

Il metodo adottato per il calcolo della distanza nodale Δ è la stima diretta:

$$\Delta = a * r_{reale} \quad (32)$$

Il valore di a dipende dal numero di nodi n che si vogliono disegnare attorno al pozzo, spesso si preferisce realizzare un esagono regolare per cui viene suggerito di adottare $a=6.13$.

FEFLOW permette di lavorare con due diverse tipologie di pozzi [28]:

- *Well BC* che si applica ad uno o più nodi all'interno del dominio e richiede la conoscenza della portata di estrazione o iniezione,
- *Multilayer Well* che viene utilizzato per simulare pozzi multilivello finestrati lungo più strati del modello.

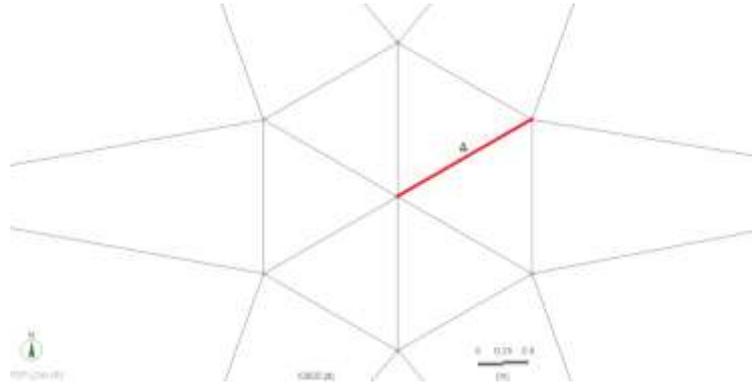


Figura 8- Indicazione della distanza nodale

L'efficienza del pozzo può essere calcolata come la differenza tra il flusso di massa rilasciato dalla sorgente e quello estratto dal pozzo:

$$E = \Phi_s - \Phi_p \quad (33)$$

A questo scopo il software fornisce due importanti strumenti: Il *Subdomain Rate Budget* e il *Rate Budget*. Il primo permette di visualizzare la portata di fluido e di contaminante scambiato tra sorgente e dominio individuando due aree: la prima è il “Domain of interest” (DOI) e la seconda è il “Masking Domain” (MD); in questo modo è possibile visualizzare la portata di fluido e di massa scambiata ai confini delle due aree. Nel presente studio si vuole considerare la portata in ingresso al dominio (dunque uscente dalla sorgente) con segno positivo, e quindi il DOI è rappresentato da tutti gli elementi che compongono il dominio eccetto quelli che fanno parte della sorgente, che invece rappresentano il MD (*Figura 9*). Il *Rate budget* permette invece di avere una visione sull'intero dominio in termini di contributi di massa in ingresso (con segno positivo) e in uscita (con segno negativo).

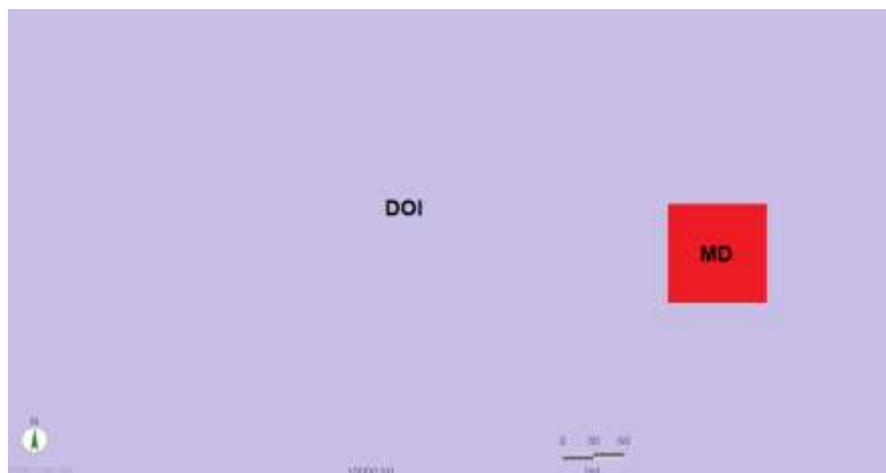


Figura 9- DOI e MD

FEFLOW permette, attraverso lo strumento *pathlines*, di identificare il percorso delle particelle (“Particle Tracking”) in modo da assicurarsi che ogni particella di fluido che passa nell’area del dominio occupata dalla sorgente venga catturata dal sistema di estrazione previsto. [21]

Vi sono due opzioni che si possono utilizzare:

- *forward* ovvero quando le particelle di fluido seguono la direzione del flusso, questo sistema può essere utilizzata per verificare che i nodi appartenenti alla sorgente vengano catturati dal pozzo;
- *backward* in cui il percorso delle particelle di fluido viene delineato da valle verso monte, in direzione contraria al flusso, e può essere utilizzato a partire dal pozzo per verificare che l’intera sorgente sia compresa nelle particelle catturate da esso.

Per delimitare l’intera area di cattura del pozzo occorre però considerare anche la posizione del punto di stagnazione, calcolato analiticamente come nell’equazione (18).

L’utilizzo di software per delimitare l’area di cattura non è così immediato poiché essi tracciano i percorsi in *backward* partendo da un numero definito di particelle posizionate circolarmente attorno al punto di interesse, questo comporta, per un tracciamento all’indietro a partire dal punto di stagnazione, che vengano comprese anche una serie di particelle a valle di esso che non risentono in realtà dell’influenza del pozzo. Questo fatto viene approfondito dallo studio di *Tosco et al. (2008)* [31] il quale riporta un algoritmo per delimitare automaticamente l’area di cattura del pozzo (APA); esso si compone essenzialmente di un processo iterativo in cui vengono effettuati due tracciamenti: *forward* dal cerchio di particelle attorno al punto di stagnazione e *backward* da quello attorno al pozzo. Dall’output di queste due simulazioni (*Figura 10*) è possibile definire le “particelle stagnanti”, ovvero quelle attorno al punto di stagnazione che raggiungono effettivamente il pozzo. Sono queste le nuove particelle che verranno utilizzate come punto di partenza per il successivo tracciamento all’indietro: esse rappresentano l’effettiva area di cattura del pozzo; il tutto viene poi post-processato per escludere dall’area di cattura le particelle con un tempo di viaggio superiore a quello fissato.

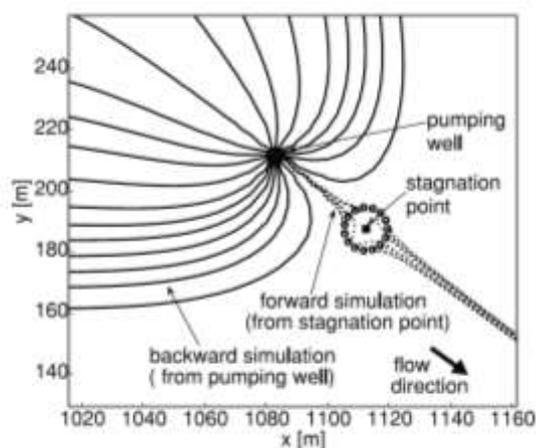


Figura 10- Simulazione con tracciamento *forward* delle particelle attorno al pozzo e *backward* per quelle attorno al punto di stagnazione (Fonte: [31])

4.1.2 Modellazione del contenimento fisico

La barriera impermeabile viene simulata da FEFLOW utilizzando una serie di elementi con caratteristiche differenti rispetto a quelle del dominio.

La dimensione degli elementi interni al diaframma deve tenere conto di quanto detto precedentemente sul numero di Peclet; facendo riferimento all'equazione (30) se la dispersività all'interno del diaframma ha valori diversi rispetto al dominio, anche la dimensione degli elementi dovrà essere diversa rispetto a quella del dominio. La necessità di discretizzare maggiormente la regione occupata dal diaframma deriva anche dalla volontà di osservare i fenomeni di trasporto di contaminante interni alla barriera: una maggiore discretizzazione permette di avere una maggiore precisione in questo senso.

Vanno poi inserite all'interno del diaframma le caratteristiche tipiche del materiale che si vuole utilizzare, in particolare la conducibilità idraulica (dell'ordine di $1 \cdot 10^{-9}$ / di $1 \cdot 10^{-11}$ m/s [5]), la porosità e la diffusione molecolare (tenendo conto dei valori di tortuosità del mezzo).

5. Simulazione di un caso ideale, confronto tra FEFLOW e MODFLOW

Il caso ideale esaminato fa riferimento ad un lavoro già svolto precedentemente su VISUAL MODFLOW, in questo modo vengono confrontate le due tecniche di contenimento idraulico e fisico ma vengono anche sottoposti a confronto questi due software.

Il dominio considerato ha una lunghezza di 3km e una larghezza di 2km, all'interno di esso è posizionata una sorgente di contaminante; l'acquifero presenta le seguenti caratteristiche:

- confinato;
- spessore 5m;
- porosità effettiva di 0.2;
- dispersività longitudinale di 10m.

La sorgente di contaminante è quadrata con lato di 100m e si estende verticalmente su tutto l'acquifero, l'emissione di sostanza inquinante è costante e pari ad 1 g/m^3 di soluto conservativo con diffusione molecolare di $2 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, valore tipico del cloruro.

5.1 Impostazione del modello

Seguendo quanto detto nel Capitolo 4 viene impostata la *Supermesh* (in *Figura 11*) sulla quale il software lavorerà per creare la griglia. L'algoritmo utilizzato per la costruzione di quest'ultima è *triangle* poiché la geometria non è particolarmente complessa e si hanno diversi punti e linee da prendere in considerazione; lo strumento *2D smoothing* permette poi di risolvere in parte il problema della non regolarità, modificando la posizione dei nodi in modo da far tendere gli angoli ad un valore di 60°

Sono serviti diversi tentativi al fine di definire il modo migliore per rappresentare il caso ideale in questione: il "Poligono 1", rappresentato in *Figura 11*, racchiude il plume di contaminante e dev'essere discretizzato maggiormente, con una distanza tra i nodi di circa 5m, mentre il "Poligono 2" rappresenta quella parte di dominio che sostanzialmente rimane invariato e non viene interessato dai fenomeni di contaminazione ed è sufficiente una distanza tra i nodi di circa 30m.

La scelta della distanza tra i nodi dipende certamente dalla necessità di avere numeri di Peclet inferiori a 2 nella regione interessata dall'evoluzione del plume, come spiegato nel Capitolo 4, allo stesso tempo però discretizzazioni minori del "Poligono 1" così come l'utilizzo di un poligono più piccolo o meno esteso verso monte danno origine a degli errori numerici come la presenza evidente di concentrazioni negative, fenomeno fisicamente impossibile.

La sorgente viene racchiusa da quattro linee che formano un quadrato ed è circondata da altrettante linee che saranno utili in fase di simulazione del diaframma impermeabile.

Tramite lo strumento "Refine lines" si arriva ad una discretizzazione attorno alle linee di 0.8m, questo per evitare che nell'intorno del diaframma i triangoli tendano ad essere evidentemente non equilateri poiché di dimensioni eccessivamente grandi (un esempio in *Figura 13*).

Gli elementi costituenti il diaframma vengono ulteriormente discretizzati fino ad ottenere una distanza di circa 0.10m tra i nodi, in *Figura 14* si può osservare la discretizzazione finale adottata per il diaframma.

I punti etichettati da "p.1" a "p.5" rappresentano i punti di osservazione scelti per il confronto tra le concentrazioni riscontrate nelle diverse simulazioni e sono posizionati man mano allontanandosi dalla sorgente e lungo l'asse di simmetria di quest'ultima.

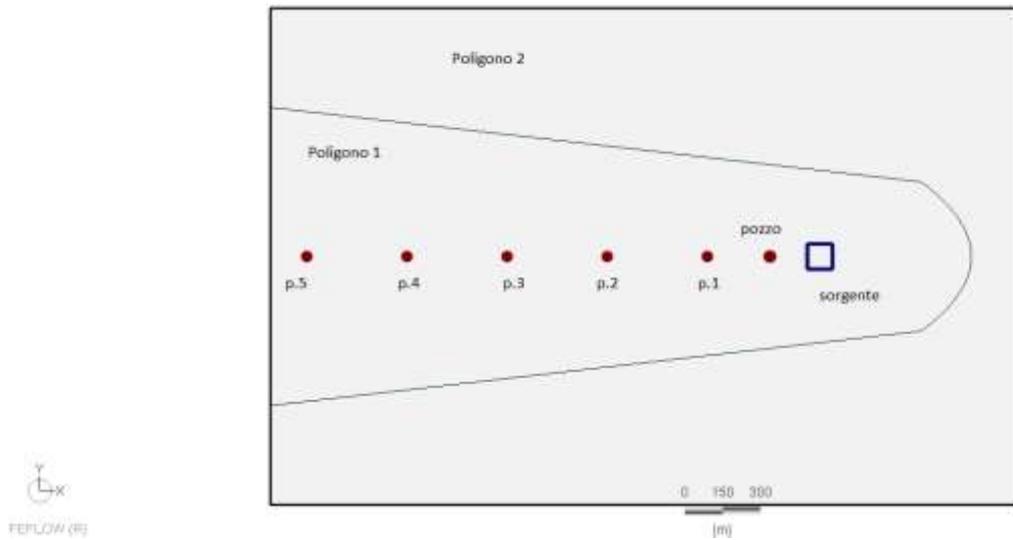


Figura 11 - Supermesh

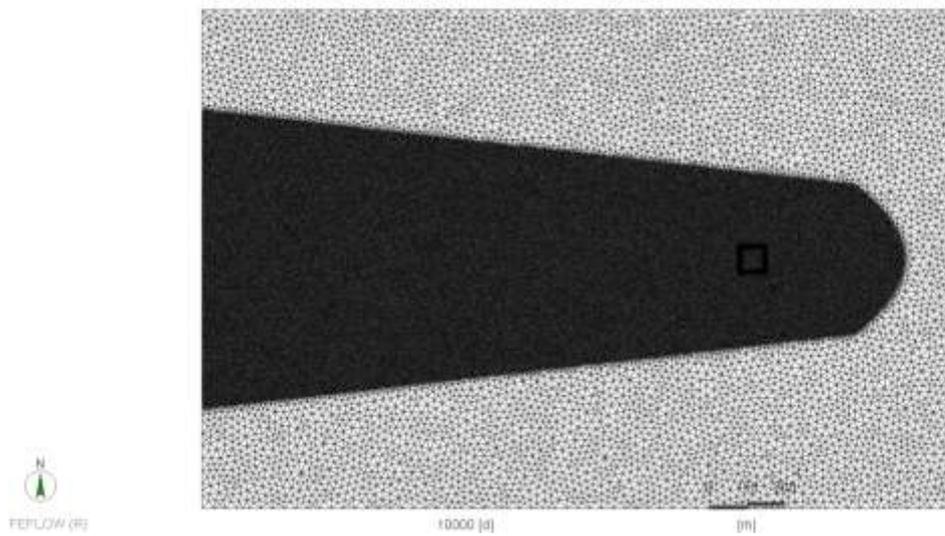


Figura 12 - Mesh

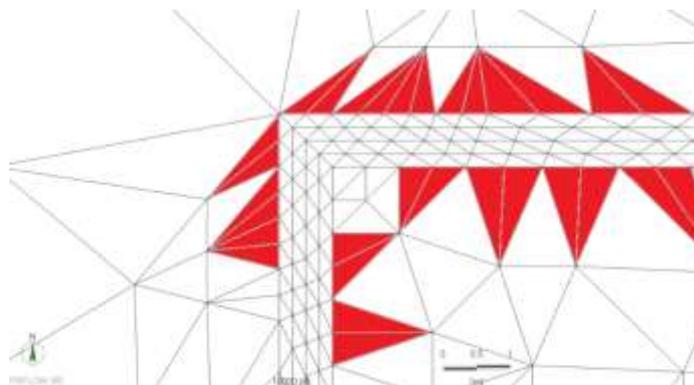


Figura 13 - Triangoli evidentemente non equilateri (in rosso) attorno al diaframma

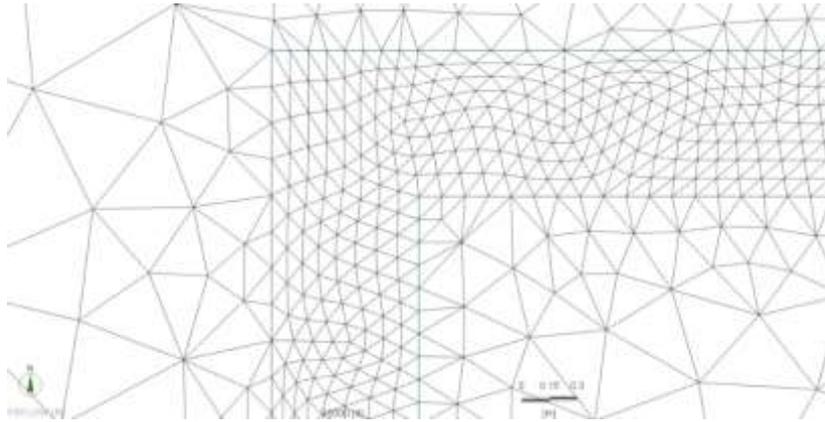


Figura 14- Dettaglio del diaframma

Il software permette di modificare una serie di impostazioni riguardanti l'acquifero.

In questo caso si deve indicare che l'acquifero è confinato, il regime viene impostato come stazionario per il flusso e transitorio per il trasporto di massa per meglio simulare l'interazione tra contaminante e acquifero nel tempo.

La simulazione viene interrotta a 10 000 giorni (circa 30 anni), ovvero il tempo necessario affinché venga raggiunta una condizione di equilibrio.

Il software lavora con una lunghezza del passo temporale molto piccola all'inizio della simulazione (0.01 giorni) per poi allungarlo man mano che il modello converge; per evitare di raggiungere passi temporali molto grandi verso la fine della simulazione (anche di oltre 600 giorni), che sono causa di errori dovuti ad una non sufficiente discretizzazione temporale, il passo temporale massimo viene impostato a 10 giorni.

5.2 Acquifero indisturbato

La prima simulazione serve per comprendere il flusso indisturbato del contaminante all'interno del dominio, in assenza di tecniche di bonifica.

Le condizioni al contorno che vengono inserite sono:

- carico idraulico costante di 10m lungo il confine del dominio a valle e di 30m lungo il confine a monte;
- concentrazione di massa costante di 1g/m³ all'interno della sorgente.

Le variabili del modello sono:

- conducibilità idraulica costante di 2.5*10⁻⁴ m/s;
- porosità effettiva di 0.2;
- dispersività longitudinale di 10m.

Il gradiente idraulico risulta di:

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{30m - 10m}{3000m} = 0.67\% \quad (34)$$

La velocità di Darcy, calcolata come in equazione (1) è:

$$v_d = K * i = 2.5 * 10^{-4} m/s * 0.0067 = 0.1447 m/d \quad (35)$$

5.2.1 FEFLOW

La variazione del carico idraulico indisturbato all'interno del dominio calcolata dal software è di tipo lineare ed è riportato in *Figura 15*; in *Figura 16* è rappresentato il plume di contaminante dopo 10 000 giorni.

Per conoscere la portata di fluido e di contaminante scambiato tra sorgente e dominio si utilizza lo strumento *Subdomain Rate Budget*, descritto al Capitolo 4. La conoscenza di queste informazioni permette di dimensionare la portata di estrazione del pozzo nel contenimento idraulico: essa dev'essere tale da catturare la maggior parte del contaminante rilasciato.

In *Figura 17* viene riportato il risultato: la portata di acqua fluente dalla sorgente è di **77.22m³/d** e il flusso di massa è di **89.26g/d**.

Grazie ai punti di osservazione posizionati lungo l'asse di simmetria della sorgente si possono osservare i valori di concentrazione nel tempo, riportati in *Figura 18*, i valori raggiunti dopo 10 000 giorni vengono mostrati in *Tabella 1*.

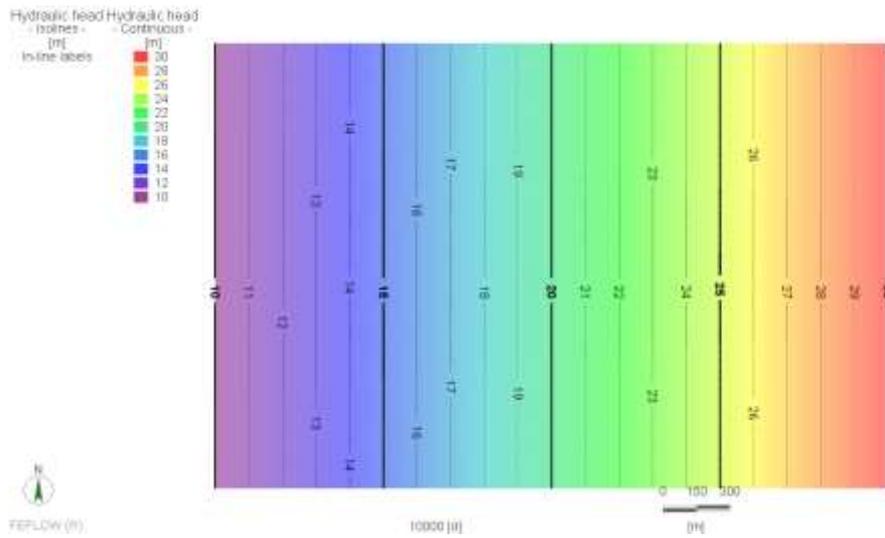


Figura 15- Carico idraulico indisturbato

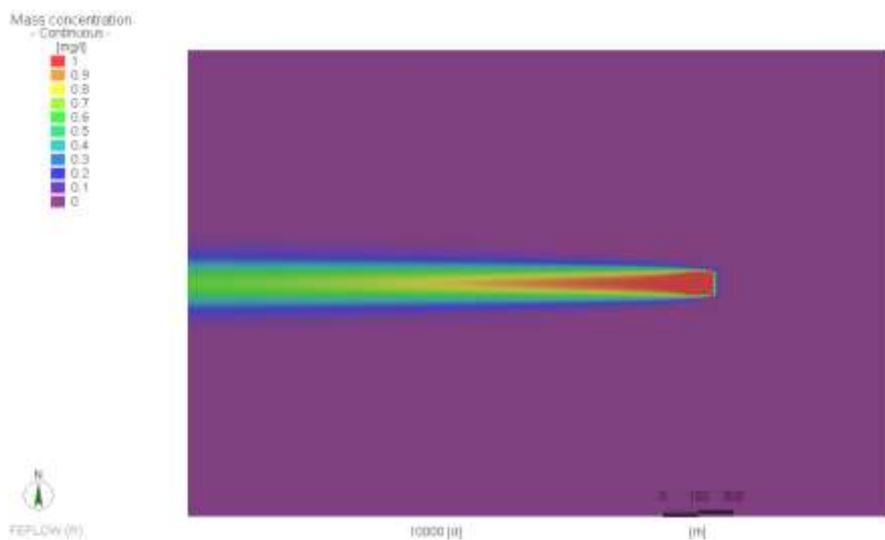
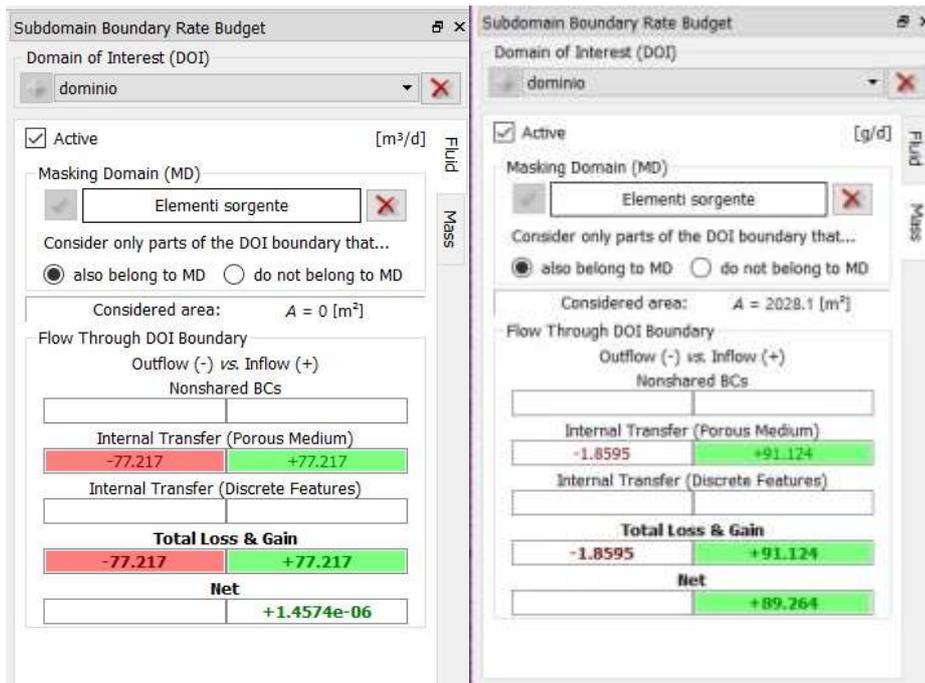


Figura 16 - Plume di contaminante dopo 10 000 giorni per acquifero indisturbato



(a) (b)
Figura 17- Bilancio di fluido (a) e di massa (b)

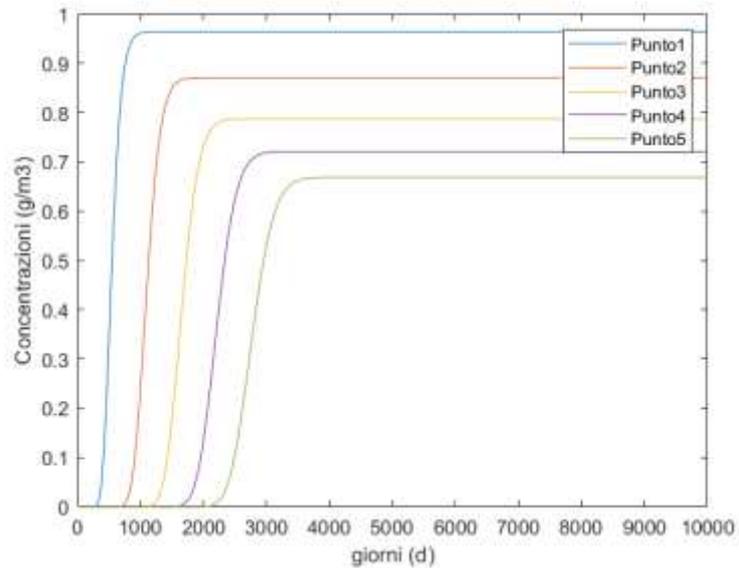


Figura 18- Valori di concentrazione nel tempo nei cinque punti di osservazione per acquifero indisturbato

Tabella 1-Valori delle concentrazioni riscontrate per acquifero indisturbato dopo 10 000 giorni

Distanza dalla sorgente (m)	concentrazione (mg/l)
150	0.9985
400	0.9641
800	0.8705
1200	0.7872
1600	0.7209
1800	0.6683

5.2.2 VISUAL MODFLOW

Il modello su MODFLOW è stato creato impostando tutte le condizioni al contorno e le variabili definite in precedenza.

La principale differenza tra le due simulazioni si trova nella discretizzazione del dominio: in questo caso la discretizzazione si ottiene utilizzando una griglia a maglia rettangolare di 30m*20m e discretizzando la zona della sorgente fino ad arrivare a celle di 0.2m*10m.

Per calcolare la portata si utilizza lo strumento *Zone Budget*, anche in questo caso vengono prese in considerazione due sotto-regioni (la sorgente e il restante dominio) attraverso le quali vengono calcolati i bilanci di flusso.

A differenza di FEFLOW non vengono calcolati direttamente i flussi di massa, per cui questi ultimi vengono ricavati come:

$$\Phi_s = Q_s * C_s \quad (36)$$

Dove C_s è la concentrazione di contaminante alla sorgente e Q_s è la portata d'acqua che la attraversa, stimata dal software di 76.36 m³/d; si ottiene dunque un flusso di contaminante emesso dalla sorgente di 76.36 g/d.

Si noti che il calcolo del flusso di massa (36) tiene conto solo del contributo advettivo e per questo risulta molto più basso del valore prima ottenuto su FEFLOW.

In entrambi i software non risulta semplice la precisione per quanto riguarda le dimensioni effettive della sorgente. Su FEFLOW, per esempio, la condizione al contorno di concentrazione costante viene applicata ai nodi che appartengono alla sorgente e i dati vengono poi interpolati all'interno degli elementi; operando in questo modo gli elementi prossimi ai nodi della sorgente vengono considerati in parte come sorgente stessa.

Per rendere più chiaro il concetto si riporta in *Figura 19(a)* la visualizzazione su FEFLOW della condizione al contorno impostata di concentrazione costante di 1g/m^3 : in corrispondenza dei nodi interessati appare un circolo blu; in *Figura 19(b)* si può vedere la traduzione del software in termini di valori di concentrazione: il colore rosso rappresenta la concentrazione di 1g/m^3 e comprende anche i primi elementi prossimi alla sorgente stessa, rendendo la grandezza effettiva della sorgente leggermente più grande di quella desiderata.

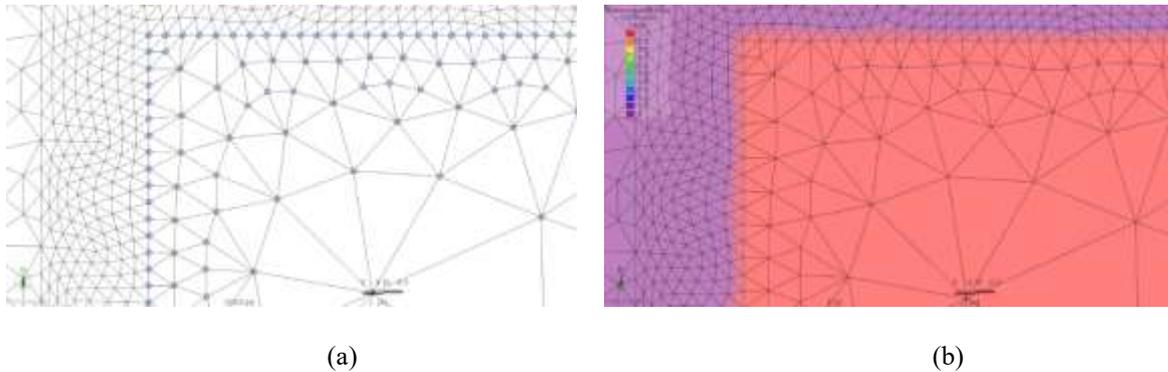


Figura 19 - Condizione al contorno applicata ai nodi della sorgente (a) e traduzione in termini di valore di concentrazione (b) su FEFLOW

Per quanto riguarda VISUAL MODFLOW tale fenomeno si deve alla discretizzazione in rettangoli: i valori di concentrazione vengono attribuiti all'interno delle celle rettangolari utilizzate per costruire la griglia, la sorgente quindi risulta descritta da una serie di celle (e non di linee, come su FEFLOW) per un lato totale di 105 metri, quindi anche in questo caso maggiore rispetto ai 100 metri previsti. (*Figura 20*)

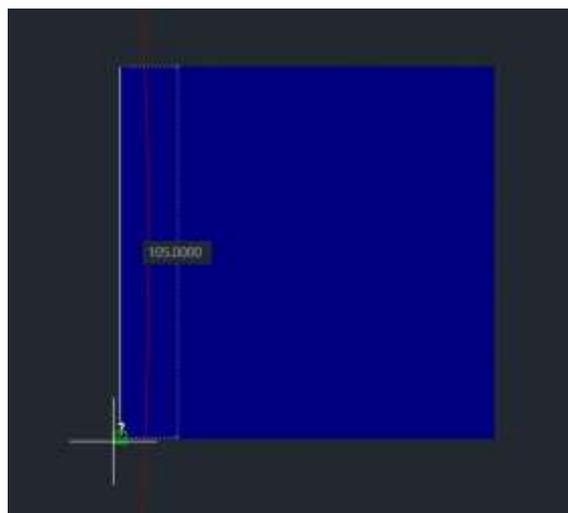


Figura 20- Dimensioni reali della sorgente su VISUAL MODFLOW

5.2.3 Confronto tra i valori di concentrazione ottenuti con l'utilizzo di FEFLOW e quelli ottenuti dalle soluzioni analitiche proposte

Il modello preso in considerazione presenta una sorgente tridimensionale, la soluzione per questo tipo di geometria è proposta da E.Park, H.Zhan [4]:

$$C(x, y, z, t) = \frac{1}{4b} \int_0^t q_v(t - \tau) * \exp(-\lambda\tau) * \left\{ \operatorname{erfc} \left[\frac{x - v_e\tau - X}{2(D_y\tau)^{\frac{1}{2}}} \right] - \operatorname{erfc} \left[\frac{x - v_e\tau}{2(D_x\tau)^{\frac{1}{2}}} \right] \right\} * \left\{ \operatorname{erfc} \left[\frac{y - \frac{Y}{2}}{2(D_y\tau)^{\frac{1}{2}}} \right] - \operatorname{erfc} \left[\frac{y + \frac{Y}{2}}{2(D_y\tau)^{\frac{1}{2}}} \right] \right\} * \left\{ Z_1 - Z_0 + 2 * \sum_{n=1}^{\infty} \frac{d}{n\pi} \left(\sin \frac{n\pi Z_1}{b} - \sin \frac{n\pi Z_0}{b} \right) * \cos \frac{n\pi z}{b} * \exp \left[- \left(\frac{D_z n^2 \pi^2}{b^2} \right) * \tau \right] \right\} d\tau \quad (37)$$

Dove:

- v_e è la velocità effettiva di 0.7235 m/d;
- D_x, D_y, D_z sono i coefficienti di dispersione idrodinamica ottenuti come prodotto della dispersività per la velocità effettiva;
- Z_1 e Z_0 rappresentano l'estensione verticale della sorgente (in questo caso $Z_1=5m$ e $Z_0=0m$) e q_v è la quantità di massa emessa dalla sorgente per unità di volume e di tempo (g/m^3d).
- λ è il coefficiente di decadimento, che nel caso di soluto conservativo è pari a zero.

Per semplificare il problema si decide di analizzare un caso semplificato caratterizzato da sorgente areale e quindi bidimensionale.

La prima soluzione analitica proposta è quella di *Domenico e Robbins* [1] dove la sorgente areale ha come larghezza Y e altezza Z , nel caso particolare si vogliono confrontare i risultati di questa equazione con una serie di concentrazioni calcolate da FEFLOW in superficie e lungo l'asse di simmetria della sorgente, quindi la versione semplificata per $y=0$ e $z=0$ è:

$$\frac{C(x, y, z, t)}{C_0} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[\frac{x - v_e t}{2\sqrt{D_x t}} \right] * \operatorname{erf} \left[\frac{Y}{4\sqrt{\frac{D_y x}{v_e}}} \right] * \operatorname{erf} \left[\frac{Z}{2\sqrt{\frac{D_x x}{v_e}}} \right] \quad (38)$$

Con $C_0=1 \text{ g/m}^3$, concentrazione alla sorgente.

La soluzione analitica di Domenico e Robbins è stata in seguito modificata da uno studio condotto da *V. Srinivasan, T.P. Clement, e K.K. Le* [2] nel quale viene dimostrato il fatto che la soluzione analitica di Domenico e Robbins presenti degli errori non trascurabili qualora la dispersività longitudinale alla sorgente sia diversa da zero.

La soluzione di Domenico e Robbins modificata, valida per soluti reattivi è la seguente:

$$C(x, y, z, t) = \frac{C_0}{8} * f_x(x, t) * f_y(y, x) * f_z(z, x) \quad (39)$$

Dove

$$f_x(x, t) = \left(\exp \left\{ \frac{x}{2\alpha_x} \left[1 - \left(1 + \frac{4\lambda\alpha_x}{v_e} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} * \operatorname{erfc} \left\{ \frac{x - v_e * t \left(1 + \frac{4\lambda\alpha_x}{v_e} \right)^{\frac{1}{2}}}{2(\alpha_x v_e t)^{\frac{1}{2}}} \right\} \right) \\ + \left(\exp \left\{ \frac{x}{2\alpha_x} \left[1 + \left(1 + \frac{4\lambda\alpha_x}{v_e} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} * \operatorname{erfc} \left\{ \frac{x + v_e t \left(1 + \frac{4\lambda\alpha_x}{v_e} \right)^{\frac{1}{2}}}{2(\alpha_x v_e t)^{\frac{1}{2}}} \right\} \right)$$

$$f_y(y, z) = \operatorname{erf} \left[\frac{y + \frac{Y}{2}}{2(\alpha_y x)^{\frac{1}{2}}} \right] - \operatorname{erf} \left[\frac{y - \frac{Y}{2}}{2(\alpha_y x)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

$$f_z(z, x) = \operatorname{erf} \left[\frac{z + \frac{Z}{2}}{2(\alpha_z x)^{\frac{1}{2}}} \right] - \operatorname{erf} \left[\frac{z - \frac{Z}{2}}{2(\alpha_z x)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

Se il coefficiente di degradazione λ è pari a zero, si ottiene la soluzione per soluti conservativi:

$$C(x, y, z, t) = \frac{C_0}{8} * f_x(x, t) * f_y(y, x) * f_z(z, x) \quad (40)$$

Dove:

$$f_x(x, t) = \operatorname{erfc} \left[\frac{x - v_e t}{2(\alpha_x v_e t)^{\frac{1}{2}}} \right] + \exp \left(\frac{x}{\alpha_x} \right) \operatorname{erfc} \left[\frac{x + v_e t}{2(\alpha_x v_e t)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

In entrambe le soluzioni proposte il termine che prende in considerazione la componente verticale assume un valore trascurabile in quanto lo spessore dell'acquifero è piuttosto ridotto mentre le soluzioni analitiche sono ideate per acquiferi semi infiniti.

A dimostrazione della trascurabilità di questo termine si introduce la distanza $x' = \frac{(b-Z)^2}{\alpha_z}$ [5] che rappresenta la distanza dalla sorgente alla quale l'acquifero risulta interessato per tutto il suo spessore, in questo caso di zero metri. Il valore di x' va sostituito nell'argomento della funzione errore relativa alla componente verticale, facendo tendere quindi la funzione errore ad un valore di 1.

La soluzione (38) e la (40) nel caso specifico, per una sorgente di larghezza Y (nel caso in esame di 100 m) e altezza Z (5m), coincidono; d'altronde la dispersività longitudinale non assume un valore troppo alto e il calcolo delle concentrazioni viene fatto lungo l'asse di simmetria della sorgente, luogo dove gli errori della soluzione di Domenico e Robbins sono minori.

Si procede dunque utilizzando, per completezza, la soluzione di Snirvasa et al. e i risultati ottenuti da questa equazione vengono confrontati con le concentrazioni calcolate dal software in corrispondenza dei 5 punti di osservazione (posizionati come da *Figura 11*). Il modello originale viene quindi modificato inserendo una sorgente areale (e non tridimensionale) con profondità di 5 metri.

In *Figura 21* vengono confrontate le concentrazioni riportate da FEFLOW con quelle calcolate con l'equazione (37); la soluzione del modello analitico si avvicina a quella del modello numerico anche se non si sovrappone perfettamente.

Implementando poi il calcolo analitico su Matlab è possibile visualizzare il plume di contaminante nel piano $z=0$ e le isolinee di concentrazione per confrontarle qualitativamente con i risultati forniti dal software: il comportamento del contaminante rispecchia qualitativamente quello ottenuto su Matlab.

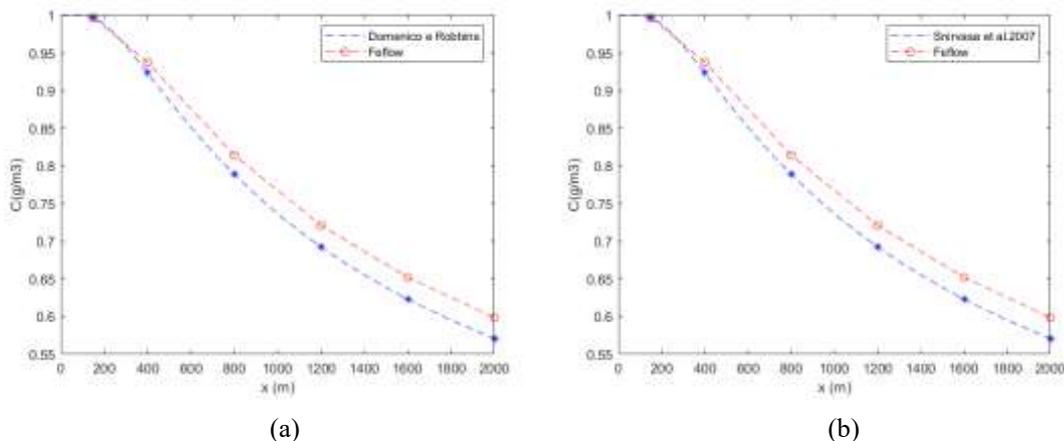


Figura 21- Confronto dei valori calcolati da FEFLOW e con le soluzioni analitiche di Domenico e Robbins (a) e Snirvasa et al. (b)

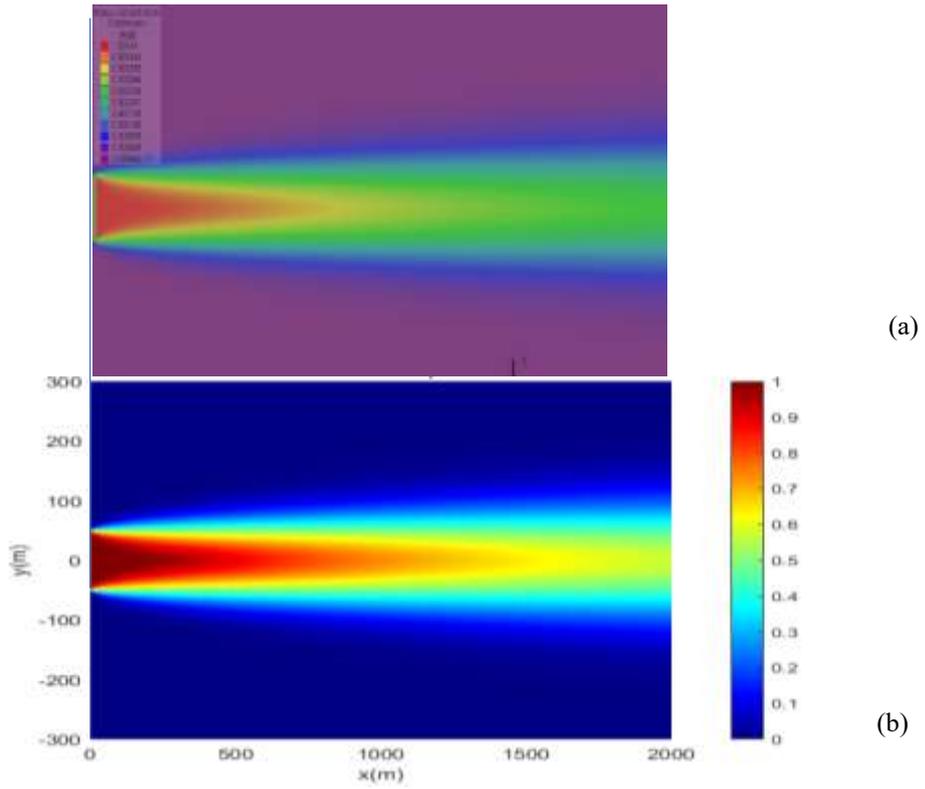


Figura 22- Plume di contaminante su Feflow (a) e Matlab (b)

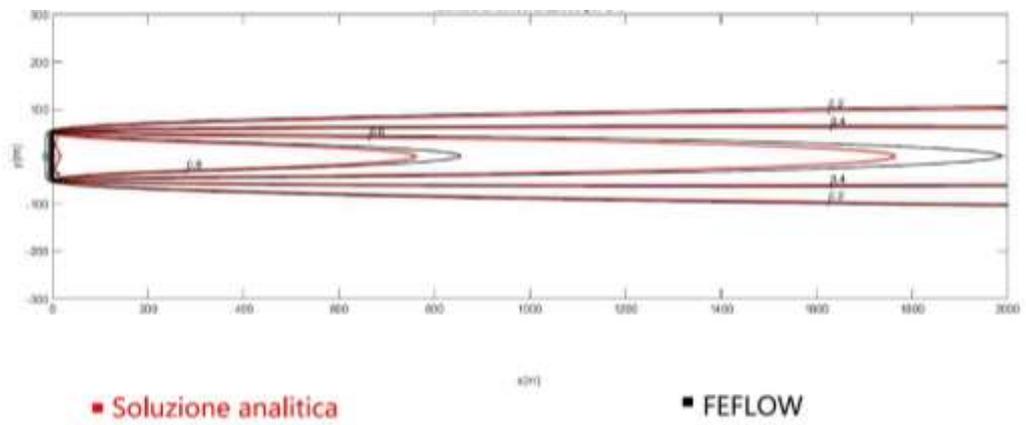


Figura 23- Isolinee di concentrazione su FEFLOW e MATLAB

(a)

5.3 Contenimento idraulico

Il confinamento idraulico prevede l’inserimento di un pozzo ad una distanza di 150 metri. Sono stati considerati due valori diversi per la portata di estrazione: la prima simulazione con 90 m³/d la seconda di 100 m³/d.

5.3.1 FEFLOW

In *Figura 24* viene riportato il plume di contaminante dopo 10 000 giorni, per una portata di estrazione di 90 m³/d (*a*) e di 100 m³/d (*b*).

Le concentrazioni che si riscontrano in prossimità dei punti di osservazione posti lungo l’asse centrale della sorgente sono notevolmente più basse di quelle riscontrate per l’acquifero indisturbato e vengono riportate in *Tabella 2*.

Analizzando i risultati derivanti dall’utilizzo della portata di estrazione più bassa è possibile, tramite lo strumento *Pathlines*, verificare che la traiettoria delle particelle di fluido passanti dalla sorgente vengano convogliate tramite la direzione del vettore velocità interamente nel pozzo. In questo caso si utilizza la modalità *backward*, ovvero “all’indietro”, partendo dal pozzo stesso: si considera il percorso di un certo numero di particelle che dopo 10 000 giorni lo hanno raggiunto; in *Figura 25* è possibile vedere come le particelle considerate coprano l’intera area della sorgente. Lo stesso risultato viene ottenuto con la modalità *forward* partendo dai punti della sorgente disposti lungo il confine di valle (*Figura 26*); questo vuol dire che, in termini di advezione, tutte le particelle di fluido che attraversano la sorgente vengono catturate dal pozzo.

Viene poi calcolata, utilizzando l’equazione (18) la distanza del punto di stagnazione dal pozzo:

$$x_{PS} = \frac{Q_e}{2\pi kbi} = \frac{\left(\frac{90}{3600 * 24}\right) m^3/s}{2\pi * 2.5 * 10^{-4} m/s * 5 * 0.0067} = 19.80 m \quad (41)$$

Su FEFLOW il nodo relativo al punto di stagnazione può essere facilmente individuato come quel punto in cui la velocità di Darcy assume valori prossimi allo zero (*Figura 27*) e si possono quindi visualizzare le *Pathlines Backward* a partire da questo punto, ricordando però che per quanto detto nel Capitolo 4 l’area individuata in questo modo non è perfettamente rappresentativa dell’area di cattura del pozzo [30] ma può fornire una stima qualitativa di essa. (*Figura 28*)

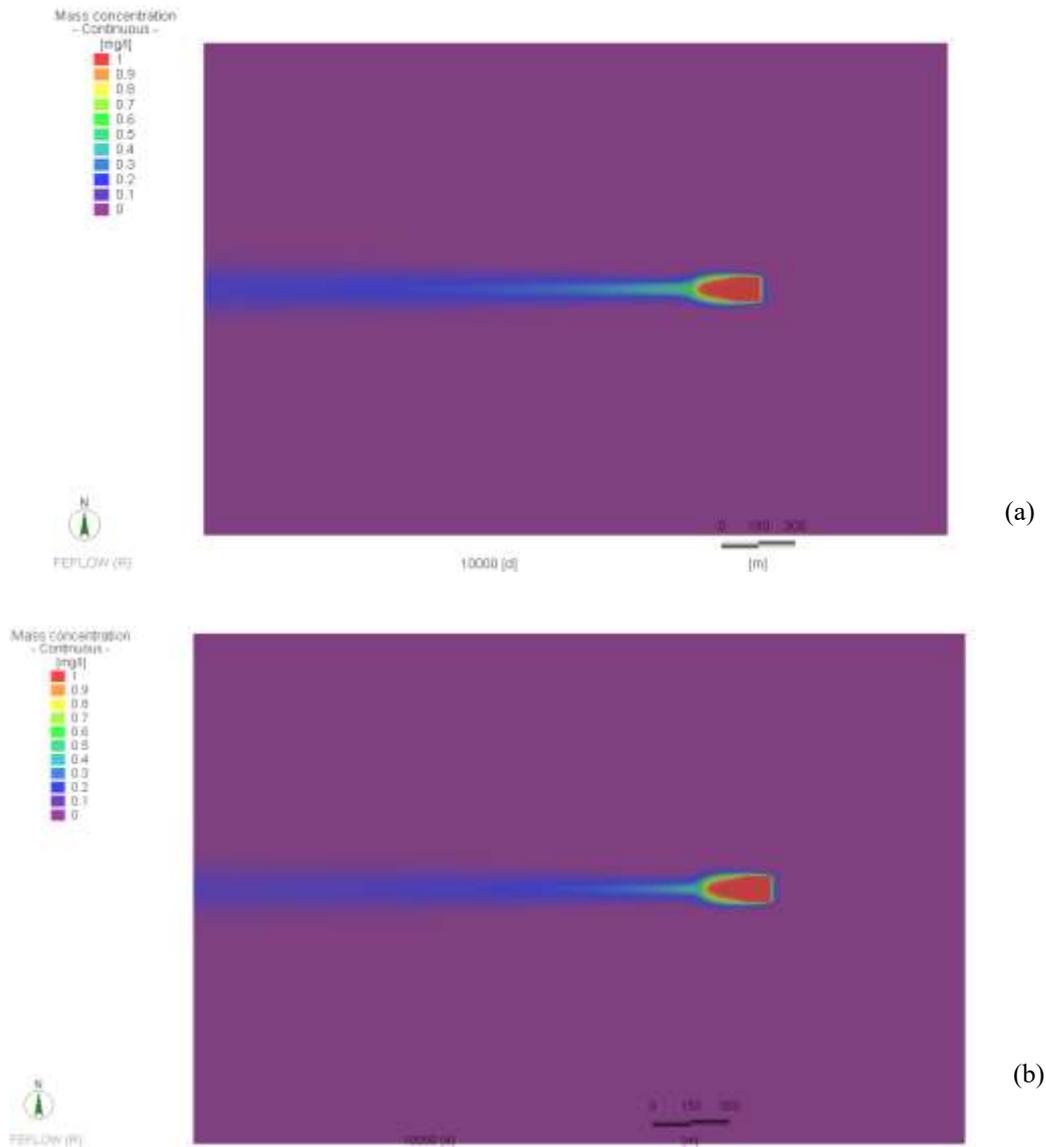


Figura 24- Plume di contaminante con portata di estrazione del pozzo di 90m³/d(a) e 100m³/d (b)

Tabella 2- Valori di concentrazione (g/m³) a 10 000 giorni per confinamento idraulico

Distanza dalla sorgente (m)	Pozzo Q _e =90m ³ /d	Pozzo Q _e =100m ³ /d
150	0.898	0.867
400	0.391	0.310
800	0.273	0.211
1200	0.222	0.170
1600	0.191	0.146
1800	0.171	0.130

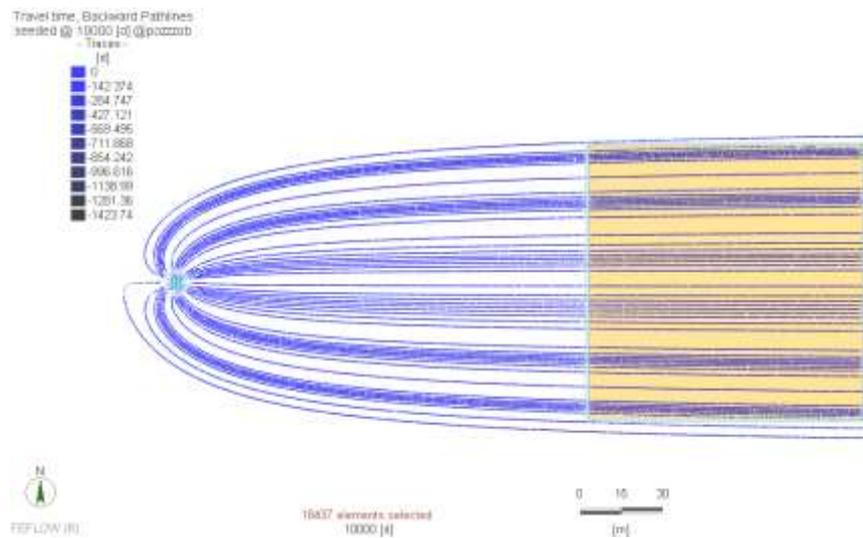


Figura 25- Percorsi delle particelle in *backward* dal pozzo per contenimento idraulico con portata di estrazione di 90m³/d

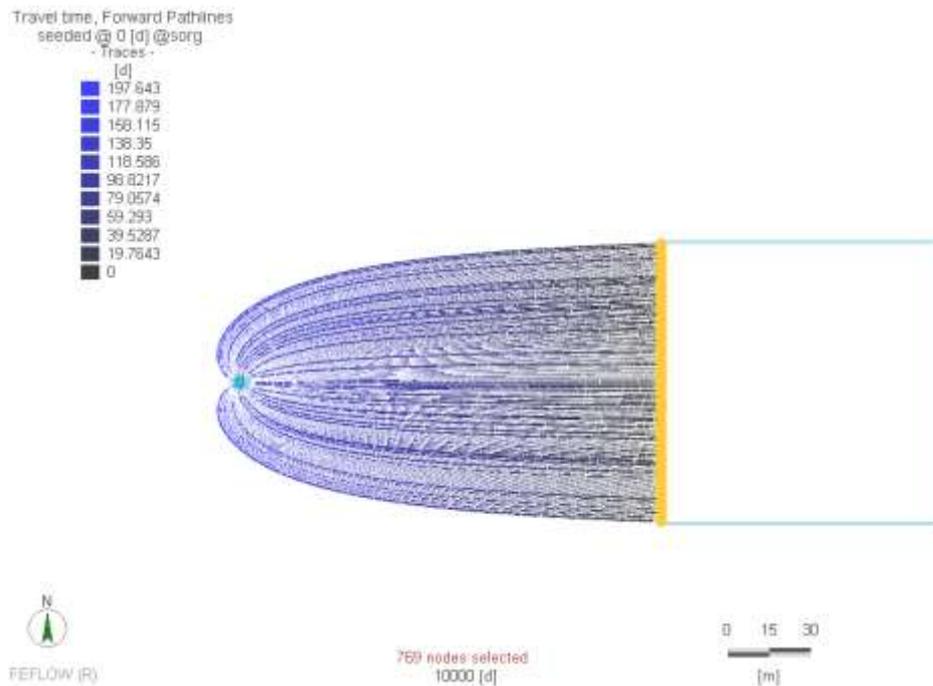


Figura 26- *Forward particle tracking* dalla sorgente al pozzo per una portata di estrazione di 90 m³/d

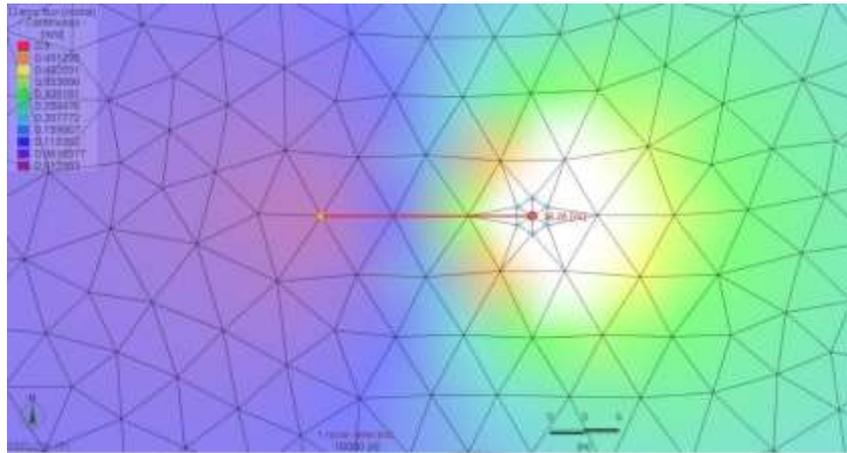


Figura 27- Collocazione del punto di stagnazione per contenimento idraulico con portata di estrazione di 90m³/d

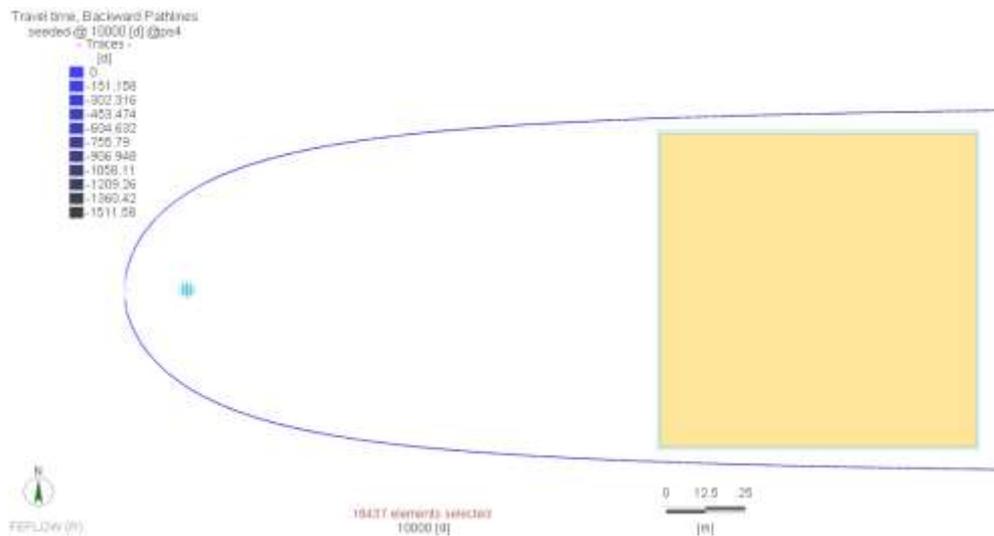


Figura 28-Area di cattura del pozzo individuata attraverso i percorsi delle particelle in *backward* dal punto di stagnazione per contenimento idraulico con portata di estrazione di 90 m³/d

Con riferimento al primo scenario (emungimento di 90 m³/d), la portata di acqua fluente dalla sorgente calcolata da FEFLOW è di **86.52 m³/d** e il flusso di massa emesso è di **99.48 g/d**, riportati in *Figura 29*. Il valore della portata di acqua è più grande rispetto a quella riscontrata in acquifero indisturbato (77.2m³/d) per via dell'aumento della velocità di Darcy in corrispondenza della sorgente dovuto all'attivazione del pozzo (che arriva ad un valore di circa 0.165 m/d, rispetto al valore iniziale 0.1447 m/d).

Utilizzando lo strumento *Rate budget* si può vedere il bilancio di massa sull'intero dominio: risulta che la portata di contaminante estratta dal pozzo è di 80.81 g/d (*Figura 30*).

L'efficienza del pozzo viene quindi calcolata in termini di differenza tra flusso di massa emesso dalla sorgente ed estratto dal pozzo:

$$\Phi_s - \Phi_p = 99.48 \text{ g/d} - 80.81 \text{ g/d} = 18.67 \text{ g/d} \quad (42)$$

Il software individua, infatti, un flusso uscente dal dominio di **18.98 g/d**, con un errore stimato di 0.304 g/d; questo indica che il 20% del contaminante emesso non viene catturato dal sistema di confinamento idraulico.

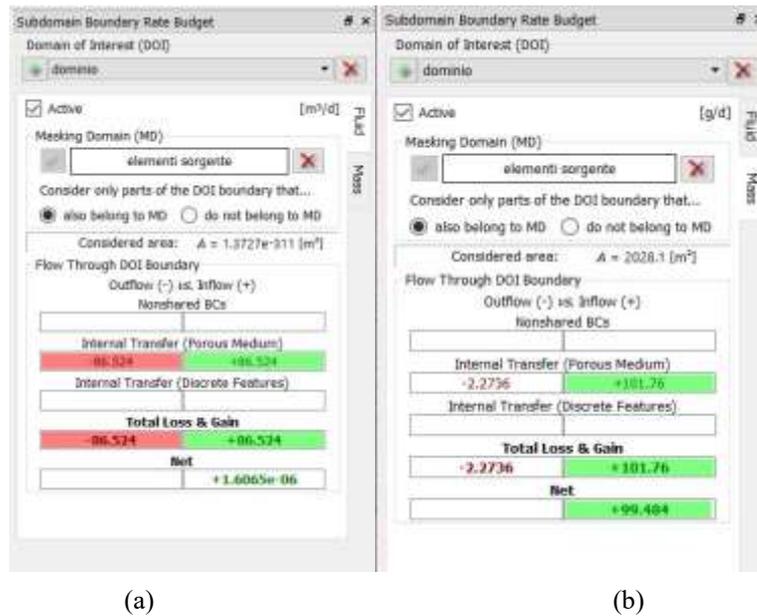


Figura 29- Bilancio di fluido (a) e di massa (b) per confinamento idraulico con portata di estrazione di 90m³/d

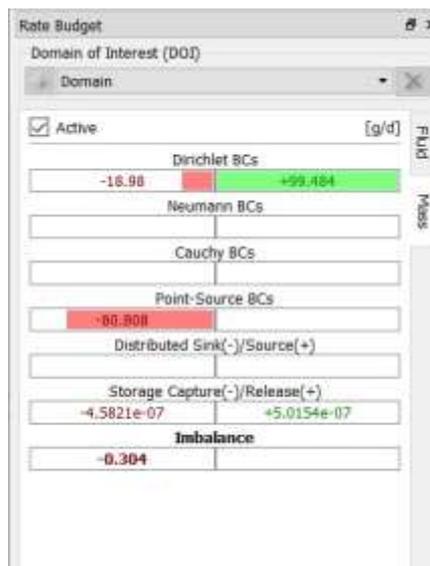


Figura 30- Bilancio di massa sul dominio per confinamento idraulico con portata di estrazione di 90m³/d

Si riportano in *Figura 31*, *Figura 32* e *Figura 33* i risultati per i percorsi delle particelle di fluido, attraverso lo strumento *Pathlines*, dal pozzo e dal punto di stagnazione per la seconda simulazione, con portata di estrazione di 100m³/d.

Il software restituisce dei valori di portata di fluido e di massa di **87.585 m³/d** e **100.63 g/d**.

Il pozzo estrae una portata di contaminante di 86.74g/d, utilizzando la formula dell'efficienza (33) del pozzo si ottiene:

$$100.63 \text{ g/d} - 86.736 \text{ g/d} = 13.894 \text{ g/d}$$

Il software individua, infatti, un flusso uscente dal dominio di **14.29 g/d**, con un errore stimato di 0.392 g/d (*Figura 34*); in questo secondo caso la quantità di contaminante che oltrepassa il confinamento si abbassa al 14% rispetto alla quantità di massa emessa dalla sorgente.

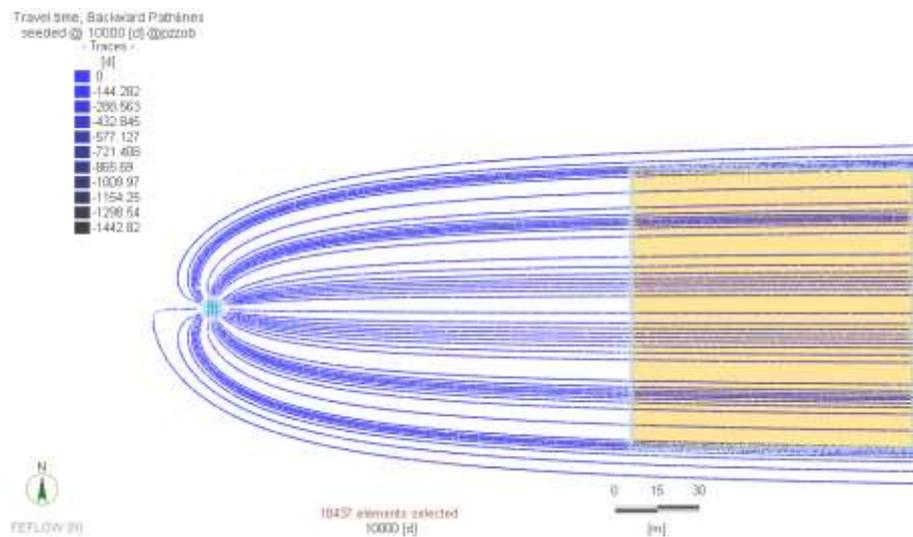


Figura 31-Backward particle tracking dal pozzo per contenimento idraulico con portata di estrazione di 100m³/d

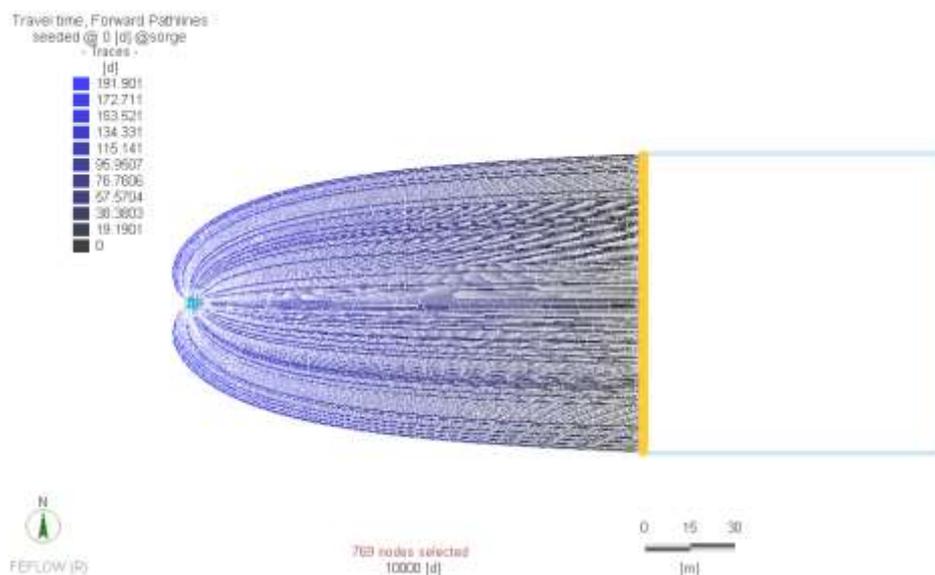


Figura 32- Forward particle tracking dalla sorgente al pozzo per portata di estrazione di 100 m³/d

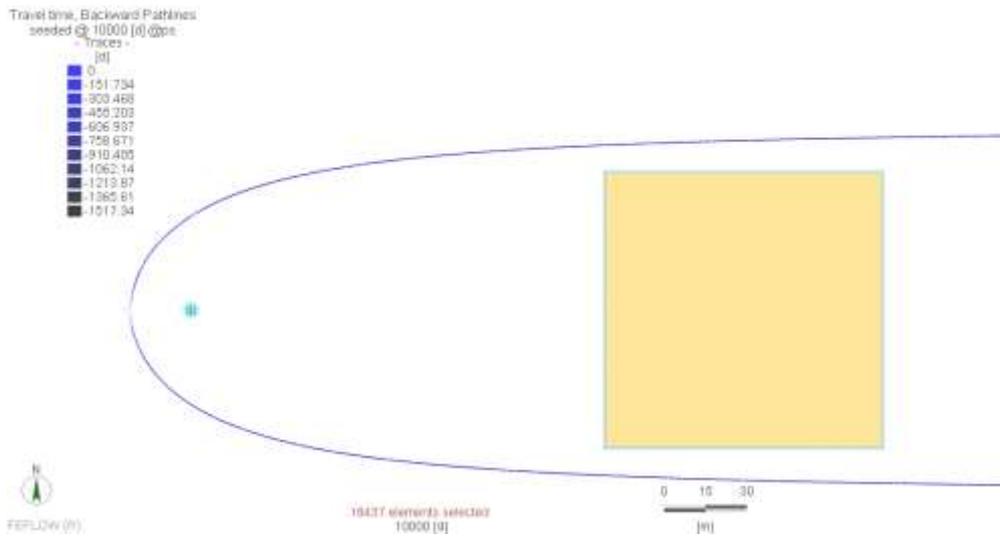


Figura 33-Area di cattura del pozzo individuata attraverso i percorsi delle particelle in backward dal punto di stagnazione per contenimento idraulico con portata di estrazione di $100 \text{ m}^3/\text{d}$

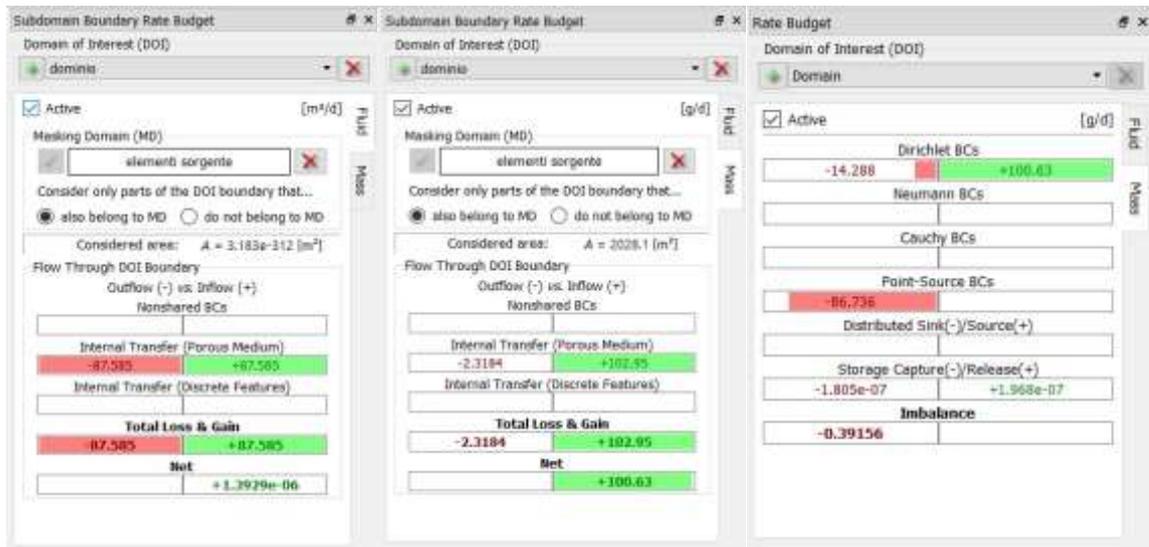


Figura 34-Bilancio di fluido e di massa per contenimento idraulico con portata di estrazione di $100 \text{ m}^3/\text{d}$

5.3.2 VISUAL MODFLOW

Sono stati calcolati i seguenti valori rispettivamente per la simulazione con portata di estrazione di 90 m³/d del pozzo e quella con portata di estrazione di 100 m³/d di:

1. portata di acqua passante attraverso la sorgente di 87.2 m³/d (calcolata dal software), flusso di massa emesso dalla sorgente calcolata utilizzando l'equazione (36) di 87.2 g/d, portata di contaminante estratta dal pozzo, calcolata come:

$$\Phi_p = Q_p * C_p = 81.1 \text{ g/d} \quad (43)$$

L'efficienza complessiva del sistema di confinamento in termini di contaminante non catturato dal sistema di confinamento di 6.1 g/d;

2. portata di acqua passante attraverso la sorgente di **88.4 m³/d** (calcolata dal software e mostrata in *Figura 35* considerando la zona denominata come "sorgente"), flusso di massa emesso dalla sorgente calcolata utilizzando l'equazione (36) di **88.4 g/d**, portata di contaminante estratta dal pozzo, calcolata come (43) di **87.3 g/d**, efficienza complessiva del sistema di confinamento in termini di contaminante non catturato dal sistema di confinamento di **1.1 g/d**.

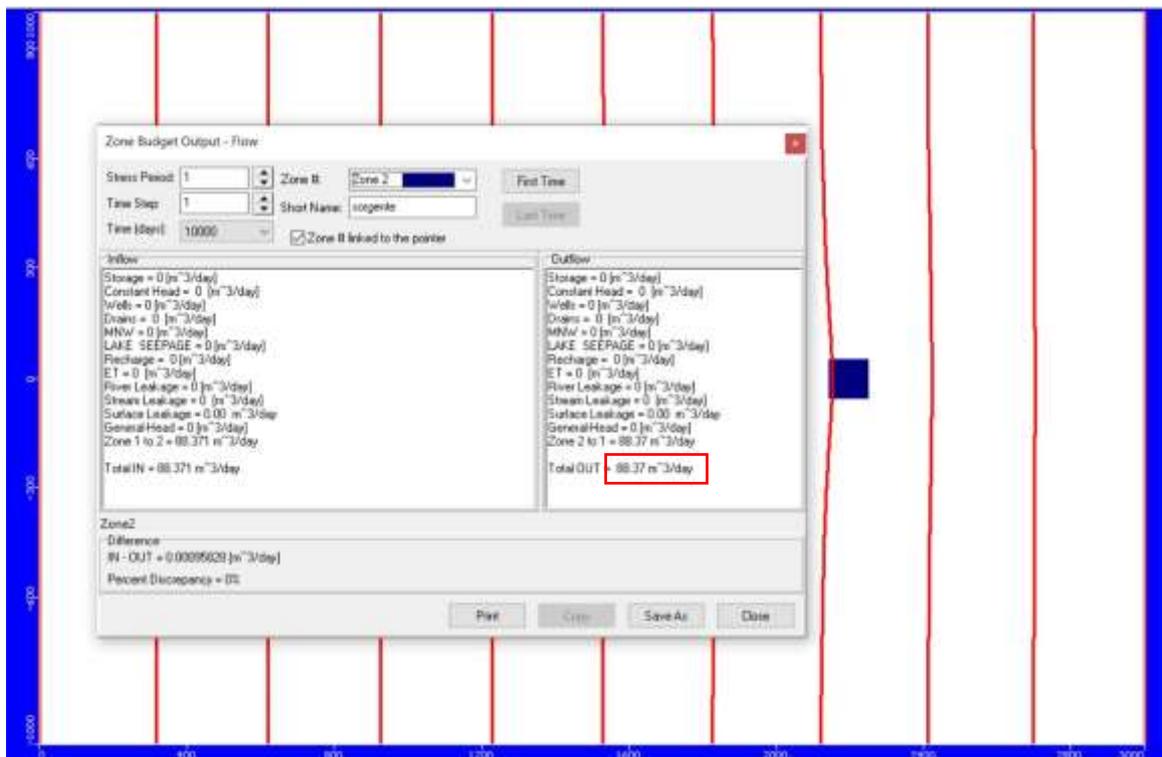


Figura 35- Bilancio di flusso su VISUAL MODFLOW per contenimento idraulico con portata di estrazione di 100m³/d

5.4 Contenimento fisico

Il contenimento fisico si ottiene costruendo un diaframma di materiale poco permeabile attorno alla sorgente: essendo quest'ultima di dimensioni 100m*100m ed essendo lo spessore del diaframma di 0.8m, il perimetro complessivo esterno del diaframma è pari a 406.4m.

La conducibilità idraulica del diaframma è di $7.4 \cdot 10^{-11}$ m/s, ovvero un valore che indica un materiale poco permeabile al passaggio dell'acqua.

Sono state effettuate tre simulazioni diverse per capire quali parametri meglio rappresentassero il diaframma:

1. diffusione molecolare omogenea su tutto il dominio pari a $2 \cdot 10^{-9}$ m²/s e dispersività calcolata come nell'equazione (31):

$$\alpha_L = 0.1 * L = 0.1 * 0.8m = 0.08m \quad (44)$$

dove L è la scala del fenomeno (spessore della barriera);

2. dispersività omogenea su tutto il dominio, pari a 10m e diffusione molecolare all'interno della barriera di:

$$D = n * D_0 * \tau = 0.7 * 2 * 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s} * 0.5 = 7 * 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} \quad (45)$$

come proposto dalla relazione riguardante il caso svolto su Visual Modflow, essendo n la porosità del diaframma e τ la tortuosità tipica delle argille;

3. modifica di entrambi i parametri, ovvero dispersività di 0.08m e di diffusione molecolare di $7 \cdot 10^{-10}$ m²/s, dentro il diaframma.

5.4.1 Calcolo analitico

Utilizzando il metodo analitico proposto nel Capitolo 4 si calcola il flusso di massa basandosi sulla conoscenza delle differenze di carico tra l'esterno ed interno della barriera lungo tutto il perimetro. Una volta ottenuto il valore delle velocità lungo l'ascissa curvilinea ξ tramite l'equazione (21) si può calcolare il flusso di massa uscente per unità di lunghezza ricordando l'equazione (22) ed esportando i valori del carico idraulico esterno ed interno di tutti i nodi del diaframma; il grafico in *Figura 36* si ottiene assumendo come origine del perimetro il punto in alto a sinistra del diaframma e proseguendo in senso orario; il carico idraulico interno al diaframma è costante ad un valore di 24.615m mentre il carico esterno varia da un minimo di 23.82m ad un massimo di 25.41m. In particolare, il carico idraulico a valle della barriera è minore del carico interno ad essa provocando un flusso advettivo verso valle.

Il flusso totale, considerando lo spessore saturo costante $b=5m$, viene infine calcolato come:

$$\Phi_{ud} = \sum \varphi_{ud_i} * b * (\xi_{i+1} - \xi_i) = 0.154 \text{ g/d} \quad (46)$$

Questo valore dovrebbe sovrastimare il valore reale, perché si basa sull'ipotesi di una concentrazione esterna al diaframma nulla.

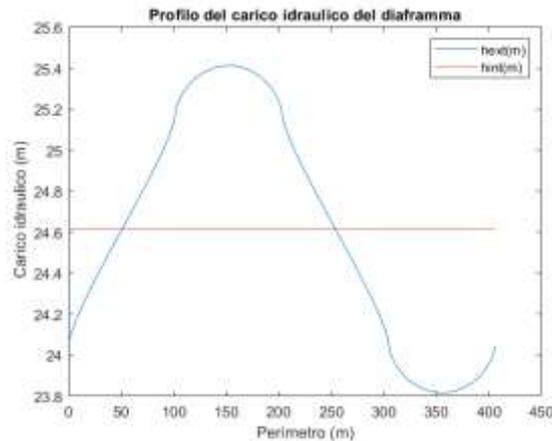


Figura 36- Profilo del carico idraulico lungo il perimetro del diaframma

La portata di acqua uscente dal diaframma calcolata utilizzando l'equazione (24) è di $5.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{d}$.

Questo valore corrisponde alla somma di tutte le portate in ingresso al diaframma, diventa quindi necessario calcolare le portate in ingresso e in uscita dal diaframma come:

- portata in ingresso al diaframma: $-4.02 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{d}$, che corrisponde a quelle zone del diaframma in cui il carico idraulico interno è minore di quello esterno;
- portata in uscita dal diaframma: $4.025 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{d}$, laddove il carico idraulico interno è maggiore di quello esterno.

5.4.2 FEFLOW

In *Tabella 3* vengono riportati i valori del coefficiente di dispersione cinematica e di diffusione molecolare utilizzati all'interno del diaframma nelle varie simulazioni.

Il flusso di massa e la portata sono visibili tramite lo strumento *Rate Budget* selezionando solo gli elementi appartenenti al diaframma.

Tabella 3- simulazioni del contenimento fisico effettuate su FEFLOW

Simulazione	αx (m)	V_c massima (m/s)	Dispersione Cinematica (m ² /s)	Diffusione molecolare (m ² /s)	Dispersione Idrodinamica (m ² /s)	Flusso di massa (g/d)
1	0.08	1.054-10	8.430E-12	2.00E-09	2.01E-09	0.3216
2	10	1.054-10	1.054E-09	7.00E-10	1.75E-09	0.2262
3	0.08	1.054-10	8.430E-12	7.00E-10	7.08E-10	0.1165

La simulazione che meglio rappresenta il diaframma sembrerebbe la numero 3 poiché è quella che è più conforme con la soluzione analitica ottenuta (che sovrastima quella reale). In questo caso utilizzando lo strumento *Rate Budget* e selezionando gli elementi appartenenti al diaframma il software individua una portata di $7.94 \cdot 10^{-3}$ m³/d che non è rappresentativa della portata reale uscente dal diaframma poiché è un valore complessivo dato dalla somma dei contributi su tutti e quattro i lati; in questo modo non risulta chiaro il contributo di portata che fuoriesce dal diaframma e quella che sta entrando.

Si scompone allora il diaframma in più regioni, illustrate in *Figura 37* a seconda dei valori di piezometria esterna:

4. zona 1,2,3: carico idraulico esterno maggiore di quello interno;
5. zona 4,5,6: carico idraulico esterno minore di quello interno.

Per ognuna di queste zone si osserva la portata d'acqua calcolata dal software e si indicano con segno positivo le portate in uscita e con segno negativo quelle in entrata, i risultati vengono riportati in *Tabella 4*.

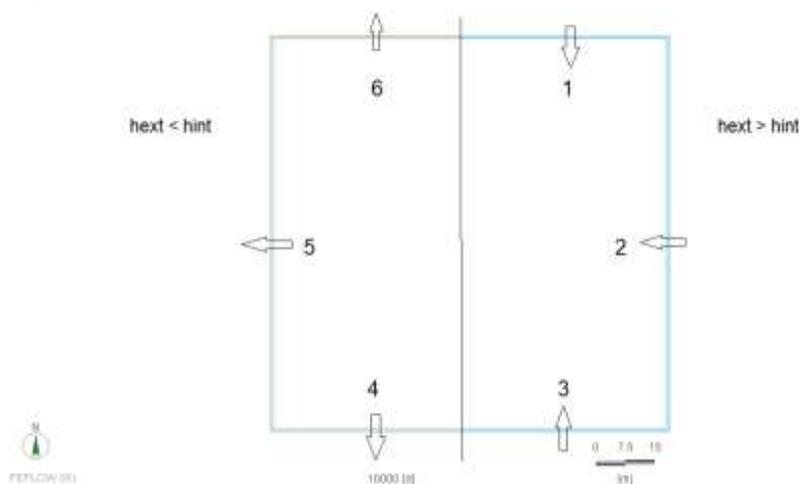


Figura 37- Scomposizione del diaframma per il calcolo della portata

Tabella 4- Portate di acqua calcolate da FEFLOW all'interno del diaframma

Zona	portata in ingresso al diaframma			Portata in uscita al diaframma		
	1	2	3	4	5	6
Portata (m3/d)	4.97E-04	2.99E-03	4.97E-04	-4.98E-04	-2.99E-03	-4.97E-04
	3.98E-03			-3.98E-03		

Si riporta di seguito la sezione A-A' del diaframma (facendo riferimento a *Figura 38*), dove è possibile visualizzare i valori di concentrazione, da un massimo di 1 g/m^3 interno all'area diaframmata, fino ad un minimo quasi nullo esternamente.

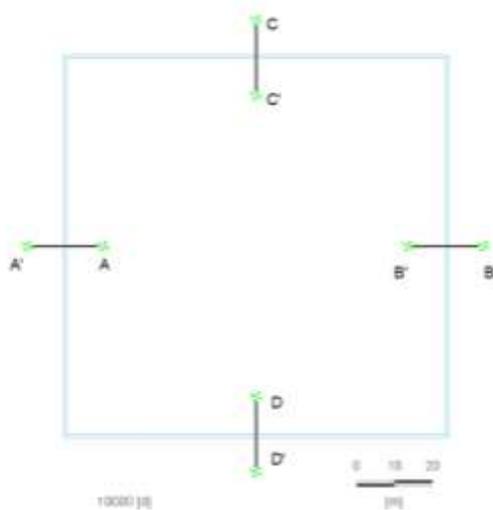


Figura 38- Posizione delle sezioni interne del diaframma

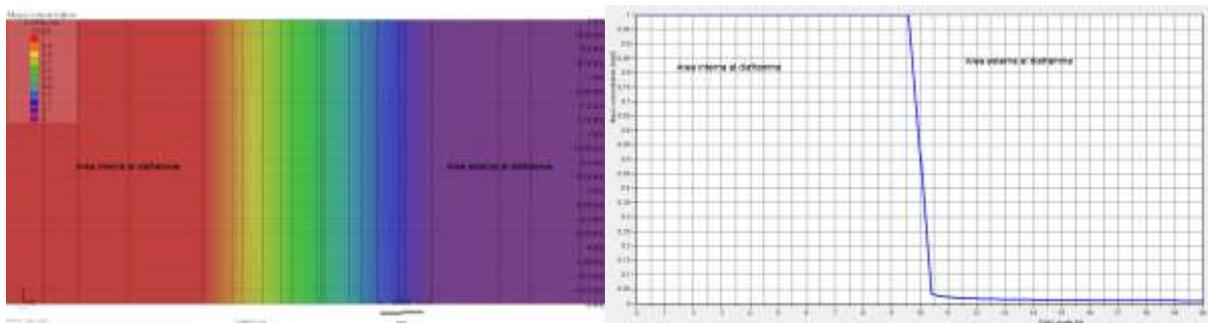


Figura 39- Valori di concentrazione lungo la sezione A-A'

5.4.3 VISUAL MODFLOW

Per la simulazione del diaframma è stato utilizzato lo strumento *Wall* grazie al quale si inseriscono unicamente informazioni riguardo la conducibilità idraulica (di $7.4 \cdot 10^{-11}$ m/s). Il carico idraulico interno al diaframma è pari ad un valore costante di 24.58 metri, mentre il carico esterno varia da un minimo di 23.84 metri ad un massimo di 25.5 metri.

Il calcolo analitico del flusso di massa utilizzando questi dati risulta di 0.158 g/d

Utilizzando lo strumento *Zone budget* riportato in *Figura 40* si osserva una portata d'acqua che entra nel diaframma di $5.18 \cdot 10^{-3}$ m³/d ed una portata in uscita da esso di $3.59 \cdot 10^{-3}$ m³/d.

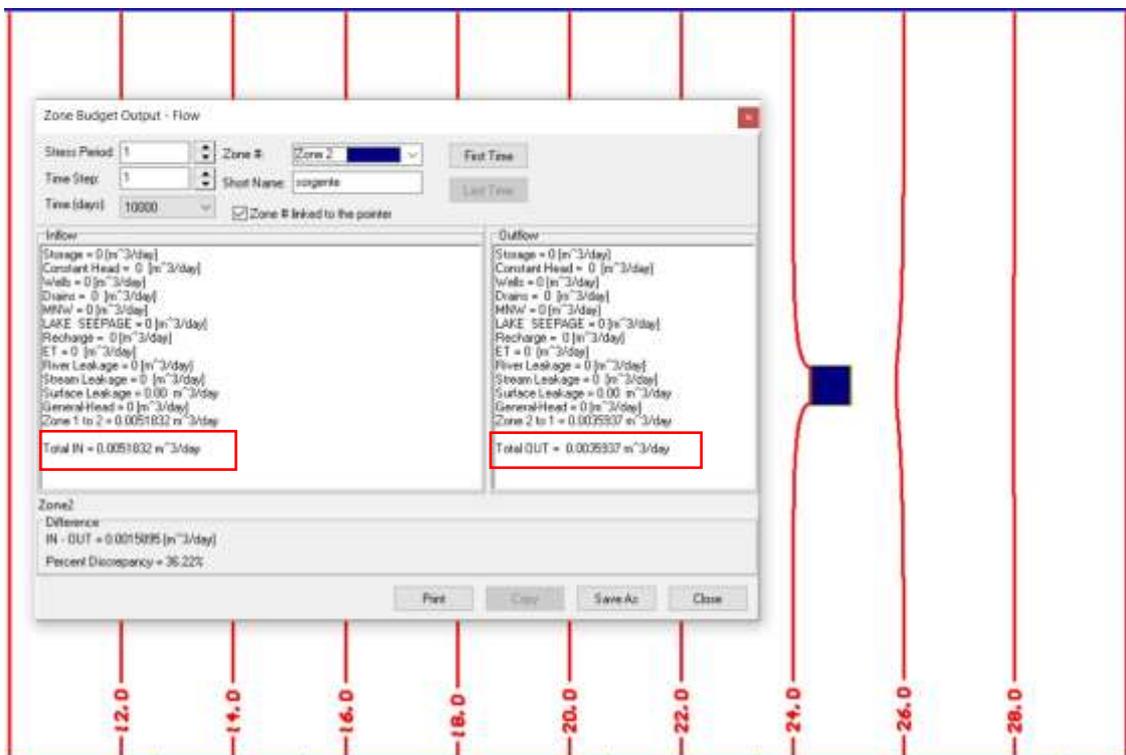


Figura 40- Zone budget VISUAL MODFLOW

5.4.4 Inversione di piezometria

A valle del diaframma, nella precedente configurazione di confinamento fisico, si ha una situazione in cui il carico idraulico interno è maggiore rispetto a quello esterno, questo comporta un flusso advettivo verso l'esterno causando un aumento di contaminante in uscita.

Per limitare questo fenomeno si inserisce un pozzo all'interno del diaframma che ha come obiettivo il raggiungimento di un carico idraulico interno di 22.81m che corrisponde ad un livello di un metro inferiore rispetto al carico piezometrico più basso esterno.

Sostituendo questo nuovo valore di carico interno nell'equazione (21) ed inserendo i valori di velocità ottenuti nell'equazione (22) si calcola un nuovo valore di flusso di massa dal diaframma di 0.140 g/d.

Lo svuotamento iniziale dovrà essere pari al prodotto tra la superficie interna al diaframma, la porosità dell'acquifero e la differenza tra il precedente carico idraulico interno e il nuovo:

$$\begin{aligned} \text{Volume di svuotamento} &= A * n_e * (h_{int} - h_{int\text{inversione}}) = & (47) \\ &= (100 * 100)m^2 * 0.2 * (24.615 - 22.81)m = 3610 m^3 \end{aligned}$$

Dove A è l'area interna al diaframma.

Per via dell'inserimento del pozzo, l'acqua entra all'interno su tutti e quattro i lati del diaframma con una portata di 0.029 m³/d, che corrisponde quindi alla portata estratta dal pozzo.

Su FEFLOW si inserisce all'interno dell'area confinata un pozzo che estrae una portata d'acqua costante di 0.029 m³/d, dato calcolato precedentemente come flusso d'acqua che entra all'interno del diaframma quando il carico idraulico interno viene abbassato di un metro rispetto al carico esterno.

In questo modo si ottiene un flusso di massa uscente dal diaframma di **0.105 g/d** e una portata d'acqua in ingresso su tutto il diaframma di 0.029 m³/d.

In *Figura 41* si riporta la sezione A-A' (posizionata come rappresentato in *Figura 38*) e il grafico dei valori di concentrazione lungo la sezione.

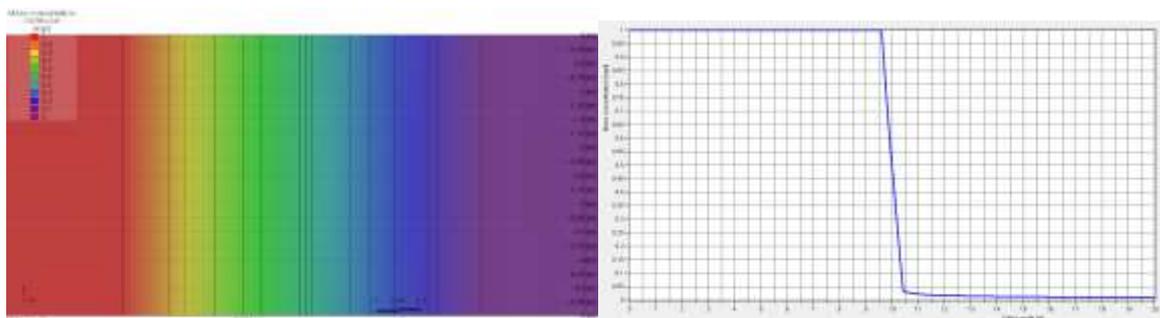


Figura 41- Sezione A'-A per contenimento idraulico con inversione di piezometria

5.5 Contenimento fisico abbinato al contenimento idraulico

Diversi studi hanno dimostrato che la tecnica di confinamento idraulico può essere efficacemente combinata con quella di confinamento fisico in termini di riduzione della portata di estrazione necessaria per la cattura del contaminante.

Anderson I., Mesa E [16] hanno utilizzato un modello analitico per ottenere informazioni riguardanti il campo di flusso dell'acquifero e osservare i cambiamenti indotti in esso dal posizionamento di una barriera aperta e di un pozzo. Da questo studio si è giunti alla conclusione che l'effetto principale di una barriera posizionata a valle o a monte di una sorgente è quello di ridurre la velocità advettiva.

Bayer et al [17], tramite l'impiego del software MODFLOW per la simulazione della barriera impermeabile combinata all'utilizzo dei pozzi, hanno valutato gli effetti sul contenimento di contaminante attraverso l'algoritmo per il *particle tracking* in modo tale da verificare se tutta l'area contaminata venisse interamente catturata dal sistema di bonifica. Gli scenari esaminati in questo studio sono riportati in *Figura 42(a)* ed ognuno di essi è stato analizzato in termini di portata di estrazione richiesta dal pozzo per raggiungere l'obiettivo di bonifica: lo scenario migliore, in base al grafico in *Figura 42(b)*, è quello che consente di abbassare maggiormente questa portata. Per lunghezze non elevate della barriera lo scenario C, che consiste nel posizionare la barriera a valle della sorgente, risulta il migliore mentre per dimensioni della barriera superiori a 2.5 volte l'ampiezza della sorgente si può adottare lo scenario E ovvero una barriera spezzata a monte della sorgente.

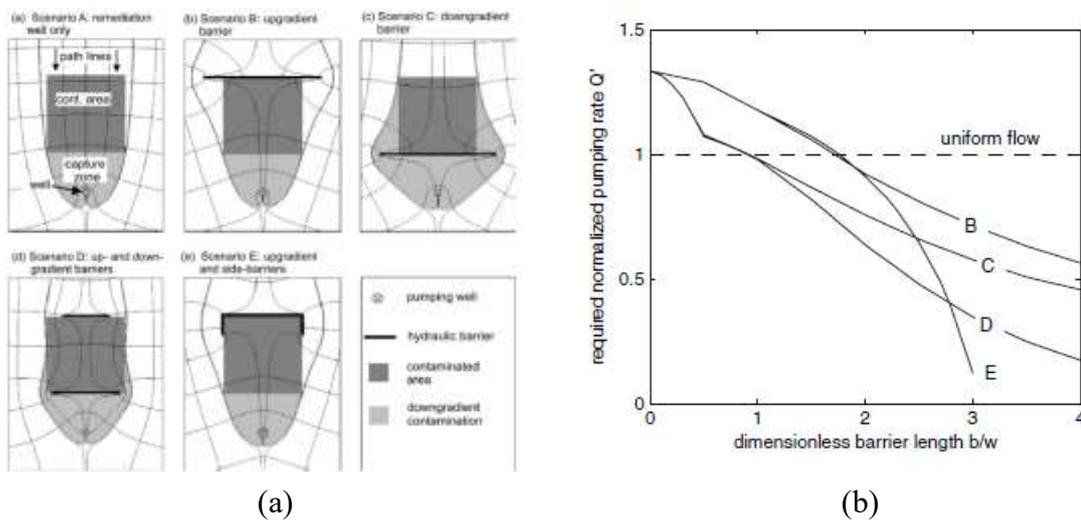
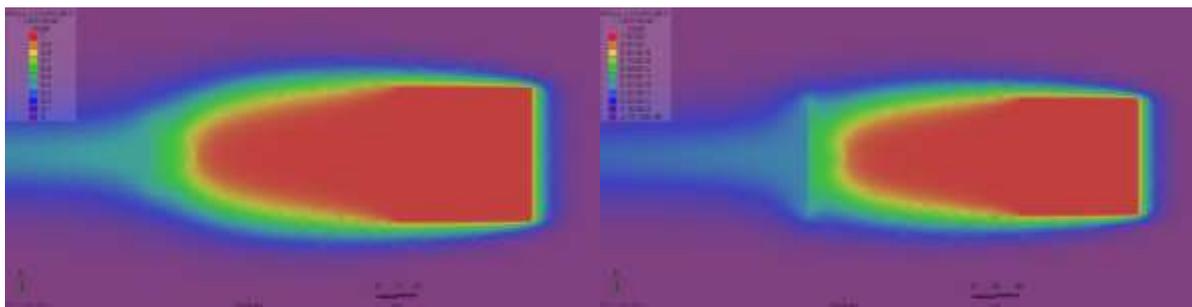


Figura 42- Configurazioni geometriche proposte per il posizionamento della barriera impermeabile (a) e grafico sulla relazione tra portata emunta e lunghezza della barriera (b) [17]

In questo lavoro si vuole invece analizzare l'effetto di una barriera posizionata a valle del pozzo per comprendere se ci siano dei vantaggi in termini di concentrazioni riscontrate nei punti di osservazione posizionati nel dominio, mantenendo la portata del pozzo costante a $100\text{m}^3/\text{d}$.

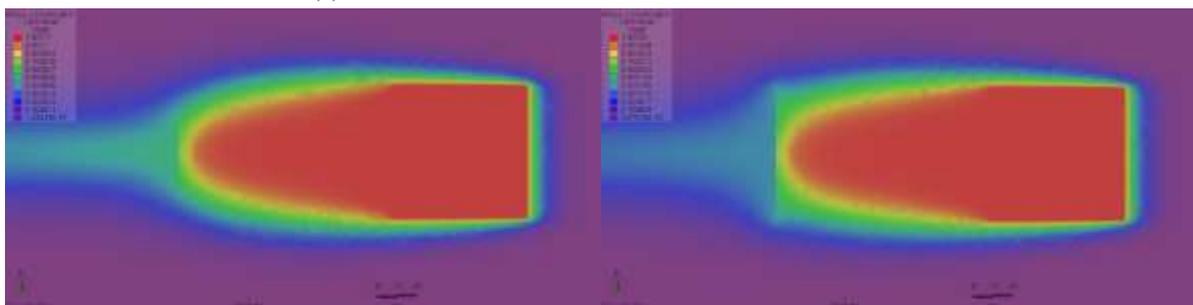
Sono state simulate diverse configurazioni per le quali viene riportato il plume di contaminante dopo 10 000 giorni in *Figura 43* sia per quanto riguarda la posizione che per l'estensione del diaframma, le diverse possibilità sono:

1. diaframma a valle del punto di stagnazione, estensione trasversale di 50m (*Figura 43 (a)*);
2. diaframma a valle del punto di stagnazione, estensione trasversale di 100m (*Figura 43 (b)*);
3. diaframma a monte del punto di stagnazione, estensione trasversale di 50m (*Figura 43 (c)*);
4. diaframma a monte del punto di stagnazione, estensione trasversale di 100m (*Figura 43 (d)*);
5. diaframma a monte del punto di stagnazione, estensione trasversale di 150m (*Figura 43 (e)*).



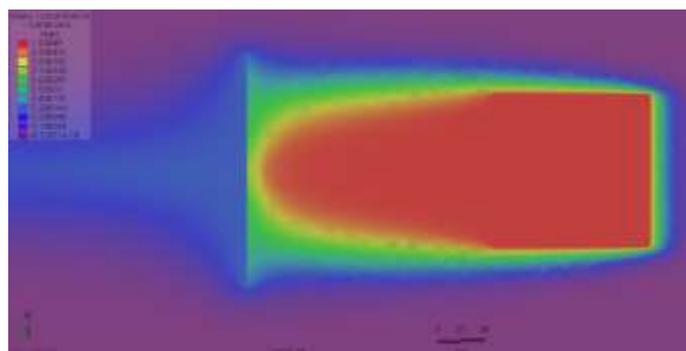
(a)

(b)



(c)

(d)



(e)

Figura 43- Plume di contaminante per le diverse configurazioni di diaframma abbinato a contenimento idraulico

In *Tabella 5* vengono riportati i valori delle concentrazioni osservate lungo l'asse di simmetria della sorgente; l'inserimento del diaframma non comporta riduzioni notevoli delle concentrazioni rispetto alla configurazione standard con solo il pozzo di estrazione: a 1800m di distanza dalla sorgente le riduzioni sono del 3% (configurazione 1) e dell'1.5% (configurazione 3) quando la barriera è lunga 50m mentre raggiungono percentuali dell'11.5% (configurazione 2) e del 12% (configurazione 4) per estensione del diaframma di 100m, ovvero per tutta la larghezza della sorgente. Portando il diaframma a lunghezze piuttosto rilevanti, ovvero di 150m (configurazione 5) la riduzione raggiunge un valore del 26%.

Nessuna di queste configurazioni può essere ritenuta soddisfacente dal punto di vista di miglioramento dell'efficienza del confinamento idraulico: l'inserimento di una barriera impermeabile comporta un notevole aumento dei costi di installazione e potrebbe non essere conveniente se le riduzioni delle concentrazioni a valle sono solo del 26%.

Per ottenere delle riduzioni accettabili (del 50%) la barriera deve contenere maggiormente il plume di contaminante come in *Figura 45*, i valori delle concentrazioni nei punti di osservazione sono riportati in *Tabella 6*.

Tabella 5- Valori delle concentrazioni (g/m^3) riscontrate per le diverse configurazioni di contenimento idraulico abbinato a diaframma

Distanza dalla sorgente (m)	Senza diaframma	1	2	3	4	5
150	0.867	0.869	0.870	0.876	0.882	0.878
400	0.310	0.296	0.262	0.302	0.262	0.210
800	0.211	0.203	0.185	0.208	0.183	0.152
1200	0.170	0.164	0.150	0.167	0.149	0.124
1600	0.146	0.141	0.129	0.144	0.128	0.107
1800	0.130	0.126	0.115	0.128	0.114	0.096

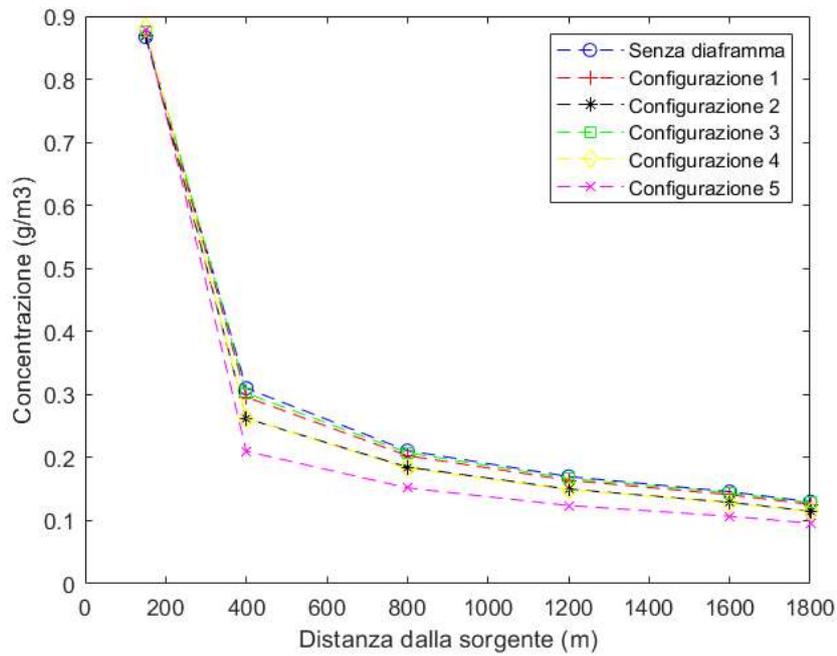


Figura 44- Valori delle concentrazioni riscontrate nei punti di osservazione per le varie configurazioni di contenimento idraulico abbinato al diaframma

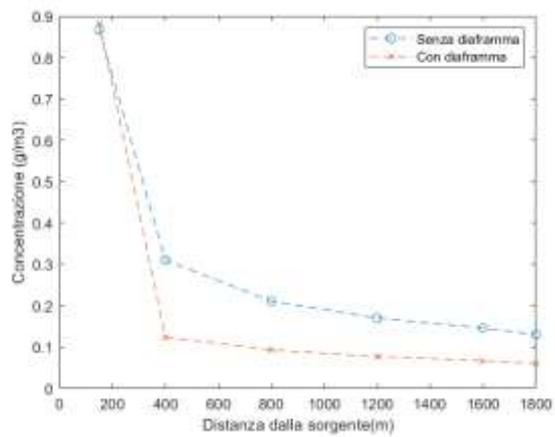
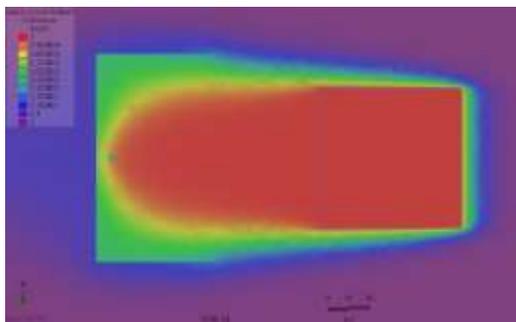


Figura 45- Plume di contaminante (a) e grafico di confronto delle concentrazioni (b) per ultima configurazione di diaframma posto a valle del pozzo

Tabella 6- Confronto tra i valori delle concentrazioni per configurazione senza diaframma e con diaframma

	Senza diaframma	Con diaframma	
Distanza dalla sorgente (m)	concentrazione (mg/l)	concentrazione (mg/l)	Percentuale di riduzione rispetto alla configurazione senza diaframma (%)
150	0.867	0.883	
400	0.310	0.124	59.78
800	0.211	0.093	56.09
1200	0.170	0.077	54.96
1600	0.146	0.067	54.35
1800	0.130	0.060	54.05

5.6 Tabelle riassuntive

In *Tabella 7* vengono riassunti i risultati per quanto riguarda le simulazioni di acquifero indisturbato e confinamento idraulico.

I valori ottenuti su FEFLOW sono confrontabili solo dal punto di vista delle portate di acqua con quelli ottenuti su VISUAL MODLFOW, per le quali non si riscontrano grosse differenze.

Per quanto riguarda il flusso di massa, invece, VISUAL MODFLOW non permette di ottenere un bilancio corretto considerando i fenomeni di advezione, dispersione e diffusione. I risultati riportati sono ottenuti tramite L'equazione (36) che tiene conto solo dell'advezione e sottostima quindi le portate effettive.

La non completa correttezza dei valori riportati da VISUAL MODFLOW per quanto riguarda il flusso di massa si può vedere attraverso i valori di concentrazione che si riscontrano nei punti di osservazione posti all'interno del dominio in entrambi i software nella simulazione di confinamento idraulico con portata di estrazione di 100m³/d (*Figura 46*): non si riscontra particolare differenza nei due software (anzi si raggiungono valori maggiori su VISUAL MODFLOW), il che indica che la quantità di contaminante che aggira il pozzo non può essere così diverso nei due software (1.1g/d per VISUAL MODFLOW e 14.29g/d per FEFLOW).

In *Tabella 8* si riportano i valori ottenuti per le simulazioni di confinamento fisico, la differenza tra i due metodi numerici si trova nel valore di portata fluente dal diaframma in assenza di inversione piezometrica; in particolare nella simulazione svolta da VISUAL MODFLOW la portata in ingresso al diaframma è di $5.18 \cdot 10^{-3}$ m³/d, più alta rispetto a quella calcolata da FEFLOW.

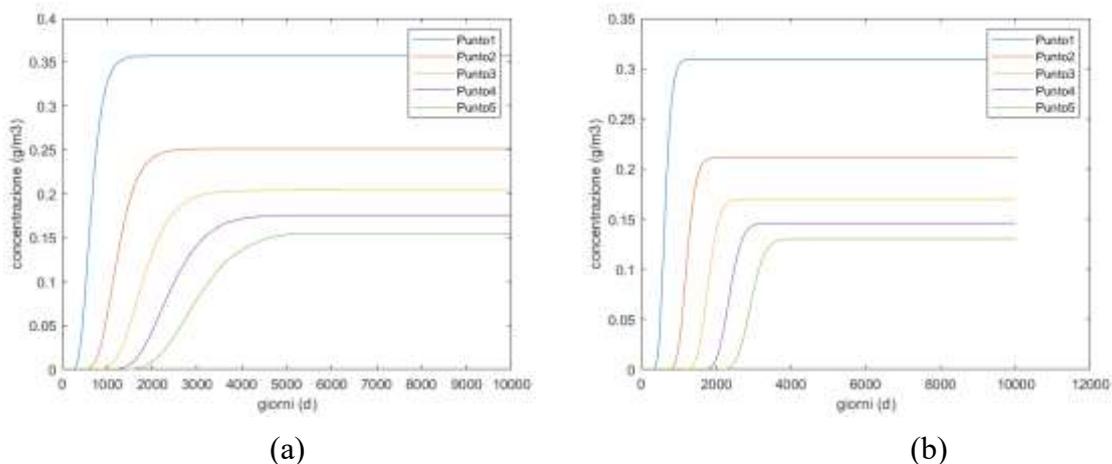


Figura 46- Curve di concentrazione nel tempo in corrispondenza dei punti di osservazione per contenimento idraulico con portata di estrazione di 100m³/d per MODFLOW (a) e FEFLOW (b)

Tabella 7- Valori ottenuti nelle simulazioni di acquifero indisturbato e contenimento idraulico

		MODFLOW	FEFLOW
FLUSSO INDISTURBATO	Flusso emesso dalla sorgente (g/d)	76.36	89.26
	Portata d'acqua fluente dalla sorgente (m ³ /d)	76.36	77.22
CONT. IDRAULICO portata estratta 90 m³/d	Flusso emesso dalla sorgente (g/d)	87.2	99.48
	Flusso di massa estratto dal pozzo (g/d)	81.1	80.81
	Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	6.1	18.98
	Portata di acqua estratta dal pozzo (m ³ /d)	90	90
	Percentuale di contaminante non catturato rispetto all'acquifero indisturbato (%)	7.99	21.26
	Portata d'acqua fluente dalla sorgente (m ³ /d)	87.2	86.52
CONT. IDRAULICO portata estratta 100 m³/d	Flusso emesso dalla sorgente (g/d)	88.4	100.63
	Flusso di massa estratto dal pozzo (g/d)	87.3	86.74
	Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	1.1	14.29
	Portata di acqua estratta dal pozzo(m ³ /d)	100	100
	Percentuale di contaminante non catturato rispetto all'acquifero indisturbato (%)	1.44	16.01
	Portata d'acqua fluente dalla sorgente (m ³ /d)	88.4	87.585

Tabella 8- Valori ottenuti nelle simulazioni di contenimento fisico

		calcolo analitico utilizzando la piezometria di Modflow	Calcolo analitico utilizzando la piezometria di Feflow	MODFLOW	FEFLOW
CONT. FISICO	Flusso di massa uscite dal sistema (g/d)	0.158	0.154	-	0.1165
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	-	-4.02E-03	-5.18E-03	-3.98E-03
	Portata di acqua in uscita dal diaframma (m ³ /d)	-	4.03E-03	3.59E-03	3.98E-03
CONT. FISICO con inversione di piezometria abbassamento a 22.81m	Flusso di massa uscite dal sistema (g/d)	0.143	0.14	-	0.105
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	-0.031	-0.029	-	-0.029
	Percentuale di riduzione di contaminante uscente dal sistema rispetto alla configurazione senza inversione (%)	9.49	9.09	-	9.87
	Carico idraulico interno al diaframma (m)	22.81	22.81	-	22.80

Osservando le differenze tra le concentrazioni ottenute nelle varie simulazioni svolte su FEFLOW in *Tabella 9* e il relativo grafico in *Figura 47* si possono fare le seguenti considerazioni:

- Entrambe le tecniche di bonifica utilizzate riducono le concentrazioni riscontrate per acquifero indisturbato ma l'incidenza maggiore si ha per il confinamento fisico: ad esempio nel punto di osservazione distante 1800m dalla sorgente l'utilizzo del diaframma senza inversione di piezometria riduce la concentrazione riscontrata in caso di acquifero indisturbato del 99.85% mentre il confinamento idraulico con portata di estrazione di 100m³/d la riduce dell'80.54%.
- Aumentare la portata di estrazione del pozzo permette di passare da una riduzione del contaminante del 74.40% al 80.54%, mentre inserire un pozzo all'interno del diaframma comporta una differenza che va da 99.85% a 99.86% quindi trascurabile.

Tabella 9- Valori di concentrazione (g/m³) in corrispondenza dei punti di osservazione lungo l'asse di simmetria della sorgente su FEFLOW

Distanza dalla sorgente (m)	Acquifero indisturbato	Pozzo Qe=90m ³ /d	Pozzo Qe=100m ³ /d	Diaframma senza inversione di piezometria	Diaframma con inversione di piezometria
150	0.999	0.898	0.867	3.30E-03	2.96E-03
400	0.964	0.391	0.310	2.14E-03	1.92E-03
800	0.871	0.273	0.211	1.56E-03	1.40E-03
1200	0.787	0.222	0.170	1.28E-03	1.15E-03
1600	0.721	0.191	0.146	1.12E-03	1.00E-03
1800	0.668	0.171	0.130	1.00E-03	9.01E-04

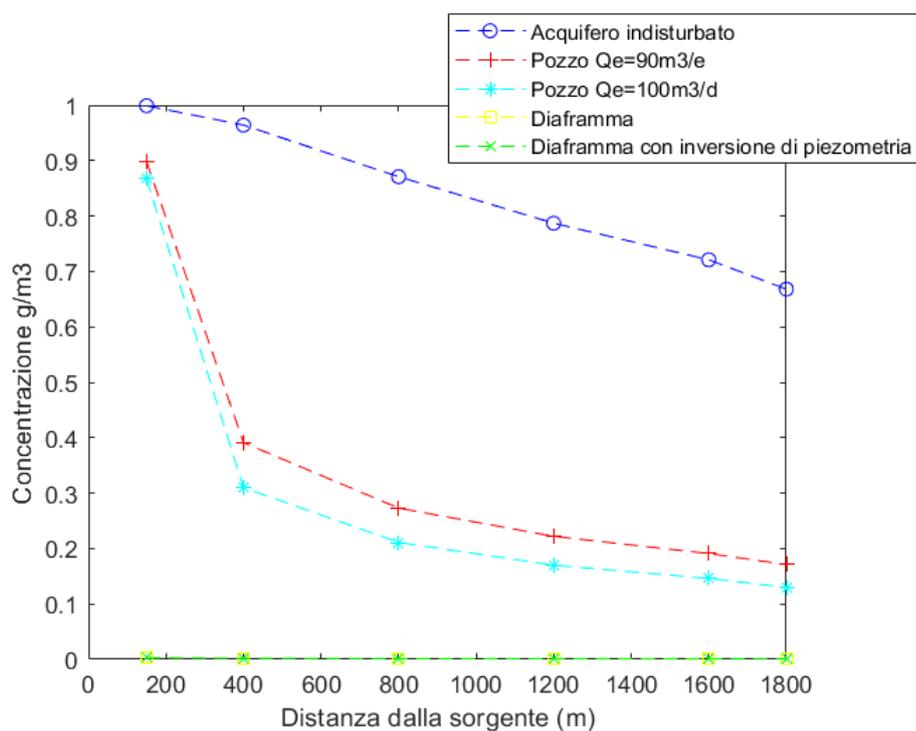


Figura 47- Valori delle concentrazioni in prossimità dei punti di osservazione

5.7 Conseguenze delle variazioni di conducibilità idraulica

La conducibilità idraulica dell'acquifero ha un ruolo importante all'interno del trasporto dei contaminanti in mezzo poroso poiché modifica la velocità con la quale si muove l'acqua all'interno di esso. Più il valore di conducibilità dell'acquifero è alto e più il fluido si muove velocemente comportando anche una più rapida advezione e dispersione del contaminante. Su FEFLOW è stato possibile osservare questo fenomeno semplicemente cambiando i valori di conducibilità idraulica sull'intero acquifero, in *Tabella 10* vengono riportati i risultati ottenuti dalle varie simulazioni.

Quando la conducibilità aumenta di un ordine di grandezza ($k_{xx} = 2.5 \cdot 10^{-3}$ m/s), valore tipico di ghiaie miste a sabbia, la portata di acqua fluente dalla sorgente diventa dieci volte più grande rispetto alla portata ottenuta con la simulazione iniziale ($k_{xx} = 2.5 \cdot 10^{-4}$ m/s), la portata di estrazione di 100 m³/d quindi non è sufficiente per confinare il contaminante: l'89.74% di contaminante che viene emesso dalla sorgente non viene estratto dal pozzo; per raggiungere la stessa efficienza dal punto di vista di cattura del contaminante rispetto alla simulazione originaria sarà necessario incrementare la portata fino a 1000 m³/d con conseguente aumento di costi per la gestione dell'impianto.

Quando la conducibilità idraulica diminuisce di un ordine di grandezza ($k_{xx} = 2.5 \cdot 10^{-5}$ m/s), valore tipico delle sabbie molto fini, la portata di acqua fluente dalla sorgente è dieci volte più bassa rispetto alla simulazione iniziale, riducendo la portata da estrarre a 10 m³/d.

Come evidente in *Tabella 11* le variazioni di conducibilità del dominio incidono in maniera minore sul confinamento fisico, infatti il flusso di massa in uscita dal diaframma, guardando le equazioni (17-18) relative al modello analitico, dipende esclusivamente dalla conducibilità idraulica del diaframma e dalla variazione di carico idraulico interno ed esterno ad esso.

Tabella 10- Confronto dei risultati del confinamento idraulico modificando la conducibilità idraulica del dominio

	k=2.5e-4 m/s $\alpha_1=10m$	k=2.5e-3m/s $\alpha_1=10m$	k=2.5e-5 m/s $\alpha_1=10m$		
Flusso emesso dalla sorgente (g/d)	100.63	960.71	1006.3	20.85	10.07
Flusso di massa estratto dal pozzo (g/d)	86.74	99.9	864.37	20.88	8.67
Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	14.29	862.18	142.85	0	1.431
Percentuale di contaminante non catturato rispetto all' acquifero indisturbato (%)	16.01	89.74	16.01	0.00	16.03
Portata di acqua estratta dal pozzo(m ³ /d)	100	100	1000	100	10
Portata d'acqua fluente dalla sorgente (m ³ /d)	87.59	839.63	1448.8	18.80	8.76

Tabella 11- Confronto dei risultati del confinamento fisico modificando la conducibilità idraulica del dominio

		$k=2.5e-4$ m/s $\alpha_1=10m$	$k=2.5e-3$ m/s $\alpha_1=10m$	$k=2.5e-5$ m/s $\alpha_1=10m$
CONT. FISICO	Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	0.1165	0.120	0.106
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	-3.98E-03	-3.98E-03	-3.98E-03
	Portata di acqua in uscita dal diaframma (m ³ /d)	3.98E-03	3.98E-03	3.98E-03
CONT. FISICO con inversione di piezometria abbassamento a 22.81m	Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	0.105	0.108	0.094
	Percentuale di riduzione di contaminante uscente dal sistema rispetto alla configurazione senza inversione (%)	9.87	10.00	11.32
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	-0.029	-0.029	-0.029

Diventa interessante, a questo punto, individuare quali siano le differenze di contenimento di sostanza inquinante al variare della conducibilità idraulica del diaframma.

Dalla *Tabella 12* nascono alcune considerazioni: quando si ha a che fare con un diaframma più permeabile, il trasporto verso l'esterno della barriera, in assenza di pozzo interno, diventa importante fino ad aumentare del 72% in caso di barriera semi impermeabile ($k_d=7.4*10^{-9}$ m/s). In caso di inversione di piezometria, che si ricorda essere una pratica comune per evitare i fenomeni di advezione verso l'esterno, il flusso di massa disperso al di fuori dell'area diaframmata risulta trascurabile e in caso di diaframma con $k_d=7.4*10^{-9}$ m/s la riduzione di contaminante in uscita è del 98% rispetto al diaframma impermeabile di partenza.

Tabella 12- confronto dei risultati del confinamento fisico modificando la conducibilità idraulica del diaframma

		kd=7.4e-11 m/s αd=0.08m		kd=7.4e-10 m/s αd=0.08m		kd=7.4e-9m/s αd=0.08m	
		Calcolo analitico	FEFLOW	Calcolo analitico	FEFLO W	Calcolo analitico	FEFLO W
CONT. FISICO	Flusso di massa uscende dal sistema (g/d)	0.154	0.1165	0.1582	0.124	0.427	0.418
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	-4.02E-03	-3.98E-03	-4.00E-02	3.98E-02	-4.02E-01	-3.90E-01
	Portata di acqua in uscita dal diaframma (m ³ /d)	4.03E-03	3.98E-03	4.00E-02	3.98E-02	4.03E-01	3.90E-01
CONT. FISICO con inversione di piezometria abbassamento a 22.81m	Flusso di massa uscende dal sistema (g/d)	0.140	0.105	0.055	0.043	1.34E-03	2.13E-3
	Percentuale di riduzione di contaminante uscende dal sistema rispetto alla configurazione senza inversione (%)	9.09	9.87	64.49	64.31	99.69	99.49
	carico idraulico interno al diaframma (m)	22.81	22.80	22.81	22.80	22.81	22.78
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	-0.029	-0.029	-0.292	-0.292	-2.92	-2.92

5.8 Considerazioni sui numeri di PECLET e COURANT

I numeri di Peclet e di Courant vengono utilizzati per valutare la bontà della discretizzazione spaziale e temporale del modello. Questi due numeri sono stati analizzati per ciascuna simulazione effettuata con particolare attenzione ai valori riscontrati all'interno del poligono principale (indicato come "Poligono 1" in *Figura 11*) per il contenimento idraulico e all'interno del diaframma per il contenimento fisico poiché rappresentano la scala spaziale interessata dal fenomeno di trasporto del contaminante.

Il numero di Peclet e il suo valore ottimale sono stati discussi nel Capitolo 4, esso non riscontra particolari problemi nelle prime simulazioni presentate, dove la media dei valori è di 0.4 nel poligono principale per le simulazioni di acquifero indisturbato e contenimento idraulico mentre è di 0.2 all'interno della barriera per le simulazioni di contenimento fisico. L'analisi dei valori del numero di Peclet interni alla barriera ha permesso invece di individuare delle carenze nella discretizzazione spaziale per variazioni di conducibilità idraulica del materiale impermeabile:

1. $P=0.2$ per $K_d=7.4*10^{-11}$ m/s;
2. $P=0.45$ per $K_d=7.4*10^{-10}$ m/s;
3. $P=1.07$ per $K_d=7.4*10^{-9}$ m/s.

Per poter rendere confrontabili questi tre modelli è necessario avere in tutte le simulazioni lo stesso numero di Peclet all'interno del diaframma (0.2), è richiesta quindi una ulteriore discretizzazione; in particolare si arriva ad una distanza tra i nodi interni al diaframma di 0.06 m per la seconda simulazione e di 0.04m per la terza.

Il numero di Courant secondo la definizione fornita da FEFLOW è uguale a [35]:

$$C = \frac{v_e * \Delta t}{\Delta x} \quad (48)$$

Un numero basso (solitamente inferiore ad uno) è preferibile per via della maggiore stabilità numerica e accuratezza dei risultati [35].

Il numero di Courant presenta valori inferiori ad uno nella simulazione di contenimento idraulico nella gran parte del dominio, eccetto per alcune zone in cui i valori diventano alti (*Figura 48*):

- gli elementi adiacenti al pozzo sono caratterizzati da velocità particolarmente elevate influenzando il numeratore nell'espressione (48);
- gli elementi interni al diaframma sono caratterizzati da una dimensione piuttosto ridotta rispetto alla velocità e questo influenza il denominatore nell'espressione (48), questa discretizzazione non sarebbe richiesta nella simulazione di contenimento idraulico ma viene inserita per una maggiore omogeneizzazione dei risultati nel confronto delle due tecniche di bonifica analizzate.

Per quanto riguarda la simulazione di contenimento fisico, i valori del numero di Courant rivelano un interessante fenomeno: essi sono elevati lungo il bordo del diaframma, in particolare negli angoli esterni (*Figura 49*). Analizzando i valori della velocità di Darcy in *Figura 50(a)* si nota infatti come questi aumentino in corrispondenza degli angoli esterni al diaframma (la situazione in termini di valori delle velocità non cambia discretizzando ulteriormente queste zone), questo fenomeno è dovuto alla caratteristica principale dei materiali impermeabili: essi modificano il flusso dell'acquifero variando il percorso delle particelle di fluido che tendono a passare lateralmente rispetto alla zona confinata (*Figura 50(b)*) creando degli aumenti di velocità in corrispondenza dei cambi di direzione, proprio negli angoli della barriera.

Per completezza si riportano di seguito le problematiche riscontrate per il numero di Courant all'interno della simulazione di contenimento idraulico quando la conducibilità idraulica del dominio è elevata ($K=2.5 \cdot 10^{-3}$ m/s): esso risulta maggiore di uno su tutto il poligono principale per via delle elevate velocità. Si decide di non modificare la discretizzazione spaziale poiché causerebbe aumenti indesiderati del numero di Peclet (che come già detto può essere semplificato come il rapporto tra la dimensione degli elementi e la dispersività). Portando il massimo passo temporale ammesso a 0.01 giorni (invece di 10 giorni impostati inizialmente) Courant presenta ancora valori alti e la simulazione subisce dei rallentamenti importanti nell'arrivare a 10 000 giorni per cui si decide di privilegiare il numero di Peclet e di accettare per questa simulazione valori più alti di Courant.

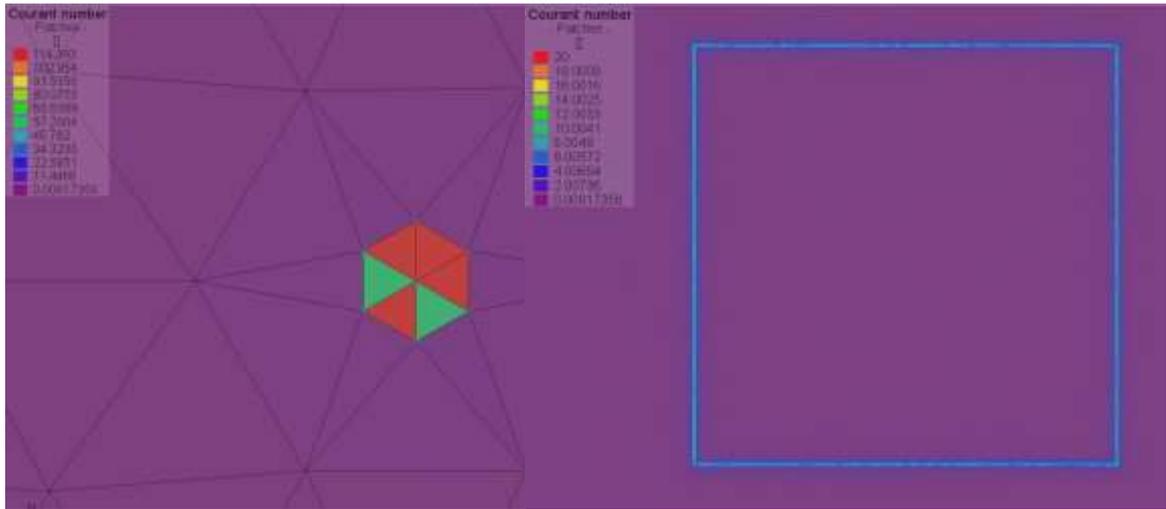


Figura 48- Zone del dominio in cui il numero di Courant supera il valore ottimale unitario per la simulazione di contenimento idraulico

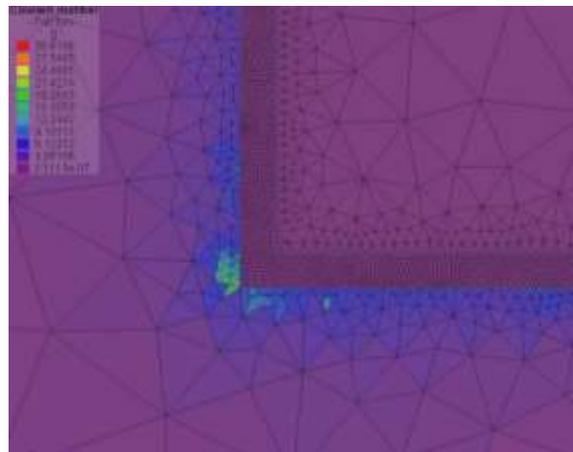
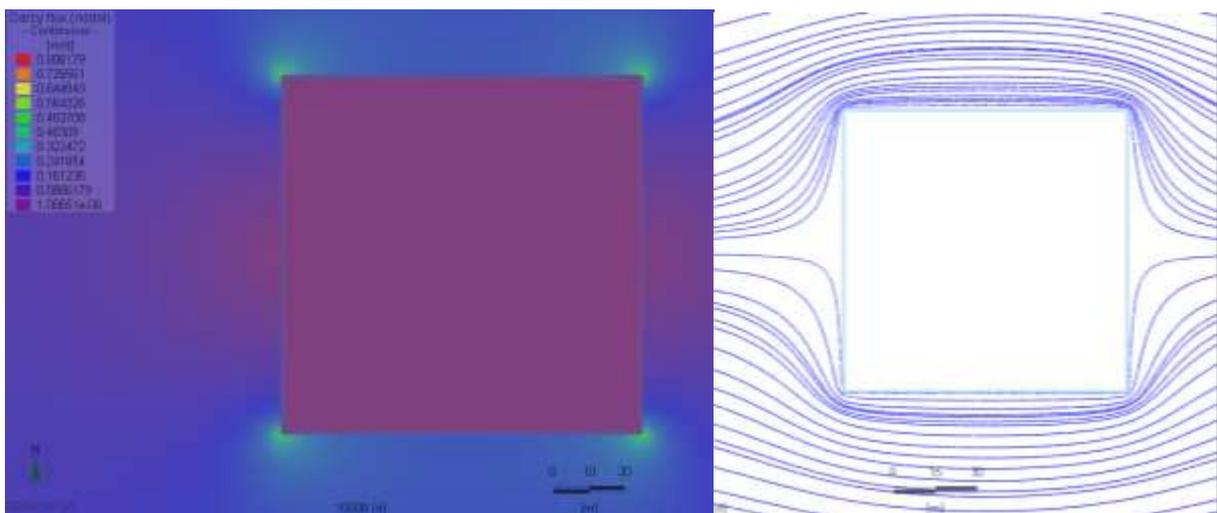


Figura 49- Zone del dominio in cui il numero di Courant supera il valore ottimale unitario per la simulazione di contenimento fisico



(a)

(b)

Figura 50- Valori della velocità di Darcy elevati negli angoli esterni al diaframma (a) e percorso delle particelle collocate fuori dal diaframma (b)

6. Simulazione di un caso reale su FEFLOW

Le simulazioni delle tecniche di contenimento idraulico e fisico applicate ad un caso ideale hanno permesso di arrivare ad una serie di conclusioni che hanno una validità di carattere generale; esse vanno poi applicate ad un caso reale per verificare quanto detto precedentemente in condizioni più complesse.

Il sito preso in esame si trova in Piemonte, tutte le informazioni che verranno riportate si basano su uno studio precedente [33] in cui è stato applicato l'algoritmo APA [31] descritto nel Capitolo 4 ad un'area sottostante un'industria di trasformazione del petrolio ancora attiva che rilascia una grande varietà di contaminanti organici nella falda.

Nei primi 25-30m di profondità vi sono due acquiferi: uno non confinato ed uno confinato; dalle indagini condotte su diversi piezometri è stato escluso il trasporto advettivo attraverso lo strato argilloso che li separa: solo l'acquifero meno profondo verrà dunque considerato nelle successive simulazioni.

La morfologia del sito è stata ottenuta tramite 39 carotaggi e alcune caratteristiche sono:

- spessore medio dell'acquifero non confinato: 15m;
- porosità effettiva: 0.2;
- dispersività: 10m;

Vi sono dieci zone di conducibilità idraulica omogenea, calibrate tramite il confronto tra i risultati del modello di flusso effettuato con MODFLOW 2000 e le misure provenienti da 20 piezometri; esse, insieme all'area considerata come zona inquinata, vengono rappresentate in *Figura 51*; le dimensioni del dominio sono di 1700m x 1180m con origine degli assi a coordinate $x=0$ e $y=985$ m.

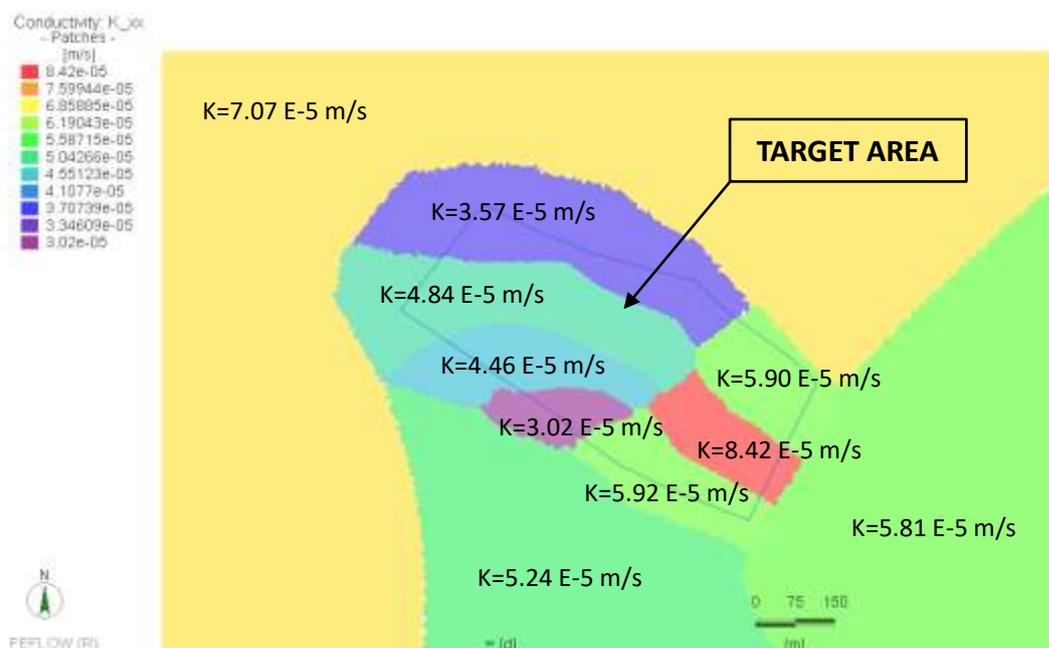


Figura 51- Distribuzione delle zone caratterizzate da conducibilità omogenea

Per semplificare il problema rispetto allo studio originale viene ipotizzata una sorgente all'interno dell'area interessata dalla contaminazione (Figura 52(a)) e vengono utilizzati cinque punti di osservazione posizionati a valle di essa (Figura 52(b)) con coordinate in Tabella 13. Questi sono utili per la verifica delle concentrazioni a valle del sistema di confinamento poiché in quest'area vi sono dei pozzi per il prelievo di acqua destinata al consumo umano.

Anche in questo caso il confronto verrà effettuato in termini di massa di contaminante che riesce a raggiungere valle rispetto al sistema di confinamento e verrà utilizzato un tracciante con concentrazione costante alla sorgente di 1g/m^3 , in questo modo vengono trascurate le iterazioni del contaminante con la falda e viene data maggior importanza all'efficienza del sistema di bonifica.

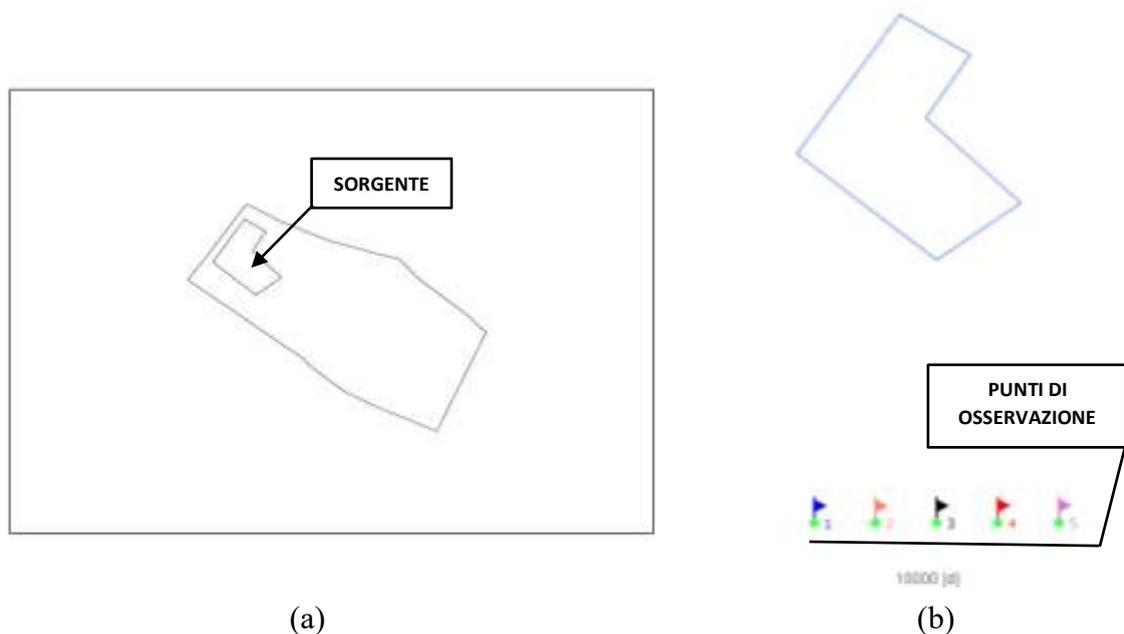


Figura 52 - Collocazione della sorgente all'interno dell'area contaminata (a) e posizione dei punti di osservazione rispetto alla sorgente (b)

Tabella 13- Coordinate dei cinque punti di osservazione posizionati a valle della sorgente

Punto	X	Y
1	550	1401.46
2	600	1401.46
3	650	1401.46
4	700	1401.46
5	750	1401.46

La discretizzazione del dominio segue l'esempio del caso ideale ed è rappresentata in *Figura 53*: vengono identificati due poligoni di cui il primo è quello direttamente interessato dalla dispersione del plume di contaminante ed è caratterizzato da una distanza media tra i nodi di 5m, il secondo presenta una dimensione degli elementi più grande con una distanza tra i nodi di 15m per non appesantire la simulazione. La sorgente viene racchiusa da sei linee e circondata da altrettante linee ad una distanza di 0.8m, questa zona è rappresentativa del diaframma e viene ulteriormente discretizzata fino ad una distanza tra i nodi di 0.1m. La differenza principale tra il caso ideale descritto in precedenza e questo si trova nel tipo di acquifero: in questo caso non è confinato e questo deve essere specificato all'interno delle impostazioni iniziali del modello.

Per evitare che all'interno del *Rate budget* ci sia uno squilibrio eccessivo nel bilancio di massa è opportuno ricorrere ad una serie di settaggi più restrittivi rispetto al caso ideale:

- passo temporale iniziale: da 0.01 giorni a $1 \cdot 10^{-10}$ giorni;
- schema predittivo/correttivo: da AB/TR a FE/BE poiché la prima tecnica fa riferimento al metodo *Adams-Bashfort/backward* ed è più appropriato per mezzi saturi, mentre la seconda è il metodo *Eulero/Forward* ed è più indicato per mezzi insaturi;
- tolleranza dell'errore: da 1 a 0.1;
- Massimo numero di interazioni: da 12 a 3.

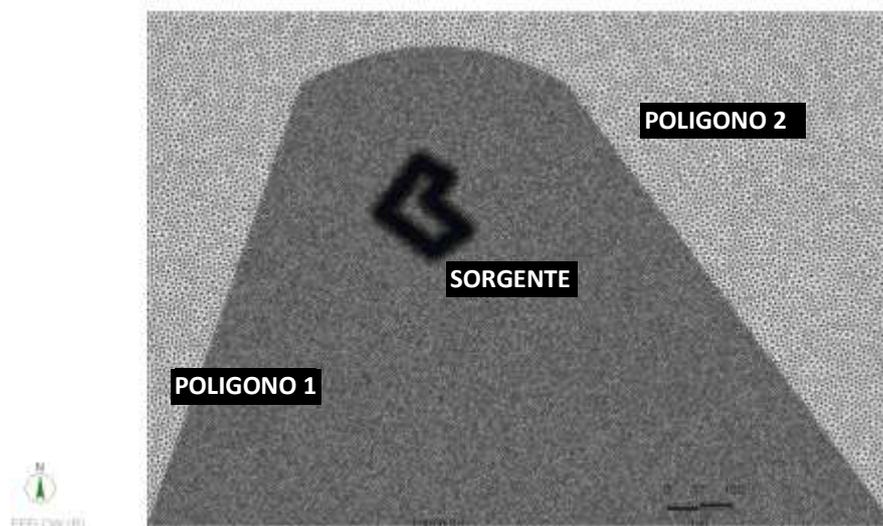


Figura 53- Discretizzazione del dominio

6.1 Acquifero indisturbato

La simulazione di acquifero indisturbato si ottiene inserendo all'interno del modello le condizioni al contorno note:

- il carico idraulico a monte (nord) e a valle (sud) segue un andamento lineare rispetto alle ascisse come riportato in *Figura 54*, queste due funzioni vengono inserite su FEFLOW grazie alla possibilità di definire le condizioni al contorno come espressioni.
- un corso d'acqua rappresenta una zona di ricarica di 0.37 mm/anno e viene impostata come condizione al contorno del secondo tipo (*Neumann*) applicata ai nodi interessati visibili in *Figura 55*;
- la concentrazione costante alla sorgente è di 1g/m^3 .

Da questa prima simulazione si ottiene il carico piezometrico in condizioni indisturbate (*Figura 56*) e il plume di contaminante dopo 10 000 giorni (*Figura 57*).

Viene poi identificata la portata d'acqua che fluisce al di sotto della sorgente e la quantità di massa che viene rilasciata da essa utilizzando lo strumento *Subdomain Rate Budget*: esse sono rispettivamente $455.44\text{ m}^3/\text{d}$ (*Figura 58(a)*) e 405.25 g/d (*Figura 58(b)*).

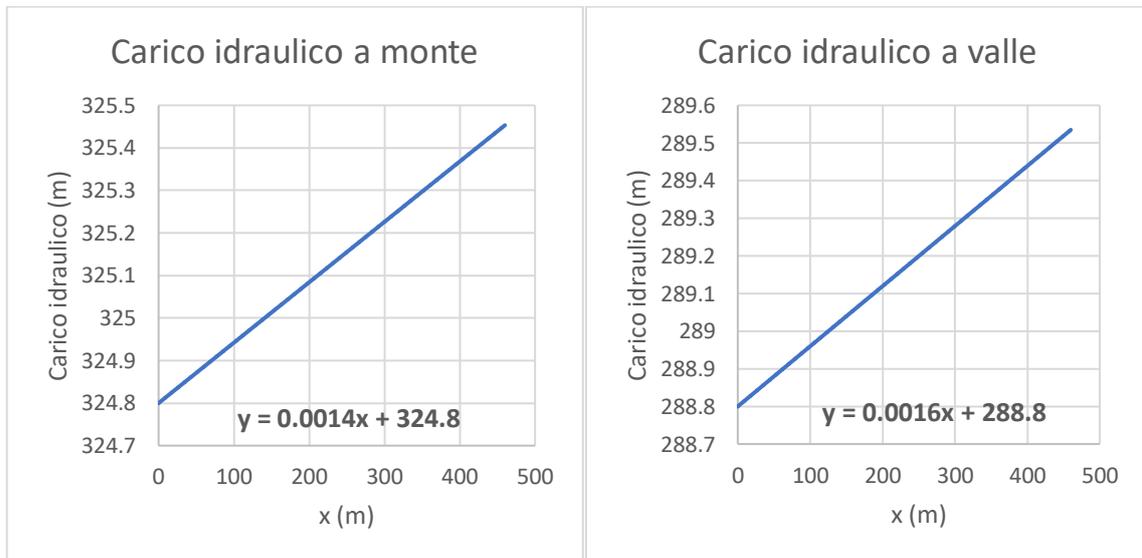


Figura 54- Andamento del carico idraulico a monte e a valle del dominio

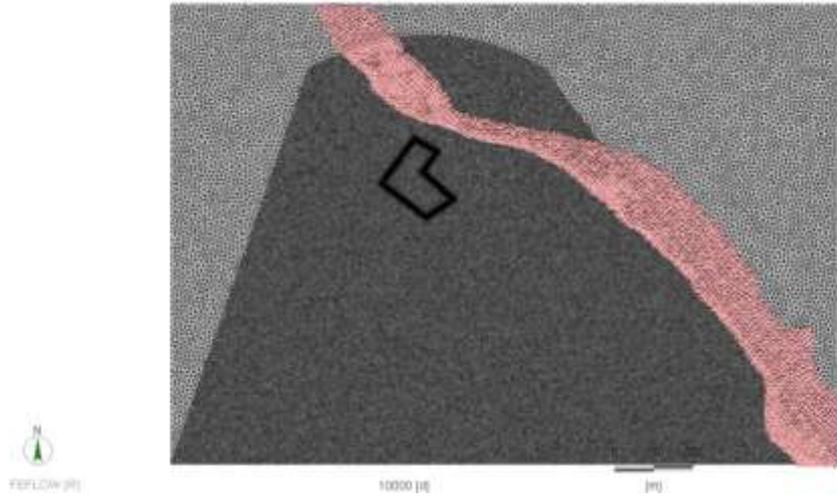


Figura 55 - Zona di ricarica

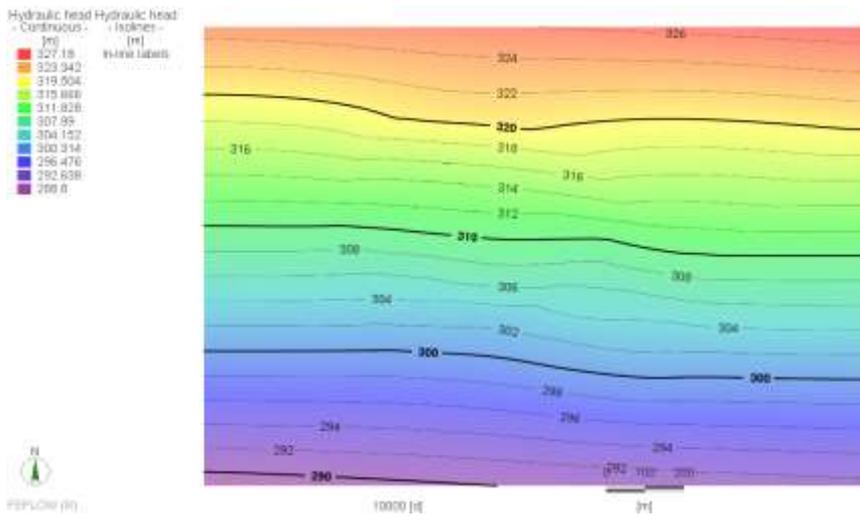


Figura 56- Carico idraulico indisturbato

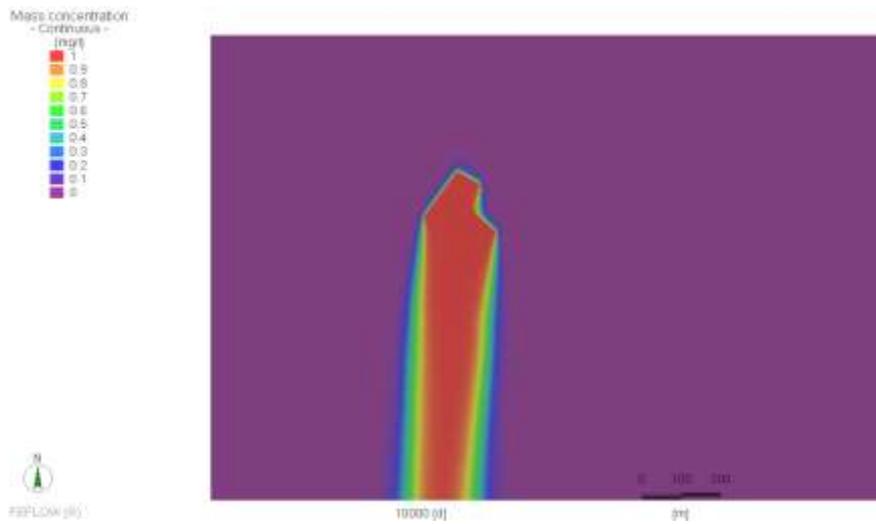


Figura 57- Plume di contaminante dopo 10 000 giorni per acquifero indisturbato



(a)

(b)

Figura 58-Portata di fluido che fluisce al disotto della sorgente (a) e massa rilascia da essa (b) per acquifero indisturbato

6.2 Contenimento idraulico

Per avere informazioni sulla portata massima estraibile dal singolo pozzo si osservano i dati della simulazione di flusso effettuata nel precedente studio [33]: le portate non superano mai i 300 m³/d per cui si ipotizza questo valore come massima quantità di acqua che può essere emunta dai pozzi.

Dalle informazioni ricavate invece dalla precedente simulazione di acquifero indisturbato si deduce che sono necessari minimo due pozzi e, per valutare il valore della portata di estrazione singola, viene utilizzato lo strumento *streamlines* [34] di FEFLOW che individua la traiettoria delle particelle basandosi sul vettore delle velocità. In questo modo si ha a disposizione uno strumento utile da utilizzare prima di effettuare la simulazione di trasporto di massa vera e propria.

Due pozzi con portata di estrazione di 200 m³/d l'uno non risultano sufficienti al fine di catturare tutte le particelle che attraversano la sorgente, infatti una parte di particelle di fluido riesce a sorpassare il confine idraulico sia per una distanza tra i pozzi di 30 m (*Figura 59(a)*) che aumentando la distanza a 50m (*Figura 59(b)*): la portata totale di 400 m³/d non risulta quindi adeguata allo scopo indipendentemente dalla posizione dei pozzi; d'altronde dalla simulazione di flusso indisturbato si vede come la portata che fluisce al di sotto della sorgente sia di 455 m³/d.

È sufficiente incrementare la portata del singolo pozzo a 230 m³/d, e quindi portata totale di estrazione di 460 m³/d per ottenere dei risultati, in termini di cattura delle particelle, soddisfacenti come mostrato in *Figura 60*.

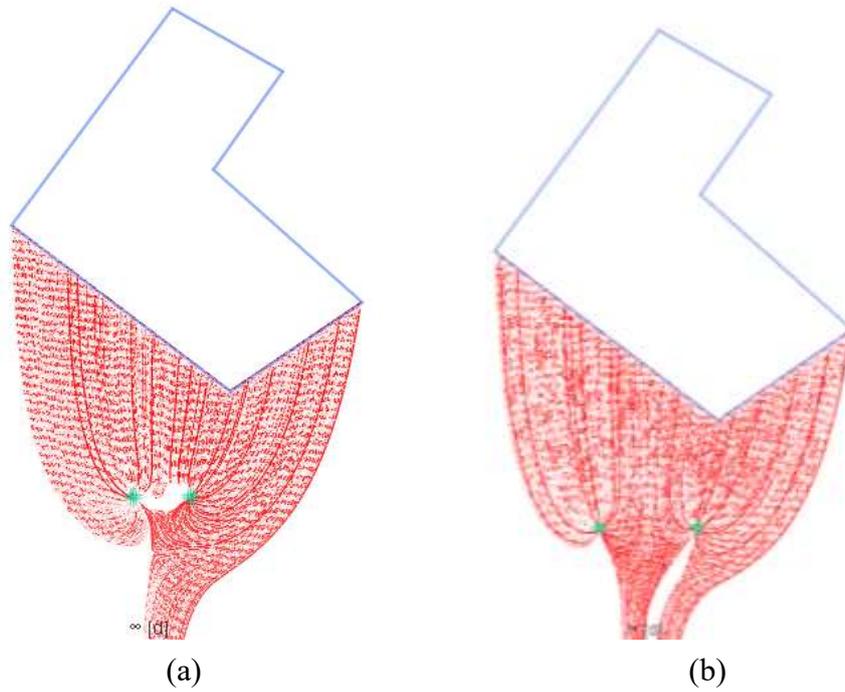


Figura 59- Streamlines utilizzato per la simulazione di flusso in stato stazionario con due pozzi con portata di estrazione di $200 \text{ m}^3/\text{d}$ l'uno distanti 30m (a) e 50m (b)

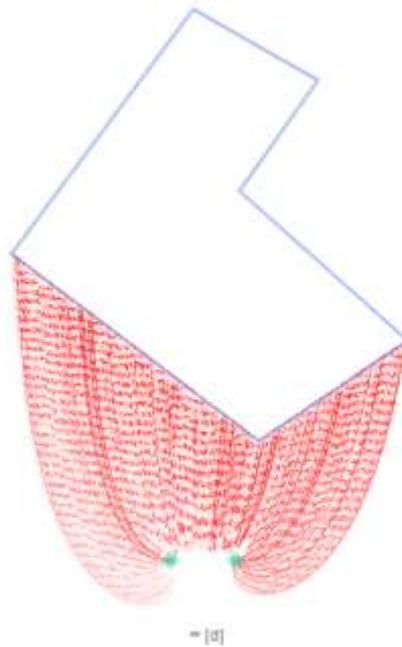


Figura 60- Streamlines utilizzato per la simulazione di flusso in stato stazionario con due pozzi con portata di estrazione di $230 \text{ m}^3/\text{d}$ l'uno distanti 30m

Si procede quindi con la simulazione del trasporto di massa, in particolare verranno confrontate due portate di estrazione totali: 460 m³/d e 500 m³/d.

In *Figura 61* si mettono a confronto le due aree interessate dal percorso delle particelle a ritroso partendo dal pozzo: considerando un numero di 24 particelle disposte attorno ad ogni pozzo risulta evidente che utilizzare una portata totale di 500 m³/d sia più cautelativo poiché un'area più ampia risulta convogliata al pozzo.

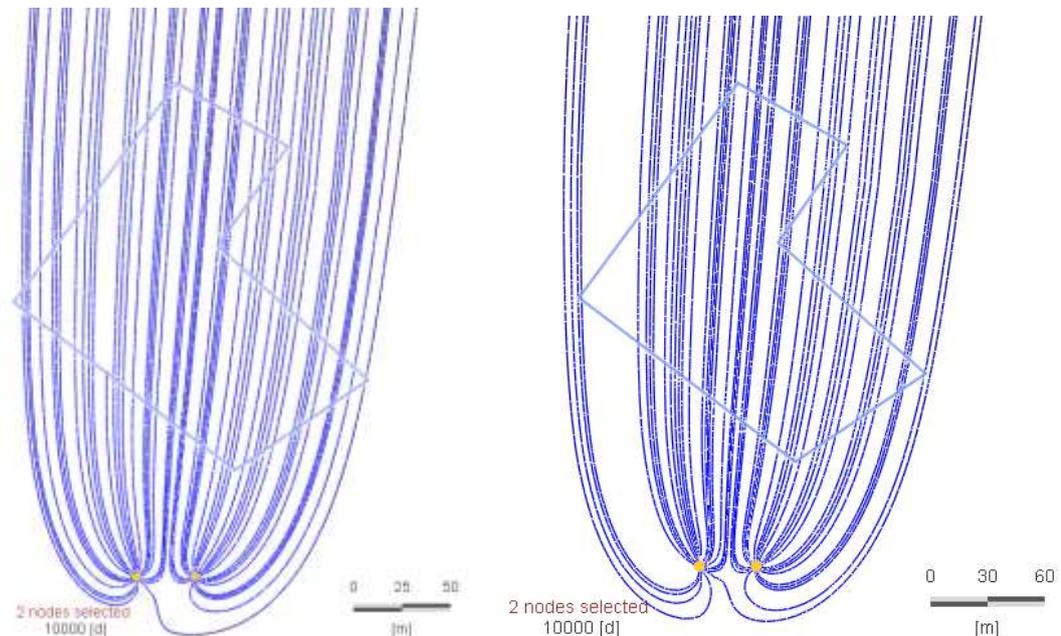
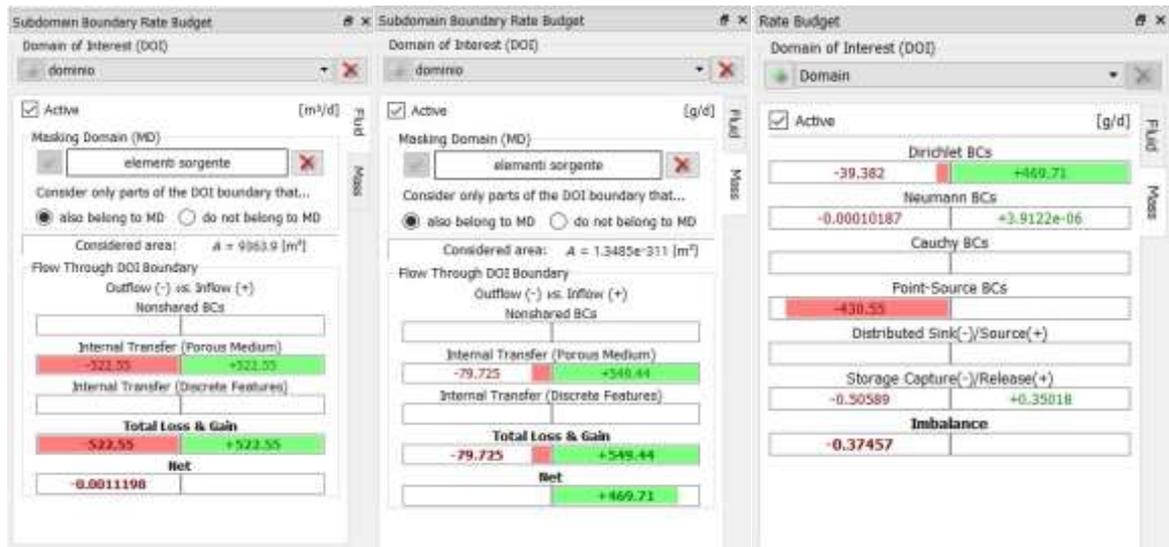


Figura 61- *Pathlines backward* dai pozzi per una portata totale di estrazione di 460 m³/d (a) e 500 m³/d (b)

Con una portata di estrazione totale di 460 m³/d si riscontrano i seguenti valori attraverso il bilancio di fluido e di massa tra sorgente e dominio fornito dallo strumento *Subdomain Rate Budget*: portata di acqua che fluisce al di sotto della sorgente: 522.55 m³/d e portata di massa rilasciata di 469.71 g/d. Il *Rate Budget* fornisce poi il bilancio di massa sull'intero dominio mostrando un'estrazione da parte dei pozzi di 430.55 g/d e una conseguente portata di massa che prosegue verso valle di 39.38 g/d (*Figura 62*).

Incrementando la portata totale a 500 m³/d la massa di contaminante che fluisce verso valle è di **23.74 g/d** (*Figura 63*) comportando una diminuzione del 40% rispetto alla portata inferiore estratta nella precedente simulazione; questa seconda opzione, il cui plume di contaminante dopo 10 000 giorni è rappresentato in *Figura 64*, verrà quindi utilizzata per il confronto con il contenimento fisico

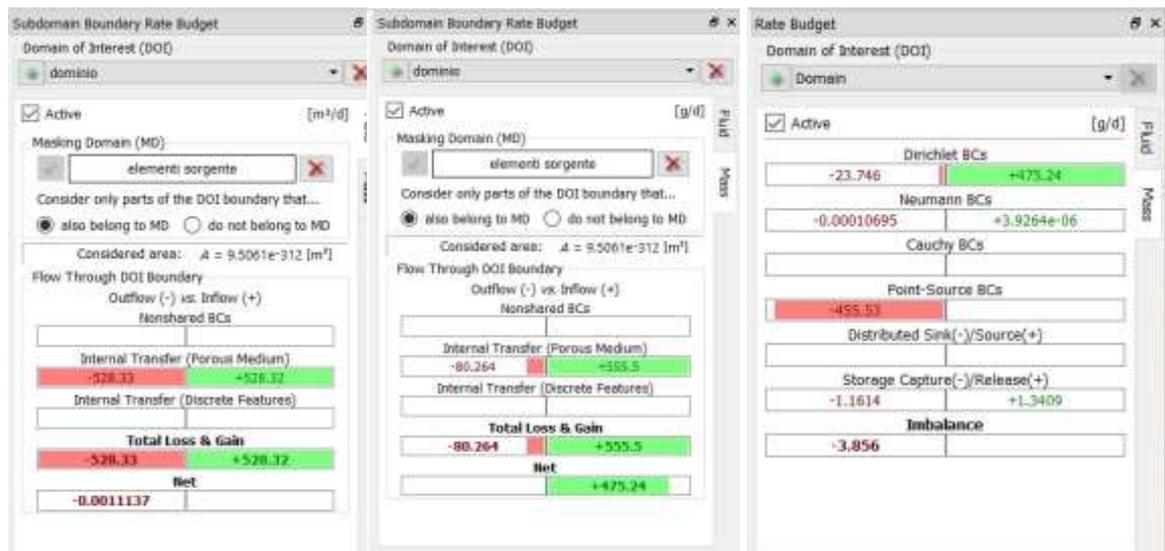


(a)

(b)

(c)

Figura 62- Subdomain Rate Budget per il flusso (a) e per la massa (b) che identifica lo scambio tra sorgente e dominio, il Rate Budget (c) è applicato sull'intero dominio (b) per contenimento idraulico con portata totale di estrazione di 460 m³/d



(a)

(b)

(c)

Figura 63- Subdomain Rate Budget per il flusso (a) e per la massa (b) che identifica lo scambio tra sorgente e dominio, il Rate Budget (c) è applicato sull'intero dominio (b) per contenimento idraulico con portata totale di estrazione di 500 m³/d

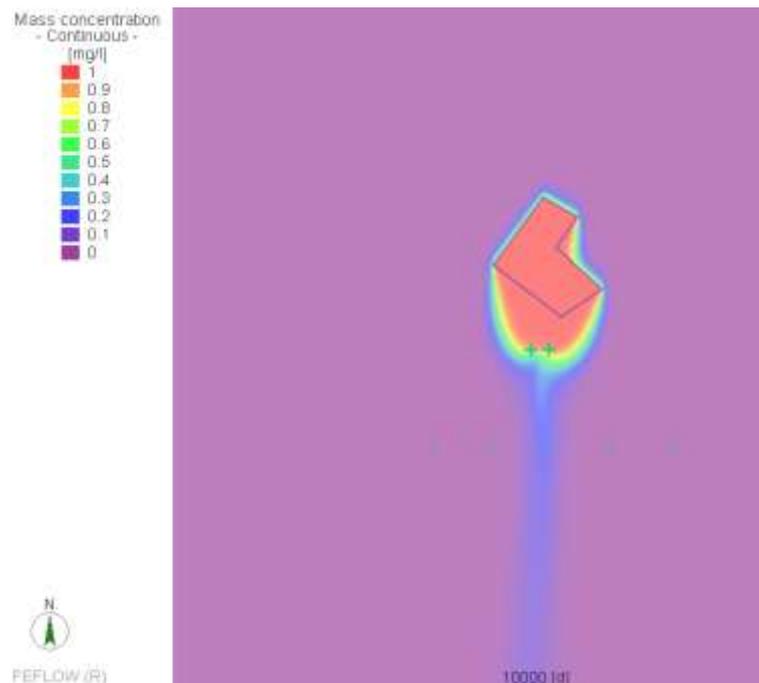


Figura 64- Plume di contaminante dopo 10 000 giorni per contenimento idraulico con portata totale estratta di 500 m³/d

6.3 Contenimento fisico

Dallo studio condotto sul caso ideale si è giunti alla conclusione che le prestazioni migliori ottenute dal contenimento fisico si hanno utilizzando un materiale impermeabile con conducibilità idraulica di $7.4 \cdot 10^{-10}$ m/s in presenza di un pozzo di estrazione interno che garantisce l'annullamento del flusso advettivo verso l'esterno.

Si procede quindi variando i valori degli elementi interni al diaframma di:

- conducibilità idraulica: $7.4 \cdot 10^{-10}$ m/s;
- dispersività di 0.08m calcolata come (44);
- diffusione molecolare di $0.7 \cdot 10^{-9}$ m²/s calcolata come (45);
- porosità effettiva di 0.7.

La prima simulazione non presenta il pozzo interno all'area diaframmata e serve nella prima fase per determinare la distribuzione del carico idraulico lungo il perimetro del diaframma mostrato in *Figura 65(a)*: il carico interno raggiunge un valore uniforme di 310.62m. Per raggiungere un carico interno inferiore di un metro rispetto al valore più basso di carico esterno riscontrato si deve scendere a 304.83m (*Figura 65(b)*) comportando un volume di svuotamento totale calcolato come nell'equazione (47) di 19 883 m³.

Il calcolo analitico sviluppato nel Capitolo 3 risulta meno preciso applicato ad un caso reale rispetto al caso ideale, probabilmente questo fatto è dovuto all'aver considerato, per semplicità, lo spessore saturo medio costante di 14m mentre in realtà, essendo in acquifero

non confinato, lo spessore saturo varia al variare della piezometria e quindi è maggiore a monte del diaframma e minore a valle di esso.

Per ottenere quindi la condizione di inversione di piezometria si decide di non inserire un pozzo con una certa portata all'interno della sorgente ma si applica ai nodi appartenenti ad essa la condizione al contorno di carico idraulico costante a 304.83 m.

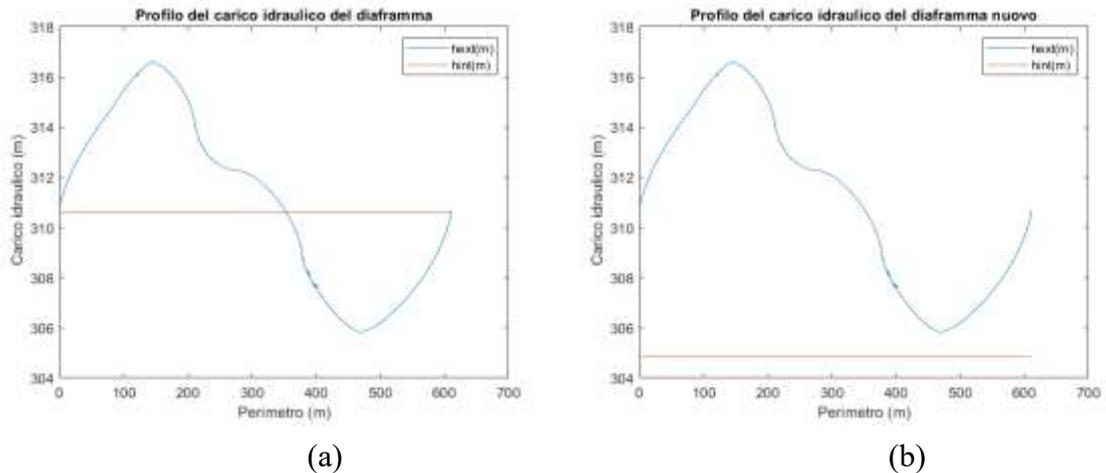


Figura 65- Profilo di carico idraulico senza inversione di piezometria (a) e con inversione di piezometria (b)

Il bilancio di massa effettuato da FEFLOW riporta un'uscita di contaminante dal confinamento impermeabile di 0.94 g/d senza inversione di piezometria, per scendere invece a valori di **0.133 g/d** quando il carico interno viene mantenuto, tramite pompaggio di acqua dall'interno, un metro al di sotto del valore più basso di carico esterno (*Figura 66*). La portata da estrarre in questo caso può essere valutata attraverso il bilancio di flusso come l'acqua in ingresso al diaframma con carico idraulico interno di 304.83m: in *Figura 66(c)* questa portata risulta di **5.34 m³/d**.

Per completezza si riporta in *Tabella 14* il confronto tra i valori ottenuti dal calcolo analitico e quelli appena citati.



Figura 66- Bilancio di massa ottenuto dallo strumento di FEFLOW Subdomain Rate Budget per simulazione di contenimento fisico (a) e contenimento fisico con inversione di piezometria (b)

Tabella 14- Confronto tra i valori ottenuti tramite il calcolo analitico e FEFLOW per confinamento fisico con e senza inversione di piezometria

	Calcolo analitico	FEFLOW
Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	1.05	0.94
Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	1.23	1.35
CONTENIMENTO FISICO		
Portata di acqua in uscita dal diaframma (m ³ /d)	0.90	1.25
Carico idraulico interno al diaframma (m)	310.62	310.62
Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	0.07	0.13
Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	4.28	5.34
CONTENIMENTO FISICO con inversione di piezometria		
Percentuale di riduzione di contaminante uscente dal sistema rispetto alla configurazione senza inversione (%)	93.33	80.48
Carico idraulico interno al diaframma (m)	306.94	306.94

6.4 Valori di concentrazione riscontrati nei punti di osservazione e tabelle riassuntive

Si riportano in *Figura 67* i grafici delle concentrazioni nel tempo riscontrate nei cinque punti di osservazione con coordinate in *Tabella 13* e posizionati a valle della sorgente: risulta subito evidente come i sistemi di contenimento fisico riescano a trattenere molto più contaminante e garantire concentrazioni a valle notevolmente più basse rispetto al sistema di contenimento idraulico.

Per il confronto tra i sistemi di barrieramento analizzati si riporta la *Tabella 15* riassuntiva di quanto detto fino ad ora. Osservando questa tabella si osserva che la percentuale di contaminante che raggiunge valle rispetto alla condizione di acquifero indisturbato è del 5.86% per contenimento idraulico mentre arriva a 0.03% per contenimento fisico con inversione di piezometria.

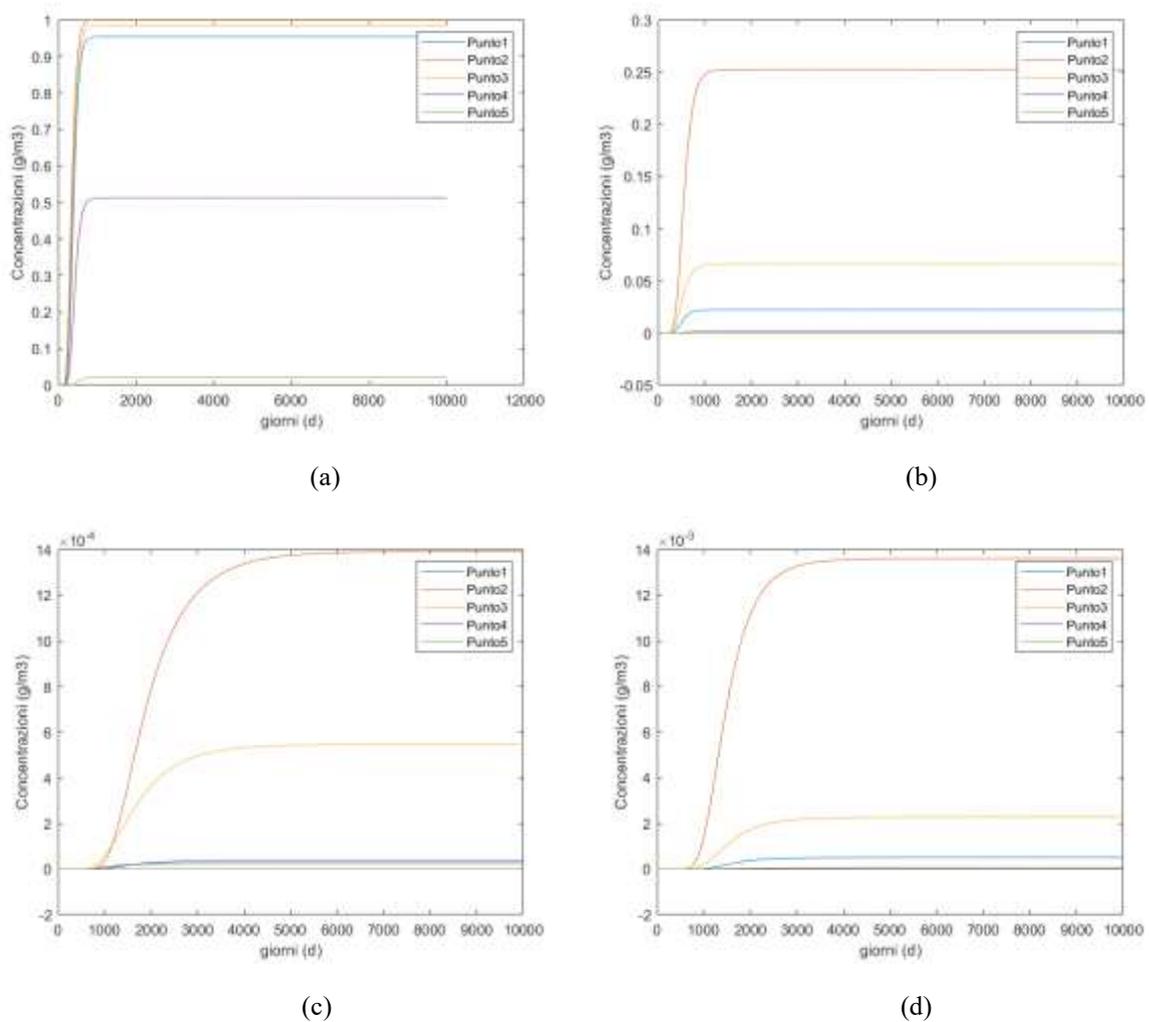


Figura 67- Valori di concentrazione nel tempo riscontrati per i cinque punti di osservazione posti a valle della sorgente: acquifero indisturbato (a), contenimento idraulico (b), contenimento fisico (c), contenimento fisico con inversione di piezometria (d)

Tabella 15- Tabella riassuntiva delle simulazioni del caso reale

FLUSSO INDISTURBATO	Flusso emesso dalla sorgente (g/d)	405.25
	Portata d'acqua fluente dalla sorgente (m ³ /d)	455.44
CONTENIMENTO IDRAULICO Q totale=500 m³/d	Flusso emesso dalla sorgente (g/d)	475.24
	Flusso di massa estratto dal pozzo (g/d)	456.78
	Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	23.74
	Portata di acqua estratta dal pozzo (m ³ /d)	250
	Percentuale di contaminante che raggiunge valle rispetto alla condizione di flusso indisturbato (%)	5.86
	Portata d'acqua fluente dalla sorgente (m ³ /d)	528.32
CONTENIMENTO FISICO	Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	0.94
	Percentuale di contaminante che raggiunge valle rispetto alla condizione di flusso indisturbato (%)	0.23
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	1.35
	Portata di acqua in uscita dal diaframma (m ³ /d)	1.25
	Carico idraulico interno al diaframma (m)	310.62
CONFINAMENTO FISICO con inversione di piezometria	Flusso di massa uscente dal sistema (g/d)	0.13
	Portata di acqua in ingresso al diaframma (m ³ /d)	5.34
	Percentuale di riduzione di contaminante uscente dal sistema rispetto alla configurazione senza inversione (%)	80.48
	Percentuale di contaminante che raggiunge valle rispetto alla condizione di flusso indisturbato (%)	0.03
	Carico idraulico interno al diaframma (m)	306.94

7. Valutazione economica

Quando si parla di bonifica ambientale non è facile effettuare una vera e propria valutazione economica poiché non si ha a che fare con ricavi monetizzabili. Un intervento di bonifica non ha solo a che fare con problemi di natura tecnica ed economica, il paesaggio in cui il sito contaminato è contenuto può presentare alcuni aspetti importanti che devono essere considerati; questo atteggiamento è alla base della così detta *Adaptive Remediation* [29] che consiste nella progettazione dell'attività di bonifica mirata anche a preservare il paesaggio in termini di infrastrutture presenti che hanno il diritto di essere conservate ed hanno un ruolo storico e culturale. In *Figura 68* si può vedere la differenza tra una bonifica completa e una bonifica "adattata" al paesaggio circostante.

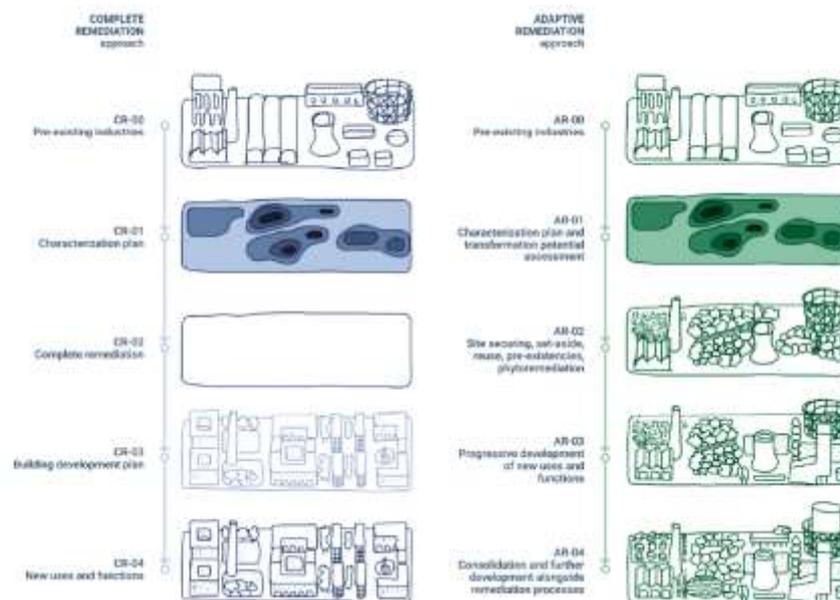


Figura 68- Differenza tra l'utilizzo delle tecniche di bonifica tradizionali ("complete") e la bonifica basata sull' Adaptive Remediation (Robiglio et al. [30] in [29])

Nel presente lavoro non si hanno informazioni sul tipo paesaggio circostante per cui verranno considerati solo i costi, essi saranno però man mano affiancati ai numeri riguardanti la capacità del contenimento fisico o idraulico considerato, in questo modo si cerca di dare una visione completa del problema per trarre delle conclusioni.

Bayer et al. (2005) [17] costituisce un esempio di valutazione economica basata esclusivamente sui costi direttamente connessi alla tecnica di bonifica, in particolare questo studio suggerisce di correlare i costi annuali per il trattamento dell'acqua inquinata estratta dalla falda con la quantità di GAC utilizzato (Carbone attivo granulare, solitamente utilizzato per la rimozione di contaminanti organici).

Per il caso ideale e quello reale proposti precedentemente vengono individuate due categorie di costi:

- Costi fissi, includono le spese per l'attrezzatura e la messa in opera della tecnica di bonifica, i costi per l'impianto di trattamento delle acque di falda emunte e lo svuotamento iniziale dell'area diaframmata;
- Costi variabili, comprendono tutte le spese annue per il pompaggio di acqua e per la gestione dell'acqua contaminata estratta.

I costi per l'installazione dell'impianto sono ricavati dalle voci del Prezzario Regionale del Piemonte aggiornato al 2020 e comprendono tutte le attrezzature necessarie, mentre l'ipotesi sul costo per l'installazione dell'impianto per il trattamento di acque reflue si basa su un dato di Majone del 2009 [36] di 57 300 €/m³ e viene pensato solo per il confinamento idraulico poiché le portate sono tali da comportare la necessità di dover essere depurate in sito, le acque sotterranee estratte dal confinamento fisico sono invece piuttosto ridotte e ragionevolmente verranno trasportate e gestite altrove.

Le spese per il pompaggio sono collegate al consumo elettrico delle pompe; la potenza assorbita dalla singola pompa (kW) è:

$$P = \frac{\gamma * Q_e * H}{\eta} \quad (49)$$

Dove γ è il peso specifico dell'acqua (N/m³), H la prevalenza (m) che nel caso specifico è di 15 metri, η l'efficienza della pompa, ipotizzata al 70%; il costo per il consumo elettrico è quindi calcolato moltiplicando l'energia consumata (kWh) per un fattore a che viene impostato a 0.2 €/kWh.

Il costo annuo per la gestione dell'acqua inquinata varia a seconda della pericolosità e della concentrazione di contaminante nell'acqua estratta, vengono quindi esaminati due scenari per coprire più casistiche possibili: 3 €/m³ e 6 €/m³.

Una volta individuati tutti i costi fissi e variabili, il confronto avverrà sulla base del costo totale dopo 10 anni e dopo 30 anni. A tale scopo viene introdotta la definizione di Valore Netto Attuale (VAN) a partire dai flussi di cassa in ingresso e in uscita nel t-esimo anno FCO_t e del tasso di sconto i :

$$VAN = \sum_{t=0}^n \frac{FCO_t}{(1+i)^t} \quad (50)$$

Chiamando C_v la somma dei costi variabili del n-esimo anno, il totale delle spese C_T dal primo anno all'anno n viene quindi valutato come:

$$C_{T_n} = C_{T_{n-1}} + \frac{C_v}{(1+i)^n} \quad (51)$$

Per ogni valutazione economica effettuata vengono riportate:

- Tabella contenente le voci individuate per i costi fissi e quelli variabili;
- Tabella contenente il costo totale calcolato come nell'equazione (51) dopo 10 e dopo 30 anni;
- Grafici riportanti la variazione del costo totale nel tempo;
- Tabella con le percentuali di flusso di massa contaminata che non è stata catturata dal sistema di confinamento.

7.1 Caso ideale

Confronto 1: confronto tra confinamento fisico ed idraulico, conducibilità idraulica del dominio di $K=2.5 \cdot 10^{-4}$ m/s, conducibilità idraulica del diaframma di $7.4 \cdot 10^{-11}$ m/s, costo di gestione dell'acqua contaminata di $3\text{€}/\text{m}^3$.

Tabella 16- Voci individuate per Costi fissi e Costi variabili

	Contenimento idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$		Contenimento fisico senza inversione di piezometria		Contenimento fisico con inversione di piezometria	
	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)
Installazione TAF	2 86 500.00		-		-	
Installazione impianto	21 231.73		2 20 7189.17		2 238 966.08	
Svuotamento iniziale	-		-		25 994.88	
Gestione		109 500.00	-			31.76
Consumo energia elettrica		425.83	-			0.12
totale	3 07 731.73	109 925.83	2 207 189.17	0.00	2 264 960.96	31.88

Tabella 17-Costi totali calcolati come in equazione (13) dopo 10 e dopo 30 anni

	10 anni	30 anni
Contenimento idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$	1 245 421.39	2 462 326.58
Contenimento fisico senza inversione di piezometria	2 207 189.17	2 207 189.17
Contenimento fisico con inversione di piezometria	2 26 5232.89	2 265 585.80

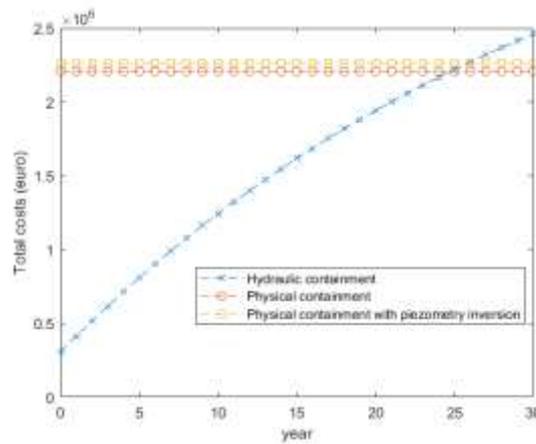


Figura 69- Costi totali nel tempo

Confronto 2: confronto tra confinamento fisico ed idraulico, conducibilità idraulica del dominio di $K=2.5 \cdot 10^{-4}$ m/s, conducibilità idraulica del diaframma di $7.4 \cdot 10^{-11}$ m/s, costo di gestione dell'acqua contaminata di 6€/m^3 .

Tabella 18- Voci individuate per Costi fissi e Costi variabili

	Contenimento idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$		Contenimento fisico senza inversione di piezometria		Contenimento fisico con inversione di piezometria	
	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)
Installazione TAF	2 86 500.00	-	-	-	-	-
Installazione impianto	21 231.73	-	2 207 189.17	-	2 238 966.08	-
Svuotamento iniziale	-	-	-	-	25994.88	-
Gestione	-	219 000.00	-	-	-	63.51
Consumo energia elettrica	-	425.83	-	-	-	0.12
Totale	307 731.73	219 425.83	2 207 189.17	0.00	22 64 960.96	63.63

Tabella 19- Costi totali calcolati come in equazione (13) dopo 10 e dopo 30 anni

	10 anni	30 anni
Contenimento idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$	2 179 478.60	4 608 574.91
Contenimento fisico senza inversione di piezometria	2 207 189.17	2 207 189.17
Contenimento fisico con inversione di piezometria	2 179 478.60	2 266 208.21

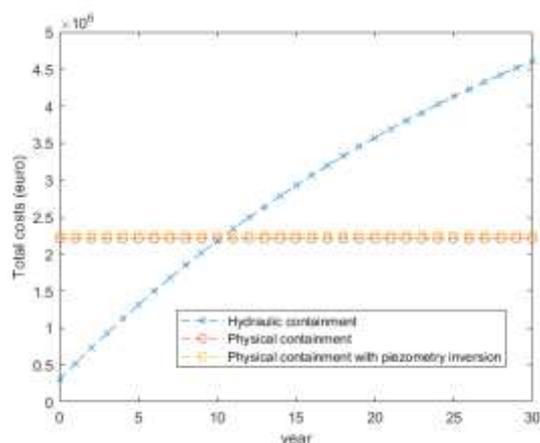


Figura 70- Costi totali nel tempo

Per i primi tre confronti le efficienze dei sistemi di contenimento in termini di portata di massa non catturata sono le medesime e vengono riportate in *Tabella 20*.

Tabella 20-Percentuale di contaminante non catturato dopo 30 anni rispetto alla configurazione di acquifero indisturbato

Contenimento idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$	Contenimento Fisico	Contenimento Fisico con inversione di piezometria
16.01%	0.13%	0.12%

In linea generale da questi primi due confronti si può constatare che il confinamento fisico abbia costi d'investimento elevati ma costi di gestione praticamente nulli, mentre il confinamento idraulico, nonostante un costo di investimento iniziale più basso, raggiunge costi totali importanti per via dei costi di gestione dovuti alle grandi portate d'acqua estratte dalla falda e, in caso di acque particolarmente contaminate (Confronto 3), causano dopo 30 anni un costo totale doppio rispetto all'utilizzo del diaframma.

Considerando anche che l'efficienza in termini di contenimento di massa inquinata risulta maggiore con l'utilizzo del confinamento fisico, questo risulta più conveniente in quei casi di concentrazione di contaminante notevole nell'acqua estratta e senza possibilità di rimuovere la sorgente.

Confronto 3: Confronto tra diverse conducibilità idraulica del dominio per il confinamento idraulico, costo di gestione dell'acqua inquinata di 6€/m³

Tabella 21- Voci individuate per Costi fissi e Costi variabili

	$k=2.5 \cdot 10^{-4}$ m/s $\alpha l=10m$		$k=2.5 \cdot 10^{-3}$ m/s $\alpha l=10m$		$k=2.5 \cdot 10^{-5}$ m/s $\alpha l=10m$	
	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)
TAF (euro)	2 86 500	-	2 865 000	-	28 650	-
Installazione (euro)	21 231.73	-	21 231.73	-	21 231.73	-
Gestione (euro/anno)	-	235 425	-	2 354 250	-	23 542.5
Costo energia elettrica	-	425.83	-	4 258.33	-	42.58
totale	307 731.732	235 850.83	2 886 231.732	2 358 508.33	49 881.73	23 585.08

Tabella 22-Costi totali (€) calcolati come in equazione (13) dopo 10 e dopo 30 anni

	10 anni	30 anni
$k=2.5 \cdot 10^{-4}$ m/s $\alpha l=10m$	2 319 587.18	493 0512.16
$k=2.5 \cdot 10^{-3}$ m/s $\alpha l=10m$	23 004 786.21	49 114 036
$k=2.5 \cdot 10^{-5}$ m/s $\alpha l=10m$	251 067.2768	5 12 159.77

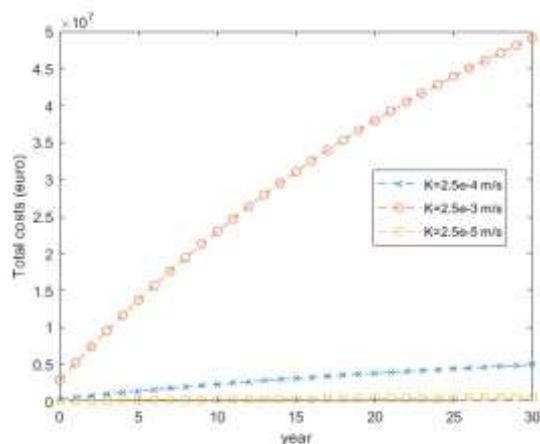


Figura 71- Costi totali nel tempo

In tutti e tre i casi il confinamento idraulico raggiunge la stessa efficienza di contenimento di sostanza inquinante (16%). L'aumento della conducibilità idraulica aumenta le portate dei pozzi necessari per raggiungere questa efficienza, comportando notevoli aumenti nei costi di gestione.

Confronto 4: Confronto tra contenimento idraulico e fisico con conducibilità idraulica del dominio di $K=2.5 \cdot 10^{-3}$ m/s e costo di gestione per l'acqua estratta di 3 €/m³

Tabella 23- Voci individuate per Costi fissi e Costi variabili

	Contenimento idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$		Contenimento fisico con inversione di piezometria	
	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)	costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)
Installazione TAF	2 387 500.00	-	-	-
Installazione impianto	21 231.73	-	2 238 966.08	-
Svuotamento iniziale	-	-	25 994.88	-
Gestione	-	10 950 000.00	-	31.76
Consumo energia elettrica	-	4 258.33	-	0.12
totale	2 408 731.73	1099 258.33	2 264 960.96	31.88

Tabella 24- Costi totali calcolati come in equazione (13) dopo 10 e dopo 30 anni

	10 anni	30 anni
Contenimento idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$	11 785 628.29	23 954 680.22
Contenimento fisico con inversione di piezometria	2 265 232.90	2 265 585.80

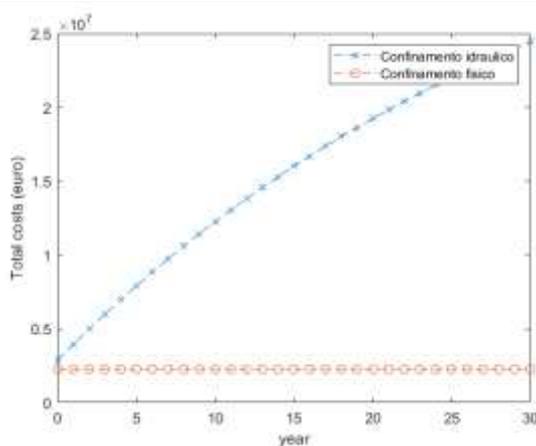


Figura 72- Costi totali nel tempo

Tabella 25- Percentuale di contaminante non catturato dopo 30 anni rispetto alla configurazione di acquifero indisturbato

Contenimento Idraulico $Q_e=100\text{m}^3/\text{d}$	Contenimento Fisico con inversione di piezometria
16.01%	0.12%

In questo particolare caso di alta conducibilità idraulica del domino il confinamento fisico diventa vantaggioso rispetto al confinamento idraulico anche per quanto riguarda il costo di investimento iniziale: il costo per l'installazione dell'impianto di trattamento di acque reflue dipende dal volume di acqua che dev'essere depurata che in questo caso è notevole.

Confronto 5: Confronto tra diverse conducibilità idrauliche del diaframma per costo di gestione per l'acqua estratta di 6 €/m³.

Verranno valutate a questo scopo solo le simulazioni con inversione di piezometria poiché sono quelle per cui vi sono variazioni nei costi totali dovuti sostanzialmente ai costi di gestione.

Tabella 26- Voci individuate per Costi fissi e Costi variabili

	kd=7.4*10⁻¹¹ m/s αd=0.08m		kd=7.4*10⁻¹⁰ m/s αd=0.08m		kd=7.4*10⁻⁹ m/s αd=0.08m	
	costi costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)	costi costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)	costi costi fissi (€)	costi variabili (€/anno)
Installazione (euro)	2238966.08		2 238 966.08		2 238 966.08	
Svuotamento iniziale(euro)	27944.496		27 944.496		27 944.496	
Gestione (euro/anno)		68.27		687.441		6 874.41
Costo energia elettrica		0.08		0.80823167		8.08
totale	2 266 910.58	68.35	2 266 910.58	688.25	2 266 910.58	6 882.49

Tabella 27-Costi totali calcolati come in equazione (13) dopo 10 e dopo 30 anni

	10 anni	30 anni
kd=7.4*10⁻¹¹ m/s αd=0.08m	2 267 493.65	2 268 442.60
kd=7.4*10⁻¹⁰ m/s αd=0.08m	2 272 781.49	2 280 400.57
kd=7.4*10⁻⁹ m/s αd=0.08m	2 325 619.64	2 401 810.47

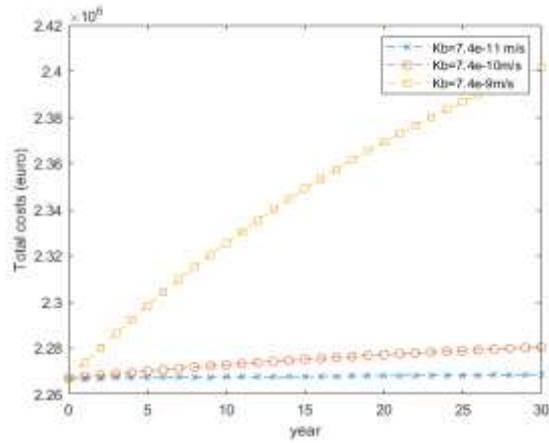


Figura 73- Costi totali nel tempo

Tabella 28- Percentuale di contaminante non catturato dopo 30 anni rispetto alla configurazione di acquifero indisturbato

$K_b=7.4 \cdot 10^{-11}$ m/s	$K_b=7.4 \cdot 10^{-10}$ m/s	$K_b=7.4 \cdot 10^{-9}$ m/s
0.12%	0.05%	0.02%

Da questo confronto si può dedurre che aumentare la permeabilità del diaframma introducendo un pozzo all'interno dell'area confinata aumenta notevolmente il contenimento della massa contaminata, a spese di maggiori costi di gestione dovuti all'incremento della portata di acqua estratta.

7.2 Caso reale

Confronto 1: confronto tra confinamento fisico ed idraulico per costo di gestione dell'acqua contaminata di 3€/m³.

Tabella 29- Voci individuate per Costi fissi e Costi variabili

	Contenimento idraulico Q _e =500m ³ /d		Contenimento fisico senza inversione di piezometria		Contenimento fisico con inversione di piezometria	
	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)
Installazione TAF	1 432 500.00	-	-	-	-	-
Installazione impianto	20811.11	-	6 607 231.57	-	6 638587.86	-
Svuotamento iniziale	-	-	-	-	143 156.59	-
Gestione	-	547 500.00	-	-	-	5 847.30
Consumo energia elettrica	-	2129.70	-	-	-	22.74
totale	1453311.11	549 629.17	6 607 231.57	0.00	6781744.45	5 870.04

Tabella 30-Costi totali calcolati come in equazione (13) dopo 10 e dopo 30 anni

	10 anni	30 anni
Contenimento idraulico Q _e =500m ³ /d	6 141 759.38	12 226 285.35
Contenimento fisico senza inversione di piezometria	6 607 231.57	6 607 231.57
Contenimento fisico con inversione di piezometria	6 831 817.08	6 896 799.82

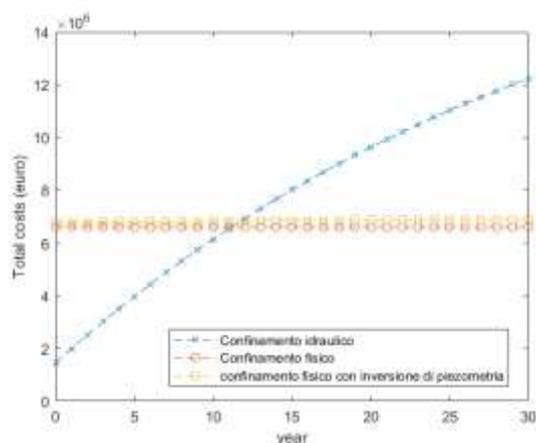


Figura 74-Costi totali nel tempo

Confronto 2: confronto tra confinamento fisico ed idraulico per costo di gestione dell'acqua contaminata di 6€/m³.

Tabella 31- Voci individuate per Costi fissi e Costi variabili

	Contenimento idraulico Q _e =500m ³ /d		Contenimento fisico senza inversione di piezometria		Contenimento fisico con inversione di piezometria	
	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)	costi fissi (euro)	costi variabili (euro/anno)
Installazione TAF	1 432 500.00	-	-	-	-	-
Installazione impianto	20 811.11	-	6 607 231.57	-	6 638 587.86	-
Svuotamento iniziale	-	-	-	-	143 156.59	-
Gestione	-	1 095 000.00	-	-	-	11 694.60
Consumo energia elettrica	-	2 129.17	-	-	-	22.74
totale	1 453 311.11	1 097 129.17	6 607 231.57	0.00	6 781 744.45	11717.34

Tabella 32-Costi totali calcolati come in equazione (13) dopo 10 e dopo 30 anni

	10 anni	30 anni
Contenimento idraulico Q _e =500m ³ /d	10 812 045.44	22 957 526.99
Contenimento fisico senza inversione di piezometria	6 607 231.57	6 607 231.57
Contenimento fisico con inversione di piezometria	6 881 695.73	7 011 409.48

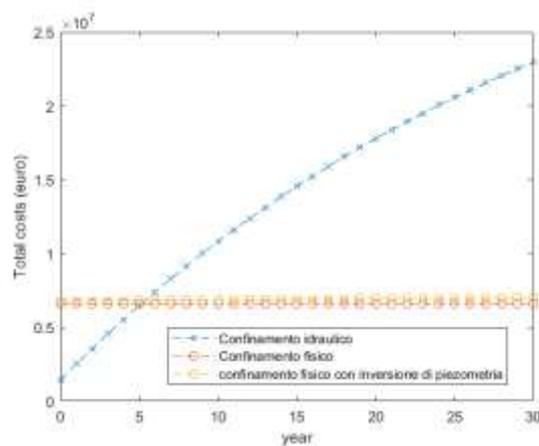


Figura 75-Costi totali nel tempo

Questi due confronti mostrano come, nel lungo periodo, i costi di gestione dovuti alle alte portate estratte nel confinamento idraulico comportino notevoli costi di gestione: in questo senso il confinamento fisico diventa anche economicamente competitivo oltre che garantire un'efficienza migliore dal punto di vista di massa di contaminante che fluisce a valle del sistema di bonifica, come mostrato in *Tabella 33*.

Tabella 33-Percentuale di contaminante non catturato dopo 30 anni rispetto alla configurazione di acquifero indisturbato

Contenimento Idraulico $Q_e=500\text{m}^3/\text{d}$	Contenimento Fisico	Contenimento Fisico con inversione di piezometria
5.86%	0.23%	0.03%

Conclusioni

In questa tesi si è proposto un confronto tra la tecnica di contenimento idraulico e fisico tramite l'utilizzo del calcolo numerico fornito dal software FEFLOW.

Grazie allo studio di un caso ideale è stato inoltre possibile confrontare i risultati precedentemente ottenuti con VISUAL MODFLOW e gli attuali derivanti dall'utilizzo di FEFLOW, questi due software lavorano in maniera diversa poiché sono basati su due metodi numerici differenti: il primo si basa sul metodo delle differenze finite mentre il secondo su quello degli elementi finiti, questa differenza si traduce in termini di discretizzazione del dominio e conseguente distribuzione dei valori delle variabili.

I valori di concentrazione riscontrati all'interno del dominio non differiscono particolarmente a seconda del software utilizzato, mentre vengono evidenziate delle carenze in VISUAL MODFLOW sul bilancio di massa: esso viene effettuato esclusivamente sulle portate di acqua scambiate tra la sorgente e il dominio (m^3/d); moltiplicando questo valore per la concentrazione alla sorgente si ha un risultato in termini di massa di contaminante giornaliera rilasciata dalla sorgente che non tiene conto del contributo della dispersione e tende quindi a non essere rappresentativa del fenomeno reale.

Il confronto tra le due tecniche di bonifica ha rivelato un migliore contenimento della sorgente inquinata da parte del contenimento fisico rispetto a quello idraulico per quanto riguarda la portata giornaliera di massa di contaminante che raggiunge valle, infatti essa è risultata dello 0.12% per il contenimento fisico e 16% per quello idraulico rispetto alla massa totale rilasciata per acquifero indisturbato. La valutazione economica ha permesso poi di confrontare le due tecniche anche da un punto di vista di costi fissi e costi variabili mostrando come il contenimento fisico abbia alti valori di investimento iniziale ma bassi costi di gestione al contrario del contenimento idraulico che invece ha costi di gestione molto alti dipendenti dalla quantità di acqua estratta e dalla tipologia di contaminazione in falda (tipo di sostanza inquinante e concentrazione). In particolare, in base a quest'ultimo fattore si possono avere costi di gestione più bassi (ipotizzati a 3 €/m³) o più alti (ipotizzati a 6 €/m³). Nel primo caso il costo totale dall'anno iniziale di investimento per il contenimento idraulico supera quello del contenimento fisico dopo 25 anni, mentre nel secondo caso questo succede già dopo 10 anni.

Alla luce di queste osservazioni si giunge alla conclusione che, in caso di impossibilità di rimozione della sorgente e quindi conseguente necessità di mantenere il sistema di bonifica per lunghi periodi, il contenimento fisico rappresenti la migliore opzione sia da un punto di vista di efficienza che da un punto di vista economico. È importante sottolineare però che in questo studio non viene preso in considerazione l'eventuale perdita di efficienza del diaframma dovuta a degradazione e perdita delle caratteristiche iniziali del materiale impermeabile.

Il calcolo numerico ha permesso poi di osservare gli effetti della variazione di conducibilità idraulica del dominio sulle due tecniche di bonifica: essi non influiscono sul contenimento fisico ma sono invece importanti per quello idraulico che si basa sull'utilizzo di pozzi: quando la conducibilità idraulica del sito aumenta di un ordine di grandezza anche la portata da emungere necessaria per catturare il contaminante aumenta di un ordine di grandezza. In

termini economici una maggiore quantità di acqua estratta si traduce non solo in un costo di gestione annuale molto alto, ma anche in un costo d'investimento iniziale elevato dovuto all'installazione dell'impianto di trattamento delle acque di falda adeguato: in questa particolare situazione il costo d'investimento per il contenimento idraulico supera quello per il contenimento fisico, determinando la non convenienza nell'utilizzo di pozzi in condizioni di alte conducibilità idrauliche del sito.

Uno studio più approfondito sulle caratteristiche del materiale impermeabile utilizzato per circondare la sorgente ha permesso di identificare le differenze tra l'utilizzo di conducibilità idraulica diversa del materiale poroso utilizzato come diaframma. Comunemente il confinamento fisico è accompagnato dall'utilizzo di un pozzo posizionato all'interno dell'area diaframmata che permette di abbassare il carico idraulico interno annullando il fenomeno advettivo verso l'esterno del diaframma. In caso di materiale impermeabile caratterizzato da una conducibilità idraulica bassa il fenomeno di inversione di piezometria non risulta apportare cambiamenti significativi in termini di perdita di massa contaminata passando da 0.13% a 0.12% di massa giornaliera che prosegue verso valle rispetto all'acquifero indisturbato.

Quando si sceglie una tipologia di materiale definito da una conducibilità idraulica più alta l'efficienza di contenimento in presenza del pozzo interno aumenta rispetto al caso precedente: le percentuali dopo l'inserimento di pozzo interno diventano dello 0.05% e 0.02% per valori di conducibilità idraulica del diaframma rispettivamente di uno e due ordini di grandezza superiore, questo aumento di efficienza si traduce però nella necessità di emungere una portata d'acqua maggiore.

Il passaggio di acqua attraverso il diaframma è facilitato quando il diaframma è più permeabile; il pozzo sfrutta proprio questo fenomeno per evitare la fuoriuscita di contaminante dalla sorgente dovuta al trasporto advettivo ma anche per riportare all'interno del diaframma la parte di sostanza inquinata che ha precedentemente raggiunto l'esterno per via diffusiva.

L'analisi finale di un sito reale ha poi permesso di confermare la tesi di migliore efficienza di contenimento del contaminante in presenza di diaframma impermeabile intorno alla sorgente anche in un acquifero non confinato caratterizzato da valori di conducibilità idraulica eterogenei.

Bibliografia

- [1] Domenico P.A and Robbins G.A.; *A New Method of Contaminant Plume Analysis*; 1985; Ground Water Vol.23 no.4.
- [2] DHI-WASY Software FEFLOW, *Finite Element Subsurface Flow & Transport Simulation System*; White Paper Vol.5
- [3] Snirvasa V., Clement T.P, Lee K.K.; *Domenico solution-Is it valid?*; 2007; Ground water Vol.45 no.2.
- [4] Park E., Zhan H.; *Analytical solutions of contaminant transport from finite one-, two-, and three dimensional sources in a finite-thickness aquifer*; 2001; Journal of Contaminant Hydrology 53, 41-61.
- [5] Sethi, R.; Di Molfetta, A. *Groundwater Engineering A Technical Approach to Hydrogeology, Contaminant Transport and Groundwater Remediation*; 2019; ISBN 978-3-030-20516-4.
- [6] Diersch, H.J.G. *FEFLOW. Finite Element Modeling of Flow, Mass and Heat Transport in Porous and Fractured Media*; Springer-Verlag: Berlin Heidelberg, 2014; ISBN 978-3-642-38738-8.
- [7] DHI-WASY Software FEFLOW, *Finite Element Subsurface Flow & Transport Simulation System*; White Paper Vol.1
- [8] Cherry, J.A., S. Feenstra, and D.M. Mackay, 1992. *Developing rational goals for in situ remedial technologies*; 1992; Subsurface Restoration Conference Proceedings, Third International Conference on Ground Water Quality Research, National Center for Ground Water Research Dallas, TX, June 21-24, 1992.
- [9] Freeze A., Cherry J., *Groundwater*; 1979; Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J. 07632; ISBN 0-13-365312-9
- [10] Bear J., Cheng, A. *Modeling Groundwater Flow and Contaminant Transport*; Springer 2010; ISBN 978-1-4020-6682-5
- [11] Lollar B.S., Stark T.D., Valocchi A.J.; *Whitepaper: Evaluation of Contaminant Plume Migration Control Systems*; 2009
- [12] Coehn R. M.; *EPA Ground Water Issues, Design Guidelines for conventional P&T System*.
- [13] Bear J., Cheng, A. *Modeling Groundwater Flow and Contaminant Transport*; Springer 2010; ISBN 978-1-4020-6682-5
- [14] *Cost effective Design of P&T system OSWER 9283.1-20FS, EPA 542-R-05-008, April 2005*
- [15] Manassero, M.; Schackelford, C.D. The Role of Diffusion in Contaminant Migration through Soil Barriers. *Rivista Italiana di Geotecnica* **1994**, 1, 5–23.
- [16] Anderson I., Mesa E.; *The effects of vertical barrier walls on the hydraulic control of contaminated groundwater*; 2005; Elsevier Ltd.; doi: 10.1016/j.advwatres.2005.05.005.
- [17] Bayer, P.; Finkel, M.; Teutsch, G. Combining Pump-and-Treat and Physical Barriers for Contaminant Plume Control. *Ground Water* **2004**, 42, 856–867, doi:10.1111/j.1745-6584.2004.t01-4-.x.
- [18] Bayer P., Finkel M., Teutsch G.; *Cost-optimal Contaminant Plume Management with a Combination of Pump-and-Treat and Physical Barrier System*; 2005; Groundwater Monitoring & Remediation 25, no. 2/ Spring 2005/pages 96-106
- [19] Romano E., Preziosi E., Araneo F., Fiori C.; *Linee guida per lo sviluppo di modelli numerici di flusso in acquiferi porosi: una proposta IRSA_ISPRA*; 2019; Acque sotterranee- Italian Journal of Groundwater -AS30-403: 71-73

- [20] Batu, V. *Applied Flow and Solute Transport Modeling in Aquifers: Fundamental Principles and Analytical and Numerical Methods*; Taylor & Francis: Boca Raton, FL, 2006; ISBN 978-0-8493-3574-7.
- [21] Nemeck J., Myl J., Nawalany M.; *Optimization of pollution plume containment using management models*; Groundwater Quality: Remediation and Protection (Proceedings of the Prague Conference, May 1995). JHAS Publ. no. 225, 1995
- [22] Bortone I., Erto A., Di Nardo A., Santonastaso G.F., Chianese S., Musmarra D.; *Pump-and-Treat configuration with vertical and horizontal wells to remediate an aquifer contaminated by hexavalent chromium*, 2020; Journal of Contaminant Hydrogeology doi: 10.1016/j.conhyd.2020.103725.
- [23] Chien, C.C.; Inyang, H.I.; Everett, L.G.; United States; *Barrier Systems for Environmental Contaminant Containment and Treatment*; Department of Energy; United States; Environmental Protection Agency; E.I. du Pont de Nemours & Company CRC/Taylor & Francis: Boca Raton, FL, 2006; ISBN 978-1-4200-3731-9.
- [24] Pedretti D., Masetti M., Marangoni T., Beretta G.P.; *Slurry wall containment performance: monitoring and modeling of unsaturated and saturated flow*; Environ Monit Assess (2012) 184:607/624
- [25] Huysmans, M.; Dassargues, A.; *Review of the Use of Péclet Numbers to Determine the Relative Importance of Advection and Diffusion in Low Permeability Environments*. Hydrogeol J 2005, 13, 895–904, doi:10.1007/s10040-004-0387-4.
- [26] Fetter C.W., Boving T., Kreamer D.; *Contaminant Hydrogeology*; 1992; MacMillan Publ., New York, 1-458
- [27] DHI Péclet Number Available online: <http://bit.ly/3rthK80> (visitato il 13 febbraio 2021).
- [28] DHI Well Available online: http://www.feflow.info/html/help74/fefflow/09_Parameters/Boundary_Conditions/Flow/well_bc.html (visitato il 13 febbraio 2021)
- [29] Palma V., Accorsi F., Casasso A., Bianco C., Cutri S., Robiglio M., Tosco T., *AdRem: An integrated Approach for Adaptive Remediation*. Sustainability 2021, 13, 28.
- [30] Robiglio M., RE-USA: *20 American Stories of Adaptive Reuse a Toolkit for Post-Industrial Cities*; Jovis: Berlin, Germany 2017
- [31] Tosco, T., R. Sethi, and A. Di Molfetta. 2008. *An automatic, stagnation point based algorithm for the delineation of Wellhead Protection Areas*. Water Resources Research 44, no. 7: doi: 10.1029/2007WR006508
- [32] Estabragh A.R., Pereshkafti M.R.S., Javadi A.A.; *Comparison Between Analytical and Numerical Methods in Evaluating the Pollution in Transport in Porous Media*; Geotech Geol Eng (2013) 31:93-101 DOI 10.1007/s10706-012-9566-6
- [33] Tosco T., Di Molfetta A., Sethi R.; *Automatic Delineation of Capture Zones for Pump and Treat Systems: A Case Study in Piedmont, Italy*; 2010; Ground Water Monitoring & Remediation 30, no. 2; doi: 10.1111/j1745-6592.2010.001276.x
- [34] DHI Streamlines Available online. http://www.feflow.info/html/help74/fefflow/11_Results/Particle_Tracking/standard_streamlines.html?rhsearch=streamlin&rhshsyns=%20 (visitato il 13 febbraio 2021)
- [35] DHI Courant Number Available online: http://www.feflow.info/html/help74/fefflow/09_Parameters/Auxiliary_Data/courant_number.html (visitato il 13 febbraio 2021)

[36] Majone, M. Sustainable technologies for groundwater remediation Available online: <http://bit.ly/Majone2009> (visitato il 22 febbraio 2021).

[37] Fetter C.W.; *Applied hydrogeology*; 2001; Prentice Hall, New Jersey

[38] D'aprile L; *Barriere Fisiche per la Messa in Sicurezza Permanente*; ISPRA; https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwjx4Kbv-f_uAhVLMqQKHQRPB-oQFjAIegQIChAD&url=http%3A%2F%2Fwww.isprambiente.gov.it%2Fcontentfiles%2F00004200%2F4213-c2738-m5-u6-p1.pdf&usg=AOvVaw21sDb7-_MKv030ZiLrBo66 (visitato il 10 febbraio 2021)

[40] Takai A., Inui T., Katsumi T.; *Evaluating the hydraulic barrier performance of soil bentonite cutoff walls using the piezocone penetration test*; 2016; The Japanese Geotechnical Society.

[41] Michela de Biasio; *La mappa dell'inquinamento: tutti i 58 siti a grave rischio sanitario in Italia*; 2021; Business Insider Italia; <https://it.businessinsider.com/la-mappa-dellinquinamento-tutti-i-58-siti-a-grave-rischio-sanitario-in-italia/> (visitato il 10/03/2021)