

Asse stradale di collegamento tra gli svincoli di Prato Est e Prato Ovest "Declassata di Prato"

Raddoppio di Viale Leonardo da Vinci nel tratto compreso tra Via Marx e Via Nenni mediante la realizzazione di un sottopasso

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

IL PROGETTISTA
ing. Daniela Salucci

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE PER LA PARTE
STRADALE E IDRAULICA
ing. Luca Piacentini

 PIACENTINI
INGEGNERI

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE
ing. Salvatore Giacomo Morano

STUDIO TECNICO

Prof. Ing. Salvatore Giacomo Morano

IL RESPONSABILE GEOLOGIA
geol. Simone Santoro

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ing. Antonio Scalamandrè

TITOLO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00_ID00_IDR_RE00_A		
C					
B					
A	EMISSIONE		14/02/2018	A. PIACENTINI	L. PIACENTINI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	APPROVATO

PROGETTO: COFI03
LIV. PROG.: P
N. PROG.: 1701

CODICE ELAB.: T00ID00IDRRE00

A

—

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	3
3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	10
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	12
5. INDAGINI PIEZOMETRICHE	19
6. CARATTERIZZAZIONE DELLA FALDA FREATICA	33
7. FALDA DI PROGETTO	36
8. FALDA DI CANTIERE	36
9. INFLUENZA DELL'OPERA SUL LIVELLO DI FALDA.....	37
10. SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE DI PIATTAFORMA	40
10.1. INQUADRAMENTO NORMATIVO	41
10.1.1. NORMATIVA NAZIONALE	41
10.1.2. NORMATIVA REGIONALE	46
10.2. CRITERI DI PROGETTAZIONE	47
10.2.1. LIMITI QUALITATIVI.....	47
10.2.2. LIMITI QUANTITATIVI.....	47
10.2.3. CARATTERIZZAZIONE DEL REGIME PLUVIOMETRICO	47
10.2.4. DATI PLUVIOMETRICI E CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA.....	47
10.3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI E CRITERI GENERALI	51
10.3.1. VOLUMI DI COMPENSO PER L'AUMENTO DEL PAVIMENTATO	51
10.4. SISTEMA DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE	52
10.4.1. REQUISITI PRESTAZIONALI	52
10.4.2. SCHEMA DI DRENAGGIO	52
10.5. METODOLOGIA PROGETTUALE.....	53
10.5.1. PORTALE DI PROGETTO	53
10.5.2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE DI DRENAGGIO	56
11. CONCLUSIONI.....	73

1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono riportate le considerazioni di carattere idraulico necessarie alla definizione della fattibilità tecnica ed economica del sottopasso per il raddoppio di Viale Leonardo da Vinci nel tratto compreso tra via Marx e via Nenni nel Comune di Prato.

Si riportano le analisi idrogeologiche necessarie alla definizione delle caratteristiche dell'acquifero sotterraneo presente nell'area in oggetto e le analisi relative all'idraulica superficiale del sottopasso.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'acquifero di Prato fa parte del Sistema della Piana di Firenze – Prato - Pistoia, inserendosi nel settore centrale della pianura del medio Valdarno. Risulta compreso tra i rilievi dei Monti della Calvana - Monte Morello a Nord e il Monte Albano a Sud, mentre i limiti occidentale ed orientale sono convenzionalmente posti in coincidenza dei confini con i comuni di Pistoia e Firenze (Figura 1).

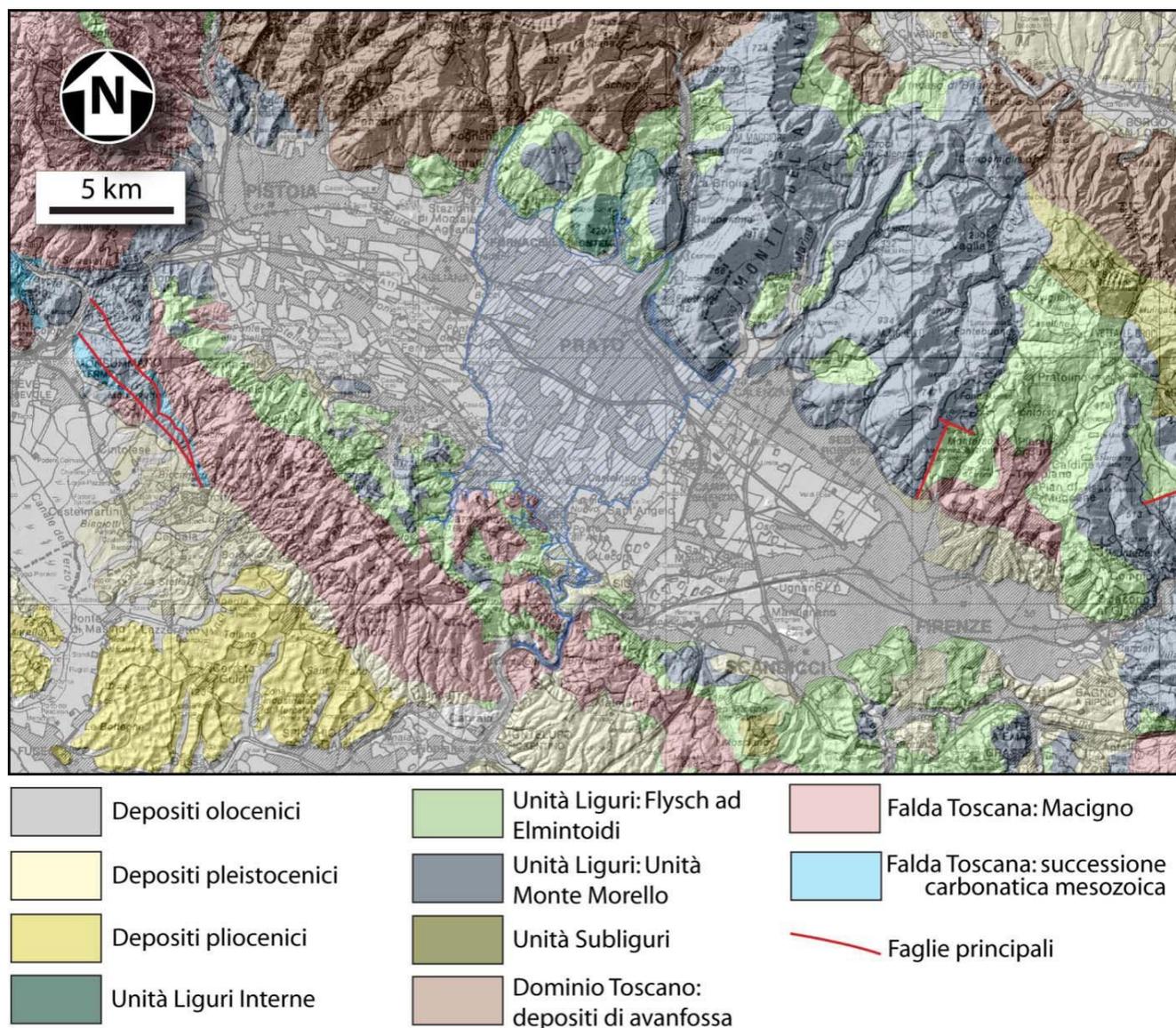


Figura 1 – Schema geologico semplificato dell'area oggetto di studio (da Cerrina Feroni et al., 2010)

La pianura del medio Valdarno rappresenta una depressione lacustre villafranchiana, il cui paleo invaso, impostato su di un substrato roccioso con formazioni appartenenti al Dominio Ligure s.l. e alla Falda Toscana (Figura 1), è stato colmato da depositi fluvio-lacustri.

Il bacino presenta una profondità massima di circa 500 - 550 m dal piano campagna nella zona compresa tra Campi Bisenzio e Calenzano (Capecchi et al., 1975), mentre nel settore compreso tra Prato e Pistoia le profondità raggiungono valori intorno a 400 - 450 m. I valori di profondità minimi si raggiungono in corrispondenza dell'abitato di Firenze, dove sembrano non superare i 50 m.

Per quanto riguarda la natura del substrato dei depositi fluvio - lacustri questa sembra variare lungo il bacino, riflettendo la natura delle diverse formazioni affioranti lungo i margini della pianura.

In corrispondenza del settore centrale del bacino, nella zona della pianura di Prato, il substrato è costituito da calcari marnosi appartenenti alla Formazione di Monte Morello associati ad elementi del complesso ofiolitico, e da arenarie dell' Unità Cervarola.

La zona pratese del bacino è stata caratterizzata sin dagli stadi iniziali della sua evoluzione da un'area di conoide, principalmente riconducibile al paleo Fiume Bisenzio, con diffusi livelli di ghiaie intercalati alle argille lacustri, con spessori delle ghiaie che diminuiscono passando dal margine settentrionale al centro della pianura.

Come conseguenza dell'evoluzione geologica, da un punto di vista idrogeologico il sottosuolo di Prato corrisponde nell'insieme ad un sistema acquifero multistrato, costituito da un'alternanza fra orizzonti permeabili costituiti dai depositi ghiaiosi, ghiaioso-sabbiosi della successione fluvio-lacustre pleistocenica e dalle ghiaie, sabbie e sabbie limose dei depositi alluvionali olocenici, e livelli impermeabili o scarsamente permeabili, costituiti dai depositi argillosi lacustri e dai limi ed argille di esondazione associati ai sedimenti alluvionali grossolani olocenici.

Come schema generale delle caratteristiche geometriche idrostrutturali dell'acquifero pratese può ritenersi rappresentativo quello elaborato da Landini et al. (1990) e qui riportato in Figura 2.

Gli orizzonti acquiferi principali sono rappresentati dai depositi olocenici di conoide alluvionale del Fiume Bisenzio, nonché dai sottostanti depositi plio-pleistocenici del paleo conoide del Bisenzio.

In particolare, sulla base delle informazioni stratigrafiche disponibili, Cerrina Feroni et al. (2010) individuano un totale di 6 orizzonti acquiferi (principalmente rappresentati da ghiaie

e ghiaie - sabbiose), tre dei quali (quelli più superficiali) ritenuti di principale importanza in ragione degli spessori e della significativa continuità laterale. Soltanto il più superficiale di questi orizzonti è ritenuto appartenere al ciclo deposizionale fluviale olocenico, mentre i restanti 5 vengono attribuiti al ciclo deposizionale fluvio-lacustre plio-pleistocenico.

Questi ultimi risultano in buona parte confinati, in quanto intercalati ad acquitardi /acquicludo più o meno continui e rappresentati da depositi argillosi lacustri. Tuttavia su aree significativamente estese, soprattutto in corrispondenza dei margini del bacino (ed in particolare in corrispondenza della porzione apicale degli apparati di conoide e delta-conoide), questi orizzonti tendono a fondersi tra di loro o sono solcati dall'orizzonte acquifero superficiale olocenico, con il quale mostrano continuità idraulica. L'orizzonte acquifero olocenico risulta, a seconda dei settori, non confinato o semi-confinato (nei casi di presenza, al tetto, di spesse coltri di limi di esondazione).

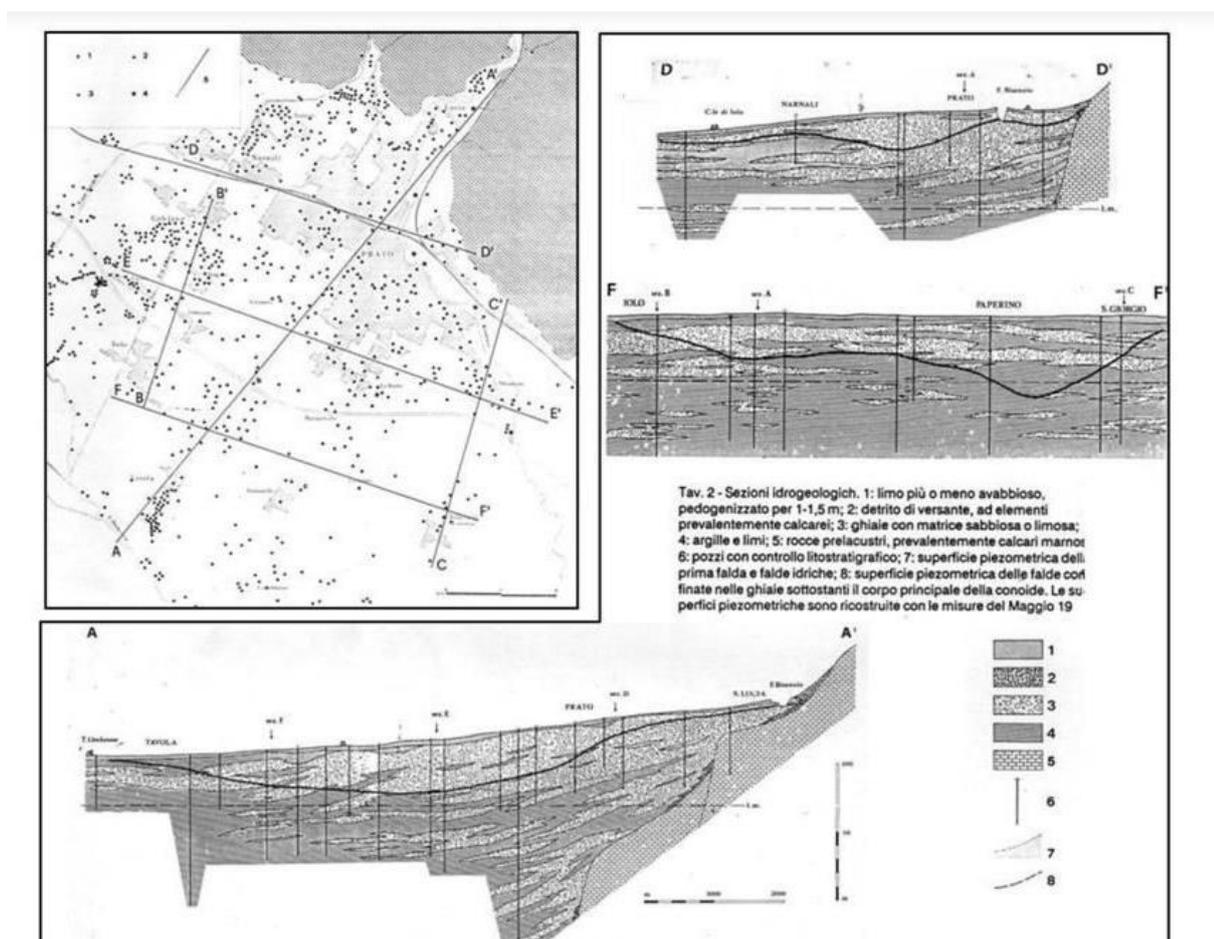


Figura 2 - Sezioni idrogeologiche del sistema acquifero fluvio-lacustre di Prato (estratto dalla Tav. 2 del lavoro di Landini et al., 1990)

I due acquiferi principali pleistocenici (quelli al disotto dell'orizzonte acquifero olocenico superficiale) hanno spessori dell'ordine dei 15 - 20 metri in corrispondenza del settore assiale del conoide e si assottigliano verso le zone marginali. Nella parte apicale del conoide aumentano i loro spessori, che peraltro vanno a fondersi tra di loro e con l'acquifero superficiale olocenico.

Relativamente alle profondità, nella parte centrale della piana i due acquiferi pleistocenici si attestano sugli intervalli 35 - 55 e 15 - 30 m da p.c. rispettivamente.

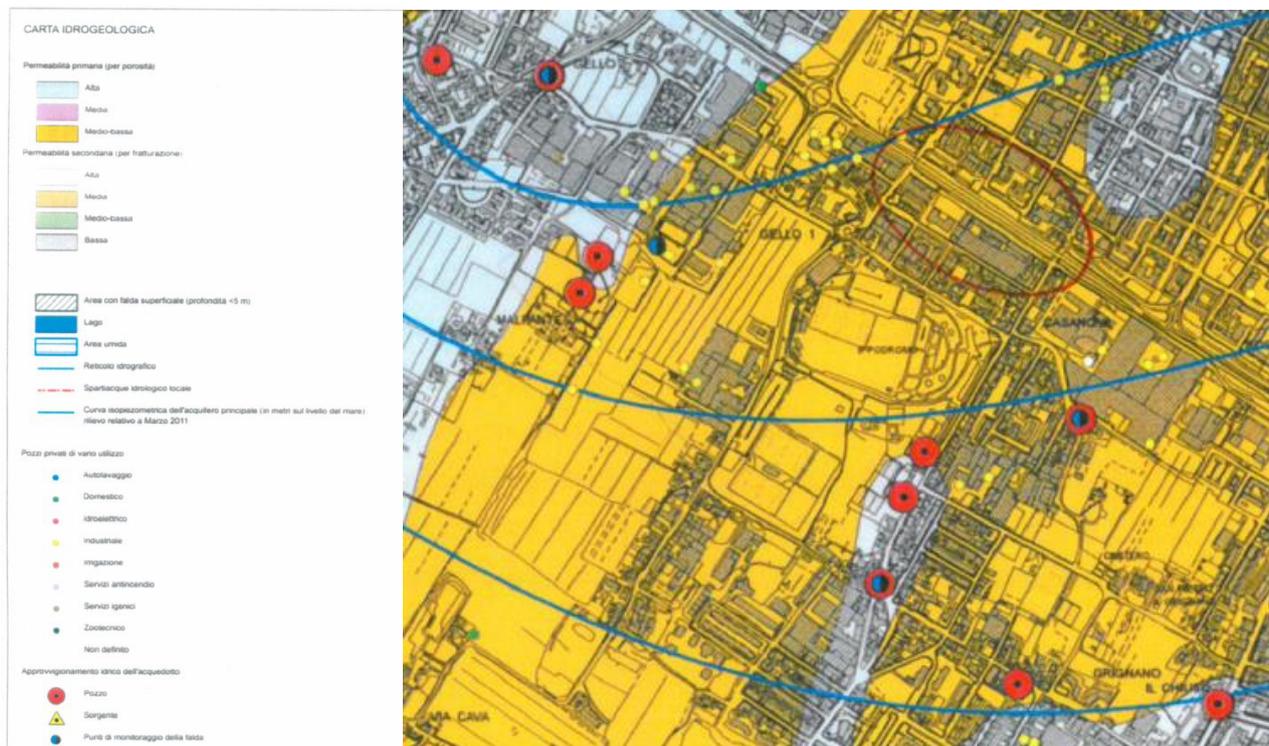
Al disotto dei tre acquiferi principali qui discussi viene riconosciuto un altro orizzonte di significativa importanza, costituito da ghiaie e ghiaie sabbiose passanti a ghiaie argillose. Lo spessore di questo acquifero, nell'insieme abbastanza isolato dai soprastanti, risulta variabile da pochi metri fino a 10 - 15 m, ed è rintracciabile alle quote di circa 80 metri nella parte centrale della piana.

A profondità ancora maggiori, vengono infine individuati due ulteriori orizzonti di spessori compresi tra pochi metri ad una decina di metri, la cui continuità è difficilmente documentabile a causa della limitata disponibilità di stratigrafie profonde.

Da un punto di vista idrodinamico, il sistema nella parte alta della piana (parte apicale del conoide) è di fatto da ritenersi freatico e pressoché monofalda (vista la continuità dei principali orizzonti acquiferi sopra menzionati e la prevalenza delle granulometrie grossolane). Procedendo verso la parte centrale e meridionale dell'area i corpi più permeabili risultano interdigitati a termini a granulometria fine che favoriscono una ripartizione della circolazione idrica su intervalli di profondità differenti. In questi settori la circolazione idrica può risultare anche di tipo confinato, in particolare negli orizzonti permeabili più profondi (profondità superiori ai 50 - 60 metri), sebbene scambi idrici tra quest'ultimi e la falda libera più superficiale non sono da escludere.

Un aspetto da sottolineare è che anche laddove i vari orizzonti riconosciuti nel sottosuolo di Prato risultano ben separati tra loro ad opera di spessi strati di scarsa permeabilità, talvolta la loro connessione idraulica è localmente determinata dalla presenza di pozzi multi fenestrati. In questi casi, riscontrabili anche per diversi pozzi idropotabili, le acque emunte risultano essere rappresentative di un mescolamento indotto dall'opera di captazione tra acque ospitate in orizzonti acquiferi differenti.

In particolare il sottopasso in oggetto viene a ubicarsi nella seguente area della carta idrogeologica del comune di Prato:



Vari lavori in passato (Landini et al., 1990; Gargini et al., 1995; Landini, 2005; Doveri, 2006; Gargini et al., 2011) hanno provveduto alla realizzazione di mappe piezometriche relative alla falda pratese (Figura 3). L'insieme di queste elaborazioni permette di verificare il comportamento della falda in termini di abbassamenti o innalzamenti avvenuti nel tempo.

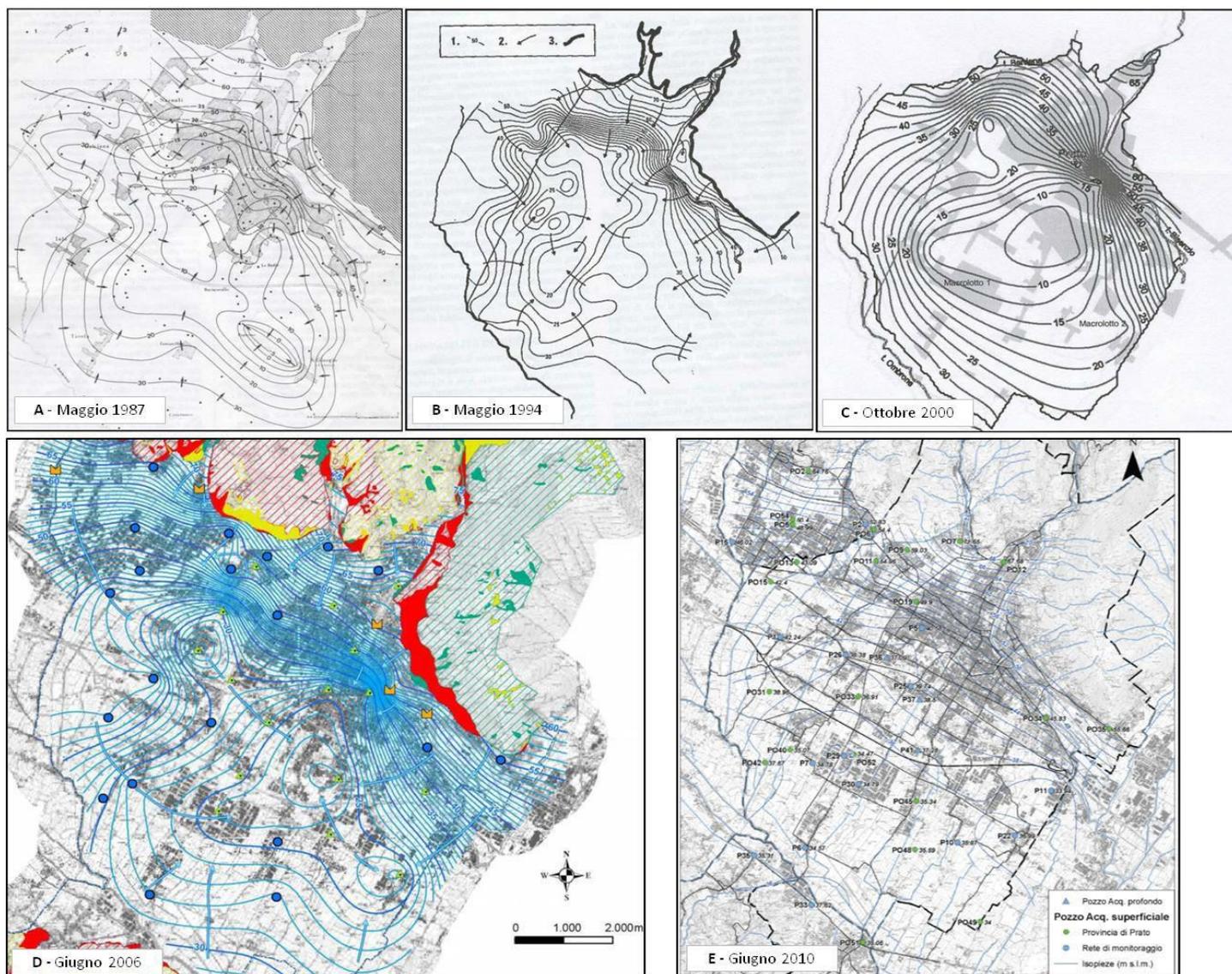


Figura 3 - Elaborazioni piezometriche in periodi passati (A: Landini et al., 1990; B: Gargini et al., 1995; B: Landini, 2005; C: Doveri, 2006; D: Gargini et al., 2011)

In generale, bisogna sottolineare che le variazioni cronologiche del livello di falda dipendono sia dalla diversa ricarica che dal diverso sfruttamento. Inoltre i pozzi misurati nelle varie campagne generalmente non sono gli stessi e di conseguenza il confronto deve essere fatto nell'insieme e non puntualmente. Pur nei limiti esposti, si possono tuttavia sottolineare aspetti importanti.

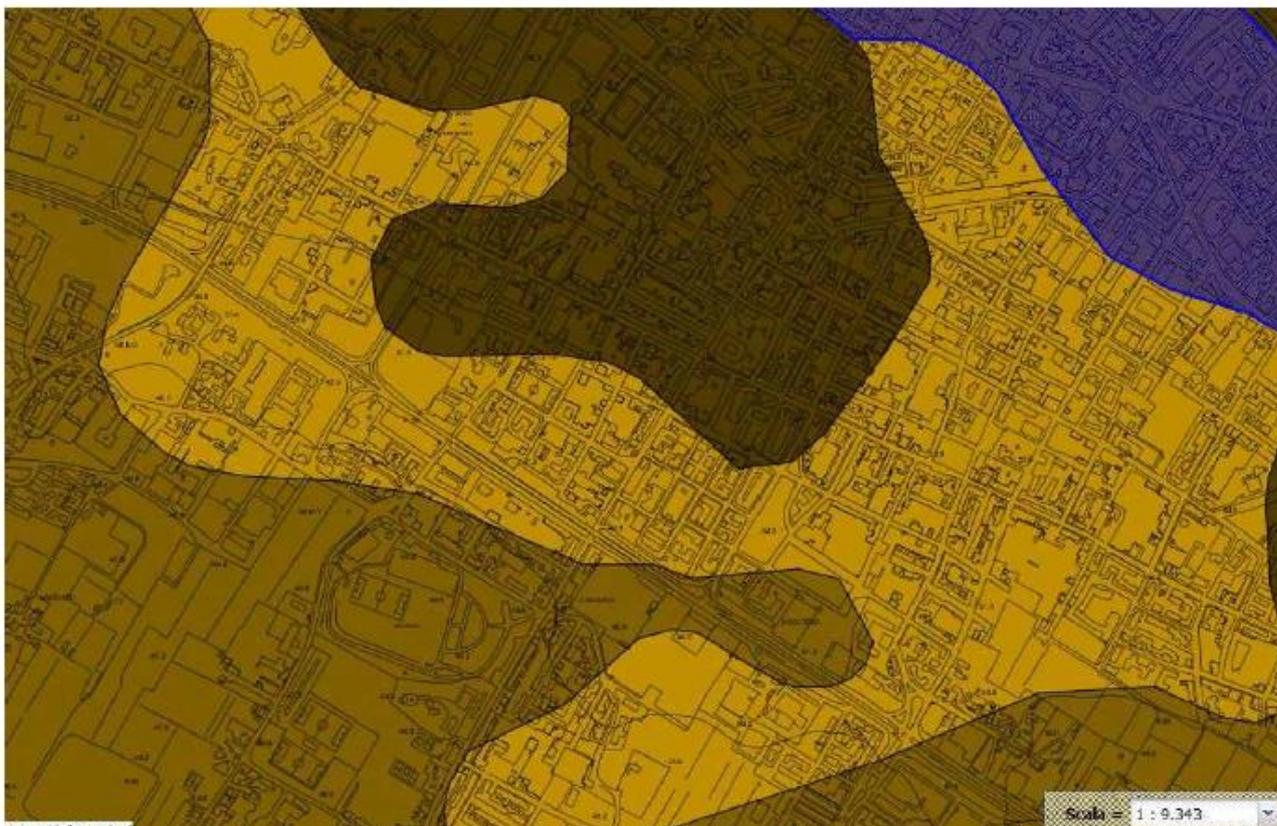
Nell'insieme le varie piezometrie presentano una simile morfologia. E' evidente un'alimentazione da parte del Fiume Bisenzio, con particolare riferimento alla zona del suo ingresso nella piana, nonché dagli acquiferi in roccia dei settori collinari/montani (con particolare riferimento alla Calvana). Nella parte centrale della piana, tutte le piezometrie riportano inoltre abbassamenti legati agli emungimenti (principalmente di natura industriale e idropotabile), sebbene nell'ultimo elaborato, relativo al 2010, tali abbassamenti risultino meno accentuati e relativamente spostati verso Sud.

In merito ai valori assoluti è altrettanto chiaro come fino al 2000 gli abbassamenti piezometrici siano caratterizzati da quote molto basse, dell'ordine dei 10 - 15 m s.l.m. Già nel 2006 si assiste invece ad una risalita generale dei livelli, che nelle aree più basse vanno ad attestarsi intorno ai 20 - 25 m s.l.m. Nel 2010 tale risalita risulta ancora più accentuata ed i valori più bassi registrati non risultano inferiori ai 30 m s.l.m. In quest'ultimo periodo i minimi piezometri sembrano anche esser relativamente migrati verso sud.

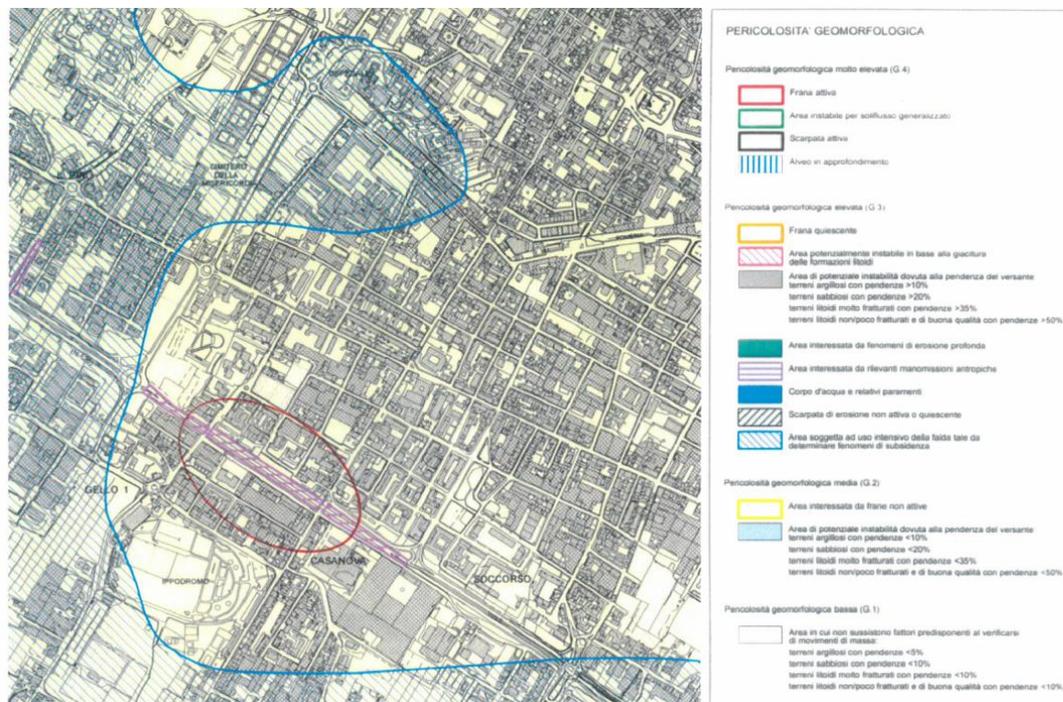
Questo processo di risalita dei livelli piezometrici tra il 2000 ed il 2010 è associato alla crisi del settore tessile, che conseguentemente ha determinato una forte riduzione degli emungimenti ad uso industriale. Tale aspetto e l'"abbandono" di alcuni pozzi idropotabili (legato ad una scarsa qualità delle acque) della zona più a ridosso della città, nonché la compensazione di questi con maggiori emungimenti a scopo idropotabile nella parte a sud, sono probabilmente responsabili della relativa migrazione dei minimi piezometrici verso la parte più meridionale della piana.

3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'area in esame si trova in un contesto geomorfologico complesso:



In particolare il sottopasso in oggetto viene a ubicarsi nella seguente area della carta geomorfologica del comune di Prato:



A Sud della declassata sono presenti depositi superficiali di tipo fluviale in matrice limosa. In questi terreni risulta prevalente la frazione limosa anche se possono essere presenti, in proporzioni variabili, frazioni granulometriche tendenti alle argille (più fini) o alle sabbie (più grossolane). Tali depositi corrispondono in gran parte al materiale depositato dai corsi d'acqua del sistema delle “acque alte” a seguito di eventi alluvionali.

Nel tratto direttamente interessato dalla strada si hanno depositi superficiali sempre di tipo fluviale in matrice sabbioso – limosa.

Si tratta di depositi prevalentemente sabbiosi con presenza, in varia misura di limo; tali depositi di granulometrie notevolmente inferiore rispetto ai precedenti, rappresentano il prodotto della sedimentazione del materiale alluvionale avvenuto a maggiore distanza dallo sbocco del Bisenzio nella pianura.

Questa tipologia di terreno permette per sua natura una elevata conducibilità della falda all'interno della matrice sabbiosa o limosa quando intervallata da ghiaie e sabbie.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

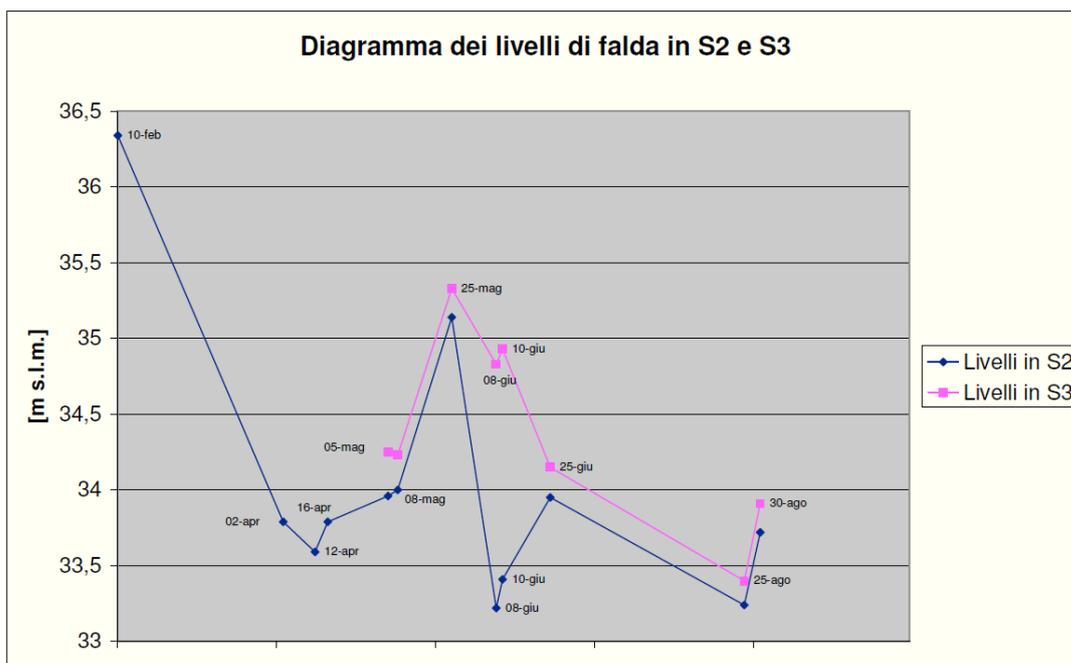
Nell'area in oggetto sono state eseguite 8 prove dinamiche pesanti DPSH e 3 sondaggi a carotaggio continuo.

L'area risulta litostratigraficamente omogenea, ovvero si hanno ridotti spessori di materiali fini superficiali all'interno di un ampio orizzonte di sedimenti clastici grossolani prevalenti. Si tratta della parte centrale dell'ampia conoide del fiume Bisenzio. Le indagini evidenziano dopo un breve riporto superficiale, di circa 3,50 – 4,50 m di sedimenti fini, la presenza di ghiaie in matrice limo – sabbiosa.

Le prove, i sondaggi e le penetrometrie hanno rilevato un primo livello, costituito da limi sabbiosi, limi sabbiosi – argillosi e/o limi con sabbia; alla base di esso inizia il vasto orizzonte costituito da materiali grossolani, ghiaie eterometriche con rari ciottoli in matrice limo-sabbiosa più o meno abbondante.

Il banco di ghiaia è caratterizzato da clasti grossolani e permeabilità medio – alta ed è quindi sede di falda freatica. La ridotta frazione fine presente nella matrice non oppone resistenza alle possibili variazioni del livello di falda presente nell'acquifero.

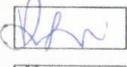
Si riporta il livello di falda misurato nei piezometri installati nei sondaggi S2 e S3.



Si riportano per completezza i 3 sondaggi geognostici in oggetto.

		Sondaggi geognostici Prove penetrometriche statiche Prove con punta elettrica Prove con piezometro Prove dilatometriche Prove FFD e di residui Consolidamenti - Micropali e tiranti Certificazione SOA 0821 cat II	
Via A. Grandi, 39 - 52100 Arezzo Tel. +39 0575 323644 - Fax +39 0575 23230 info@soiltest.it www.soiltest.it Cap. Soc. € 90.000,00 I.V. C.F. e P. IVA 01304850511		Certificato n° : A/013/2012	
Conc. Min. Infr. e Trasp. con Decreto n°5950 del 15/06/2011 Settore C			
Cantiere: Via Leonardo da Vinci - Prato Committente: Beggiano per Comune di Prato Data inizio perforazione: 16-1-2012 Data fine perforazione: 18-1-2012		Sondaggio: S1 Richiedente: Geol. G. Beggiano Lunghezza (m): 30.0 Scala grafica: 1:200 Inclinazione (°): 0	

Profondità (m)	Quota (m.s.l.m)	Litologia	Descrizione litologica	Campioni	S.P.T.	Pocket Penetrom. (KPa)		Pocket Vane Test (KPa)		Piezometro Livello/i
						100	300	50	150	
1,4			Limo sabbioso ghiaioso con minuti frammenti di laterizio (Terreno di riporto)				300 230	132 100		
4,4			Limo argilloso sabbioso con passaggi di limo sabbioso argilloso, marrone. Limo sabbioso e con sabbia argilloso, marrone, con passaggi di limo argilloso sabbioso.		4,5 m 43-50 11 cm					
			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, clasti eterogenei, arrotondati, talvolta alterati, Dmax>10 cm, Dmed 3 cm, in matrice limoso-sabbiosa marrone raramente abbondante (clasti 60-90%).	SPT	6,8 m 5-7-6					
			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, clasti eterogenei, arrotondati, Dmax>10 cm, Dmed 3-4 cm, talvolta alterati, in matrice limoso-sabbiosa, marrone ed avana (clasti 70-90%).	SPT	9,5 m 10-15-10					
17,0			Limo sabbioso argilloso, marrone.	SPT	15,5 m 6-8-10					
24,5			Sabbia media con ghiaia, marrone, con clasti Dmax 4 cm (clasti 30-50%).	SPT	23,0 m 18-32-50 9 cm					
26,8			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, con clasti preval. arenacei, Dmax>10 cm, Dmed 3-4 cm, in matrice limoso-sabbiosa, marrone e marrone-ocra (clasti 80%). Limo con argilla sabbioso marrone-ocra.				300	140		

Diametro perforazione (mm): 101 Diametro rivestimenti (mm): 127 Macchina perforatrice: Comacchio C600	
Metodo di perforazione: aste e carotiere	
Note: al termine della perforazione il foro di sondaggio è stato attrezzato per l'esecuzione di prove sismiche tipo down-hole. La strumentazione è protetta p.c. da chiusino in ferro.	
Responsabile di sito: Geol. D. Senesi	
Direttore laboratorio: Ing. M. Goretti	
n° pagine certificato: 2	



Via A. Grandi 28 - 52100 Arezzo Tel: +39 0575 322644 - Fax: +39 0575 23230
 info@soiltest.it - www.soiltest.it - Cap. Soc. € 90.000.000 i.v. - C.F. e P. Iso 0134680511

Sondaggio geomeccanico
 Prove penetrometriche statiche
 Prove del punto elastiche
 Prove del passaggio
 Prove dilatometriche
 Prove FTD e di risalita
 Consulenze: Micropile e tiranti
 Certificazione ISO 9001 ed R

Certificato n° : A/016/2012

Conc. Min. Infr. e Trasp. con Decreto n°5950 del 15/06/2011 Settore C

Cantiere: Via Leonardo da Vinci - Prato
Committente: Beggiato per Comune di Prato
Data inizio perforazione: 19-1-2012
Data fine perforazione: 23-1-2012

Sondaggio: S2
Richiedente: Geol. G. Beggiato
Lunghezza (m): 30.0
Scala grafica: 1:200
Inclinazione (°): 0

Profondità (m)	Quota (m s.l.m.)	Litolologia	Descrizione litologica	Campioni	S.P.T.	Pocket Penetrom. (KPa)		Pocket Vane Test (KPa)		Piezometro Livello/i
						100	300	50	150	
1.6			Limo sabbioso ghiaioso con minuti frammenti di laterizio (Terreno di riporto)				250	124		
3.4			Limo argilloso sabbioso, marrone.							
			Limo con sabbia e sabbie con limo, ghiaiosa nella parte bassa, con calsti Dmax 3 cm, marrone con resti vegetali nella parte bassa. (clasti 0-30%)	SPT	3.3 m 18-35-50 11 cm					
			Limo sabbioso e con sabbia argilloso, marrone, con passaggi di limo argilloso sabbioso							
7.0			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, clasti eterogenei, arrotondati, talvolta alterati, Dmax>10 cm, Dmed 3 cm, in matrice limoso-sabbiosa marrone (clasti 70-90%)	SPT	7.5 m 10-12-12					
			Limo sabbioso argilloso, marrone.							
10.0			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, clasti eterogenei, arrotondati, spesso alterati alterati, Dmax>10 cm, Dmed 2-3 cm, in matrice limoso-sabbiosa marrone (clasti 60-90%)	SPT	11.0 m 14-11-4					
			Sabbia media con limo ghiaiosa marrone (clasti 20%)							
13.2			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, con clasti eterogenei, arrotondati, alterati, Dmax>10 cm, Dmed 3 cm, in abbondante matrice limoso-sabbiosa, marrone e marrone-ocra a tratti prevalente (clasti 30-80%) Presenti passaggi centim. di limo con sabbia.							
			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, con clasti eterogenei, arrotondati, Dmax>10 cm, Dmed 3 cm, in matrice limoso-sabbiosa, marrone e marrone-ocra talvolta abbondante (clasti 70-90%)	SPT	18.0 m 36-35-20					
24.7			Ghiaia eterometrica con ciottoli, clasti preval arenacei, molto alterati e talvolta degradati, arrotondati, Dmax>10 cm, Dmed 3-4 cm, in matrice limoso-argillosa e limoso-sabbiosa marrone-ocra spesso abbondante (clasti 50-80%)							

Diametro perforazione (mm): 101 Diametro rivestimenti (mm): 127 Macchina perforatrice: Comacchio C600

Metodo di perforazione: aste e carotiere

Responsabile di sito: Geol. D. Senesi

Direttore laboratorio: Ing. M. Goretti

Note: al termine della perforazione il foro di sondaggio è stato attrezzato per l'esecuzione di prove sismiche tipo down-hole. La strumentazione è protetta p.c da chiusura in ferro

n° pagine certificato: 2 Pagina 1

SOILTEST
 Via A. Grandi 28 - 52100 Arezzo
 Tel: +39 0575 322644
 Fax: +39 0575 23230
 info@soiltest.it
 www.soiltest.it

Certificato n°: A/016/2012	
Conc. Min. Infr. e Trasp. con Decreto n°5950 del 15/06/2011 Settore C Cantiere: Via Leonardo da Vinci - Prato Committente: Beggiato per Comune di Prato	Sondaggio: S2 Richiedente: Geol. G. Beggiato Lunghezza (m): 30.0

Profondità (m)	Quota (m.s.l.m.)	Litologia	Descrizione litologica	Campioni	S.P.T.	Pocket Penetrometer (KPa)		Pocket Vane Test (KPa)		Piezometro
						100	300	50	150	
30,0										

S1 lat.43°52'15.48" long. 11°5'11.94" S2 lat. 43°52'16.46" long.11°5'7.69"





Via A. Grandi 39 - 52100 Arezzo Tel. +39 0575 323644 - Fax +39 0575 23230
 info@soiltest.it www.soiltest.it Cap. Soc. € 80.000.001/0 C.F. e P. IVA 01304800511

Sondaggi geognostici
 Prove penetrometriche statiche
 Prove con punta elettrica
 Prove con pistone
 Prove dilatometriche
 Prove FID su di residuo
 Consolidamenti - Microspal e Infrast

Certificazione SOA 0521 cat II

Certificato n° : 119/2012/A

Conc. Min. Infr. e Trasp. con Decreto n°5950 del 15/06/2011 Settore C

Cantiere: Via Leonardo da Vinci - Prato

Committente: Beggiato per Comune di Prato

Data inizio perforazione: 18-4-2012

Data fine perforazione: 20-4-2012

Sondaggio: S3

Richiedente: Geol. G. Beggiato

Lunghezza (m): 20.0

Scala grafica: 1:200

Inclinazione (°): 0

Profondità (m)	Quota (m.s.l.m)	Litologia	Descrizione litologica	Campioni	S.P.T.	Pocket Penetrom. (KPa)		Pocket Vane Test (KPa)		Piezometro Livello/i
						100	300	50	150	
1.0			Limo sabbioso ghiaioso con abbond. frammenti di laterizio nella parte bassa (Terreno di riporto)							
4.0			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, clasti eterogenei, arrotondati, talvolta alterati, Dmax 8 cm, Dmed 3 cm, in matrice limoso-sabbiosa e sabbiosa marrone, abbond. nella parte alta (clasti 60-90%).							
4.3			Sabbia medio-fine con limo , marrone.							
5.2			Limo con sabbia e sabbioso argilloso , marrone.							
			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, clasti eterogenei, arrotondati, talvolta alterati, Dmax>10 cm, Dmed 3 cm, in matrice limoso-sabbiosa marrone e marrone-ocra (clasti 70-90%).							

Diametro perforazione (mm): 101

Diametro rivestimenti (mm): 127

Macchina perforatrice: Comacchio C600

Metodo di perforazione: aste e carotiere

Responsabile di sito: Geol. D. Senesi

Direttore laboratorio: Ing. M. Goretti

n° pagine certificato: 1

Pagina 1

Note: al termine della perforazione il foro di sondaggio è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto. La strumentazione è protetta p.c. da chiusura in ferro.



Via A. Grandi 39 - 52100 Arezzo Tel. +39 0575 323644 - Fax +39 0575 23230
 info@soiltest.it www.soiltest.it Cap. Soc. € 90.000,00 I.V. C.F. e P. Ita 01304800511

Certificato n°: 119/2012/A

Sondaggio: S3

Richiedente: Geol. G. Beggiano

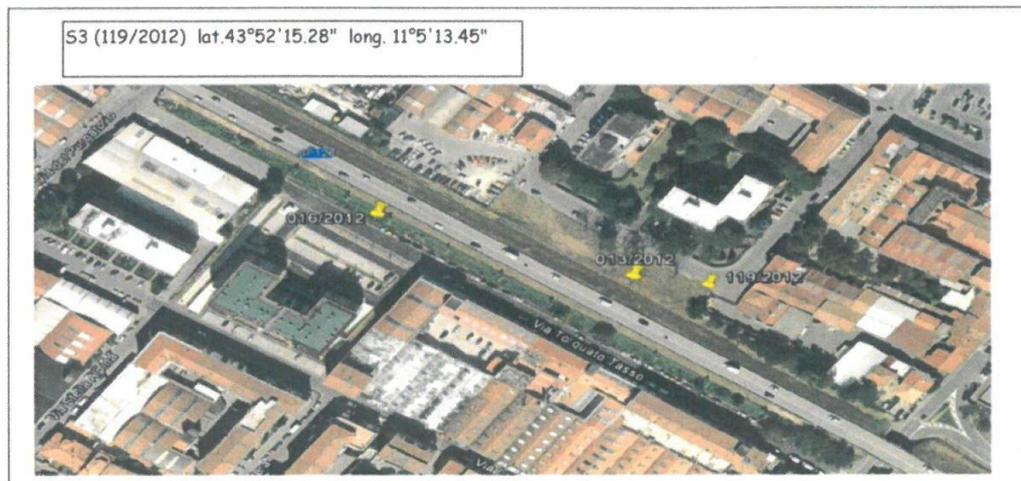
Lunghezza (m): 20.0

Conc. Min. Infr. e Trasp. con Decreto n°5950 del 15/06/2011 Settore C

Cantiere: Via Leonardo da Vinci - Prato

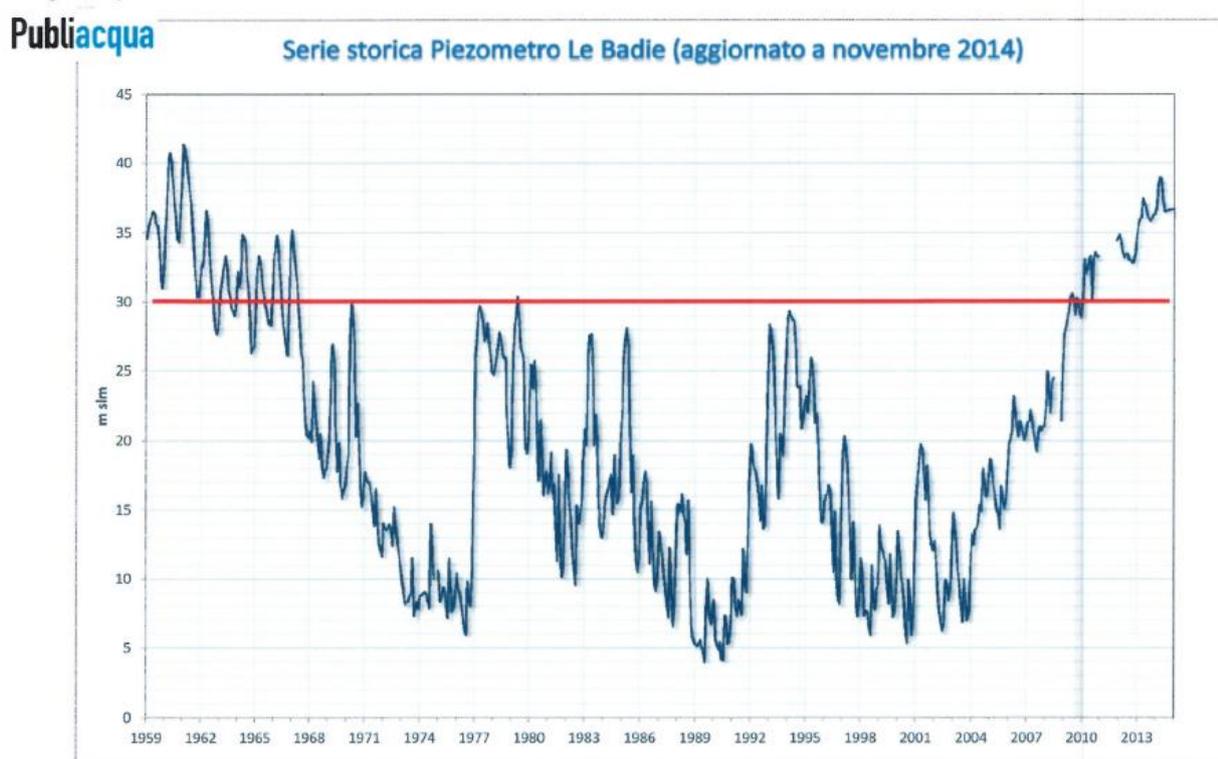
Committente: Beggiano per Comune di Prato

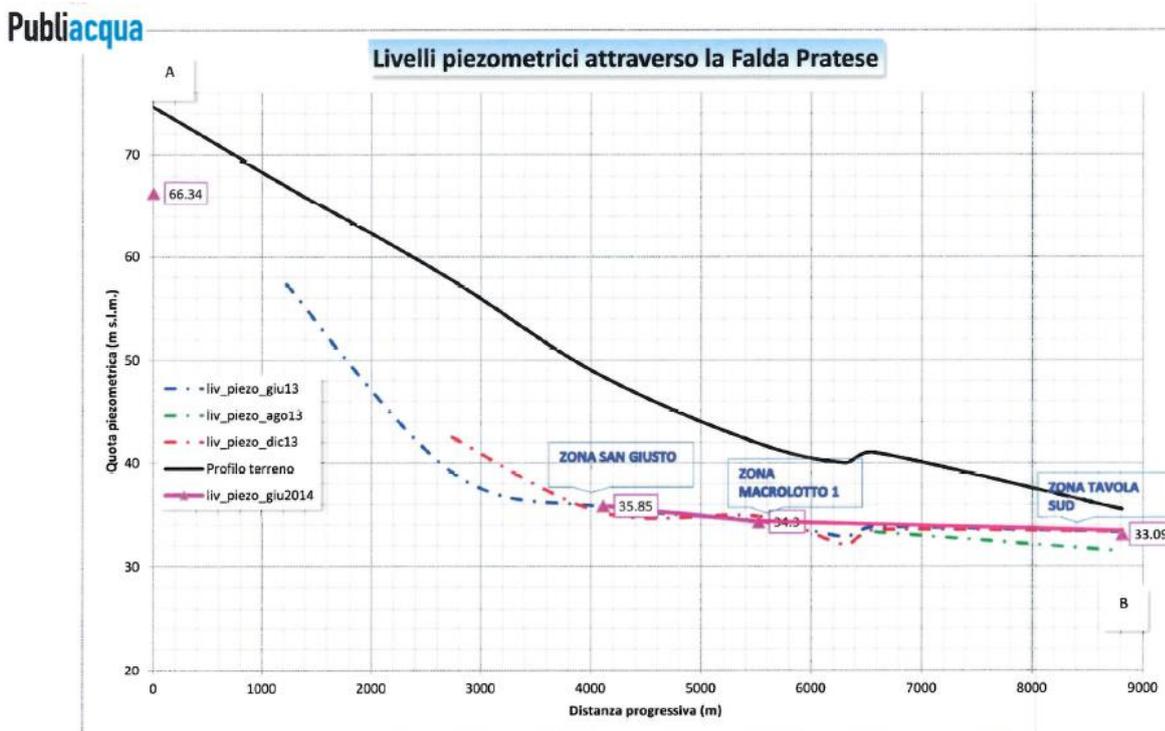
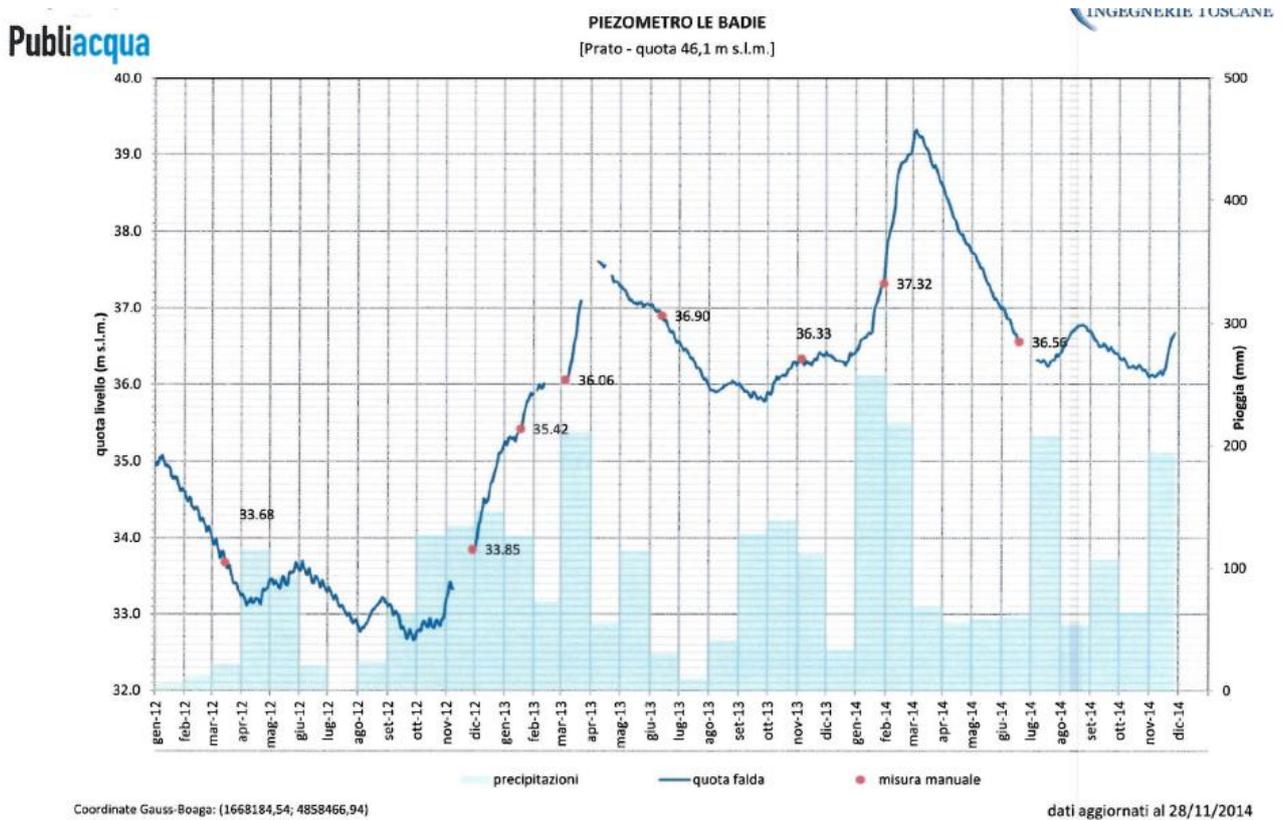
Profondità (m)	Quota (m.s.l.m.)	Litologia	Descrizione litologica	Campioni	S.P.T.	Pocket Penetrometer (KPa)		Pocket Vane Test (KPa)		Piezometro
						100	300	50	150	
16,5										 <p style="font-size: 8px;">16,25 m dal p.c. (4-2012)</p>
19,7			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, con clasti preval. arenacei, arrotond. e subarrotond., spesso molto alterati, D _{max} >10 cm, D _{med} 3 cm, in matrice limoso-sabbiosa e limoso-argillosa spesso abbondante, marrone e marrone-ocra (clasti 60-80%).							
20,0			Ghiaia eterometrica con rari ciottoli, con clasti eterogenei, arrotondati, D _{max} >10 cm, D _{med} 3 cm, in matrice limoso-sabbiosa, marrone ed avana (clasti 80%).							

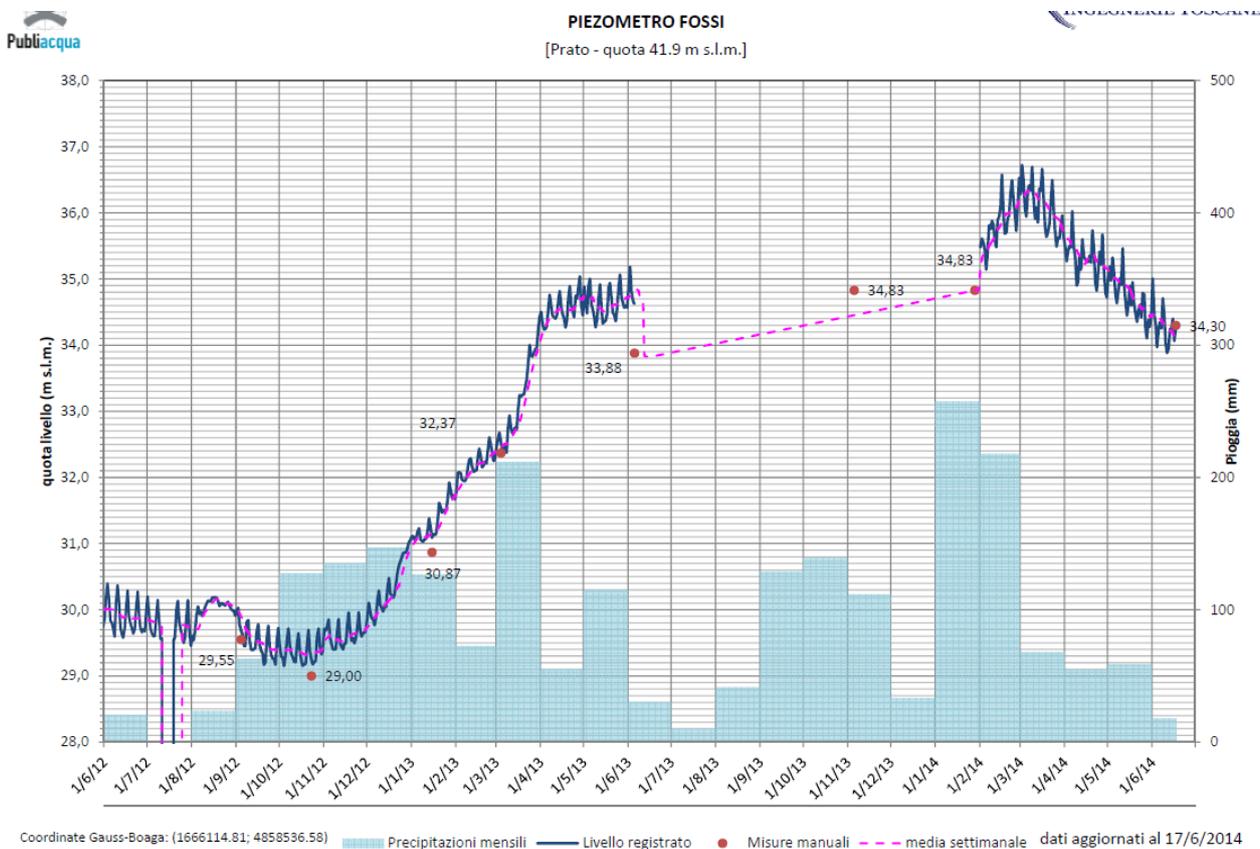
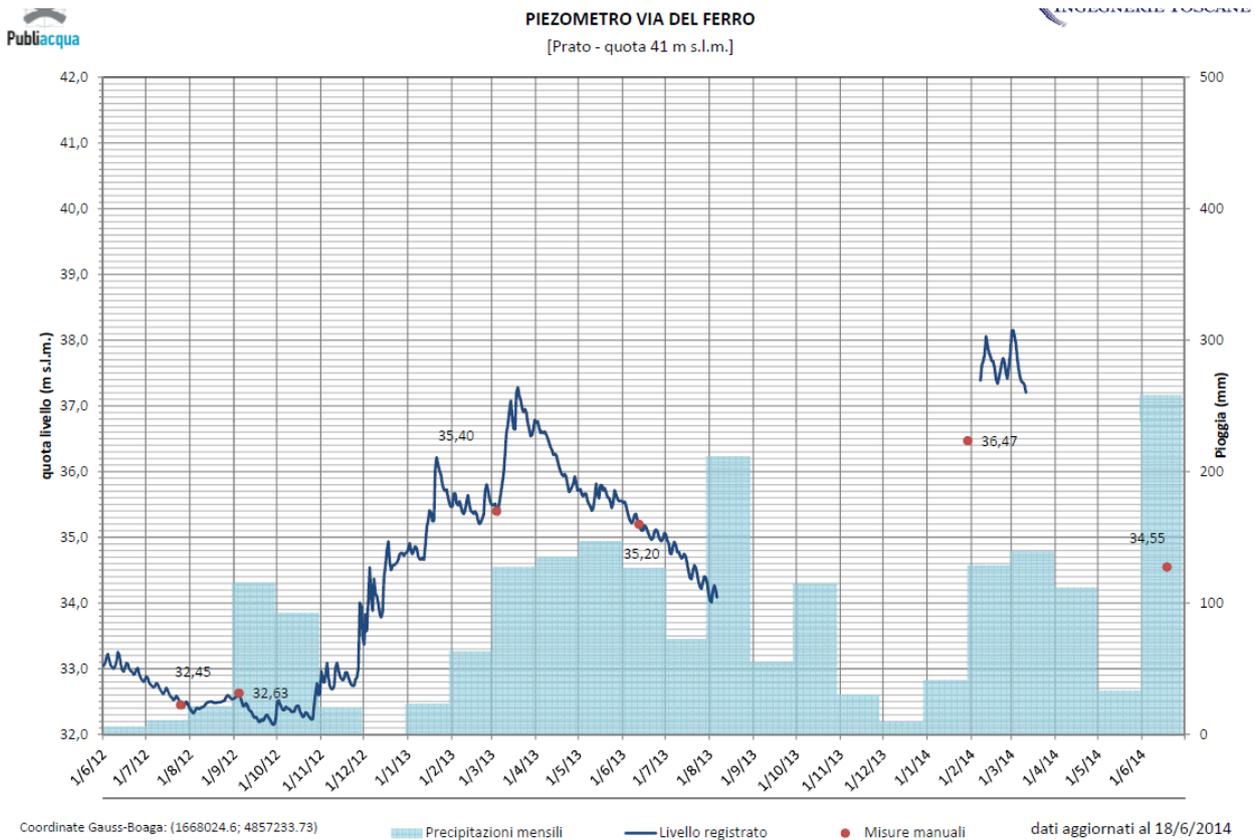


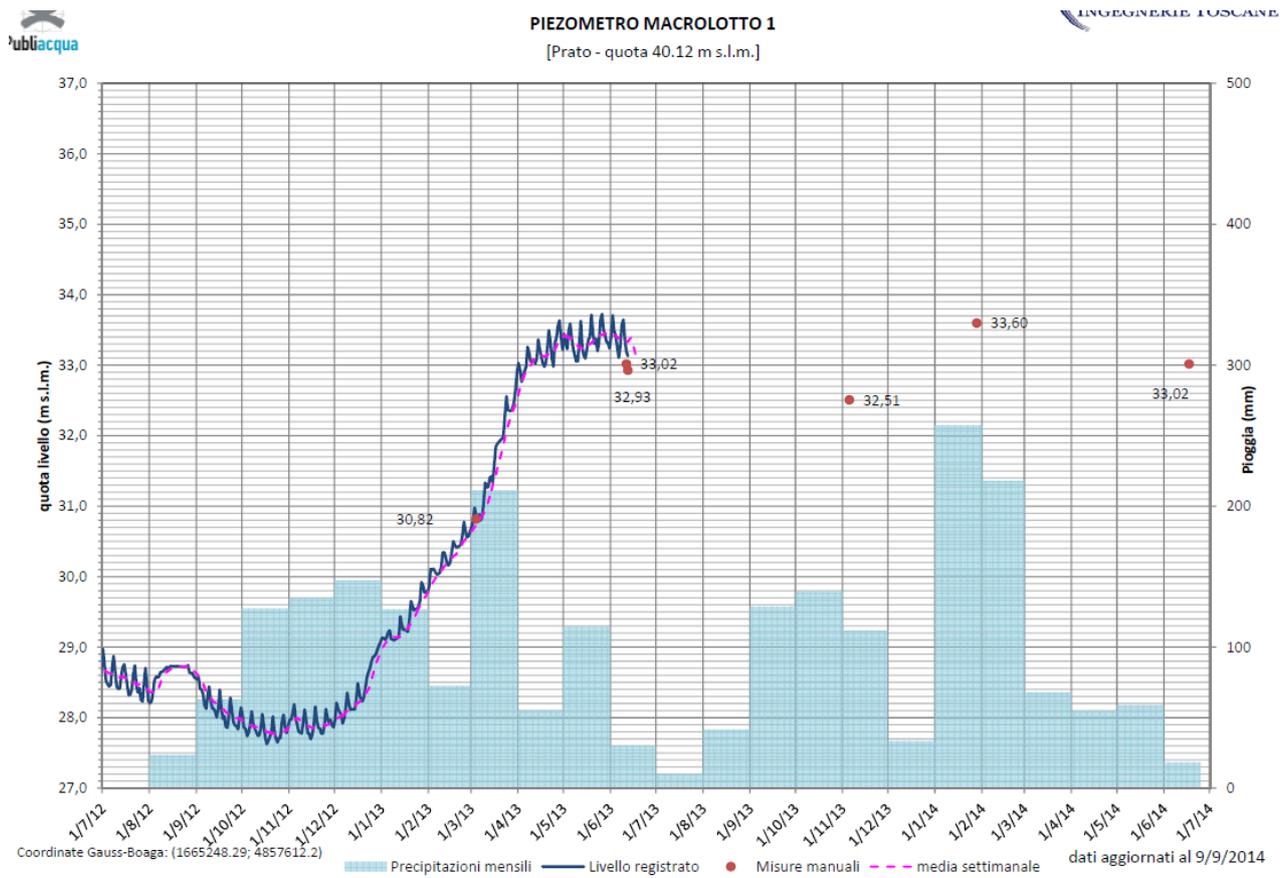
5. INDAGINI PIEZOMETRICHE

Si riportano di seguito i dati ottenuti dai piezometri installati e monitorati nell'area del sottopasso in oggetto e nelle aree ad esso limitrofe.

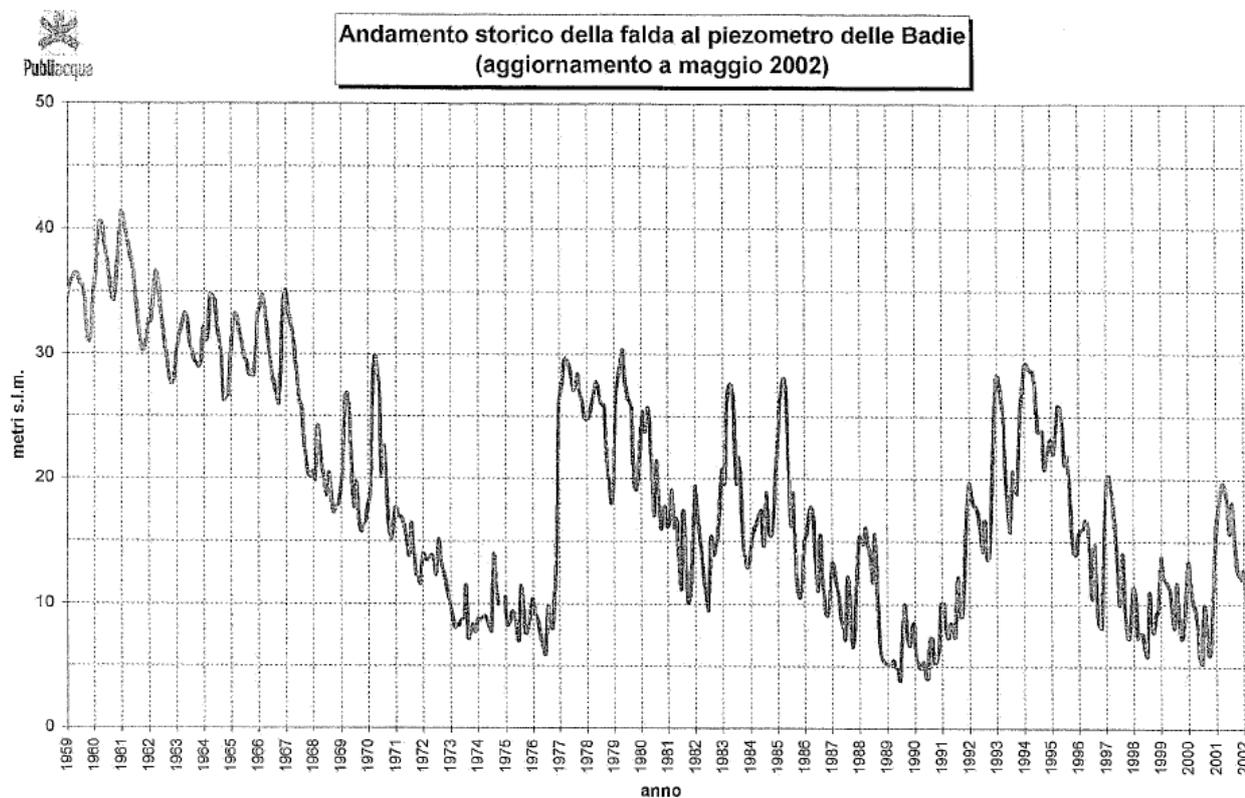
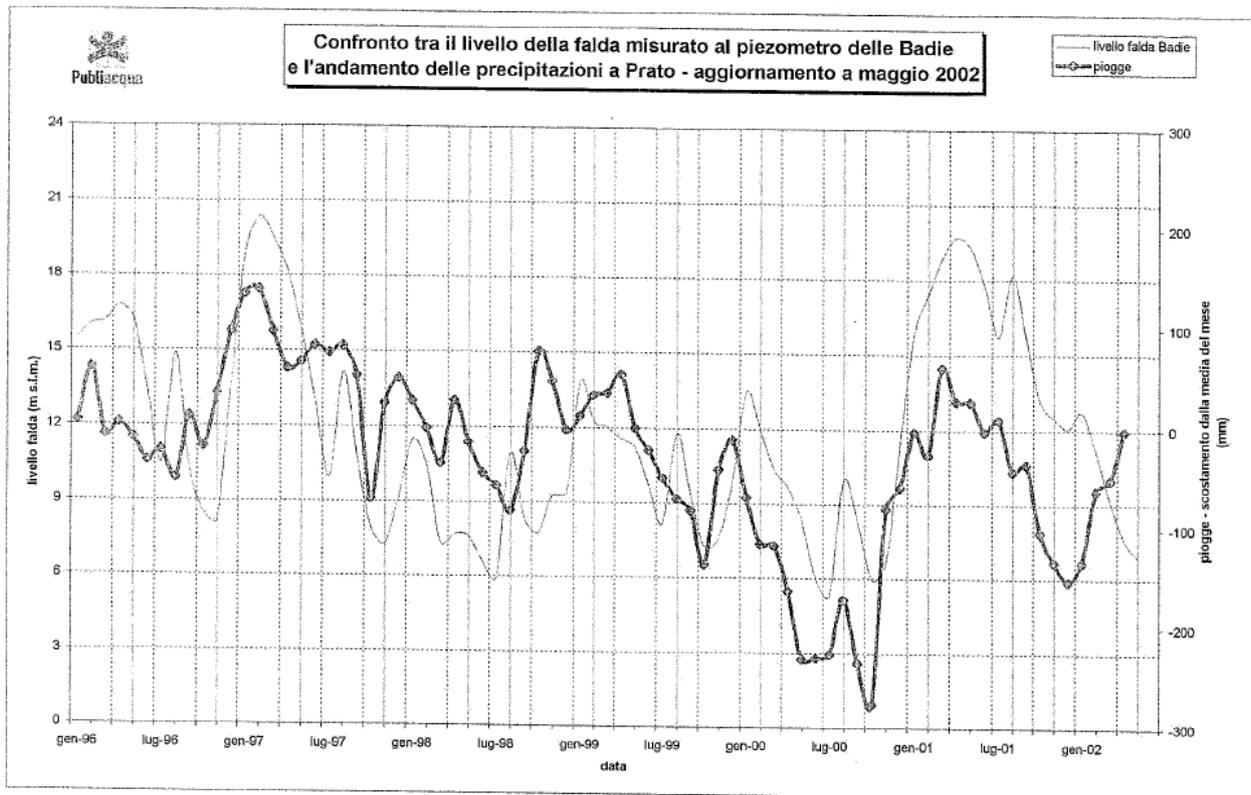


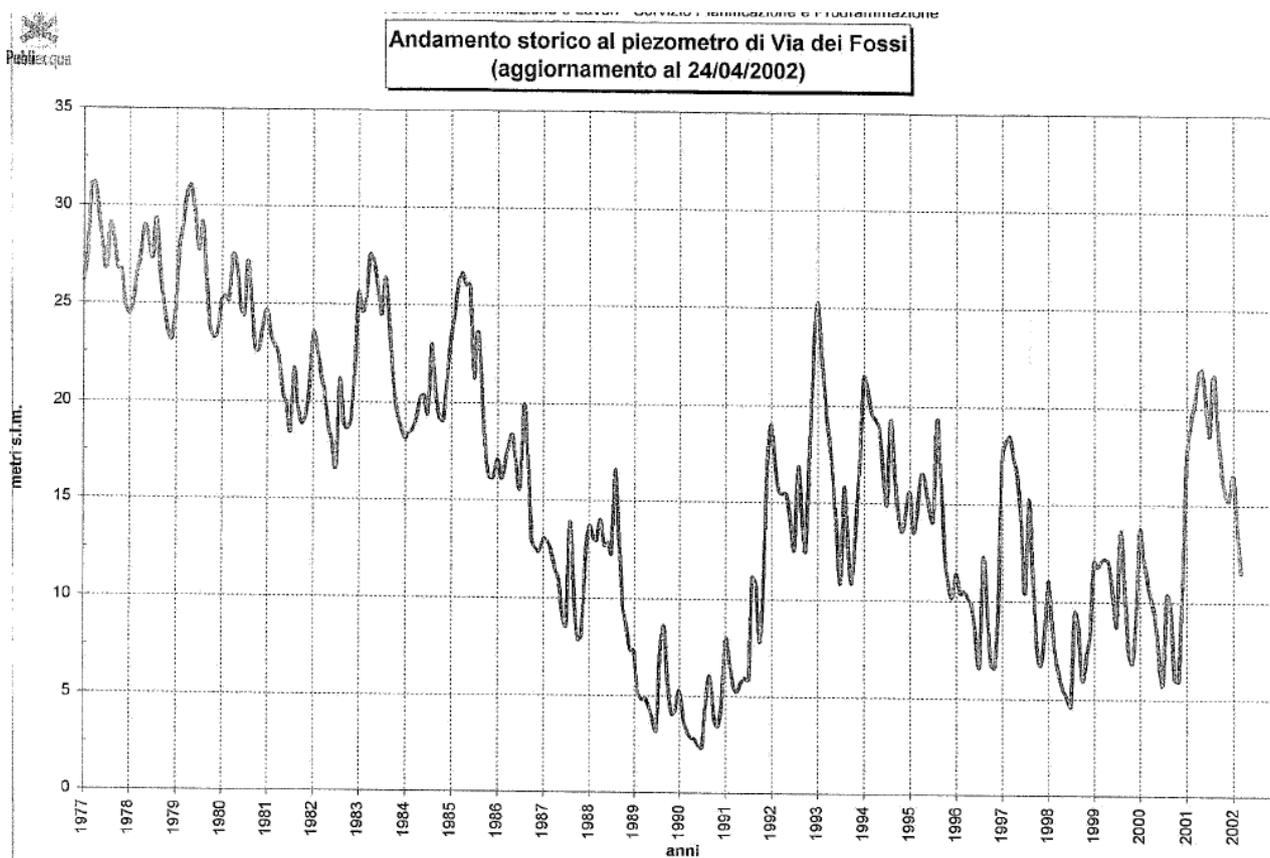




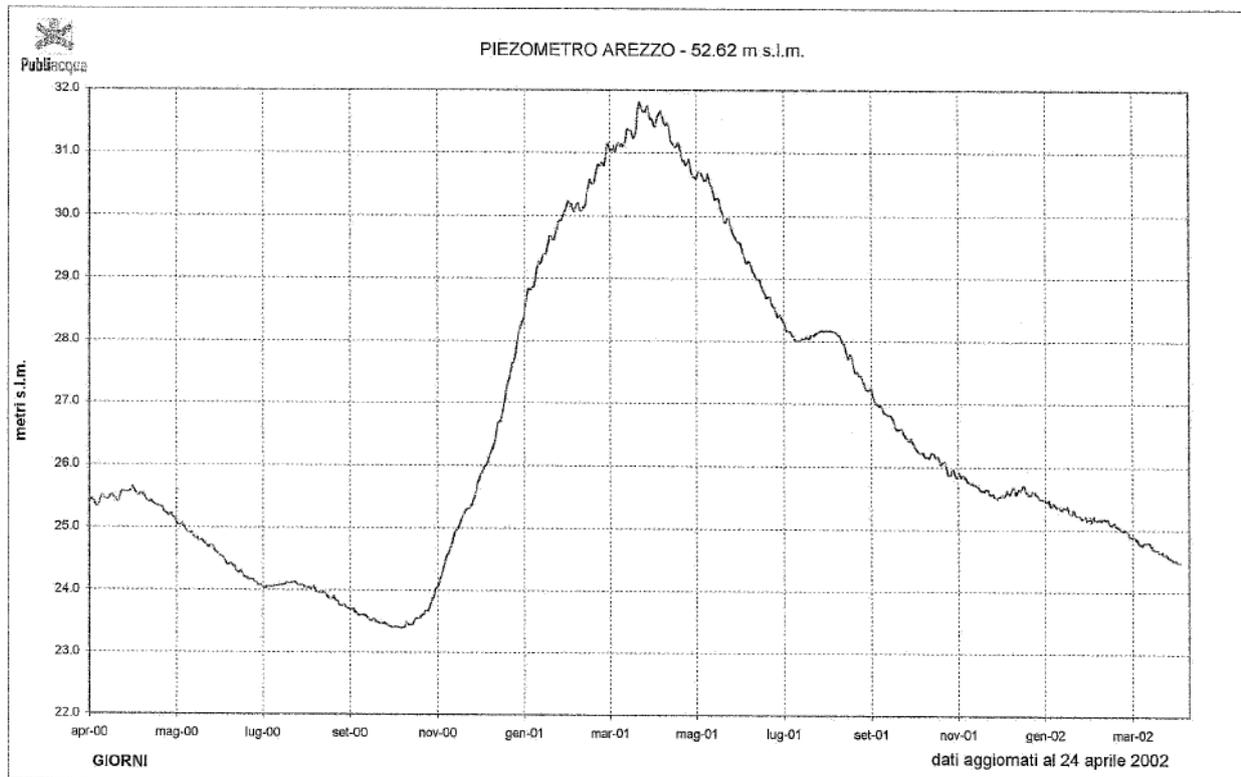


Direzione Programmazione e Lavori - Servizio Pianificazione e Programmazione

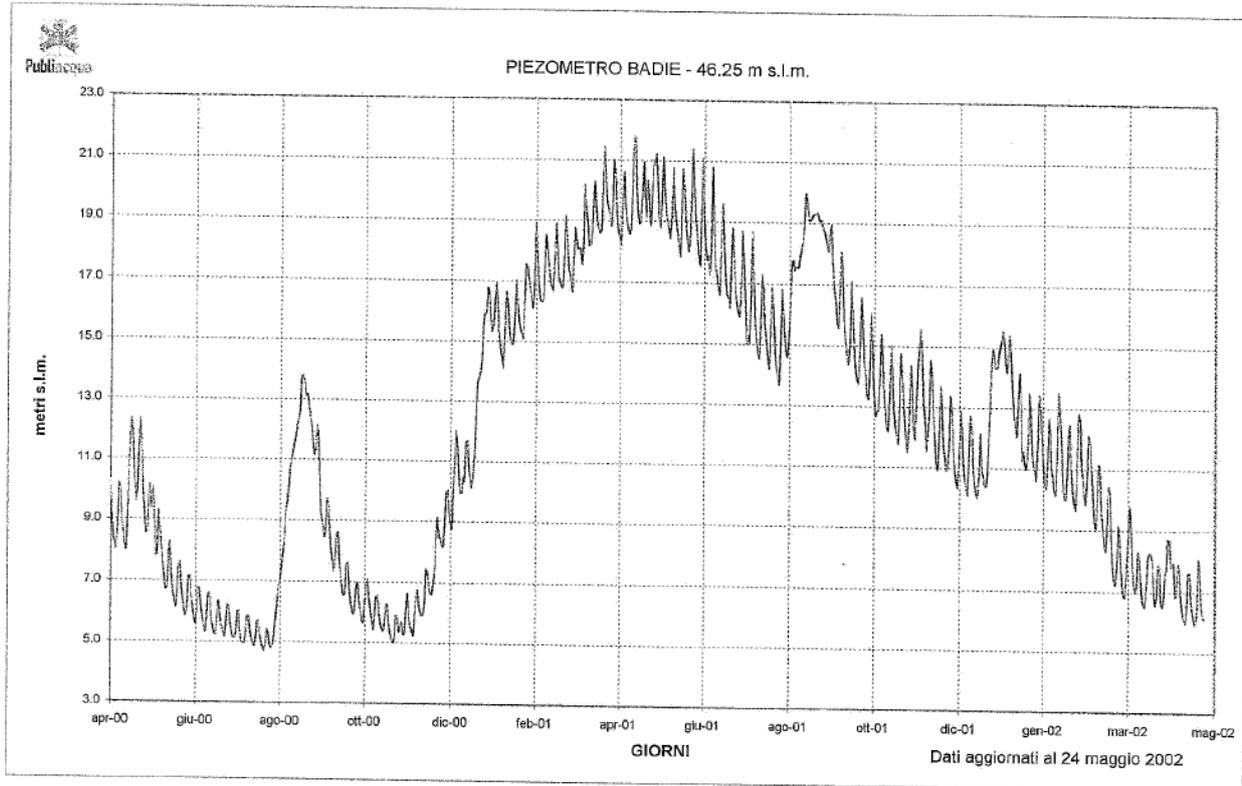




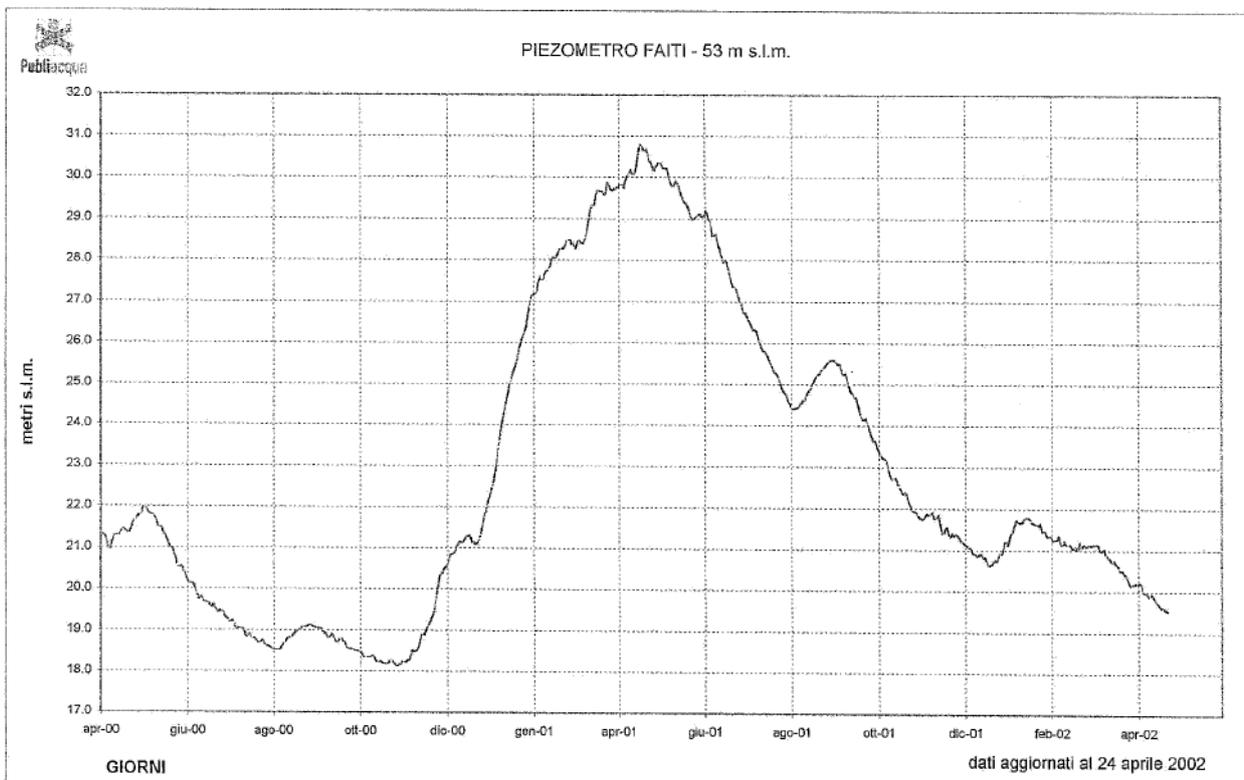
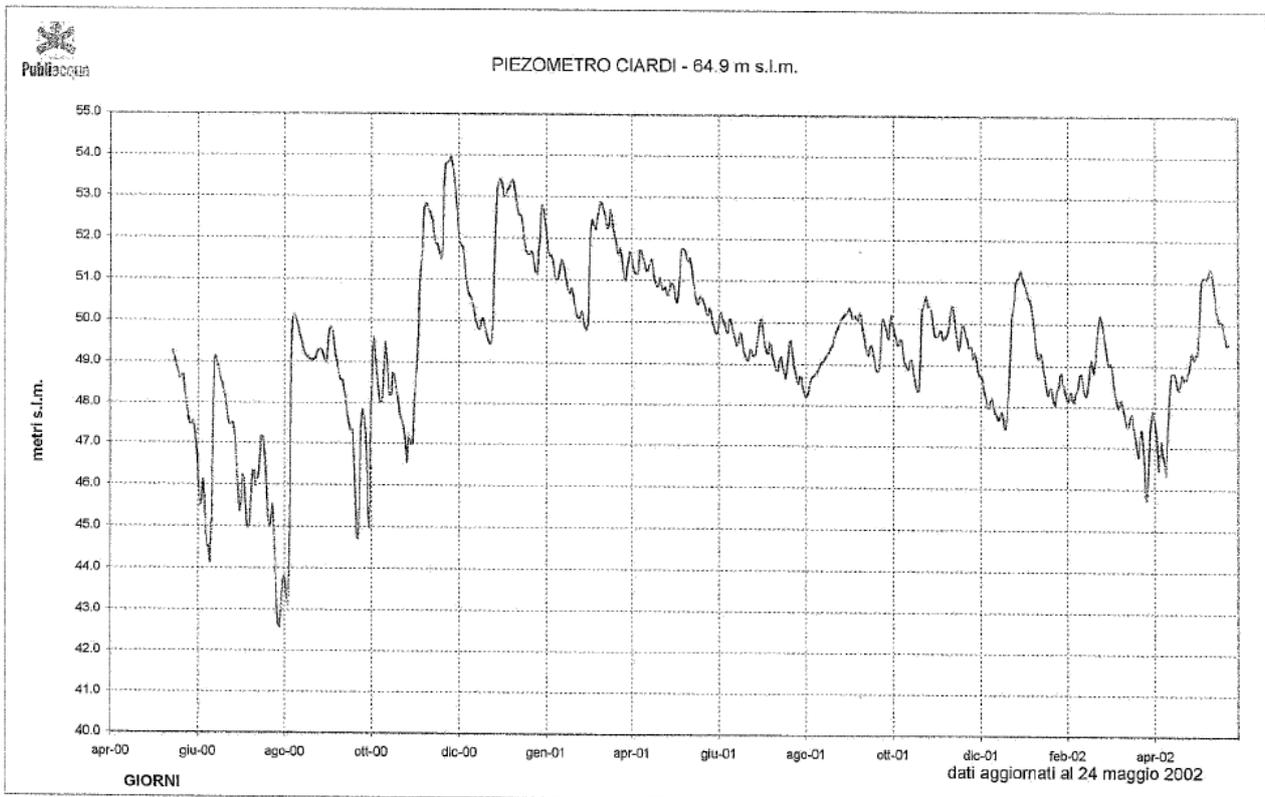
Direzione Programmazione e Lavori - Servizio Pianificazione e Programmazione

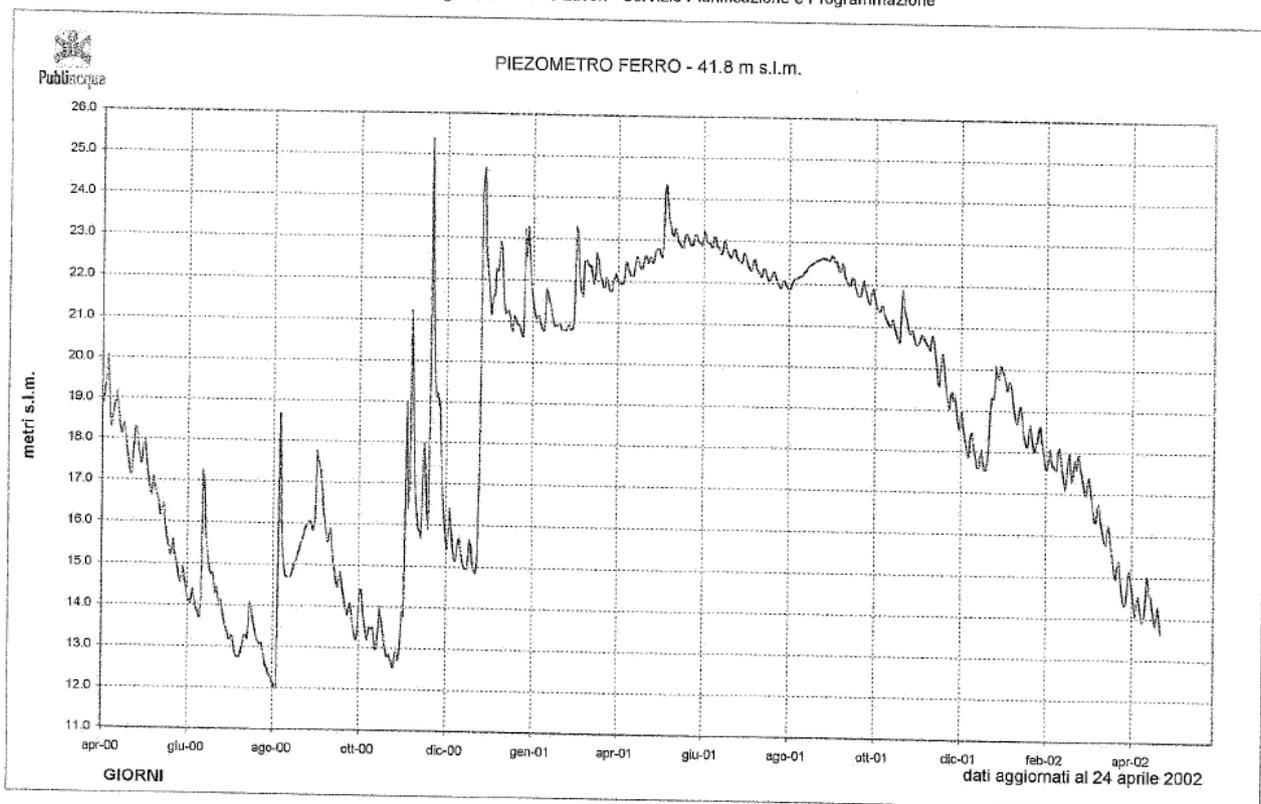


Direzione Programmazione e Lavori - Servizio Pianificazione e Programmazione



PL/PP/LA/la

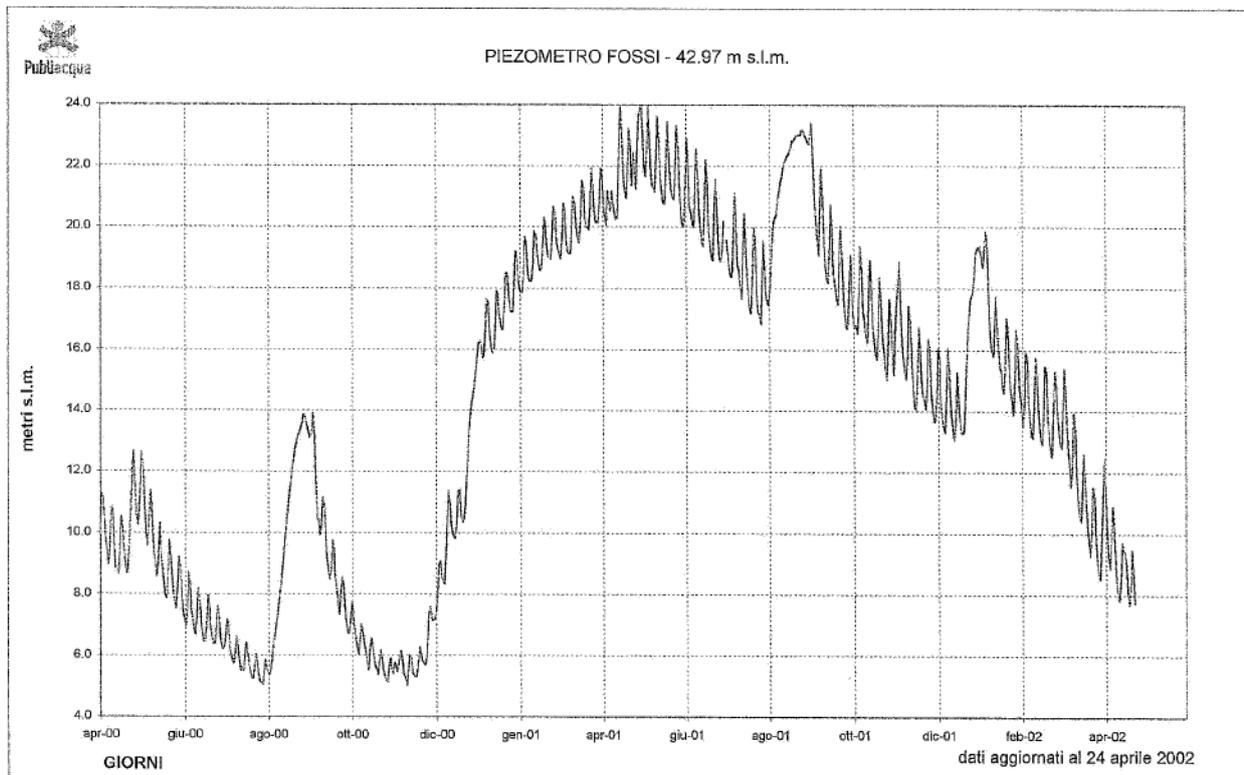




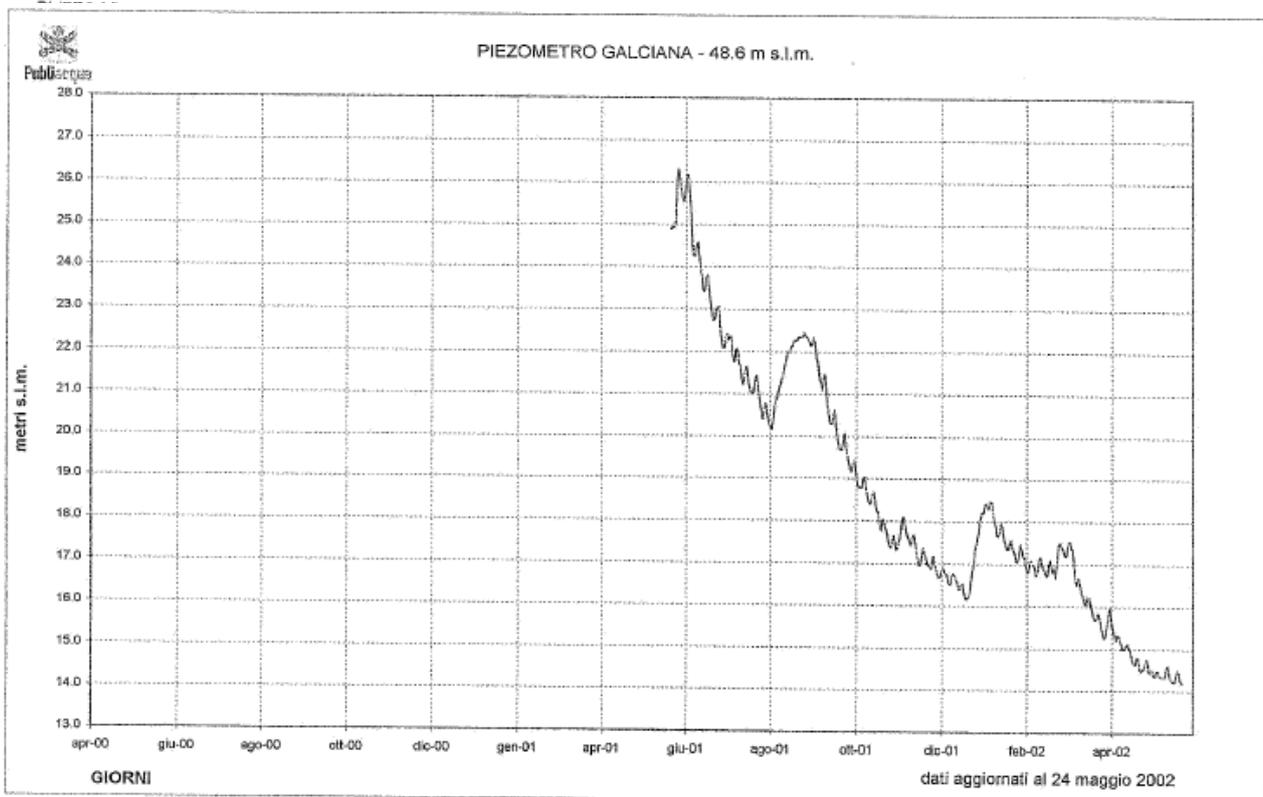
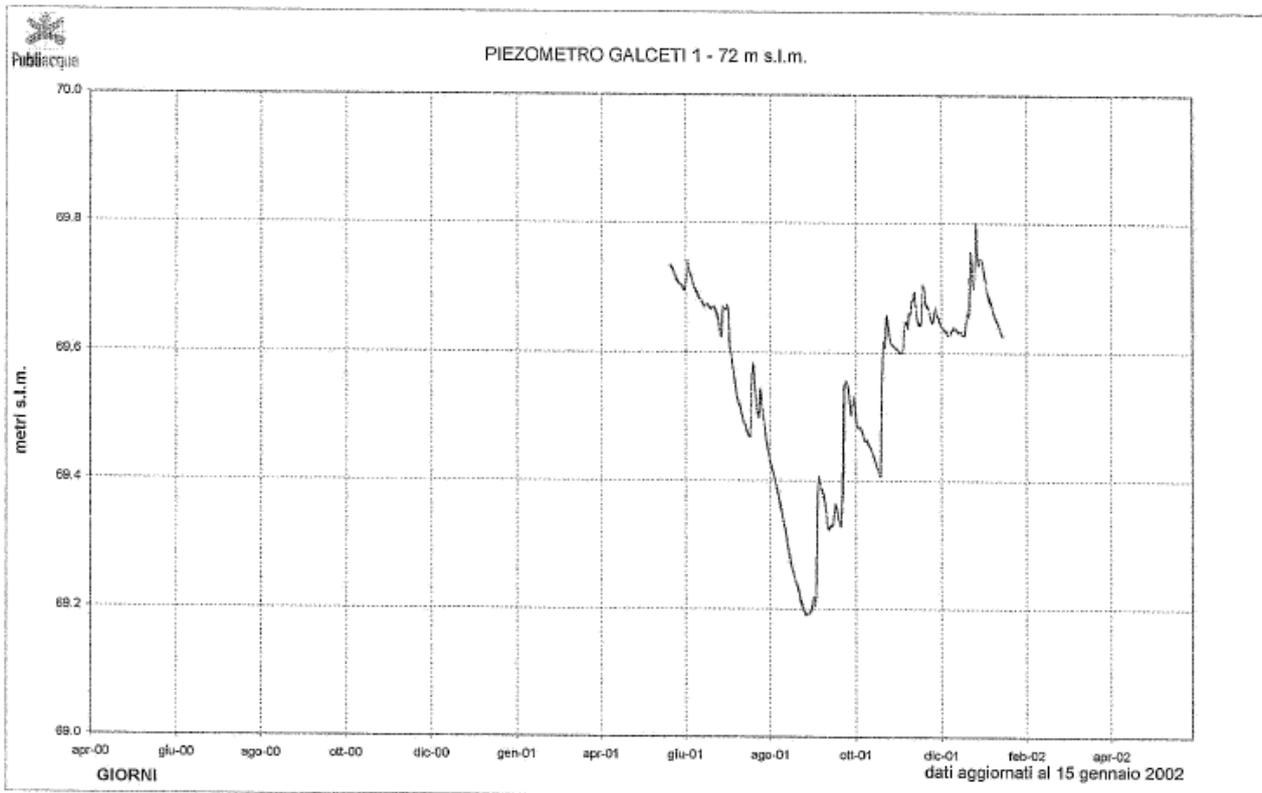
PL/PP/LA/la

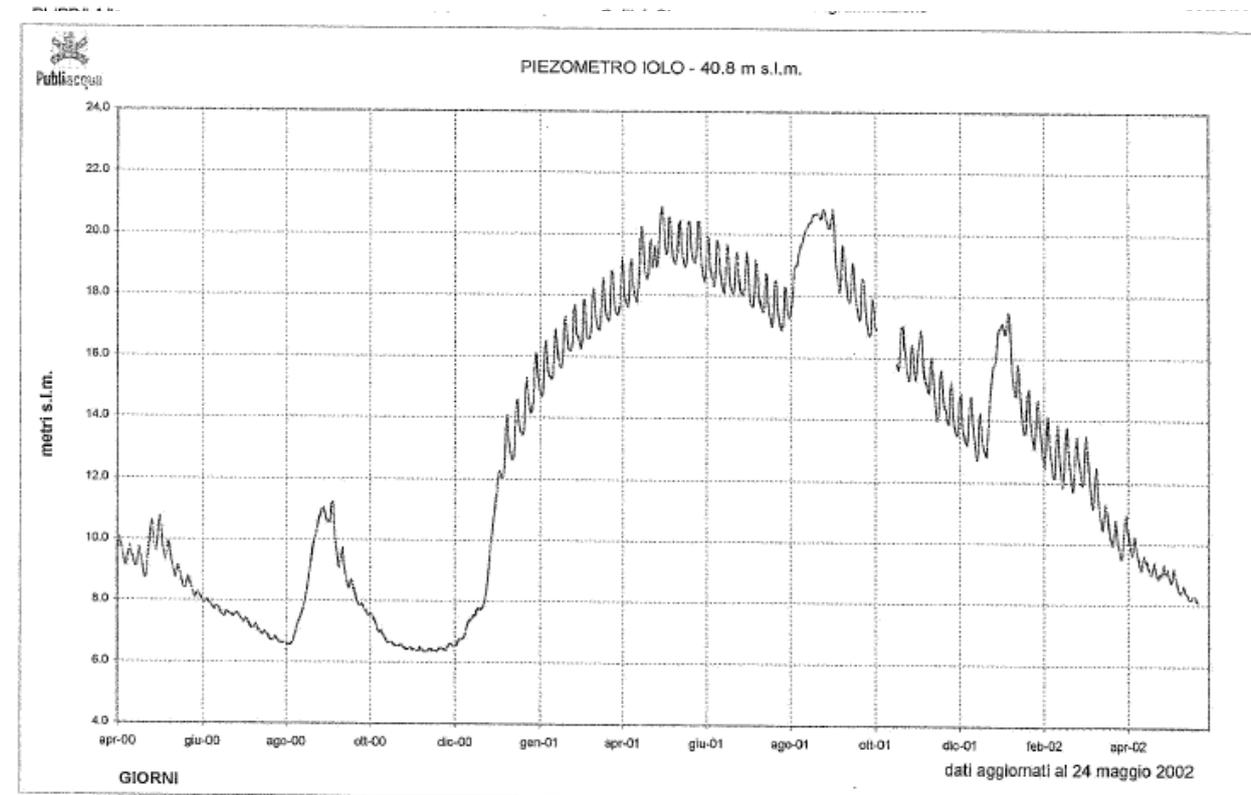
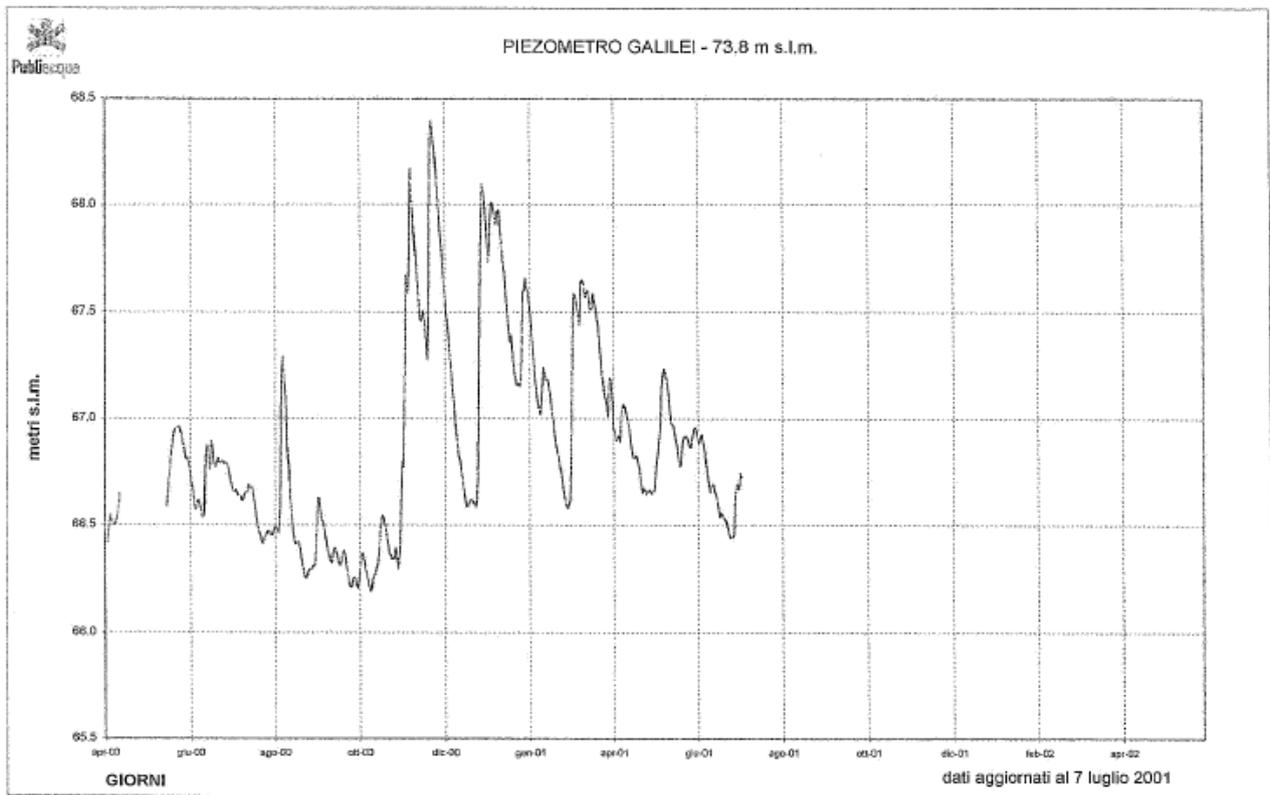
Ferr. Pr.

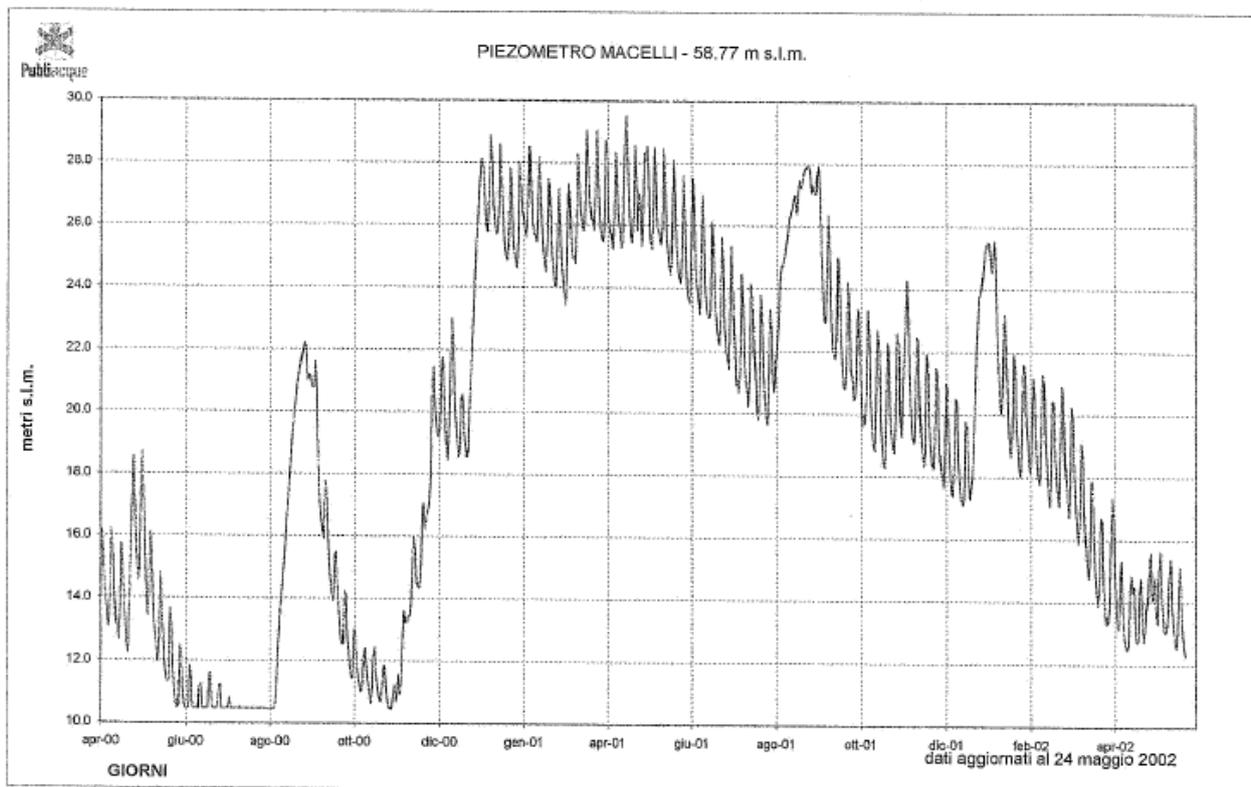
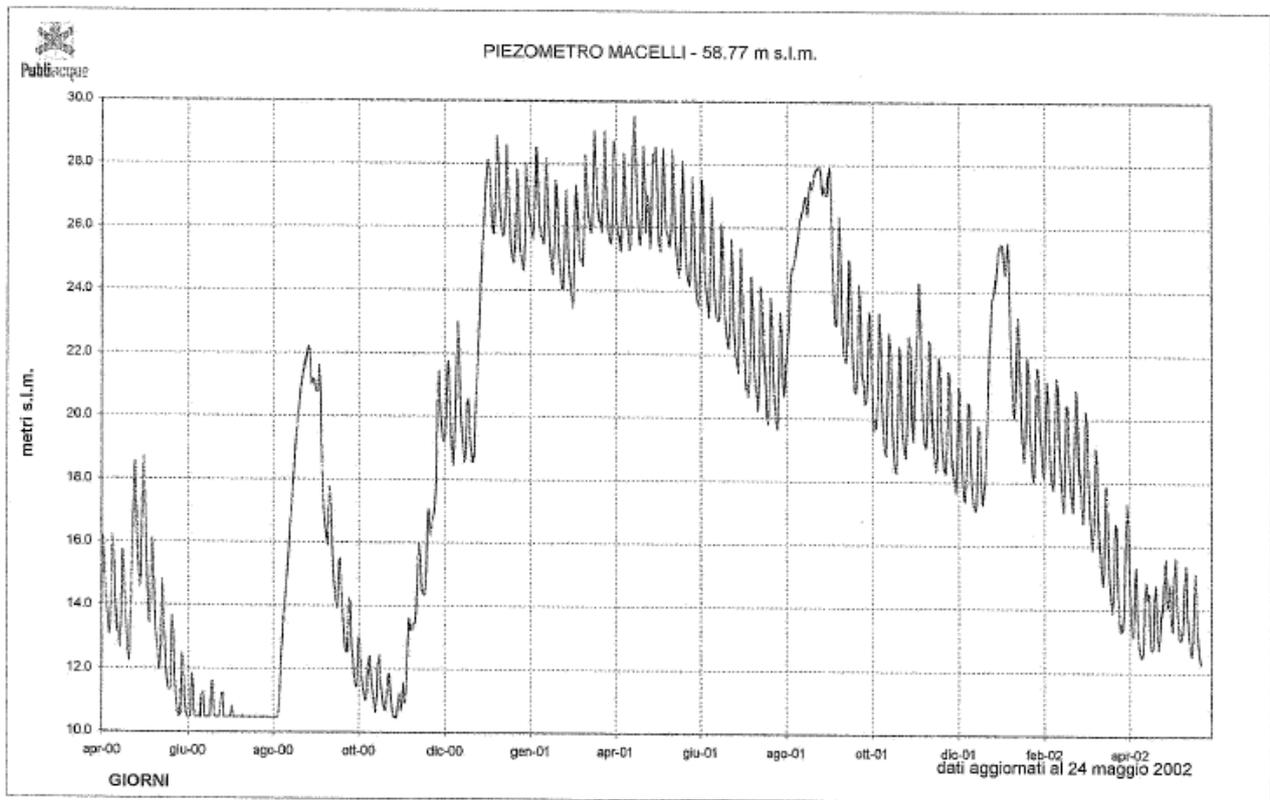
Direzione Programmazione e Lavori - Servizio Pianificazione e Programmazione

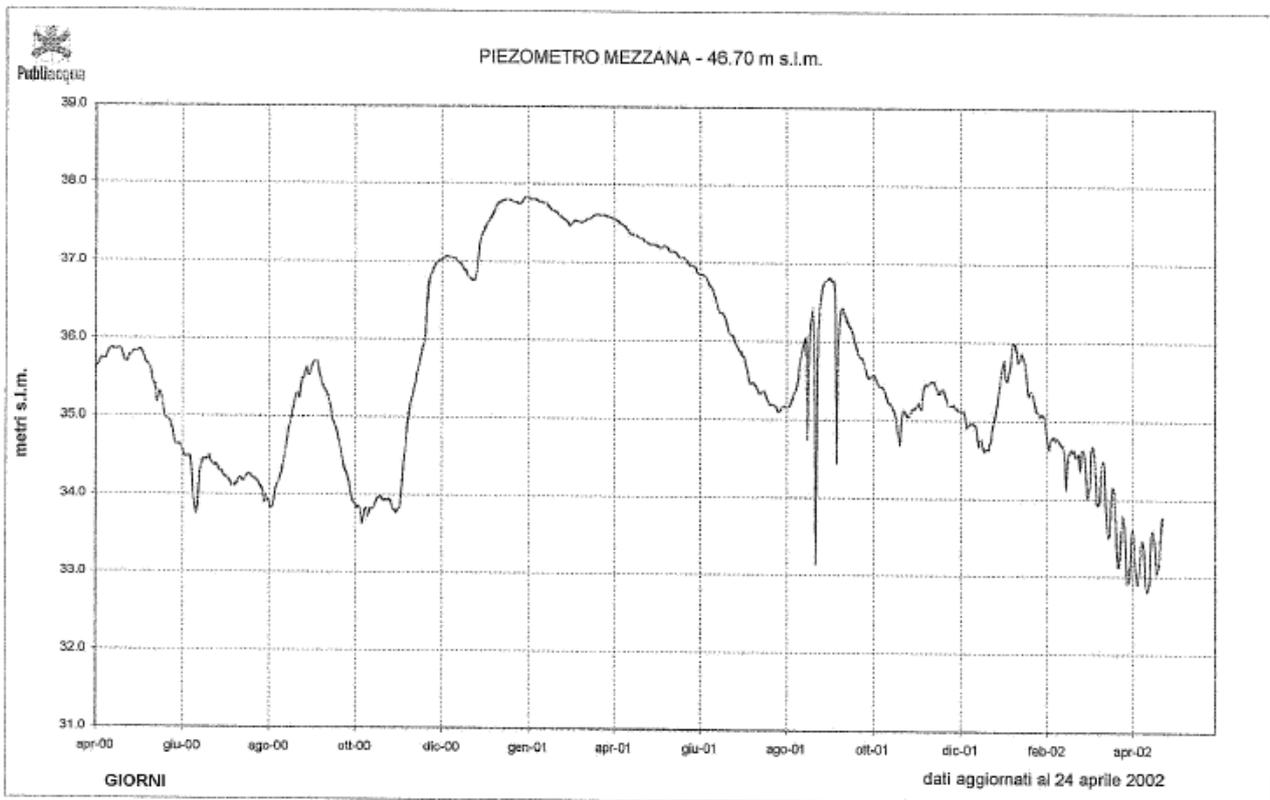
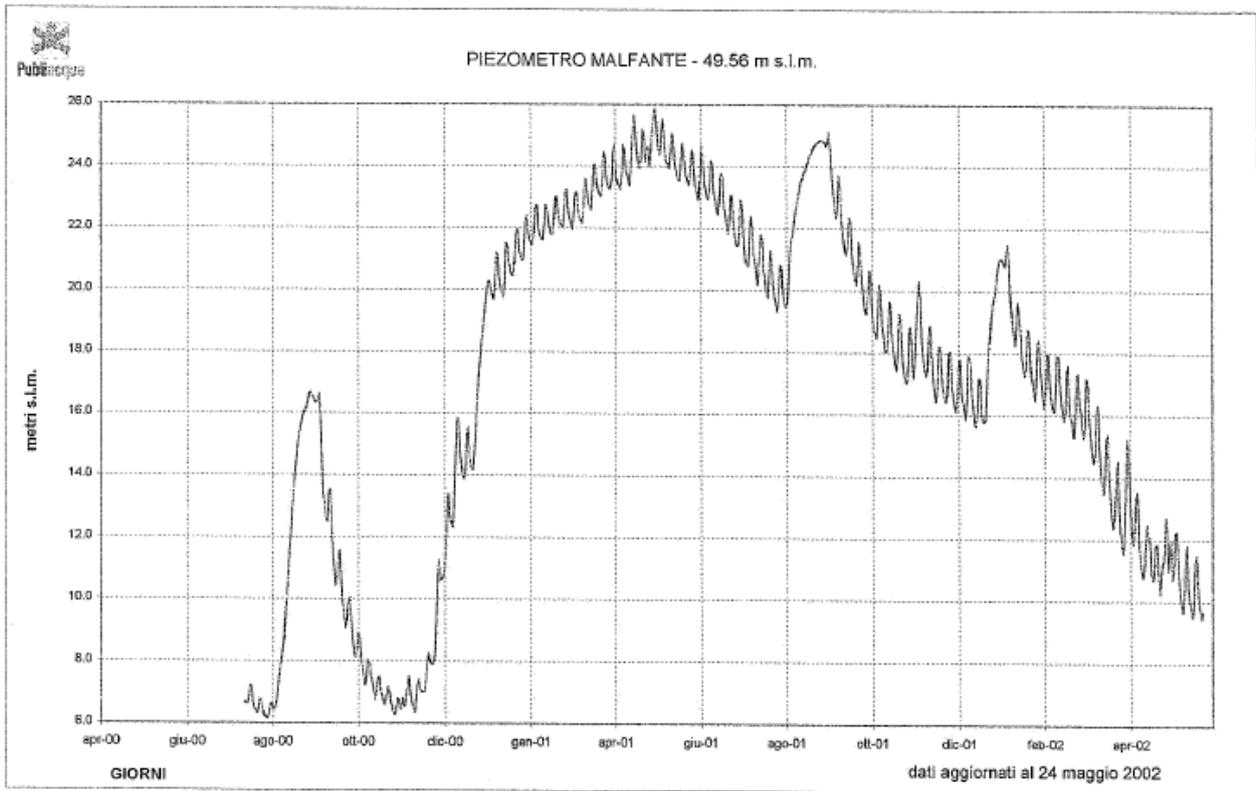


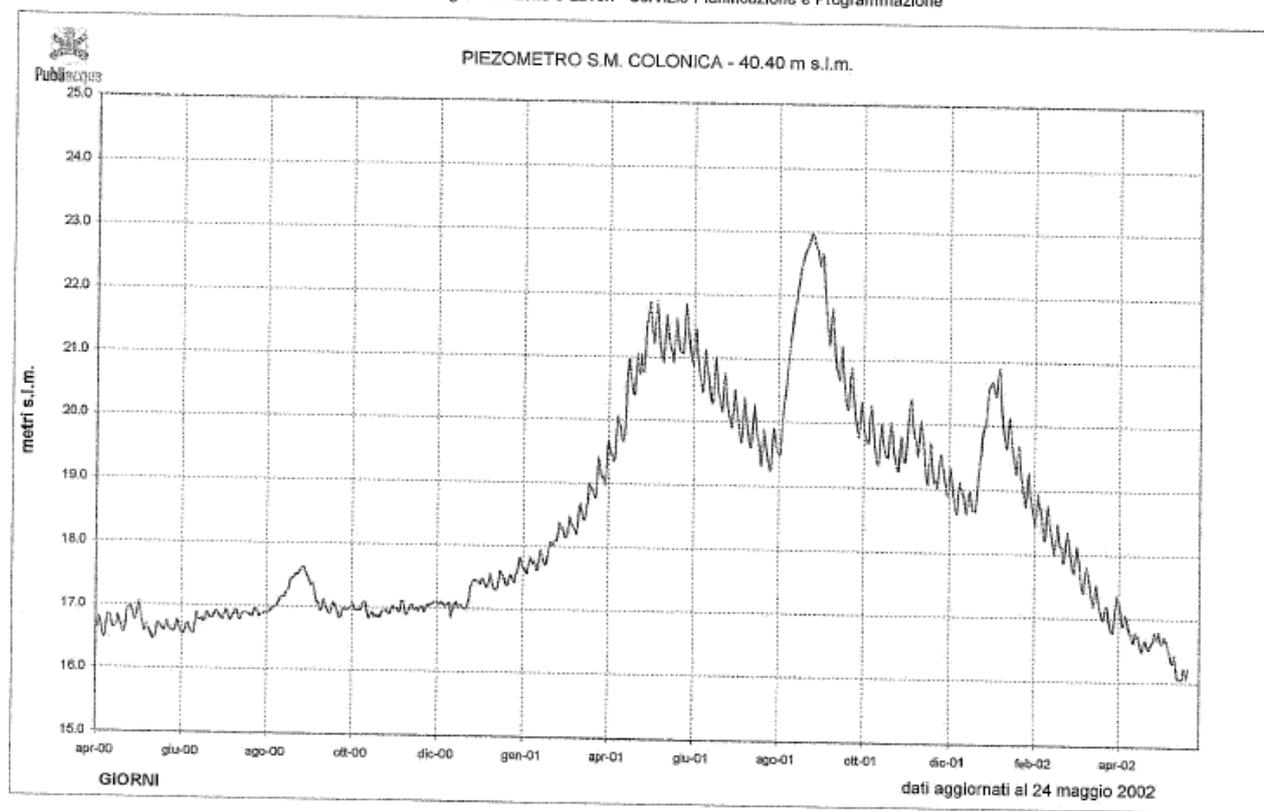
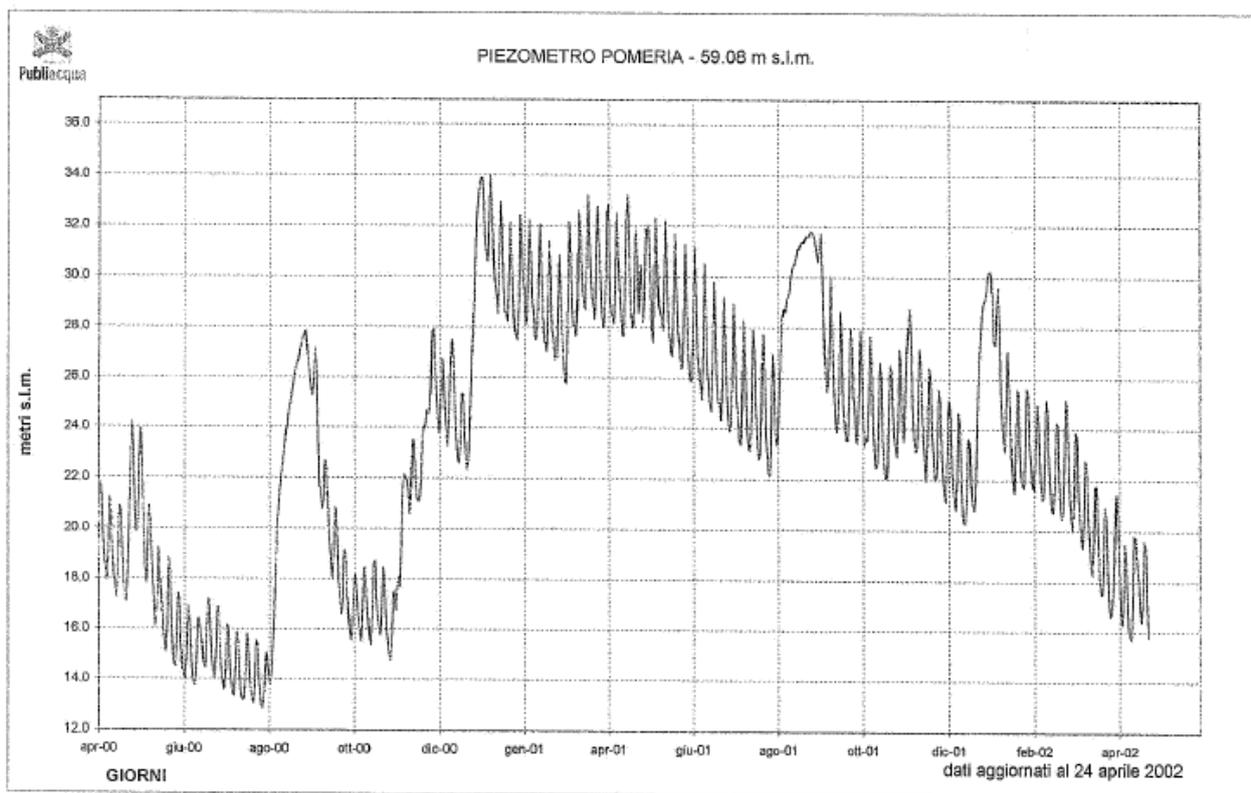
Direzione Programmazione e Lavori - Servizio Pianificazione e Programmazione











PL/PP/LA/la

SM/Colonica - 01

6. CARATTERIZZAZIONE DELLA FALDA FREATICA

Dall'analisi dei dati piezometrici si evince una elevata variabilità dei livelli di falda sia nel corso degli anni che durante il singolo anno. Tali caratteristiche sono molto probabilmente dovute al legame della falda con le precipitazioni meteoriche e con il prelievo dai pozzi da parte dell'acquedotto industriale. In quasi tutta l'area in oggetto si riscontra una risalita del livello medio di falda dovuto molto probabilmente alla diminuzione dei prelievi da parte dell'acquedotto industriale.

Il fenomeno della risalita della falda freatica, recentemente riscontrato in quasi tutto il territorio comunale di origine alluvionale, impone di tener in debito conto la possibilità che la falda freatica possa ancora risalire ed interessare il sottopasso.

Le motivazioni di questa risalita sono da ricercarsi essenzialmente nella diminuzione di prelievi dai pozzi da parte delle industrie a causa sia dell'acquedotto industriale che impiega acqua di riciclo che alla drastica diminuzione delle aziende umide presenti nel territorio.

Oltre a questo si è riscontrato la chiusura di molti pozzi ad uso civile, specie nel nucleo centrale del Comune perché l'approvvigionamento civile avviene – in consistente quota parte - tramite la cosiddetta "autostrada delle acque" cioè dal lago di Bilancino.

Questo fenomeno, che è particolarmente presente nella zona sud del territorio, si è manifestato a partire dal 2010 - 2011, nella zona di viale della Repubblica, e negli anni 2013 - 2014 anche nella zona de Le Fontanelle, S. Giorgio a C. e Paperino.

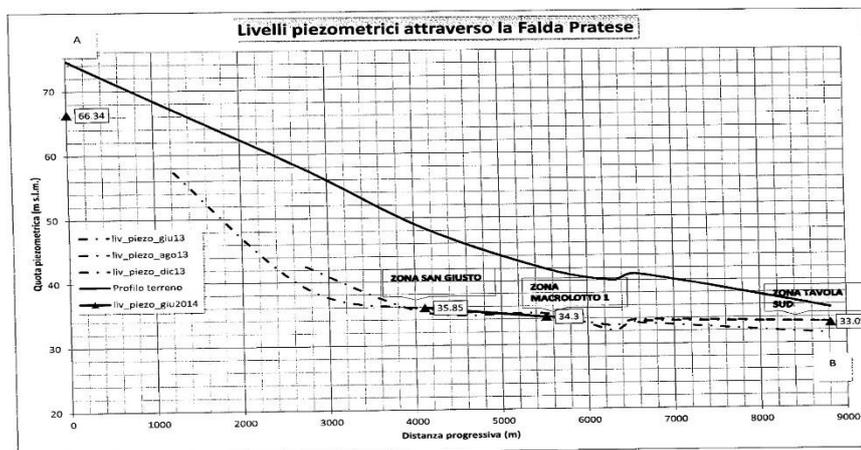
Particolarmente significativo è il sottopasso di via Roma /via Paronese : nel 2007 non fu riscontrata presenza di acqua fino a -13.50 m dal piano campagna. Nel 2014 è stata riscontrata a - 5.00 m dal p.c.

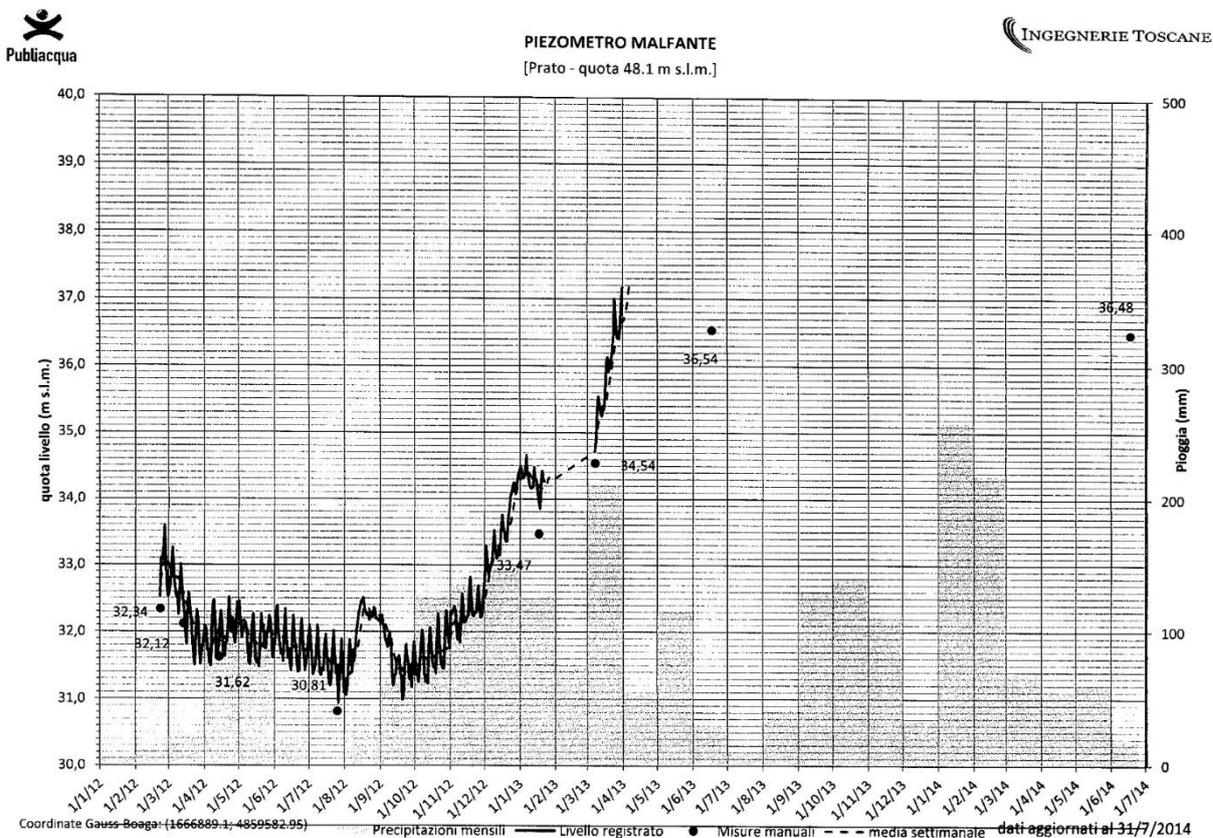
Il fenomeno, come detto, si riscontra in tutta la zona alluvionale della città, anche se la risalita è stata particolarmente pronunciata a sud (Fontanelle) ed a Nord (viale Galilei etc.). Osservando i dati piezometrici a disposizione, si ha attualmente un andamento "a catino" del livello di falda, cioè nella zona centrale del comune è ancora bassa, mentre nelle zone a sud ed a nord il livello è più alto.

In tempi futuri la forma a catino potrebbe diminuire ed anche nella zona centrale si potrebbe riscontrare un livello fino a – 4.5 m dal piano campagna.

Il livello freatico non può raggiungere quote superiori, in quanto nella zona centrale del Comune, in passato, l'approvvigionamento avveniva con pompe manuali a stantuffo che prelevavano acqua dal sottosuolo in aspirazione e ordinariamente queste pescavano a non più di 4.5 dal p.c.

Le immagini successive illustrano la situazione "a catino" del livello di falda e la risalita, con andamento altalenante durante l'anno riscontrabile dal pozzo de Le Badie, da cui appare che il livello del 2014 è pressoché analogo al livello del 1961, ed il piezometro del Malfante, che mostra anch'esso un forte gradiente di risalita. La risalita si arresta nel periodo estivo, come appare dalle letture puntuali del luglio 2013 e luglio 2014.





Particolarmente significativi sono i dati riscontrabili del livello di falda nella zona prospiciente via dell'Autostrada (adiacente all'area del raddoppio in parola).

I pochi dati relativi al pozzo (chiuso) di via dell'Autostrada, ci attestano che nel marzo 1990, il livello di falda era a quota – 45.65 m dal piano di campagna.

Quindi, dal 1990 al 2014 si è avuto un innalzamento del livello di falda nella zona di circa 33.50 m.

L'andamento di piezometri realizzati a nord ed a sud del rilevato stradale mostrano le seguenti misure nell'anno 2014:

Lato nord – via Marengo -:

20.04.2012	-16.25 m. dal p.c.
13.02.2014	-10.50 “
17.04.2014	- 12.14 “
18.04.2014	-11.30

11.07.2014	- 13.40	"
17.04.2014	- 12.14	
07.08.2014	- 13.05	"

Lato Sud – via Tasso -:

20.04.2012	-16.25 m.	dal p.c.
13.02.2014	- 9.75	"
17.04.2014	- 11.45	"
18.04.2014	- 10.58	"
11.07.2014	-12.60	"
07.08.2014	-12.15	"

Visto che in tempi futuri la forma a catino della falda potrebbe diminuire, anche nella zona del sottopasso in oggetto si ipotizza di avere un livello di falda fino a – 4,5 m dal piano campagna originario.

Il livello freatico non può raggiungere quote superiori, in quanto nella zona centrale del Comune, in passato, l'approvvigionamento avveniva con pompe manuali che pescavano a non più di 4,0 m dal p.c.

Il progetto di fattibilità in oggetto viene quindi redatto ipotizzando che la falda si possa rialzare fino al valore limite di - 4,5 m da piano campagna.

7. FALDA DI PROGETTO

Sulla base dell'analisi delle indagini geognostiche e piezometriche e sulla base delle considerazioni riportate nei paragrafi precedenti, **si ritiene indispensabile progettare la galleria considerando sicuramente a favore si sicurezza, la falda alla quota di - 4,5 m da piano campagna originario.**

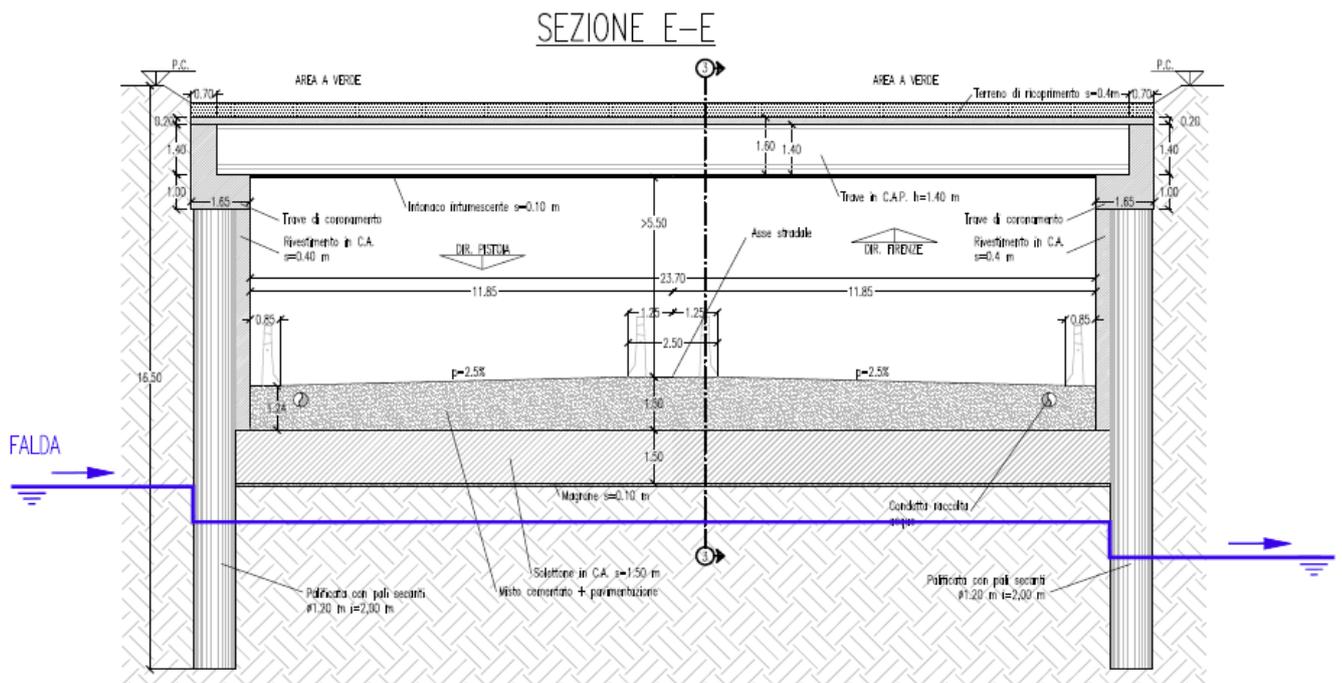
8. FALDA DI CANTIERE

Sulla base dell'analisi delle indagini geognostiche e piezometriche e sulla base delle considerazioni riportate nei paragrafi precedenti, si ritiene indispensabile considerare per

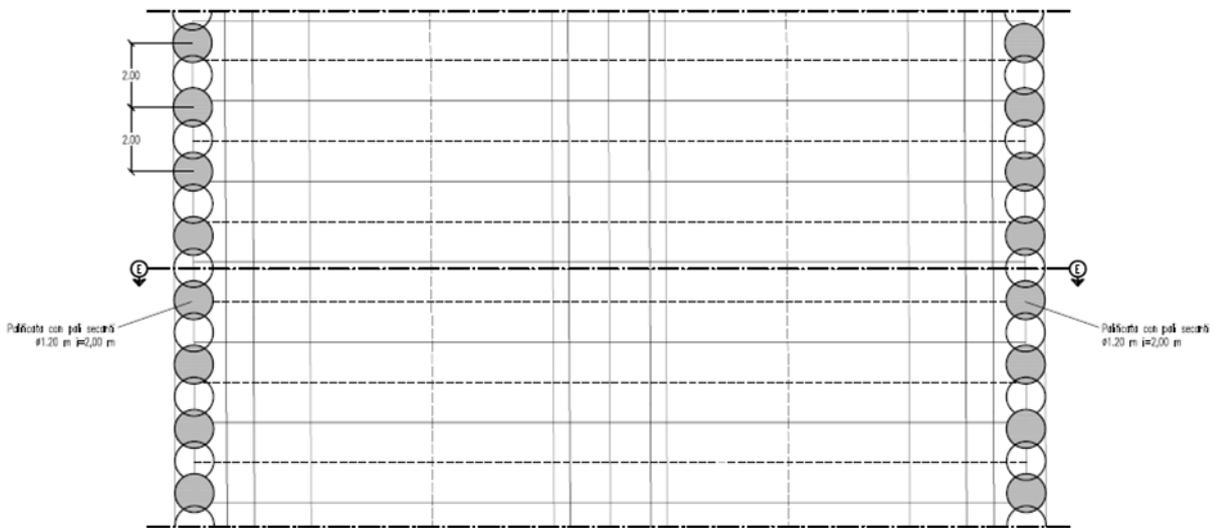
la progettazione degli scavi a cielo aperto o delle eventuali opere provvisorie necessarie alla realizzazione dell'opera, la falda alla quota di circa +37 m s.l.m. ovvero a circa - 13,0 m da piano campagna originario.

9. INFLUENZA DELL'OPERA SUL LIVELLO DI FALDA

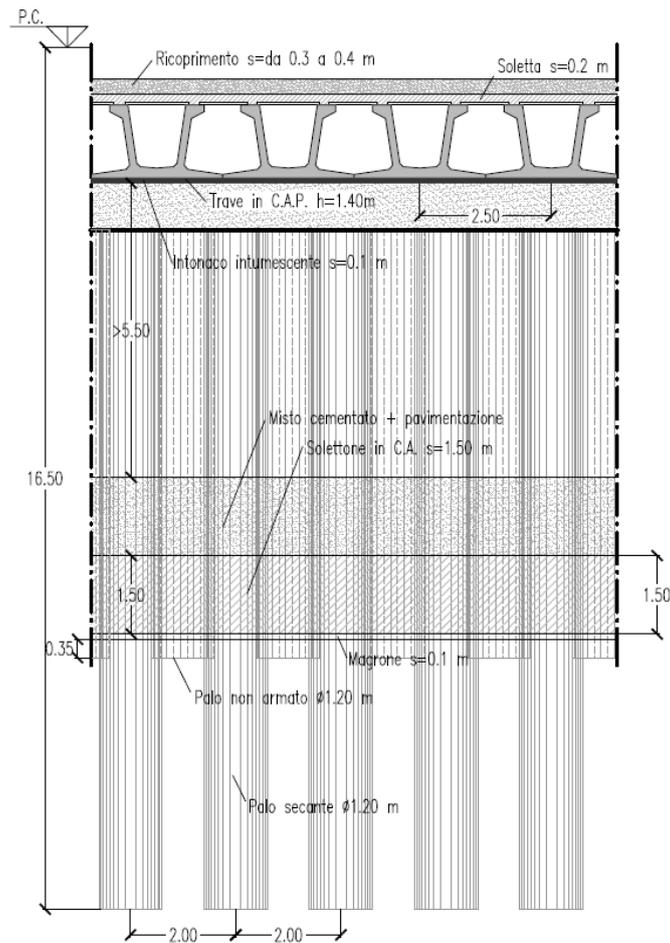
Le paratie che compongono l'opera in oggetto sono previste con sezione tale da garantire un elevato grado di permeabilità, sono cioè realizzate con pali posti ad elevato interasse in modo da presentare uno spazio libero tra i due pilastri successivi di larghezza paragonabile al diametro dei pali stessi. In tal modo l'opera non risulta essere una barriera continua per lo scorrimento delle acque di falda sotterranea ma solo un elemento di minimo disturbo.



PIANTA



SEZIONE 3-3



In particolare, la soluzione di progetto ipotizzata prevede pali di diametro 1.20m posti ad interasse di 2.00m e quindi con spazi liberi tra i due elementi di larghezza pari a 0.80m, non si ha pertanto una parete di sbarramento ma solamente elementi discontinui che riducono parzialmente la permeabilità del banco del terreno incoerente di natura ghiaiosa nel quale scorrono le acque di falda.

I calcoli idraulici, di seguito riportati, sulla situazione che si viene a creare con la realizzazione dell'opera così conformata, indicano che il disturbo da essa recata alla falda, cioè l'innalzamento della falda stessa della zona a monte dell'opera, è di entità molto modesta cioè sostanzialmente trascurabile.

È stata studiata una situazione semplificata, in cui il terreno viene considerato un mezzo omogeneo con valore conservativo del coefficiente di permeabilità pari a $k_s=10^{-4}$ m/s, mentre il gradiente idraulico iniziale è stato posto pari a $i=0.01$. Viene quindi applicata la legge di Darcy per il calcolo della portata

$$Q = k_s \times A \times i$$

dove A è l'area considerata prima della costruzione dell'opera.

Al fine di conservare la portata precedentemente calcolata dopo la costruzione dell'opera, è stato ricalcolato il gradiente idraulico considerando un'area permeabile ridotta.

Esso viene calcolato invertendo la formula precedente, in cui la nuova area A è quella permeabile al netto dell'opera

$$i = \frac{Q}{k_s \times A}$$

Un calcolo a ritroso permette quindi di calcolare gli innalzamenti della falda.

$$i = \frac{\Delta h}{L} \rightarrow \Delta h = i \times L$$

Calcolo gradiente idraulico a seguito della costruzione del sottovia		
Quota piano campagna	50.20	m
Quota falda	45.70	m
Quota testa pali	39.37	m
Quota base pali	36.30	m
Diametro pali	1.2	m
Interasse pali	2	m
Lunghezza opera	400	m
Gradiente idraulico ante operam	0.01	
Permeabilità k	0.0001	m/s
Area permeabile ante operam	3760	m ²
Portata	0.00376	m ³ /s
Area permeabile post operam	988	m ²
Gradiente idraulico post operam	0.0381	
Distanza dall'opera (m)	Rialzo (cm)	
100	0.038	
10	0.381	
1	3.806	
0.1	38.057	

Considerando la quota di falda a 4,5 m dal piano campagna, si ottengono valori del rialzo nell'ordine dei centimetri a poca distanza dall'opera stessa, quindi sostanzialmente trascurabili.

10. SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE DI PIATTAFORMA

Il progetto comporta lo spostamento dell'asse stradale al di sotto del piano campagna; in tale situazione si presenta la necessità di dotare l'intervento di un sistema di raccolta e di sollevamento delle acque meteoriche che interessano la sede stradale stessa, comprensiva delle due rampe di discesa e di risalita che si trovano alle estremità della nuova galleria artificiale. All'interno della galleria si prevede invece una raccolta per allontanare eventuali acque di sversamento o percolazione anomala dal sistema di impermeabilizzazione.

Il sistema di raccolta e sollevamento delle acque di piattaforma in progetto si compone della rete di captazione, delle vasche di accumulo delle acque con funzione di volano per il gruppo di pompe di sollevamento e con funzione di laminazione delle massime portate di pioggia, e dei sistemi di disoleazione delle acque di prima pioggia.

Tutto il sedime esistente viene occupato dalla nuova opera che risulta avere un'estensione pari al doppio di quella esistente, l'aspetto migliorativo per la rete fognaria è l'inserimento di due vasche di laminazione opportunamente dimensionate per smaltire 10 l/s/ha.

Secondo quanto previsto dalla Legge Regionale n. 20 del 31-05-2006 (*Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento*) con relativo regolamento di attuazione n. 46/R dell'8 settembre 2008, il sistema di drenaggio adottato è di tipo chiuso lungo tutto l'intervento, in modo da garantire un trattamento qualitativo delle acque di drenaggio a monte dell'immissione nei ricettori finali.

Inoltre il progetto idraulico è stato sviluppato tenendo conto che, secondo il D.G.R. 12 del 2000, in Toscana si ha l'obbligo di realizzare volumi che vadano a compensare l'aumento di superficie pavimentata conseguente all'ampliamento dell'area impermeabile. Ciò è volto a garantire la compatibilità idraulica in condizioni post operam e va - di fatto - a sostituire l'imposizione di un limite di portata massima allo scarico.

10.1. INQUADRAMENTO NORMATIVO

In questo capitolo vengono sintetizzati i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale e regionale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico e ambientale, in modo da verificare la compatibilità degli interventi di ampliamento della sede stradale previsti con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge.

10.1.1. NORMATIVA NAZIONALE

- *RD 25/07/1904 n° 523*

Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

- *DPR 15/01/1972 n° 8*

Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.

- *L. 319/76 (Legge Merli)*

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento. La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

- *DPR 24/7/1977 n° 616*

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

- *L. 183/89*

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo. Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi. Vengono individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione; vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo e l'Autorità di Bacino. Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino.

- *L. 142/90*

Ordinamento delle autonomie locali.

- *DL 04/12/1993 n° 496*

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

- *L. 36/94 (Legge Galli)*

Disposizioni in materia di risorse idriche.

- *DPR 14/4/94*

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.

- *DPR 18/7/95*

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

- *DPCM 4/3/96*

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli). Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112.

Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59 DPCM 29/9/98.

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180. Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3). L. 267/98 (Legge Sarno). Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania. La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio.

- *L. 365/00 (Legge Soverato)*

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000. La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile; individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio; prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio.

- *Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152.*

Tale decreto ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Sostituisce ed integra il DL 152/99. L'articolo 113 così cita:

Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia

- Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le Regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, disciplinano e attuano:
 - le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;

- i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione;
- Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.
- Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.
- È comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee.

Con l'emanazione del D. Lgs. n. 152/99, successivamente modificato ed integrato dal D.Lgs. n. 258/00, che ha recepito la direttiva 91/271/CEE, si sono fornite le disposizioni in materia di tutela delle acque dall'inquinamento. In particolare è stato introdotto per la prima volta il concetto di "acque di prima pioggia".

La sopracitata normativa è stata abrogata dal Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale", che riprende i principi del D. Lgs. n. 152/99 disciplinando le misure per tutela dei corpi idrici dall'inquinamento.

Il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n.152, anche considerate le integrazioni di cui al Decreto Legislativo 16 gennaio 2008, n. 4, così recita all'art. 113:

- "1. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio, disciplinano e attuano:
- a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;
 - b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.

2. Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.
3. Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.
4. E' comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee".

Il D.Lgs. 152/2006 non definisce le "acque di prima pioggia" e non fornisce per esse alcuna indicazione quantitativa (altezza di precipitazione in mm) demandando alle Regioni la loro disciplina. Per contro, nel prevedere la necessità di convogliamento e trattamento in impianti di depurazione, parla esclusivamente di acque di dilavamento di superfici impermeabili scoperte.

La vigente normativa demanda alle Regioni, allo scopo di prevenire i rischi idraulici ed ambientali, la disciplina e l'attuazione delle forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento. Alle Regioni spetta, quindi, il compito di prescrivere i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne siano canalizzate ed opportunamente trattate.

La predisposizione dei sistemi di raccolta delle acque di prima pioggia assolve al duplice intento di intercettare gli eventuali sversamenti di sostanze non compatibili con la rete idrografica naturale in occasione di imprevisti inconvenienti di esercizio (ribaltamento mezzi, ecc.) e di raccogliere le inevitabili scorie prodotte da un intenso flusso veicolare.

E' evidente che l'accumulo di inquinanti in tempo secco ed il loro lavaggio operato dalla pioggia può raggiungere livelli non trascurabili su superfici interessate da intenso traffico veicolare, quali le strade di scorrimento a 4 corsie in ambito urbano. In questo caso il trasporto degli inquinanti nei collettori fognari e la loro immissione diretta nei corpi idrici ricettori può essere causa di notevoli danni all'ambiente, soprattutto se posta in relazione agli obiettivi di qualità dei corpi idrici stabiliti dal citato D. Lgs. n. 152/06.

La stessa progettazione delle "infrastrutture stradali" è stata quindi condizionata dai vincoli imposti dai sistemi di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia, in particolare per quanto riguarda l'estensione delle aree imposte e l'altimetria delle opere interferenti (attraversamenti stradali ed idraulici).

Entrando nel merito specifico del presente progetto, il primo problema che si pone è quello legato all'individuazione delle soglie di intervento del sistema, in altre parole la quantificazione delle acque di prima pioggia. La legislazione vigente in materia è estremamente vaga ed incompleta. L'unico riferimento normativo esistente, che offre un approccio sistematico e razionale al problema legato alla definizione di "acque di prima pioggia", è rappresentato dalla L.R. della Lombardia n. 62/85, dalla L.R. della Lombardia n. 26/03 e dal successivo Regolamento Regionale del 24/03/2006 – n.4. Viene pertanto adottata la definizione: *"Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti"*.

Il deflusso originato da un evento di precipitazione di queste caratteristiche, che insiste sull'asse stradale, verrà, nell'ambito della presente progettazione, opportunamente separato dalla portata eccedente e destinato ad un trattamento di disoleatura e dissabbiatura, che permetta di ridurre il carico di inquinanti ai valori imposti dalla normativa vigente ai limiti allo scarico in corpi idrici superficiali.

10.1.2. NORMATIVA REGIONALE

Il tratto stradale di interesse ricade interamente all'interno dei confini amministrativi della Regione Toscana.

Di seguito vengono riportate le principali leggi regionali in materia.

- *Legge regionale n. 20 del 31/05/2006* – "Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento", con relativo regolamento di attuazione n. 46/R dell'8 settembre 2008.

Articolo 8 - Scarico di acque di prima pioggia e di acque meteoriche dilavanti contaminate.

2. Lo scarico di AMPP derivanti dalle aree pubbliche fuori dalla pubblica fognatura è ammesso e non necessita di autorizzazione allo scarico. Devono essere previsti idonei trattamenti delle AMPP, ove necessari al raggiungimento e/o al mantenimento degli

obiettivi di qualità, per le autostrade e le strade extraurbane principali di nuova realizzazione e nel caso di loro adeguamenti straordinari.

- *D.G.R. 12 del 2000*

Impone l'obbligo di realizzare volumi che vadano a compensare l'aumento di superficie pavimentata conseguente all'ampliamento della strada. Gli Enti preposti a definire l'entità di tali volumi sono i Consorzi di Bonifica gestori del territorio indagato.

10.2. CRITERI DI PROGETTAZIONE

10.2.1. LIMITI QUALITATIVI

In base al punto 2 dell'articolo 8 della Legge regionale n. 20 del 31-05-2006, per tutta la tratta indagata, l'acqua raccolta dalla piattaforma e dalle scarpate stradali verrà trattata qualitativamente. In particolare verranno effettuati i trattamenti di sedimentazione e di disoleazione, che saranno spiegati nel dettaglio in seguito.

10.2.2. LIMITI QUANTITATIVI

Secondo il D.G.R. 12 del 2000, in Toscana – in termini di compatibilità idraulica – non viene imposto alcun limite di portata allo scarico, ma si ha l'obbligo di realizzare dei volumi che vadano a compensare l'aumento di superficie pavimentata.

10.2.3. CARATTERIZZAZIONE DEL REGIME PLUVIOMETRICO

La caratterizzazione pluviometrica del territorio è stata effettuata mediante l'analisi delle precipitazioni delle stazioni pluviografiche dell'area, estratte dagli annuali idrologici pubblicati dal Servizio Idrografico e Mareografico Italiano (SIMI).

10.2.4. DATI PLUVIOMETRICI E CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA

L'analisi idrologica definisce il regime delle piogge di breve durata e forte intensità, considerando durate inferiori all'ora e comprese tra 1 e 24 ore.

L'acquisizione dei dati pluviometrici si è limitata quindi a considerare le stazioni dotate di pluviometro registratore che permettono di individuare le precipitazioni di massima intensità e breve durata (Annali Idrologici, Parte I, Tabelle III e V).

Sono state analizzate tutte le stazioni pluviografiche gestite dal Servizio Idrografico e Mareografico - Sezione di Pisa - dotate di strumento registratore, ricadenti nell'area in esame o ad essa adiacenti. Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche delle stazioni pluviografiche disponibili.

Tab. 3.1 Stazioni pluviografiche

NUMERO STAZIONE	STAZIONE	COMUNE	LAT.	LONG.	QUOTA (m.s.l.m.)	BACINO
2764	FIRENZE (IDROGRAFICO)	Firenze	43°47'	1°12'	51	Arno
2766	FIRENZE (XIMENIANO)	Firenze	43°47'	1°12'	51	Arno
2779	PRATO	Prato	43°53'	1°21'	74	Bisenzio
2781	LE CROCI DI CALENZANO	Calenzano	43°57'	1°15'	440	Bisenzio
2782	CALENZANO	Calenzano	43°52'	1°17'	67	Bisenzio

Rif.: "Elenco delle stazioni termopluviometriche del Servizio Idrografico Italiano"

La curva di possibilità climatica è stata ricavata dalla pubblicazione dell'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa dal titolo "Linee segnalatrici di probabilità Pluviometrica" del 1998. I parametri si riferiscono all'espressione $h=a \cdot t^n T_r^m$ con t durata in ore, T_r tempo di ritorno in anni, h altezza di precipitazione in mm.

Elaborazione statistico-probabilistica di Gumbel

L'elaborazione statistico-probabilistica delle precipitazioni è stata condotta utilizzando il metodo di Gumbel, già ampiamente utilizzato nella pratica progettuale.

Alle precipitazioni massime annue della durata di ore e minuti, intese come eventi estremi che costituiscono una serie di elementi tra loro indipendenti, può applicarsi la seguente descrizione statistica:

$$X(T_r) = \bar{X} + F \cdot S_x$$

essendo:

$X(T_r)$ il valore dell'evento caratterizzato da un tempo di ritorno T_r ;

X il valore medio degli eventi considerati;

- F il fattore di frequenza;
SX lo scarto quadratico medio della variabile in esame.

Il metodo di Gumbel consiste nell'assegnare ad F l'espressione:

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N}$$

essendo:

- Y(Tr) variabile ridotta, funzione del tempo di ritorno;
YN media della variabile ridotta, funzione del numero N di osservazioni;
SN scarto quadratico medio della variabile ridotta, funzione di N.
I valori dei parametri YN e SN sono riportati in apposite tabelle.

Operando la sostituzione della F nella formula precedente si ha:

$$X(T_r) = \bar{X} - \frac{S_X}{S_N} \cdot Y_N + \frac{S_X}{S_N} \cdot Y(T_r)$$

dove:

$$\bar{X} - \frac{S_X}{S_N} \cdot Y_N \quad \text{è chiamata moda;}$$

$$\frac{S_X}{S_N} \quad \text{è chiamata alfa.}$$

La funzione Y(Tr) è legata al tempo di ritorno Tr dalla relazione seguente:

$$Y(T_r) = -\ln\left(-\ln\frac{T_r-1}{T_r}\right)$$

Dall'equazione, fissato il tempo di ritorno Tr, si ricavano per ogni durata di precipitazione i corrispondenti valori delle altezze h di precipitazione.

Interpolando poi in un piano bilogaritmico i punti così ottenuti, si trova, per il prefissato tempo di ritorno, l'equazione di possibilità pluviometrica:

$$h = at^n$$

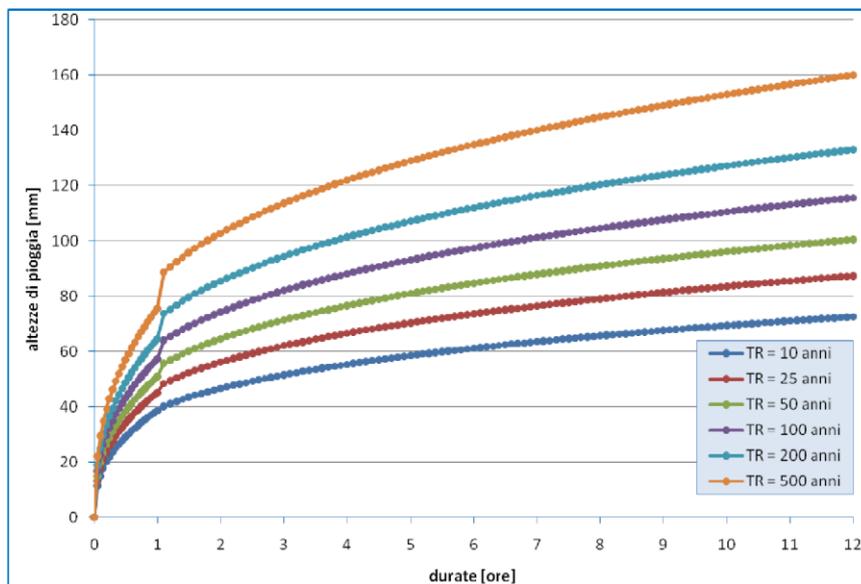
che, data la durata dell'evento piovoso, fornisce l'altezza di pioggia al termine della precipitazione.

Tab. 3.2 Valori dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica.

t > 1ora			t < 1ora		
a	n	m	a	n	m
24.689	0.247	0.202	25.978	0.409	0.172

Nella figura seguente vengono riportate le curve di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 10, 25, 50, 100, 200 e 500 anni.

Fig. 3.1 Curve di possibilità pluviometrica.



10.3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI E CRITERI GENERALI

I tratti stradali per i quali è necessario prevedere il sistema di smaltimento con sollevamento delle acque meteoriche sono le due rampe di discesa e di risalita che si trovano alle estremità della nuova galleria artificiale. All'interno della galleria si prevede invece una raccolta utile solamente per allontanare eventuali acque di sversamento o percolazione anomala dal sistema di impermeabilizzazione.

Per ognuna delle rampe, il sistema di raccolta e sollevamento delle acque meteoriche si compone dei seguenti elementi:

- **rete di captazione** dalla sede stradale e convogliamento al punto più depresso delle due rampe,
- **vasca di accumulo** delle acque con funzione di volano per il gruppo di pompe di sollevamento e con funzione di laminazione delle massime portate di pioggia,
- **sistema di disoleazione** delle acque di prima pioggia che per un corretto funzionamento deve essere anteposto al gruppo delle pompe di sollevamento,
- **pompe di sollevamento** in numero tale da garantire la possibilità di avere sufficiente portata anche in caso di anomalia di una di esse

Il volume di laminazione della vasca viene determinato considerando di immettere nella rete di smaltimento superficiale una portata corrispondente ad un apporto di 10l/s/ha. Tale portata garantisce che il nuovo intervento non comporti un aggravio della rete di smaltimento esistente che già ora riceve le acque meteoriche della sede stradale esistente.

10.3.1. VOLUMI DI COMPENSO PER L'AUMENTO DEL PAVIMENTATO

Secondo il D.G.R. 12 del 2000, in Toscana – in termini di compatibilità idraulica – non viene imposto alcun limite di portata allo scarico, ma si ha l'obbligo di realizzare dei volumi che vadano a compensare l'aumento di superficie pavimentata conseguente all'ampliamento della strada. Gli Enti preposti a definire l'entità di tali volumi sono i Consorzi di Bonifica.

I volumi da recuperare sono stati stimati come 0.10 m * m² di superficie pavimentata di nuova realizzazione, si considera cioè un volume pari ad una lama d'acqua alta 10 cm distribuita sulla superficie pavimentata di nuova realizzazione, ad esclusione della

pavimentazione della galleria. Il dimensionamento della rete di raccolta e smaltimento delle acque relativo all'area della galleria considera i soli sversamenti e percolazioni anomali dal sistema di impermeabilizzazione.

L'area pavimentata in progetto di cui è necessario smaltire l'acqua meteorica risulta essere il doppio della superficie pavimentata esistente.

Al fine di non aumentare gli apporti idrici alla rete fognaria superficiale si prevede la realizzazione di opportune vasche di accumulo che verranno dimensionate secondo i dettami di legge.

10.4. SISTEMA DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE

10.4.1. REQUISITI PRESTAZIONALI

Le soluzioni per lo smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sulla pavimentazione stradale devono soddisfare due requisiti fondamentali:

– garantire, ai fini della sicurezza degli utenti in caso di forti precipitazioni, un immediato smaltimento delle acque meteoriche evitando il formarsi di ristagni sulla pavimentazione; questo si ottiene assegnando alla pavimentazione un'adeguata pendenza trasversale e predisponendo un adeguato sistema di raccolta integrato negli elementi marginali e centrali rispetto alle carreggiate; – convogliare tutte le acque raccolte dalla piattaforma ai punti di recapito.

10.4.2. SCHEMA DI DRENAGGIO

Il sistema di drenaggio deve consentire la raccolta delle acque meteoriche cadute sulla superficie stradale e sulle superfici ad esso afferenti ed il trasferimento dei deflussi alla vasca di laminazione e tramite un sistema di sollevamento al recapito; quest'ultimo è costituito da rami di qualsivoglia ordine della rete idrografica naturale o artificiale, purché compatibili quantitativamente e qualitativamente.

Gli elementi utilizzati per il dimensionamento e verifica del sistema di drenaggio possono essere suddivisi in base alla loro funzione; in particolare si ha:

Funzione	Componente	Tipologia	T_R progetto
Raccolta	elementi idraulici marginali	caditoie cunette triangolari vasca volano	25 anni
Convogliamento	Canalizzazioni	Collettori, pompe	25 anni

L'elemento di drenaggio da inserire sull'infrastruttura dipende strettamente dal tipo di sezione su cui è posto. La sezione corrente dell'infrastruttura si divide per caratteri costruttivi, in:

- sezione in trincea;
- sezione in galleria artificiale.

Un'importante componente del sistema di drenaggio delle acque meteoriche è costituita dal controllo quantitativo e qualitativo. In funzione delle caratteristiche dell'idrografia interferita e della sensibilità del ricettore, per lo smaltimento potranno essere impiegati presidi atti a modulare le portate scaricate e/o controllare i parametri qualitativi.

Nei paragrafi seguenti vengono descritti gli aspetti legati alle tipologie previste sia per la fase di raccolta/trasferimento che per i presidi idraulici di controllo qualitativo.

Le soluzioni di intervento sono riportate nella planimetria idraulica T00_ID00_IDR_PL00_A.

10.5. METODOLOGIA PROGETTUALE

La metodologia di dimensionamento idraulico si differenzia se stiamo considerando gli elementi di raccolta o quelli di convogliamento.

10.5.1. PORTALE DI PROGETTO

Calcolo del coefficiente di deflusso

La precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. Il coefficiente di deflusso esprime dunque la percentuale della pioggia caduta che contribuisce alla formazione delle portate. I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

tipo di pavimentazione	coefficiente di deflusso
pavimentazione stradale	1.00
scarpate erbose	0.60

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite, e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

Il valore relativamente elevato assunto per le superfici erbose è giustificato dalla notevole pendenza delle scarpate.

Detto ϕ il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori ϕ si ottiene con una media ponderata:

$$\phi = \frac{\sum \phi_i S_i}{\sum S_i}$$

Tempi di corrivazione

Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino.

Come noto in letteratura il tempo di corrivazione è dato da:

$$\tau_c = \tau_e + \tau_r$$

dove:

è il tempo di entrata in rete, in secondi, da valutarsi per i sottobacini drenanti dalle singole caditoie, assumendo poi il valore maggiore, tramite l'espressione di Mambretti e Paoletti (v. CSDU – Sistemi di fognatura Manuale di progettazione – Hoepli)

$$\tau_e = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 0.5 \cdot l}{s^{0.375} \cdot (a \cdot \phi \cdot S)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

dove:

l è la massima lunghezza del deflusso superficiale del sottobacino [m];

s è la pendenza media del sottobacino [m/m];

S è la superficie del sotto-bacino [ha];

ϕ è il coefficiente di afflusso del sottobacino;

a ed **n** sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, con "a" espresso in in mm h-n.

τ_r è il tempo di rete, stimabile con la seguente formula:

$$\tau_r = \sum_i \frac{L_i}{v_{ri}}$$

con:

L_i lunghezza dell'i-esima tubazione della rete di drenaggio a monte della sezione in esame [m].

Calcolo delle portate di progetto

Il calcolo della portata da allontanare dalla strada, e quindi della portata che la rete deve essere in grado di recepire, viene effettuato utilizzando il metodo razionale, il quale ben si adatta ad un caso come questo. Secondo tale metodo, la portata di colmo prodotta da un'altezza di pioggia h in un bacino di superficie S è pari a:

$$Q = \varphi \cdot \frac{Sh}{\tau_c}$$

dove:

φ : coefficiente di deflusso del bacino;

S : superficie del bacino;

τ_c : tempo di corrivazione;

$h = a\tau^n$: altezza di precipitazione

Il bacino scolante nel punto di captazione sulla carreggiata, che è rappresentato da una caditoia o da un embrice, è evidentemente pari al prodotto della larghezza della carreggiata L_c per l'interasse (int) tra i vari punti. Il tempo di corrivazione date le limitate distanze da percorrere e le pendenze non elevate della strada, è stato posto pari a 5 minuti.

L'interasse delle caditoie e degli scarichi della canaletta a griglia continua è pari a 25 m nei tratti in cui la larghezza della strada non supera i 23 m e la pendenza longitudinale della strada è maggiore del 0,3%; in tutti gli altri tratti l'interasse è 15 m.

Per considerare le situazioni più gravose si considera la larghezza massima della superficie affluente pari ad una dimensione della piattaforma stradale pari a 25 m x 23 m.

Con i dati sopra citati è possibile ricavare il seguente valore di portata di deflusso della carreggiata da considerare come la massima possibile. Tale valore viene preso in considerazione per il dimensionamento e la verifica degli elementi idraulici appartenenti alla rete in oggetto.

$$\phi=1, Lc= 23m, int = 25 m, t=5 min$$

si ottiene:

$$Q=42 l/s$$

I dimensionamenti di tutti gli elementi idraulici saranno quindi eseguiti sulla portata massima di $Q=42 l/s$, tranne quando non verranno specificate altre portate.

10.5.2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE DI DRENAGGIO

Elementi marginali (cunette)

Il calcolo idraulico delle cunette si può svolgere utilizzando le formule di moto uniforme con riferimento alla portata Q che compete alla sezione terminale del tratto compreso tra due punti di captazione della portata.

La portata massima Q_c transitante nella cunetta potrà essere calcolata con la formula di Gauckler-Strickler, assumendo:

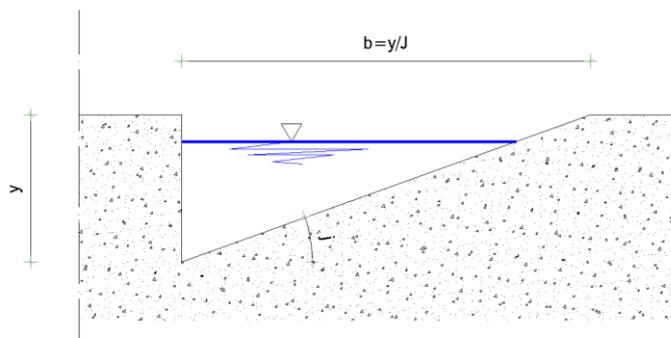
$A = b^2 \cdot j / 2$: area liquida nella cunetta

$R_h = b \cdot j / 2$

i = pendenza longitudinale media della strada

$$Q = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A$$

portata calcolata con la formula di Gauckler-Strickler, dove "b" è la larghezza della cunetta e "j" la sua pendenza trasversale, come mostrato nella figura di seguito riportata:



Sezione tipica cunetta

La portata "Qc" calcolata in questo modo dovrà essere maggiore o uguale alla portata che defluisce dalla carreggiata.

Assumendo:

$$Ks = 75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1};$$

$$j = 0.14;$$

$$i = 0.005;$$

$$b = 0.7 \text{ m};$$

si ottiene:

$$Qc = 28 \text{ l/s}$$

Nei tratti in cui è prevista la cunetta, la larghezza della piattaforma stradale non è mai superiore a 15 m. La portata massima che deve essere smaltita dalla cunetta alla francese è pari a 27 l/s, che risulta inferiore alla portata della cunetta.

Caditoie

Si sono scelte caditoie a griglia con pozzetto non sifonato. Il dimensionamento della caditoia riguarda pertanto la determinazione delle dimensioni di ingombro da assegnare alla griglia, e la determinazione delle relative aperture. Il calcolo viene eseguito per il caso più sfavorevole, che è quello di una caditoia posta ad interasse maggiore, cioè di 25m.

Il problema relativo al calcolo della lunghezza "L" da assegnare alla caditoia per poter assicurare il drenaggio della portata "Q" è stato affrontato nell'ipotesi di moto gradualmente vario con portata decrescente e con energia specifica costante lungo il percorso sulla grata, ipotizzando inoltre che la stessa abbia aperture orizzontali rispetto al senso del moto nella cunetta stradale. In tali ipotesi, assumendo una grata piana di larghezza "l" con un carico "y", l'equazione del moto può scriversi nella forma:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g \times l^2 \times y^2} = \text{cost.}$$

dalla quale, posto $q = Q / l$ e sapendo che:

$$\frac{L}{H} = \frac{1}{2 \times C \times p} \times \left[\sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H}} + 3 \times \sqrt{\frac{y_0}{H} \times \left(1 - \frac{y_0}{H}\right)} \right]$$

si deduce l'espressione che consente di determinare, per $y = 0$, la lunghezza "L" da assegnare alla grata:

in cui: H = energia specifica sulla grata;
 y0 = battente idrico nella sezione iniziale di ingresso alla grata;
 C = coeff. di contrazione (assunto pari a 0,50);
 p = frazione efficace dell'area della griglia, rapporto tra la superficie
totale delle fessure e la superficie complessiva della grata.

Assumendo $l = 0.5$ m (larghezza della caditoia) ed $y_0 = 0.1$ m (carico sulla caditoia) si
ottiene

$H = 0.12$ m (Energia specifica). Con $p = 0.7$ dalla Frazione efficace area, e arrotondando
per eccesso si ottiene

$$L = 0.45 \text{ m}$$

E' possibile calcolare anche "l'efficienza frontale" della caditoia come rapporto tra la portata
intercettata frontalmente Q_1 e quella totale Q proveniente da monte, attraverso la formula:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{\frac{8}{3}}$$

dove b è la larghezza della cunetta. Nel caso in esame, con $b = 0.5$ m, si ottiene
 $E_0 = 1$, e $Q_1 = 26.8$ l/s, portata captata frontalmente.

L'efficienza frontale misura la capacità della caditoia di captare il deflusso frontalmente, nel
caso in cui la portata Q_1 venga captata integralmente. Perché questo avvenga è però
necessario che sia soddisfatta la condizione

$$v_0 = 2.54L^{0.51} > v$$

dove v è la velocità di deflusso nella cunetta, calcolata come precedentemente con la
formula di Gauckler-Strickler, assumendo un deflusso triangolare di base 0.7 m ed altezza
0.1 m. Nel caso in esame risulta, con $L = 0.45$ m

$$v_0 = 1.67 \text{ m/s} > 0.5 \text{ m/s} \text{ risulta verificata.}$$

Il rendimento della caditoia, pari al rapporto tra la portata frontale effettivamente captata e
quella in arrivo è pertanto massimo e pari ad 1.

All'efficienza frontale, va sommata "l'efficienza laterale", che rappresenta la capacità della caditoia di captare il deflusso lateralmente, la quale si può calcolare come

$$E_1 = Q_2/Q = 1 - E_0 = 1$$

Essendo Q_2 la portata che "passa" lateralmente, pari a $Q - Q_1 = 0.98$ l/s.

Anche in questo caso è possibile calcolare il "rendimento laterale" della caditoia, con la seguente relazione empirica:

$$R_2 = 1 + \frac{0.083v^{1.8}}{jL^{2.3}}$$

Si ottiene allora $R_2 = 0.79$; cioè il 79% della portata che passa lateralmente (2.54 l/s) viene captato dalla caditoia.

La portata totale captata dalla caditoia è allora pari a 27.8 l/s, di cui 26.8 l/s captati frontalmente e circa 1 l/s captati lateralmente.

Avendo assunto $p=0.6$ (frazione efficace ai fini del deflusso della grata), ed essendo "p = n x a / l", con "n" ed "a" rispettivamente numero ed apertura delle fessure, si può disporre $a=0.03$ m ed $n=8$, ottenendo una larghezza efficace di 0.4 m, compatibile con la larghezza totale della grata pari a 0.45 m. L'area efficace risulta 0.18 m², maggiore dei 0.1 m² consigliati in letteratura.

In definitiva le caratteristiche geometriche delle caditoie sono le seguenti:

- Caditoia a grata con luci parallele all'asse stradale
- Larghezza caditoia = 0.5 m
- Lunghezza caditoia = 0.5 m
- Larghezza minima fessure = 0.03 m
- Numero minimo fessura = 10.

Collettori

La verifica dei collettori viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler –Strickler:

$$Q = A K_S R_H^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

-
- Q = portata;
A = sezione liquida;
K_s = coefficiente di Strickler;
R_H = raggio idraulico;
i = pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza K_s ed una pendenza longitudinale i, si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo razionale.

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è K_s = 80 m^{1/3}/s. La scelta cautelativa è stata effettuata per poter valutare in un secondo tempo la possibilità di utilizzare l'uno o l'altro materiale a seconda delle esigenze specifiche.

Nella determinazione del diametro ottimale, si è cercato di mantenere il grado di riempimento della condotta attorno a valori $y/D=0.80$.

Quando gli elementi di raccolta raggiungono il riempimento massimo, essi scaricano nei collettori sottostanti.

Per il dimensionamento si è considerato il diametro interno, ed un coefficiente di scabrezza di Manning pari a 0,0125.

Nel dimensionamento dei collettori si è utilizzata la pendenza stradale.

Per evitare che i collettori vadano in pressione si è considerato un riempimento massimo dell'80% corrispondente ad una portata di progetto avente tempo di ritorno di 25 anni.

Per consentire un'agevole manutenzione e pulizia dei tratti di collettore si è posto pari a 25 m l'interasse massimo tra due pozzetti.

Si riportano le verifiche della rete di smaltimento in progetto.

CALCOLO DIAMETRO CONDOTTE									
Ramo	Progressiva (m)	L cond (m)	Ks	S (mq)	Qd (l/s)	DN	Ic (%)	Qc (l/s)	Grado riempimento (%)
CIGLIO	218	25	85	250	22.8	315	3	179.4	24.7
	243	25	85	500	42.9	315	3	179.4	33.7
	268	25	85	750	62	315	3	179.4	41
	293	25	85	1000	80.4	315	3	179.4	47.1
	318	25	85	1250	96.9	315	3	179.4	53
	343	25	85	1500	112.9	315	3	179.4	58
	368	25	85	1600	128	315	3	179.4	59.1
RAMPA DI SVINCOLO	233	25	85	300	27.4	315	7	274.1	22
	258	25	85	475	40.8	315	7	274.1	26.9
	283	25	85	585	48.4	315	7	274.1	29.6
	308	25	85	695	55.8	315	7	274.1	31.5
	333	25	85	805	62.4	315	7	274.1	33
	358	25	85	905	68.1	315	7	274.1	34.3
ATTRAVERSAMENTO	383	25	85	2505	183.2	500	0.3	194.6	76.6
CIGLIO	935	25	85	550	50.2	315	5	231.7	32.3
	910	25	85	900	77.4	315	5	231.7	47
	885	25	85	1250	103.3	315	5	231.7	63
	860	25	85	1600	128.6	315	5	231.7	53.9
	835	25	85	1910	148.1	315	5	231.7	58.5
	810	25	85	2140	161.1	315	5	231.7	61.6
	785	25	85	2400	175.5	315	5	231.7	65.4
	760	25	85	2680	190.7	500	0.3	194.6	79.3

Soglia di sfioro per la separazione delle acque di I e II pioggia

A monte della vasca di raccolta, del trattamento e dello smaltimento delle acque di piattaforma, è prevista una soglia di sfioro per la separazione delle acque di prima e seconda pioggia.

Le acque di piattaforma vengono convogliate nella zona della vasca di raccolta tramite quattro collettori DN500. Tale zona si compone di un primo vano caratterizzato da una soglia che permette di dividere le acque di prima e seconda pioggia, un impianto di trattamento acque, una vasca di raccolta e un sistema di pompaggio per lo smaltimento delle acque. L'acqua di prima pioggia viene convogliata alla vasca di trattamento, le acque che superano la soglia, di seconda pioggia, raccolte nella vasca in progetto.

La soglia di sfioro è dimensionata tenendo conto dell'effettiva portata di progetto e delle condizioni idrauliche al contorno (tirante nella tubazione mista in arrivo e delle tubazioni in uscita).

La dimensione della soglia sono tali da garantire il deflusso della portata di prima pioggia e lo sfioro nella vasca di raccolta acque della portata in eccesso (di seconda pioggia).

Il carico sullo sfioro è stato calcolato esplicitando l'altezza h_0 dalla formula di Belanger per
 stramazzi in parete grossa: $Q = 0.385 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}$

Volumi di laminazione

La necessità di laminare le portate di piena si presenta per le condotte di raccolta in trincea, prima del recapito. Al fine di valutare il volume necessario da attribuire ai bacini di laminazione è stata valutata la possibilità che gli impianti di sollevamento possano non funzionare per un tempo pari a 2 ore (fissate come limite massimo per l'intervento e ripristino da parte di tecnici incaricati). Per la determinazione del volume massimo da invasare si è utilizzato il Modello cinematico in cui si ipotizza uno svuotamento a portata costante pari a Q_{max} (laminazione ottimale).

Il volume W invasato nell'invaso di laminazione è funzione della durata della pioggia θ , del tempo di corrivazione del bacino T_0 , della portata uscente dell'invaso Q_{max} , del coefficiente di afflusso φ , dell'area del bacino A e dei parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica.

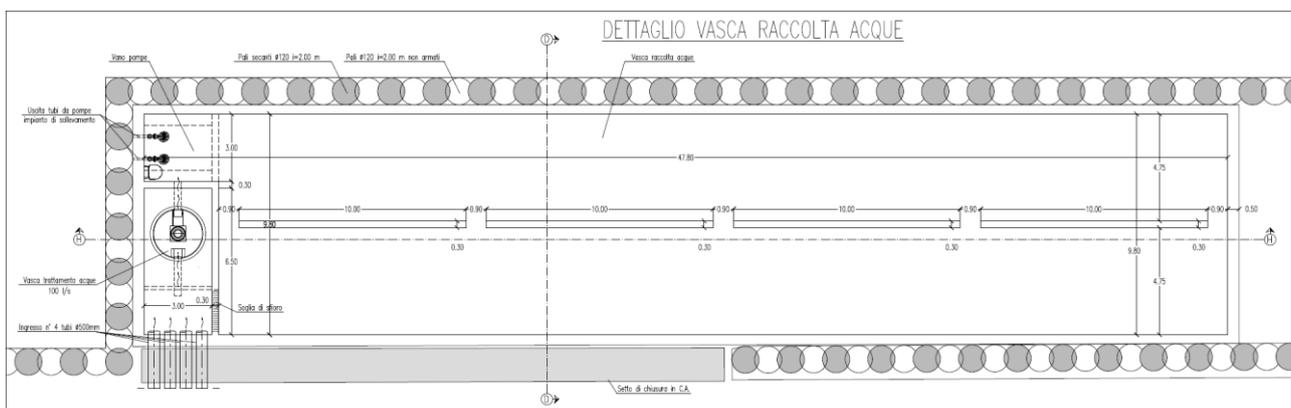
Il volume da invasare è pertanto:

$$W = 10 \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^n + 1.295 \cdot T_0 \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - 3.6 \cdot Q_u \cdot \theta - 3.6 \cdot Q_u \cdot T_0$$

Derivando il massimo volume invasato rispetto al tempo θ ed eguagliando a zero si ricava la durata critica θ_w che consente di stimare il volume W_0 da assegnare all'invaso stesso.

I risultati del calcolo portano a un valore di $\theta_w = 2.5$ ore ed un volume $W = 272.88 \text{ m}^3$.

La vasca di raccolta acque in progetto ha dimensioni area di base di 468.44 m^2 e altezza 2 m, si riporta il dettaglio nella seguente figura.



Sversamenti accidentali in galleria

Il progetto prevede un sistema a margine della sede stradale di raccolta e smaltimento delle acque e degli sversamenti accidentali provenienti dalla sede stessa.

Gli standard Anas impongono per tale sistema una portata minima di 100 l/s. Tenuto conto che la capacità di un'autocisterna è pari a circa:

$$V_c = 30 \text{ m}^3$$

e ipotizzando un tempo critico di 5 minuti, la portata al colmo si stima pari a

$$Q_c = 100 \text{ l/s}$$

Compatibile con il diametro DN 500 e la pendenza della tubazione all'interno delle opere che non è mai inferiore dello 0.3%.

Le vasche per la raccolta dei liquidi infiammabili e tossici, devono poter contenere tutto lo sversamento accidentale, in attesa di essere recuperato e stoccato. Pertanto il volume da assegnare alla singola vasca deve essere almeno pari al volume di progetto, ovvero di un'autocisterna con capacità pari a 39 m³.

In progetto è prevista una vasca di area di base di 468.44 m² e altezza 2 m, dotata di pozzetti per lo svuotamento e ricircolo dell'aria e mediante sistema di allarme remoto di troppo pieno che avvisa, in vista di un loro successivo svuotamento, a mezzo di autocisterna, ogni qualvolta si renda necessario.

Impianto di sollevamento

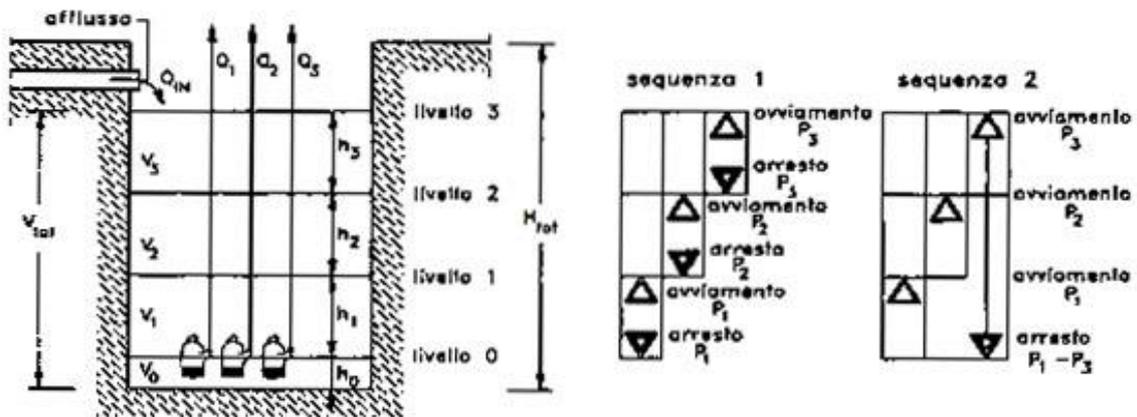
L'acqua di piattaforma del sottovia e delle rampe viene raccolta e convogliata tramite caditoie e collettori nel bacino disperdente adiacente all'ingresso dell'opera.

A vantaggio di sicurezza è previsto un impianto di sollevamento che entra in funzione al superamento dell'altezza utile del bacino disperdente.

Si veda tavola apposita codice T00_OM00_STR_DI00_A.

Il motore elettrico, con cui è equipaggiata ogni pompa dell'impianto di sollevamento, durante l'avviamento può essere caratterizzato da una coppia non molto grande e da un assorbimento di corrente notevolmente elevato. È quindi necessario, per assicurare una lunga durata dei motori elettrici, che le pompe operino con un adeguato intervallo di tempo tra un avviamento ed il successivo, essendo il servizio da svolgere intermittente. Ciò da modo agli avvolgimenti di dissipare il calore prodotto dalla corrente di spunto. Il risultato si ottiene, oltre che con determinati accorgimenti costruttivi per le pompe, dimensionando opportunamente la capacità delle vasche di raccolta.

Il numero di avviamenti/ora varia normalmente tra 12 e 4 in dipendenza dal tipo di pompa e dalla sua potenza, diminuendo il numero di attacchi con l'aumentare della potenza. Nelle stazioni equipaggiate con più pompe sono possibili due sequenze di attacco-stacco delle pompe: una sequenza, chiamata "sequenza 1", prevede l'attacco di ogni pompa quando il livello dell'acqua raggiunga nella vasca una prefissata quota e il suo stacco quando il livello scenda fino a quello per il quale è previsto l'avviamento della pompa che opera al livello inferiore; l'altra, definita "sequenza 2", prevede ancora l'attacco di ogni pompa ad un prefissato livello, ma lo stacco avviene per tutte le pompe una volta che il livello sia disceso fino al minimo previsto nella vasca di raccolta. Le due sequenze di funzionamento sono rappresentate graficamente nella seguente figura.



Schema di stazione di sollevamento con le possibili sequenze di funzionamento delle pompe (Tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione),

Per non appesantire al di là del necessario la trattazione, ci si limita a riportare le relazioni che consentono di fissare i volumi nel caso di un impianto con un numero qualsiasi di pompe uguali, che è la condizione che si verifica nella maggioranza, nonché nella presente, delle applicazioni.

Sono riportati, in modo adimensionale, i volumi richiesti con le sequenze 1 e 2, per un numero di pompe uguali variabile da 1 a 5. Nell'asse delle ordinate è riportato il valore del rapporto:

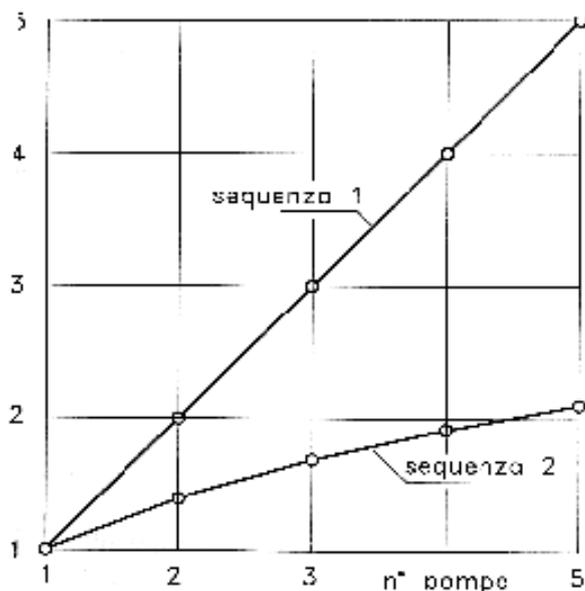
$$\sum_{i=1}^k V_i / V_1$$

dove V_i è il volume di invaso afferente alla i -esima pompa e:

$$V_1 = T_{c1} \cdot \frac{Q_1}{4}$$

è il volume d'invaso afferente alla prima pompa che attacca, avendo indicato con T_{c1} e Q_1 il tempo di ciclo e la portata sollevata dalla stessa pompa, rispettivamente.

Una volta definito il numero di pompe che si intendono installare, e utilizzando l'abaco riportato nella seguente figura, il calcolo del volume da assegnare al locale pompe è immediato.



n° pompe uguali	Σ Vi/V1	
	sequenza 1	sequenza 2
1	1	1,000
2	2	1,392
3	3	1,688
4	4	1,919
5	5	2,106

Abaco per l'assegnazione dei volumi utili per le sequenze di funzionamento 1 o 2, nel caso di pompe uguali (tratto da "Fognature", Da Deppo-Datei, Seconda Edizione).

Infatti, tale volume sarà pari a:

$$V_{TOT} = \sum \left(\frac{V_i}{V_1} \right) \cdot V_1$$

I valori del rapporto V_i/V_1 , per la elettropompa i-esima, si leggono dall'abaco sopra riportato, a seconda della sequenza di funzionamento scelta.

Gli impianti devono essere provvisti di almeno una pompa di riserva con caratteristiche pari alla pompa che solleva la maggiore portata.

Una volta definita la portata da sollevare, per il dimensionamento delle pompe occorre conoscere la prevalenza da superare.

E' noto che la prevalenza DH è definita dalla somma di due termini:

$$DH = DH_{geo} + DH_f$$

dove:

H_{geo}: è il dislivello compreso tra la quota minima cui si trova l'acqua da sollevare (nella fattispecie la quota cui si trova il girante della pompa) e la quota massima che deve raggiungere l'acqua.

H_f: sono le perdite di carico, divise in perdite di carico continue e localizzate.

Il dislivello geodetico è dato dalla geometria del problema. Le perdite di carico si possono invece calcolare con le seguenti relazioni.

Per le perdite di carico continue si può usare una delle numerose formule presenti in letteratura, ad esempio la formula di Colebrook:

$$\Delta H_{fc} = J \cdot L = (\beta_c \cdot Q^2 \cdot D^{-5}) \cdot L$$

dove:

L: lunghezza totale della tubazione;

f_c : valore della scabrezza della tubazione secondo Colebrook (da opportune tabelle);

Q: portata sollevata dalla pompa;

D: diametro della tubazione.

Le perdite localizzate si possono invece esprimere con la seguente relazione:

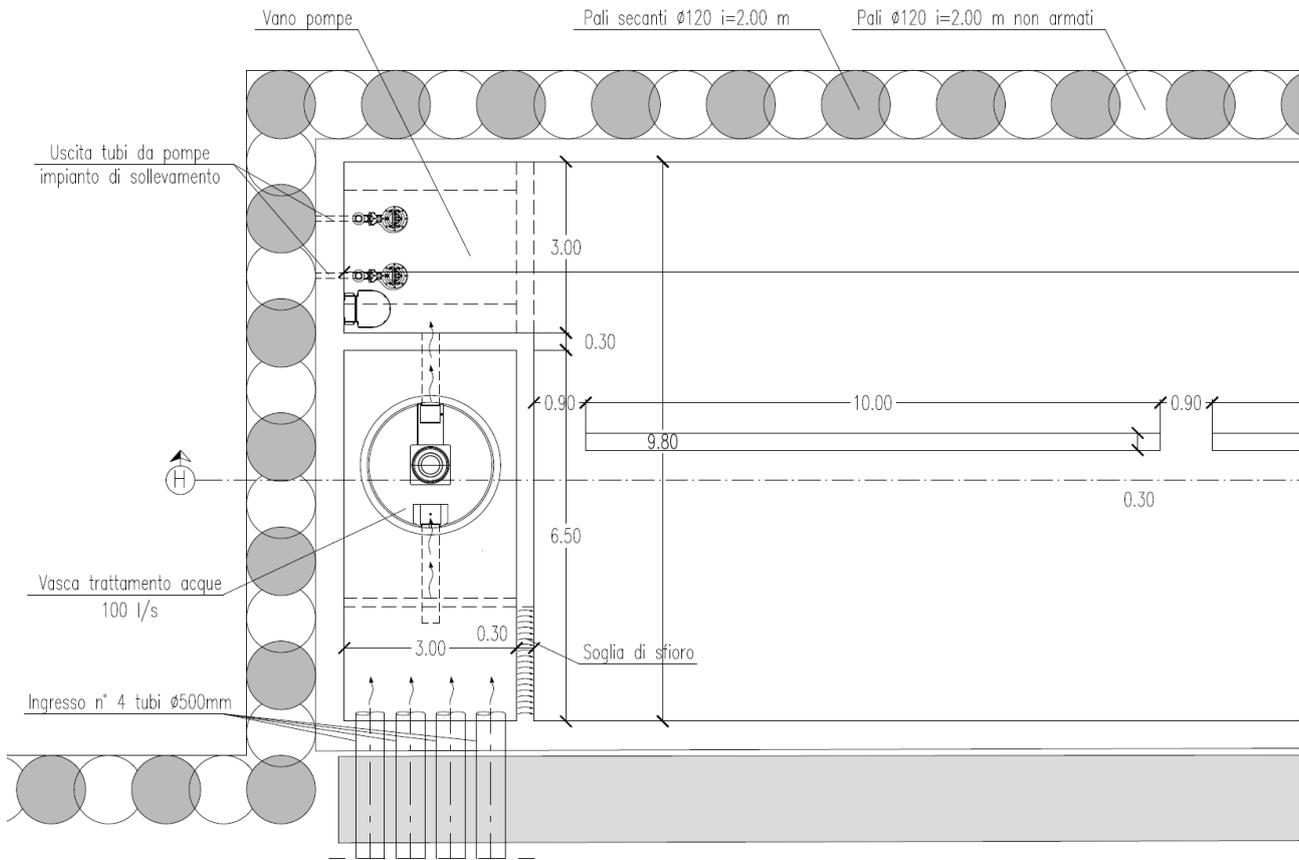
$$\Delta H_l = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove:

K è il coefficiente numerico di perdita di carico (ricavato dalla seguente) e v è velocità nella condotta.

Perdite di carico localizzate: valori del coefficiente K

Installazione	Coefficiente K
Gomito a 90°	0.75
Giunto a T	2.00
Valvola a saracinesca	0.25
Valvola di controllo	0.30



Pianta impianti di progetto

Elettropompe

Gli impianti di sollevamento sono di seguito descritte e verificate, sono alloggiati in un apposito manufatto ed asservite ai livelli della vasca di aspirazione.

È previsto un impianto di sollevamento composto da 2 pompe, di cui una in servizio e una di riserva.

L'allontanamento delle acque pompate avviene mediante le condotte di mandata che confluiscono in superficie in apposito pozzetto da cui si diparte la tubazione di scarico attrezzata con valvola di non ritorno.

La prevalenza manometrica dell'impianto di sollevamento H è pari a:

$$H = h_1 + h_2 + h_3;$$

dove:

h_1 = dislivello geodetico (differenza di quota tra l'asse della tubazione alla restituzione e il minimo livello nella vasca di aspirazione).

$h_2 + h_3$ = perdite ripartite nel tubo di mandata e in stazione assunte cautelativamente pari a circa il 10% della prevalenza complessiva.

La potenza della singola pompa è pari a $P = \frac{\gamma QH}{\eta}$

Da quanto riportato nel paragrafo precedente, le caratteristiche dell'impianto di sollevamento delle acque:

n. 2 pompe sommergibili (1+1 di riserva) atte a lavorare con un portata costante che deve essere sollevata pari a $0.39 \text{ m}^3/\text{s}$, con una prevalenza massima di 10 m e con una potenza di almeno:

$$P = \frac{\gamma QH}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 0.39 \cdot 10}{0.75} = 51.012 \text{ KW}$$

Impianto di trattamento

Viene previsto un sistema di trattamento delle acque di prima pioggia che consiste nella disoleatura e dissabbiatura in continuo secondo norme UNI EN 858, dimensionato per una portata corrispondente ad un'intensità di precipitazione pari a 30 mm/ora. Si è ritenuto in tal modo di poter garantire le caratteristiche qualitative alle acque scaricate nella rete superficiale, evitando la realizzazione di volumi di accumulo.

Per gli impianti di trattamento è prevista la manutenzione periodica con relativo smaltimento dei residui inquinanti trattenuti.

La normativa vigente (UNI EN 858) regola in modo specifico le caratteristiche costruttive, il dimensionamento e le modalità di certificazione degli impianti di separazione.

Tale norma divide i separatori di oli minerali in due classi:

- Classe I - separatori che garantiscono un tenore di idrocarburi all'uscita $<5 \text{ mg/l}$ (a questa categoria appartengono i separatori con elemento a coalescenza o filtro lamellare);
- Classe II - separatori che garantiscono un tenore di idrocarburi all'uscita $<100 \text{ mg/l}$.

A questa categoria appartengono i separatori senza elemento a coalescenza.

La normativa nazionale (D.Lgs 152/99 e succ. modifiche e integrazioni) precisa che la concentrazione di oli minerali nelle acque di scarico deve essere inferiore a 10 mg/litro per scarico in fognatura ed inferiore a 5 mg/litro per lo scarico in acque superficiali.

Le acque di prima pioggia provenienti dalle aree pavimentate, confluiranno nella vasca di sedimentazione, integrata nel separatore o posta a monte dello stesso. Nel sedimentatore avviene la separazione dei solidi e, in generale, del materiale inerte avente densità maggiore dell'acqua. Per il principio di gravità, nel comparto di disoleazione, gli oli si separano dall'acqua: l'olio, più leggero dell'acqua, galleggia in superficie. Questo processo è potenziato dall'effetto dell'inserito a coalescenza che permette la separazione delle microparticelle oleose.

Le gocce di dimensioni maggiori, spinte dall'acqua, risalgono in superficie e creano uno strato di spessore crescente; le particelle più piccole, invece, sono assorbite dall'inserito a coalescenza, si ingrossano aggregandosi e, al raggiungimento di una determinata dimensione, si staccano dal filtro e risalgono in superficie. L'impianto è dotato di un galleggiante di sicurezza che si abbassa man mano che la quantità di olio separata in superficie aumenta e, raggiunto il volume massimo ammissibile, chiude lo scarico del separatore impedendo la fuoriuscita di olio, attraverso un otturatore dotato di guarnizione ermetica. La necessità di svuotamento delle vasche può essere segnalata automaticamente dall'apposito dispositivo di allarme. In base alla potenzialità richiesta, gli impianti possono essere realizzati in vasche monolitiche, oppure separatori con sedimentatore a monte, o serie di separatori e sedimentatori posti in parallelo. Nel caso di portate elevate o nelle zone soggette a piogge eccezionali, l'impianto può essere dotato di un by-pass per le acque in esubero. Il by-pass può essere integrato nel separatore oppure collocato nel sedimentatore a monte del separatore stesso.

Gli impianti di separazione per liquidi leggeri e i rispettivi componenti devono essere conformi ai requisiti relativi al materiale specificato.

Gli impianti di separazione possono essere realizzati con:

- calcestruzzo non armato, fibrocemento, calcestruzzo armato;
- materiali metallici: ghisa, acciaio inossidabile, acciaio;

- materie plastiche: materie plastiche rinforzate con fibre di vetro, polietilene.

Il calcestruzzo deve soddisfare la classe di resistenza alla compressione minima C 35/45 in conformità al punto 4.3.1 della EN 206-1:2001.

Per gli impianti di separazione devono essere utilizzati esclusivamente elastomeri (gomma) o materiali di tenuta elastici permanenti. Non devono essere utilizzati malta di cemento e cementi sigillanti o composti simili.

Le guarnizioni di gomma devono soddisfare i requisiti della EN 681-1, tipo WC, e la loro durezza per i giunti non deve essere minore di 40 IRHD, conformemente alla ISO 48.

Le guarnizioni di elastomeri continuamente a contatto con acque reflue e/o liquidi leggeri devono soddisfare i requisiti della EN 682, Tipo GB.

Classi di separatori

Negli impianti in progetto saranno utilizzati separatori di CLASSE I di contenuto massimo ammissibile = 5,0 mg/l (Separatori coalescenti).

Per la determinazione del tipo di vasca sono da considerarsi i seguenti vincoli:

- in classe I;
- classe disoleazione i pari a 5 mg/l;
- deve avere il filtro coalescente;
- il sistema deve essere dotato d'impianto d'otturazione posto in uscita dalla vasca.

Per il dimensionamento dell'impianto di trattamento in progetto, si è tenuto conto di una portata corrispondente ad un'intensità di precipitazione pari a 30 mm/ora e dell'area afferente all'impianto.

Considerando un valore di coefficiente udometrico u pari a 30 mm/(ora*mq) risulta immediato il calcolo della portata in arrivo agli impianti di trattamento di prima pioggia conoscendo le aree afferenti.

Di seguito sono riportati i calcoli delle portate afferenti all'impianto di trattamento.

Definita A = Area afferente [mq],

la portata di prima pioggia $Q1$ in arrivo agli impianti di trattamento è data da

$$Q1 = u \cdot A \text{ [l/s]}$$

Deve essere, definita QI la portata nominale dell'impianto,

$$QI \geq Q1$$

I calcoli riportati sono relativi al dimensionamento dell'impianto di trattamento in progetto.

$$A = 10'400 \text{ mq}$$

$$Q = u \cdot A = 86.7 \text{ l/s}$$

Si ritiene opportuno un impianto con una portata nominale di $Q=100$ l/s.

11. CONCLUSIONI

Dall'analisi delle indagini piezometriche si evince una elevata variabilità dei livelli di falda sia nel corso degli anni che durante il singolo anno. Tali caratteristiche sono dovute al legame della falda con le precipitazioni meteoriche e con il prelievo dai pozzi da parte dell'acquedotto industriale. Nell'area in oggetto si riscontra una risalita del livello medio di falda dovuto alla diminuzione dei prelievi da parte dell'acquedotto industriale.

Il fenomeno della risalita della falda freatica impone di tener in debito conto della possibilità che la falda freatica possa ancora risalire ed interessare il sottopasso.

In questa particolare situazione idrogeologica e di possibile variazione del livello di falda si ritiene indispensabile progettare la nuova galleria artificiale considerando la presenza della falda idrica con un livello che, operando sicuramente a favore di sicurezza, può essere posto a circa - 4,5 m da piano campagna originario. Questo livello della falda idrica è sicuramente cautelativo cioè risulta molto ridotta la probabilità che si abbia una risalita così significativa del livello di falda. D'altra parte questa condizione di falda non impone alla struttura di progetto alcuna problematica particolare e nemmeno impone alla stessa alcun sovradimensionamento e di conseguenza alcun significativo onere economico aggiuntivo.