

AGGIORNAMENTO STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



STADIO DI MILANO

VALORIZZAZIONE
AMBITO SAN SIRO

RELAZIONE TECNICA

VOL. 4 GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA,
GEOTECNICA, INVARIANZA IDRAULICA, GEOTERMIA

30 OTTOBRE 2020

PROMOTORI



A.C. MILAN SPA

Via Aldo Rossi 8, 20149 MILANO



F. C. INTERNAZIONALE MILANO SPA

Viale della Liberazione 16/18, 20124 MILANO

STUDIO DI FATTIBILITÀ:



PROJECT MANAGEMENT E P.E.F.:



ADVISOR LEGALE:

Studio Ammlex Amministrativisti Associati
Avv. Marta Spaini

TEAM

PROGETTAZIONE



ARCHITETTO UMBERTO BLOISE



landscape architect patrizia pozzi



STUDIO DI FATTIBILITÀ

STRUTTURE - GEOTECNICA - INGEGNERIZZAZIONE DEL CONCEPT DESIGN - COORDINAMENTO PROGETTUALE

CEAS SRL

Viale Giustiniano 10, 20129 Milano | 02 2020221 | ceas@ceas.it | www.ceas.it

URBANISTICA

Arch. Umberto Bloise

Via Pastrengo 21, 20129 Milano | 02 29531929 | bloise.umberto@gmail.com

LANDSCAPE

Arch. Patrizia Pozzi

Via Paolo Frisi 3, 20129 Milano | 02 76003912 | landscape@patriziapozzi.it | www.patriziapozzi.it

IDROGEOLOGIA - GEOLOGIA - IDRAULICA

Studio Idrogeotecnico SRL

Bastioni di Porta Volta 7, 20121 Milano | 02 6597857 | std@fastwebnet.it | www.studioidrogeotecnico.com

CARATTERIZZAZIONE DEI SUOLI - GESTIONE DEI POTENZIALI RIFIUTI - INQUINAMENTO ATMOSFERICO

Tecno Habitat SpA

Via Battaglia 22, 20127 Milano | 02 26148322 | thmi@tecnohabitat.com | www.tecnohabitat.com

PROGETTAZIONE VIABILISTICA

Systematica SRL

Via Lovanio 8, 20121 Milano | 02 6231191 | milano@systematica.net | www.systematica.net

ACUSTICA

Concrete Acoustics

Via Monguelfo 6, 21100 Varese | 0332 1693011 | info@concreteacoustics.com | www.concreteacoustics.com

SICUREZZA E PREVENZIONE INCENDI

GAe Engineering SRL

Corso Marconi 20, 10125 Torino | 01 10566426 | info@gae-engineering.com | www.gae-engineering.com

ENERGY MASTERPLAN - IMPIANTISTICA STADIO - PROTOCOLLO LEED

Tractebel Engineering SpA

Via Chiese 72, 20126 Milano | 02 36505780 | www.tractebel-engie.com

VALUTAZIONE PRELIMINARE RISCHIO ARCHEOLOGICO

Società Lombarda di Archeologia SRL

Via Cesare Ajraghi 40, 20156 Milano | 02 38211641 | slasrl@studiosla.it

STUDIO DI TRAFFICO

RIGHETTI & MONTE

Via M.Melloni 32, 20129 Milano | 02 29407929 | info@righettimonteassociati.net | www.righettimonteassociati.net



ANALISI DEI COSTI & VALUE ENGINEERING

GAD SRL

Via M.Quadrio 12, 20154 Milano | 02 29005672 | info@gadstudio.eu | www.gadstudio.eu

MODALITÀ DI LETTURA

AGGIORNAMENTO SFTE

TESTI MODIFICATI RISPETTO AL PFTE IN ATT. PG 0308068/2019

Esempio

" Si pensi alla superficie dell'area annessa all'impianto, la così detta area di sicurezza, che è inferiore al 0,5 mq/persona e la cui non uniforme distribuzione non può in alcun modo essere modificata per i vincoli fisici presenti sul lotto..."

"Permangono altresì circostanze che non risultano in alcun modo sanabili, si pensi alla superficie dell'area annessa all'impianto, la cosiddetta area di sicurezza, che attualmente è inferiore al 0,5 mq/persona (minimo previsto dalla norma) e la cui non uniforme distribuzione non può essere modificata per i vincoli fisici presenti sul lotto..."

IMMAGINI MODIFICATE RISPETTO AL SFTE IN ATT. PG 0308068/2019

Esempio



INDICE

RELAZIONE TECNICA

VOLUME 1	Stato di fatto dell'Ambito	
VOLUME 2	Stato di fatto Stadio Meazza	
VOLUME 3	Masterplan di progetto, Urbanistica e Paesaggio	
VOLUME 4	Geologia, Idrogeologia, Geotecnica, Invarianza Idraulica, Geotermia	
4.1	Caratterizzazione geologica e sismica	7
4.1.1	Regime vincolistico e fattibilità geologica	8
4.1.2	Vincoli idrogeologici	8
4.1.3	Vincoli reticolo idrografico	8
4.1.4	Piano di gestione rischio di alluvione	9
4.1.5	Pericolosità sismica locale	9
4.1.6	Sintesi degli elementi conoscitivi	11
4.1.7	Fattibilità geologica e norme geologiche di piano	11
4.2	Inquadramento idrogeologico	13
4.2.1	Lineamenti geomorfologici, idrografici e geologici	14
4.2.2	Classificazione delle unità di sottosuolo	15
4.2.3	Premessa metodologica dello studio piezometrico	15
4.2.4	Piezometria sito-specifica	15
4.2.5	Determinazione falda di progetto e interferenze da gestire in fase di cantiere ed esercizio	15
4.2.6	Tavola 1 - inquadramento idrogeologico	17
4.2.7	Tavola 1 - sezioni	18
4.3	Aspetti sismici	19
4.3.1	Sismicità storica e contesto geodinamico	20
4.3.2	Sismicità di base dell'area	22
4.3.3	Approfondimenti sismici di 2° e 3° livello	22
4.3.4	Suscettibilità alla liquefazione	24
4.4	Relazione geotecnica	25
4.4.1	Premessa	26
4.4.2	Normativa di riferimento	26
4.4.3	Inquadramento geotecnico del sito	26
4.4.4	Indicazioni sulla falda in sito	29
4.4.5	Aspetti sismici	30
4.4.6	Valutazioni preliminari per fabbricati di geometria variabile su terreno naturale	30
4.4.7	Stime sui cedimenti degli uffici est, uffici ovest e complesso alberghiero	30
4.4.8	Stime sui cedimenti del commerciale sud	31
4.4.9	Stadio: stime sui cedimenti	31
4.4.10	Sottopasso di via Patroclo	32
4.4.11	Vasche di volanizzazione delle acque meteoriche	32
4.5	Giudizio di fattibilità geologica e geotecnica	33
4.6	Piano di indagine integrativa geotecnica e sismica integrativa	35
4.6.1	Tavola 2 - ubicazione delle indagini pregresse e di progetto	37
4.6.2	Stratigrafie sondaggi pregressi	38
4.7	Gestione acque meteoriche e invarianza idraulica	45
4.7.1	Premessa metodologica	46
4.7.2	Riferimenti normativi	46
4.7.3	Quadro geologico di riferimento progettuale	46
4.7.4	Sistema di gestione delle acque meteoriche	47
4.7.5	Calcolo delle precipitazioni e del volume di progetto	47
4.7.6	Sistemi di laminazione, dispersione in loco e svuotamento degli invasi	48
4.7.7	Verifica del volume minimo	49

4.7.8	Verifica dei franchi di sicurezza degli invasi per tempo di ritorno 100 anni	49
4.7.9	Determinazione del tempo di svuotamento degli invasi.....	49
4.7.10	Schema generale delle opere di invarianza.....	50
4.8	Progetto geotermico.....	51
4.8.1	Caratteristiche generali dei sistemi di climatizzazione.....	52
4.8.2	Determinazione dei fabbisogni idrici per funzione insediata.....	52
4.8.3	Criteri generali di sostenibilità ambientale del sistema geotermicoad acqua di falda	52
4.8.4	Riepilogo dei criteri di sostenibilità	53
4.8.5	Specifiche preliminari delle opere di derivazione e scarico delle acque.....	53
4.8.6	Quadro di riferimento ambientale ante operam	54
4.8.7	Modello di flusso e trasporto di calore nell'acquifero.....	55
4.8.8	Riferimenti normativi e procedure autorizzative.....	60
4.8.9	Criteri per la mitigazione degli impatti e di monitoraggio ambientale	61
4.8.10	Tavola 3 - pozzi di presa e di resa di progetto	62
4.8.11	Tavola 4 - Scarico geotermia.....	63
4.8.12	Tavola 5 - Schemi tipo delle opere geotermiche - opere di trivellazione.....	64
4.8.13	Tavola 5 - Schemi tipo delle opere geotermiche - apparecchiature teste di pozzo	65

VOLUME 5 Masterplan Energetico

VOLUME 6 Strutture del Comparto Stadio, Riqualificazione Strutturale dello Stadio Meazza e Strutture del Comparto Plurivalente

VOLUME 7 Sicurezza, Analisi viabilistica, Cantierizzazione, Compatibilità Ambientale ed Acustica

APPENDICE 1 Studio di Traffico

APPENDICE 2 Dettaglio Stima Sommaria di Spesa

APPENDICE 3 Matrice di Rischio

Si precisa che qualsiasi indicazione o riferimento architettonico è da considerarsi puramente illustrativo. Il progetto architettonico sarà sviluppato in una fase successiva.

Si precisa che l'individuazione del mix funzionale è indicativa e sarà individuata nella successiva fase progettuale.



4.1

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E SISMICA



4.1.1 REGIME VINCOLISTICO E FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Nei paragrafi seguenti vengono esaminate le relazioni dell'area di intervento con gli aspetti relativi ai vincoli idrogeologici, alla pericolosità sismica locale, alla sintesi degli elementi conoscitivi e alla fattibilità geologica desunti dalla componente geologica, idrogeologica e sismica redatta ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011 a supporto del Piano del Governo del Territorio del Comune di Milano (Milano2030) adottato in data 05/03/2019 ed approvato dal Consiglio Comunale nella seduta consiliare del 14/10/2019 (diventato efficace in data 05/02/2020 a seguito della pubblicazione dell'avviso di approvazione definitiva del Piano sul BURL Serie Avvisi e Concorsi n. 6), comprendente il nuovo Documento di Piano, la variante del Piano dei Servizi, comprensivo del Piano per le Attrezzature Religiose e la variante del Piano delle Regole.

4.1.2 VINCOLI IDROGEOLOGICI

Aree di salvaguardia captazioni idropotabili
L'area di San Siro, come osservabile dall'immagine in Fig.01 desunta dalla carta dei Vincoli della Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT vigente (Milano2030), non risulta interferente con l'involuppo delle zone di rispetto delle captazioni ad uso idropotabile dell'Acquedotto di Milano.

4.1.3 VINCOLI RETICOLO IDROGRAFICO

Il sito, come riportato alla Fig.02 seguente desunta dalla tavola R09 Reticolo Idrografico del PGT vigente, non risulta interferente con il vincolo di polizia idraulica del reticolo idrografico minore.

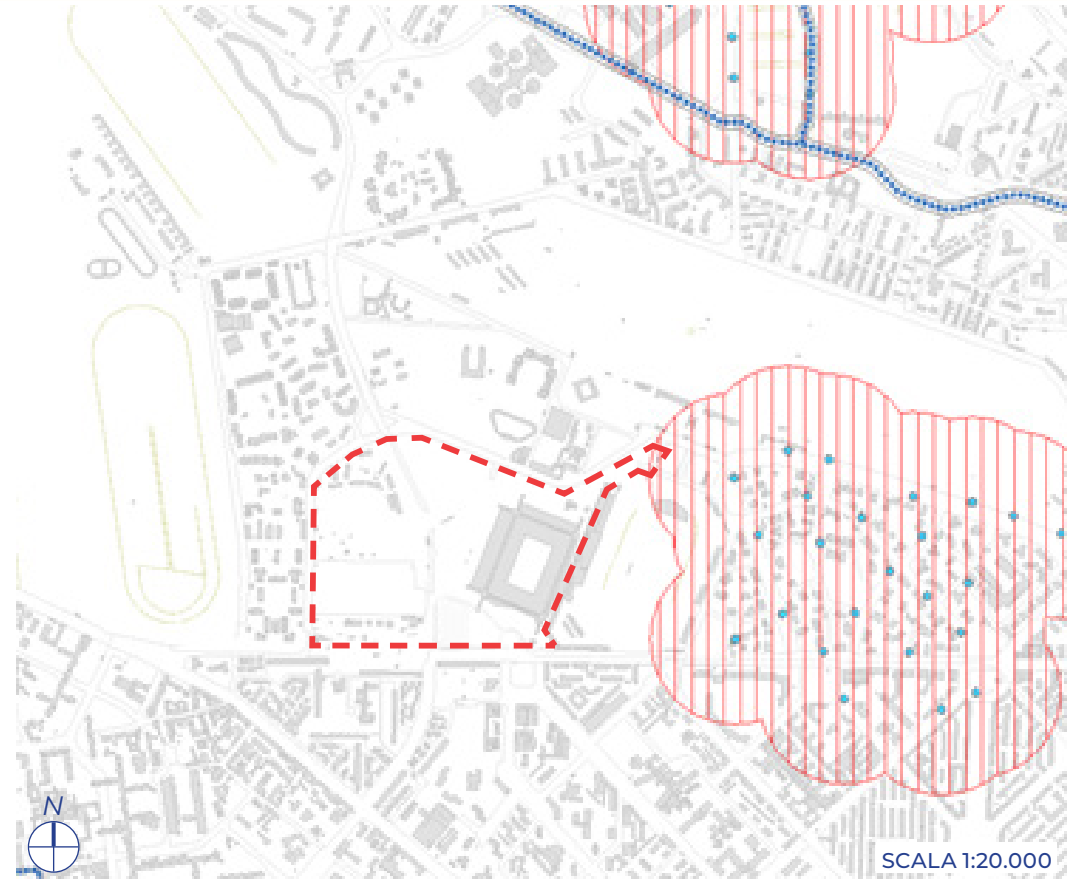
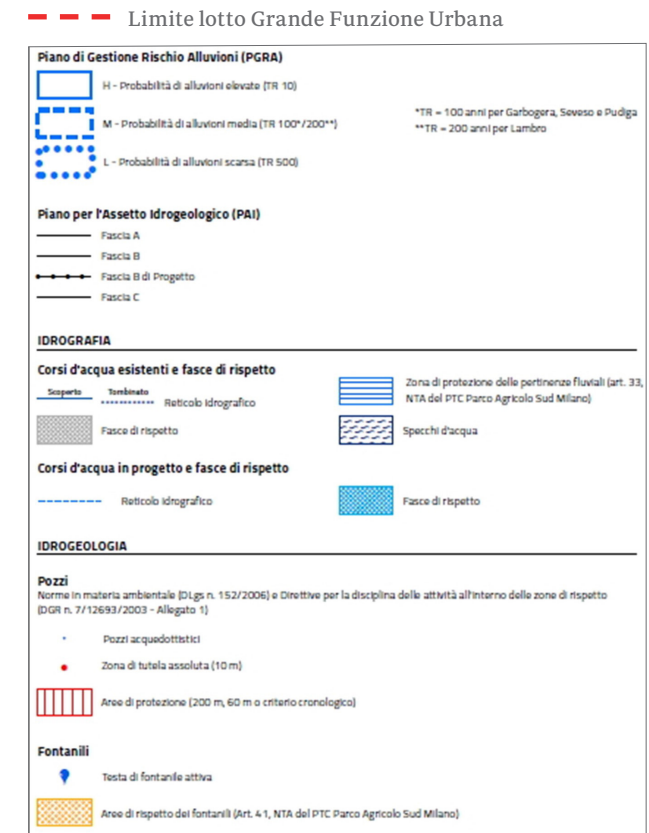


Fig.01: Carta dei vincoli - Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Milano (Tav. G.04)



Fig.02: Reticolo Idrografico - Piano delle Regole PGT Milano (Tav. R09)

LEGENDA



LEGENDA



4.1.4 PIANO DI GESTIONE RISCHIO DI ALLUVIONE

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) è stato adottato con deliberazione n.4 nella seduta del 17 dicembre 2015 e approvato con deliberazione n. 2 del 3 marzo 2016 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni è lo strumento operativo previsto dal d.lgs. 49/2010, in attuazione alla Direttiva Europea 2007/60/CE, per individuare e programmare le azioni necessarie aridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute umana, per il territorio, per i beni, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali.

Nella precedente Figura 1 riferita alla carta dei vincoli della componente geologica, e nella seguente Figura 03, riportante uno stralcio riferito all'area di studio della mappatura "Direttiva Alluvioni 2007/60/CE -revisione 2019

" desunta dal viewer geografico del Geoportale della Regione Lombardia, si evidenzia l'assenza di criticità idraulica.

4.1.5 PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

La componente geologica, idrogeologica e sismica del nuovo PGT di Milano è corredato dall'Allegato 2 che costituisce l'aggiornamento della componente sismica e illustra l'analisi della sismicità del territorio e la valutazione degli effetti sismici di sito.

Secondo la nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia, di cui alla recente D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", il territorio di Milano risulta riclassificato in Zona Sismica 3 con valore di accelerazione massima $A_{gmax} = 0.054655$. Pertanto, ai sensi della l.r. 12 ottobre 2015 n. 33 è necessario depositare allo sportello unico del comune, prima dell'inizio dei lavori, la documentazione di progetto conforme ai contenuti minimi previsti dalla D.G.R. 30 marzo 2016 - n. X/5001.

Per la valutazione degli effetti di amplificazione sismica sito specifica, la procedura di cui al punto 1.4.4 dell'Allegato B alla d.g.r. 30 novembre 2011 n. IX/2616 "Sintesi delle procedure", prevede l'applicazione di tre livelli di approfondimento sismico con grado di dettaglio crescente in funzione della zona sismica di appartenenza, come illustrato nella seguente Tab.01.

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1° livello fase pianificatoria	2° livello fase pianificatoria	3° livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Tab.01

Il secondo livello è obbligatorio, per i Comuni ricadenti nelle zone sismiche 2 e 3, negli scenari PSL, individuati attraverso il 1° livello, suscettibili di amplificazioni sismiche morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5) interferenti con l'urbanizzato e/o con le aree di espansione urbanistica.

Pertanto, poiché il comune di Milano è classificato in zona sismica 3, per tutti i progetti di edifici si rende necessaria la valutazione degli effetti di amplificazione litologica e delle conseguenti azioni sismiche di progetto a mezzo di approfondimenti sismici di II livello in fase di pianificazione, condotti secondo i criteri definiti dall'Allegato 5 della D.G.R. 30 novembre 2011 n° IX/2616.

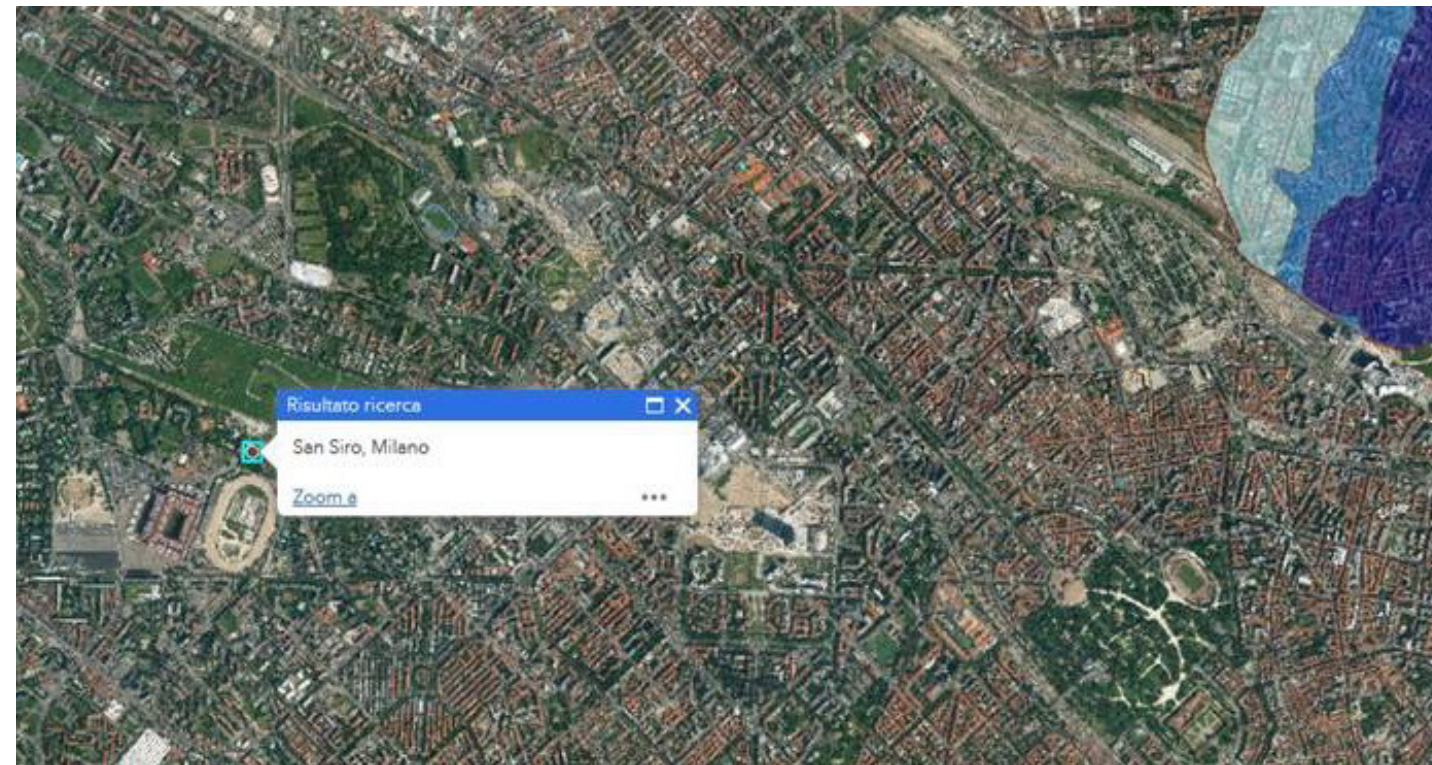


Fig.03: Direttiva Alluvioni - Geoportale Regione Lombardia

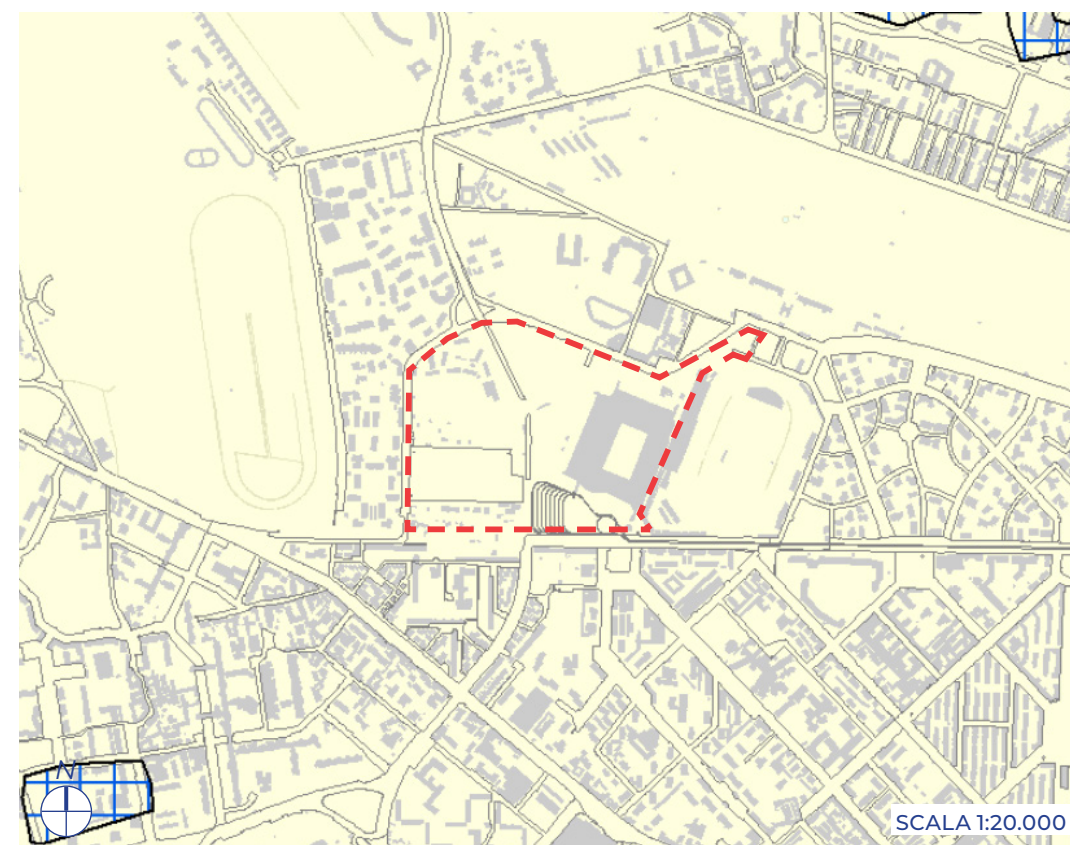


Fig. 04: Carta della pericolosità sismica locale - Componente geologica del PGT di Milano (Tav. G09)

LEGENDA

--- Limite lotto Grande Funzione Urbana

SCENARIO DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Descrizione delle aree e i relativi effetti

- Z2a - Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) → CEDIMENTI
- Z2b - Zone con depositi granulari fini saturi → LIQUEFAZIONI
- Z4a - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi → AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE

I LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

La carta della pericolosità sismica locale (ottobre 2019) allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Milano evidenzia che il sito di intervento ricade negli scenari di pericolosità sismica Z4a ove sono prevedibili gli effetti di amplificazione della sollecitazione sismica attesa (Figura 04).

Nell'ambito dello studio della componente sismica del PGT sono state effettuate indagini sismiche (MASW, ReMi e ESAC, HVSR) in corrispondenza di 72 siti del territorio comunale, finalizzate all'applicazione della metodologia di analisi proposta dalla DGR 2616/2011 nella quale si prescrive di valutare il Fattore di amplificazione attraverso l'utilizzo degli abachi proposti nell'allegato V alla stessa, basati sull'individuazione del profilo delle Vs e della litologia.

Nella Figura 05 si riporta uno stralcio relativo all'area di intervento dell'elaborato "Carta delle Vs e del periodo proprio di sito", nel quale si individuano le aree oggetto di indagini sismiche (ex novo e pregresse) con i relativi valori di Vs ottenuti dalle indagini e la categoria di sottosuolo individuata ai sensi della Tab. 3.2.II delle NTC 17/01/2018.

Il sito di intervento rientra nella categoria di sottosuolo di tipo C.

II LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

L'approfondimento sismico di II livello eseguito per il territorio di Milano nell'ambito della componente sismica del PGT ha previsto la caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, allo scopo di fornire la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa).

L'applicazione del 2° livello consente l'individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano).

I risultati dell'analisi sismica di II livello sono sintetizzati nelle carte dei fattori di amplificazione relative agli intervalli di periodo 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s riferibili rispettivamente agli edifici e strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, e alle strutture più alte e più flessibili. Nella Figura 06 si riportano gli stralci riferiti all'area in esame di tali carte.

Dall'esame delle carte dei fattori di amplificazione emerge che il sito di intervento ricade nelle aree con:

- Fa 0.1÷0.5 s pari a 1,1;
- Fa 0.5÷1.5 s pari a 1,9.

In entrambi i casi Fa calcolato è inferiore a Fa soglia comunale: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa.

PERICOLOSITÀ DA LIQUIFAZIONE

Sempre nell'ambito dello studio della componente sismica del PGT è stata condotta la valutazione della pericolosità da liquefazione attraverso:

- 1) analisi stratigrafica finalizzata all'individuazione delle litologie sabbiose in falda sulla base dei dati contenuti nella "Banca Dati geologica sottosuolo" pubblicata all'interno del portale cartografico regionale. Il sito in esame è prossimo ad aree indagate ove lo spessore cumulato delle litologie sabbiose in falda è compreso tra 5 e 10 m
- 2) analisi della soggiacenza della falda in corrispondenza dei

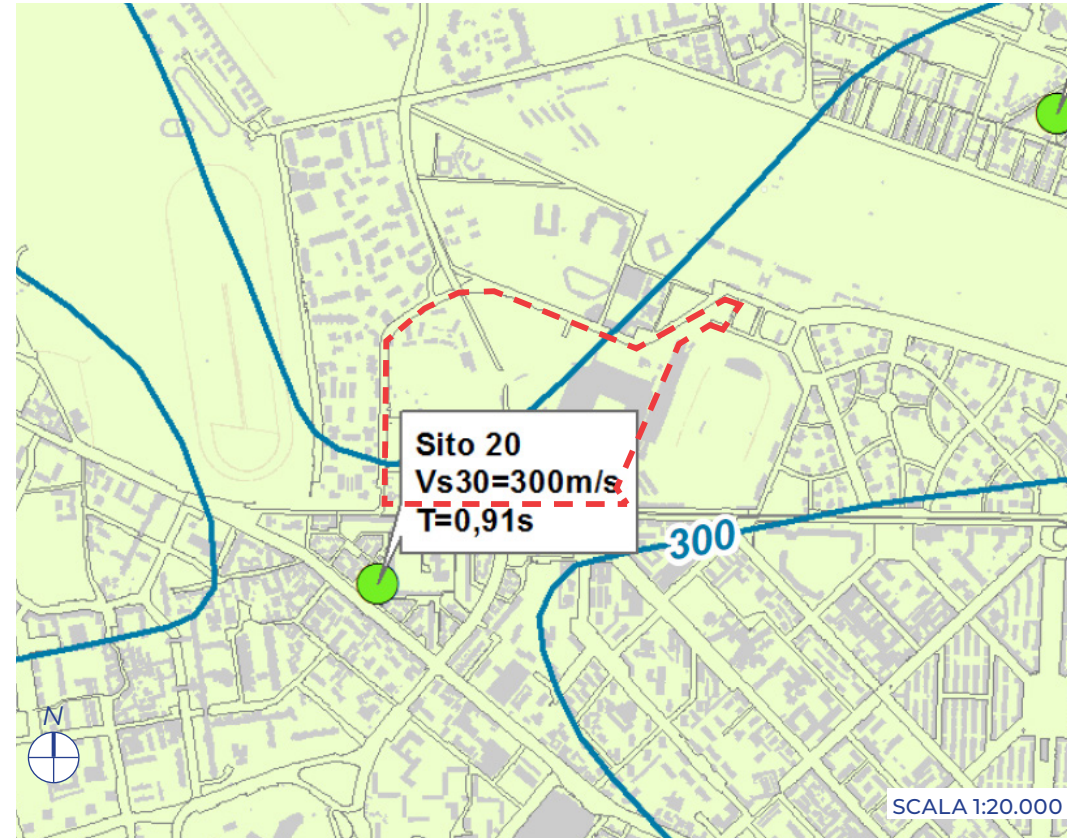


Fig. 05: Carta Vs30 - Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Milano (Tav. G.10)

LEGENDA

--- Limite lotto Grande Funzione Urbana

VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO Vs

- 180 - 300 (Suolo tipo C - NTC '18)
- 300 - 330 (Suolo tipo C - NTC '18)
- 330 - 360 (Suolo tipo C - NTC '18)
- > 360 (Suolo tipo B - NTC '18)

Relativa ad indagini pregresse Vs30 (m/s) Periodo proprio del sito (s)
Indagine realizzata Ex-Novo Vs30 (m/s) Periodo proprio del sito (s)

—300— Linee a uguale valore di Vs30

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO COME DA TAB. 3.2.II - NTC 2018

TIPO B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
TIPO C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360

PARAMETRI SOGLIA DI AMPLIFICAZIONE DEFINITI PER IL COMUNE DI MILANO DA DGR 7374-2008

COMUNE	INTERVALLO (s)	Valori soglia per tipo di suolo				
		B	C	D	E	
MILANO	0,1 - 0,5	1,4	1,8	2,2	2,0	
MILANO	0,5 - 1,5	1,7	2,4	4,2	3,1	



Fig. 06: Carta dei fattori di amplificazione 0,1-0,5 s e di confronto tra Fa calcolati e da normativa - Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Milano (Tav. G.11)

LEGENDA

--- Limite lotto Grande Funzione Urbana

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE

Periodo di riferimento T = 0,1 s - 0,5 s

- FA = 1,1
- FA = 1,2
- FA = 1,3
- FA = 1,4
- FA = 1,5
- FA = 1,6

● Fattori di Amplificazione calcolati nei Siti di indagine

CONFRONTO TRA I FATTORI DI AMPLIFICAZIONE CALCOLATI E I PARAMETRI SOGLIA DEFINITI PER IL COMUNE DI MILANO (PERIODO 0,1 - 0,5 s)

FA calcolato < Parametro soglia di amplificazione → Spettro da normativa è sufficiente a rappresentare la reale amplificazione attesa al sito
FA calcolato > Parametro soglia di amplificazione → Spettro da normativa è insufficiente a rappresentare la reale amplificazione attesa al sito

PARAMETRI SOGLIA DI AMPLIFICAZIONE DEFINITI PER IL COMUNE DI MILANO DA DGR 7374-2008

COMUNE	INTERVALLO (s)	Valori soglia per tipo di suolo				
		B	C	D	E	
MILANO	0,1 - 0,5	1,4	1,8	2,2	2,0	
MILANO	0,5 - 1,5	1,7	2,4	4,2	3,1	

punti di monitoraggio della rete freaticometrica presente nel sottosuolo di Milano. L'area in esame, come la maggior parte del territorio di Milano, ad esclusione dell'area comprendente il castello Sforzesco e le aree limitrofe, presenta una soggiacenza inferiore a 15 m (valore soglia oltre al quale i criteri introdotti dalle NTC 2018 escludono il verificarsi del fenomeno della liquefazione).

3) analisi dell'accelerazione massima al suolo: è stato fatto riferimento ai dati relativi alla maglia di punti indicati nell' Allegato B alle norme tecniche per le costruzioni: tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica. Il sito in esame ricade nelle aree con accelerazione massima al suolo <0,1 g (dove 0,1 g è valore soglia di accelerazione oltre il quale può avere luogo il fenomeno di liquefazione).

Nella Figura 08 si riporta uno stralcio riferito all'area in esame della carta della pericolosità da liquefazione, dalla quale emerge che il sito ricade nelle aree in cui le caratteristiche stratigrafiche, idrogeologiche e sismiche rendono improbabile lo sviluppo del fenomeno della liquefazione.

4.1.6 SINTESI DEGLI ELEMENTI CONOSCITIVI

L'area, come desunto dalla tavola di sintesi della componente geologica, non è caratterizzata da alcuna criticità.

4.1.7 FATTIBILITÀ GEOLOGICA E NORME GEOLOGICHE DI PIANO

L'ambito di intervento è compreso all'interno della Classe di fattibilità geologica 2- Fattibilità con modeste limitazioni, come desunto dalla carta "Fattibilità geologica ed idraulica" allegata alla componente geologica del PGT vigente (Figura 10)

In riferimento all'ambito di studio, le Norme Geologiche di Piano forniscono le seguenti indicazioni.

ART. 44 CLASSE II - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI

1. Rispetto all'aspetto geologico, le aree che rientrano in questa classe hanno morfologia pianeggiante e sono litologicamente costituite da depositi di natura sabbioso-ghiaiosa, con percentuali variabili di matrice limosa o limoso sabbiosa. Talvolta sono aree con presenza di terreni granulari/coesivi con mediocri caratteristiche geotecniche fino a 5-6 m circa di profondità; non sono invece presenti terreni con scadenti caratteristiche geotecniche o ambiti interessati da attività estrattive attive o dismesse.

Rispetto all'aspetto idrogeologico, le aree hanno soggiacenza superiore a 5 m e non presentano quindi criticità legate a condizioni di falda superficiale o a emergenze idriche diffuse.

2. La realizzazione e la modifica dei vani interrati e seminterrati, purché dotati di collettamento delle acque di scarico, che interferiscono con il livello della falda, è ammessa a condizione che vengano provvisti di sistemi di auto protezione. Gli scarichi delle acque superficiali e derivanti dal pompaggio delle acque sotterranee, anche in condizioni climatiche ed idrologiche avverse, devono essere comunque compatibili con la normativa regionale sull'invarianza idrologica e idraulica.

3. E' vietata per contro la realizzazione e la modifica dei vani interrati e seminterrati che interferiscono con il livello della falda da adibire ad uso produttivo, nel caso prevedano attività che comportano l'utilizzo o lo stoccaggio di sostanze pericolose/insalubri.

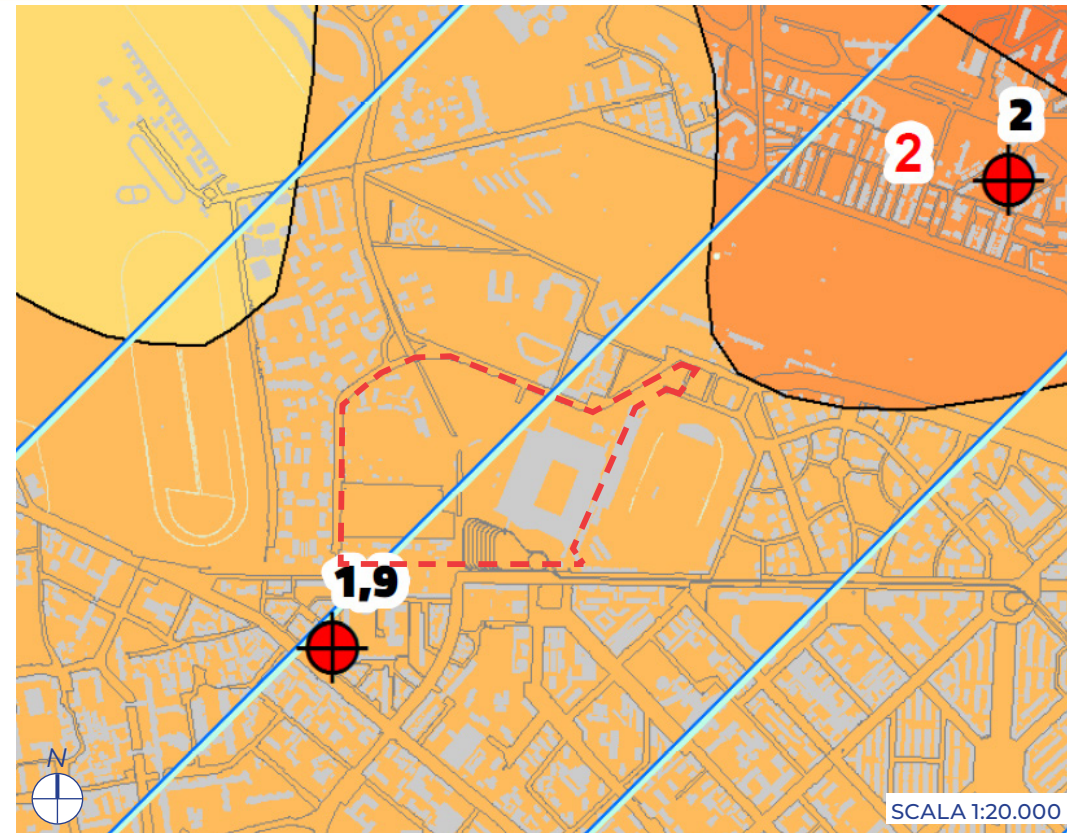


Fig. 07: Carta dei fattori di amplificazione 0,5-1,5 s e di confronto tra Fa calcolati e da normativa - Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Milano (Tav. G.12)

LEGENDA

--- Limite lotto Grande Funzione Urbana

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE

Periodo di riferimento T = 0,5 s - 1,5 s

- FA = 1,7
- FA = 1,8
- FA = 1,9
- FA = 2
- FA = 2,1

1,2 Fattori di Amplificazione calcolati nei SRI di indagine

CONFRONTO TRA I FATTORI DI AMPLIFICAZIONE CALCOLATI E I PARAMETRI SOGLIA DEFINITI PER IL COMUNE DI MILANO (PERIODO 0,5 - 1,5 s)

- FA calcolato < Parametro soglia di amplificazione → Spettro da normativa è sufficiente a rappresentare la reale amplificazione attesa al sito
- FA calcolato > Parametro soglia di amplificazione → Spettro da normativa è insufficiente a rappresentare la reale amplificazione attesa al sito

PARAMETRI SOGLIA DI AMPLIFICAZIONE DEFINITI PER IL COMUNE DI MILANO DA DGR 7374-2008

COMUNE	INTERVALLO	Valori soglia per tipo di suolo				
	(s)	B	C	D	E	
MILANO	0,1 - 0,5	1,4	1,8	2,2	2,0	
MILANO	0,5 - 1,5	1,7	2,4	4,2	3,1	

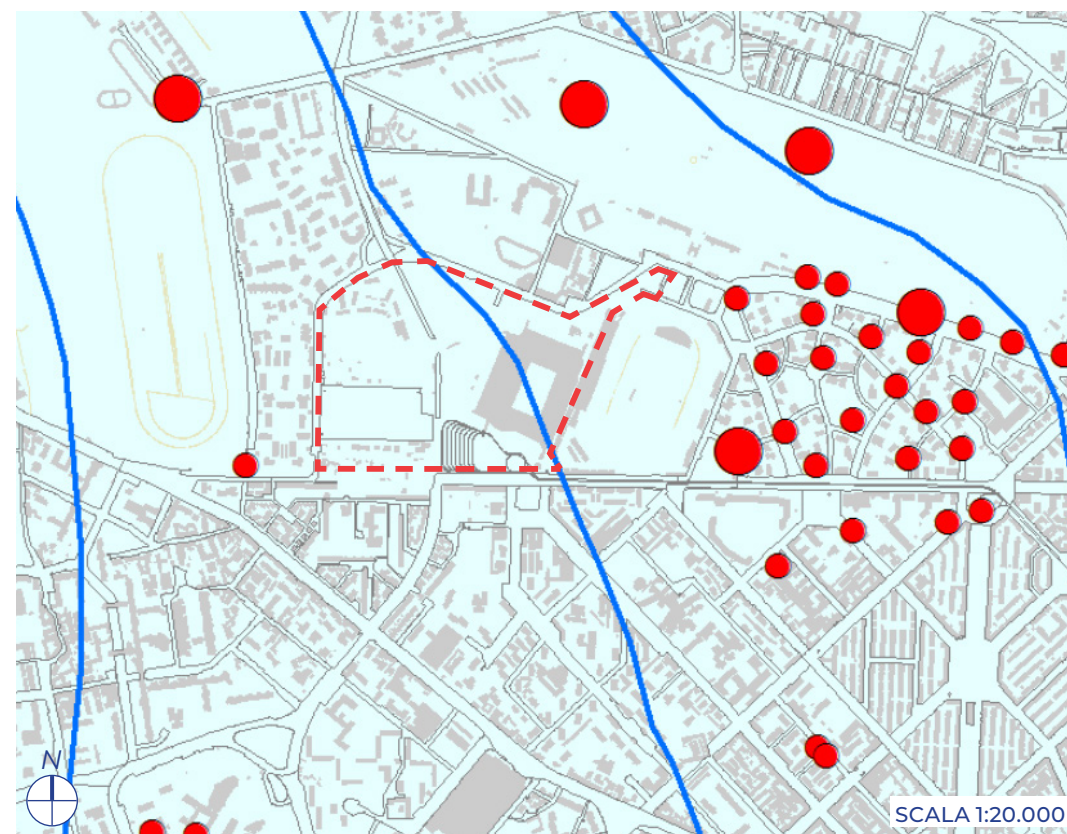


Fig. 08: Carta della pericolosità da liquefazione - Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Milano (Tav. G.08)

LEGENDA

--- Limite lotto Grande Funzione Urbana

SOGGIACENZA DELLA FALDA FREATICA

—2,5— Linee di ugual soggiacenza (espresse in m da p.c.)

SPESSORE CUMULATO DELLE LITOLOGIE SABBIOSE IN FALDA

Variabilità degli spessori (espresse in m)

- 0 - 5
- 5 - 10
- 10 - 17

ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO

Area in cui il valore di accelerazione massima al suolo risulta superiore a 0,1 g (considerando "ag" su suolo di riferimento Tipo A - con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, ovvero un Periodo di ritorno di 475 anni) nel periodo T = 0,5 - 1,5 s

PERICOLO LIQUEFAZIONE

- Area in cui le caratteristiche stratigrafiche, idrogeologiche e sismiche rendono possibile lo sviluppo del fenomeno della liquefazione
- Area in cui le caratteristiche stratigrafiche, idrogeologiche e sismiche rendono improbabile lo sviluppo del fenomeno della liquefazione

ART.47 PERICOLOSITA' SISMICA E MICROZONAZIONE

Il territorio comunale è suddiviso in base alle caratteristiche dell'amplificazione stratigrafica individuando il valore del Fattore di Amplificazione (Fa) relativo alle differenti microzone omogenee e deve essere utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica vigente confrontando il valore di Fa ottenuto con un valore-soglia assegnato per ciascun Comune. Sono inoltre individuate le microzone in corrispondenza delle quali il fenomeno della liquefazione non può essere escluso a priori secondo i criteri introdotti dalle NTC 2018.

Il sito in esame ricade in Fa inferiore al valore di soglia corrispondente; la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa.

In riferimento alla pericolosità da liquefazione, il sito di intervento ricade nelle aree in cui il valore di accelerazione massima al suolo risulta inferiore a 0,1 g, ovvero nelle zone in corrispondenza delle quali il fenomeno della liquefazione può essere escluso a priori secondo i criteri introdotti dalle NTC 2018.

Con riferimento infine agli edifici strategici e rilevanti (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03), indipendentemente dalla microzona in cui sono ubicati, la progettazione deve essere condotta adottando i criteri antisismici contenuti nelle Norme tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018) definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello - metodologie di cui all'allegato 5 della DGR n. IX/2616/11, o in alternativa utilizzando lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema:

- anziché lo spettro della categoria di suolo B si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo C si utilizzerà quello della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria di suolo E si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

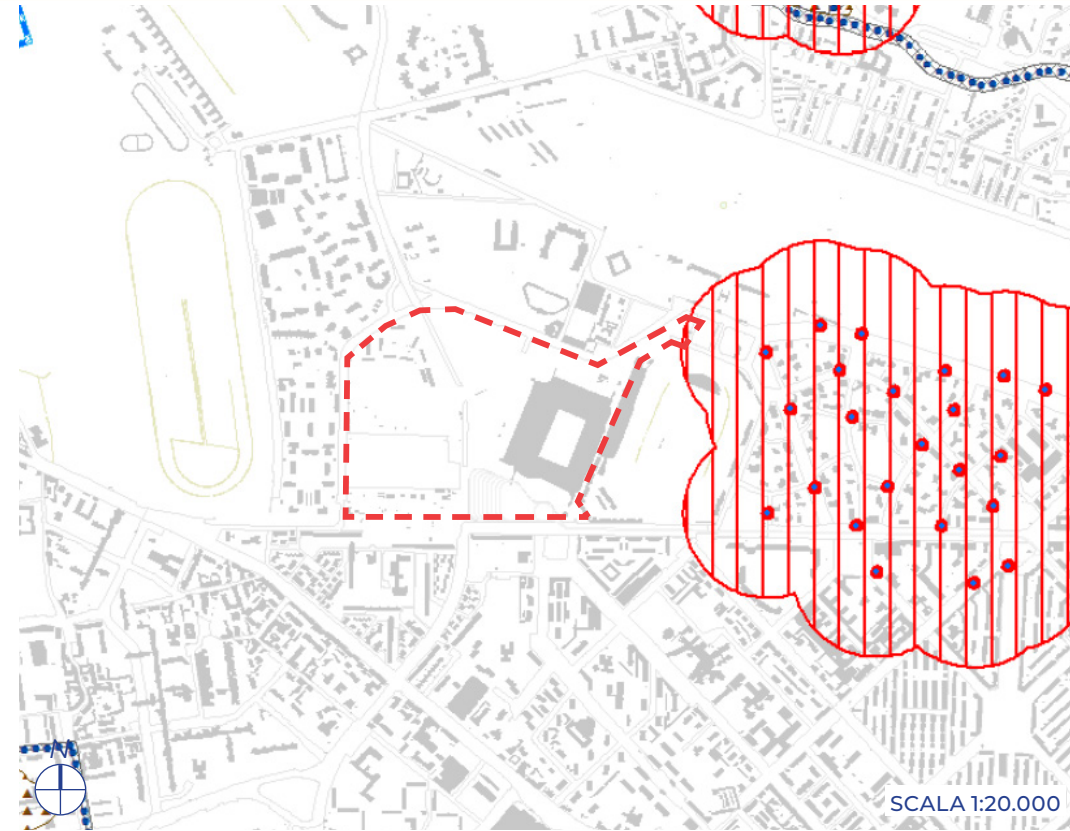


Fig. 09: Carta di sintesi - Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Milano (Tav. G.05)

LEGENDA

--- Limite lotto Grande Funzione Urbana

Acque superficiali

- | | | |
|----------|-----------|--|
| Scoperto | Terminato | |
| | | Reticolo idrico principale |
| | | Reticolo idrico minore demaniale |
| | | Reticolo idrico minore gestito da altri soggetti |
| | | Reticolo idrico consorziale |

- Fasce di rispetto
- Specchi d'acqua

USO DEL SUOLO

Attività estrattive

- Cave cessate

LITOLOGIA

Litologia superficiale

- Aree a litologia limosa argillosa prevalente (L4 e L5)

IDROGEOLOGIA

Pozzi (DLgs 152/2006 e DGR 7/12693)

- Zona di tutela assoluta (10m)
- Fasce di rispetto (200 m)

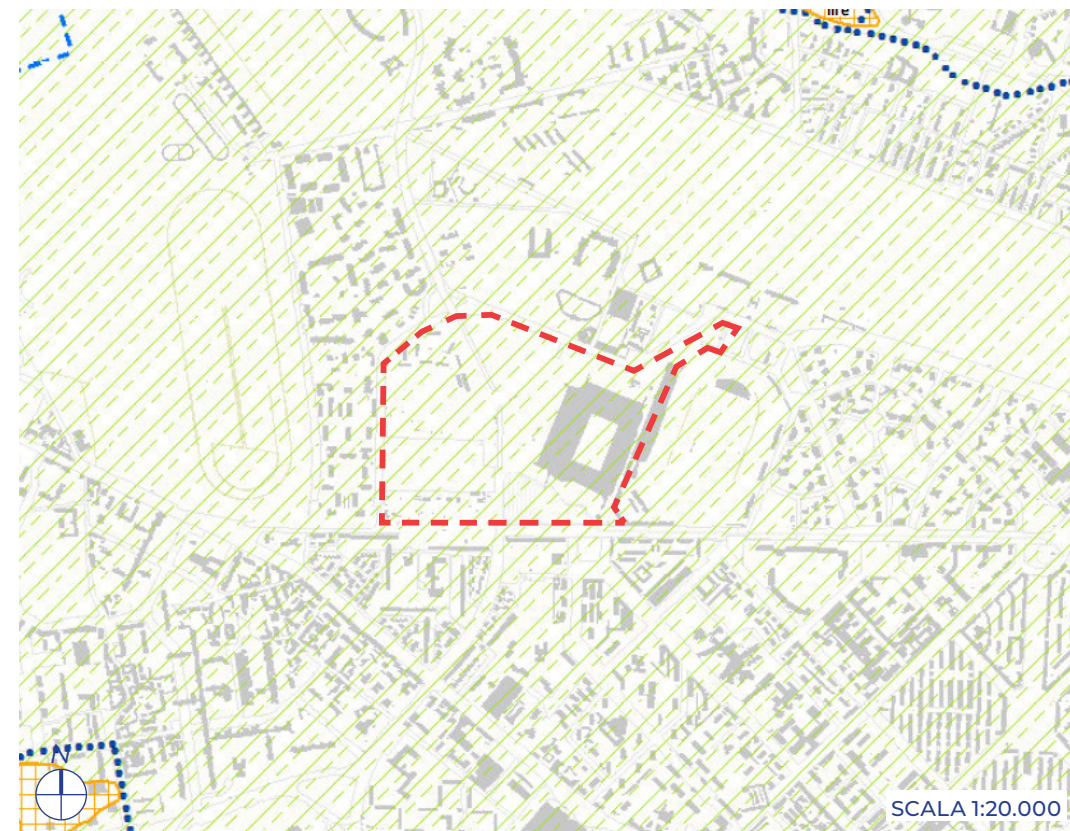


Fig. 10: Carta fattibilità geologica idraulica (Tav. G.15)

LEGENDA

--- Limite lotto Grande Funzione Urbana

FATTIBILITA' GEOLOGICA E IDRAULICA

Classi di fattibilità geologica

- Classe II - Fattibilità con modeste limitazioni**
- Classe III - Fattibilità con consistenti limitazioni**
 - Classe IIIa - Pericolosità di inondazione (media)
 - Classe IIIb - Pericolosità di inondazione (elevata)
 - Classe IIIc - Aree a bassa soggiacenza della falda (< 5 m)
 - Classe IIId - Aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche
 - Classe IIIe - Aree estrattive attive o dismesse
- Classe IV - Fattibilità con gravi limitazioni**
 - Classe IVa - Pericolosità di inondazione (molto elevata)
 - Classe IVb - Aree con emergenze idriche diffuse (fontanili e aree con emergenza della falda)
 - Classe IVc - Aree destinate a infrastrutture prioritarie per la difesa del suolo

Acque superficiali

- | | | | |
|----------|-----------|-------------|----------------------|
| Scoperto | Terminato | In progetto | |
| | | | Reticolo idrografico |
| | | | Specchi d'acqua |



4.2

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO



4.2.1 LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI, IDROGRAFICI E GEOLOGICI

L'area di intervento, inserita nell'ambito della media pianura lombarda, è ubicata nel settore nord-occidentale del territorio comunale di Milano, ad una quota topografica media di circa 125,5 m s.l.m. (+126,5 s.l.m. Via Tesio - +124,5 s.l.m. Via dei Piccolomini), all'interno del tessuto urbano compreso fra le vie Federico Tesio, Harar e il Comparto Stadio.

L'assetto morfologico del territorio è costituito da estese piane fluvio-glaciali e fluviali di età quaternaria, a morfologia subpianeggiante, prive di dislivelli morfologici significativi, con deboli pendenze verso sud dell'ordine di 0.3-0.4 %.

A nord est del sito è presente il rilievo artificiale di Monte Stella (prevalentemente formato da accumulo di macerie derivanti dai bombardamenti durante la seconda guerra mondiale), che presenta una quota massima di 185 m s.l.m..

L'intensa urbanizzazione generale ha modificato o cancellato la struttura originaria della pianura, rendendo indistinguibili caratteri ed elementi morfologici già di per sé poco evidenti (paleovali, orli di terrazzo).

I principali elementi della rete idrografica sono rappresentati dal fiume Olona, facente parte del reticolo idrografico principale, che scorre tobinato a nord del sito in esame lungo Via Giulio Natta, Via Terzaghi.

Le caratteristiche geologiche generali dell'area di interesse sono desumibili dai dati contenuti nel Progetto di Cartografia geologica della Regione Lombardia CARG, (Foglio 118 "Milano" e relative Note illustrative - 2016).

Le unità geologiche di superficie, desunte dalla cartografia del Foglio 118 "Milano" e presenti nell'intorno dell'area del sito, sono visibili nella figura 01.

Dal punto di vista geologico, l'area di studio ricade nella seguente unità geologica:

Unità di Minoprio (BMI)

Ghiaie a supporto clastico e di matrice; matrice sabbiosa e sabbioso limosa; limi ghiaiosi; sabbie, sabbie limose e limi (depositi fluvio-glaciali). Superficie limite superiore caratterizzata dai suoli con spessore medio di 1,5 m; colori 10YR e 7,5YR; presenza di suoli sepolti nel settore meridionale del Foglio. Copertura loessica non osservata (Pleistocene medio - Pleistocene superiore).

La porzione a NW dell'area di intervento è stata oggetto di riempimenti con materiale dalle caratteristiche geotecniche non note. Nelle seguenti immagini, desunte dalle immagini storiche di Google-earth, si osservano lo stato di fatto al 2001 e al 2012.



Fig. 01: Caratteri geologici

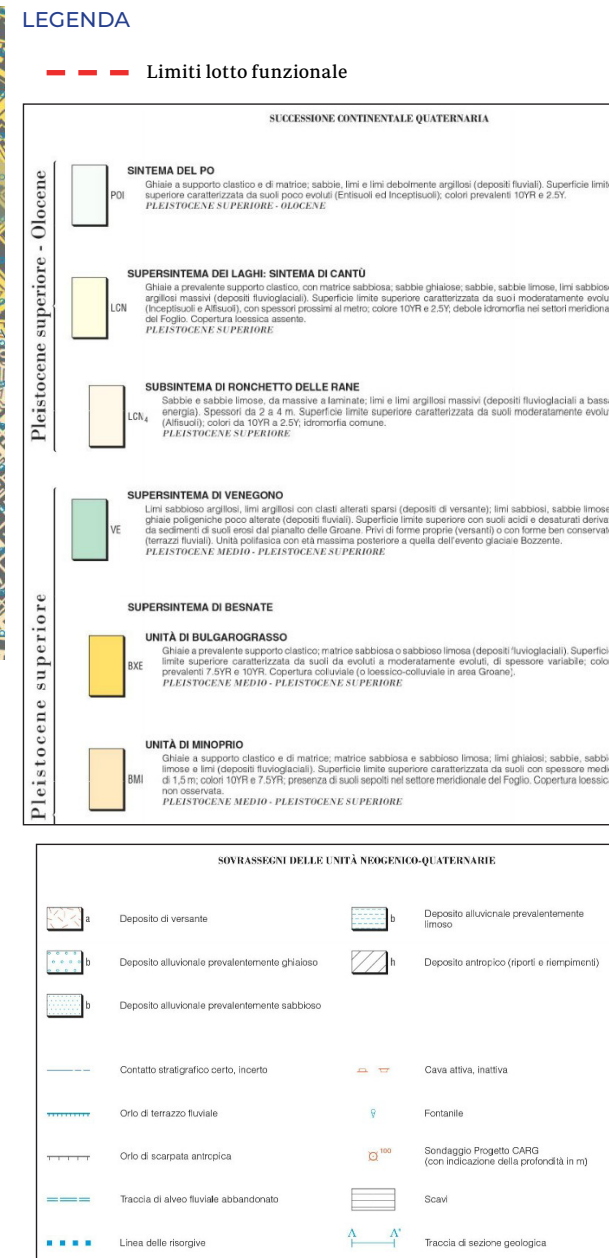


Immagine 2001

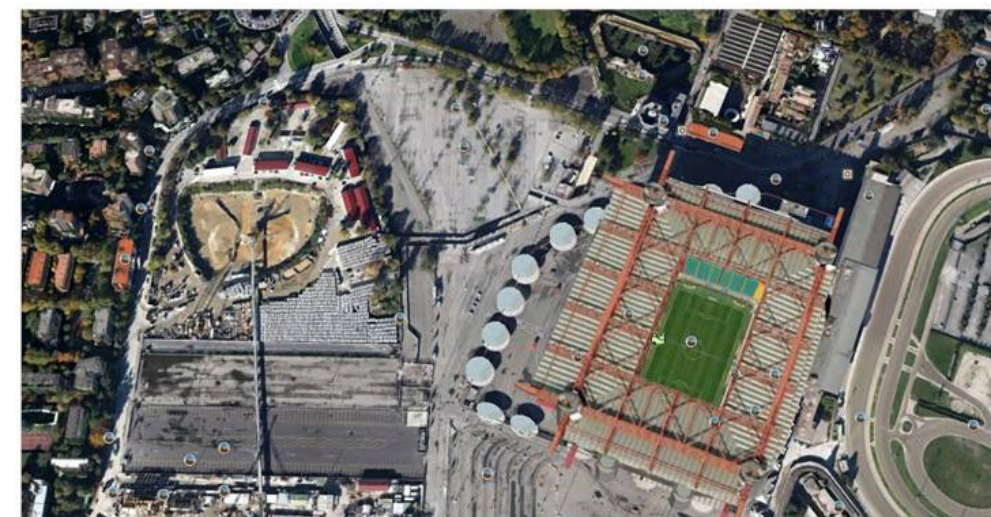


Immagine 2012

Fig. 02: Confronto immagini google-earth 2001-2012

4.2.2 CLASSIFICAZIONE DELLE UNITÀ DI SOTTOSUOLO

Sulla base delle caratteristiche litologiche dedotte dalle stratigrafie dei pozzi dell'area, si riconoscono nel sottosuolo tre principali unità idrostratigrafiche, la cui denominazione fa riferimento alla classificazione 2002 proposta dalla Regione Lombardia, Eni-Divisione Agip e ripresa nelle elaborazioni del nuovo PTUA 2016.

La loro distribuzione è sintetizzata nelle sezioni idrogeologiche di Tav. 2 passanti per i pozzi pubblici/privati dell'area e per l'area di progetto, in cui tali unità si succedono, dalla più superficiale alla più profonda, secondo il seguente schema:

A - Gruppo Acquifero A, dello spessore variabile tra circa 40-45 m, costituito in prevalenza da litologie grossolane ad elevata permeabilità (ciottoli, ghiaie e sabbie), con subordinate intercalazioni lenticolari di limi sabbiosi e argille giallo/brune, generalmente prive di continuità laterale. L'unità è sede della falda superiore di tipo libero (primo acquifero) maggiormente vulnerabile, attualmente caratterizzata nell'area di progetto da soggiacenze medie attuali di circa 12-13 m dal p.c..E' acquifero di interesse progettuale sia per il sistema geotermico che per la gestione delle interferenze fra falda e volumi interrati (cantiere ed esercizio).

B - Gruppo Acquifero B, dello spessore di circa 60 m, costituito da sabbie e ghiaie acquifere, con intercalazioni da metriche a plurimetriche di limi e argille sabbiose. L'unità è sede di falde idriche intermedie e profonde da semiconfinata a confinata (secondo acquifero), tradizionalmente captate dai pozzi del pubblico acquedotto. In virtù della presenza di strati a bassa permeabilità dotati di una certa continuità laterale, tali falde risultano maggiormente protette e indipendenti dalle strutture idriche superiori. Non riveste interesse progettuale.

C - Gruppo Acquifero C, costituito da alternanze di limi e argille sabbiose con subordinate intercalazioni di sabbie medio-fini e ghiaie. Il limite superiore dell'unità, generalmente concorde con la superficie topografica, tende ad approfondirsi procedendo verso i settori meridionali. L'unità è sede di falde idriche profonde protette di tipo confinato, generalmente riservate all'uso potabile e captate dai filtri più profondi dei pozzi del pubblico acquedotto. A profondità > 150÷160 m da p.c. e con una distribuzione irregolare, si manifestano problematiche qualitative, con presenza di idrogeno solforato ed elevate concentrazioni di ferro e manganese. Non riveste interesse progettuale.

4.2.3 PREMESSA METODOLOGICA DELLO STUDIO PIEZOMETRICO

Il SFTE protocollato ha affrontato organicamente il tema della falda di progetto sia a breve termine (interferenza con scavi in fase di cantiere) che a lungo termine (condizioni di esercizio: impermeabilizzazioni in vasca bianca e dimensionamento nei riguardi di sottospinte idrostatiche).

La successiva fase di approfondimento progettuale conterà sulla disponibilità di dati sito specifici attuali dei livelli di falda (piezometri di nuova esecuzione) che renderanno conto anche dei gradienti idraulici alla scala del sito, elemento da non sottovalutare in relazione alla grande estensione del sito di progetto.

Il metodo di analisi poi sarà quello di correlare le misure sito-specifiche attuali con le serie storiche cinquantennali selezionate fra quelle rappresentative dell'area, individuando così i parametri di progetto finali e il relativo grado di accuratezza.

4.2.4 PIEZOMETRIA SITO-SPECIFICA

La morfologia della superficie piezometrica della falda superiore fa riferimento alle elaborazioni effettuate sui dati di livello al marzo 2018 dei pozzi di monitoraggio della rete di controllo di Metropolitana Milanese S.p.A. (dati MM s.p.a - Servizio Idrico Integrato).

Nell'area di studio si evidenzia una falda di tipo radiale convergente verso i settori centrali e sud-orientali, con quote comprese tra 120 e 106 m s.l.m. e un gradiente idraulico in diminuzione da 5‰ a NW a 2,5‰ a SE. Le principali direzioni del flusso idrico sotterraneo sono mediamente orientate WNW-ESE.

L'andamento dei livelli piezometrici nell'intorno del sito di indagine (Fig.03), è desumibile dalla serie storica delle misure periodicamente effettuate da Metropolitana Milanese S.p.A. sui pozzi della Centrale Tonezza e sui piezometri n. 56 di Via Lampugnano (cod. 0151461495) e n. 28 di Via Gattamelata (cod. 0151461495), punti di monitoraggio più prossimi all'area.

La serie storica dei dati disponibili evidenzia il progressivo abbassamento dei livelli, caratteristico degli anni '60 e registrato fino alla prima metà degli anni '70, conseguente al sovraemungimento degli acquiferi in tale periodo.

A seguito delle intense precipitazioni del biennio 1976-77, si assiste ad un significativo innalzamento dei livelli della falda, culminato con il massimo piezometrico relativo del 1980-81. Segue un periodo di sostanziale stabilità, protrattosi sino al 1990-91.

Dal 1992 sino a tutto il 1997, si assiste ad un nuovo significativo innalzamento dei livelli di falda, riscontrato in maniera omogenea in tutti i punti di controllo del territorio metropolitano.

La causa di tale fenomeno è da ricercarsi in una serie di fattori concomitanti, quali un aumento della ricarica efficace che ha interessato l'alta e media pianura, il progressivo approfondimento delle captazioni potabili del civico acquedotto a causa del diffuso inquinamento delle falde più superficiali (solventi clorurati, cromati, atrazina, microinquinanti, ecc.) e la diminuzione dei prelievi industriali in ambito urbano e periurbano.

A partire dal 1998, si assiste ad una nuova tendenza alla progressiva decrescita piezometrica, interrotta dall'innalzamento dei livelli conseguente agli eventi alluvionali dell'ottobre 2000 e del novembre 2002.

Le scarse precipitazioni 2003-2007 hanno causato un nuovo abbassamento delle quote piezometriche medie, pur di minore entità.

Il deciso aumento delle precipitazioni medie registrato dal 2008 ha determinato una generalizzata risalita dei livelli in tutta l'area metropolitana, fino a raggiungere nel dicembre 2014 - primi mesi del 2015 valori di massimo storico. Dal 2015 è in corso un regresso dovuto alla riduzione delle precipitazioni, riscontrata sino agli ultimi dati disponibili (luglio 2020).

4.2.5 DETERMINAZIONE FALDA DI PROGETTO E INTERFERENZE DA GESTIRE IN FASE DI CANTIERE ED ESERCIZIO

Il grafico di Figura 04 riporta la rappresentazione grafica alla scala del sito delle escursioni piezometriche attese in relazione alle ipotesi di fondo scavo (curva Lampugnano, traslata alle quote del sito).

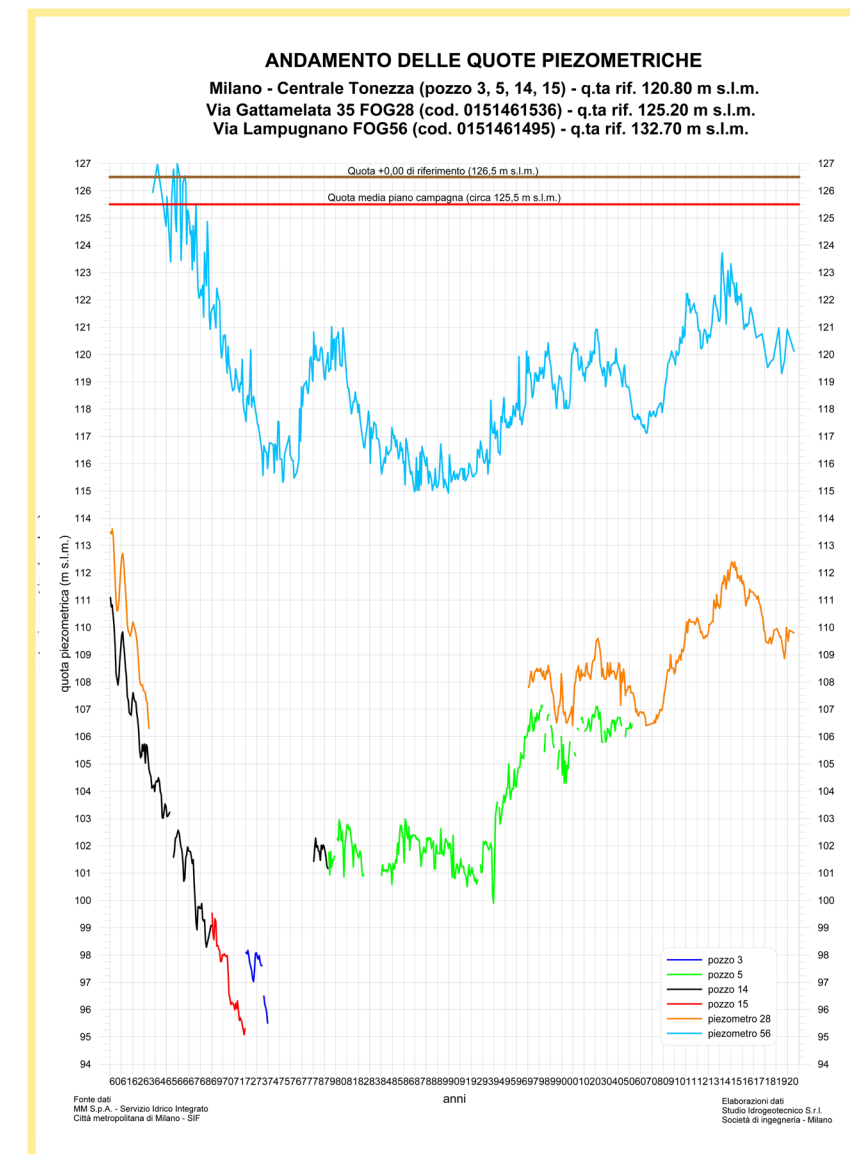
E' inoltre tenuta in considerazione la quota falda di progetto MM (Stazione San Siro), pari a qt 120 m s.l.m.

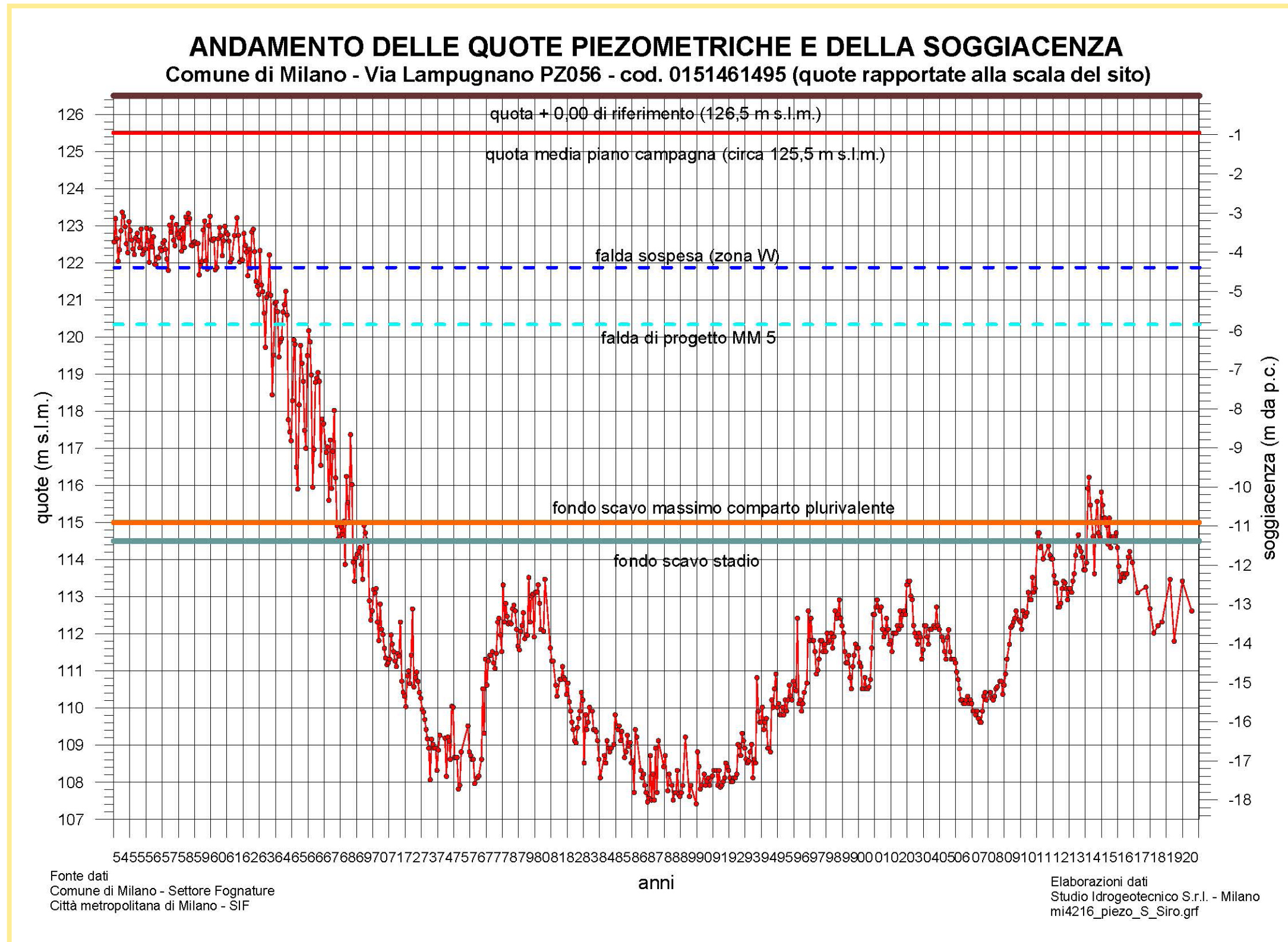
Per il Comparto Stadio(massimo approfondimento di scavo pari a **+114,50m s.l.m.**) si prevedono quindi **5,5 m** circa di interferenza rispetto alla falda di progetto MM (**+120,00m s.l.m.**) e **2m** circa rispetto al max piezometrico 2015 (**+116,50 s.l.m.**)

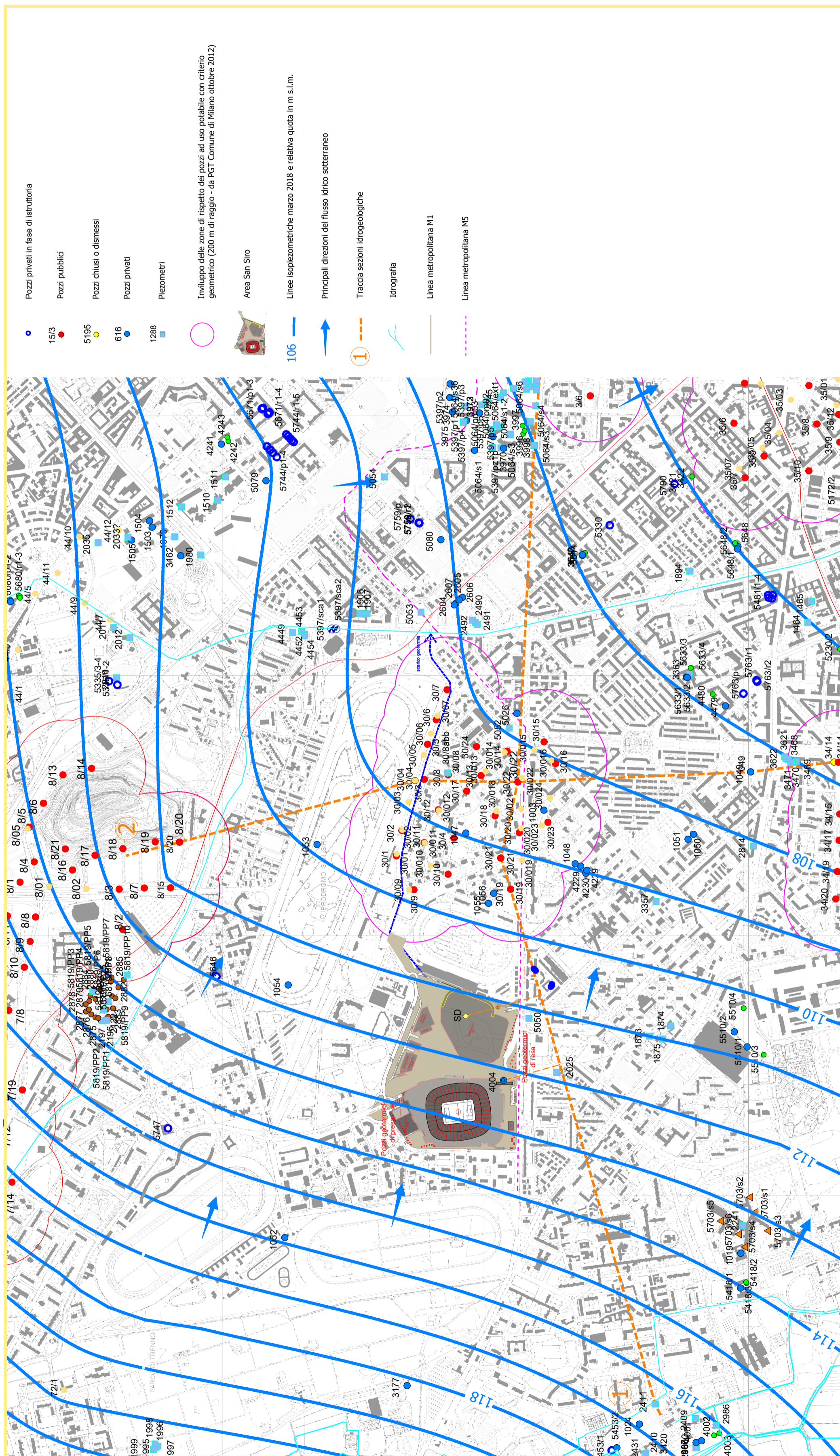
Per la parte relativa al Comparto **Plurivalente** (massimo approfondimento di scavo a **+115,00m s.l.m.**) si prevedono **5m** circa di interferenza rispetto alla falda di progetto MM (**+120,00m s.l.m.**) e **-1,50 m** circa rispetto al max piezometrico 2015 (**+116,50m s.l.m.**)

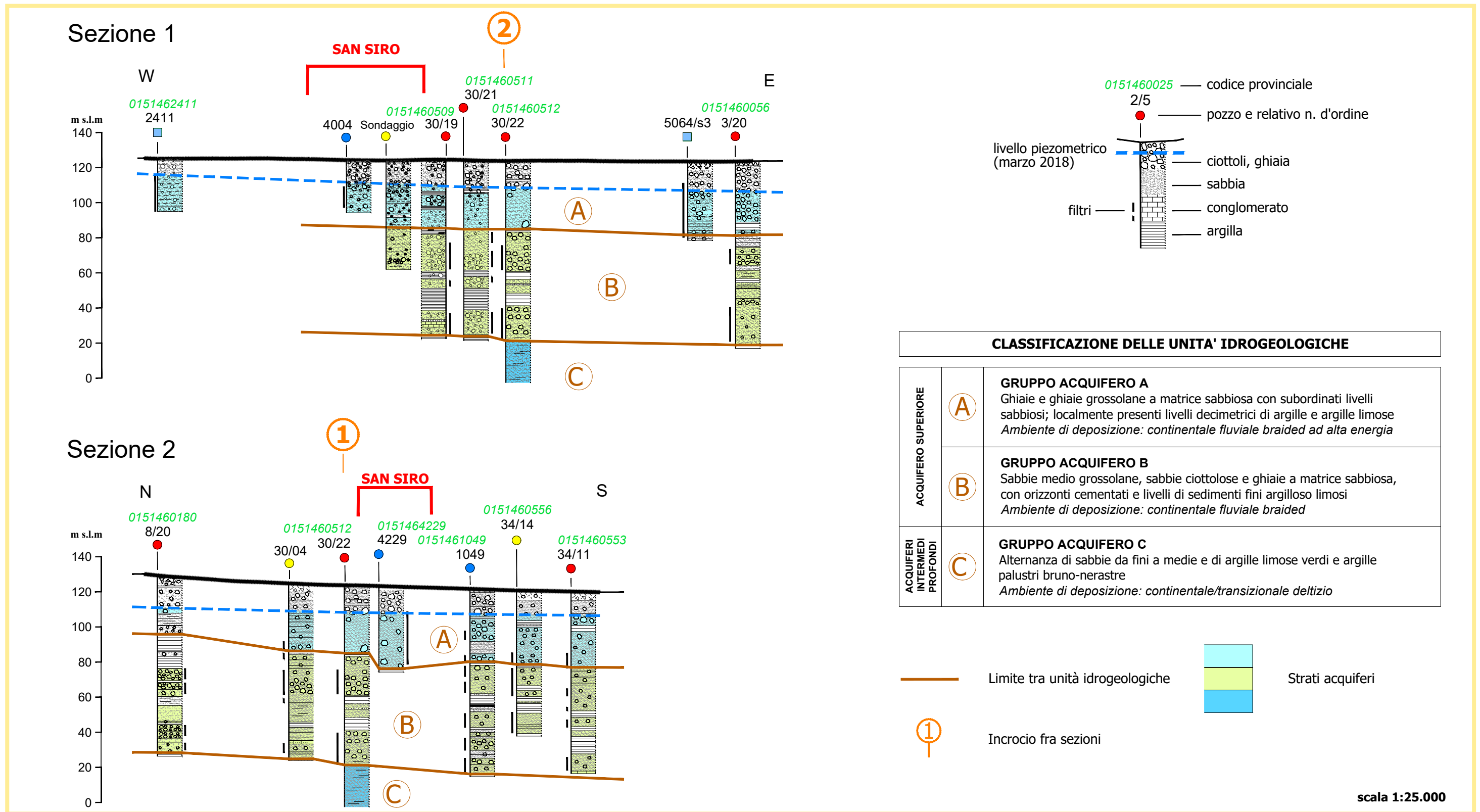
Sempre per l'area del Comparto Stadio (al limite W del sito) si segnalano storicamente allagamenti di vani interrati (1 livello), dovute all'instaurarsi di falde sospese al di sopra di un livello fine/minore permeabilità posto a circa 4-5 m di profondità. La soggiacenza di falda al di sopra di tale livello è particolarmente variabile in funzione delle precipitazioni così come documentato da misure in continuo effettuate con datalogger effettuate in Via Pinerolo nel 2012, con valori occasionali fino a circa 2,5 m da p.c.

Risulta pertanto indispensabile che la fase di indagini geognostiche integrative caratterizzi detta presenza con sondaggi di circa 5 m attrezzati a piezometri e che il progetto preveda la rimozione di detto livello fine, consentendo quindi il drenaggio della piezometria sospesa verso il basso e quindi verso la piezometria di falda principale (variabile in tempi recenti fra -10 e -13 m circa).











4.3

ASPETTI SISMICI



4.3.1 SISMICITÀ STORICA E CONTESTO GEODINAMICO

L'analisi della sismicità storica del comune di Milano, tratta dal database macrosismico italiano DBMI15, riporta nel periodo di osservazione compreso tra l'anno 1000 e l'anno 2014 109 eventi, ed evidenzia risentimenti con intensità macrosismica massima generalmente inferiori a 5 con alcuni eventi di intensità compresa tra 5 e 6 ed un solo evento di intensità pari a 7, come mostrato di seguito in forma grafica e tabellare (Fig. 01 e Tab. 01).

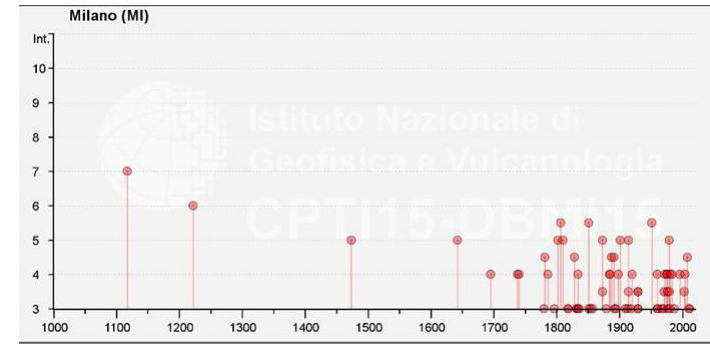


Fig. 01: Storia sismica del Comune di Milano (da DBMI15)

Le massime intensità macrosismiche osservate sono relative all'evento del 1117 che interessò il veronese, con magnitudo momento all'epicentro pari a 6.52; più frequenti sono gli effetti dovuti a scuotimenti con epicentro nel bresciano e nella gardesana occidentale con magnitudo momento generalmente comprese tra 5 e 5.6 che danno luogo ad intensità macrosismiche osservate comprese tra 5 e 6.

La sismicità risentita nell'area, non compresa in alcuna zona sismogenetica, è riferibile dal punto di vista geodinamico prevalentemente alla zona sismogenetica 907 della zonazione ZS9, ed in misura minore alla zona 911.

La sismicità della zona sismogenetica 907 è legata alla convergenza attiva tra la placca Adria e la placca Europea e si esplica attraverso meccanismi di fagliazione a prevalente componente inversa, che danno luogo a terremoti con ipocentri mediante compresi nella classe di profondità 8÷12 km. La zona include la parte più bassa delle province di Bergamo e Brescia. È caratterizzata da una sismicità di energia normalmente medio-bassa con la sola eccezione del terremoto di Soncino evento del 1802, a cui viene assegnata una magnitudo Mw intorno a 5.9.

La zona sismogenetica 911, che comprende il cosiddetto "arco di Pavia" e le strutture ad esso relative, costituisce una zona di svincolo cinematico tra il sistema alpino ed il sistema appenninico ed è caratterizzata da meccanismi di fagliazione prevalentemente trascorrenti sinistrorsi in strutture crostali superficiali e dip-slip in strutture più profonde che danno luogo a terremoti con ipocentri mediante compresi nella classe di profondità 8÷12 km.

L'ubicazione delle zone sismogenetiche ed i meccanismi focali prevalenti ad esse associati sono mostrati di seguito in rapporto all'area di progetto (Fig. 02 e Fig. 03).

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
F	1065 03 27	Brescia	2	7	5,10
7	1117 01 03 15 15	Veronese	55	9	6,52
6	1222 12 25 12 30	Bresciano-Veronese	18	7-8	5,68
F	1295 09 03	Grigioni, Churwalden	17	8	6,20
D	1348 01 25	Alpi Giulie	89	9	6,63
5	1473 05 07 07 45	Milanese	5	4	3,70
NF	1511 03 26 15 30	Friuli-Slovenia	120	9	6,32
F	1522 10 05 00 10	Pianura Padana	6	5	4,71
F	1570 11 17 19 10	Ferrarese	58	7-8	5,44
5	1642 06 13	Pianura lombarda	8	6	4,92
F	1653 04 19 04 15	Reggiano	4	5-6	4,40
F	1661 03 12	Prealpi bergamasche	4	6-7	4,86
4	1695 02 25 05 30	Asolano	107	10	6,40
2	1703 01 14 18	Valnerina	197	11	6,92
2	1703 02 02 11 05	Aquilano	69	10	6,67
4	1738 11 05 00 30	Emilia occidentale	10	7	5,10
4	1740 03 06 05 40	Garfagnana	32	8	5,64
2-3	1743 02 20	Ionio settentrionale	84	9	6,68
F	1751 11 21	Liguria	6	4	3,70
F	1779 07 14 19 30	Bolognese	17		
3	1780 02 06 04	Bolognese	9	6-7	5,06
4-5	1781 09 10 11 30	Pianura lombarda	11	6-7	4,93
4	1786 04 07 00 15	Pianura lombarda	10	6-7	5,22
3	1796 10 22 04	Emilia orientale	27	7	5,45
5	1802 05 12 09 30	Valle dell'Oglio	94	8	5,60
5-6	1806 02 12	Reggiano	28	7	5,21
2	1808 04 02 16 43	Val Pellice	105	8	5,64
5	1810 12 25 00 45	Pianura emiliana	33	6	5,06
F	1811 07 15 22 44	Modenese-Reggiano	19	6-7	5,13
3	1818 02 23 18 10	Liguria occidentale	45	7	5,32
3	1818 12 09 18 55	Parmense	26	7	5,24
F	1826 06 24 12 15	Garda occidentale	20	5	4,62
4-5	1828 10 09 02 20	Oltrepò Pavese	110	8	5,72
F	1831 09 11 18 15	Pianura emiliana	25	7-8	5,48
2-3	1831 09 13 05 30	Pianura emiliana	7		
2-3	1832 03 11 06 45	Carpi	14	5	4,51
3	1832 03 11 08 45	Parmense	14		
3	1832 03 13 03 30	Reggiano	97	7-8	5,51
4	1834 02 14 13 15	Val di Taro-Lunigiana	112	9	5,96
3	1834 07 04 00 45	Val di Taro-Lunigiana	24	6-7	5,08
3	1836 06 12 02 30	Asolano	26	8	5,53
NF	1840 08 27 12 05	Tuhinj Valley	49	7	5,28
2	1846 08 14 12	Colline Pisane	121	9	6,04
5-6	1851 02 05 09 50	Vatellina	30	5	4,72
3	1851 08 03	Valli Giudicarie	15	6	4,92
3	1854 12 29 01 45	Liguria occidentale	86	7-8	5,72
3	1857 02 01	Parmense-Reggiano	22	6-7	5,11
2	1873 03 12 20 04	Appennino marchigiano	196	8	5,85
5	1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6,29
3-4	1873 09 17	Appennino toscano-ligure	64	6-7	5,26
NF	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5,74
3	1879 02 14	Garda occidentale	13	5	4,62
4	1884 09 12 07 23	Pianura lombarda	34	6	4,70
4	1885 02 26 20 48	Pianura Padana	78	6	5,01
F	1886 09 05	Torinese	101	7	5,22
4-5	1887 02 23 05 21 50.00	Liguria occidentale	1511	9	6,27
4-5	1891 06 07 01 06 14.00	Valle d'Illasi	403	8-9	5,87
3	1892 01 05	Garda occidentale	93	6-7	4,96
3	1894 11 27 05 07	Bresciano	183	6	4,89
2	1895 08 07 19 49 32.00	Appennino toscano-emiliano	84	5	4,67
4	1898 03 04 21 05	Parmense	313	7-8	5,37
5	1901 10 30 14 49 58.00	Garda occidentale	289	7-8	5,44
3	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5,36

Tab.01: Storia sismica del Comune di Milano (da DBMI15)

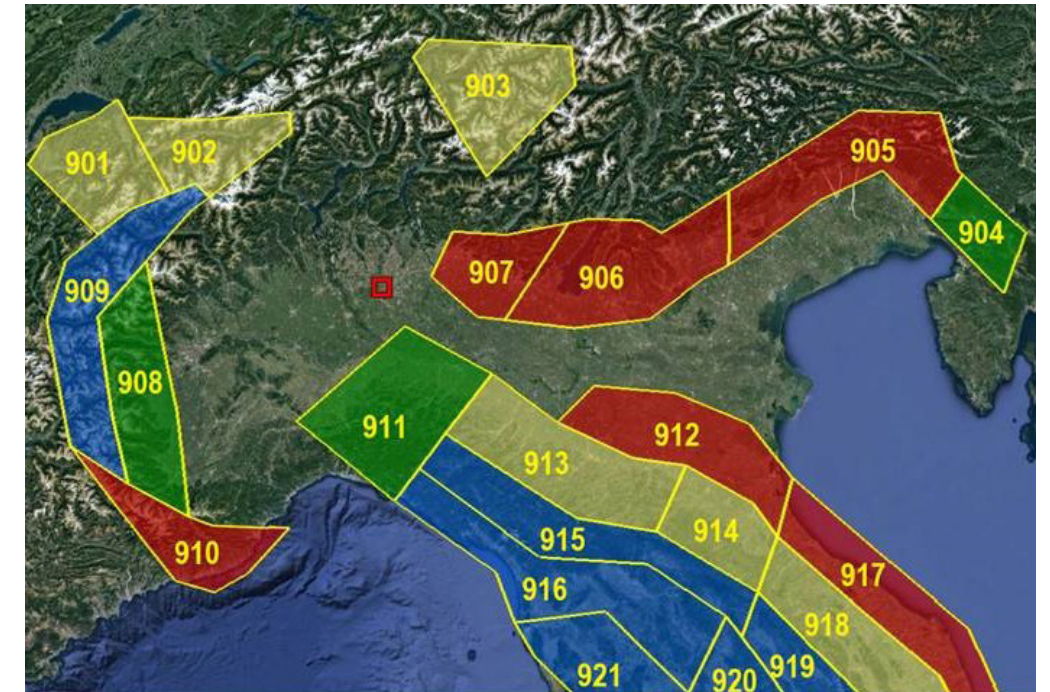


Fig. 02: Zone sismogenetiche ZS9

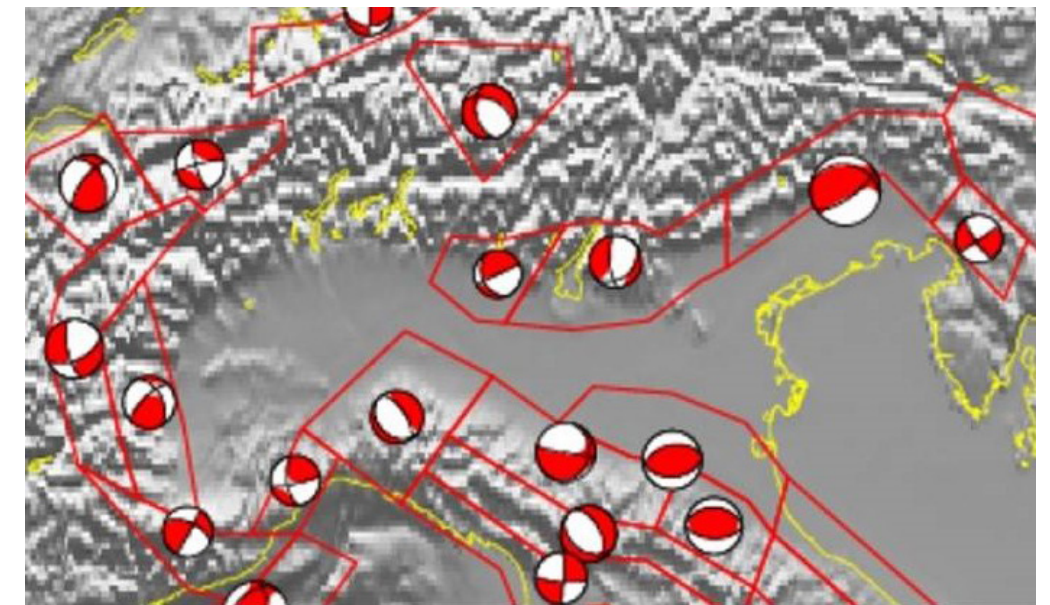


Fig. 03: Meccanismi focali

Nell'ambito delle zone sismogenetiche sopra indicate il più recente database DISS 3.2.1, reso disponibile dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, identifica le seguenti sorgenti sismogenetiche:

- ITCS002: Western S-Alps external thrust
- ITCS009: Busseto-Cavriago
- ITCS010: Western S-Alps internal thrust
- ITCS018: Rivanazzano-Stradella
- ITCS044: Portalbera-Cremona
- ITCS045: San Giorgio Piacentino – Fornovo di Taro
- ITCS048: Giudicarie
- ITCS072: Capriano-Castenedolo back-thrust
- ITCS073: Monte Baldo
- ITCS076: Adige Plain
- ITCS112: Piadena
- ITCS113: Sirmione
- ITCS114: Solferino
- ITCS115: Western S-Alps external thrust shallow-west
- ITCS116: Western S-Alps external thrust shallow-east
- ITCS179: Western Monferrato
- ITCS180: Eastern Monferrato
- ITIS069: Sal
- ITIS104: Romanengo
- ITIS140: Veronese

I massimi valori di magnitudo momento registrati nelle sorgenti sismogenetiche sopra indicate e la minima distanza dal sito in esame sono mostrate nella seguente tabella (Tab. 02).

Sorgente sismogenetica	Profondità [km]	Magnitudo momento Mw	Distanza minima dal sito [km]
ITCS002: Western S-Alps external thrust	6÷13	6.0	28.3
ITCS009: Busseto - Cavriago	2÷8	5.6	90.3
ITCS010: Western S-Alps internal thrust	5÷12	5.5	27.6
ITCS018: Rivanazzano - Stradella	2÷8	5.5	39.4
ITCS044: Portalbera - Cremona	2÷7	5.5	34.9
ITCS045: San Giorgio Piacentino – Fornovo di Taro	2÷10	5.5	73.1
ITCS048: Giudicarie	5÷12	5.7	93.9
ITCS072: Capriano - Castenedolo back-thrust	1÷6	6.0	59.2
ITCS073: Monte Baldo	3÷9	5.5	126.3
ITCS076: Adige Plain	3÷14	6.7	121.6
ITCS112: Piadena	2.5÷6.0	5.5	97.4
ITCS113: Sirmione	2 ÷7	6.0	98.8
ITCS114: Solferino	3÷8	6.0	112.8
ITCS115: Western S-Alps external thrust shallow-west	2÷6	6.0	14.6
ITCS116: Western S-Alps external thrust shallow-east	2.5÷5.5	5.5	64.5
ITCS179: Western Monferrato	1÷8	5.5	58.2
ITCS180: Eastern Monferrato	1÷8	5.5	56.7
ITIS069: Sal	6.5÷9.0	5.7	106.5
ITIS104: Romanengo	2.5÷5.8	5.7	50.6
ITIS140: Veronese	3÷12	6.7	133.1

Tab. 02: Sorgenti sismogenetiche (da database DISS 3.2.1)

L'ubicazione delle sorgenti sismogenetiche sopra indicate è di seguito mostrata in rapporto all'ubicazione dell'area di progetto (riquadro rosso).

Come mostrato dalla Fig.04, il sito di progetto non ricade all'interno di zone sismogenetiche riconosciute.

La consultazione del Catalogo delle Faglie Capaci – Database ITHACA ha infine consentito di escludere la presenza di elementi attivi in grado di dar luogo ad effetti di superficie in corrispondenza dell'area di progetto, come mostrato nella Fig 05, in cui l'ambito di progetto è identificato con circolo rosso.

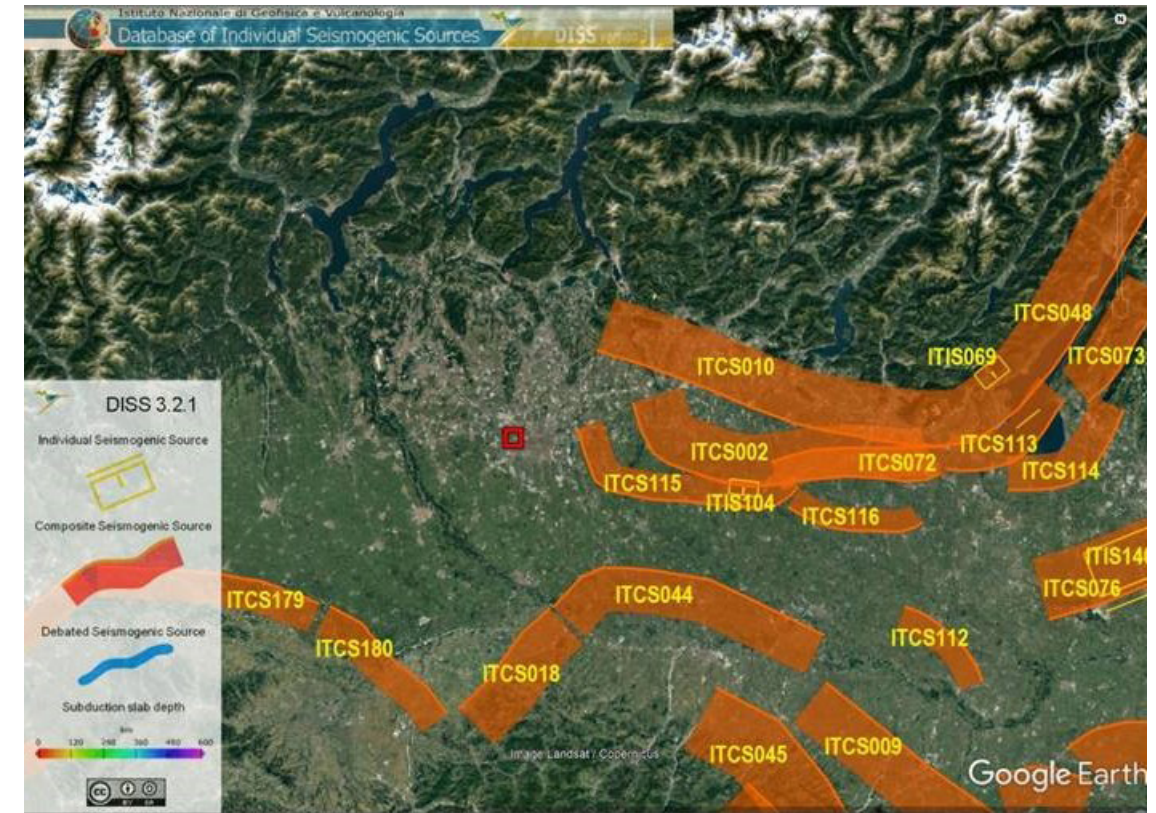


Fig. 04: Sorgenti sismogenetiche (da database DISS 3.2.1)

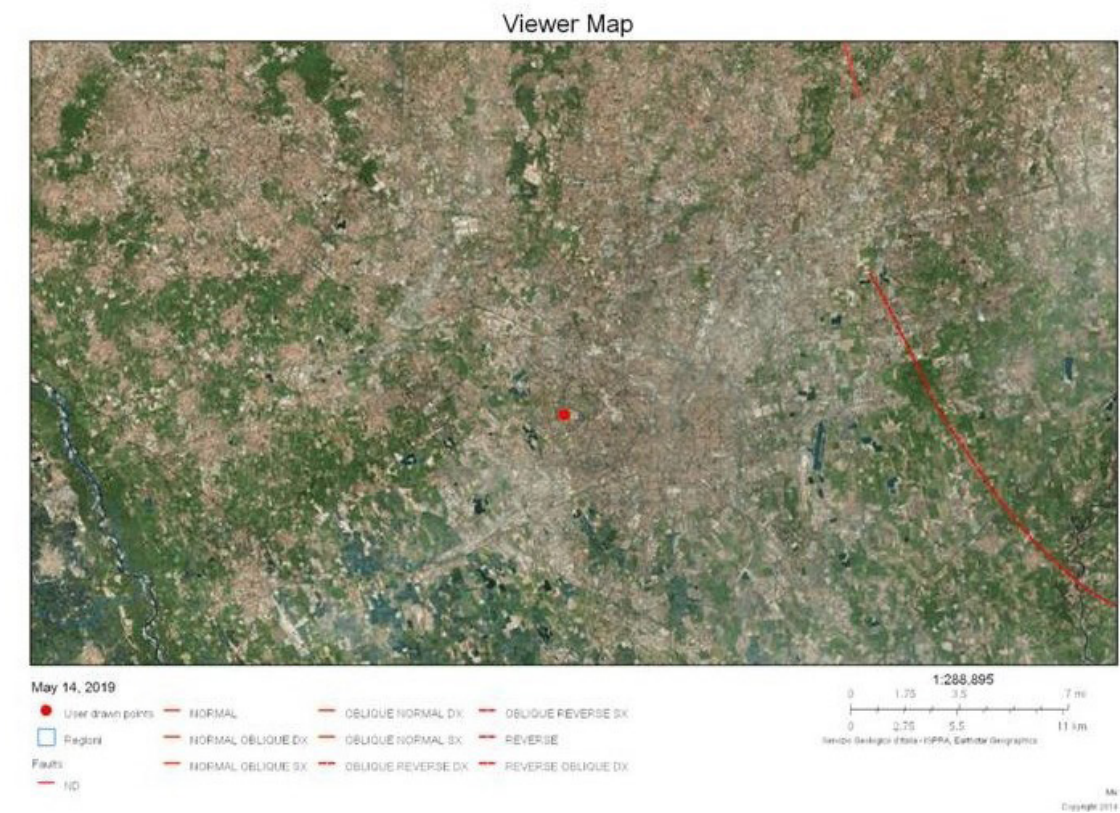


Fig. 05: Faglie capaci (da database ITHACA)

4.3.2 SISMICITÀ DI BASE DELL'AREA

Per quanto concerne la determinazione dei parametri di scuotimento sismico dell'area di progetto, facendo riferimento al D.M. 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni, ed al successivo D.M. 17/01/18 Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, la sismicità di base del sito è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni definita nella tabella 1 allegata al citato D.M. in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale mostrato nella figura sottostante per il sito in esame in cui il centro degli assi della griglia identifica il sito di progetto (Coordinate geografiche ED50: Lat. 45,479293°; Long. 9,120065°

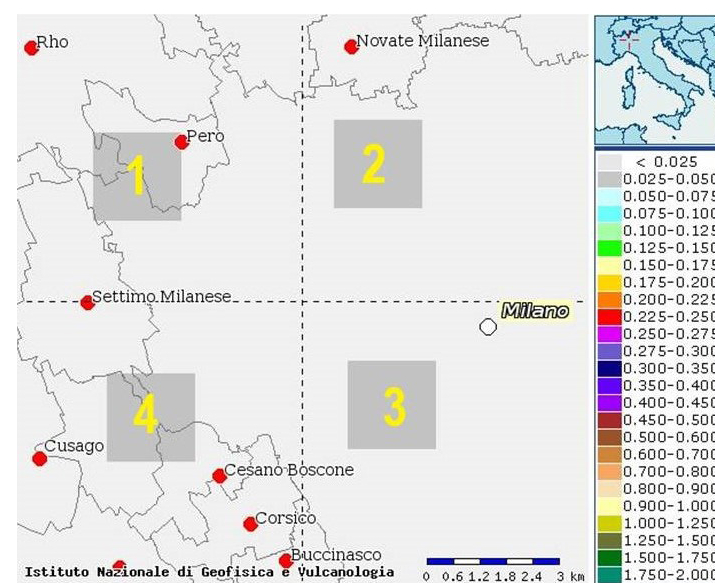


Fig. 06: Valori di accelerazione ai nodi del reticolo di riferimento

- Coordinate geografiche WGS84: Lat. 45,478358°; Long. 9,119004°).

In particolare i valori di scuotimento relativi ai quattro nodi utilizzabili per la definizione del valore medio utilizzabile per il sito in esame sono mostrati nella seguente tabella unitamente ai parametri di

Punto [-]	ID Punto [-]	Long. [°]	Lat. [°]	Distanza [m]	$a_g(475)$ [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
1	12037	9,0714	45,5041	4692	0,045	2,68	0,26
2	12038	9,1426	45,5067	3516	0,048	2,67	0,26
3	12260	9,1463	45,4568	3236	0,049	2,67	0,26
4	12259	9,0752	45,4542	4476	0,046	2,68	0,26

Tab. 03: Parametri sismici di base ai nodi del reticolo

base che definiscono lo spettro di risposta elastico:

Sulla base dei dati sopra indicati è possibile definire un valore di progetto delle azioni sismiche come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame adottando come pesi gli inversi delle

$a_g(475)$ [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
0,046	2,671	0,281

Tab. 04: Parametri sismici di base di sito al bedrock sismico

distanze tra il punto in esame ed i vertici considerati.

Per l'opera in progetto, considerando una vita nominale $VN = 50$ anni ed un coefficiente di utilizzo $CU = 1.5$, i parametri sismici di base

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,022	2,536	0,183
SLD	75	0,027	2,584	0,201
SLV	712	0,051	2,696	0,292
SLC	1462	0,061	2,761	0,309

Tab. 05: Parametri sismici di base al bedrock sismico per i diversi stati limite al bedrock sismico assumono i seguenti valori:

Per quanto concerne la magnitudo degli eventi sismici responsabili della sismicità risentita al sito l'analisi di disaggregazione condotta in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento che circoscrivono il sito di progetto consente di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M . I valori medi delle coppie Magnitudo Momento - Distanza Epicentrale compatibili con i valori di accelerazioni attesi al sito, definiti per eventi con tempo di ritorno di 475 anni, sono di seguito mostrati insieme al parametro ϵ che rappresenta il numero di deviazioni

ID Punto [-]	Magnitudo [-]	Distanza Epicentrale [km]	ϵ [-]
12037	5.08	75.6	1.74
12038	5.04	66.4	1.66
12260	5.04	65.2	1.69
12259	5.08	73.7	1.75

Tab. 06: Magnitudo e Distanza epicentrale ai vertici

standard per cui lo scuotimento devia dal valore mediano predetto:

Considerando come rappresentativo del sito in esame il valore definito per il nodo 12260, più prossimo al sito di progetto, si può assumere quale valore medio della Magnitudo Momento epicentrale il valore di 5.04. La distribuzione statistica dei valori di magnitudo momento epicentrale desunti dall'analisi di disaggregazione condotta in corrispondenza del nodo 12260 è mostrata nella seguente figura per

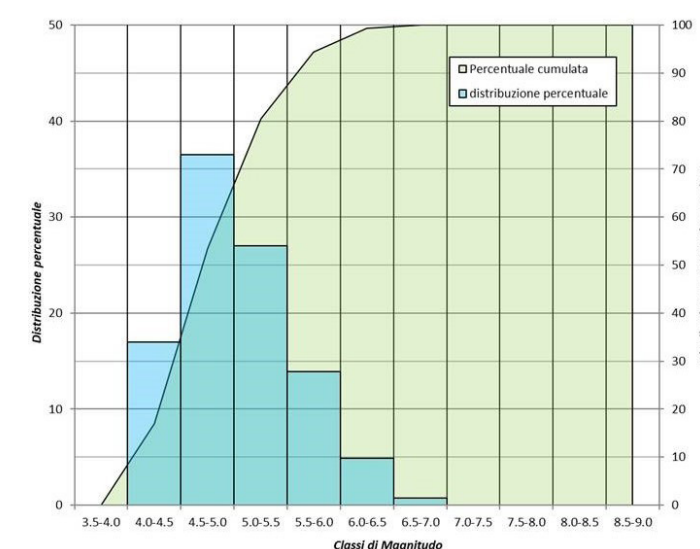


Fig. 07: Distribuzione statistica della Magnitudo Momento epicentrale

un tempo di ritorno di 475 anni:

Dal grafico sopra riportato si determina un valore di magnitudo momento epicentrale al 90° percentile della distribuzione statistica pari a:

$$M_w = 5.59$$

Il massimo valore di magnitudo momento registrato all'interno della sorgente sismogenetica ITCS115, prossima al sito di progetto, è pari a:

$$M_w = 6.00$$

4.3.3 APPROFONDIMENTI SISMICI DI 2° E 3° LIVELLO

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto è necessario valutare le modifiche in frequenza ed ampiezza del segnale sismico di base agente al bedrock indotte da fenomeni di amplificazione stratigrafica e topografica sitespecifici.

Per la valutazione numerica degli effetti di amplificazione sismica sitespecifica la procedura di cui al punto 1.4.4 dell'Allegato B alla d.g.r. 30 novembre 2011 n. IX/2616 "Sintesi delle procedure", prevede l'applicazione di tre livelli di approfondimento sismico con grado di dettaglio crescente in funzione della zona sismica di appartenenza.

Ricadendo il comune di Milano in zona sismica 3, in fase pianificatoria il 1° livello è obbligatorio ed esteso a tutto il territorio comunale, mentre gli approfondimenti di 2° livello sono obbligatori per tutti gli edifici ricadenti in aree a pericolosità sismica locale PSL Z3 e Z4.

Per quanto attiene agli scenari di pericolosità sismica, l'ambito di intervento risulta ricompreso all'interno dello scenario Z4a - ambito di pianura, ai sensi della D.G.R. 30 novembre 2011 n° IX/2616. Pertanto si rende necessaria per tutte le tipologie di edifici la valutazione degli effetti di amplificazione litologica e delle conseguenti azioni sismiche di progetto a mezzo di approfondimenti sismici di 2° livello, condotti secondo i criteri definiti dall'Allegato 5 della D.G.R. 30 novembre 2011 n° IX/2616.

L'analisi di 2° livello prevede una caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari PSL Z4, consentendo di verificare se l'analisi di risposta sismica locale semplificata, basata sull'individuazione della categoria di sottosuolo ai sensi del punto 3.2.2 del D.M. 17/01/18, risulta sufficiente o insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fattore di amplificazione F_a calcolato superiore a F_a di soglia comunale fornito da Regione Lombardia). Qualora a mezzo della procedura di 2° livello si verificasse l'inadeguatezza della procedura semplificata, in fase di progettazione, si dovrà procedere a indagini e approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, si potrà utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore.

Il valore di F_a si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5s (strutture basse, regolari e piuttosto rigide) e 0.5-1.5s (strutture più alte e flessibili) in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale.

La procedura per la verifica degli effetti litologici (punto 2.2.2 dell'Allegato 5 alla d.g.r. 30 novembre 2011 n. IX/2616 "Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei P.G.T.") tramite l'impiego delle schede predisposte dalla Regione Lombardia, necessita della conoscenza della litologia prevalente dei materiali presenti in sito, della stratigrafia del sito e dell'andamento delle VS con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s (ottenuta utilizzando metodi di indagine diretti ed indiretti, in grado di fornire un modello geologico e geofisico del sottosuolo attendibile) e dello spessore e velocità di ciascun strato.

L'approfondimento sismico di 3° livello comporta l'esecuzione di una vera e propria analisi di risposta sismica locale mediante codice di calcolo bidimensionale che consente di valutare le modificazioni in ampiezza e frequenza che il segnale sismico subisce propagandosi attraverso un sottosuolo stratificato tenendo in considerazione il comportamento non lineare dei terreni.

In particolare la procedura di calcolo determina i valori del modulo di taglio G e del fattore di smorzamento D al variare della deformazione di taglio attraverso un procedimento iterativo tale da garantire il

rispetto della compatibilità con il livello di deformazione indotto dalla sollecitazione sismica.

L'analisi numerica di risposta sismica locale di 3° livello comporta nel dettaglio i seguenti passi:

- Definizione dell'input sismico al bedrock mediante estrazione di accelerogrammi naturali spettrocompatibili opportunamente scalati al valore di accelerazione del sito e deconvoluti
 - Definizione del modello sismostratigrafico di calcolo
 - Calcolo dello spettro di risposta di input
 - Trasformazione del moto di input dal dominio del tempo al dominio delle frequenze (trasformata di Fourier)
 - Esecuzione dell'analisi: sulla base del modello sismostratigrafico del sito, lo spettro di input sarà modificato in frequenza ed ampiezza nell'attraversare la successione sismostratigrafica al di sopra del bedrock sismico. Il modello è iterativo e ciò comporta che all'aumentare della deformazione indotta, i valori di G e iniziali vengano progressivamente sostituiti con i valori degradati, sulla base delle curve dinamiche inserite per ogni sismostrato
 - Definizione dello spettro di output. Dal rapporto tra spettro di output e spettro di input, sarà definibile la funzione di trasferimento del sito
 - Definizione dell'accelerogramma di output mediante antitrasformata di Fourier e calcolo dello spettro di risposta di output.
- Lo schema di flusso del procedimento di calcolo è mostrato nella seguente immagine.

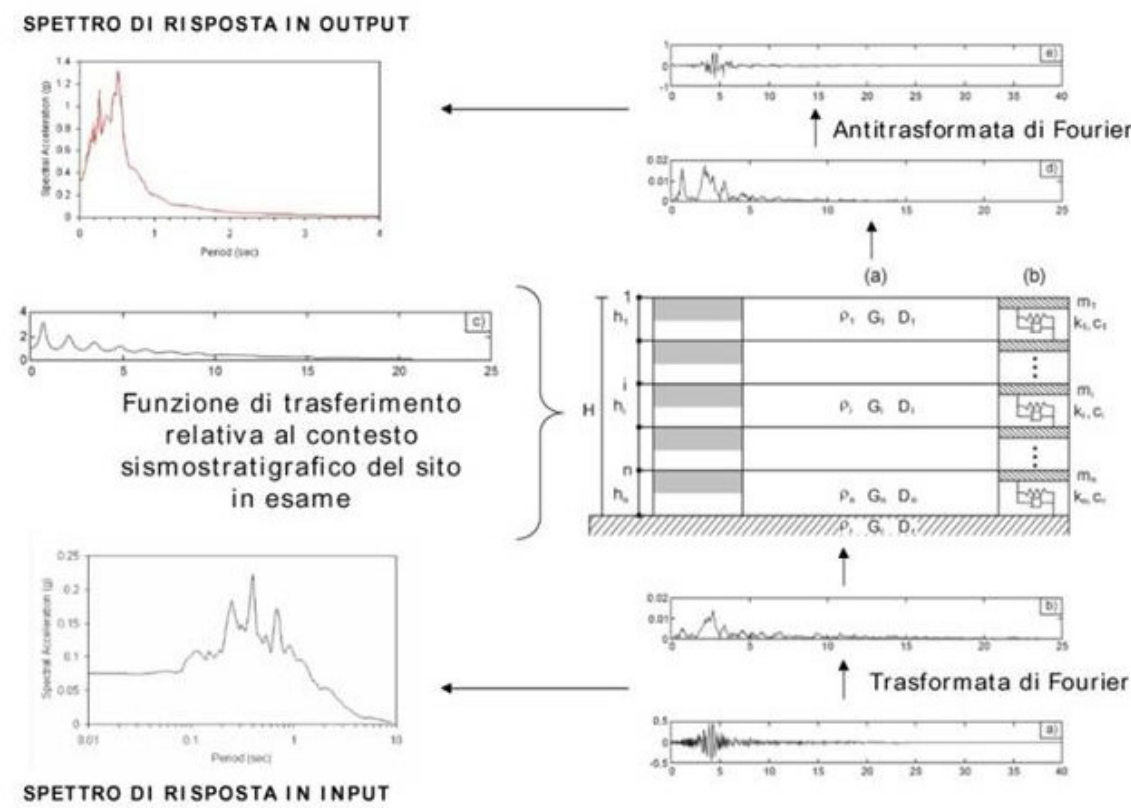


Fig. 08: Diagramma di flusso RSL

Ai fini dell'applicazione degli approfondimenti sismici si procederà pertanto nelle successive fasi di sviluppo progettuale alla esecuzione di indagini sismiche sitospecifiche finalizzate all'acquisizione della stratigrafia delle velocità di propagazione delle onde di taglio ed alla misura sperimentale delle frequenze di sito; in considerazione dell'importanza dell'opera in progetto e delle condizioni di affollamento significativo si procederà direttamente alla esecuzione di specifica analisi di risposta sismica locale di 3° livello per una più precisa definizione delle sollecitazioni sismiche di progetto.

Nelle more dell'esecuzione delle indagini sismiche sul sito di progetto e degli approfondimenti di analisi sismica i valori di VS ricavati a partire dai risultati delle prove SPT, come descritto al successivo capitolo, sono di seguito posti a confronti con le risultanze di una prospezione sismica condotta dagli scriventi nel 2014 in occasione dell'analisi delle vulnerabilità sismica dell'ospedale San Carlo, ubicato circa 1000 m a sud del sito di progetto.

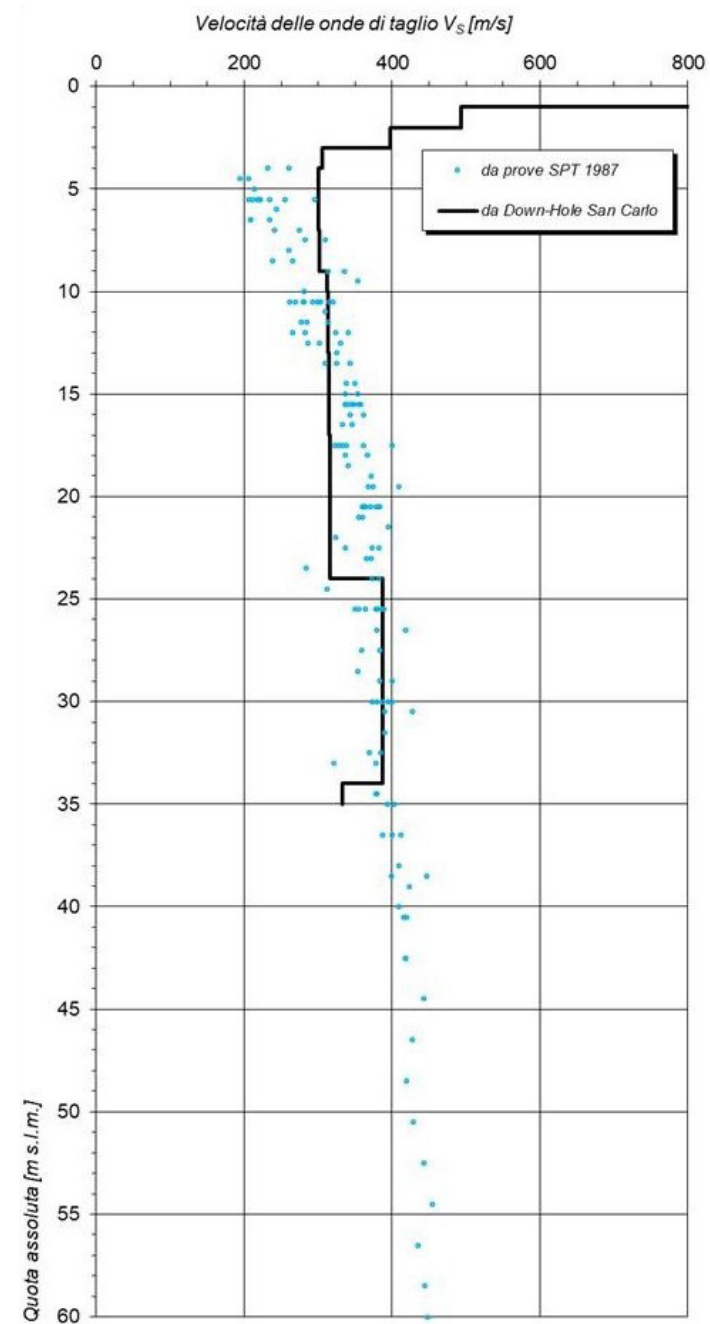


Fig. 09: Stratigrafia Vs

Come osservabile dal grafico sopra riportato i valori ottenuti indirettamente sulla base dei risultati delle prove SPT disponibili risultano in sostanziale accordo con le misure condotte nella prospezione Down-Hole, tendendo a sottostimare i valori nei primi 10 m di profondità; il graduale incremento di rigidità evidenziato dalle indagini, tipico del sottosuolo milanese, testimonia l'assenza di significativi contrasti di impedenza sismica in grado di dar luogo a significative amplificazioni del segnale sismico nell'ambito delle profondità investigate. In merito a tale aspetto si evidenzia inoltre che nell'ambito delle indagini condotte presso l'ospedale San Carlo ed in numerose altre campagne di indagini condotte nel territorio milanese dagli scriventi le tipiche frequenze di risonanza di sito, sperimentalmente rilevate mediante misure di microtremore ambientale con tecnica HVSR, si collocano generalmente attorno a valori di 0.2÷0.7 Hz, indicativi di contrasti di impedenza molto profondi. Nel caso in esame le indagini disponibili non hanno

individuato il bedrock sismico nell'ambito delle profondità investigate; estendendo le informazioni acquisite in profondità sulla base della legge di variazione dedotta dall'esame delle velocità ottenute nella porzione inferiore delle verticali indagate, espressa dalla seguente relazione:

$$V_s = 265 + 3.1 Z$$

A mezzo di tale relazione il bedrock sismico, caratterizzato da una velocità di propagazione delle onde di taglio superiori a 800 m/s, è individuabile alla profondità di circa 170 m da p.c..

Per quanto attiene alla valutazione preliminare della categoria sismica di sottosuolo ai sensi del DM 17/01/18 i dati ad oggi disponibili è possibile definire un valore di velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ secondo la seguente espressione, in accordo al D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni":

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove H rappresenta la profondità del substrato sismico, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto addensato caratterizzata da valori di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s non inferiori a 800 m/s e h_i e $V_{s,i}$ rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità di propagazione delle onde di taglio di ciascuno strato. Nel caso in cui la profondità del substrato H sia superiore a 30 m dal piano di riferimento (piano di posa delle fondazioni superficiali, testa dei pali di fondazione, testa di opere di sostegno di terreni naturali, piano di posa delle fondazioni di muri di sostegno di terrapieni) la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} ottenuto ponendo H pari a 30 nella precedente espressione e considerando le velocità di propagazione dei diversi strati di terreno fino a tale profondità.

Nel caso in esame poiché il bedrock sismico si individua in ogni caso a profondità superiori a 30 m dal piano di riferimento considerato, si ottengono i valori di $V_{s,eq}$ di seguito indicati:

Profondità di calcolo [m da p.c.]	$V_{s,eq}$ [m/s]	Categoria sismica
0.0	284	C
4.0	319	C
8.0	346	C

Tab. 07: Valori di $V_{s,eq}$

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile attribuire i terreni di fondazione delle opere in progetto alla categoria C tra quelle previste al punto 3.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018, costituita da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s.

Nelle condizioni di sito individuate sulla base delle indagini disponibili non si ritiene significativo procedere alla esecuzione di approfondimenti sismici di 2° livello, che in ogni caso confermerebbero la categoria sismica di sottosuolo sopra definita. Infatti per le frequenze

di sito tipiche dell'area milanese (0.2÷0.7Hz) le curve messe a disposizione da Regione Lombardia per il calcolo del fattore di amplificazione sismica per la litologia sabbiosa forniscono valori del coefficiente di amplificazione F_a prossimi all'unità per strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 0.5 s e inferiori a 1.5 per strutture con periodo proprio compreso tra 0.5 e 1.5 s, come mostrato nei grafici più oltre riportati, mentre il valore di soglia comunale, definito da Regione Lombardia per il Comune di Milano per suoli di categoria C, è pari a 1.8 per strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 0.5 s ed a 2.4 per strutture con periodo proprio compreso tra 0.5 e 1.5 s come mostrato nelle seguenti tabelle (Tab.08 - Tab.09 - Fig. 10).

VALORI DI F_a DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.1 E 0.5s				
Comune	Suolo di tipo B	Suolo di tipo C	Suolo di tipo D	Suolo di tipo E
Milano	1,4	1,8	2,2	2,0

Tab. 08: Coefficienti di amplificazione di soglia comunale F_{as}

VALORI DI F_a DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.5 E 1.5s				
Comune	Suolo di tipo B	Suolo di tipo C	Suolo di tipo D	Suolo di tipo E
Milano	1,7	2,4	4,2	3,1

Tab. 09: Coefficienti di amplificazione di soglia comunale F_{as}

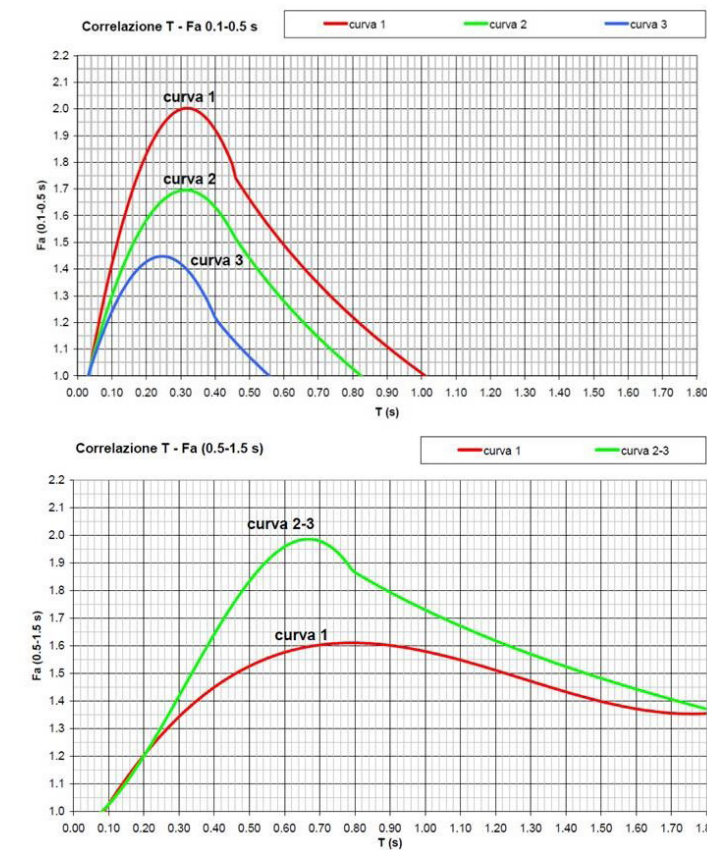


Fig. 10: Curve per il calcolo del coefficiente di amplificazione F_a

4.3.4 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione interessa depositi sabbiosi e sabbiosolimosi saturi che durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale le condizioni di stabilità non sono più garantite e la massa di terreno interessata dal fenomeno comincia ad assestarsi fino a che la nuova configurazione del terreno non è compatibile con la diminuita resistenza al taglio.

I parametri che governano il fenomeno sono rappresentati in generale da:

- condizioni di drenaggio e grado di saturazione del deposito;
- granulometria del deposito;
- stato di addensamento;
- intensità, forma spettrale e durata delle sollecitazioni cicliche;
- stato tensionale iniziale;
- storia tensionale e deformativa del deposito;
- fenomeni di aging.

Durante un evento sismico vengono indotte nel terreno sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la tensione geostatica rimane invariata. In conseguenza dell'applicazione di sollecitazioni cicliche, la struttura granulare del terreno tende a diventare più compatta, ma essendo molto più compressibile dell'acqua, la sollecitazione viene trasmessa all'acqua interstiziale. Se l'incremento della pressione interstiziale è tale da raggiungere il valore della tensione geostatica di confinamento, il terreno inizia a subire deformazioni, la cui entità dipende essenzialmente dal suo grado di addensamento.

Se il terreno ha una modesta densità relativa la pressione interstiziale aumenterà molto rapidamente fino a valori prossimi a quelli della tensione geostatica di confinamento e il terreno comincerà a subire grosse deformazioni, con totale annullamento della resistenza a taglio.

Se il terreno viceversa è addensato, esso potrà avere alla fine dei cicli di carico una pressione interstiziale pari alla tensione geostatica di confinamento ma, poiché i terreni addensati si deformano con aumento di volume per il fenomeno della dilatazione, la pressione interstiziale subirà una brusca caduta e il terreno riuscirà a sviluppare una resistenza a taglio sufficiente a sostenere le sollecitazioni applicate.

Poiché la tensione geostatica aumenta con la profondità mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce, ne consegue che la resistenza alla liquefazione di un terreno cresce con la profondità. Numerose evidenze sperimentali dimostrano infatti che il fenomeno della liquefazione può generarsi fino a profondità massime di circa 20 m.

Occorre inoltre considerare che il terreno può essere soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie; in tali condizioni l'innescio del fenomeno della liquefazione è condizionato anche dal rapporto tra le tensioni di taglio indotte dalla sollecitazione sismica e quelle statiche preesistenti.

La resistenza alla liquefazione è infine influenzata dall'entità dei legami intergranulari e di cementazione connessi a fenomeni di aging che si sviluppano nel tempo. Inoltre, la struttura di un deposito antico è in genere più stabile per gli effetti di ripetute sollecitazioni cicliche subite nel tempo che, qualora non abbiano dato luogo a fenomeni di liquefazione, avranno prodotto un significativo incremento della resistenza a taglio ciclica.

In caso di accertata liquefacibilità del terreno di fondazione

occorrerà valutare le deformazioni indotte e le conseguenze delle stesse sulla funzionalità delle opere previste in progetto.

Ai sensi del D.M. 17/01/18 i terreni di fondazione sono da non ritenersi suscettibili a fenomeni di liquefazione in occasione dell'evento sismico e la verifica a liquefazione può essere omessa quando si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- l'accelerazione massima attesa a piano campagna in condizioni di free-field è inferiore a 0.1 g;
- la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m da p.c.;
- sono presenti depositi sabbiosi puliti con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata $(N_1)_{60}$ superiore a 30 o con resistenza penetrometrica statica normalizzata $q_{cin} > 180$;
- sono presenti terreni con distribuzione granulometrica esterna ai limiti indicati nella Fig. 11.

Il sito di progetto è caratterizzato dalla presenza di una falda freatica avente soggiacenza media di circa 9÷12 m da p.c.

I terreni di fondazione sono in ogni caso da non ritenersi suscettibili a fenomeni di liquefazione in occasione dell'evento sismico atteso per tempi di ritorno pari a 712 anni (Stato limite SLV) e la verifica a liquefazione può essere omessa in accordo al punto 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/08 in quanto:

- l'accelerazione massima a piano campagna in condizioni di free-field, calcolata sulla base di un sottosuolo di categoria sismica C è pari a 0.08 g per un tempo di ritorno di 712 anni (condizioni di Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita per costruzioni di tipo 2 e classe d'uso III).

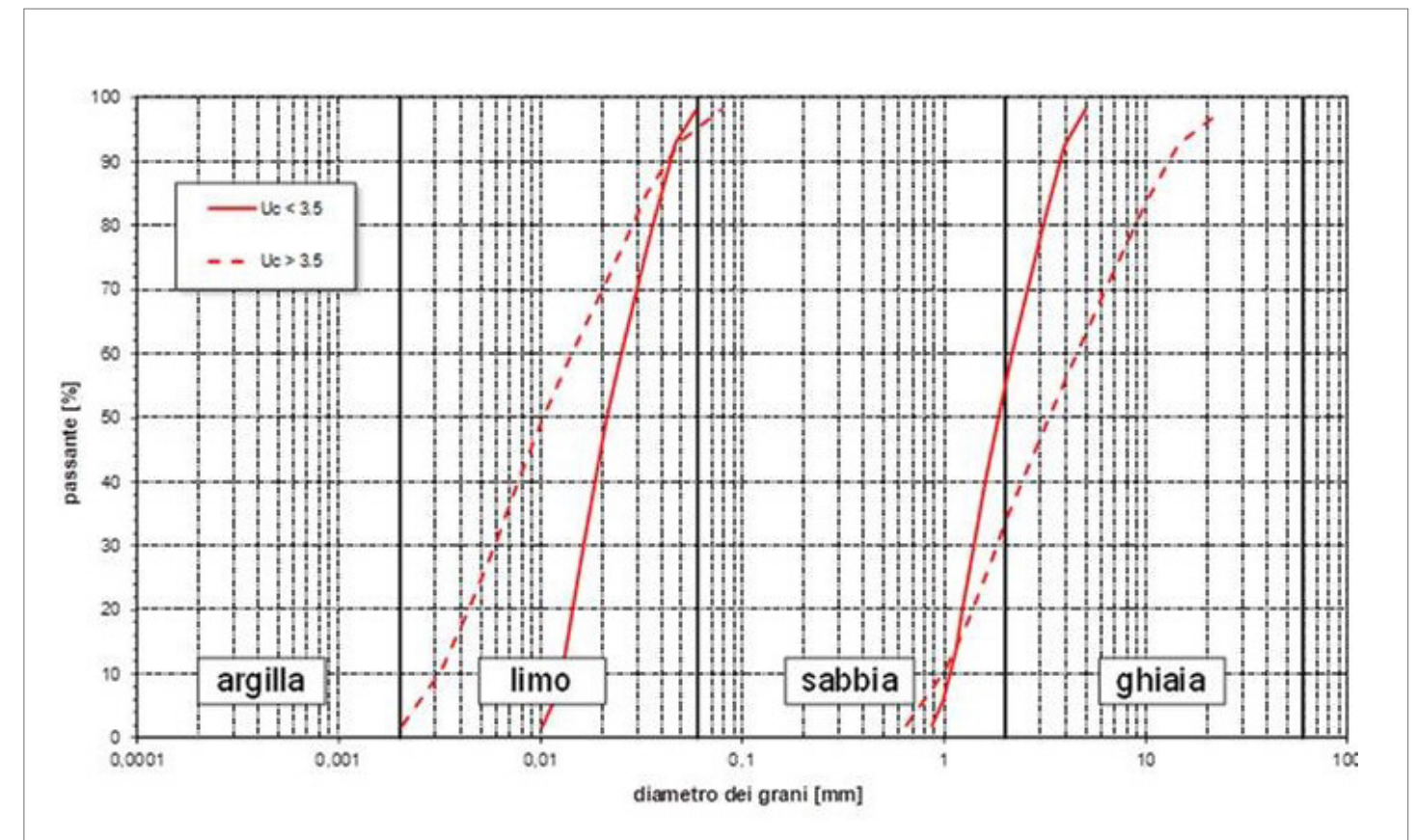
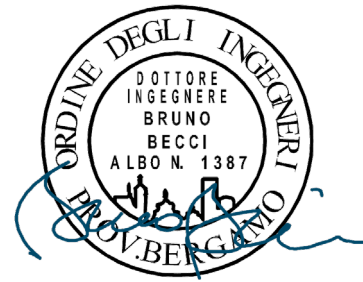


Fig. 11: Campo di liquefacibilità potenziale



4.4

RELAZIONE GEOTECNICA



4.4.1 PREMESSA

Il presente capitolo è volto allo studio e ad una valutazione preliminare delle tematiche di carattere geotecnico che coinvolgono il complesso di strutture previsto per la costruzione del Comparto Stadio e del Comparto Plurivalente.

Per una migliore comprensione degli edifici facenti parte dei comparti vedasi la figura 01 con funzione di Keyplan.

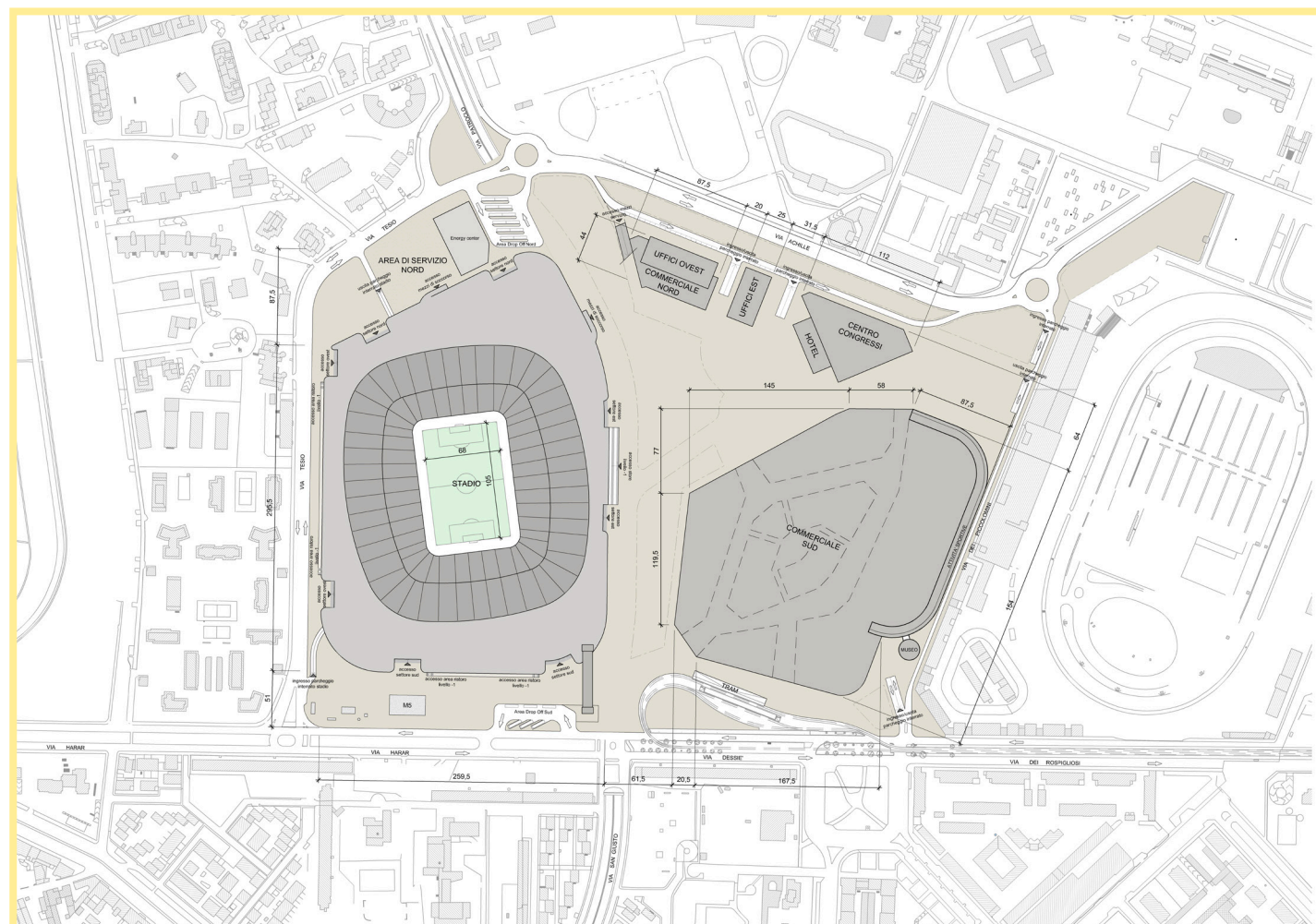


Fig. 01: Key-Plan Comparto

4.4.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione strutturale dell'intero intervento avverrà secondo le normative vigenti sul territorio nazionale.

Qualora un particolare ambito della progettazione non sia oggetto della norma italiana o si ritenga che esso sia meglio affrontato da altre normative di valenza internazionale, queste potranno essere utilizzate nel rispetto dei requisiti minimi di sicurezza imposti dalla norma italiana.

La normativa di riferimento in ambito della progettazione strutturale è l'Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17/01/2018.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. 17-01-2018. Norme tecniche per le costruzioni. (G.U. n. 42 del 20-02-2018)
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n.7 del 21-01-2019. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Ordinanza del PCM n. 3519 del 28 Aprile 2006 – Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone e dati di riferimento elaborate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia in riferimento all'allegato 1b.

4.4.3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO DEL SITO

Lo studio di un modello geotecnico preliminare è stato condotto sulla base delle conoscenze derivanti da molteplici esperienze ed indagini in cantieri nell'adiacenza del sito in esame. Tra queste, nel seguito è stata selezionata una serie di indagini condotte nel 1987 e 2010 in occasione della progettazione di ampliamenti dell'esistente stadio. Per tematiche di tipo geologico e idrogeologico si è fatto riferimento a quanto riportato al capitolo 4.1 e 4.2.

In generale le indagini condotte hanno evidenziato la presenza di prevalenti terreni a granulometria sabbioso-ghiaiosa da debolmente limosi a limosi al cui interno si rinvenivano livelli più o meno continui a prevalente componente limoso-argillosa o limoso-sabbiosa, localmente con livelli torbosi di spessore massimo pari a circa 20 cm, concentrati attorno alle profondità di 23÷25, 27÷29 e 31÷35 m da p.c.; in corrispondenza di tali livelli fini si osservano diffusi fenomeni di arrossamento indicativi dello sviluppo di paleosuoli. Nel complesso le risultanze stratigrafiche evidenziano la presenza di sequenze deposizionali fining-upward incomplete o amalgamate, come testimonia la scarsa continuità laterale dei livelli fini a granulometria limosa e limoso-argillosa, tipiche di un ambiente deposizionale fluviale o fluvio-glaciale di alta energia con frequenti fenomeni di erosione.

Dal punto di vista geotecnico, dalle verticali ad oggi disponibili si evince quindi una caratteristica prevalentemente granulare del terreno in sito lungo tutta la profondità, contraddistinta da presenza prevalente di ghiaia e sabbia a percentuali variabili. Localmente sono state individuate lenti più o meno continue con frazione limosa e/o argillosa in quantità variabile, tali comunque da non modificare le caratteristiche macroscopiche del comportamento tensio-deformativo del terreno; un livello continuo a matrice fine è individuabile tra i 31 e i 34 metri, del quale dovranno esserne approfondite le caratteristiche e la variabilità in spessore con indagini integrative.

INDAGINI DISPONIBILI

La definizione del modello geotecnico sitespecifico preliminare è stata condotta sulla base dei risultati delle indagini condotte nel 1987 in occasione della progettazione dell'ampliamento dell'esistente stadio, la cui ubicazione è mostrata nell'immagine seguente.

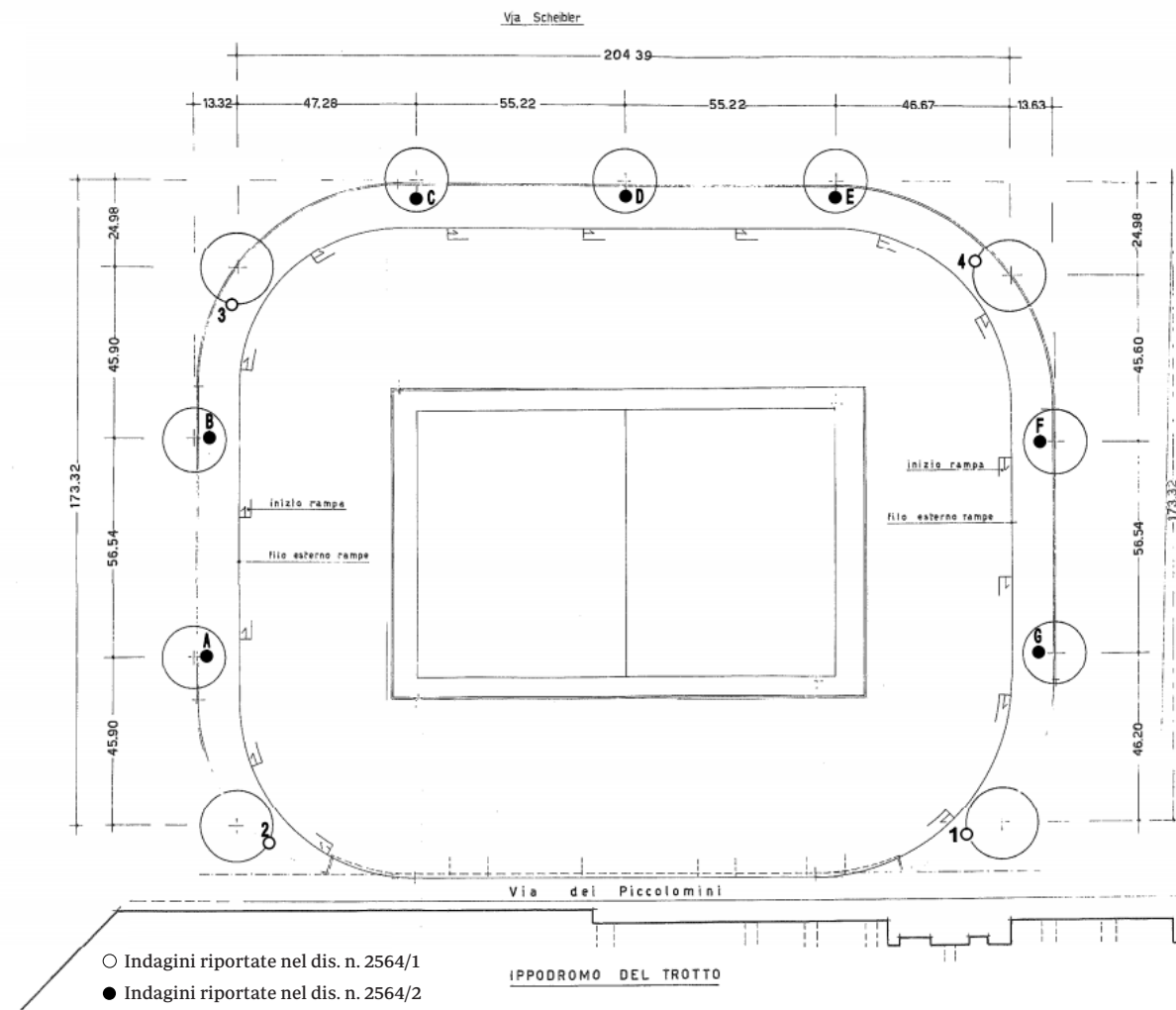


Fig. 02: Planimetria indagini

La campagna di indagini ha comportato l'esecuzione di n° 11 sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo, che ha raggiunto profondità comprese tra 30 e 60 m da p.c.; durante la perforazione dei sondaggi sono state eseguite complessivamente n° 153 prove di resistenza alla penetrazione standard (SPT) in avanzamento, per la determinazione indiretta dei parametri di resistenza e deformabilità dei terreni attraversati.

Nella seguente tabella 01 si riporta una sintesi delle profondità raggiunte nel corso delle perforazioni di sondaggio e del numero di prove di resistenza alla penetrazione standard, mentre gli elaborati stratigrafici sono mostrati in allegato al capitolo 4.6.

Nel corso della perforazione dei sondaggi sono inoltre stati prelevati campioni rimaneggiati di terreno per l'esecuzione di analisi geotecniche di laboratorio i cui risultati non sono disponibili.

Non sono disponibili indagini sismiche

Sondaggio	Profondità [m da p.c.]	Prove SPT [n°]
A	30	9
B	30	9
C	30	8
D	30	10
E	30	7
F	30	7
G	30	9
1	40	19
2	60	24
3	40	22
4	60	29

Tab.01: Sintesi sondaggi geognostici campagna 1987

VALUTAZIONE DEI PARAMETRI PER FORMAZIONI GRANULARI

La definizione dei parametri geotecnici è stata quindi ottenuta indirettamente, mediante correlazioni empiriche a partire dai risultati delle prove SPT eseguite. Nel dettaglio, per gli orizzonti granulari, la densità relativa D_r è stimata da NSPT, secondo quanto suggerito da Cubrinowski &, Ishihara K. (1999):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_1 \cdot (e_{max} - e_{min})^{1.7}}{9}} \text{ con } N_1 = N_{SPT} \sqrt{\frac{98kPa}{\sigma_v}} \times \left(\frac{60\%}{78\%}\right)$$

e con $(e_{max} - e_{min})$ stimato dalla seguente Figura, sempre tratta dal citato riferimento.

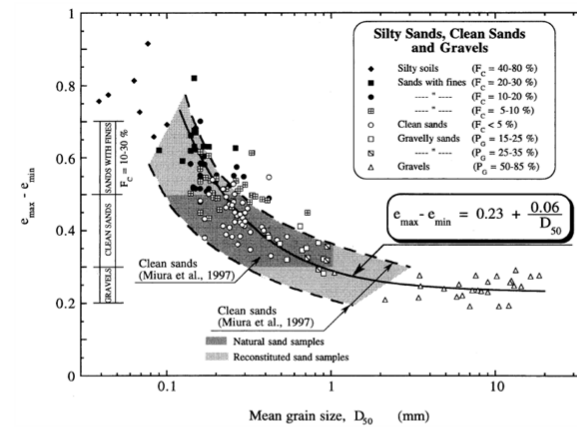


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	F_C (%)	F_G (%)	$e_{max} - e_{min}$
Silty soils	40-80	< 5	> 0.70
Silty sands	20-30	< 5	0.60-0.70
"	10-20	< 5	0.50-0.60
"	5-10	< 5	0.45-0.55
Clean sands	< 5	< 5	0.30-0.50
Gravelly sands	< 10	15-35	0.30-0.40
Gravels	< 5	50-85	0.20-0.30

Fines: $D < 0.075$ mm; Gravel: $D \geq 2.0$ mm.

Fig. 03: Cubrinowski &, Ishihara K. (1999)

L'angolo d'attrito di picco è quindi valutato, in accordo con Bolton (1986), come

$$\phi_{Picco} = \phi_{\sigma} + \Delta\phi$$

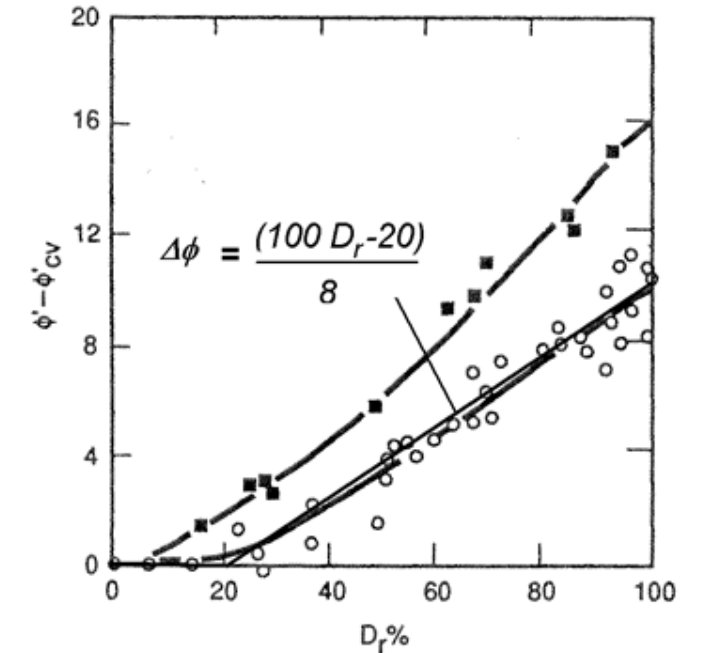


Fig. 04 Bolton (1986) valutazione dell'angolo di attrito

Velocità di propagazione delle onde di taglio

La velocità delle onde S è stata stimata sulla base delle prove penetrometriche, per mezzo della nota relazione di Ohta & Goto (1978). Tali valutazioni dovranno poi essere sottoposte al vaglio di una sperimentazione diretta tramite prove sismiche in sito specifiche alla determinazione di tale parametro:

$$V_s[m/s] = C \cdot (N_{SPT,60\%})^{0.171} \cdot (z) \cdot f_A \cdot f_G$$

con

$C=67.3$

z =profondità in m da p.c.

f_A =coefficiente funzione dell'epoca geologia del deposito=1.3

f_G =coefficiente funzione della composizione granulometrica del deposito = 1.45

Modulo di taglio a piccole deformazioni

G_0 è calcolato sulla base della relazione:

$$G_0 = p \cdot V_s^2$$

con

p = massa dell'unità di volume

V_s = velocità delle onde di taglio

L'andamento di G_0 con la profondità è stato determinato interpolando i risultati ottenuti dalle correlazioni con N_{SPT} .

Modulo elastico operativo

Il modulo elastico secante E , corrispondente a livelli di deformazione tipici per le opere in esame, è stimato sulla base della relazione:

$$G = E/2(1+\nu)$$

dalla quale si ricava: $E=2G(1+\nu)$

con G operativo (grandi deformazioni) assunto come aliquota del modulo di elasticità tangenziale massima: $G=0.2 \cdot G_0$

In alternativa a questo, è possibile correlare direttamente E alla prova SPT tramite la relazione:

$$E = 2.5 \cdot 3 N_{SPT} \text{ [MPa]}$$

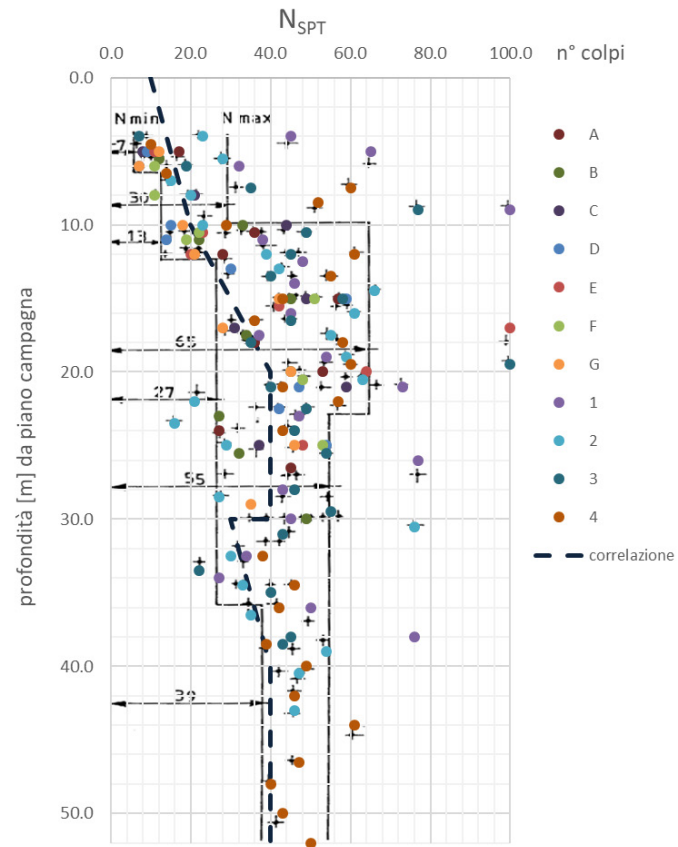


Fig. 05: risultati prove SPT

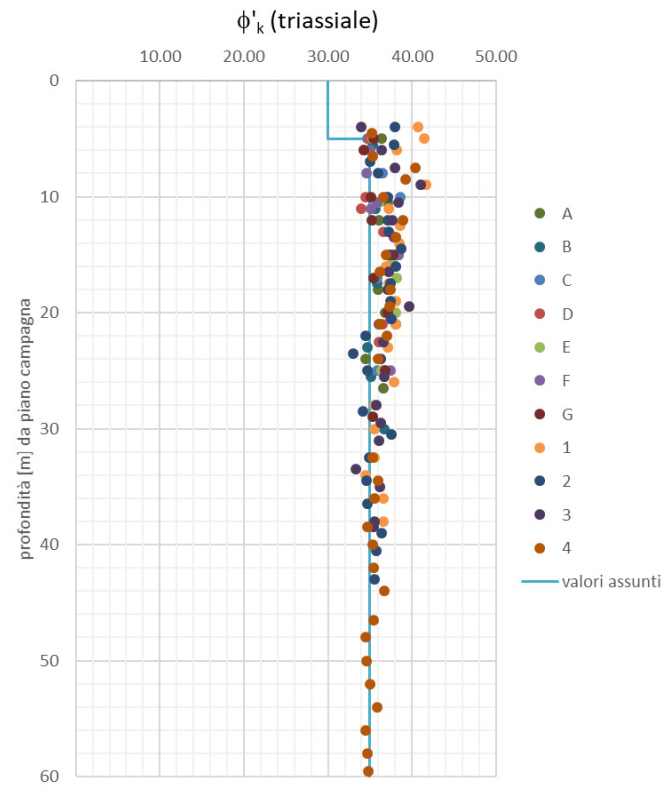


Fig. 07: angolo di attrito caratteristico

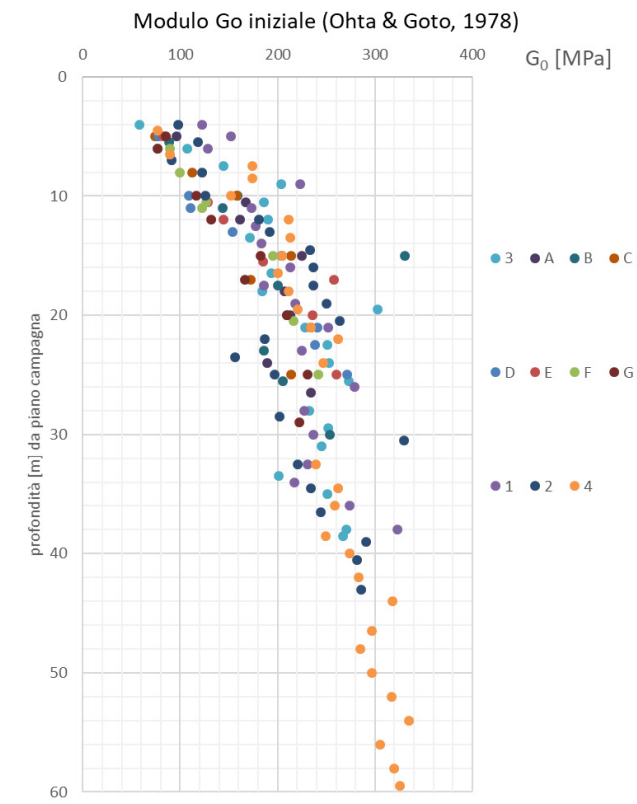


Fig. 09: modulo G_0

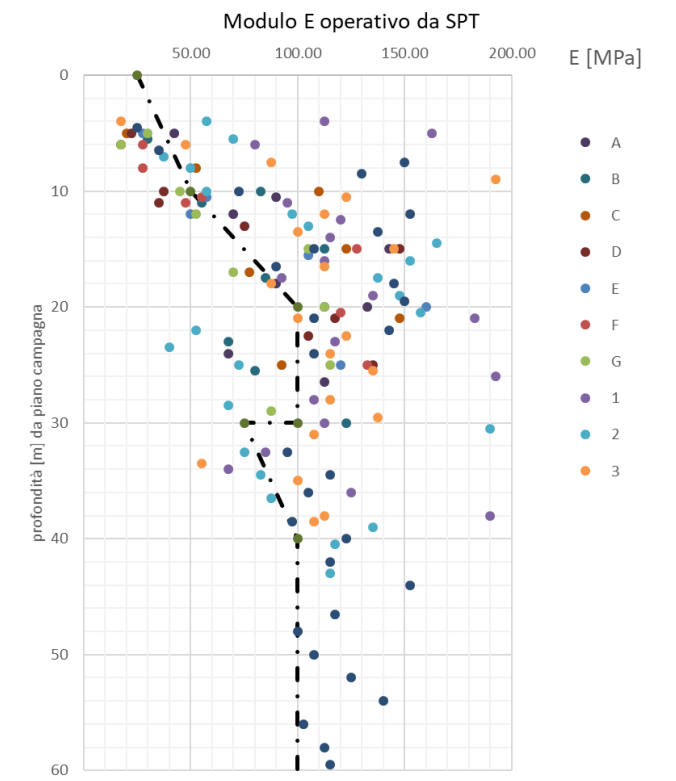


Fig. 11: modulo elastico del terreno - da prove SPT

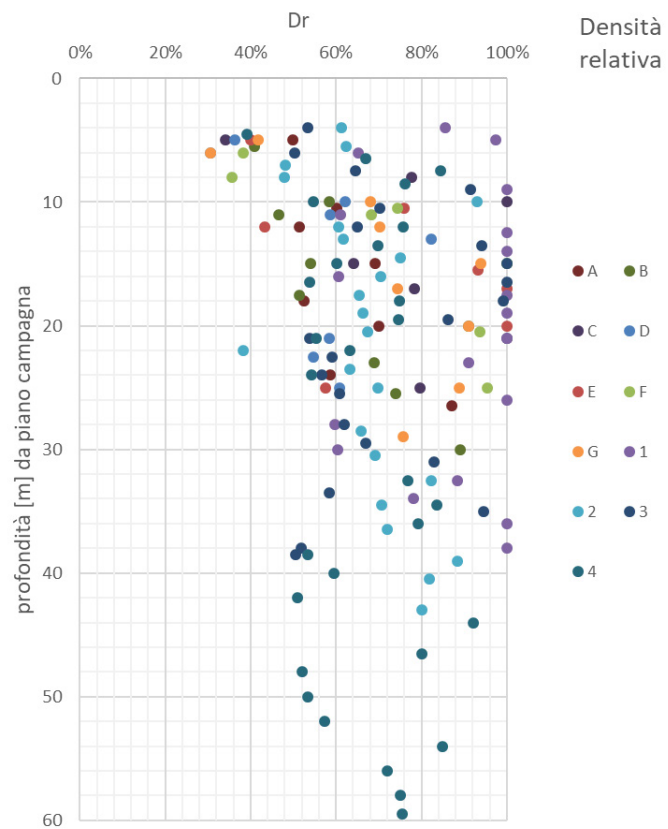


Fig. 06: : densità relativa nei terreni a grana grossa

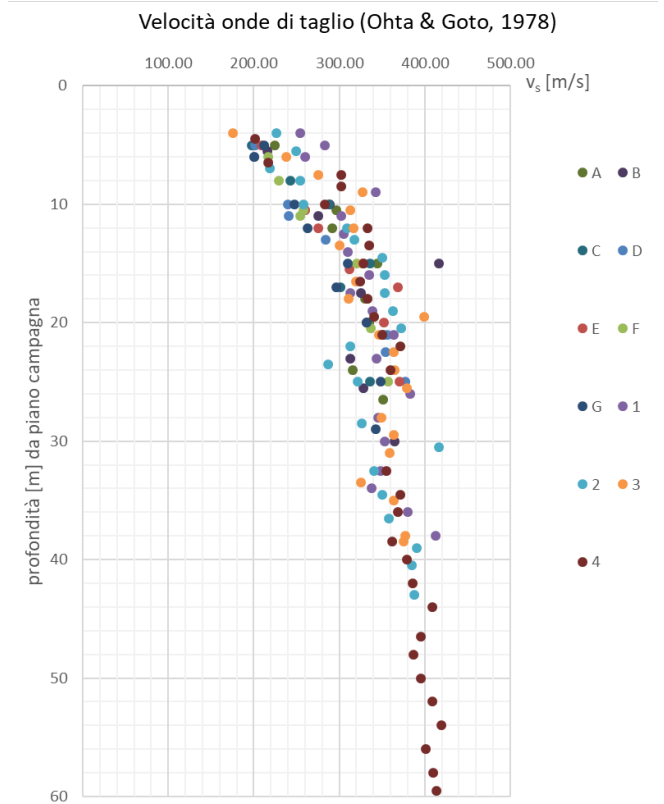


Fig. 08: Variazione della velocità delle onde di taglio

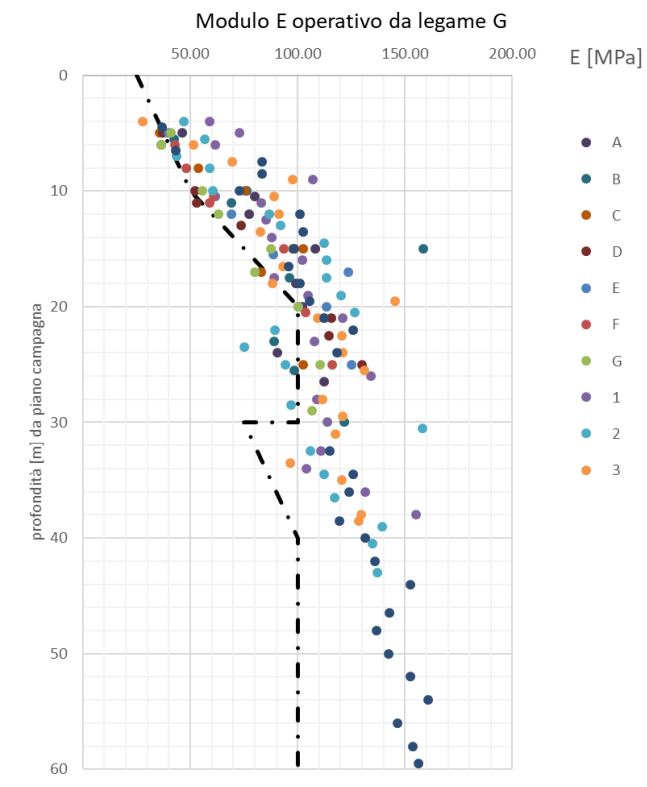


Fig. 10: modulo elastico del terreno - da modulo G

Le interpretazioni dei risultati sono riportate alle seguenti figure. Dal raffronto, è possibile notare che la stima del modulo elastico operativo assunto, visibile nella correlazione lineare, rappresenta idoneamente entrambe le metodologie utilizzate descritte in precedenza. La caratterizzazione stratigrafica geotecnica è riassunta in Tabella

Profondità [m] da p.c.	Da 0 a 32 (da 22 a 24 livello di sabbie limose con tracce di torba)	Da 34 m in profondità
γ_s [kN/m ³]	19	19
γ_w [kN/m ³]	20	20
$e_{max} - e_{min}$	0.35 ÷ 0.50	0.40 ÷ 0.60
D_r [%]	50 - 80	50 - 70
ϕ_c	Da 30 a 35	> 35
K_o	0.5	0.5
V_s [m/s] - prova MASW	Da 250 a 350	>350
E [MPa]	Da 50 a 100	> 100
N_{SPT}	20 ÷ 40	30 ÷ 38
G_0 [kPa]	interpolabile da un'espressione del tipo $150000 \cdot \left(\frac{p'}{100}\right)^{0.5}$ con p' = pressione litostatica efficace media	
Quota 0.00 di riferimento	+126.50 m s.l.m.	
Falda di progetto a lungo termine	+120.00 m s.l.m.	
Falda di cantiere	+115.00 m.s.l.m.	

Tab.02: parametri geotecnici caratteristici dei terreni granulari

02; tali valutazioni dovranno essere affinate con indagini integrative.
STIMA PRELIMINARE DEI PARAMETRI PER LE FORMAZIONI A MATRICE FINE

In assenza di valutazioni dirette su prove in sito e laboratorio, si fa riferimento alle indagini su terreni simili eseguite in siti presenti in zone vicine, come ad esempio il sito Principe Eugenio o Capecelatro dove, come già indicato in Figura 12, è stata riscontrata la presenza dello strato limoso argilloso a profondità paragonabili con quelle del sito di San Siro. Tale strato dovrà essere tenuto in considerazione principalmente in due casi:

- calcolo dei cedimenti di platee di fondazioni con lato minore di dimensioni tali da interessare le profondità dello strato limoso argilloso;
- calcolo di sistemi di fondazioni profonde, anche nel caso in cui queste siano utilizzate come riduttori di cedimenti in edifici con notevoli carichi trasmessi dalla sovrastruttura.

I principali parametri per i terreni a grana fine sono riportati in Tabella 03, la quale riassume i risultati delle interpretazioni dei campioni indisturbati ottenuti nel sito di Via Principe Eugenio (MI).

TERRENO	Profondità [m] dal p.c.	PARAMETRI	ϕ_c	E [MPa]	Peso secco kN/m ³	Peso saturo kN/m ³
Limo argilloso e argille limose	Da 32 a 34	OCR = 1,5 - 2 C _u = 0,3 ± 0,4 C _r ≈ 0,07 ± 0,1	22-25°	20	19,5	21

Tab.03: parametri geotecnici caratteristici dello strato limoso argilloso

Tali valori dovranno essere ridiscussi e calibrati al terreno fine del sito di San Siro dalle indagini integrative che si prevederanno, dalle quali dovranno anche essere approfonditi gli aspetti relativi al comportamento a lungo termine, per il decorso dei cedimenti.

CONFRONTO STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO CON SITI ADIACENTI

Il profilo ottenuto per l'area in oggetto viene confrontato con le informazioni disponibili su siti dell'area di Milano precedentemente investigati e indicati planimetricamente in Figura 13. Il confronto è visibile in Figura 12. Vengono riportate le quote di falda a lungo termine, le quali evidenziano una continuità di quota a circa 120 metri sul livello medio del mare. Nei siti presi in considerazione, ove disponibili, sono state inoltre riportati i valori medi delle prove SPT per i vari strati riferiti alle profondità riportate (valori in rosso riportati a destra delle verticali riassuntive delle stratigrafie).

La Figura 12 mostra in tutti i casi la presenza di uno strato a matrice fine (limo e argilla), dallo spessore variabile tra 2 e 3 metri. La continuità di questo strato non è dimostrabile, ma nell'area in esame dovrà essere accertata la presenza dello stesso, specie nelle zone dove si prevedono strutture tali da poter interessare tale strato. Si fa notare che, tuttavia, questa formazione non condiziona in maniera significativa il progetto di opere superficiali di altezze ordinarie.

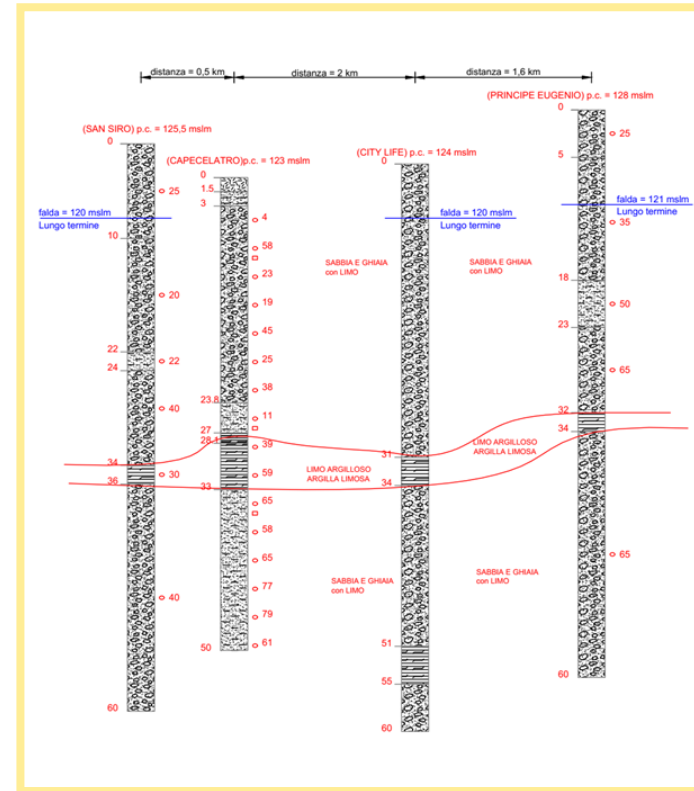


Fig. 12: stratigrafie di riferimento per i siti considerati

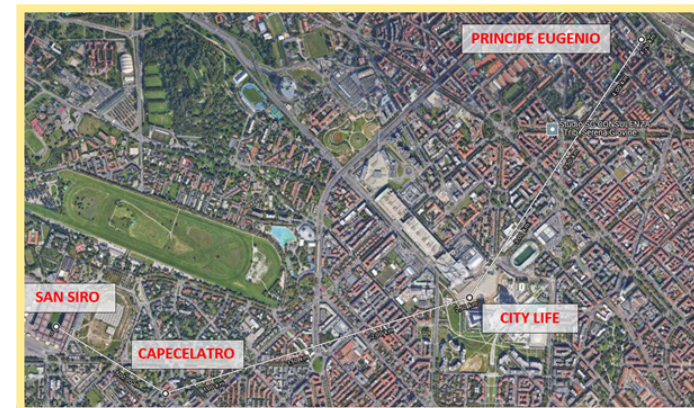


Fig. 13: stralcio planimetrico con indicazione dei siti considerati

4.4.4 INDICAZIONI SULLA FALDA IN SITO

INTERAZIONE CON LA FALDA NELLE OPERE DI PROGETTO

In presenza di acqua di falda, dovranno essere adottati i criteri e gli accorgimenti progettuali descritti nel seguito.

DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI FALDA

Vanno stabiliti, di regola, due livelli, per l'opera in esame e/o per la sottoparte di opera

A. Livello di falda in fase di cantiere: è la quota più probabile che ci si troverà a dover fronteggiare in fase di lavoro. In genere viene stabilita in base alle osservazioni più recenti sulle letture disponibili, adottando, se necessario un opportuno incremento rispetto ai massimi valori letti. Questo parametro ha impatto prevalente sulle lavorazioni e sui relativi oneri, in particolare in relazione alle modalità per ottenere un'area di cantiere asciutta.

B. Livello di falda di progetto: sempre sulla base delle letture storiche disponibili, allargate ad un periodo di osservazione maggiore e, inoltre, sulla scorta di valutazioni idrogeologiche generali, viene stabilito un livello corrispondente alla massima quota di falda con cui l'opera dovrà confrontarsi nel corso della propria vita utile. Questo parametro condiziona, in genere, in modo significativo, il progetto dell'opera.

Entrambi questi valori sono stabiliti in coerenza con lo studio idraulico e geologico di cui al capitolo 4.1 e 4.2 in tale documento, è indicata la fluttuazione della falda nel tempo, riassunta nel grafico riprodotto in Figura 04 Par. 4.2.3.

Coerentemente con quanto indicato nello studio idrogeologico si assume, pertanto, quanto segue:

	Quota [m.slm]
Quota 0.00 di riferimento	+126.50 m s.l.m.
Falda di progetto a lungo termine	+120.00 m s.l.m.
Falda di cantiere	+115.00 m.s.l.m.

Tab.04: quote falda di progetto

METODI DI GESTIONE DELLA FALDA IN FASE DI CANTIERE

La quota d'imposta tipica è, per la gran parte delle opere, alla profondità di 10 metri dalla quota media del piano campagna, all'interno di scavi parzialmente sostenuti da pareti di sostegno verticali (diaframmi o palancole). Qualora l'andamento delle soggiacenze confermi il non superamento dei valori indicati in Tabella 04, non si prevede la necessità di dover ricorrere a particolari provvedimenti per controllare o abbassare la quota di falda.



Fig. 14: interazione struttura - fase di cantiere

Localmente, solo nel caso in cui si rendano necessari abbassamenti, oppure si determinino innalzamenti al momento non prevedibili, si potrà ricorrere a sistemi di evacuazione (pompe a immersione) alloggiati in opportuni pozzetti (in genere realizzati con manufatti prefabbricati). Tale criterio è applicabile al caso in esame, pur in presenza di terreni connotati da alta conducibilità idraulica, in ragione del fatto che i presunti battenti da abbattere, localmente, saranno modesti (1-2 m al massimo) su aree di cantiere limitate.

La perimetrazione, anche se parziale, dell'area di scavo con opere di sostegno verticali ha proprio lo scopo di predisporre al meglio il cantiere per fronteggiare eventuali criticità connesse a tale problematica.

IMPLICAZIONI DELL'INTERAZIONE TRA OPERE E FALDA DI PROGETTO

La parte interrata delle opere, che verranno costruite in presenza di una falda presumibilmente poco interferente come argomentato sopra, dovrà:

- Essere impermeabilizzata fino alla quota massima prevista per la risalita della falda nel corso della propria vita utile;
- Essere stabile, ossia non galleggiare, a causa della spinta d'Archimede esercitata dall'acqua di falda: in genere tale obiettivo viene raggiunto assicurando un sufficiente peso al manufatto.



Fig. 15: interazione struttura - fase di cantiere - struttura tipologica

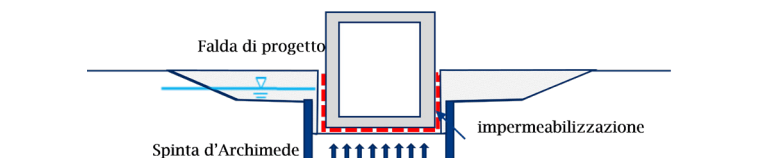


Fig. 16: interazione struttura - falda di progetto

4.4.5 ASPETTI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica e quindi la caratterizzazione sismica del terreno in sito si adottano, sulla base delle coordinate del sito d'interesse riportate in Tabella:

Latitudine	45,478346 [N]
Longitudine	9,121044 [E]

Tab.05: Coordinate sito di interesse

- Vita Nominale della costruzione: $V_N=100$ anni
- Classe d'uso II/III, (vedasi relazione di inquadramento strutturale) quindi coefficiente d'uso della costruzione: $C_U = 1/1.5$
- Il Periodo di Riferimento per l'azione sismica: $V_R=V_N \cdot C_U=100/150$ anni
- Probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente: $P_{VR}(SLV) = 10\%$
- Periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, espresso in anni: $T_R(SLV) = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = 949/1424$ anni
- Categoria topografica per definizione azione sismica: T1

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tab.06: Categorie topografiche

- Categoria di sottosuolo per definizione azione sismica: C
- La valutazione della categoria di sottosuolo, in questa fase, può essere eseguita solamente in via indiretta sull'interpretazione dei risultati delle prove SPT, per via della mancanza di misure dirette della velocità delle onde di taglio. Il valore di $V_{S,30} = 289.03$ m/s indica preliminarmente la categoria di sottosuolo tipo C.
- Nelle successive fasi progettuali si raccomanda già da ora di integrare la conoscenza di questo aspetto tramite misure dirette (indagini sismiche sito-specifiche, cross-hole, down-hole o MASW).

4.4.6 VALUTAZIONI PRELIMINARI PER FABBRICATI DI GEOMETRIA VARIABILE SU TERRENO NATURALE

In termini generali, con riferimento ad edifici posti su platee di fondazione continue, il parametro dimensionante è la deformabilità. Con questa premessa è possibile individuare un criterio di predimensionamento orientativo basato sul mantenimento di un cedimento massimo delle fondazioni. Ammettendo un cedimento massimo di circa 45 mm, il cui sviluppo avverrà in gran parte nel corso dell'opera, si riportano in Figura 17 le curve della variazione delle pressioni medie (allo Stato Limite di Servizio) per varie geometrie della platea di fondazione; sono state valutate due diverse condizioni di profondità del piano di posa della fondazione, ovvero 5 m e 10 m di profondità.

Sono stati valutati 3 differenti rapporti L/B per le fondazioni, con B lunghezza minore e L lunghezza maggiore della platea.

Le valutazioni sono state eseguite in accordo con il Metodo di Burland & Burbridge su terreni non coesivi.

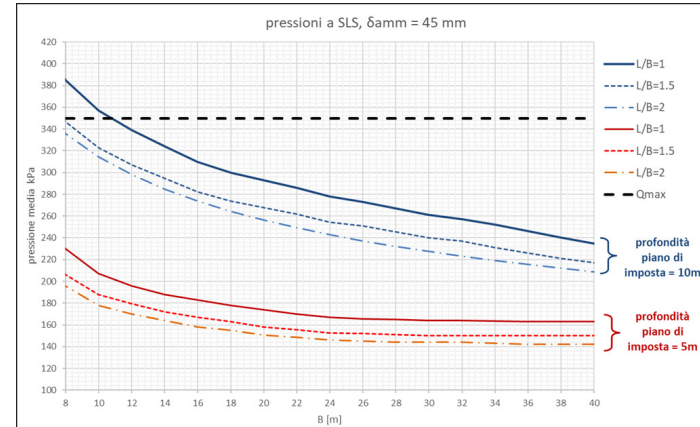


Fig. 17: valutazioni sulle pressioni medie ammissibili

Queste indicazioni possono essere utilizzate ai fini di una valutazione delle tipologie di fondazione più idonee, a seconda delle tipologie di edifici previsti. Dove le pressioni medie superano i valori qui indicati, si ipotizza il ricorso a provvedimenti di miglioramento delle caratteristiche del terreno di fondazione che, anche alla luce di progetti in ambiti molto simili, potranno attuarsi tramite il ricorso a fondazioni profonde (pali di grande diametro o diaframmi) come "riduttori di cedimento". Una più puntuale valutazione delle configurazioni da adottarsi caso per caso andrà fatto alla luce delle reali caratteristiche e le reali geometrie degli edifici interessati, tramite anche il ricorso a modellazioni numeriche.

Le indicazioni riportate in Figura 17 sono indicative e vanno utilizzate in modo particolare per fondazioni con dimensioni al di sotto di 25x30 m. Per dimensioni maggiori, dovranno essere effettuate, in fase di progetto di dettaglio, valutazioni più accurate a valle di una conoscenza più accurata del terreno in sito; comunque in ogni caso, la presenza dello strato a matrice fine, qualora interessato, potrebbe portare ad entità di cedimento maggiori con aliquote distribuite nel tempo.

Pertanto, alla luce di tali considerazioni, per larghezze fondazionali superiori a 25x30 m tali indicazioni possono essere ancora usate ma con maggiore cautela.

Nel seguito, vengono analizzate preliminarmente l'interazione terreno-struttura per le varie strutture previste nell'intera area di San Siro.

In dettaglio verranno valutati gli Uffici Est, gli Uffici Ovest, il Complesso Alberghiero, le tribune ed il campo da gioco del nuovo Stadio, il sottopasso in Via Patrocle ed il complesso Commerciale Sud e le vasche di volanizzazione idraulica interrate.

4.4.7 STIME SUI CEDIMENTI DEGLI UFFICI EST, UFFICI OVEST E COMPLESSO ALBERGHIERO

In questo paragrafo sono state eseguite delle valutazioni sulle entità dei cedimenti attesi per le diverse strutture. Sulla base dei movimenti stimati, è possibile valutare interventi mirati sui singoli casi, qualora vi siano problematiche evidenti che necessitino di opportune scelte progettuali.

Da analisi preliminari, sulla base della mappa dei carichi in condizioni di esercizio SLE, si stimano i cedimenti per le varie strutture, riassunti in Tabella 07. Oltre all'utilizzo delle informazioni in Figura 17 e per tenere conto della possibile presenza di uno strato argilloso profondo, le stime dei cedimenti riportati in Tabella 07 sono state effettuate adoperando metodi progettuali elastici equivalenti per mezzo

del software Settle3D, RocScience Inc, in grado comunque di fornire valutazioni sufficientemente attendibili per questa fase progettuale. Si precisa inoltre che le valutazioni riportate di seguito in merito ai cedimenti tengono conto, in maniera approssimata, dell'interazione tra i 3 edifici. Ulteriori affinamenti saranno eseguiti nelle successive fasi di progetto

STRUTTURA	LATO MINORE [m]	LATO MAGGIORE [m]	H edificio [m]	Carico q medio SLE [kPa]	Cedimenti Attesi solo ghiaie e sabbie [cm]	Cedimenti attesi con strato di argilla [cm]
Uffici Est	28	51	152	570	14.3	17.1
Complesso alberghiero	28	51	77	300	4.04	5.32
Uffici Ovest	28	69	82	430	9.08	11.8

Tab.07: cedimenti strutture lato Est, Settle 3D

Nel caso in cui le opere trasmettano in fondazione carichi adeguatamente minori di quelli evidenziati in Figura 17, si ritiene che anche i cedimenti differenziali non siano tali da dover ricorrere all'utilizzo di particolari provvedimenti quali fondazioni profonde.

Strutture di altezze considerevoli possono invece dare luogo a cedimenti notevoli, qualora si prevedano fondazioni dirette.

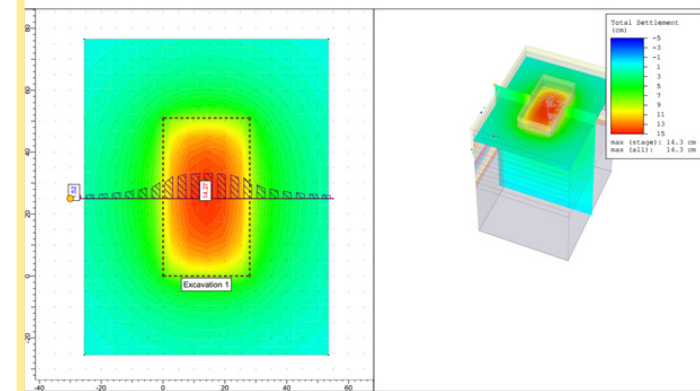


Fig. 18: cedimenti Uffici Est - no strato fine

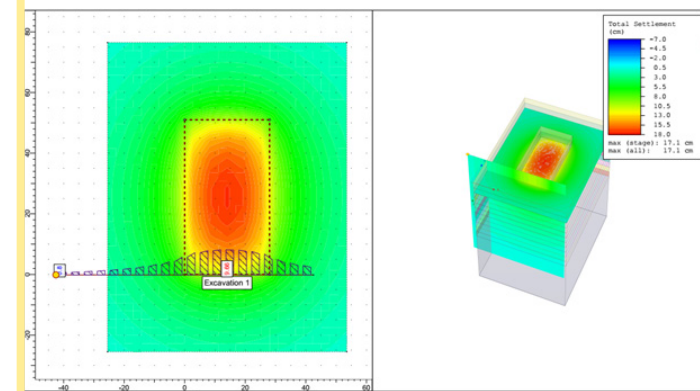


Fig. 19: cedimenti Uffici Est - con strato fine

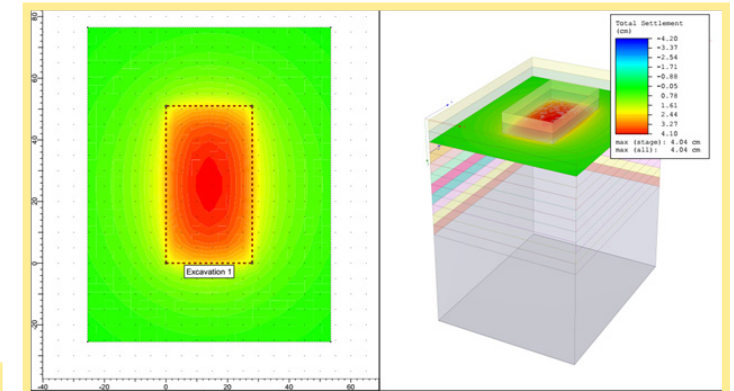


Fig. 20: cedimenti Complesso alberghiero - no strato fine

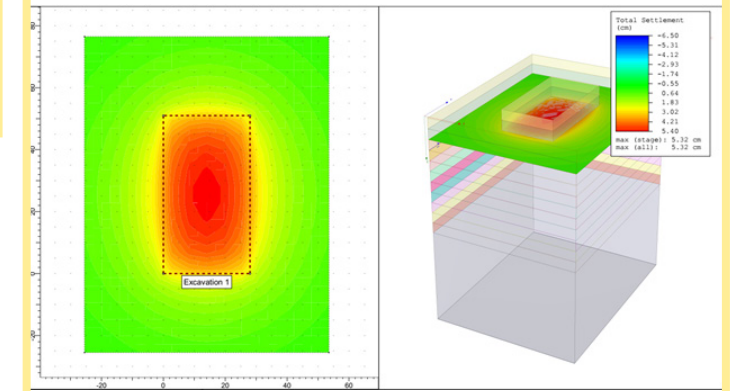


Fig. 21: cedimenti Complesso alberghiero - con strato fine

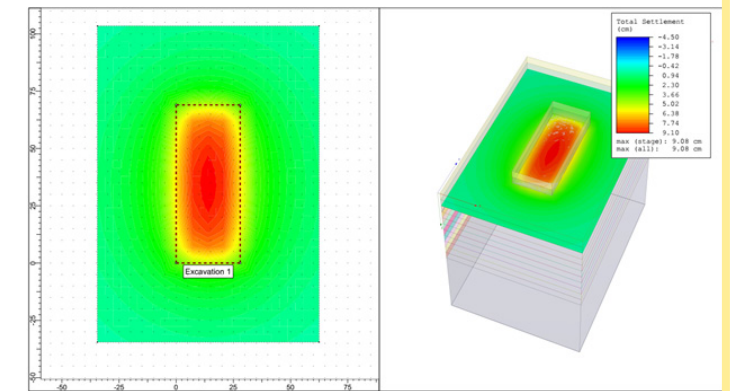


Fig. 22: cedimenti Uffici Ovest - no strato fine

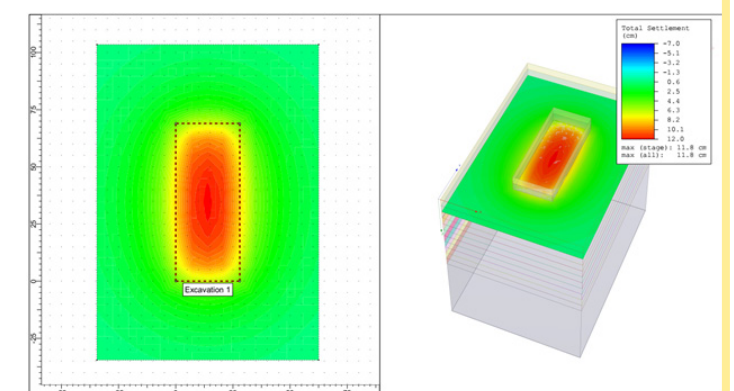


Fig. 23: cedimenti Uffici Ovest - con strato fine

Dai risultati ottenuti, i carichi trasmessi dagli Uffici Est, dal Complesso Alberghiero e dagli Uffici Ovest possono quindi indurre dei cedimenti dell'ordine decimetrico.

Benché in linea di principio questi cedimenti si potrebbero sviluppare per la gran parte in fase di costruzione, i cedimenti differenziali e di conseguenza le rotazioni e i disallineamenti nelle strutture in elevazione potrebbero diventare eccessivi. Per tali ragioni, si ritiene opportuno adoperare, per questo tipo di edificio, soluzioni progettuali basate sul ricorso a fondazioni profonde, dimensionate in modo tale da contenere le deformazioni entro limiti più accettabili.

Come anticipato ai paragrafi precedenti, il sito in esame presenta uno strato argilloso limoso non particolarmente sovraconsolidato, il quale potrebbe essere interferente con i pali di fondazione; pertanto si suggerisce di impostare la lunghezza dei pali tale da intestare la base degli stessi al di sotto dello strato fine, arrivando al terreno prevalentemente granulare profondo. Sarà poi possibile effettuare approfondimenti in merito.

Il ricorso a pali di fondazione come riduttori di cedimento, porterebbe qualitativamente ad una riduzione stimata dei cedimenti a circa 3-4 cm; Il loro utilizzo, inoltre, fa sì che i cedimenti siano resi più uni-formi nell'area d'impronta della platea di fondazione, minimizzando i cedimenti differenziali.

Nel caso in cui i pali vengano previsti come soli riduttori di cedimento, una possibile configurazione è riassunta nella seguente Tabella 08.

STRUTTURA	Diametro pali	Lunghezza pali	Dimensioni indicative platea B x H	Interasse pali	Cedimento atteso
	[mm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
Uffici Est	1500	30	28 x 51	5 x 6	4.4
Complesso alberghiero	1200	30	28 x 69	6 x 6	2.4
Uffici Ovest	1200	30	28 x 51	6 x 6	3.1

Tab.08

4.4.8 STIME SUI CEDIMENTI DEL COMMERCIALE SUD

Il complesso prevede una costruzione distribuita su un massimo di 6 piani, di cui 2 interrati.

Da analisi preliminari, sulla base della mappa dei carichi in condizioni di esercizio SLE, si prevede che l'entità dei cedimenti sia tale da non richiedere il ricorso a fondazioni profonde a riduzione di cedimento.

4.4.9 STADIO: STIME SUI CEDIMENTI

Dal punto di vista geotecnico, la peculiarità dello Stadio è rappresentata dalla quota del campo di gioco, posta ad una profondità di 7 metri dal piano medio locale. Di conseguenza, la quota d'imposta della platea di fondazione si trova a circa 10 metri di profondità; tale scelta deriva da predominanti esigenze di natura generale, non legate necessariamente ad aspetti prettamente geotecnici, le cui implicazioni dovute alla possibile interferenza dell'acqua di falda necessitano comunque di un'attenta valutazione.

STRUTTURA TRIBUNE

Da analisi preliminari si individua che, in base ai carichi stimati, si determina una condizione di fondazioni essenzialmente compensate, ovvero fondazioni che trasmettono al terreno sottostante dei carichi pressoché equivalenti al peso del terreno scavato. Come noto, in queste condizioni, il cedimento atteso può ritenersi di entità trascurabile. In ogni caso, la natura granulare del terreno comporterà che gran parte degli eventuali cedimenti avverranno in gran parte durante la costruzione stessa.

PLATEA CAMPO DI GIOCO

Nel caso della platea del campo da gioco, si ritiene opportuno valutare le condizioni di equilibrio del sistema fondazionale, studiando 3 scenari separatamente, a garanzia dell'equilibrio alla verifica di galleggiamento (UPL), secondo i coefficienti normativi dell'attuale NTC2018.

CONDIZIONE DEFINITIVA DEL CAMPO DI GIOCO

Lo spessore dello strato che compone il terreno del campo di gioco è pari a 1 metro e si assume la falda di progetto alla quota di +120 mslm.

Secondo la geometria riportata in figura:

Si calcola lo spessore minimo di platea, in funzione dello spessore

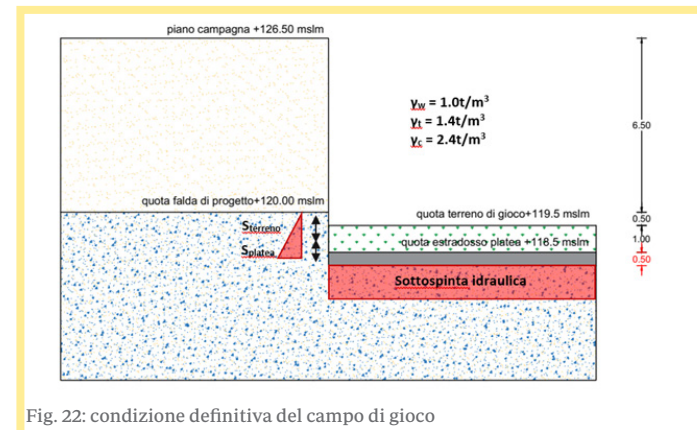


Fig. 22: condizione definitiva del campo di gioco

dello strato del terreno di gioco, con il quale è verificata la verifica al galleggiamento, secondo le attuali normative NTC2018:

SOTTOSPINTA IDRAULICA IDROSTATICA: u

$$u = (0.5m + S_{\text{terreno}} + S_{\text{platea}}) \cdot \gamma_w \cdot 1.1$$

PESO PLATEA E TERRENO SOVRASTANTE: σ_v

$$\sigma_v = (S_{\text{terreno}} \cdot \gamma_t + S_{\text{platea}} \cdot \gamma_c) \cdot 0.9$$

imponendo l'equilibrio si ricava S_{platea} in funzione di S_{terreno} e si ottiene:

S_{terreno} [m]	S_{platea} [m]
1	0.45 → 0.5
1.2	0.35
1.5	0.3

CONDIZIONE IN ASSENZA DELLO STRATO DEL CAMPO DI GIOCO

Si simula la rimozione dello strato del campo di gioco ($S_{\text{terreno}} = 0$) e si assume lo spessore della platea calcolato al punto 1 ($S_{\text{platea}} = 0.5m$).

Secondo la geometria riportata in figura:

Si calcola la quota massima di falda ammissibile per garantire l'equilibrio al galleggiamento (verifica UPL) in presenza di platea di spessore pari a 0.5m:

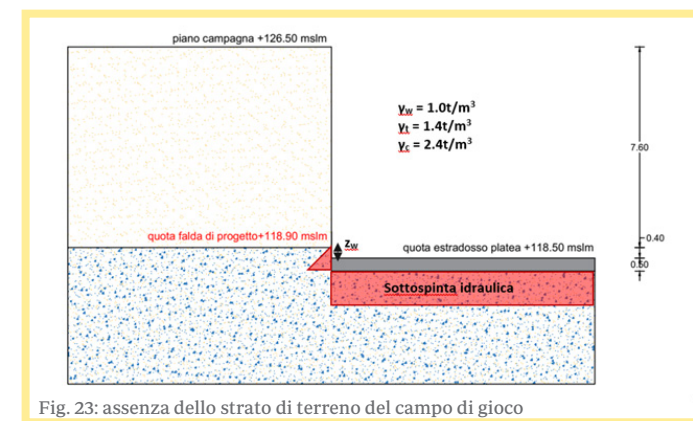


Fig. 23: assenza dello strato di terreno del campo di gioco

SOTTOSPINTA IDRAULICA IDROSTATICA: u

$$u = (Z_w + S_{\text{platea}}) \cdot \gamma_w \cdot 1.1$$

PESO PLATEA: σ_v

$$\sigma_v = (S_{\text{platea}} \cdot \gamma_c) \cdot 0.9$$

imponendo l'equilibrio si ricava Z_w e quindi la quota massima di falda:

Z_w [m]	Quota falda [mslm]
0.40	+118.90

SPESORE DI PLATEA CON FALDA DI PROGETTO E ASSENZA DEL TERRENO DI GIOCO

Si simula la rimozione dello strato del campo di gioco ($S_{\text{terreno}} = 0$) e si assume la quota di falda al livello di progetto, pari a +120 mslm.

Secondo la geometria riportata in figura:

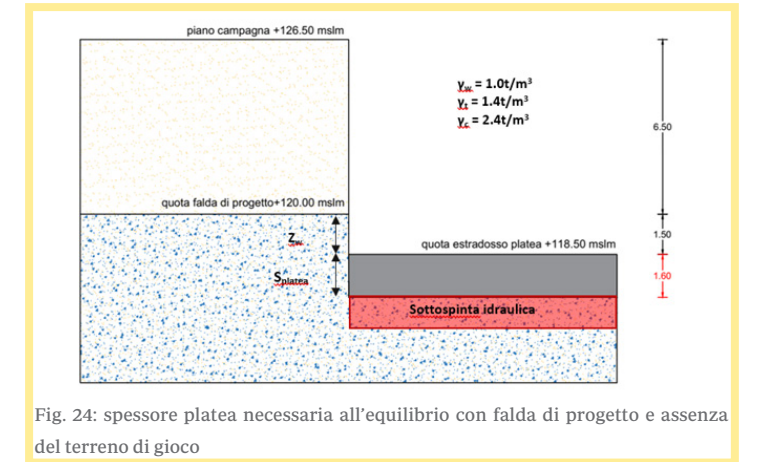


Fig. 24: spessore platea necessaria all'equilibrio con falda di progetto e assenza del terreno di gioco

Si calcola lo spessore minimo di platea per garantire l'equilibrio al galleggiamento (verifica UPL) in presenza di falda alla quota di +120 mslm:

SOTTOSPINTA IDRAULICA IDROSTATICA: u

$$u = (Z_w + S_{\text{platea}}) \cdot \gamma_w \cdot 1.1$$

PESO PLATEA E TERRENO SOVRASTANTE: σ_v

$$\sigma_v = (S_{\text{platea}} \cdot \gamma_c) \cdot 0.9$$

imponendo l'equilibrio si ricava S_{platea} in funzione di S_{terreno} e si ottiene:

Quota falda [mslm]	S_{platea} [m]
+120.00	1.557 → 1.60

4.4.10 SOTTOPASSO DI VIA PATROCLO

Come è chiaramente evidenziato in Figura 25, si prevede la ricostruzione del sottopasso in via Patroclo, con quota d'imposta massima prevista sui 10 metri di profondità. La geometria dello scatolare sarà variabile, con un allargamento previsto da 4 a 6 corsie nella zona di ingresso ed uscita dai piani interrati dei parcheggi.

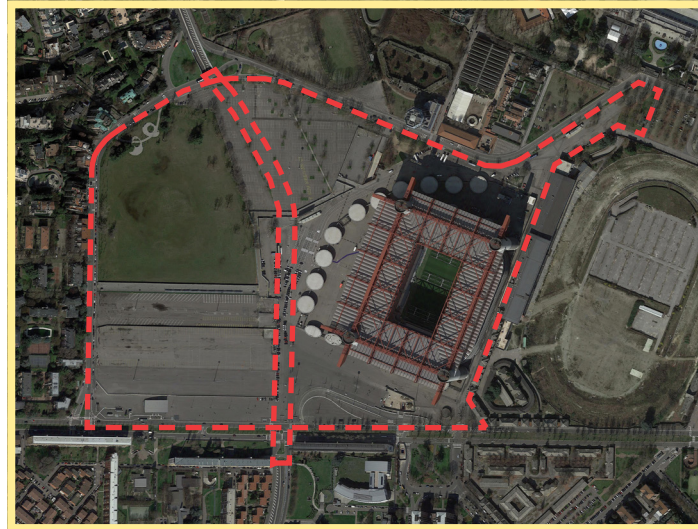


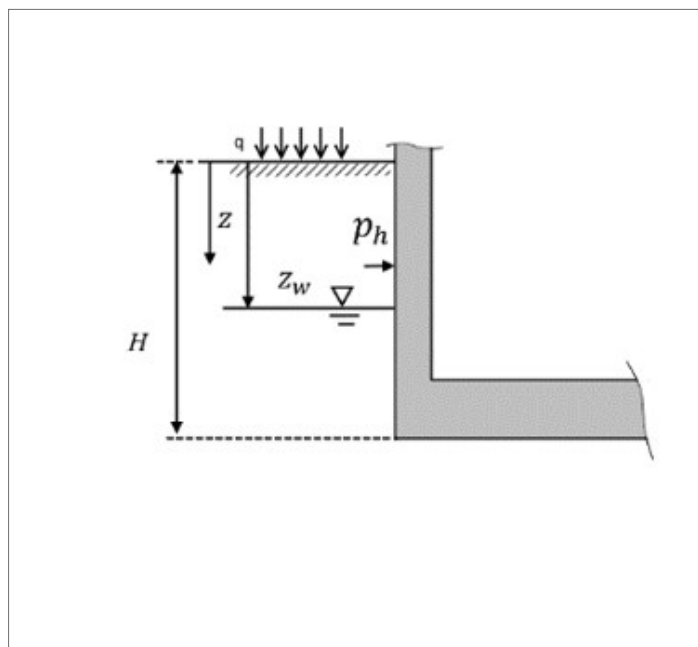
Fig. 25: planimetria dell'area del Comparto di intervento

Si raccomanda di calcolare le pareti controterra ignorando del tutto qualsiasi opera di sostegno provvisoria. Le spinte saranno calcolate con riferimento a condizioni di riposo e con riferimento alla quota di falda a lungo termine.

A tali fini si potrà assumere un coefficiente di spinta a riposo pari a $K_0=0.50$, quindi:

$$p_h = K_0 \cdot (\gamma_d \cdot z + q) \quad \text{se } z \leq z_w$$

$$p_h = K_0 \cdot [\gamma_d \cdot z_w + q + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (z - z_w)] + \gamma_w \cdot (z - z_w) \quad \text{se } z > z_w$$



In condizioni sismiche, ai fini del calcolo degli incrementi di spinta in condizioni sismiche, si ipotizzerà che nel terreno non si raggiungano condizioni limite di spinta attiva. Si potrà quindi fare riferimento ad una distribuzione sostanziale elastica, ricorrendo alla formulazione di Wood (1973).

Gli incrementi di spinta Δp_E (da sommare alle pressioni statiche indicate al paragrafo precedente) potranno essere introdotti come una distribuzione uniforme di pressioni data dalla seguente espressione:

$$\Delta p_E = k_h \cdot \bar{\gamma} \cdot H$$

con:

k_h = accelerazione sismica (frazione di g)

H = altezza del manufatto interrato (da quota di imposta delle fondazioni a piano campagna)

γ = peso di volume medio del terreno, che può essere assunto pari a $19.5 \div 20 \text{ kN/m}^3$.

4.4.11 VASCHE DI VOLANIZZAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

Sulla base di quanto descritto al capitolo "Gestione acque meteoriche ed invarianza idraulica", il progetto prevede il rispetto del principio di invarianza idraulica da attuarsi mediante:

- recupero di parte delle acque meteoriche ai fini irrigui (irrigazione aree verdi);
- Volanizzazione delle acque meteoriche cadute sulle aree verdi in superficie prima della loro infiltrazione nel sottosuolo;
- Volanizzazione delle acque cadute sulle superfici pavimentate e sui tetti in sistemi di invaso (vasche di laminazione);
- Smaltimento delle acque volanizzate tramite dispersione nel sottosuolo per filtrazione dalle pareti dei sistemi di volanizzazione disperdenti e/o pozzi disperdenti.

Al fine di garantire un corretto funzionamento del processo di laminazione/dispersione delle acque si ricorre a celle in PP per un volume complessivo di circa 19343 m^3 , a servizio dell'area Stadio a W (vasca W1 e W2) e a servizio del Comparto Plurivalente (vasca E1).

Dal punto di vista geotecnico, la costruzione di elementi in celle PP non comporta particolari criticità.

Nel dettaglio, si prevede uno scavo di circa 4 metri per raggiungere la quota di posa delle celle; tali altezze di scavo devono essere raggiunte garantendo una pendenza B:H = 3:2 delle scarpate. In vista della destinazione d'uso a parcheggio di alcune zone dove saranno costruite le vasche, la struttura delle celle PP è tale da resistere al peso dei veicoli pesanti.

Partendo dal piano inferiore si avrà:

- strato di riempimento e regolarizzazione, di materiale granulare stabilizzato opportunamente compattato, dello spessore minimo di 0.30 m;
- installazione su 4 livelli degli elementi prefabbricati, (0.66 m x 3 = 2.64 m);
- strato di livellamento superiore di almeno 0.35 m, realizzato in ghiaia;
- pacchetto stradale, comprensivo di superficie di transito.

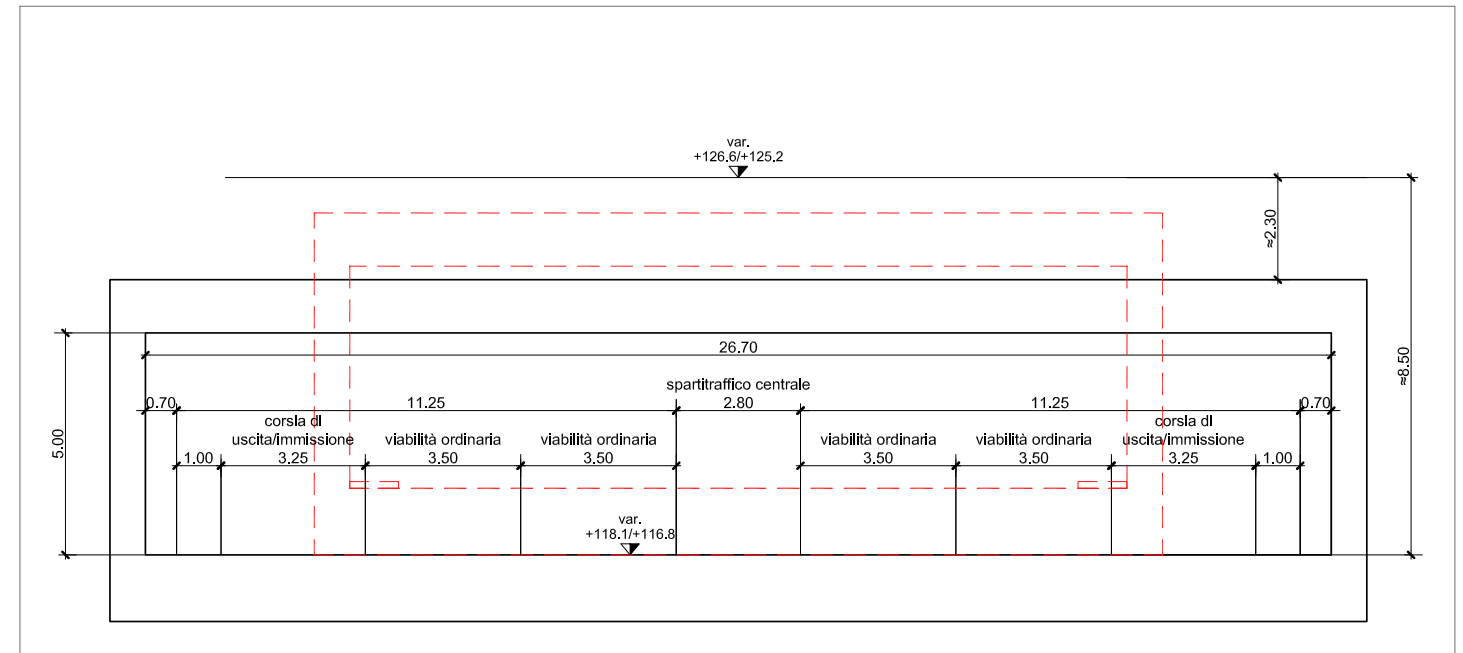


Fig. 26: sezione tipica del sottopasso

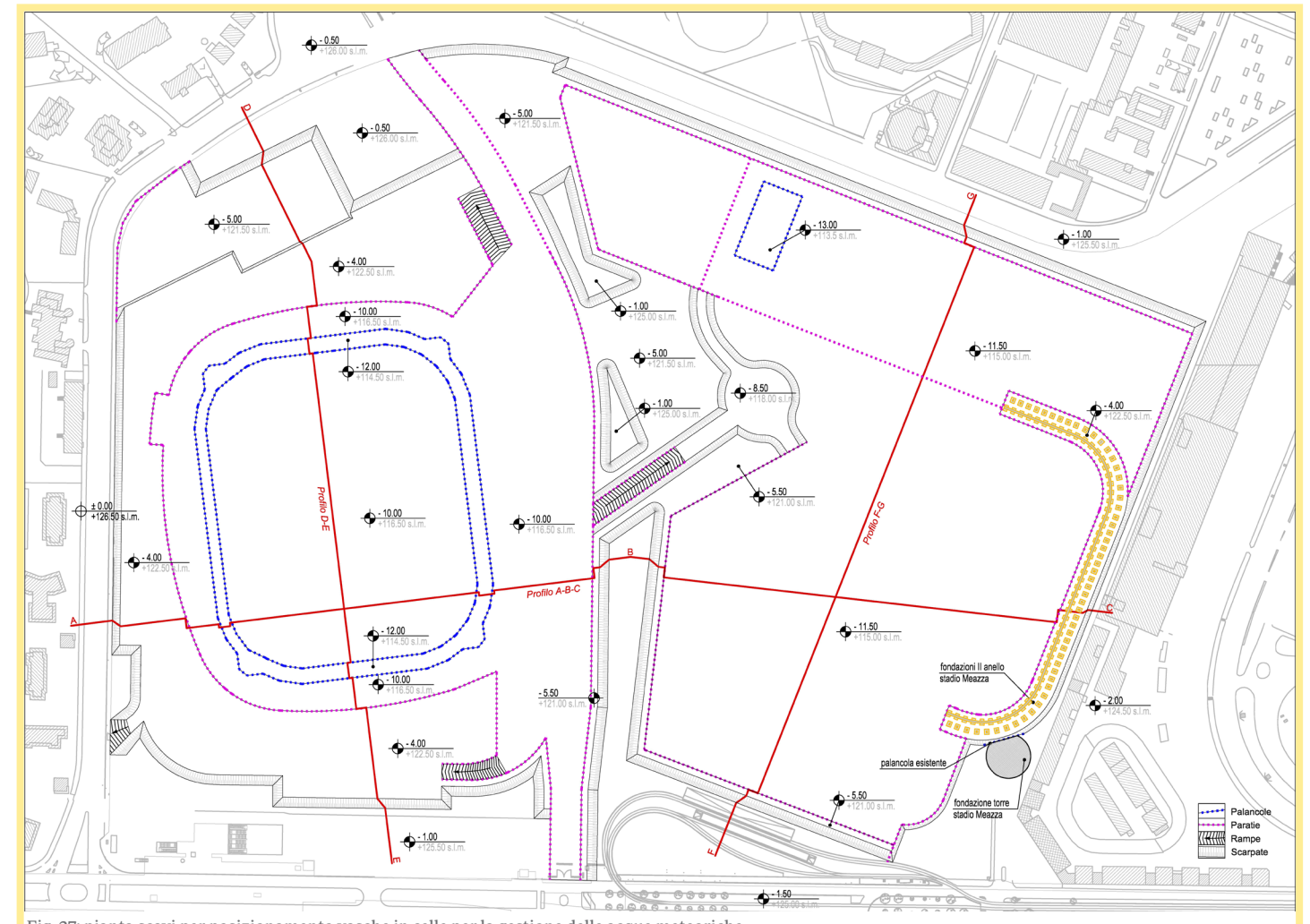


Fig. 27: pianta scavi per posizionamento vasche in celle per la gestione delle acque meteoriche



4.5

GIUDIZIO DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA E GEOTECNICA



Sulla base di tutto quanto esposto ai paragrafi precedenti della presente relazione l'intervento in progetto risulta compatibile con l'assetto geologico sitospecifico ed è fattibile senza esecuzione di opere o interventi specifici per la mitigazione delle condizioni di rischio in essere.

Ai sensi delle vigenti Norme Tecniche Geologiche di PGT nell'ambito delle aree PSL, la progettazione di edifici strategici e rilevanti (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03) dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici del DM 17/01/2018 definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello - metodologie di cui all'allegato 5 della D.G.R. n. IX/2616/2011, o in alternativa utilizzando lo spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore. Nel caso in esame per la determinazione delle azioni sismiche di progetto si ritiene necessario, in relazione all'importanza dell'opera ed alle condizioni di significativo affollamento, procedere alla esecuzione di approfondimenti sismici di 3° livello mediante analisi di risposta sismica locale sitospecifica.

Nelle more dell'esecuzione di tali approfondimenti, demandate alla successiva fase di sviluppo progettuale a valle dell'esecuzione della campagna geognostica integrativa, le azioni sismiche potranno essere determinate a mezzo della procedura semplificata di cui al D.M. 17/01/08, sulla base di una categoria sismica di sottosuolo C, mentre non risulta significativo procedere alla esecuzione di verifiche alla liquefazione dei terreni di fondazione in condizione di eccitazione sismica.

Per quanto attiene agli aspetti geotecnici non si ravvisano particolari criticità in merito alle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni, fatta salva la necessità di affinare la caratterizzazione geotecnica ad oggi disponibile sulla base di uno specifico piano di indagini integrative, con particolare riferimento agli orizzonti di natura limosa e limoso argillosa individuati tra le profondità di 20 e 35 m da p.c. ad oggi non indagati sperimentalmente. Si evidenzia inoltre la necessità di definire la geometria dei riporti antropici recenti e le relative caratteristiche geotecniche.

Per il dimensionamento delle opere di fondazione dovrà essere fatto riferimento ai parametri di resistenza e deformabilità sitospecifici, necessari per l'esecuzione delle relative verifiche geotecniche di resistenza e deformazione.

Per la verifica agli SLU delle fondazioni in progetto le resistenze di progetto del terreno di fondazione dovranno essere confrontate con il valore di progetto delle azioni assicurando il rispetto delle condizioni:

$$V_d \leq R_d$$

$$H_d \leq S_d$$

con: V_d = valore di progetto delle azioni (componente verticale)
 H_d = valore di progetto delle azioni (componente orizzontale)
 R_d = valore di progetto della resistenza del terreno nei confronti dei carichi verticali
 S_d = valore di progetto della resistenza del terreno nei confronti dei carichi orizzontali

La verifica agli stati limite di servizio (SLE) dovrà essere condotta attraverso la determinazione dei cedimenti delle fondazioni soggette alle azioni di progetto tenendo conto del possibile sviluppo di cedimenti differenziali.

Per quanto concerne gli aspetti idrogeologici e le interferenze con le opere in progetto, l'ipotesi e' di mantenere un franco rispetto alla falda di progetto MM di qt 120 m s.l.m. per la parte mixed use ovvero con scavo max a qt **115m s.l.m.**

Per l'area stadio il progetto dovrà prevedere i **0,5 m** circa di interferenza fra falda di progetto MM (**120m s.l.m. da pc**) e **126m s.l.m.** della struttura/campo.

Sempre per l'area Stadio, dovrà essere completamente rimosso il livello fine che sospende falda temporanea al perimetro W del sedime di progetto, consentendo quindi il drenaggio della piezometrica sospesa verso il basso e quindi verso la piezometrica di falda principale (variabile in temi recenti fra -9 e -12 m circa).

Milano, li 30/10/20

[Firma]





4.6

PIANO DI INDAGINE INTEGRATIVA GEOTECNICA
E SISMICA INTEGRATIVA



Le indagini integrative, da svilupparsi in sede di progettazione definitiva, saranno finalizzate ad ottenere i seguenti risultati:

- Affinare la caratterizzazione geotecnica ad oggi disponibile, con particolare riferimento agli orizzonti di natura limosa e limoso argillosa individuati tra tre le profondità di 20 e 35 m da p.c.;
- Procedere alla esecuzione di analisi di identificazione geotecnica sui terreni granulari e coesivi (esecuzione di analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione e determinazione dei limiti di consistenza), ad oggi non disponibili;
- Procedere alla determinazione sperimentale in laboratorio geotecnico dei parametri fisici e dei parametri di resistenza e deformabilità dei livelli di natura limosa e limoso-argillosa mediante determinazioni del peso di volume naturale e del contenuto naturale d'acqua ed esecuzione di prove triassiali consolidate non drenate CIU, prove triassiali non consolidate-non drenate UU e prove edometriche;
- Acquisire misure dirette delle velocità di propagazione delle onde di taglio VS mediante indagini sismiche down-hole ad oggi non disponibili;
- Acquisire misure dirette della frequenza di sito mediante rilievi del microtremore ambientale con tecnica HVSR ad oggi non disponibili;
- Precisare la piezometria di falda sia per quanto riguarda l'acquifero principale (Gruppo acquifero A) e la locale falda sospesa (primi 5 metri da p.c.).

Il piano di indagini integrative proposto prevede le seguenti tipologie di indagini:

- n° 6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti alla profondità di 40 m da p.c. con esecuzione di prove di resistenza alla penetrazione standard SPT ogni 1.5 m di avanzamento, prelievo di 6 campioni rimaneggiati e 2 campioni indisturbati per ciascun sondaggio; equipaggiamento a piezometro DN 3" per caratterizzazione falda prof. 30 m cad dei 6 sondaggi;
- n. 10 prove di K in foro tipo Lefranc;
- n° 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti alla profondità di 50 m da p.c. con esecuzione di prove di resistenza alla penetrazione standard SPT ogni 1.5 m di avanzamento, prelievo di 8 campioni rimaneggiati e 2 campioni indisturbati per ciascun sondaggio, attrezzati con tubazione in PVC cieca per l'esecuzione di prospezione sismica in foro.
- n° 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti alla profondità di 6 m da p.c. con equipaggiamento a piezometro DN 3" per caratterizzazione falda sospesa zona W;
- n° 10 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH;
- n° 2 prospezioni sismiche Down-Hole nei fori appositamente attrezzati;
- n° 4 misure della frequenza naturale di sito con tecnica HVSR
- n° 8 prove infiltrometriche a doppio anello con escavatore di supporto e fornitura di acqua

Sui campioni rimaneggiati prelevati si procederà alla esecuzione delle seguenti analisi di laboratorio:

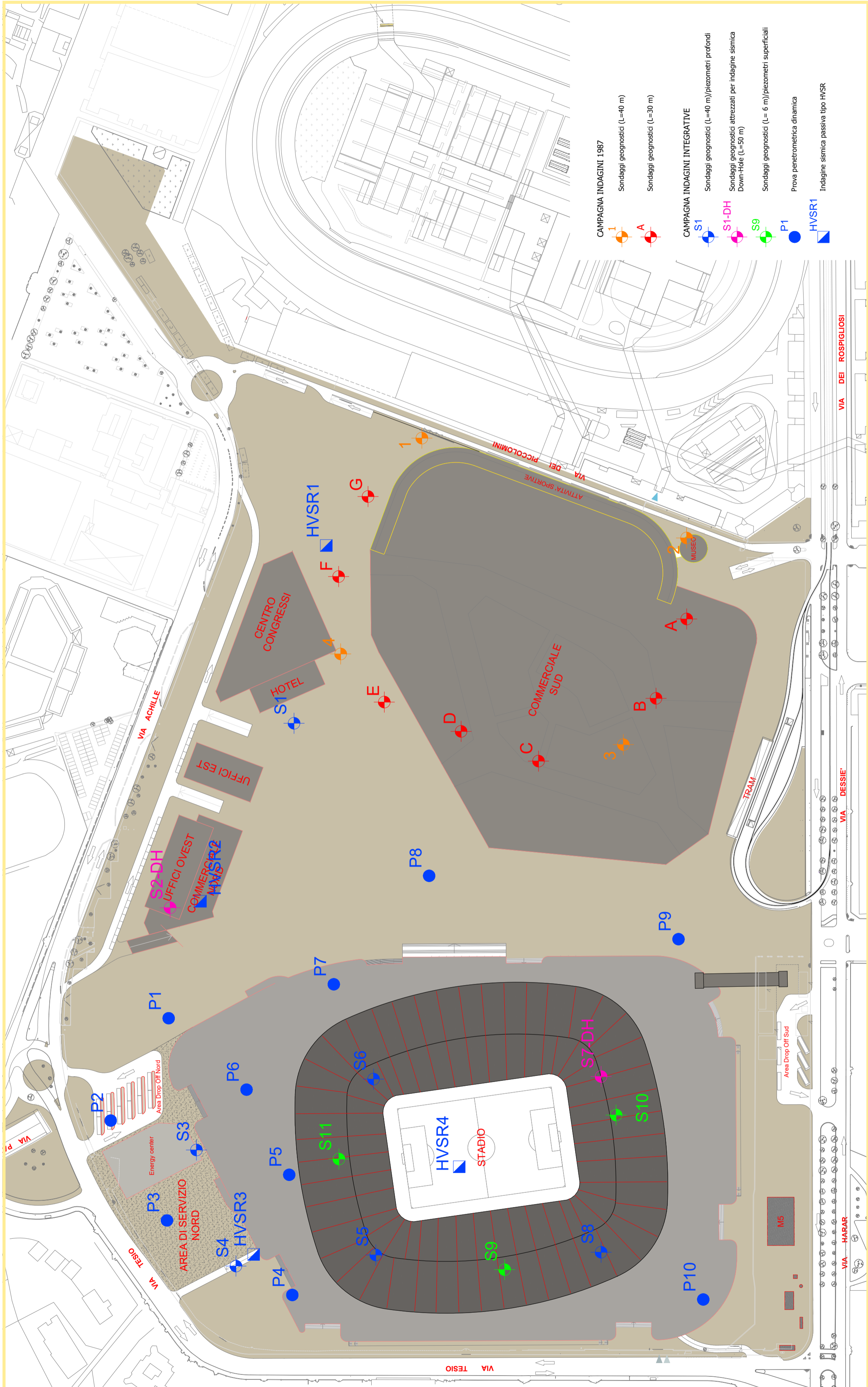
- analisi granulometrica per setacciatura
- analisi granulometrica per sedimentazione sui campioni caratterizzati da percentuali di passante al setaccio ASTM n° 200 superiori al 20%;

- determinazioni dei limiti di consistenza sui campioni caratterizzati da percentuali di passante al setaccio ASTM n° 200 maggiori del 5%

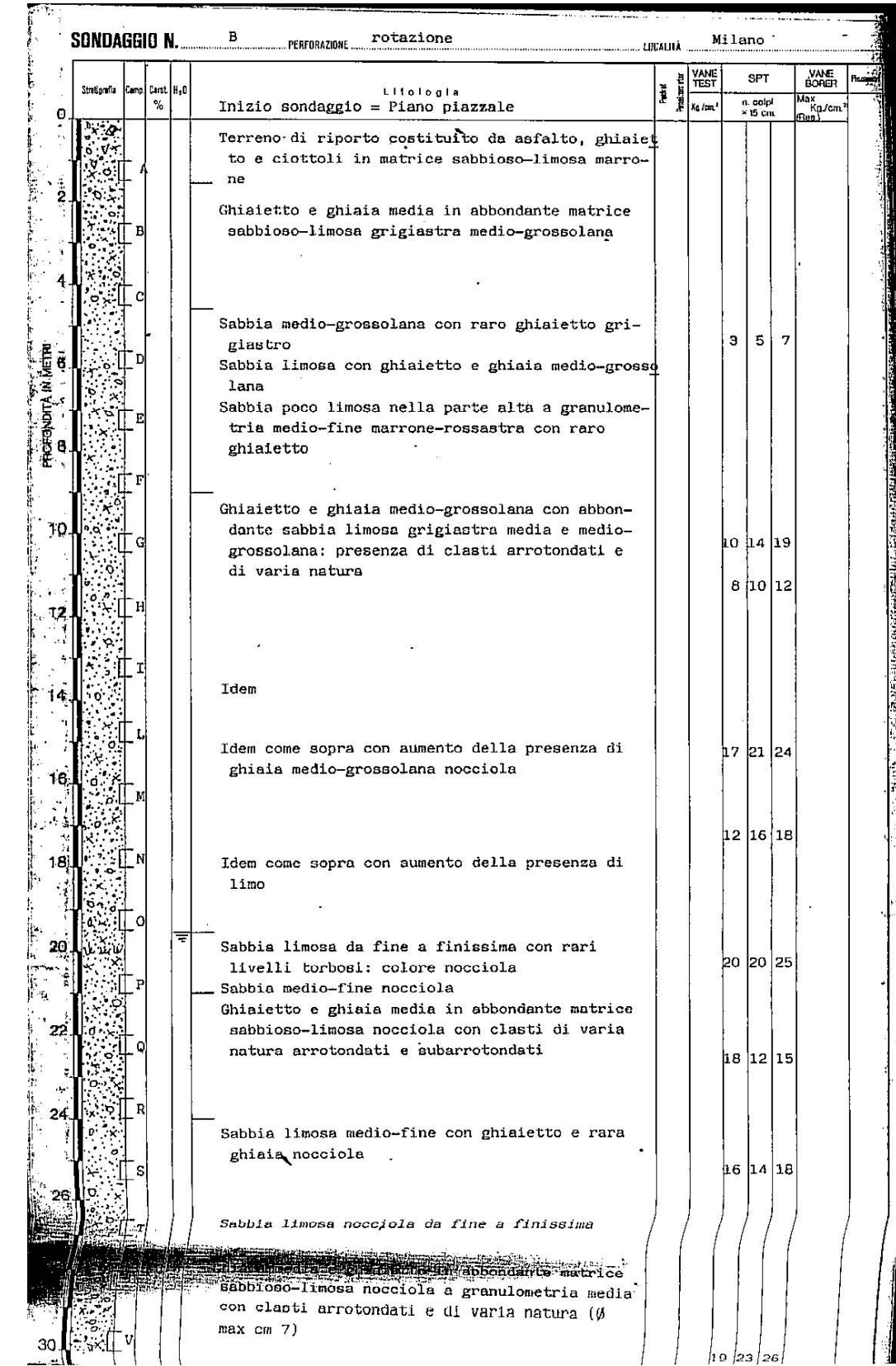
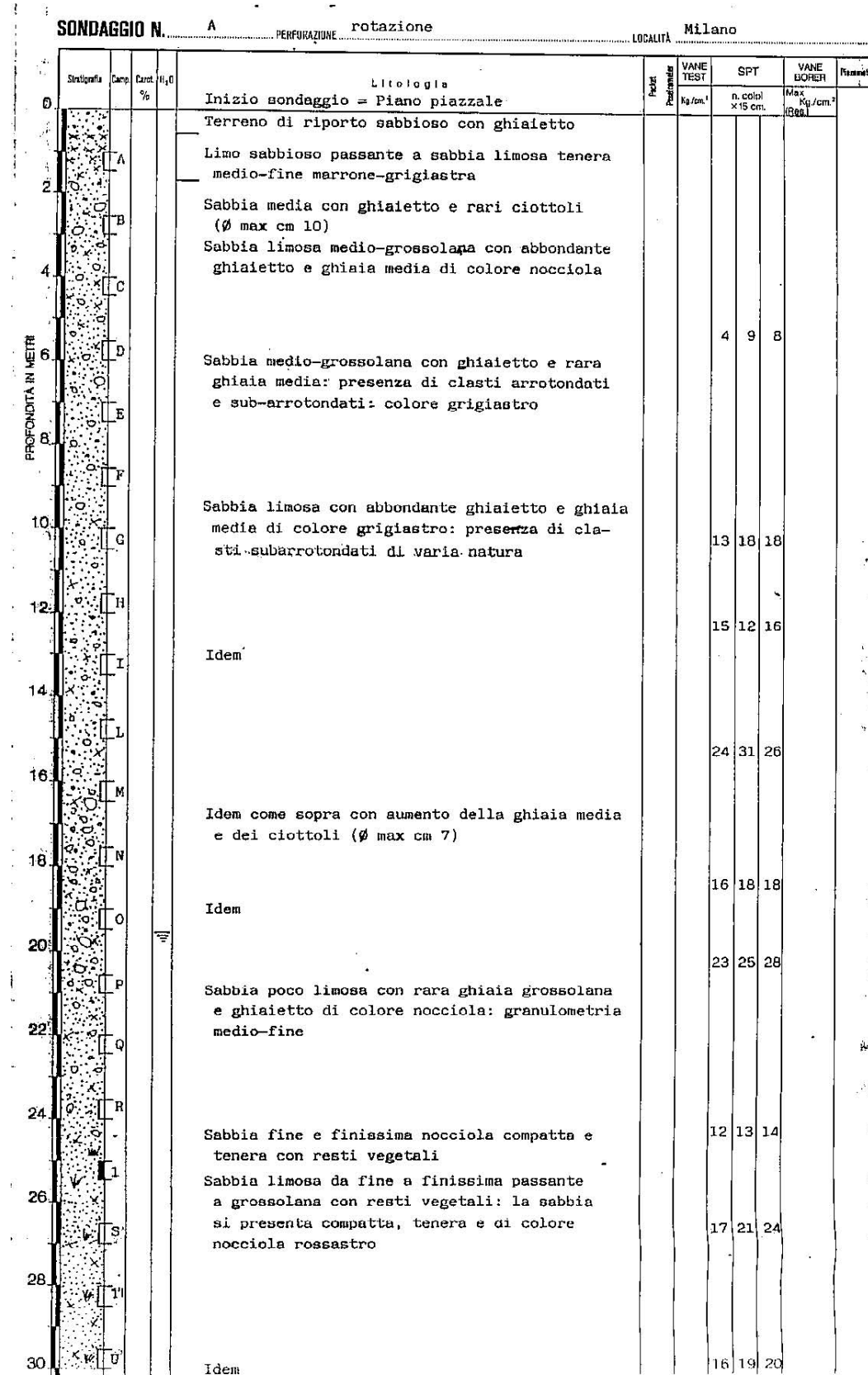
Sui 16 campioni indisturbati prelevati, oltre a quanto indicato per i campioni rimaneggiati, si procederà alla esecuzione delle seguenti analisi di laboratorio:

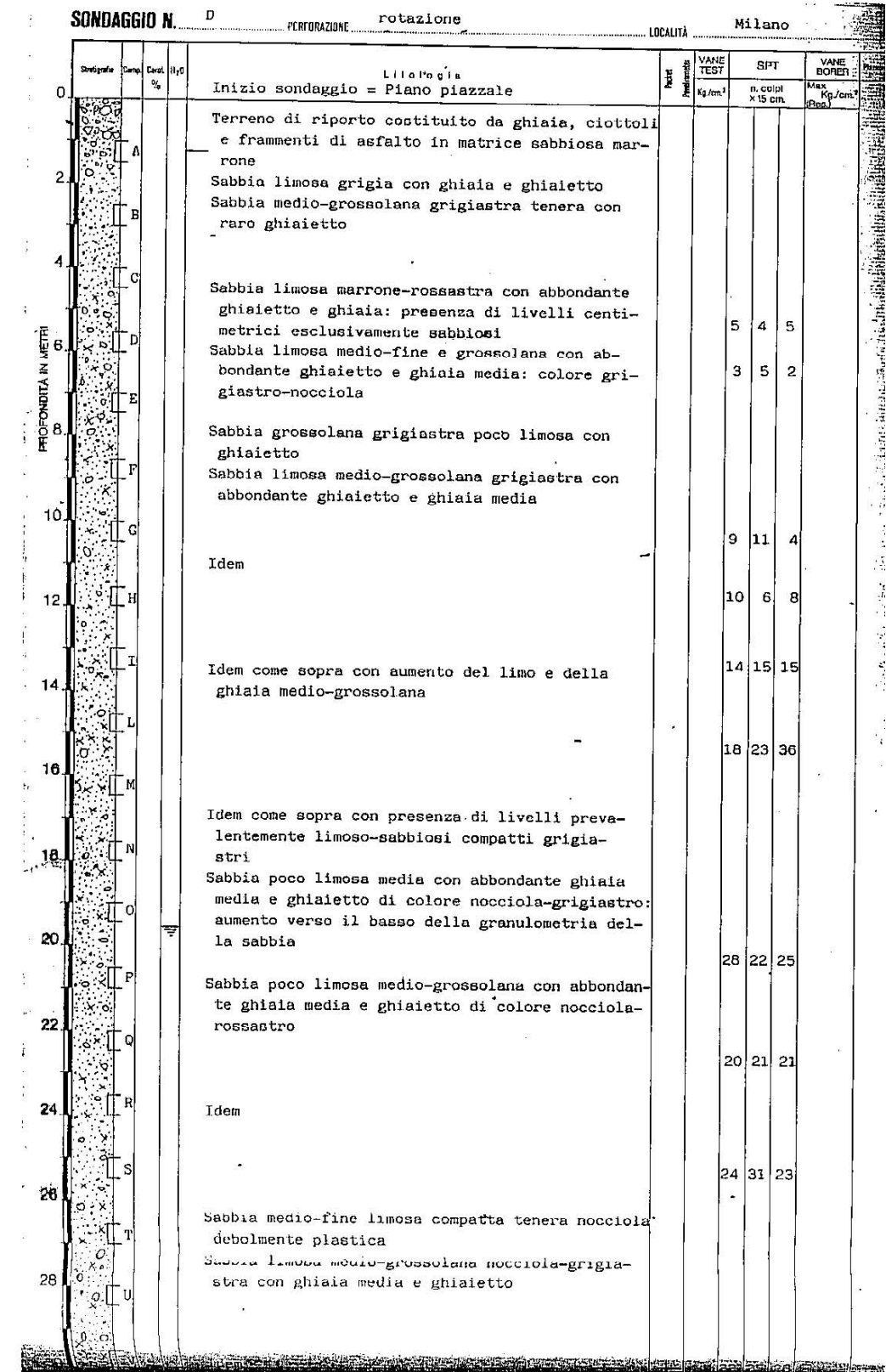
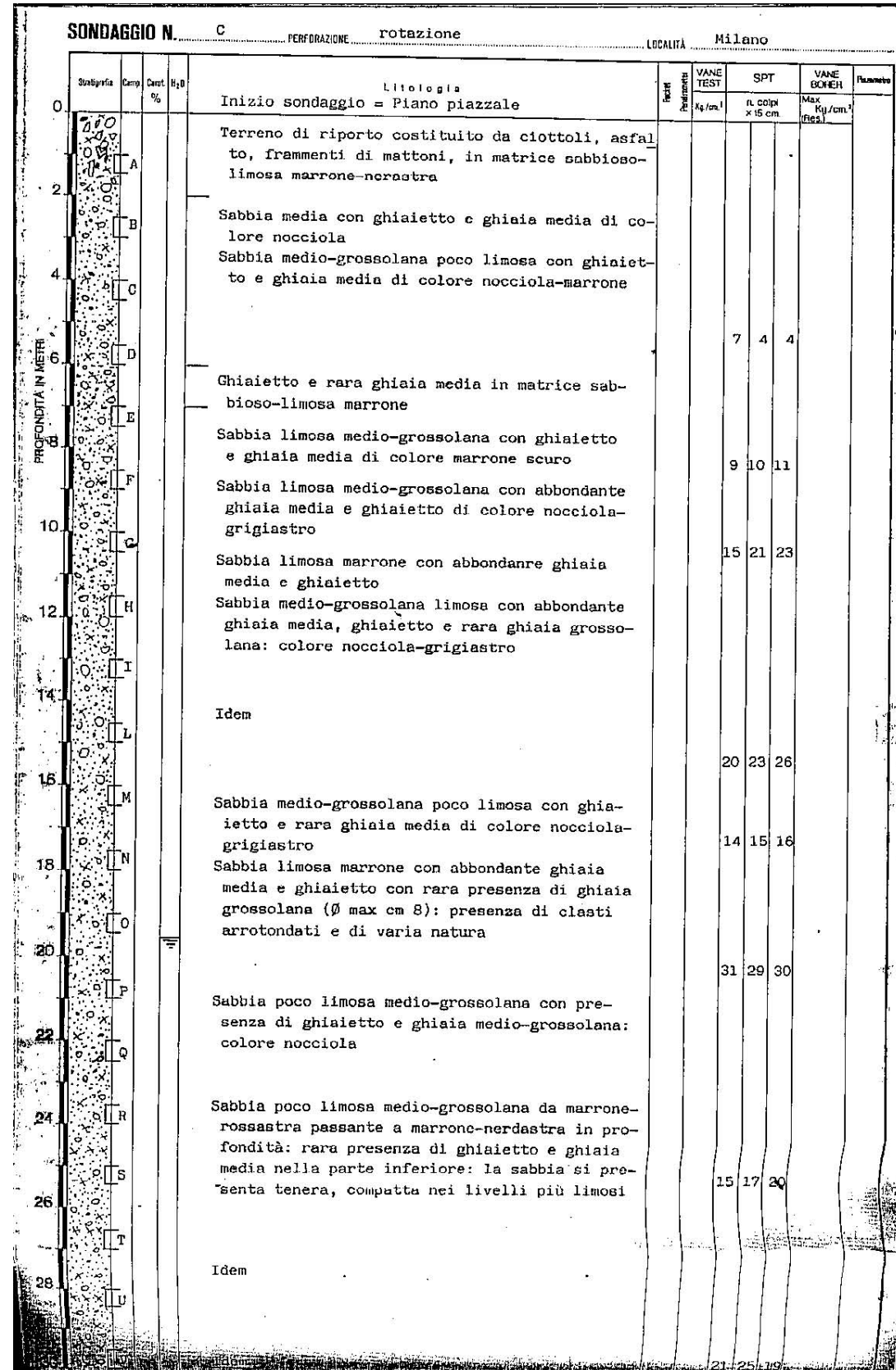
- n° 16 determinazione del peso di volume naturale
- n° 16 determinazione del contenuto naturale d'acqua
- n° 4 prove triassiali non consolidate non drenate UU
- n° 4 prove triassiali consolidata non drenate CIU
- n° 4 prove edometriche

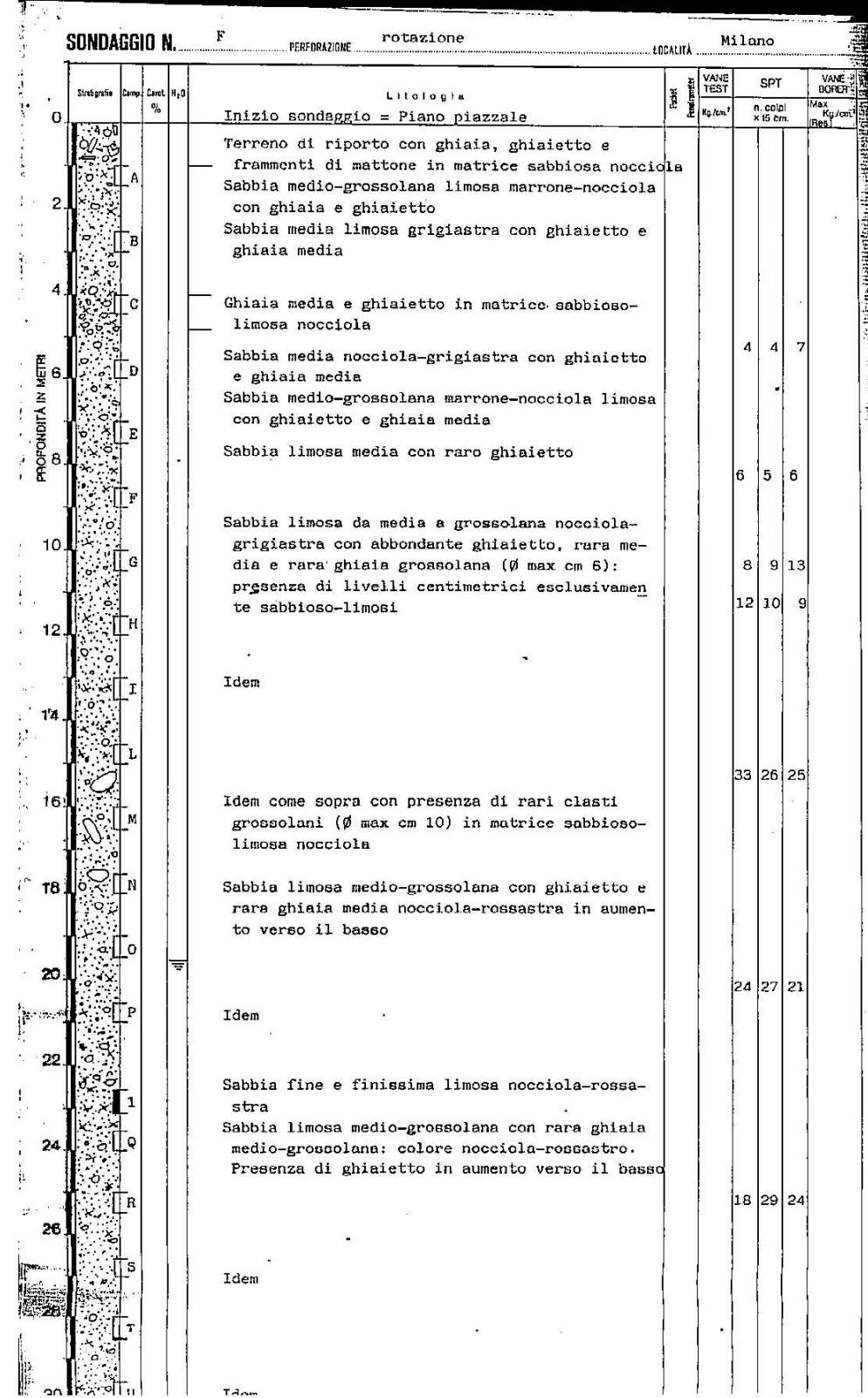
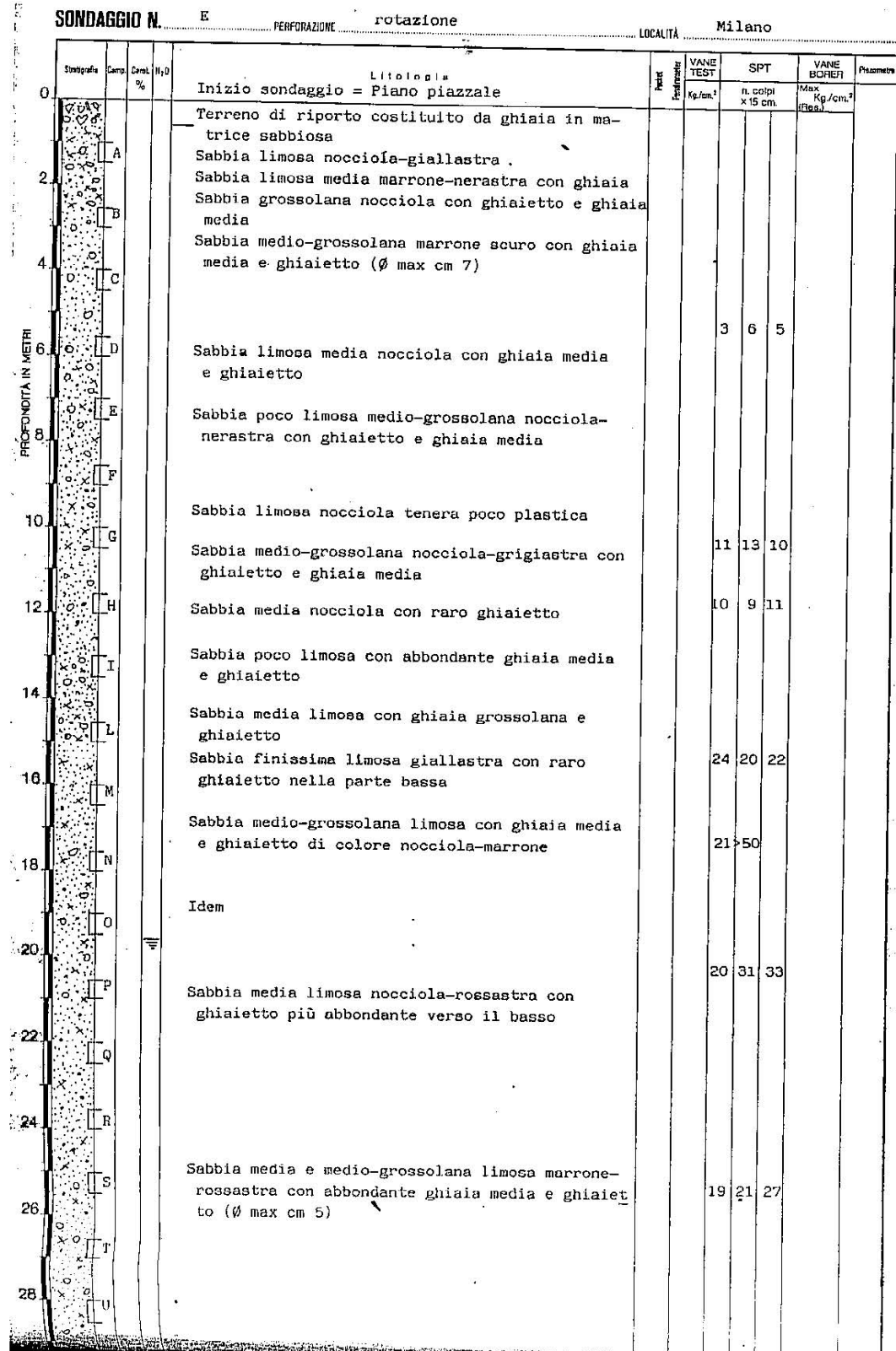
4.6.1 TAVOLA 2 - UBICAZIONE DELLE INDAGINI PREGRESSE E DI PROGETTO

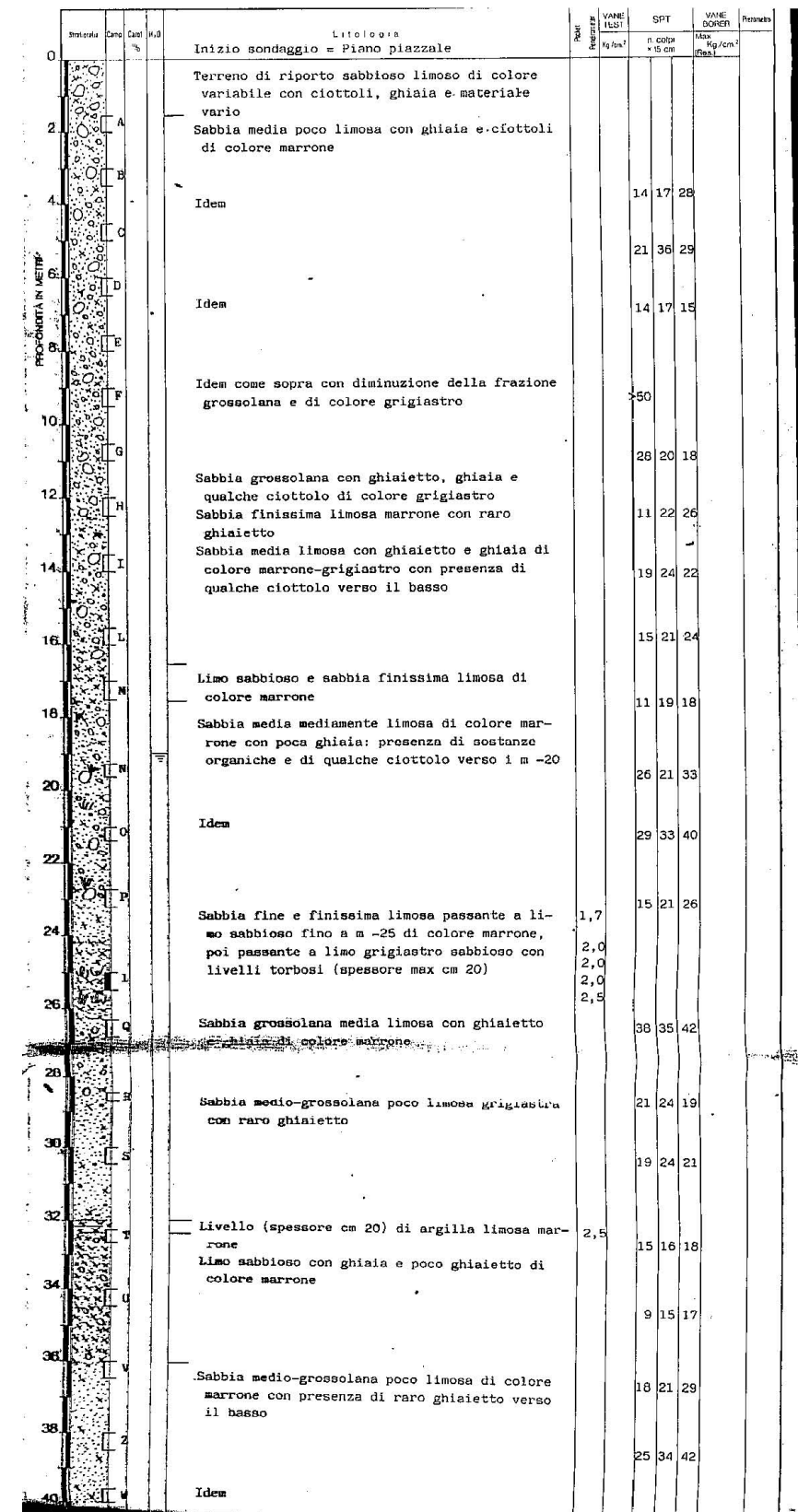
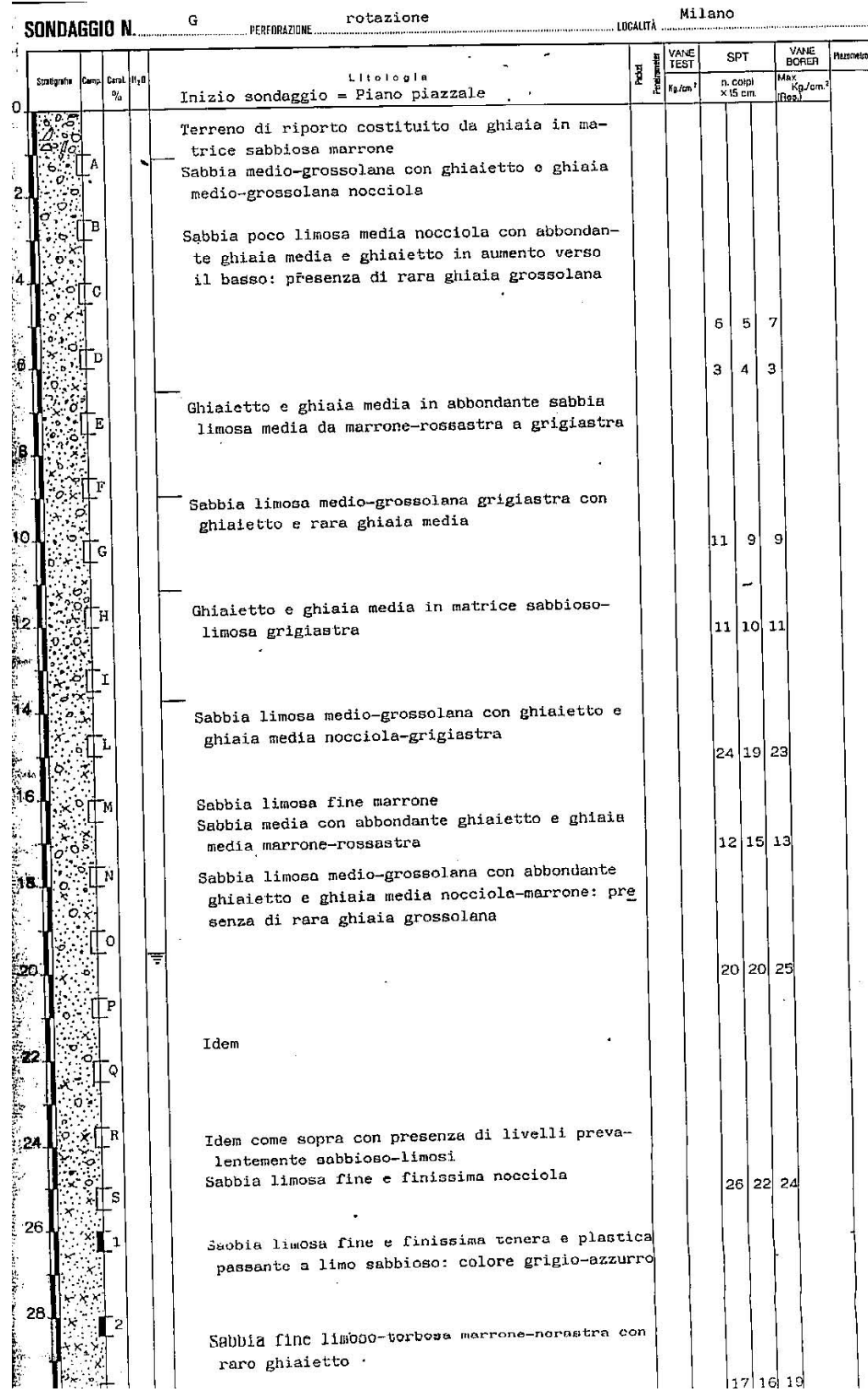


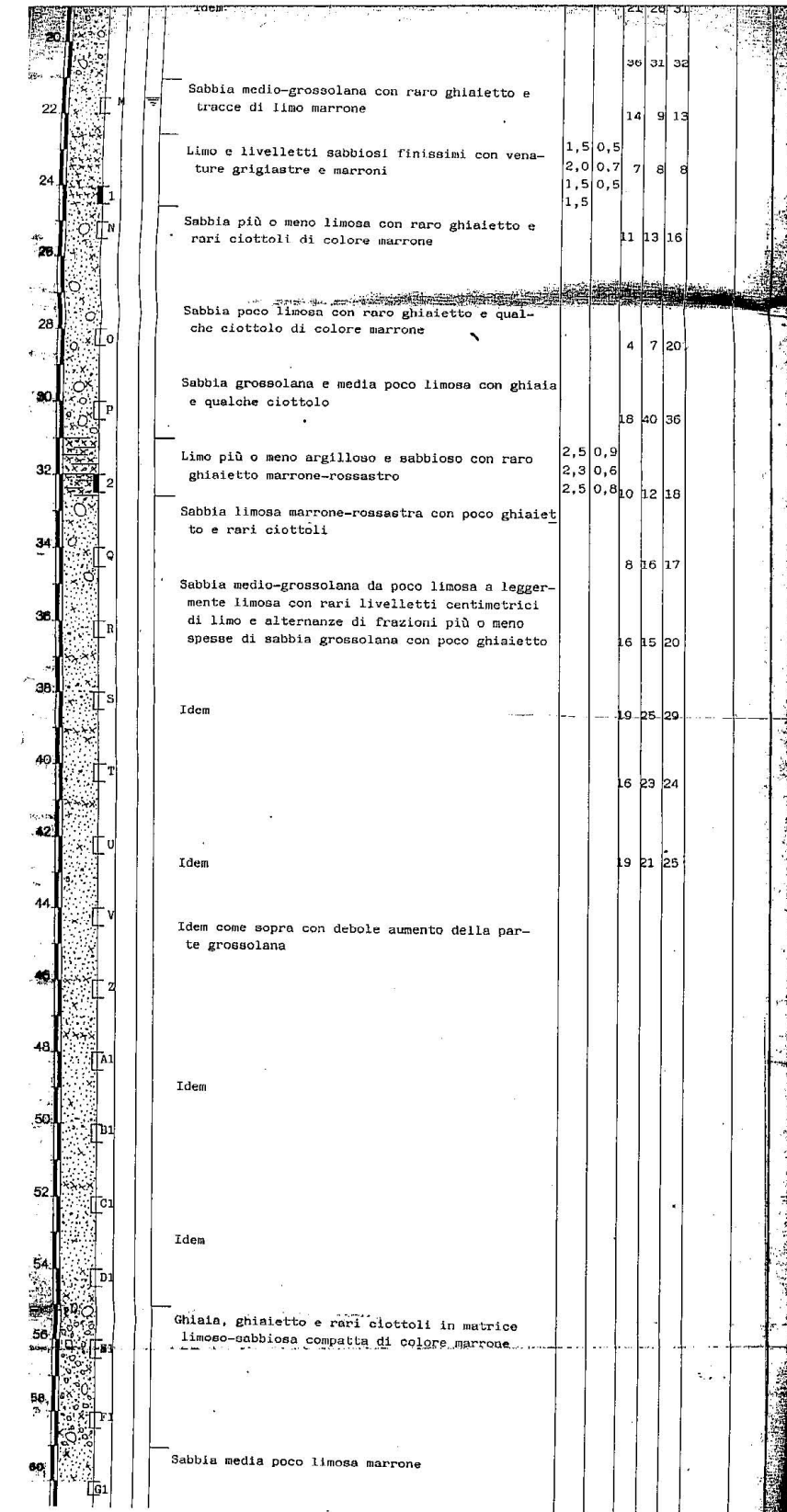
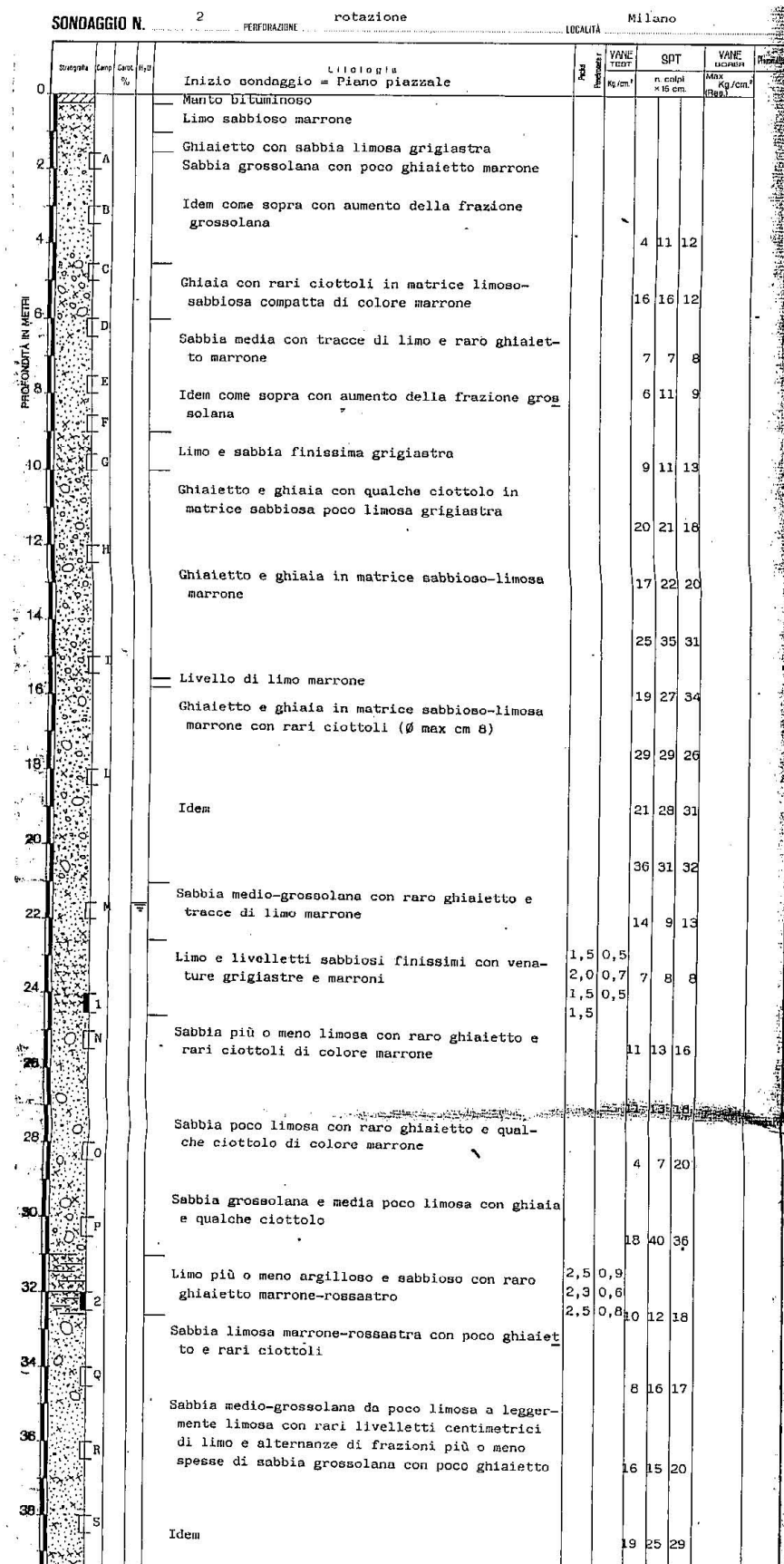
4.6.2 STRATIGRAFIE SONDAGGI PREGRESSI

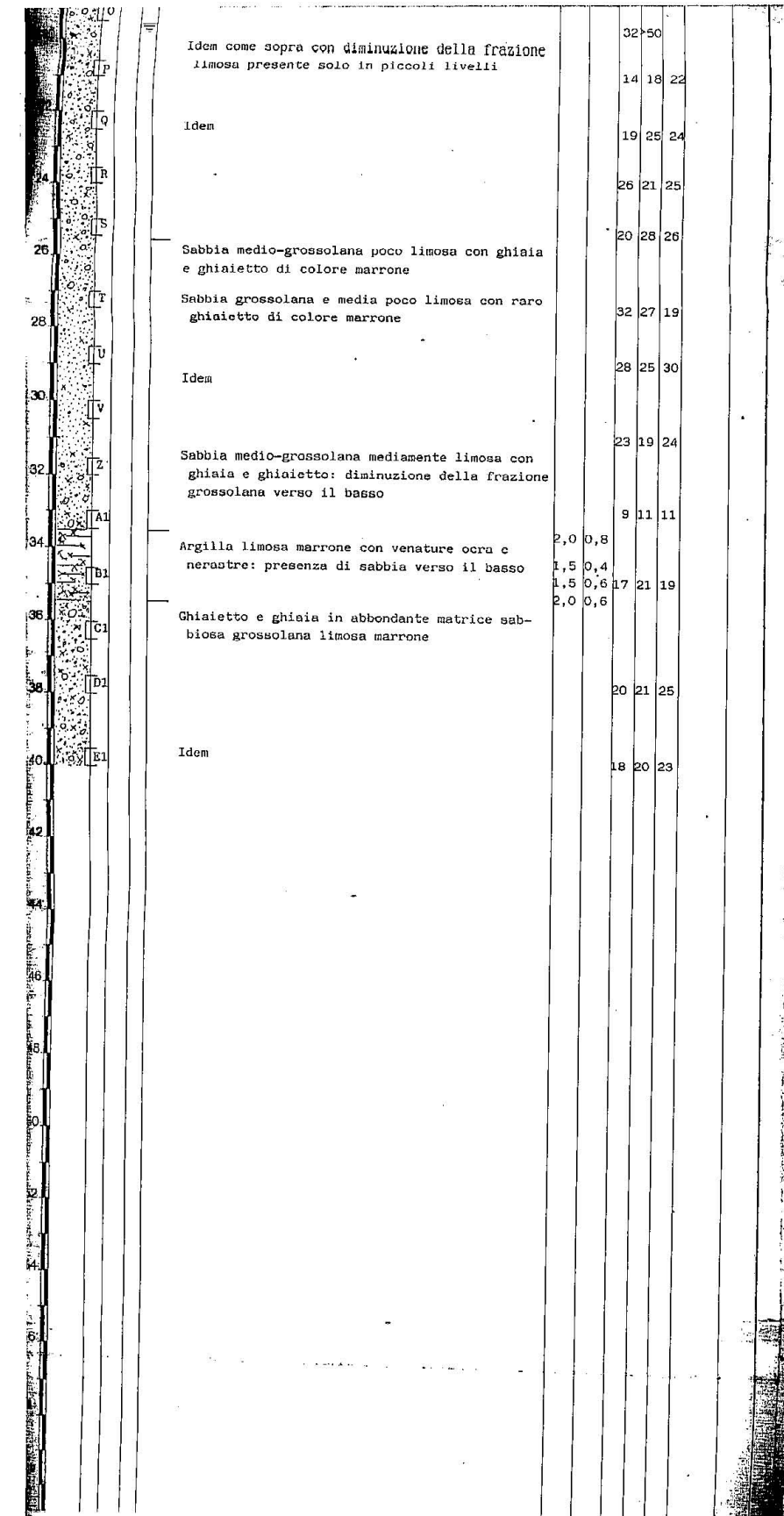
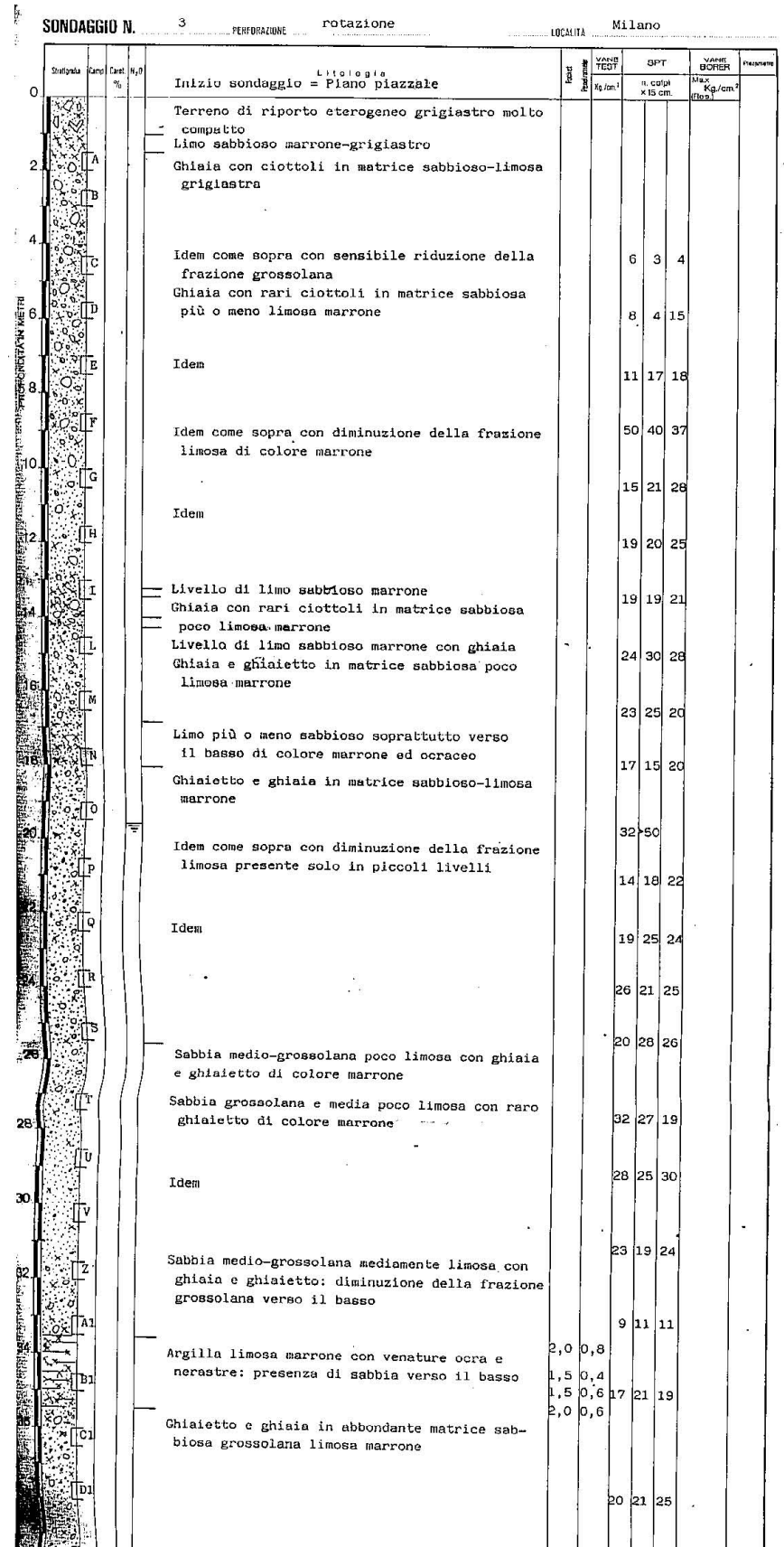


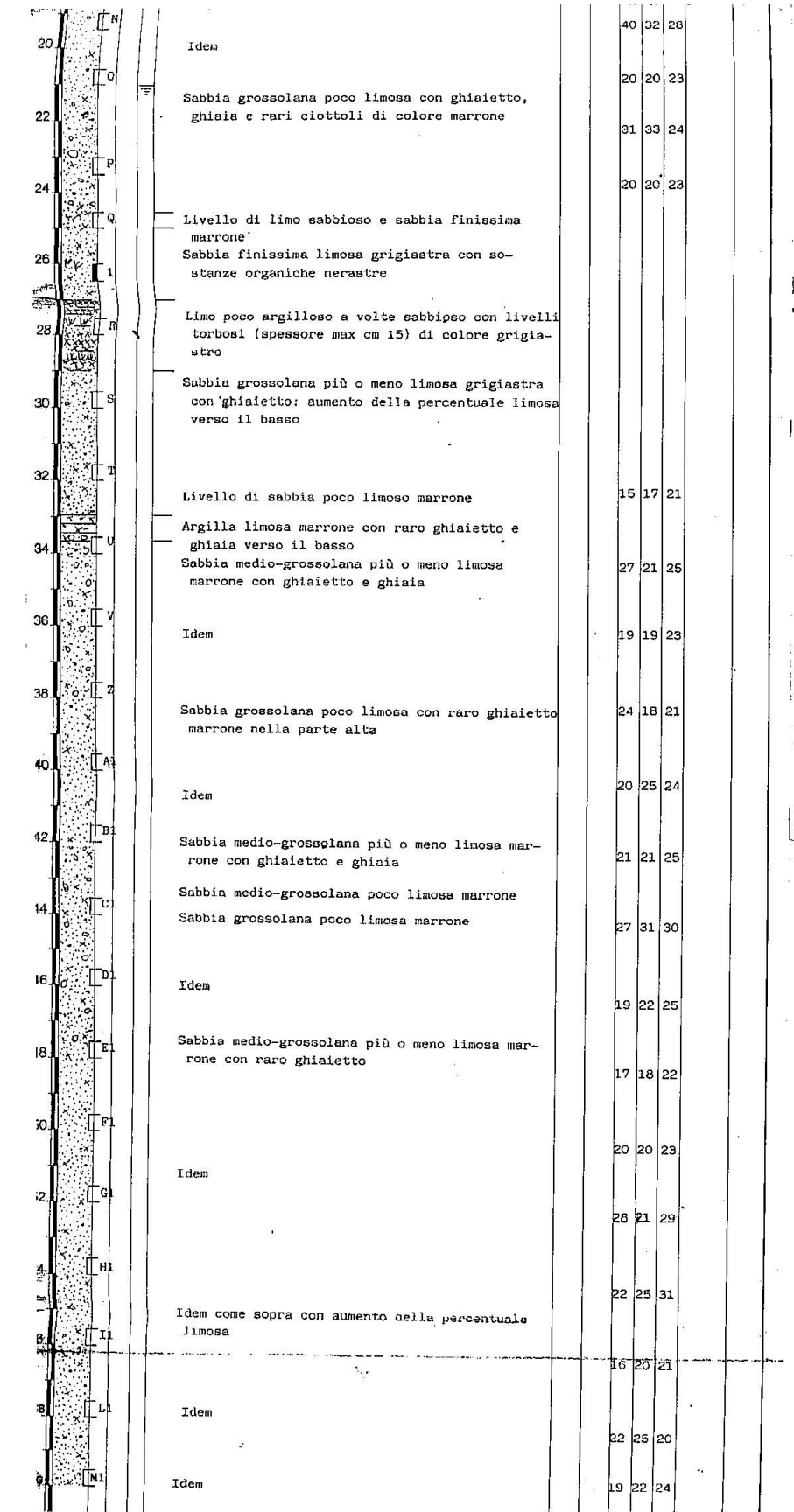
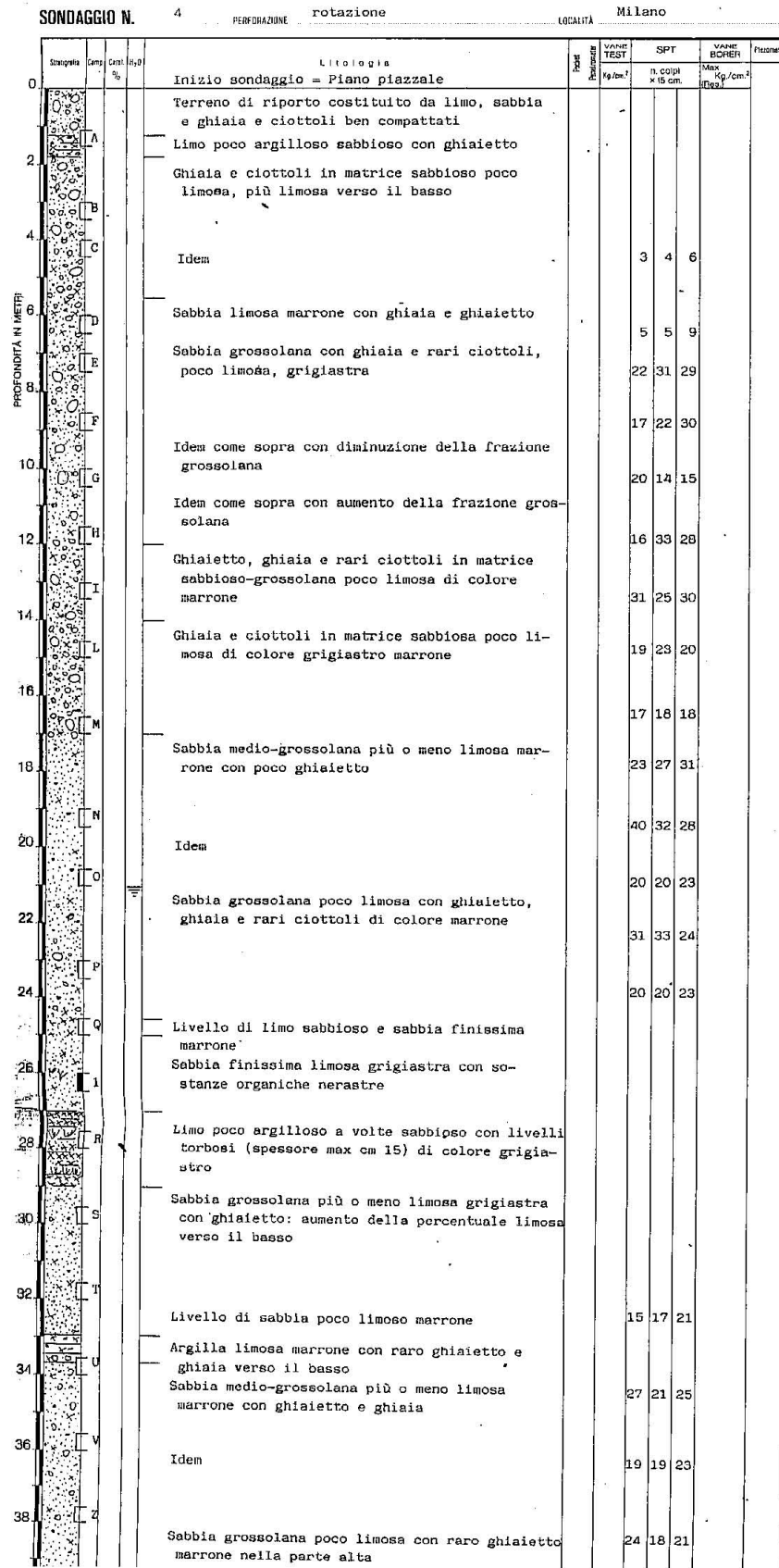














4.7

GESTIONE ACQUE METEORICHE E
INVARIANZA IDRAULICA



4.7.1 PREMESSA METODOLOGICA

Il SFTE protocollato, per la componente Invarianza idraulica, ha previsto un predimensionamento delle opere di invarianza secondo il criterio sotto riportato.

Sono quindi stati verificati gli ordini di grandezza e verificata la fattibilità tecnica in termini di disponibilità di aree/volumi filtranti che possano ospitare, nell'assetto planivolumetrico corrente, le opere di invarianza con i necessari ingombri al suolo/volumi.

In proposito il grado di incertezza legato alla fase preliminare della progettazione, è stato gestito tramite l'introduzione di parametri conservativi e ridondanze di rito.

E' evidente che i prescritti del RR 7/2017 troveranno piena ottemperanza nelle fasi di successivo sviluppo progettuale, sia in termini di modellazione con il metodo dettagliato per aree superiori a 10.000 mq di superficie scolante impermeabile che di validazione dei dati di permeabilità dei suoli/soggiacenza attuale e storica della falda) tramite prove infiltrometriche e di permeabilità in foro, nonché campagne piezometriche (indagine geognostica programmata).

4.7.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

La gestione delle acque meteoriche, non suscettibili di inquinamento e dilavanti le superfici impermeabili di un intervento, è normata dal RR 7/2017 "Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'art. 58bis della LR 11 marzo 2005 n. 12 (Legge per il governo del territorio)", come modificato dal RR 8/2019.

Il RR definisce per invarianza idraulica il principio in base al quale le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione.

Per invarianza idrologica si intende il principio in base al quale sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione.

Sono soggetti ai requisiti di invarianza idraulica e idrologica ai sensi del presente regolamento gli interventi edilizi (comma 2, art. 3 del RR 7/2107 come modificato dal RR 8/2019):

a) di ristrutturazione edilizia, (art. 3, comma 1, lettera d) del d.p.r. 380/2001), solo se consistono nella demolizione totale, almeno fino alla quota più bassa del piano campagna posto in aderenza all'edificio, e ricostruzione con aumento della superficie coperta dell'edificio demolito; ai fini del presente regolamento, non si considerano come aumento di superficie coperta gli aumenti di superficie derivanti da interventi di efficientamento energetico che rientrano nei requisiti dimensionali previsti al primo periodo dell'articolo 14, comma 6, del decreto legislativo 4 luglio 2014, n. 102 (Attuazione della direttiva 2012/27/UE sull'efficienza energetica, che modifica le direttive 2009/125/CE e 2010/30/UE e abroga le direttive 2004/8/CE e 2006/32/CE);

b) di nuova costruzione, (art. 3, comma 1, lettera e), del d.p.r. 380/2001), compresi gli ampliamenti; sono escluse le sopraelevazioni che non aumentano la superficie coperta dell'edificio;

c) di ristrutturazione urbanistica, (art. 3, comma 1, lettera f), del d.p.r. 380/2001);

d) relativi a opere di pavimentazione e di finitura di spazi esterni, anche per le aree di sosta, di cui all'articolo 6, comma 1, lettera e-ter), del d.p.r. 380/2001, con una delle caratteristiche che seguono:

- 1. di estensione maggiore di 150 mq;
- 2. di estensione minore o uguale di 150 mq, solo qualora facenti

parte di un intervento di cui alle lettere a), b) o c), del presente comma o di cui al comma 3;

e) pertinentziali che comportino la realizzazione di un volume inferiore al 20 per cento del volume dell'edificio principale, con una delle caratteristiche che seguono:

- 1. di estensione maggiore di 150 mq;
- 2. di estensione minore o uguale di 150 mq, solo qualora facenti parte di un intervento di cui alle lettere a), b) o c), del comma 2 del RR 7/2017

Sono inoltre soggetti all'applicazione del presente regolamento gli interventi relativi alla realizzazione di (comma 2 bis, art. 3 RR 7/2017):

a) parcheggi, aree di sosta e piazze, con una delle caratteristiche che seguono:

- 1. estensione maggiore di 150 mq;
- 2. estensione minore o uguale di 150 mq, solo qualora facenti parte di un intervento di cui alle lettere a), b) o c), del comma 2;

b) aree verdi sovrapposte a nuove solette comunque costituite, qualora facenti parte di un intervento di cui al comma 2 del RR 7/2017 o alla lettera a) del presente comma 2bis.

Gli interventi relativi alle infrastrutture stradali e autostradali, loro pertinenze e parcheggi sono assoggettati ai requisiti di invarianza ad esclusione delle tipologie di intervento specificati nell'art. 3, comma 3 del RR 7/2017.

Merita precisare che non sono soggetti all'invarianza gli interventi relativi alla realizzazione di aree verdi di qualsiasi estensione se non sovrapposte a nuove solette e se prive di sistemi di raccolta e convogliamento delle acque.

Ove possibile, il regolamento di invarianza favorisce l'infiltrazione, l'evaporazione e il riuso delle acque pluviali.

Lo scarico delle acque pluviali in un ricettore è necessario in caso di capacità di infiltrazione dei suoli inferiore all'intensità delle piogge più intense. Tale scarico deve avvenire a valle di invasi di laminazione dimensionati per rispettare le portate massime ammissibili scaricabili in un ricettore, definite nell'art. 8 del RR 7/2017.

Nell'art. 5 sono indicate, in ordine decrescente di priorità, le modalità di svuotamento dei volumi invasati, come di seguito elencato:

a) mediante il riuso dei volumi stoccati, in funzione dei vincoli di qualità e delle effettive possibilità, quali innaffiamento di giardini, acque grigie e lavaggio di pavimentazioni e auto;

b) mediante infiltrazione nel suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, compatibilmente con le caratteristiche pedologiche del suolo e idrogeologiche del sottosuolo che, in funzione dell'importanza dell'intervento, possono essere verificate con indagini geologiche ed idrogeologiche sito specifiche, con le normative ambientali e sanitarie e con le pertinenti indicazioni contenute nella componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio (PGT) comunale;

c) scarico in corpo idrico superficiale naturale o artificiale, con i limiti di portata di cui all'articolo 8 del RR 7/2017;

d) scarico in fognatura, con i limiti di portata di cui all'articolo 8 del RR 7/2017.

L'applicazione del regolamento riguarda tutto il territorio regionale, in modo diversificato a seconda del livello di criticità idraulica dei bacini dei corsi d'acqua ricettori; il territorio regionale è stato infatti suddiviso nelle 3 seguenti aree:

- Aree A a criticità alta
- Aree B a criticità media

• Aree C a criticità bassa.

Il regolamento fissa limiti allo scarico e modalità di calcolo da adottare per il dimensionamento delle opere di invarianza, in base alla classe di impermeabilizzazione (superficie) interessata dall'intervento, al coefficiente di deflusso medio ponderale e all'area di criticità.

Nel caso specifico, l'area di intervento, localizzata in comuni di Milano, ricade in area di criticità A, con coefficiente di impermeabilizzazione > 0.4 e superficie del lotto di intervento > 1 ettaro. Il valore del coefficiente di impermeabilizzazione, abbinato all'estensione dell'area di intervento, discrimina la classe di impermeabilizzazione di appartenenza.

Per le aree A il valore massimo ammissibile della portata scaricabile nel ricettore è pari a 10 l/s x ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento.

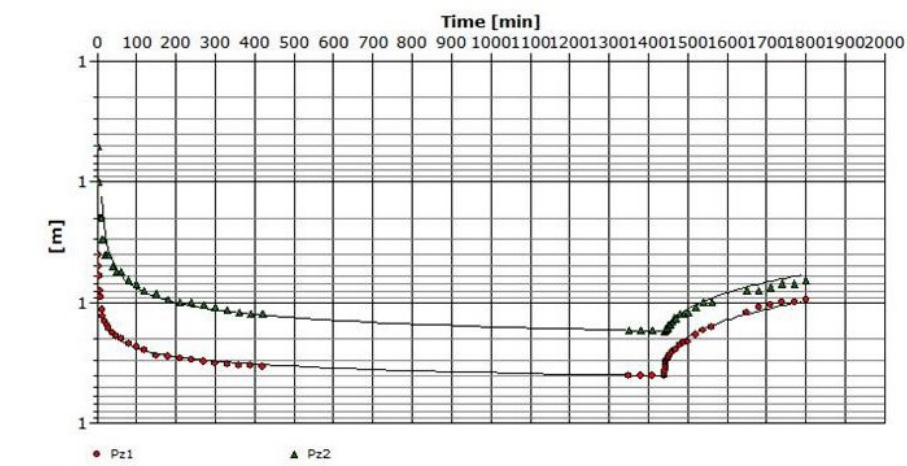
Per le aree con coefficiente di impermeabilizzazione > 0,4 e estensione > 1 ha, in classe di criticità A, il valore del volume di invaso è dato dal maggiore tra il volume risultante dal calcolo parametrico (800 mc x ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento) e il volume determinato con la procedura dettagliata (di cui all'art. 11 e allegato G del RR 7/2017).

4.7.3 QUADRO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO PROGETUALE

PIEZOMETRIA LOCALE

Per la trattazione di dettaglio si rimanda a quanto riportato nel Capitolo 4.2 - Inquadramento idrogeologico. Si evidenzia, perché importante nella scelta della migliore soluzione progettuale di invarianza, che la falda di progetto per l'area di interesse è fissata a circa +120.00 s.l.m. e che l'area di intervento è esterna alle zone di rispetto dei pozzi potabili dell'acquedotto comunale.

Contact Info Address Company Name City, State/Province		Pumping Test Analysis Report Project: Unicredit S.p.A. Number: m3620 Client: Unicredit S.p.A.	
Location: Via Livio Cambi 1 - Milano	Pumping Test: Prova a portata costante	Pumping Well: P1	
Test Conducted by: Hermann Maestrello		Test Date: 15/11/2002	
Analysis Performed by: Alberto Colombi	Prova a portata costante	Analysis Date: 28/09/2015	
Aquifer Thickness: 10.00 m	Discharge: variable, average rate 9.5 [l/s]		



Calculation using Theis with Jacob Correction

Observation Well	Transmissivity [m ² /s]	Hydraulic Conductivity [m/s]	Storage coefficient	Radial Distance to PW [m]
Pz1	1.25 × 10 ⁻²	1.25 × 10 ⁻³	1.45 × 10 ⁻²	15.5
Pz2	2.07 × 10 ⁻²	2.07 × 10 ⁻³	4.62 × 10 ⁻²	28.5
Average	1.66 × 10 ⁻²	1.66 × 10 ⁻³	3.03 × 10 ⁻²	

Fig. 01: Interpretazione prova pozzo perdente PP2

CALCOLO DEL PROCESSO DI INFILTRAZIONE - STIMA DELLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI INSATURI

Per il corretto dimensionamento del sistema disperdente per le acque meteoriche ricadenti sull'area di progetto, è necessaria la definizione a scala locale del coefficiente di permeabilità K del sottosuolo.

Non essendo disponibili per l'area dati relativi a prove di permeabilità effettuate in situ sul livello insaturo, sono stati considerati i valori di K saturi desumibili dalle prove di collaudo condotte su pozzi, realizzati ai fini di controllo falda, in via Cambi, posta a circa 1000 m a N dell'area di interesse.

La prova è stata condotta nel 2002 con pompaggio in un pozzo esistente (P1) e monitoraggio dei livelli nel pozzo in prova e su 2 piezometri appositamente realizzati.

Nella tabella seguente si riportano i risultati dell'interpretazione, in termini di trasmissività (T), conducibilità idraulica (K) ricavati.

Id_punto	Distanza da pozzo (m)	T [m ² /s]	K [m/s]
Pz1	15,5	1.25E-2	1.25E-3
Pz2	28,5	2.07E-2	2.07E-3

Tab. 01: Risultati delle interpretazioni della prova di pompaggio

Per l'interpretazione dei dati è stato utilizzato il programma AQUIFERTEST v. 2016.1 (Waterloo Hydrogeologic Inc., 2016) utilizzando il metodo interpretativo basato sulla formula di Theis con correzione di Jacob (valido per acquiferi confinati, infiniti ed isotropici).

Recentemente si sono acquisiti i valori di permeabilità risultanti dalle prove Lefranc effettuate in un'area situata in piazza Axum, a circa 500 m a S.

Nel maggio 2020 sono stati effettuati 3 sondaggi a carotaggio continuo, nei cui fori sono state eseguite 2 prove di permeabilità a carico variabile e 7 prove a carico costante. I sondaggi hanno raggiunto la profondità di 35 m (sondaggio S1 e S3) e 50 m (sondaggio S2).

I risultati ottenuti sono sintetizzati nella tabella 02. Per i dimensionamenti delle opere di infiltrazione è stato considerato cautelativamente il valore medio dei coefficienti misurati alla minima profondità di sondaggio cioè il valore pari a 1,2 E-4 m/s).

	PROFONDITÀ -2,60 / - 3,00 m	PROFONDITÀ -3,00 / - 3,40 m	PROFONDITÀ -5,00 / - 5,40 m	PROFONDITÀ -7,00 / - 7,40 m
SONDAGGIO	COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ K (m/s)			
S1	2,71 x E-5		2,69 x E-4	2,44 x E-3
S2	2,45 x E-5		2,06 x E-4	1,83 x E-3
S3		2,83 x E-4	3,02 x E-4	2,49 x E-3

Tab. 02: Risultati delle prove di permeabilità Lefranc

4.7.4 SISTEMA DI GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE

DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE E CRITERI PER IL RISPETTO DELL'INVARIANZA

Il progetto prevede il rispetto del principio di invarianza idraulica da attuarsi mediante:

- Recupero di parte delle acque meteoriche ai fini irrigui (irrigazione aree verdi);
- Volanizzazione delle acque meteoriche cadute sulle aree verdi in superficie prima della loro reinfiltrazione nel sottosuolo;
- Volanizzazione delle acque cadute sulle superfici pavimentate e sui tetti in sistemi di invaso (vasche di laminazione)
- Smaltimento delle acque volanizzate tramite dispersione nel sottosuolo per filtrazione dalle pareti dei sistemi di volanizzazione disperdenti e/o pozzi perdenti.

Lo scarico in fognatura sarà previsto solo in caso di necessità in quanto il progetto punta all'ottenimento della riduzione dei volumi di invaso previsto in caso di totale smaltimento delle acque meteoriche in sottosuolo.

4.7.5 CALCOLO DELLE PRECIPITAZIONI E DEL VOLUME DI PROGETTO

VALUTAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

La determinazione del regime pluviometrico relativo all'area di studio è stata condotta utilizzando i dati di pioggia forniti dall'Ufficio Idrografico dell'ARPA Lombardia, che consentono di definire le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP). Tali curve, una volta fissata la probabilità di accadimento (o tempo di ritorno) dell'evento meteorico di interesse per l'opera, esprimono il legame tra durata e altezza di precipitazione.

L'espressione di tali curve è data dalla seguente relazione:

$$h(T) = a \cdot t^n$$

in cui:

h (T) = altezza massima di pioggia [mm/h] per un dato tempo di ritorno T, pari in questo caso a 50 anni

t = durata della pioggia [h]

a e n parametri della curva con a dipendente dal tempo di ritorno.

Nello specifico i parametri pluviometrici, ricavati utilizzando l'interfaccia web predisposta da ARPA Lombardia, sono riportati nella tabella che segue:

Parametri pluviometrici	
Parametro	Valore
A1 - Coefficiente pluviometrico orario	30,139999
N - Coefficiente di scala	0,30630001
GEV - parametro alpha	0,29719999
GEV - parametro kappa	-0,030200001
GEV - parametro epsilon	0,815879997

Tab. 03: Parametri pluviometrici

A partire da questi coefficienti si risale al calcolo dell'altezza di pioggia h_t [mm] associata a un tempo di ritorno T [anni] al variare della durata dell'evento t [ore] ed alla conseguente curva di possibilità pluviometrica secondo le seguenti:

$$h_t(t) = a_1 \cdot w_T \cdot t^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$$

Per il tempo di ritorno 50 anni, il parametro w_{50} è pari a 2,04954698. I parametri della curva di possibilità pluviometrica, definita per un tempo di ritorno di 50 anni, sono riportati nella tabella che segue:

a (da ARPA) T ritorno 50 anni	n (da ARPA)
61,77334393	0,30630001

Tab. 04: Parametri curva lspp per Tr 50 anni

Le figure che seguono riportano l'estratto del calcolo delle curve di possibilità climatica con il metodo LSPP, effettuato mediante i fogli di calcolo predisposti da ARPA. Si evidenzia in rosso la curva con tempo di ritorno di 50 anni, adottata per il dimensionamento delle opere di invarianza idraulica e idrologica.

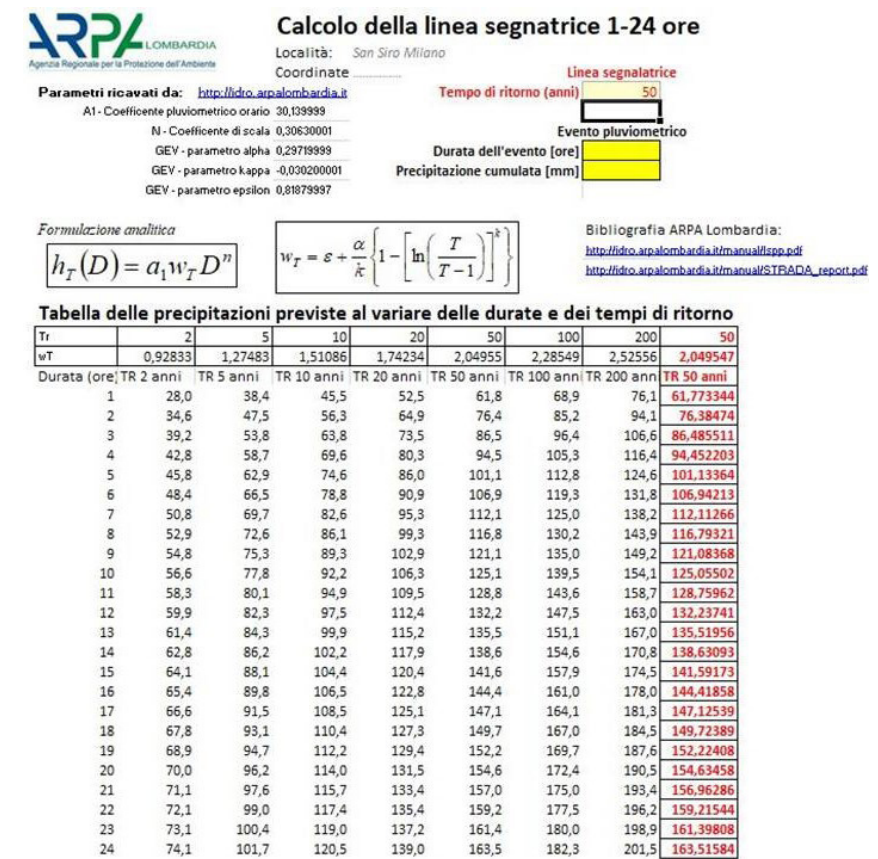


Fig. 02: Calcolo linea segnalatrice per Tr 50 anni

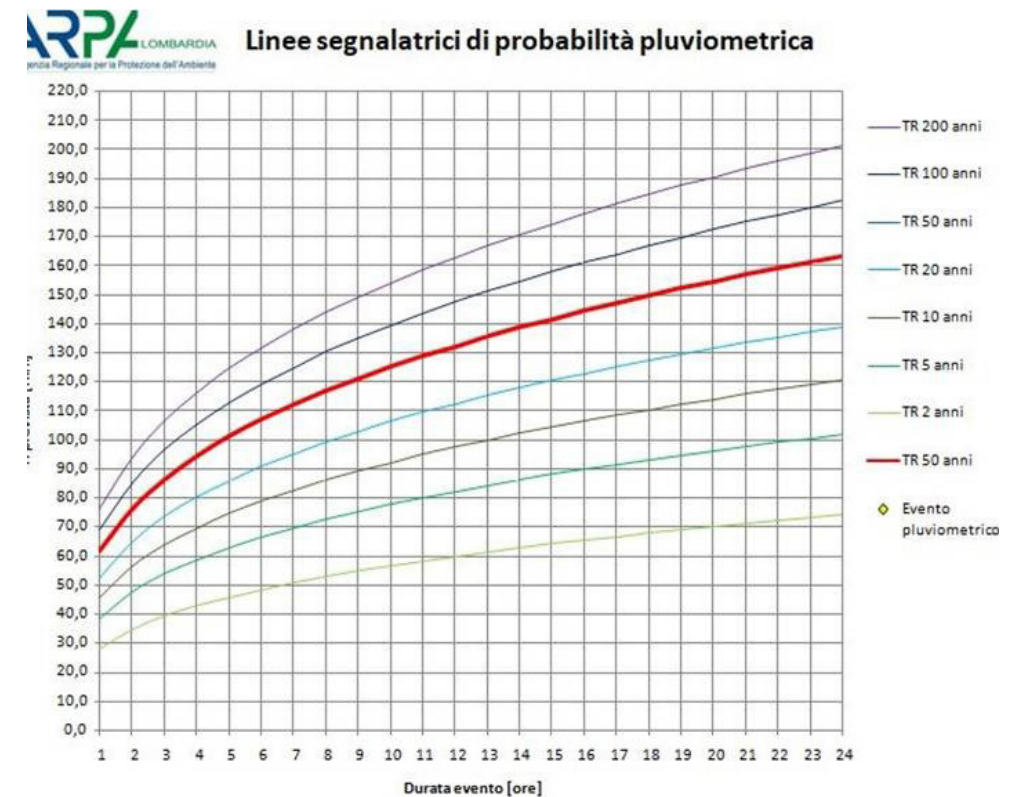


Fig. 03: Curve di possibilità climatica - Tr 50 anni

4.7.6 SISTEMI DI LAMINAZIONE, DISPERSIONE IN LOCO E SVUOTAMENTO DEGLI INVASI

L'area di intervento sulla quale determinare la portata di picco meteorica, e quindi il volume di accumulo necessario a consentirne il corretto smaltimento mediante infiltrazione, è caratterizzata dalle seguenti superfici e dai rispettivi coefficienti di deflusso, definiti come indicato dall'art. 11 comma 2 d) del Regolamento regionale n. 7/2017.

	Tetti/ coperture/superfici scoperte impermeabili	Tetti verdi/verde su soletta	Verde drenante	Totale
	m ²	m ²	m ²	m ²
Superficie	173826	73389	33701	280916
Coeff. di deflusso	1	0,7	0,3	0,84

Tab. 06: Estensione e tipologia delle superfici di intervento

Il RR 7/2017 prescrive che il volume di laminazione da adottare nella progettazione delle opere di invarianza è dato dal maggiore tra il volume di invaso determinato mediante calcolo parametrico $800 \times \text{ettaro}$ di superficie scolante impermeabile dell'intervento = $800 \times 0,84 \times 28,0916 = 18825$ mc e il volume determinato mediante calcolo idrologico.

Poiché l'intervento ricade in area a criticità elevata A, con coefficiente di deflusso medio ponderale > 0,4 e estensione > 1 ettaro, il RR 7/2017 prescrive il calcolo del volume di invaso mediante la procedura dettagliata.

Considerato però che il progetto è solo ad un livello di prefattibilità, è possibile approfondire un predimensionamento delle opere di invarianza commisurato al livello di approfondimento progettuale proprio dello studio di fattibilità.

Si verificano quindi gli ordini di grandezza e la fattibilità tecnica in termini di disponibilità di aree/volumi filtranti che possano ospitare le opere di invarianza con i necessari ingombri al suolo/volumi, nell'assetto planivolumetrico corrente. In proposito il grado di incertezza, legato alla fase preliminare della progettazione, e' gestito tramite l'introduzione di parametri conservativi e ridondanze di rito.

In particolare in questa prima fase si ricorre al metodo delle sole piogge per il calcolo idrologico del volume di invaso. Come indicato nella Tabella 06, si assegna cautelativamente coefficiente di deflusso pari a 0 a tutte le aree a verde profondo permeabile, anche se non dotate di sistemi di raccolta e convogliamento delle acque.

E' evidente che i prescritti del RR 7/2017 troveranno piena ottemperanza nelle fasi di successivo sviluppo progettuale, sia in termini di modellazione con il metodo dettagliato per aree superiori a 10.000 mq di superficie scolante impermeabile, che di validazione dei dati di permeabilità dei suoli/soggiacenza attuale e storica della falda, tramite prove infiltrometriche e di permeabilità in foro, nonché campagne piezometriche (indagine geognostica programmata).

Lo ietogramma (per Tr 50 anni ai sensi del Reg. Reg. 7/2017) è cautelativamente considerato costante nel tempo per tutta la durata dell'evento meteorico critico e di valore pari all'intensità massima, ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica per la rispettiva durata di precipitazione. La durata dell'evento meteorico di progetto è assunta pari alla durata della pioggia critica, individuata tramite la massimizzazione del volume di invaso. Nella trasformazione afflussi/deflussi, si trascura l'effetto di laminazione del bacino e della rete drenante, adottando pertanto un idrogramma di tipo razionale.

Nel caso specifico, il progetto prevede di realizzare 3 invasi di

laminazione/dispersione in celle in PP per un volume complessivo di 19349 mc, a servizio dell'area del Comparto Stadio a W (vasca W1 + vasca W2) e del Comparto Multifunzionale a E (vasca E1).

La portata uscente è rappresentata dalla portata dispersa per infiltrazione attraverso il fondo vasca e le sue pareti laterali, determinata in base alla legge di Darcy $Q=k \cdot A \cdot i$, con:

k = coefficiente di permeabilità assunto pari a $\frac{1}{2} K$ saturo, indicato nel par. 7.2.2, cioè pari a $1,2 \cdot 10^{-4}$ m/s

A = superficie di infiltrazione, dove si è assunto cautelativamente una superficie laterale pari a $\frac{1}{4}$ di quella effettivamente bagnata
 i = gradiente idraulico assunto pari a 1.

Nei paragrafi che seguono si riporta il dettaglio del calcolo del volume di invaso.

VASCA DI ACCUMULO/DISPERSIONE

Confrontando il volume di pioggia netto, caduto per ogni durata, con il volume di pioggia in uscita dal sistema (pari alla portata di dispersione dal fondo e pareti delle vasche in celle in PP) anch'esso per le medesime durate, è possibile definire il volume complessivo che occorre invasare. La verifica è positiva se il volume complessivo delle vasche di progetto è superiore al valore maggiore tra il volume di accumulo calcolato con il metodo delle sole piogge e il volume di cui al requisito minimo di invarianza.

Il processo di infiltrazione è stato stimato come indicato dall'art. 11 comma 2 d) del Regolamento regionale n. 7 /2017 (coefficiente di deflusso) e tenendo conto della permeabilità del sito, determinata come indicata nel par. 7.2.2.

Il volume totale di progetto è stato confrontato con il volume calcolato e con il volume minimo di invaso di 800 mc/ha di superficie scolante impermeabile dell'intervento, come prescritto dal Reg. Reg. 7/2017.

Nello specifico, l'altezza di pioggia netta calcolata è pari a:

$$h^* = \Phi \cdot h$$

Per il calcolo del volume di pioggia caduta sul sito, si utilizza il metodo razionale e la seguente relazione:

$$V = S \cdot h^*$$

in cui:

h^* = altezza di pioggia netta [m]

S = superficie scolante [m²]

Φ = coefficiente di deflusso (medio).

Il dimensionamento di una vasca di accumulo consiste nel calcolo del volume di invaso mediante il bilancio dei flussi entranti ed uscenti durante l'evento di precipitazione per Tr = 50 anni.

Nel caso specifico la portata uscente è costituita dalla portata smaltibile per infiltrazione attraverso fondo e pareti della vasca in celle in PP.

Le tabelle che seguono riportano i dati di input utilizzati e i dettagli di calcolo per ogni durata specifica, determinati con il metodo delle sole piogge per un tempo di ritorno di 50 anni.

a (da ARPA) T ritorno 50 anni	n (da R.R. 7/2017) per t < 60'	n da ARPA per t > 60'
61,77334393	0,5	0,3063

Tab. 06: Parametri a e n per Tr 50 anni

Vasca	Volume di progetto (m ³)
Vasca in celle in PP W1 misura singolo modulo 0,8x0,8x0,66 m – superficie 2192 mq x 2,64 m (h) – capacità di accumulo 96%	5555
Vasca in celle in PP W2 misura singolo modulo 0,8x0,8x0,66 m – superficie 1920 mq x 2,64 m (h) – capacità di accumulo 96%	4866
Vasca in celle in PP E1 misura singolo modulo 0,8x0,8x0,66 m – superficie 3520 mq x 2,64 m (h) – capacità di accumulo 96%	8921

Tab. 07: Volumi di progetto

Portata in uscita verso il ricettore m ³ /min.	Portata in uscita per dispersione dalle vasche m ³ /min.	Portata in uscita totale Qu m ³ /min.
0	19,54+13,77+24,65=58	58

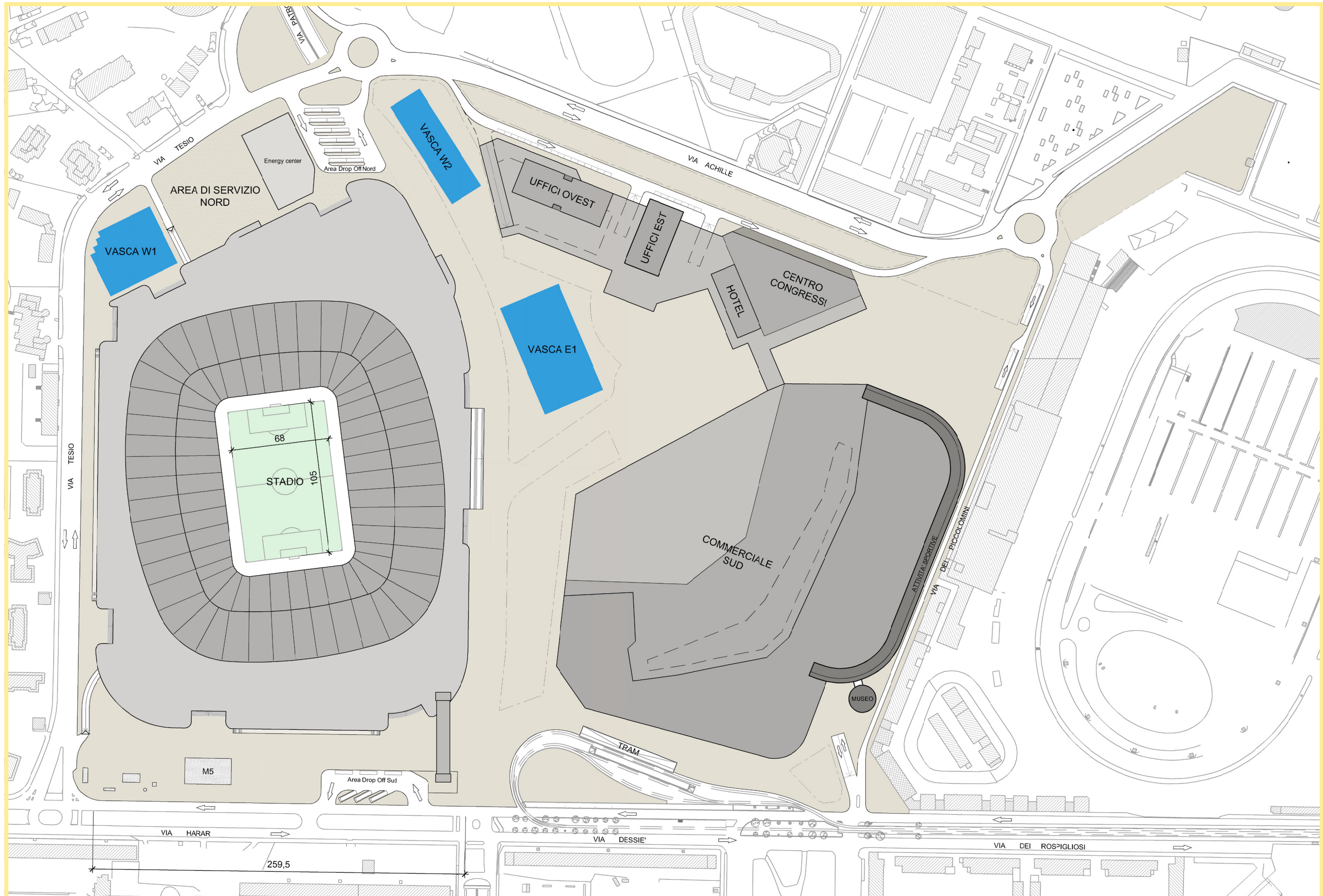
Tab. 08: Portata in uscita da bacino

Tempo di pioggia	Pioggia lorda	Pioggia netta	Volume entrante	Volume in uscita	Volume da invasare
min.	mm	mm	m ³	m ³	m ³
t	$h = a \cdot t^n$	$h^* = h \cdot \Phi$	Q_p	Q_u	Q_i
71	65,04	54,48	15304,94	4115,4	11189,5
72	65,32	54,72	15370,65	4173,4	11197,3
73	65,60	54,95	15435,72	4231,3	11204,4
74	65,87	55,18	15500,18	4289,3	11210,9
75	66,14	55,40	15564,04	4347,3	11216,8
76	66,41	55,63	15627,32	4405,2	11222,1
77	66,68	55,85	15690,01	4463,2	11226,8
78	66,94	56,07	15752,15	4521,1	11231,0
79	67,20	56,29	15813,73	4579,1	11234,6
80	67,46	56,51	15874,78	4637,1	11237,7
81	67,72	56,73	15935,30	4695,0	11240,3
82	67,98	56,94	15995,50	4753,0	11242,3
83	68,23	57,15	16054,80	4811,0	11243,8
84	68,48	57,36	16113,80	4868,9	11244,9
85	68,73	57,57	16172,32	4926,9	11245,4
86	68,97	57,78	16230,36	4984,9	11245,5
87	69,22	57,98	16287,93	5042,8	11245,1
88	69,46	58,18	16345,05	5100,8	11244,3
89	69,70	58,39	16401,72	5158,7	11243,0
90	69,94	58,59	16457,95	5216,7	11241,2
91	70,18	58,79	16513,74	5274,7	11239,1
92	70,41	58,98	16569,12	5332,6	11236,5
93	70,65	59,18	16624,08	5390,6	11233,5
94	70,88	59,37	16678,63	5448,6	11230,1
95	71,11	59,57	16732,77	5506,5	11226,2
96	71,34	59,76	16786,53	5564,5	11222,0
97	71,57	59,95	16839,89	5622,5	11217,4

Tab. 09: Calcolo del volume di invaso per Tr 50 anni

Con i suddetti dati di input, il volume di accumulo totale ai sensi dei requisiti minimi di invarianza deve essere pari a 18825 mc, mentre per il metodo delle sole piogge, il minimo volume di invaso deve essere pari a 11246 mc.

4.7.10 SCHEMA GENERALE DELLE OPERE DI INVARIANZA





4.8

PROGETTO GEOTERMICO



di progetto dell'ordine di 0,5 mc/s non possa in ogni caso interferire apprezzabilmente con il regime del corso d'acqua nei momenti di piena critica. Ciò nonostante in dette condizioni, lo scarico verrebbe interrotto e l'erogazione all'utenza sarà garantita, secondo livelli di prestazione per i servizi essenziali, dall'entrata in funzione dei pozzi di resa.

Parimenti non si ravvisano, proprio per i differenti ordini di grandezza fra portate fluenti e portata di scarico geotermico, rischi di alterazione termica del corso d'acqua nella sezione di valle rispetto al punto di scarico, in riferimento ai limiti tabellari ex dlgs 152/06. In proposito, uno studio di dettaglio sul regime termico del F. Olona (Procedura PAUR per Arexpo-MIND) basato su dati di stazioni ARPA ha dimostrato che le temperature delle acque fluenti in alveo hanno escursioni su base mensile analoga a quelle delle T atmosferiche e, conseguentemente, analoghe a quelle delle T di scarico estivo/invernale.

Ne è stato possibile concludere che il progetto geotermico così concepito possa determinare nelle condizioni più gravose estive un incremento di decimi di grado nel corso d'acqua, ben inferiore a quanto consentito (3 gradi).

Come sopra anticipato, non si prevedono già nelle attuali fasi di impostazione progettuale, restituzioni di acque calde in falda in condizioni di esercizio ordinario. Ne si possono prefigurare condizioni di emergenza, ancorché incidentali per pochi giorni in occasione delle piene di riferimento, con restituzione di apprezzabili portate calde: ciò in ragione del fatto che in concomitanza con precipitazioni intense estive, si riscontra paragonabile decrescita delle temperature atmosferiche e riduzione dei carichi degli impianti, mentre in condizioni autunnali (periodo ricorrente di piene) la restituzione occasionale in falda sarà per lo più fredda.

Il modello di simulazione (massa e trasporto di calore) è stato già comunque sviluppato ad un grado di approfondimento adeguato in sede di SFTE come riportato in Volume 4 secondo i descritti dati di input.

COMPATIBILITÀ CON I PRELIEVI POTABILI

Sempre in tale elaborazione è stata tenuta in debito conto la presenza a valle flusso della centrale potabile, che, formalmente già indipendente sotto il profilo vincolistico, risulta salvaguardata anche sotto i profili sostanziali per:

- Differenziazione quasi completa delle profondità di captazione (fra 50 e 100 m in Gruppo Acquifero B; contro il prelievo geotermico in Gruppo A, entro i 40/45 m)

- Distanza lungo flusso oltre il raggio di influenza della distorsione del campo di moto ad opera dei pozzi geotermici.

Si deve inoltre sottolineare che i parametri idrogeologici dell'acquifero utilizzati nel modello già derivano da dati sperimentali validati reperiti in occasione di progetti geotermici localizzati nel dominio del modello, quali Ciytlife, Parco delle Cave e Via Gattamelata per citarne alcuni.

Relativamente, infine, alle Zone di rispetto dei pozzi potabili, potrebbe essere utile al fine di meglio qualificare il grado di tutela effettivi nei riguardi dei nuovi prelievi, procedere con una attività di ridelimitazione su base tecnica delle zone di rispetto secondo i criteri della DGR VI/15137/1996 che porti a compimento il recepimento in PGT del nuovo e più coerente vincolo. Detta procedura è stata utilmente completata con pari finalità nel caso della Centrale Crema adiacente ad a2a HQ e EX SCALO PORTA ROMANA e per altri due casi in itinere per la Centrale Anfossi e la Centrale Martini (Nuova sede Palazzo Comunale)

4.8.4 RIEPILOGO DEI CRITERI DI SOSTENIBILITÀ

Data la rilevanza del prelievo idrico ad uso geotermico correlato ai fabbisogni sopra indicati al fine di garantire uno scenario progettuale del sistema geotermico si sono approfonditi i seguenti aspetti:

- Contenimento dei fabbisogni in termini assoluti, tramite una progettazione meccanica di elevato profilo e correlati investimenti in tecnologie

- Riusi delle acque termicamente esauste per gli utilizzi non potabili dell'intervento quali irrigazione aree verdi, lavaggi strade, reti duali per risciacquo vasi igienici

- Flessibilità stagionale del sistema in termini di modalità di restituzione delle acque fra falda e recettore superficiale, che tra l'altro mette al sicuro gli impianti da disservizi non preventivabili del recettore superficiale

- Assenza o modesto effetto termico positivo sulla falda a valle flusso con contenimento delle restituzioni in falda nella fase di condizionamento estivo (salti termici positivi)

- Ripristino del bilancio di massa dell'acquifero tramite restituzione di una quota più o meno rilevante di acque fredde in falda nella fase di riscaldamento invernale.

- Massimizzazione degli accumuli per energy storage al fine di limitare le portate di punta da pozzo nelle condizioni più gravose

- Verifica del regime del corso d'acqua e delle prescrizioni gestionali da parte del Gestore che diverranno poi obblighi convenzionali fra Gestore e MSG.

4.8.5 SPECIFICHE PRELIMINARI DELLE OPERE DI DERIVAZIONE E SCARICO DELLE ACQUE

Il fabbisogno così ottimizzato potrà essere soddisfatto, per quote pari o prossime al 100%, da un sistema di 20 pozzi di presa, 20 di resa in falda (invernale) ed uno scarico in F. Olona per il regime ordinario estivo. Il primo consentirà il ripristino del bilancio di massa in condizioni termiche negative rispetto al prelievo con positivo effetto sulla falda milanese (vedi paragrafi di simulazione effetti). Lo scarico in Olona consentirà al contrario un elevato salto termico e quindi elevati rendimenti nelle condizioni estive, le più gravose (condizionamento).

I pozzi di presa e resa sono localizzati in coerenza con la direzione del flusso di falda (NW-SE) ed opportunamente localizzati in termini di interessi reciproci.

I pozzi di presa/resa avranno profondità di circa 40 m da p.c., limitando la captazione al solo acquifero superiore (Gruppo acquifero A).

Le tecniche realizzative dei pozzi dovranno consentire il raggiungimento delle profondità previste, con grandi diametri, adeguati all'installazione di colonne di produzione di sufficiente diametro e la posa di un efficace drenaggio/cementazione dell'intercapedine fra perfori e colonne.

I perfori verranno completati con colonne di produzione μ 406/508 x 7 mm in acciaio al carbonio verniciato ad acqua.

Ultimato lo sviluppo e spurgo dei pozzi si procederà alla prova di collaudo con pompa di cantiere (portata minima 35l/s).

Il diametro delle colonne consentirà l'alloggiamento in ciascun pozzo di una pompa sommersa della portata di 25-30 l/s a pozzo, che sopperirà con modulazioni progressive degli inverter all'intera gamma dei fabbisogni, senza spreco di risorsa nelle condizioni di basso fabbisogno.

I pozzi saranno alloggiati in camerette avampozzo prefabbricate o gettate in opera qualora insistano su terrapieno nelle aree perimetrali, ovvero saranno inserite in volumi tecnici interrati o in intercapedini di ventilazione, che consentono ottima accessibilità per le manutenzioni.

Una volta posate le pompe sommerse e le teste flangiate dei pozzi, dotate di tronchetti mobili di collegamento DN 100/125 mm, sulle condotte prementi in acciaio DN 100/125 mm di ciascun pozzo verranno installati a seguire:

- una curva di uscita a 90°, dotata di stacco a T DN 100 mm per lo spurgo;
- un manometro e un rubinetto per i prelievi;
- una valvola di ritegno (idrostop) DN 100/125 mm, per la protezione delle apparecchiature e del tratto di condotta a monte di essa;
- una saracinesca di sezionamento DN 100/125 mm, per le normali operazioni di manutenzione dell'impianto;
- un contatore elettromagnetico DN 125 mm PN 16 (Certificato CE);
- eventuali divergenti per il passaggio al diametro della rete distributiva.

Per quanto attiene i pozzi di resa, l'Impresa dovrà predisporre in officina e fornire i pezzi speciali per la formazione delle teste pozzo a tenuta, secondo quanto indicato nello schema allegato (tubo guida in pozzo, flangia, curva, rubinetto per prelievi, saracinesca e valvola di sfiato - Tav. 3).

L'immissione delle acque dovrà avvenire tramite tubo guida DN 125 mm posato al di sotto del livello statico (15-16 m circa da p.c., da definirsi dopo collaudo), in modo da evitare moti turbolenti, immissione d'aria (compressa nelle tubazioni durante i transitori) e scavernamenti dei pozzi stessi.

Lo scarico in F. Olona sarà realizzato tramite una condotta in pressione fino in prossimità del corso d'acqua, dove una vasca di disconnessione garantirà l'immissione a gravità in alveo, secondo normativa.

La condotta in pressione consentirà nel contempo la migliore gestione delle interferenze con sottoservizi esistenti lungo il tracciato che, allo stato attuale di sviluppo progettuale, si colloca, a partire dallo spigolo NE dell'intervento, lungo Via Caprilli fino all'innesto in Olona in Piazzale Lotto.

Considerato che il tragitto della condotta si sviluppa per la sua maggiore estensione all'interno della Zona di Rispetto dei pozzi del pubblico acquedotto, la condotta sarà realizzata in PEAD PN 10 Dest 630 mm a tenuta.

Lungo il percorso saranno installati pozzetti di ispezione indicativamente ogni 50 m.

4.8.6 QUADRO DI RIFERIMENTO AMBIENTALE ANTE OPERAM

IDROGEOLOGIA E PIEZOMETRIA

L'acquifero di interesse progettuale per il sistema geotermico è il Gruppo Acquifero A, dello spessore variabile tra circa 40-45 m, così come caratterizzato alla paragrafo 2.2.

L'unità è sede della falda superiore di tipo libero con dinamica piezometrica descritta al paragrafo 2.3.

VULNERABILITÀ DEGLI ACQUIFERI

La vulnerabilità intrinseca di un acquifero esprime la facilità con cui un inquinante generico idrovelcolato, disperso sul suolo o nei primi strati del sottosuolo, può raggiungere la sottostante falda e contaminarla.

Tale caratteristica è definibile in funzione di molteplici fattori, tra cui i principali sono rappresentati dalla profondità del livello piezometrico rispetto al piano campagna (soggiacenza) e dalle caratteristiche di permeabilità dei depositi soprafalda, con particolare riferimento alla presenza di strati a bassa permeabilità a tetto, con funzione di protezione o riduzione dall'infiltrazione di eventuali inquinanti.

Per la definizione del grado di vulnerabilità intrinseca è stato utilizzato il metodo GNDI-CNR (Legenda unificata per le carte della vulnerabilità all'inquinamento dei corpi idrici sotterranei - Civita et Al. 1989).

La falda superiore, oggetto di captazione da parte dei pozzi di presa in progetto, a fronte delle caratteristiche di soggiacenza media (12-13 m da p.c.) ed in considerazione dell'elevata permeabilità dei terreni superficiali, presenta un alto grado di vulnerabilità intrinseca ai fenomeni di inquinamento eventualmente presenti in superficie o nel primo sottosuolo.

Le caratteristiche tecniche dei pozzi (posa in opera di cementazione, ripristino degli eventuali setti geologici attraversati) forniscono le necessarie garanzie di tutela dalla veicolazione di eventuali inquinamenti lungo l'asse dei pozzi.

Il previsto utilizzo delle acque (scambio termico per pompe di calore, innaffiamento aree a verde) non richiede, inoltre, particolari requisiti qualitativi.

In condizioni naturali, le falde più profonde, generalmente riservate alla captazione idropotabile, risultano localmente protette da livelli argillosi continui di un certo spessore, con un basso grado di vulnerabilità intrinseca.

La vulnerabilità di tali falde può localmente aumentare a causa dell'eventuale miscelazione con la falda superiore, determinata dalla mancata ricostruzione della continuità dei setti geologici a bassa permeabilità attraversati dalle perforazioni (pozzi strutturalmente datati a dreno continuo).

QUALITÀ DELLE ACQUE SOTTERRANEE

Le caratteristiche chimico-fisiche delle acque della falda superiore, i cui principali parametri sono riassunti nella seguente tabella, sono stati desunti dalle analisi effettuate sulle acque di un pozzo privato di dewatering ubicato in Via L. Cambi 1 (n. 5819/PP4, cod. 0151465096), strutturalmente simile ai pozzi in progetto.

L'acquifero superiore è caratterizzato da una maggiore mineralizzazione complessiva delle acque, dovuta sia a cause naturali che artificiali (inquinamenti con immissione di sostanze in grado di alterare direttamente o indirettamente l'idrochimica naturale).

Le caratteristiche qualitative delle acque evidenziano una facies idrochimica solfato-calcica, caratterizzata da un grado

cond. (µS/cm)	durezza (°F)	nitrati (mg/l)	cloruri (mg/l)	solfati (mg/l)	ferro (µg/l)	cromo ^{VI} (µg/l)	solv. cl. (µg/l)
663	33.6	37.1	49.6	63.2	175	3	5.6 ^(*)

(*) di cui tricloroetilene 0.5 µg/l, tetracloroetilene 4.4 µg/l, triclorometano 0.6 µg/l

Tab. 05: Qualità delle acque sotterranee

di mineralizzazione medio-elevato, con valori di conducibilità generalmente >650-700 µS/cm.

Le concentrazioni di nitrati, solfati e cloruri risultano superiori a quelle riscontrate nei pozzi captanti unicamente acquiferi profondi protetti, indice di un più diretto rapporto del primo acquifero con le contaminazioni superficiali.

L'elevata vulnerabilità dell'acquifero superiore è testimoniata dalla frequente presenza nelle acque di cromo esavalente e solventi clorurati (tetracloroetilene), riferita ad un inquinamento diffuso, indipendente dal sito di progetto.

Nel territorio di Milano sono infatti note le numerose problematiche qualitative per la storica presenza nella falda superiore di solventi clorurati, cromati, pesticidi, diserbanti e microinquinanti vari.

L'uso delle acque dei pozzi in progetto (scambio termico, aree a verde) non richiede particolari requisiti qualitativi, ferma restando l'invarianza qualitativa fra acque di prelievo/restituzione, secondo i prescritti della DGR X/6203 del 8.2.2017.

CENSIMENTO DEI PRELIEVI CONCORRENTI

A completamento dello studio, in allegato sono riportate le ubicazioni dei pozzi esistenti nell'intorno di 300 m rispetto ai pozzi di presa/resa in progetto, desunte dai dati di archivio dello Scrivente e dalla banca dati del Sistema Informativo Ambientale (SIA) della Città metropolitana di Milano riferita alla data della presente relazione.

I principali dati dei pozzi presenti nell'area sono riportati nella seguente tabella.

n.	località	cod. SIF	tipo	anno	prof (m)
1052	Via Ippodromo 100	0151461052	Ppra	1976	103,70
1054	Via Ippodromo 135	0151461052	Ppra	1976	103,70
4004	Via Patroclo	0151464004	Ppra	2011	30,00
5862/1	Via Capecelatro 69		Ppra		
5862/2	Via Capecelatro 69		Ppra		
	Via dei Rospigliosi 43		Ppr		40
	Via dei Rospigliosi 43		Ppr		40
	Via dei Rospigliosi 43		Ppr		40
	Via dei Rospigliosi 43		Ppr		40
	Via dei Rospigliosi 43		Ppr		40
	Via dei Rospigliosi 43		Ppr		40

Ppra = pozzi privati attivi, Ppr = pozzi privati in fase di progettazione/istruttoria al 10.2020

Tab. 06: Elenco pozzi dell'area

I pozzi in progetto sono ubicati in ragione della ottimale direzione di flusso idrico sotterraneo e delle aree disponibili per la loro trivellazione e manutenzione nel contesto architettonico dato.

La restituzione delle acque nei pozzi di resa in falda non presenta particolari criticità a valle flusso. Nell'intorno di 300m dai pozzi di resa sono presenti 6 pozzi (3 di presa e 3 di resa), ubicati a valle flusso in Via dei Rospigliosi 43 e in fase di istruttoria(All. 3). Per questi ultimi, in fase progettuale, è stato comunque realizzato un modello numerico apposito, al fine di stimare un'eventuale interferenza da parte dei pozzi in progetto. La modellazione ha restituito come esito finale l'assenza di una visibile interferenza da parte dei pozzi in progetto.

4.8.7 MODELLO DI FLUSSO E TRASPORTO DI CALORE NELL'ACQUIFERO

OBIETTIVI

Il modello idrogeologico concettuale dell'area di San Siro, tradotto in termini numerici tramite l'utilizzo del software di modellazione idrogeologica MODFLOW, verifica gli effetti ambientali del sistema geotermico sopradescritto tramite simulazioni del disturbo piezometro e di trasporto di calore nelle varie condizioni stagionali e nel lungo periodo.

Il modello sviluppato è di fatto un modello numerico tridimensionale alle differenze finite: data la non disponibilità di dati in transitorio (curve di abbassamento da prove di emungimento, misure di livelli statici in più periodi, etc.) sia sito-specifici che ricoprenti per l'intero l'area modellata, si è proceduti alla realizzazione di un modello numerico calibrato in stazionario, derivante dai dati di carico idraulico provenienti dall'unica piezometria di riferimento (marzo 2018).

Per consentire a tale modello semplificato di inglobare i possibili impatti dell'impianto, vengono proposti diversi scenari cautelativi. L'approccio di effettuare varie simulazioni è comunque supportato da un'ampia recente bibliografia, che tende a spostare il ruolo dei modelli numerici da "simulatori esatti" riproducenti processi reali complessi (di fatto imprevedibili con certezza) a quello, più logico, di receptacles (recettori) delle informazioni disponibili (si veda ad esempio (Doherty & Christensen, 2011); (Doherty & Moore, 2017); (Doherty & Vogwill, 2015);

STRUMENTI UTILIZZATI

Il modello numerico descritto nel presente documento è stato costruito utilizzando il codice di pubblico dominio MODFLOW (vd. <http://water.usgs.gov/ogw/modflow/MODFLOW.html>) dell'US Geological Survey (McDonald & Harbaugh, 1988), standard internazionale per la modellazione tridimensionale alle differenze finite del flusso delle acque sotterranee ed il codice MT3DMS per la simulazione del trasporto non reattivo di contaminanti disciolti o calore (Zheng & Wang, 1999).

8.6.3 Sistema Informativo Territoriale

L'implementazione del Sistema Informativo Geografico funzionale al modello è stata effettuata in ambiente QGIS (vd. <https://www.qgis.org/it/site/>), software GIS desktop Open Source le cui funzionalità ben si prestano al pre/post processing dei dati in I/O di MODFLOW. Il SIT risultante consiste in un file-progetto di estensione qgs che consente la gestione di diversi strati informativi (layers): tabelle, layers vettoriali e raster.

Per coerenza con i dati di origine, il Sistema di Riferimento (CRS) adottato nell'implementazione del SIT e del modello è il Monte Mario / Italy 1, talvolta indicato come Gauss-Boaga fuso Ovest, univocamente identificato dal codice internazionale EPSG:3003.

Le informazioni geografiche elaborate a partire dai documenti acquisiti dalla Committenza sono state integrate nel SIT con dati di pubblico dominio distribuiti da fonti istituzionali; in particolare, sono stati acquisiti da fonti esterne i seguenti livelli informativi:

- Carta Tecnica Regionale della Provincia di Milano (vd. <http://www.geoportale.regione.lombardia.it/download-ricerca>) (CTR 10k), in formato raster e scala nominale 1:10000;

- Digital Terrain Model (DTM) del Comune di Milano (vd. <http://www.geoportale.regione.lombardia.it/download-ricerca>), in formato tiff e risoluzione 5 m - edizione 2015;

- Database Topografico DBT 2012 del Comune di Milano (vd. <https://geoportale.comune.milano.it/sit/open-data>), in formato shapefile;
- Ortofoto Digitale del territorio Lombardo (<http://www.geoportale.regione.lombardia.it/ricerca>), realizzata nel 2003, in formato tiff.

DEFINIZIONI DEL DOMINIO DI STUDIO

Il dominio di modellizzazione copre un'area di circa 16 km² così come rappresentato in Figura 39. Nel sistema di riferimento Monte Mario/Italy 1 (EPSG:3003), le coordinate dei vertici sono:

- A: X = 1507945 m; Y = 5038603 m
- B: X = 1511799 m; Y = 5037535 m
- C: X = 1510731 m; Y = 5033680 m
- D: X = 1506876 m; Y = 5034749 m



Fig.03: Dominio del modello

Al fine di meglio definire le proprietà specifiche per l'area a maggiore densità di dati, l'uniforme griglia iniziale è stata infittita a più riprese in entrambe le direzioni, avendo cura che in corrispondenza della porzione centrale del dominio di studio si arrivasse a disporre di celle quadrate di circa 6 m di lato.

La suddetta discretizzazione areale ha portato a definire e ad utilizzare per il modello una griglia costituita da 53874 celle (Fig.04), organizzate in 155 righe e 168 colonne, di larghezza variabile tra un massimo di 50x50 m, nelle zone periferiche del modello, e un minimo di 6x6 m, nell'area di maggiore interesse, come rappresentato in Fig.05.

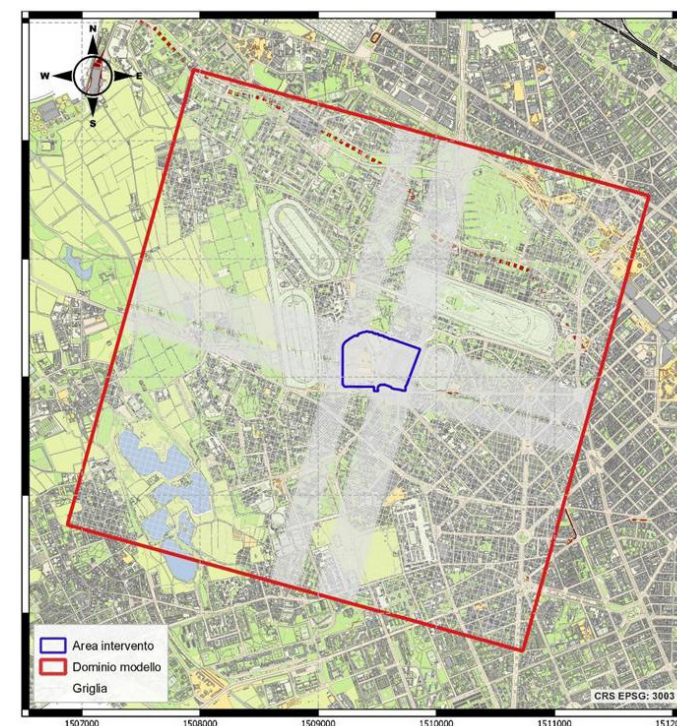


Fig.04: Definizione della griglia alle differenze finite

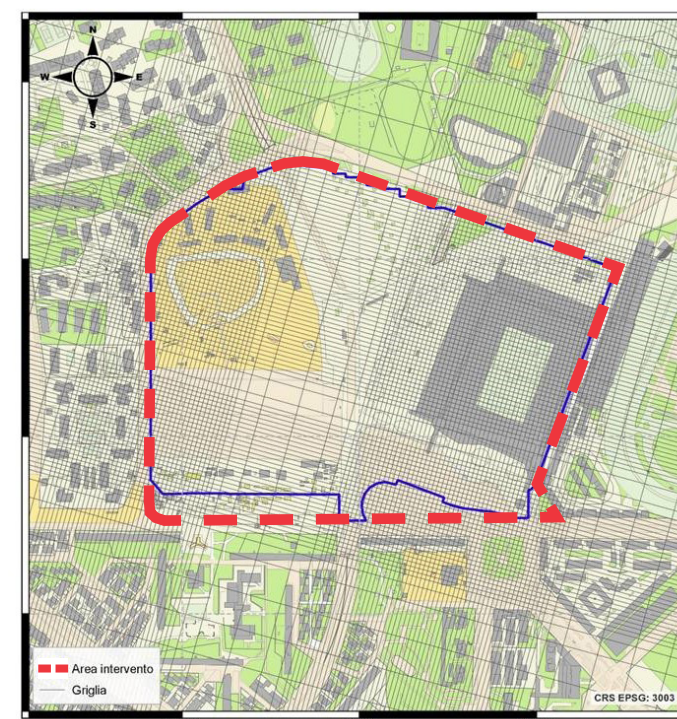


Fig.05: Dettaglio della discretizzazione areale nella zona di interesse

L'analisi dei dati stratigrafici disponibili ha consentito di definire e adottare all'interno del dominio di calcolo una discretizzazione verticale che prevede 3 strati (layers), distinguibili ma non indipendenti idraulicamente, a rappresentare i primi due gruppi Acquiferi (A e B) e la transizione tra i due.

Tale discretizzazione verticale del dominio di studio consente la diversificazione delle principali proprietà idrodinamiche; un confronto tra gli schemi dei rapporti stratigrafici proposti dalla letteratura di riferimento e lo schema implementato nel modello specifico è proposto in Tabella 07.

Classificazione ENI-Regione Lombardia (2002 e 2005)		Schematizzazione adottata nel modello	
Unità	Descrizione	Livelli	Descrizione
Gruppo A (1° Acquifero dell'Acquifero Tradizionale)	L'unità in esame è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale; nella terminologia di uso corrente viene identificata come "Primo Acquifero" in quanto forma la roccia serbatoio della falda libera del settore milanese.	Layer 1	Ghiaie e sabbie grossolane a matrice sabbiosa grossolana con subordinati livelli sabbiosi da medi a grossolani; localmente presenti livelli plurimetri di argille e argille limose.
Transizione A-B	Livelli scarsamente permeabili costituiti da limi e argille, che limitano gli scambi tra la falda libera del primo acquifero e quella contenuta nel secondo acquifero.	Layer 2	Livelli di limi e argille che limitano gli scambi tra le due falde.
Gruppo B (2° Acquifero dell'Acquifero Tradizionale)	È costituita da una alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, talora con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Forma la parte basale dell'"Acquifero Tradizionale" ed è identificata sotto l'aspetto idrogeologico come "Secondo Acquifero".	Layer 3	Ghiaie in matrice sabbiosa, sabbie, conglomerati con livelli di sedimenti fini argillosi limosi.

Tab.07: Confronto tra lo schema stratigrafico di letteratura e quello adottato nel modello

La superficie posta al limite superiore del volume modellizzato (top del layer 1) è stata costruita assegnando alla quota del top di ciascuna cella del primo layer il valore che ricade sul Modello Digitale del Terreno 5x5 m della Regione Lombardia.

Per la ricostruzione del bottom dei layer 1 e 2 (che rappresentano rispettivamente il tetto ed il letto dell'Unità di Transizione A-B) e del bottom del layer 3 (che rappresenta il bottom del modello), sono state utilizzate le quote desunte dall'interpretazione delle stratigrafie di sondaggi, pozzi pubblici e privati o piezometri, riportate sulle sezioni idrogeologiche di riferimento passanti per l'area di progetto.

In Figura 06 si riporta la traccia della sezione rappresentativa della discretizzazione verticale finale del modello passante per la riga 86 e la sezione idrogeologica rispettiva.

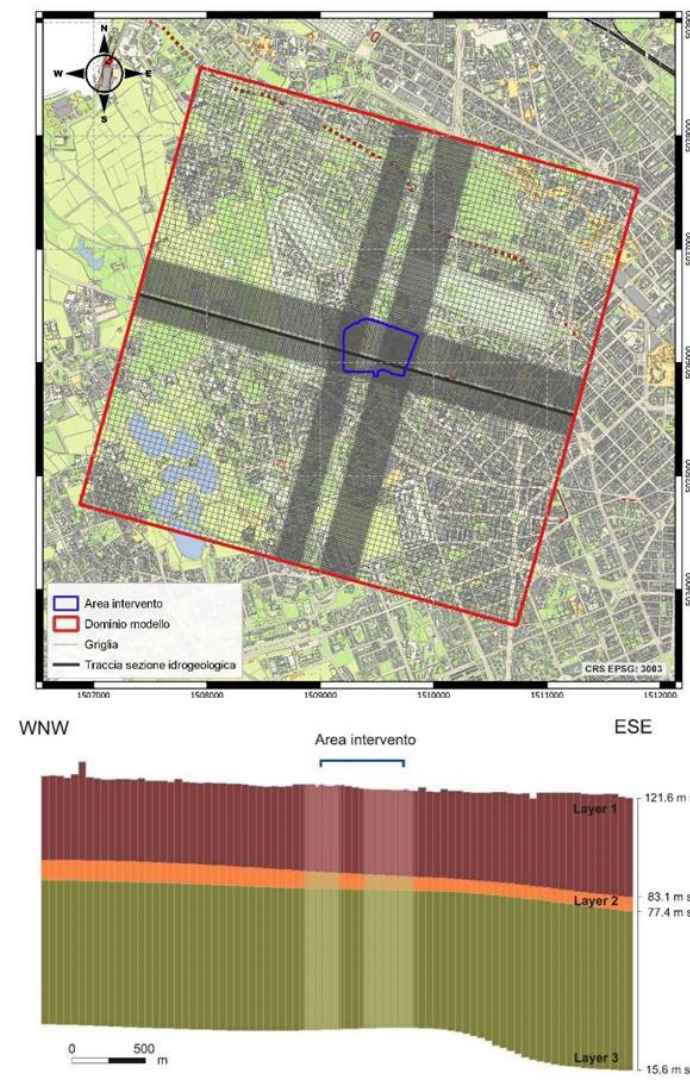


Fig.06: Traccia della sezione idrogeologica (a); sezione idrogeologica (b)

Il dataset delle quote dei contatti stratigrafici è stato interpolato con gli strumenti disponibili in ambiente QGIS (kriging) in modo da ottenere superfici continue.

La discretizzazione temporale ha previsto una prima versione del modello costituita da un unico stress period (SP) in stato stazionario riprodotte le condizioni di marzo 2018, funzionale al testare la stabilità numerica e strutturale del modello.

PARAMETRI ASSEGNATI

A causa della mancanza di stime sito-specifiche dei parametri idrogeologici, si sono assegnati diversi valori in base alle informazioni reperibili in letteratura e ad indagini disponibili per aree limitrofe al sito in esame.

Al primo layer è stata impostata una conducibilità idraulica KH di riferimento pari a 1E-03 m/s che deriva dall'elaborazione della prova di portata "H - Unicredit P2-Pz2 Risalita" effettuata a circa 1.2 Km a nord dell'area di intervento (Figura 07) (Tabella 08). Al layer 2 è stato impostato un valore di conducibilità idraulica KH pari a 1E-06. Al layer 3 è stato impostato un valore di conducibilità idraulica KH pari a 8.24E-04, dato proveniente da "E - AEM Bovisa P14" (Figura 07) (Tabella 08).

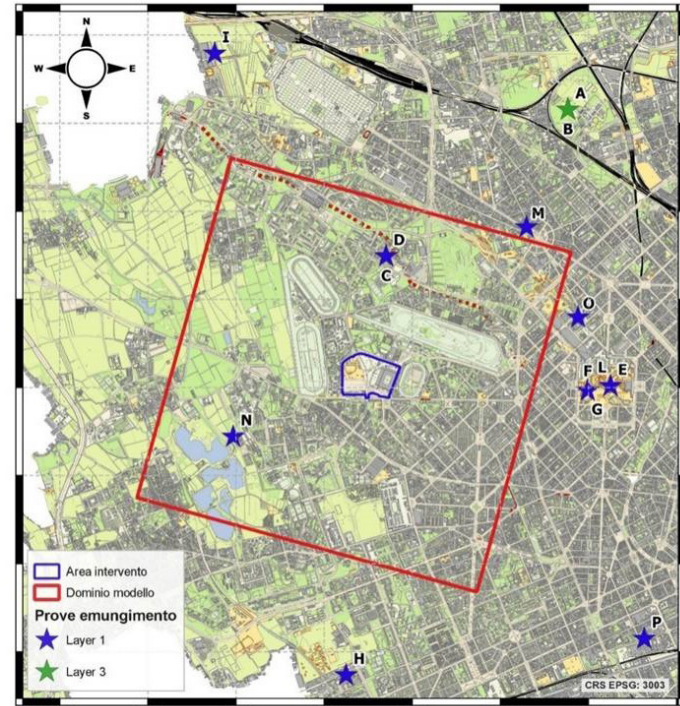


Fig.07: Ubicazione delle prove di emungimento nell'intorno dell'area di intervento; l'identificativo delle prove è riportato nel campo ID in Tabella 08

ID	X	Y	Progetto	$K_H(m/s)$	Intervallo (m)	Layer
A	1511766	5039155	E - AEM Bovisa RW1-PzC	2.58E-03	25 - 28	1
B	1511766	5039155	E - AEM Bovisa P14	8.24E-04	80 - 100	3
C	1509702	5037490	H - Unicredit P2-Pz2	1.41E-03	15 - 24	1
D	1509702	5037490	H - Unicredit P2-Pz2 Risalita	1.00E-03	15 - 24	1
E	1512249	5036017	F - City Life Pprova-PzsupRis.	4.34E-03	25 - 37	1
F	1511989	5035965	G - City Life EXT01-Pm3	5.17E-03	15 - 50	1
G	1511989	5035965	G - City Life EXT01-Pm2	4.50E-03	15 - 50	1
H	1509248	5032735	M3515 Vodafone via Kulishoff	1.79E-03	14 - 36	1
I	1507758	5039790	Cascina Merlata (par. 3.7.1)	6.96E-04	15 - 45	1
L	1512249	5036017	City Life Pprova-Pzsup	2.67E-03	25 - 37	1
M	1511296	5037819	Garage Italia via Certosa 86	6.40E-03	17 - 32	1
N	1507967	5035442	Garden via Marchesi P1	9.77E-04	13 - 28	1
O	1511881	5036796	Kryalos, via Gattamelata 34	8.71E-03	17 - 38	1
P	1512632	5033148	mi3022_città_culture	1.37E-02	19 - 41	1

Tab.08: Conducibilità idrauliche K_H nell'intorno dell'area di intervento

I parametri assegnati alle unità idrogeologiche sono riportati in Tabella 09, che riassume i valori inseriti di conducibilità idraulica e coefficiente di immagazzinamento.

Layer	Zona	$K_H(m/s)$	$K_V(m/s)$	Coefficiente di Immagazzinamento
1	1	1.00E-03	1/10 K_{H1}	0.2
2	2	1.00E-06	1/10 K_{H1}	1E-5
3	3	8.24E-04	1/10 K_{H1}	1E-5

Tab.09: Valori dei parametri idrodinamici applicati

La ricarica che insiste sull'area è stata stimata considerando gli apporti meteorici medi annui P registrati presso la stazione meteo di Juvara (ARPA Lombardia, 2017) durante il periodo compreso tra il 2014 e il 2017. La pioggia media annua P sul periodo risulta essere pari a 869 mm/anno e la temperatura media dell'aria 12.3 °C. Applicando la formula generale del bilancio idrologico si è proceduto al calcolo del deflusso globale DG o eccedenza idrica, secondo le relazioni:

$$P-ETR=I+R$$

$$DG=I+R$$

dove:

- P è il valore delle precipitazioni annue, in mm/anno
- ETR è l'evapotraspirazione reale, in mm/anno
- I è l'infiltrazione, in mm/anno
- R è il ruscellamento, in mm/anno

L'evapotraspirazione reale ETR (in mm/anno) è stata dunque stimata con il metodo di Turc, ovvero

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_{s,i}}}$$

con L funzione della temperatura T secondo la relazione

$$L=300+25T+0.05T^3$$

Il valore di ETR risultante è pari a 559 mm/anno. A partire dal deflusso globale DG ottenuto per differenza, si è proceduto al calcolo dell'infiltrazione I attraverso l'applicazione del coefficiente di infiltrazione potenziale (CIP) ricavato dalla letteratura(Celico, 1988) (Civita, 2005).

$$I=(P-ETR)*CIP$$

In Tabella 10 sono riportate le categorie di uso del suolo presenti all'interno del dominio, come risultanti dall'elaborazione dei dati DUSAF 4.0 (Destinazione d'Uso dei Suoli Agricoli e Forestali). Ad ogni categoria è stato applicato un valore di CIP. La Ricarica ricavata, pari all'infiltrazione I, risulta compresa tra circa 219 (CIP = 70%) e 0 mm/a (CIP = 0%).

Categoria DUSAF di uso del suolo	CIP (%)
aree degradate non utilizzate e non vegetate	0
Arete militari oblitrate	0
Cascine	0
Impianti di servizi pubblici e privati	0
Impianti tecnologici	0
Insestimenti industriali, artigianali, commerciali	0
Insestimenti ospedalieri	0
Reti stradali e spazi accessori	0
Tessuto residenziale denso	0
Cantieri	30
Cimiteri	30
formazioni ripariali	30
tessuto residenziale continuo mediamente denso	30
altre legnose agrarie	50
boschi di latifoglie a densità bassa	50
boschi di latifoglie a densità media e alta	50
Colture orticole a pieno campo	50
Impianti sportivi	50
orti familiari	50
prati permanenti in assenza di specie arboree e arbustive	50
risaie	50
seminativi semplici	50
Tessuto residenziale discontinuo	50
Tessuto residenziale rado e nucleiforme	50
Tessuto residenziale sparso	50
vegetazione degli argini sopraelevati	50
Arete verdi incolte	70
Bacini idrici da attività estrattive interessanti la falda	70
Parchi e giardini	70

Tab.10: Valori di CIP assegnati alle categorie di uso del suolo DUSAF per il calcolo di I

I dati relativi alla I di ogni zona di uso del suolo sono stati convertiti nella condizione al contorno Recharge (RCH, in m/s) secondo le diverse zone di CIP, rappresentate in Figura 08.

Periodo	T media (°C)	P (mm/a)	ETR (mm/a)	DG medio annuo (mm/a)	Area CIP	I (mm/a)
2014 - 2017	12.3	869	556	313	0	0
2014 - 2017	12.3	869	556	313	30	94
2014 - 2017	12.3	869	556	313	50	156
2014 - 2017	12.3	869	556	313	70	219

Tab.11: Termini di bilancio medio del periodo 2014 - 2017 considerati nel modello

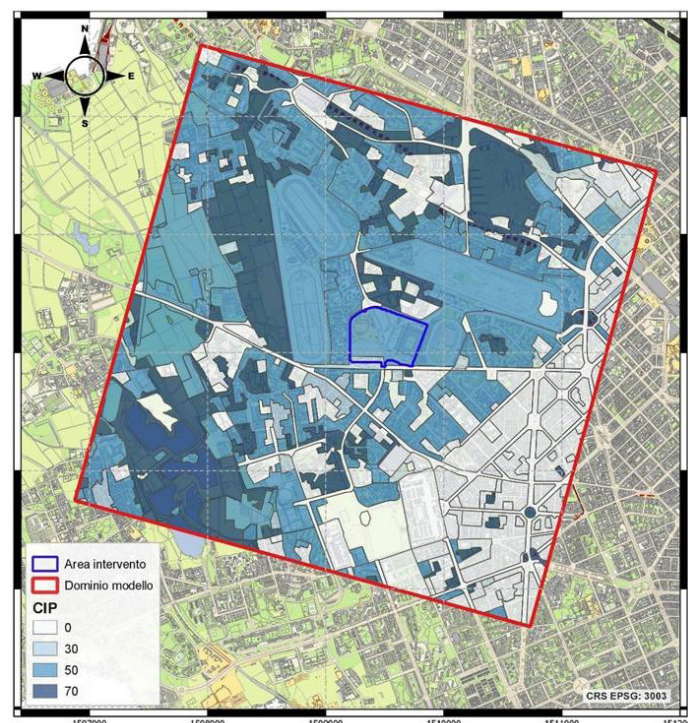


Fig. 08: Distribuzione dei valori di ricarica attribuiti alle celle del primo layer del modello di flusso

CONDIZIONI AL CONTORNO

La scelta di specifici dataset da utilizzare per la definizione delle diverse condizioni al contorno (CC), è stata dettata, oltre che dall'esigenza di conservatività, dai seguenti fattori:

- copertura spaziale del dominio di studio (maggiore quantità possibile di dati validati);
- coerenza temporale (simultaneità) dei dataset relativi a diverse CC.

Al fine di riprodurre il flusso regionale, i confini del modello sono stati definiti imponendo condizioni al contorno di tipo Costant Head Boundary (CHB) sui layer 1 e 3. I valori assegnati alle condizioni CHB sono stati calcolati estrapolando a monte e a valle del dominio le perdite di carico sulla base dei gradienti idraulici rilevati in prossimità dei confini del modello, tenendo conto dei risultati della campagna di misura di marzo 2018.

Il dominio modellato è caratterizzato dalla presenza di numerosi pozzi in emungimento. Le informazioni disponibili, sebbene approssimate, sono state incluse nel modello al fine di meglio rappresentare le voci del bilancio condizionate da fattori antropici.

Sono stati considerati i pozzi pubblici, privati (Regione Lombardia, Marzo 2006) e i pozzi geotermici in base ai dati disponibili. Laddove si disponeva dell'informazione riguardante i tratti filtranti, questa è stata introdotta nel modello associando alla CC di tipo WELL la quota del top e bottom del filtro.

Lo strumento utilizzato per la gestione della CC (AnalyticWell), ha permesso di tenere conto dei tratti filtranti in relazione alla discretizzazione verticale del modello, associando i pompaggi ai layers dove ricadono effettivamente, secondo spessori e proprietà del layer stesso. Le portate dei pozzi per cui non si avevano informazioni sul tratto filtrante sono state cautelativamente assegnate al primo layer (Gruppo A).

CALIBRAZIONE IN REGIME STAZIONARIO

La calibrazione di un modello numerico idrogeologico può essere eseguita in condizioni stazionarie, transitorie o in una combinazione dei due stati. Nel caso di regime stazionario, tuttavia, non è possibile stimare il coefficiente di immagazzinamento S, fondamentale per le simulazioni in transitorio tanto quanto la conducibilità idraulica K.

Nel caso in esame, si è proceduto alla calibrazione tramite la tecnica dei Pilot Points (PP)(Certes & de Marsily, 1991), in regime stazionario, utilizzando misure di livelli statici di carico idraulico derivanti dalla piezometria di marzo 2018.

In ogni fase il processo è stato gestito attraverso il noto codice di modellazione inversa PEST 12.3 (Doerthy J. , 2010) riconosciuto "stato dell'arte" per la stima di parametri e l'analisi delle incertezze in modelli ambientali numerici complessi.

I metodi applicati nel presente lavoro utilizzano una procedura iterativa per ottimizzare i parametri, ovvero consentono di reiterare le tappe del processo (risoluzione dell'equazione del flusso, verifica della correlazione tra piezometria calcolata e osservata, modifica dei parametri per migliorare la correlazione), fino a quando la differenza tra i carichi calcolati e misurati non raggiunga un minimo considerato accettabile, in generale dell'ordine di grandezza dell'errore di misura).

L'ottimizzazione dei parametri porta a minimizzare la funzione obiettivo Φ definita come la somma ponderata dei quadrati degli scarti tra le osservazioni sperimentali h' ed i carichi simulati h :

$$\Phi = \sum_{i=1}^m [w_i (h'_i - h_i)]^2$$

dove w_i è il peso attribuito alla i-esima osservazione. I pesi assegnati alle osservazioni sono inversamente proporzionali alla loro variabilità od incertezza, in modo da dare maggiore risalto alle osservazioni più affidabili.

Aumentando il numero di parametri (ad esempio incrementando il numero di zone a conducibilità idraulica costante) si ottiene una diminuzione degli scarti con conseguente migliore calibrazione. I parametri che entrano nel processo di calibrazione possono essere assegnati, oltre che secondo le classiche zone a valore uniforme, anche tramite distribuzioni spaziali (interpolazioni) definite in alcuni punti, detti pilot points. Quest'ultima applica i principi della geostatistica per passare dai punti in cui è associato il valore del parametro (pilot points) alla distribuzione spaziale su tutta l'area considerata (dominio del modello). I pilot points sono utilizzati nella modellazione numerica sin dalla fine degli anni settanta (de Marsily, Lavedan, Boucher, & Fasanino, 1984)(de Marsily, De l'identification des syst meshydrologiques, 1978) (Doerthy J. , 2003)(Doerthy J. , 2008)(Fienen, Muffels, & Hunt, 2009) (RamRao, LaVenue, de Marsily, & Marietta, 1995)(LaVenue & de Marsily, 2001); a partire dai Pilot Points si generano superfici tramite Kriging in cui il parametro incognito (ad esempio la conducibilità idraulica) varia spazialmente in modo graduale sulla base di schemi geostatistici (variogrammi) che tengono conto dell'eterogeneità del modello.

Uno dei maggiori vantaggi di PEST è che è ad oggi l'unico codice che permette di utilizzare i Pilot Points in fase di calibrazione, tecnica che è risultata particolarmente adatta al caso in esame.

La calibrazione è stata impostata considerando 45 Pilot points relativi alle conducibilità idrauliche K_H del layer1, posizionati sui carichi idraulici allocati sulle isopieze di riferimento di marzo 2018 distribuiti omogeneamente sul dominio del modello (Figura 09). I valori di range impostati alle K_H per il PEST sono compresi tra 1E-03 m/s e 1E-02 m/s. La

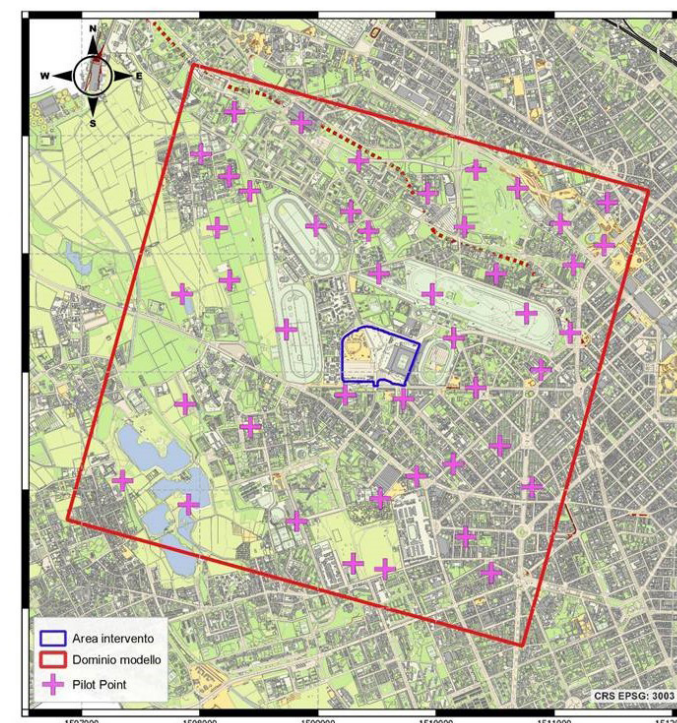


Fig. 09: Ubicazione dei Pilot Points (PP)

distribuzione delle conducibilità idrauliche K_H è rappresentata in Figura 10. Intorno all'area di intervento si hanno dei valori compresi tra 1E-03 e 3E-03 m/s. La conducibilità idraulica tende ad aumentare nella porzione orientale del dominio del modello, in presenza di una piezometria con un gradiente idraulico relativamente più basso rispetto alla restante area. Qu esto aspetto è evidenziato anche dai parametri idrogeologici ricavati dalle prove di portata E, F, G e L (ID in Tabella 08). In prossimità dell'area di intervento la conducibilità idraulica K_H è compresa tra 1E-03 m/s e 2.5E-03 m/s, valori prossimi a quelli risultanti dalle prove di portata effettuate nell'intorno del sito (C, D ed N in ID Tabella 08).

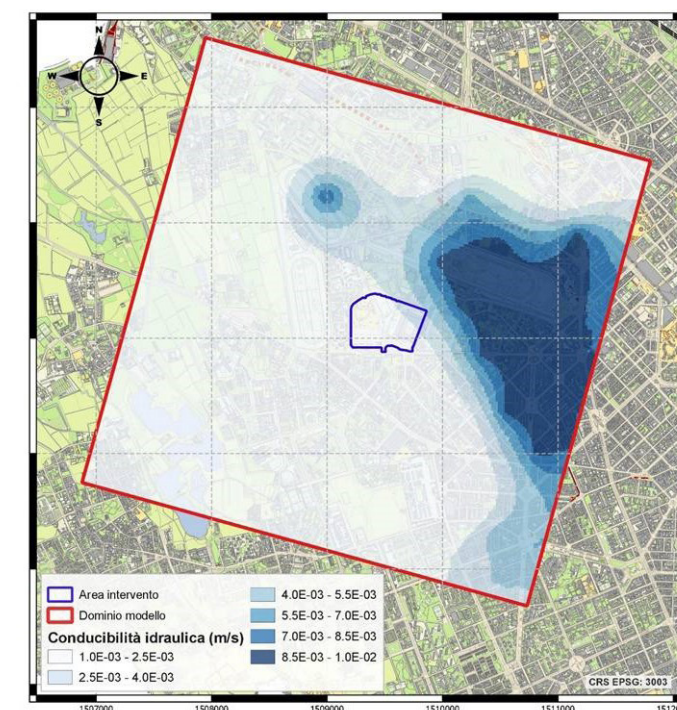


Fig. 10: Distribuzione della conducibilità idraulica (K_H) per il layer 1

In Figura 11 è invece rappresentato il confronto tra la piezometria misurata (marzo 2018) e quella calibrata. La piezometria evidenzia la presenza di un asse di drenaggio sotterraneo con direzione NW-SE nella porzione orientale del dominio del modello.

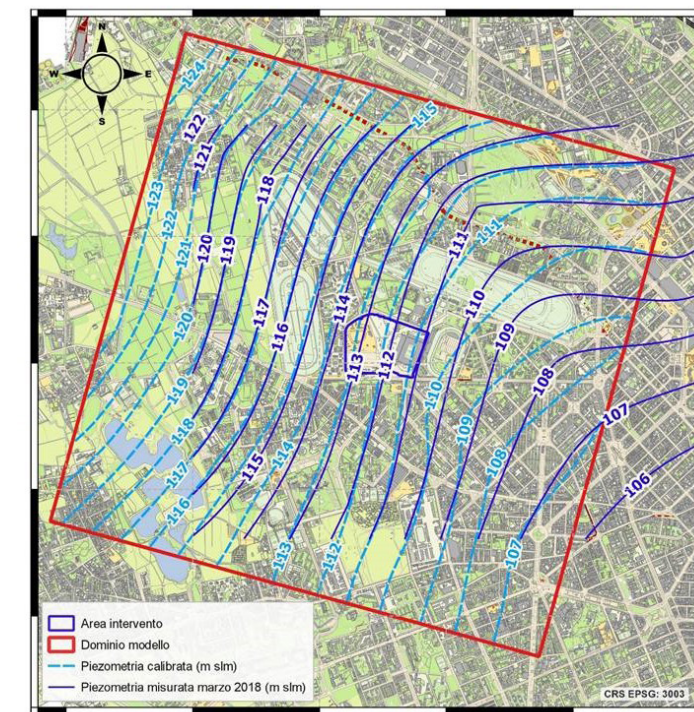


Fig. 11: Confronto piezometria misurata e calibrata

Nella Tabella 12 sono riportati i valori dei principali descrittori statistici della calibrazione finale.

Statistiche descrittive della calibrazione in stazionario	
Errore medio (m)	-0.08
Errore assoluto medio (m)	0.14
RMS (m)	0.21
Errore minimo (m)	-0.63
Errore massimo (m)	0.25
Range delle osservazioni (m)	15.00
Numero di osservazioni	45
Rapporto RMSE/Range	0.014 %

Tab. 12: Statistiche descrittive

SIMULAZIONI EFFETTUATE

Il modello descritto nel presente documento è stato implementato per valutare gli effetti idraulici e termici del funzionamento di un sistema geotermico a bassa entalpia caratterizzato da 20 pozzi di presa P e 20 di resa R, tutti fenestrati nel layer 1, le cui caratteristiche principali sono riportate sinteticamente in Tabella 13. L'ubicazione dei pozzi è rappresentata in Figura 12.

ID	Tipo	X (EPSG:3003) (m)	Y (EPSG:3003) (m)	Prof. (m)	Tratto filtrante		
					Quota Top (m)	Quota Bottom (m)	Lunghezza (m)
P1	Presa	1509221	5036207	40	16	38	22
P2	Presa	1509221	5036217	40	16	38	22
P3	Presa	1509221	5036227	40	16	38	22
P4	Presa	1509218	5036237	40	16	38	22
P5	Presa	1509218	5036247	40	16	38	22
P6	Presa	1509218	5036256	40	16	38	22
P7	Presa	1509228	5036289	40	16	38	22
P8	Presa	1509236	5036294	40	16	38	22
P9	Presa	1509245	5036300	40	16	38	22
P10	Presa	1509253	5036305	40	16	38	22
P11	Presa	1509261	5036310	40	16	38	22
P12	Presa	1509270	5036315	40	16	38	22
P13	Presa	1509279	5036320	40	16	38	22
P14	Presa	1509287	5036326	40	16	38	22
P15	Presa	1509295	5036331	40	16	38	22
P16	Presa	1509305	5036336	40	16	38	22
P17	Presa	1509313	5036342	40	16	38	22
P18	Presa	1509321	5036347	40	16	38	22
P19	Presa	1509332	5036353	40	16	38	22
P20	Presa	1509340	5036358	40	16	38	22
R1	Resa	1509531	5035888	40	16	38	22
R2	Resa	1509518	5035896	40	16	38	22
R3	Resa	1509522	5035906	40	16	38	22
R4	Resa	1509534	5035915	40	16	38	22
R5	Resa	1509548	5035909	40	16	38	22
R6	Resa	1509560	5035902	40	16	38	22
R7	Resa	1509573	5035896	40	16	38	22
R8	Resa	1509587	5035931	40	16	38	22
R9	Resa	1509598	5035928	40	16	38	22
R10	Resa	1509608	5035924	40	16	38	22
R11	Resa	1509617	5035921	40	16	38	22
R12	Resa	1509625	5035917	40	16	38	22
R13	Resa	1509635	5035914	40	16	38	22
R14	Resa	1509646	5035909	40	16	38	22
R15	Resa	1509658	5035905	40	16	38	22
R16	Resa	1509668	5035902	40	16	38	22
R17	Resa	1509679	5035898	40	16	38	22
R18	Resa	1509691	5035894	40	16	38	22
R19	Resa	1509702	5035891	40	16	38	22
R20	Resa	1509717	5035887	40	16	38	22

Tab. 13: Coordinate e principali caratteristiche dei pozzi di presa P e di resa R

La ricarica (RCH), relativa ai 2 periodi (inverno ed estate), è stata ripartita in base alle precipitazioni medie del periodo considerato (ricarica media sui 3 mesi invernali per il periodo "inverno", ricarica media sui 9 mesi estivi per il periodo "estate"). In Tabella 14 vengono rappresentati i termini utilizzati per la RCH estiva e invernale a seconda della zona di CIP.

Ciclo	OG = P - ETR (2014-2017) (mm/a)	Numero di mesi per ciclo	Area CIP	Infiltrazione (mm/a)	RCH (m/s)
INVERNO	80	3	0	0	0
ESTATE	232	9	0	0	0
INVERNO	80	3	30	24	7,65E-10
ESTATE	232	9	30	70	2,21E-9
INVERNO	80	3	50	40	1,27E-9
ESTATE	232	9	50	116	3,68E-9
INVERNO	80	3	70	56	1,78E-9
ESTATE	232	9	70	162	5,15E-9

Tab. 14: Distribuzione della RCH nei 2 cicli per rispettive aree di CIP

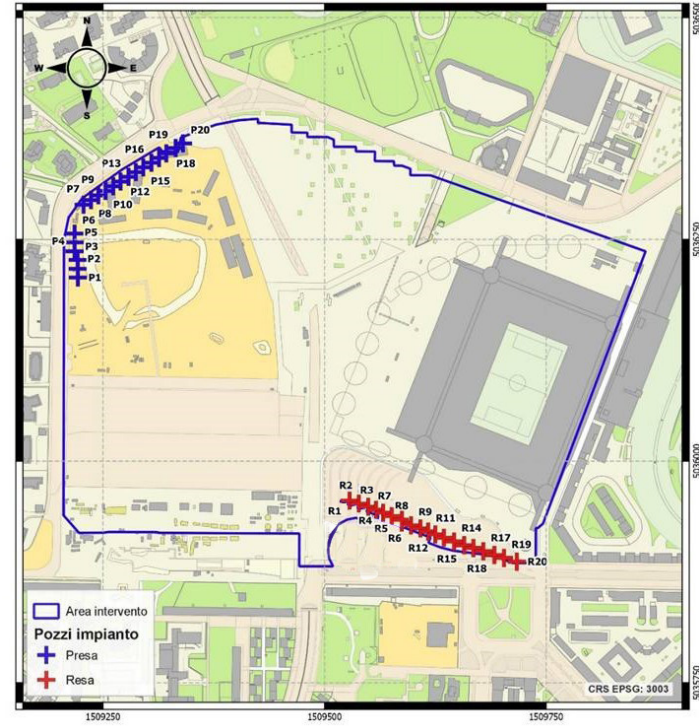


Fig. 11: Ubicazione dei pozzi di presa P e resa R

DISTURBO PIEZOMETRICO

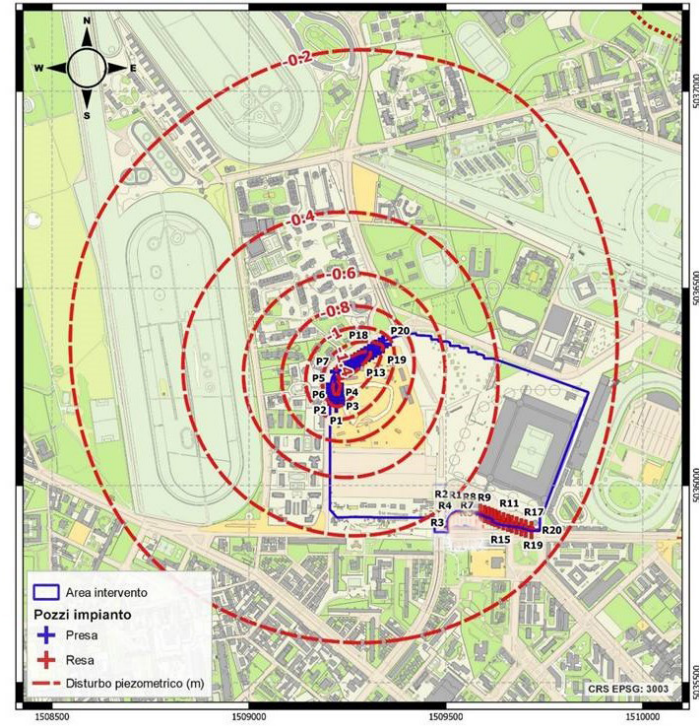


Fig. 12: Stima del disturbo piezometrico stabilizzato alla fine dei 31 giorni di funzionamento (estivo)

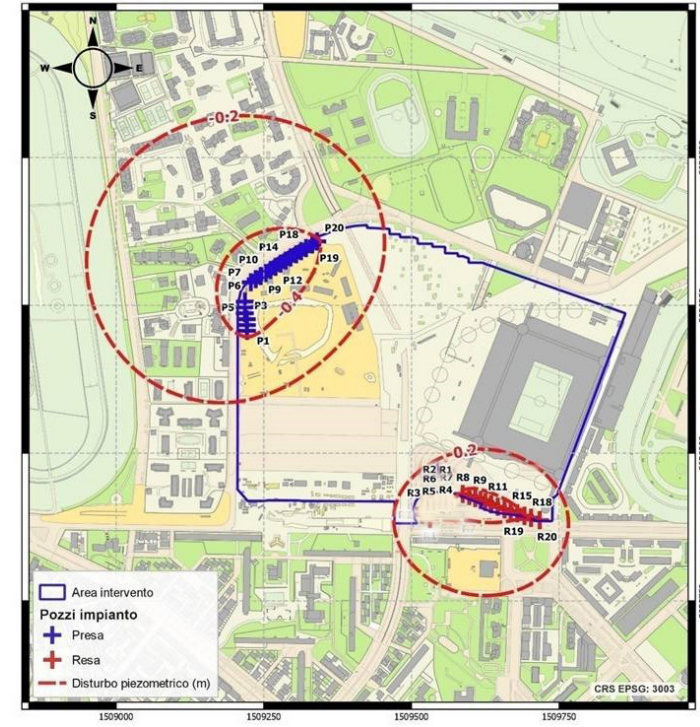


Fig. 13: Stima del disturbo piezometrico stabilizzato alla fine dei 31 giorni di funzionamento (inverno) con intera portata reimmissa nei pozzi di resa

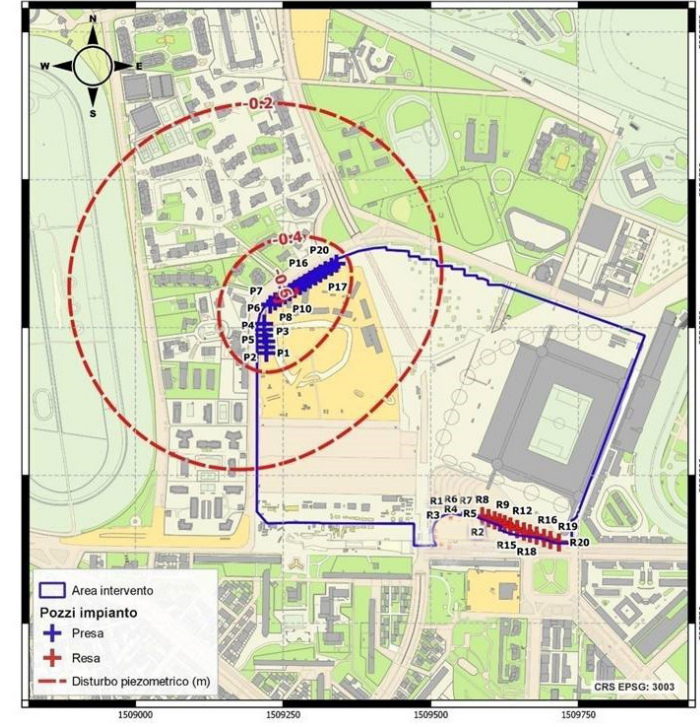


Fig. 14: Stima del disturbo piezometrico stabilizzato alla fine dei 31 giorni di funzionamento (inverno) con il 50% dell'intera portata reimmissa nei pozzi di resa

Analizzando i livelli stabilizzati restituiti dal modello in stazionario è possibile stimare entità ed estensione del disturbo piezometrico indotto dal funzionamento del sistema nello scenario di massima portata estratta dai 20 pozzi di presa, riferita al periodo di Luglio (estate) e al periodo di Gennaio (inverno).

La simulazione estiva ha previsto un tempo di funzionamento del sistema di presa pari a 31 giorni con una portata complessiva di 104.82 l/s ugualmente redistribuita per i 20 pozzi di presa.

Per la simulazione invernale sono stati impostati due scenari:

- Tempo di funzionamento del sistema di presa pari a 31 giorni con una portata complessiva di 44.95 l/s ugualmente redistribuita per i 20 pozzi di presa e la contemporanea reimmissione dell'intera portata nei 20 pozzi di resa (Figura 50);

- Tempo di funzionamento del sistema di presa pari a 31 giorni con una portata complessiva di 44.95 l/s ugualmente redistribuita per i 20 pozzi di presa e la contemporanea reimmissione del 50% dell'intera portata nei 20 pozzi di resa (Figura 51).

Nella simulazione estiva riportata in Figura 49 si ha un abbassamento pari a - 0.2 m ad una distanza di circa 800 m dai pozzi di presa alla fine del ciclo dei 31 giorni di emungimento.

Nelle simulazioni invernali riferite alla Figura 50 e alla Figura 51 si ha un abbassamento pari a - 0.2 m ad una distanza rispettivamente di circa 280 m e 350 m dai pozzi di presa; per quanto concerne la reimmissione in falda si ha un innalzamento pari a 0.2 m ad una distanza di circa 180 m dai pozzi di resa nello scenario in cui viene reimmissa l'intera portata ed un innalzamento inferiore a 0.2 m nell'intorno dei pozzi di resa nello scenario in cui viene reimmissa solo il 50% dell'intera portata.

TRASPORTO DI CALORE

Sono stati definiti e simulati 4 scenari (a valle di un primo stressperiod in stato stazionario comune a tutte le versioni del modello e rappresentativo della situazione piezometrica di marzo 2018), al fine di poter simulare l'alternanza delle due configurazioni di funzionamento del sistema di scambio termico (estate e inverno). I 4 scenari prevedono 3 mesi invernali a cui si applica una portata di emungimento media distribuita sulle 24 h (pari a 41.4 l/s) ripartita in egual misura sui 20 pozzi

Stress Period	Durata (s)	Portata (l/s)			
		P1-P20	R1-R20	P1-P20	R1-R20
		Scenari 1 e 3		Scenari 2 e 4	
1	SS	0	0	0	0
2 (INV)	7776000	2.07	2.07	2.07	1.035
3 (EST)	23760000	3.16	0	3.16	0
4 (INV)	7776000	2.07	2.07	2.07	1.035
5 (EST)	23760000	3.16	0	3.16	0
...
20 (INV)	7776000	2.07	2.07	2.07	1.035
21 (EST)	23760000	3.16	0	3.16	0

Tab. 15: Portate emunte dai pozzi di presa e resa nei 21 SP simulati negli scenari di presa, mentre nei 9 mesi estivi si applica una portata di emungimento media distribuita sulle 24 h (pari a 63.13l/s) ripartita in egual misura sugli 20 pozzi di presa. La simultanea restituzione in falda dell'intera portata avviene attraverso i 20 pozzi di resa ad una temperatura "invernale" pari a 8 °C (con temperatura della falda iniziale uniforme posta pari a 16 °C) per gli Scenari 1 e 3, mentre per gli Scenari 2 e 4, la restituzione in falda è pari al 50% dell'intera portata ad una temperatura "invernale" sempre

Scenario	Descrizione	Parametri	Unità	Layer	Valore
S1 - S2	Dispersività massime	K_H	(m/s)	1	Figura 8
		K_H	(m/s)	2	1E-06
		K_H	(m/s)	3	8.24E-04
		$\alpha_L - \alpha_T$	(m)	1, 2, 3	43 - 4.3
S3 - S4	Dispersività minime	K_H	(m/s)	1	Figura 8
		K_H	(m/s)	2	1E-06
		K_H	(m/s)	3	8.24E-04
		$\alpha_L - \alpha_T$	(m)	1, 2, 3	4.3 - 0.43

Tab. 16: Parametri associati ai due scenari di trasporto simulati (le KV sono sempre impostate come $K_H/10$)

pari a 8 °C. La restituzione estiva, per tutti gli Scenari, è nulla (Tabella 15).

Gli scenari differiscono tra loro per valori di dispersività. La dispersività longitudinale/trasversale è stata impostata pari a 43/4.3 m secondo la relazione empirica di Gelhar (Gelhar, Welty, & Rehfeldt, 1992), che assume il parametro pari ad 1/10 rispetto alla distanza reimmissione - target (pozzo presa più prossimo alle rese) per lo Scenario 1 e 2 e pari a 4.3/0.43 m che assume il parametro pari ad 1/10 del precedente valore per lo Scenario 3 e 4 (Tabella 16).

Il trasporto è stato simulato a partire dal modello di flusso ed è stato suddiviso in 20 SP transitori descritti in Tabella 15. In tutti gli scenari, il modello simula una alternanza degli SP estivi e invernali per complessivi 10 anni, con l'obiettivo di valutare l'evoluzione a lungo termine, in condizioni operative realistiche e con assunzioni conservative, del disturbo termico indotto. I risultati in termini di andamento della temperatura nel tempo sono illustrati in Figura 15, Figura 16, Figura 17 e Figura 18. I risultati in termini di estensione della bolla di calore sono mostrati in Figura 19, Figura 20, Figura 21, Figura 22, Figura 23, Figura 24, Figura 25 e Figura 26.

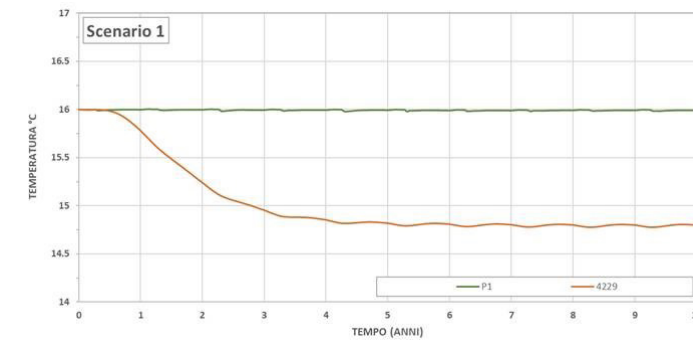


Fig. 15: Scenario S1: andamento delle temperature calcolate nei punti di osservazione (layer 1)

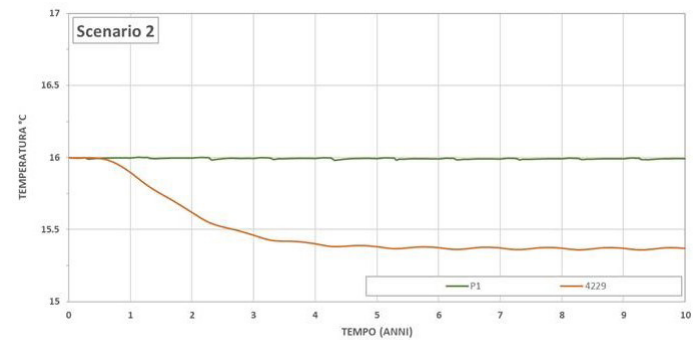


Fig. 16: Scenario S2: andamento delle temperature calcolate nei punti di osservazione (layer 1)

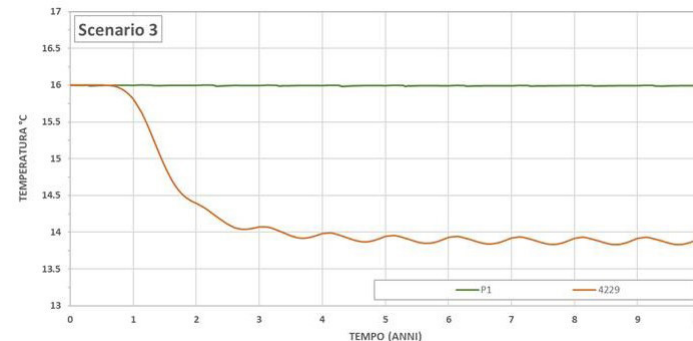


Fig. 17: Scenario S3: andamento delle temperature calcolate nei punti di osservazione (layer 1)

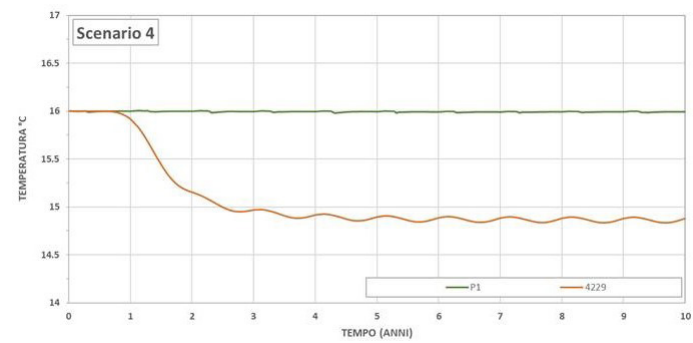


Fig. 18: Scenario S4: andamento delle temperature calcolate nei punti di osservazione (layer 1)

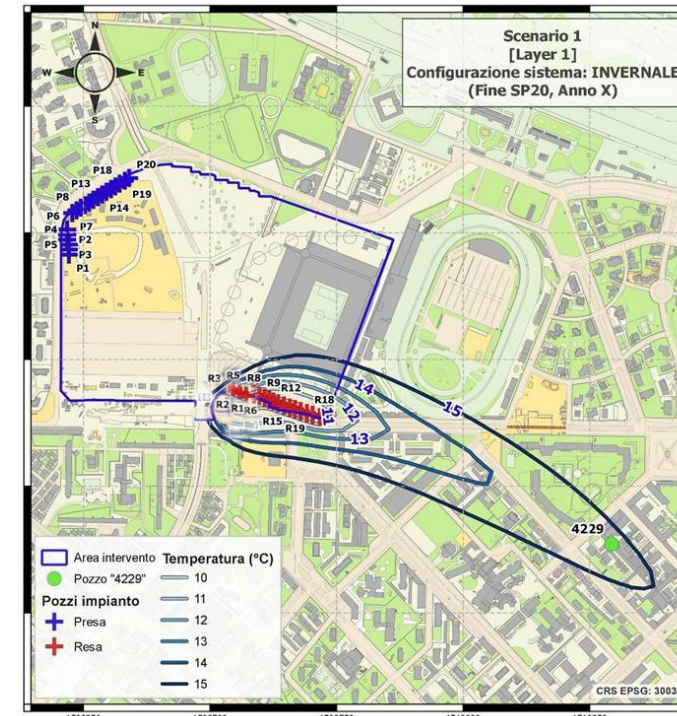


Fig.19: Scenario S1: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo invernale, SP20

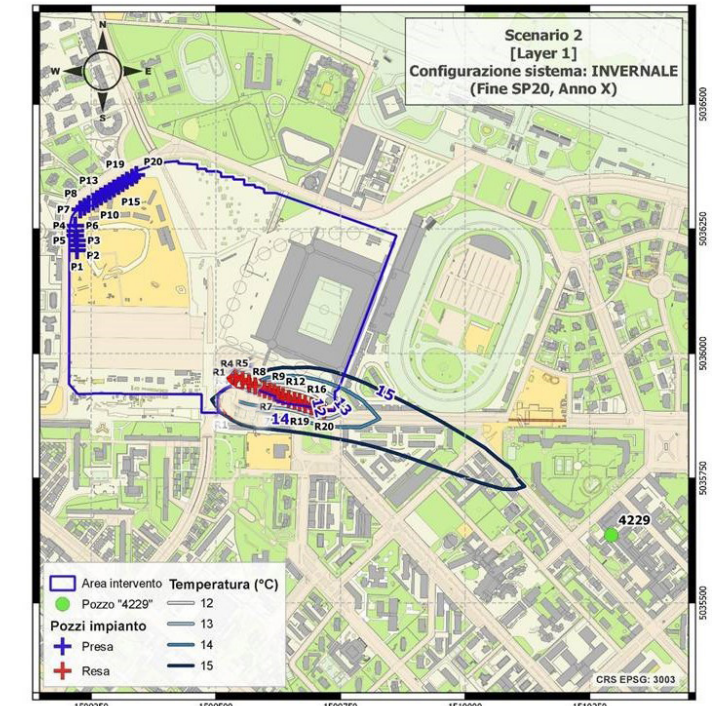


Fig.21: Scenario S2: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo invernale, SP20

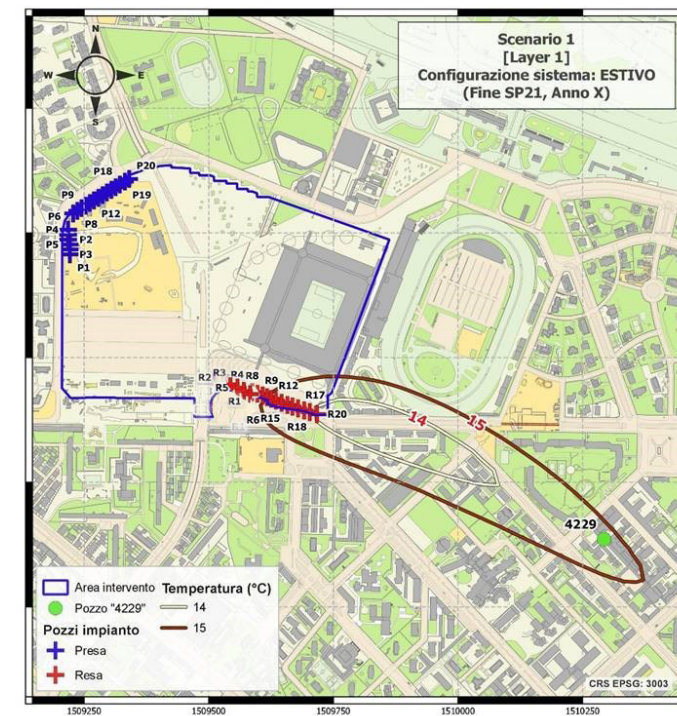


Fig.20: Scenario S1: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo estivo, SP21

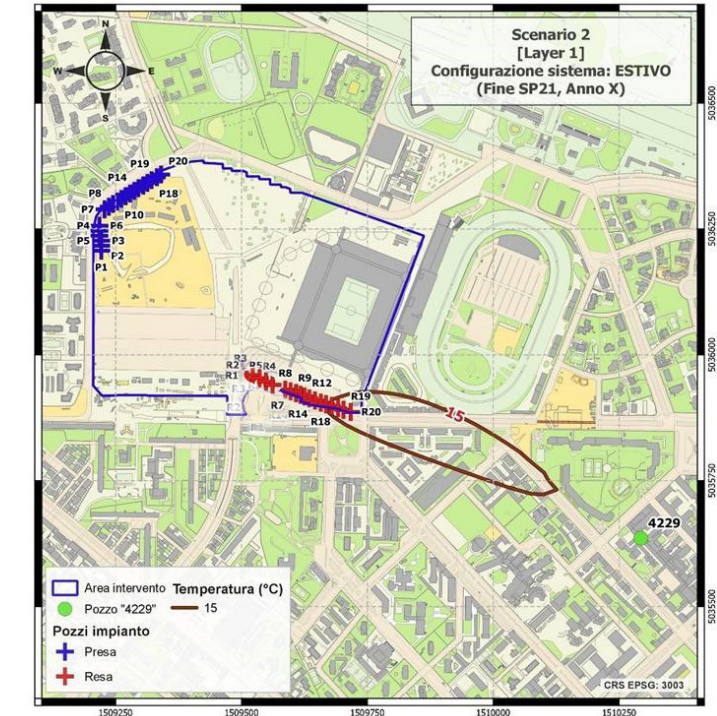


Fig.22: Scenario S2: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo estivo, SP21

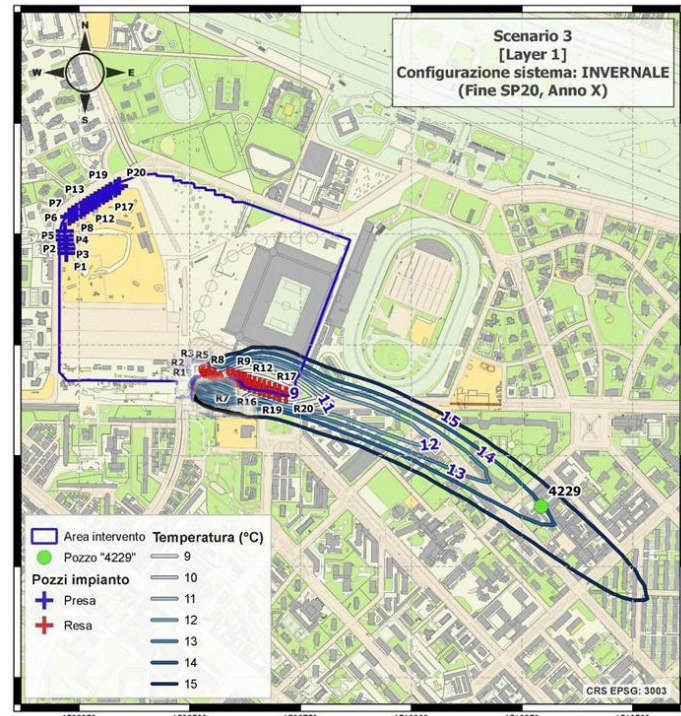


Fig.23: Scenario S3: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo invernale, SP20

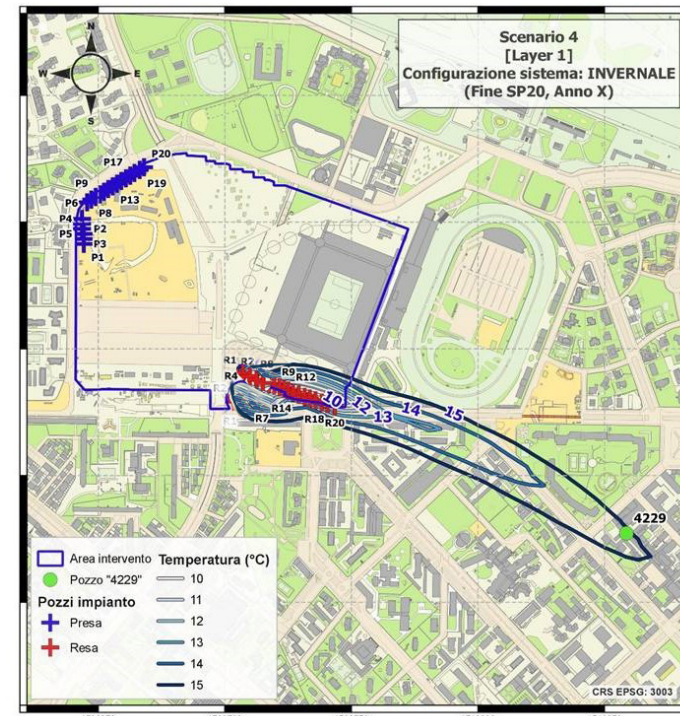


Fig.25: Scenario S4: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo invernale, SP20

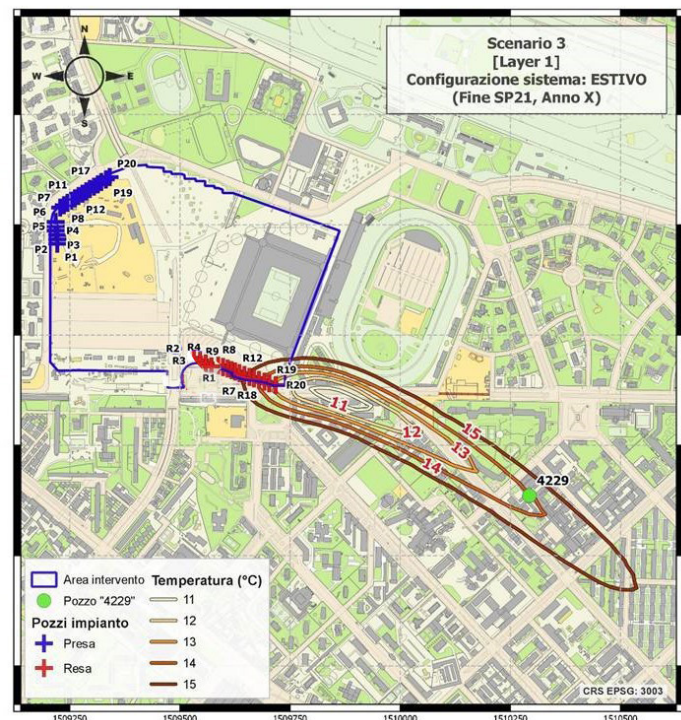


Fig.24: Scenario S3: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo estivo, SP21

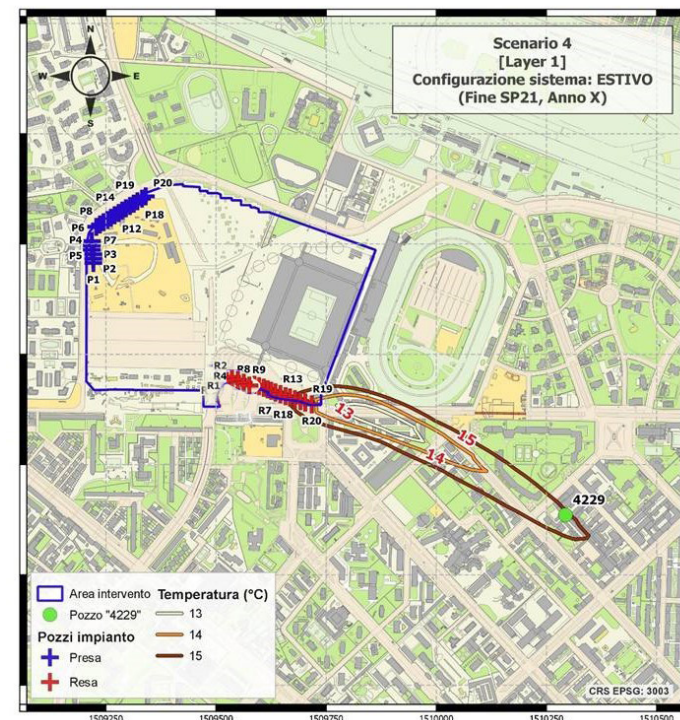


Fig.26: Scenario S4: disturbo termico stabilizzato, fine ciclo estivo, SP21

CONCLUSIONI IN ORDINE AGLI EFFETTI DEL SISTEMA GEOTERMICO

Il modello descrive compiutamente gli effetti idraulici e termici del funzionamento del sistema geotermico evidenziandone gli elementi di sostenibilita' nel breve e lungo periodo.

Il modello ha assunto parametri sito specifici sperimentali (permeabilita', direzione di flusso documentate) e ha assunto approccio conservativo per i processi fisici di di avvezione, dispersione, diffusione e fattore di ritardo; a scopo cautelativo non è stato considerato alcun ulteriore decadimento della temperatura, simulata di fatto come un tracciante conservativo.

Il disturbo piezometrico simulato risulta pari a - 0.2 m di abbassamento a circa 800 m di distanza dai pozzi di presa nella simulazione estiva (Luglio). Nelle simulazioni invernali (Gennaio) risulta pari a - 0.2 m di abbassamento a circa 280 m e 350 m di distanza dai pozzi di presa rispettivamente nello scenario con reimmissione totale e nello scenario con il 50% di reimmissione dell'intera portata emunta.

L'impatto termico dell'impianto riguarda la reimmissione in falda in regime di funzionamento solamente invernale, generando un plume termico a temperatura inferiore rispetto a quella media della falda. Nello specifico la temperatura minima raggiunta in prossimità del pozzo "4229", distante ca. 630 metri dai pozzi di resa, dopo 10 anni di simulazione, si ha nello Scenario 3 ed è pari a 13.8 °C.

L'andamento della temperatura, in corrispondenza del pozzo di presa più prossimo (P1) all'impianto di resa, evidenzia un disturbo termico trascurabile, con una temperatura che oscilla di poco nell'intorno dei 16 °C, temperatura iniziale della falda, per tutti gli scenari.

In conclusione, il dimensionamento progettuale e la flessibilita' nelle modalita' di restituzione delle acque usate consente di escludere disturbi piezometrici (di massa) in condizioni estive e induce al contrario un effetto positivo di riequilibrio termico invernale per la reimmissione nei pozzi di resa di acque fredde.

4.8.8 RIFERIMENTI NORMATIVI E PROCEDURE AUTORIZZATIVE

Sulla base degli esiti del presente studio, la portata di punta necessaria per il funzionamento a regime dell'intero complesso è pari a circa 450 l/s; la portata media annua, definita come "valore medio, espresso in l/s, del prelievo, risultante dal rapporto tra il volume di prelievo ed il periodo nell'arco dell'anno solare per il quale il prelievo è concesso" ai sensi dell'art. 2 comma 1 lettera x) del R.R. n. 2/2006, è pari a circa 150 l/s.

Con riferimento alla D.G.R. X/3826 del 14 luglio 2015, che ha aggiornato gli allegati alla L.R. 2 febbraio 2010, n. 5, la derivazione in oggetto con portata DI PUNTA > 100 L/S ricadendo nell'allegato A "progetti sottoposti alla procedura di VIA di cui all' art. 5 e individuazione a margine delle autorità competenti a espletare tale procedura ai sensi dell'articolo 2" (allegato alla l.r. 5/2010), punto b2) Utilizzo di acque sotterranee, escluse le acque minerali e termali, nei casi in cui la derivazione superi i 100 litri al minuto secondo, comprese le trivellazioni finalizzate alla ricerca per la derivazione delle acque sotterranee sopra tale soglia dimensionale. (Grandi derivazioni di cui al R.R. 2/2006)" necessita l'attivazione della procedura di Valutazione di Impatto Ambientale.

Trattandosi di grande derivazione (> 100 l/s medi), la competenza del Procedimento di VIA è in capo alla Regione Lombardia.

La Procedura di VIA (Valutazione di Impatto Ambientale) porterà ad un Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale (PAUR) ai sensi degli articoli 23 e 27 bis del D.LGS. 152/2006.

Lo Studio d'Impatto Ambientale costituisce documento tecnico unitario a supporto di tutte le autorizzazioni, intese, concessioni, licenze, pareri, concerti, nulla osta e assensi comunque denominati, necessari alla realizzazione e all'esercizio dell'opera in progetto.

Per la restituzione delle acque in falda mediante pozzi di resa, non sono previste autorizzazioni quantitative, mentre per la restituzione delle acque in corpo idrico superficiale, in seno alla Procedura è necessario procedere al convenzionamento a titolo oneroso presso il gestore del F. Olona, Regione Lombardia.

La condotta di scarico interessa suolo pubblico e pertanto in tale procedura di PAUR il Comune di Milano - Settore Occupazione suolo pubblico e l'Ufficio coordinamenti dovranno parimenti essere coinvolti al fine di ottenere una concessione demaniale di sottosuolo.

Al fine di evitare interferenze nell'iter tecnico amministrativo della procedura di VIA e del successivo PAUR, e' di fondamentale importanza che eventuali bonifiche di terreni e terreni di riporto per i mappali interessati dal campo geotermico (pozzi di presa e resa) siano attivate e concluse secondo tempi compatibili con l'attivazione delle opere previste autorizzate dal PAUR. E' necessario quindi che il cronoprogramma delle bonifiche dei vari lotti ponga fra le prioritari detta esigenza al fine della procedibilita' delle istanze di VIA/PAUR.

4.8.9 CRITERI PER LA MITIGAZIONE DEGLI IMPATTI E DI MONITORAGGIO AMBIENTALE

Le valutazioni condotte consentono di affermare che l'utilizzo delle acque di falda per lo scambio termico determina sulle componenti ambientali considerate impatti complessivamente trascurabili.

Sulla base di questo presupposto e della considerazione riportate ai paragrafi precedenti, è possibile affermare che il presente studio non suggerisce la necessità di azioni migliorative in chiave ambientale sulle opere in progetto.

Tuttavia, si ritiene utile monitorare a scala locale gli effetti del prelievo sulle condizioni piezometriche locali al fine di verificare che l'andamento degli abbassamenti nel tempo segua quanto previsto a livello modellistico.

Il piano di monitoraggio dovrà prevedere:

- l'esecuzione di una campagna piezometrica prima dell'avvio dei nuovi pozzi

- l'esecuzione di misure piezometriche semestrali (mese di aprile e mese di ottobre)

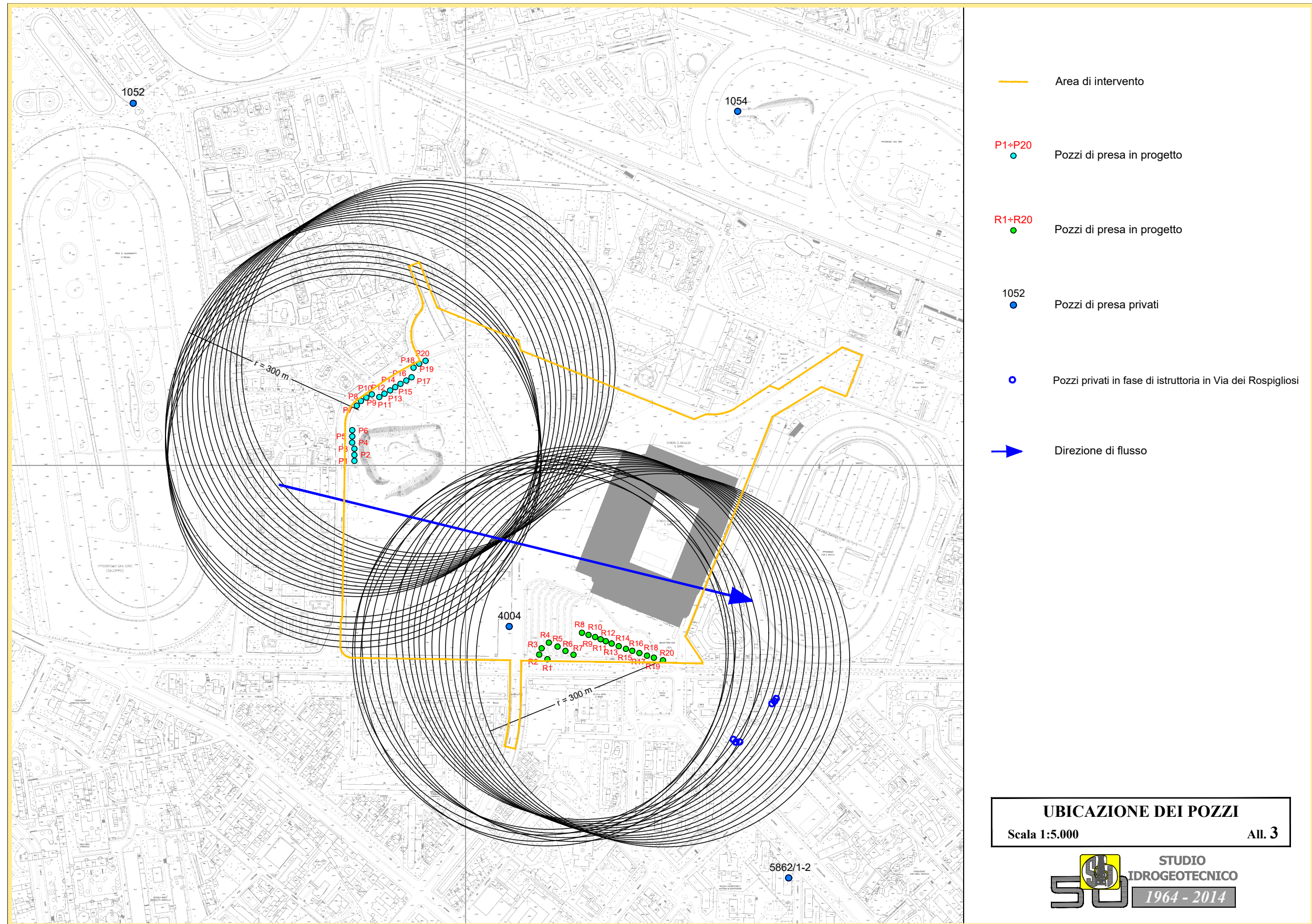
- l'installazione di 2 data loggers in pozzi scelti ad hoc per accessibilità e posizione per la rilevazione in continuo dei livelli piezometrici (con cadenza di 12 h)

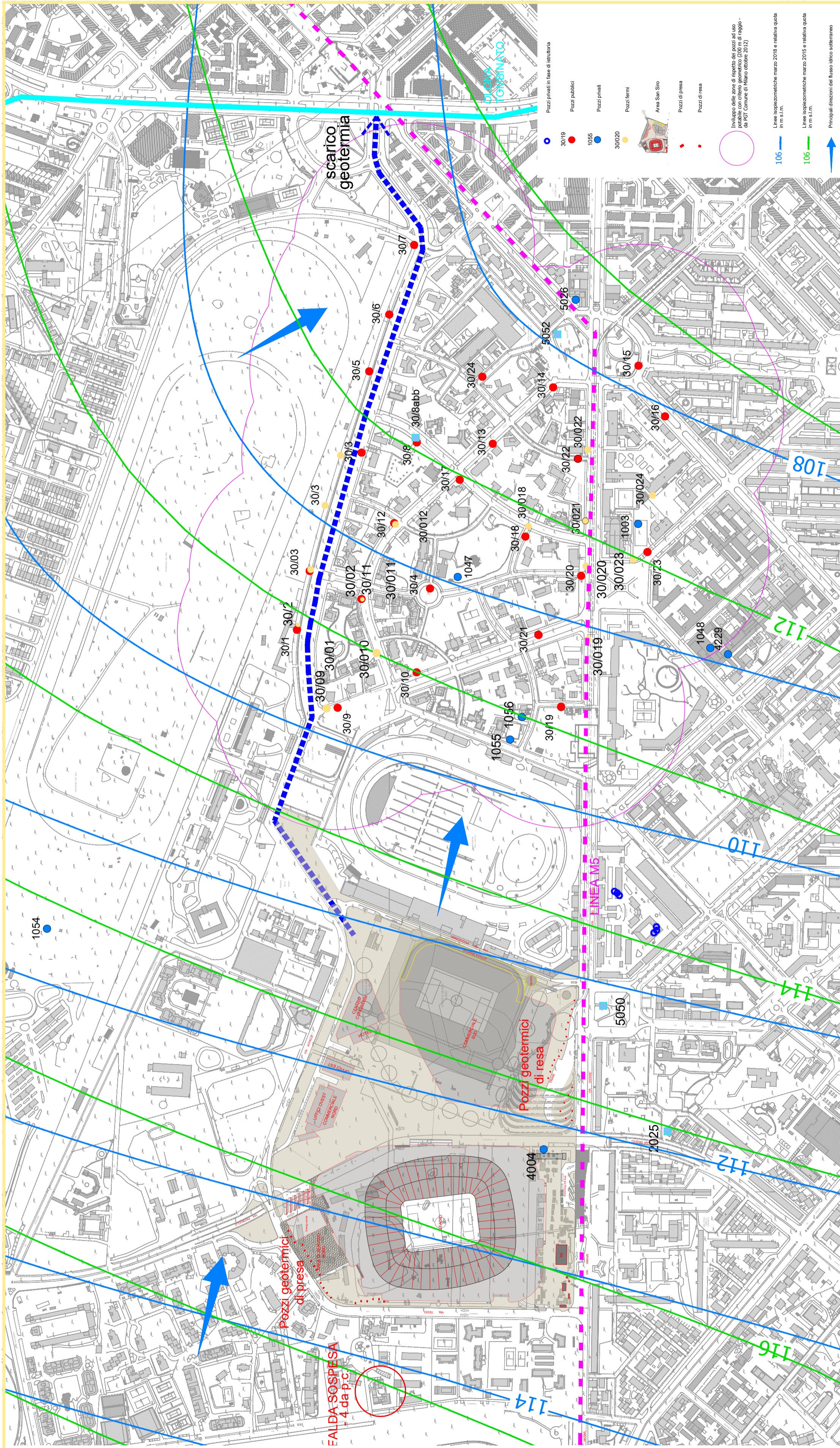
Inoltre, nella fase di avvio di ogni pozzo sarà necessario monitorare prelievi, livelli statici e dinamici dei pozzi nel tempo per un confronto con i dati di esercizio delle prove di collaudo effettuate con pompe di cantiere.

Relativamente al monitoraggio della qualità dell'acqua reimpressa in falda, le modalità di funzionamento degli impianti (circuiti dell'acqua di falda e dell'acqua all'interno degli scambiatori costantemente separati e indipendenti) sono tali da rendere nullo ogni rischio di contaminazione delle acque restituite.

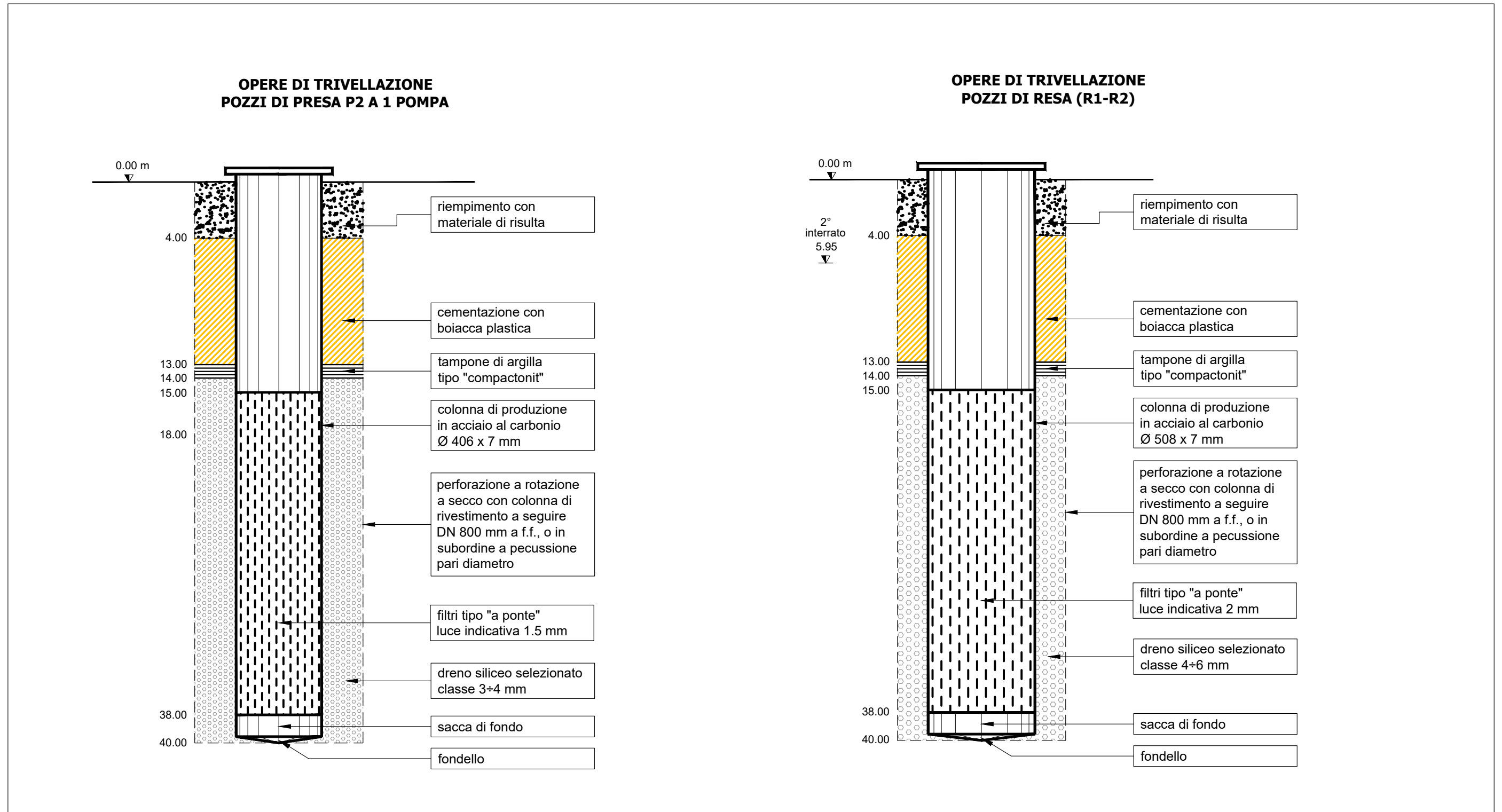
Per quanto riguarda invece la temperatura delle acque, parametro suscettibile di variazione e di rilevante interesse anche ai fini gestionali degli impianti, il progetto degli impianti già prevede che tale parametro sia sempre monitorato, sia all'ingresso delle acque agli impianti sia in uscita, a monte dello scarico in corpo idrico superficiale e dei pozzi di resa, al fine di garantire il rispetto del limite massimo di reimmissione/scarico nonché delle condizioni simulate.

4.8.10 TAVOLA 3 - POZZI DI PRESA E DI RESA DI PROGETTO





4.8.12 TAVOLA 5 - SCHEMI TIPO DELLE OPERE GEOTERMICHE - OPERE DI TRIVELLAZIONE



4.8.13 TAVOLA 5 - SCHEMI TIPO DELLE OPERE GEOTERMICHE - APPARECCHIATURE TESTE DI POZZO

