

PROPRIETÀ O AVENTI TITOLO

SOCIETÀ SERENA RE SRL.
VIA DANTE, 45 20851
LISSONE (MB)
P.I. 07001540967

LEGALE RAPPRESENTANTE

ESPOSITO FRANCESCO
C.F. SPSFNC68H278162H

COMUNE DI ARESE

IL PROPRIETARIO

Serena Re
SERENA RE SRL

PROGETTISTA



DATA

GIUGNO 2017

ALLEGATO

M

PERMESSO DI COSTRUIRE CONVENZIONATO ART. 20 NTA PGT

VIA SENATO N. 8 - ARESE (MI) - FOGLIO 6 MAPP.1489-1490-1491

**RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E
L.R. 23/17 INVARIANZA IDRAULICA ED
IDROLOGICA**

PROGETTISTA:

ARCHISTAFF

architetti associati

arch. bettinardi giuseppe

arch. naimor maurizio

arch. nozza paolo

ARCH. BETTINARDI GIUSEPPE

VIA PAPA GIOVANNI XXIII N. 3

20020 ARESE - MILANO

EMAIL STUDIO@ARCHISTAFF.IT

PEC BETTINARDI.5116@DAMILANO.IT

TEL. 02-99760244 FAX. 0299760257

1.1 VERIFICA SISMICA DI SECONDO LIVELLO PSL 2 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5 p.to 2.2

- Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) > Soglia comunale (FAS)*
- Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) <= Soglia comunale (FAS)*
- Analisi di secondo livello non effettuata

* tenuto conto delle tolleranze ammesse nell'Allegato 5 della D.G.R. IX/2616/2011

2. CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR IX 2616/2011 p.to 3.1

- 1 senza particolari limitazioni
- 2 con modeste limitazioni
- 3 con consistenti limitazioni
- 4 con gravi limitazioni

2.1 TIPO DI LIMITAZIONE ALLA FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR IX 2616/2011 p.to 3.2

- a) Instabilità dei versanti dal punto di vista statico
- b) Vulnerabilità idrogeologica
- c) Vulnerabilità idraulica
- d) Scadenti caratteristiche geotecniche
- nessuna particolare limitazione

DICHIARA INOLTRE

C. di aver seguito tutte le prescrizioni previsti dalle norme geologiche di piano vigenti riportate nel piano delle regole del PGT del Comune di ARESE.....

D. di aver eseguito ai sensi degli allegati alla DGR IX/2616 del 30 novembre 2011:

- Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico (App1)
- Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica (App2)
- Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica (App3)
- Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche (App4)
- Approfondimento relativo agli aspetti sismici (App5), la cui tipologia e grado sono dettagliatamente descritte nelle successive schede
- Nessun particolare approfondimento

E. di aver redatto il modello geologico del sito sulla base di:

indagini appositamente eseguite nel sito d'interesse o nel suo immediato intorno, del tipo PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE.....

indagini pregresse, la cui estendibilità al sito d'interesse è stata adeguatamente motivata in relazione, del tipo

- F. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico attraverso:
- analisi di risposta sismica locale
 - procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione :
 - A B C D E
 mediante la seguente tipologia d'indagine MASW.....
 la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione
- G. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico attraverso:
- analisi di risposta sismica locale
 - procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione:
 - T1 T2 T3 T4
 mediante analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1:10000.....
 la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione
- H. di aver adeguatamente considerato la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione, mediante:
- esclusione della verifica (punto 7.11.3.4.2 NTC), opportunamente motivata in relazione
 - verifica di stabilità (punto 7.11.3.4.3 NTC) mediante la seguente metodologia
- I. che l'intervento previsto risulta fattibile e compatibile con l'assetto geologico del sito:
- senza esecuzione di opere e/o interventi specifici per la mitigazione del rischio
 - previa esecuzione di opere e/o accorgimenti costruttivi da eseguirsi durante i lavori relativi all'intervento in oggetto
 - previa esecuzione di specifiche opere e/o interventi per la mitigazione del rischio da eseguirsi prima dei lavori relativi all'intervento in oggetto; in relazione a questo si specifica che tali lavori:
 - non sono stati eseguiti o sono stati eseguiti solo parzialmente
 - sono stati eseguiti nel rispetto delle prescrizioni contenute nello studio specifico e con il quale risultano compatibili

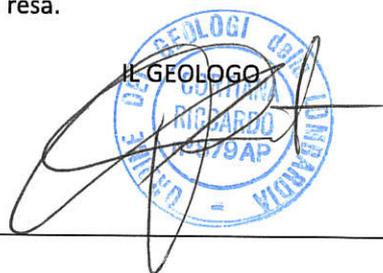
ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti.

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti di cui all'art. 10 della legge 675/96 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

Data 26/04/2018.....

IL GEOLOGO





Regione
Lombardia

MODULO 10

DICHIARAZIONE / ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PUNTO 6.2.2 DELLE N.T.C. DM 14/01/08

Il sottoscritto RICCARDO CORTIANA
iscritto ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE LOMBARDIA, incaricato in data
da SERENA RE srl
per conto di SERENA RE srl
di redigere la relazione geotecnica relativa al seguente intervento
REALIZZAZIONE EDIFICIO RESIDENZIALE
.....
.....
.....
eseguito in Comune di ARESE Località
Via SENATO n° 8 CAP 20020
Comune Catastale A389 Foglio n. Mappale o Particella

consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del succitato D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno i benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),

DICHIARA

- A. di aver fatto riferimento al modello geologico desunto da specifica relazione a firma del Geologo RICCARDO CORTIANA
- B. di aver redatto il modello geotecnico del sito considerando un volume significativo di terreno compatibile con le caratteristiche dell'intervento e la natura e caratteristiche del sottosuolo
- C. di aver considerato nei relativi calcoli geotecnici l'effetto delle azioni sismiche attese, tenendo adeguatamente in considerazione:
1. gli effetti di amplificazione stratigrafica, attraverso:
 - analisi di risposta sismica locale
 - procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo (punto 3.2.2 delle NTC2008):

A

B

C

D

E

2. gli effetti di amplificazione topografica, attraverso:

analisi di risposta sismica locale

procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica (punto 3.2.2 delle NTC2008):

T1

T2

T3

T4

D. di aver adeguatamente tenuto in considerazione i risultati della verifica di sicurezza del terreno di fondazione nei confronti della liquefazione

E. di aver individuato i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

peso dell'unità di volume: 1.75 (T/m³)

angolo di resistenza al taglio: 29.5°

coesione efficace: non stimata

coesione non drenata: non stimata

F. di aver eseguito i calcoli geotecnici:

in condizioni drenate

in condizioni non drenate

G. di avere redatto la presente relazione conformemente a quanto previsto dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14-01-2008

ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti e delle relative istruzioni applicative.

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti di cui all'art. 10 della legge 675/96 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

L'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA



A handwritten signature in black ink is written over a blue circular stamp. The stamp contains the text: 'CORTINA', 'RICIARDO', '1987/9AP', and 'INGEGNERE'. The signature is a stylized, cursive script.

SERENA R.E. srl



RELAZIONE GEOLOGICA R1
RELAZIONE GEOTECNICA R2
RELAZIONE GEOLOGICA R3

ai sensi del p.to 6.2.1 del D.M. 14.01.08 (modificato dal D.M. 17.01.18)
ai sensi del p.to 6.2.2 del D.M. 14.01.08 (modificato dal D.M. 17.01.18)
ai sensi della DGR IX/2616/2011

**PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE ED
AREA VERDE PRIVATA AD USO PUBBLICO
NEL COMUNE DI ARESE (MI)**

Monza, aprile 2018

A cura di: Dott. Geol. R. Cortiana
Dott. Geol. F. Valentini

INDICE

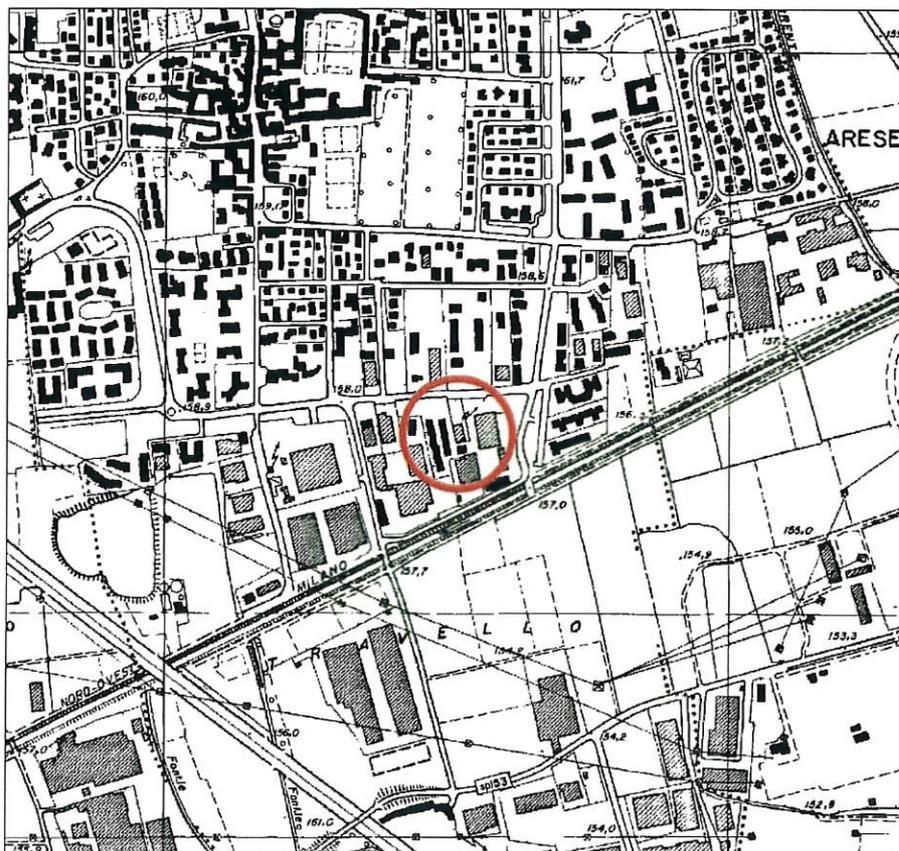
1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	6
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	7
4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	8
5	INDAGINE SISMICA	16
6	ANALISI RISCHIO SISMICO.....	18
7	INDAGINE GEOGNOSTICA.....	19
8	PARAMETRI GEOTECNICI.....	20
9	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	28
10	CONCLUSIONI	29

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROVA SISMICA MASW

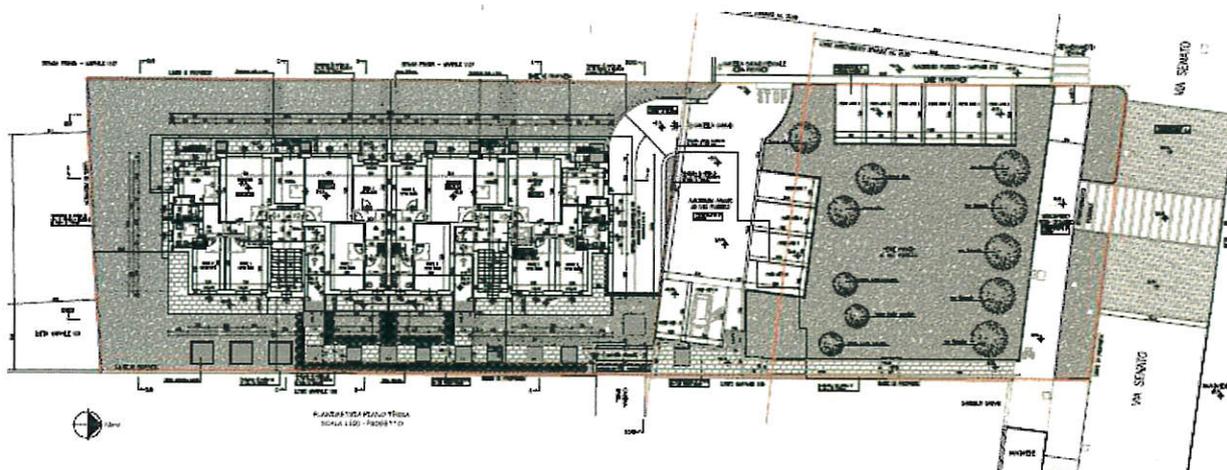
1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società Serena R. E. srl con sede in via Dante 45 a Lissone (MB), illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata presso un'area situata in via Senato 8 nel Comune di Arese (MI), in previsione di un nuovo intervento edilizio.



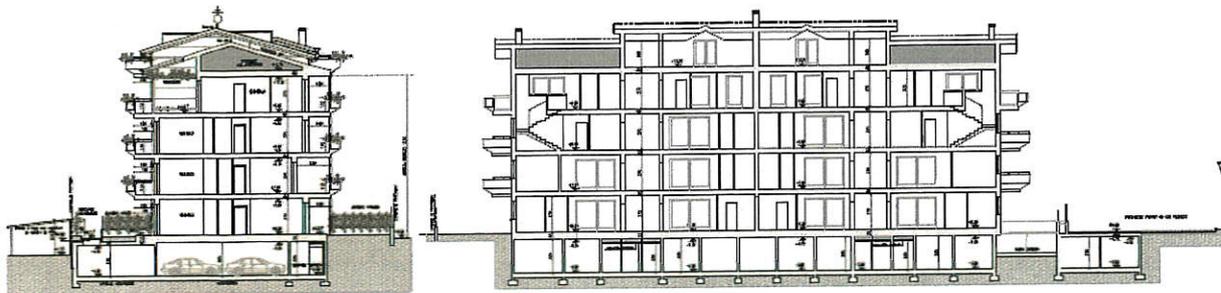
Corografia area di studio

In particolare nell'area in esame è prevista la realizzazione di una palazzina residenziale con parcheggio ed area verde privata ad uso pubblico. L'immobile in progetto avrà pianta pressoché rettangolare con dimensioni pari a circa 36.9 x 12.0 m, e sarà dotata di un piano interrato, 4 piani fuori-terra più un piano sottotetto.



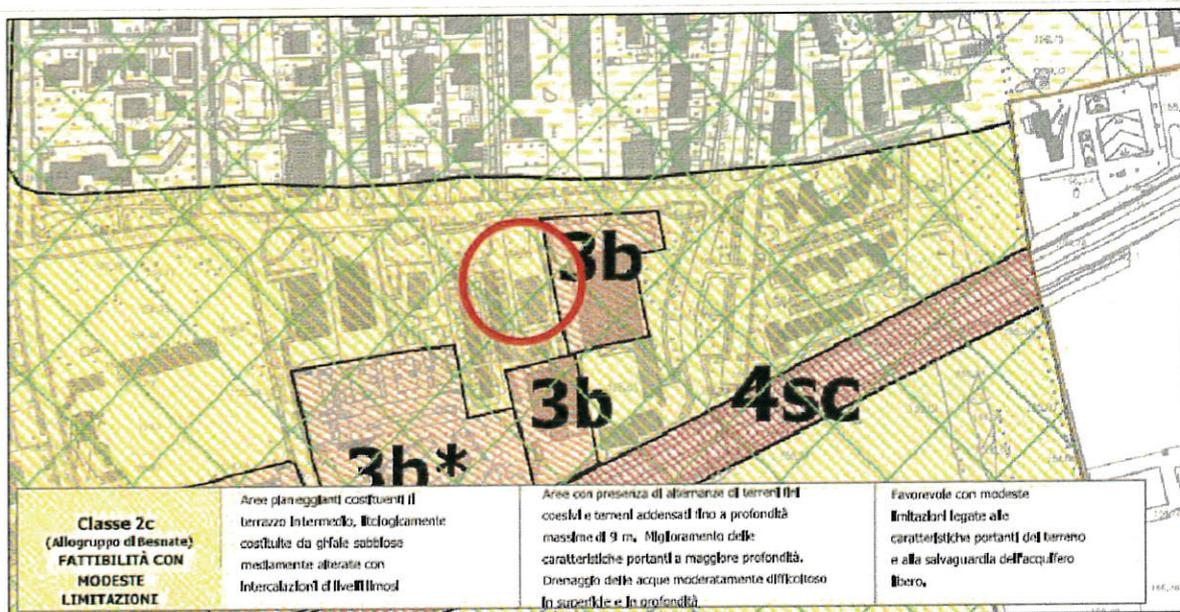
Planimetria piano terra

E' previsto l'uso di fondazioni dirette continue impostate ad una profondità di circa 3.6/3.9 m da p.c. (coincidente con il piano stradale di via Senato).



Sezioni intervento in progetto

Secondo la carta della fattibilità geologica, allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T vigente del comune di Arese l'area in esame appartiene alla **classe di fattibilità 2** ovvero **fattibilità con modeste limitazioni**.



Estratto della carta di fattibilità allegata al PGT

Classe 2c - Fattibilità con modeste limitazioni

Principali caratteristiche: aree pianeggianti costituenti il terrazzo intermedio, litologicamente costituite da ghiaie sabbiose mediamente alterate con intercalazioni di livelli limosi.

Problematiche generali: aree con presenza di alternanze di terreni fini coesivi e terreni addensati fino a profondità massima di 9 m; caratteristiche geotecniche discrete localmente scadenti. Miglioramento delle caratteristiche portanti a maggiore profondità. Drenaggio delle acque moderatamente difficoltoso in superficie e in profondità.

Parere sull'edificabilità: favorevole con modeste limitazioni legate alle caratteristiche portanti del terreno e alla salvaguardia dell'acquifero libero.

Tipo di intervento ammissibile: Sono ammesse tutte le categorie di opere edificatorie ed infrastrutturali. Per le opere esistenti sono ammessi gli interventi di restauro, manutenzione, risanamento conservativo, ristrutturazione edilizia (così come definiti dall'art. 27 della L.R. 11 marzo 2005 n. 21 "Legge per il governo Indagini di approfondimento necessarie: si rende necessaria la verifica idrogeologica e litotecnica dei terreni mediante rilevamento geologico di dettaglio e l'esecuzione di prove geotecniche per la determinazione della capacità portante, da effettuare preventivamente alla progettazione esecutiva per tutte le opere edificatorie (IGT). Nel caso di opere che prevedano scavi e sbancamenti, dovrà essere valutata la stabilità dei versanti di scavo (SV) al fine di prevedere le opportune opere di protezione durante i lavori di cantiere. Le indagini geognostiche dovranno essere commisurate al tipo di intervento da realizzare ed alle problematiche progettuali proprie di ciascuna opera (secondo quanto indicato nell'art. 2).

La modifica di destinazione d'uso di aree produttive esistenti necessita la verifica dello stato di salubrità dei suoli ai sensi del Regolamento Locale d'Igiene Pubblica (ISS). Qualora venga rilevato uno stato di contaminazione dei terreni mediante un'indagine ambientale preliminare, dovranno avviarsi le procedure previste dal D.Lgs. 152/06 "Norme in materia ambientale" (Piano di Caratterizzazione/PCA con analisi di rischio, Progetto Operativo degli interventi di Bonifica/POB). Ambientale/PCA, progetto preliminare e definitivo di bonifica (BO).

Interventi da prevedere in fase progettuale: per ogni tipo di opera gli interventi da prevedere saranno rivolti alla regimazione idraulica e alla predisposizione di accorgimenti/sistemi per lo smaltimento delle acque meteoriche e quelle di primo sottosuolo, con individuazione del recapito finale, nel rispetto della normativa vigente e sulla base delle caratteristiche idrogeologiche del sito (RE). Quale norma generale a salvaguardia della falda idrica sotterranea è necessario che per ogni nuovo insediamento, già in fase progettuale, sia previsto ed effettivamente realizzabile il collettamento degli scarichi fognari in fognatura e delle acque non smaltibili in loco (CO).

Per gli ambiti produttivi soggetti a cambio di destinazione d'uso, dovranno essere previsti interventi di bonifica (BO) qualora venga accertato uno stato di contaminazione del suolo ai sensi del D.Lgs. 152/06.

Norme sismiche da adottare per la progettazione: per gli edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904/03, in fase di pianificazione (Piano Attuativo), dovrà essere eseguita un'analisi di approfondimento di II livello - metodologie di cui all'allegato 5 della D.G.R. n. IX/2616/11, mentre la progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici del D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni", definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello.

Per le altre categorie di edifici la progettazione dovrà essere condotta definendo la pericolosità sismica di base in accordo all'Allegato A del decreto ministeriale.

Scopo della presente relazione è verificare la fattibilità, per quanto attiene le problematiche geologico-geotecniche ed idrogeologiche, del nuovo intervento in progetto: si tratta in sostanza di verificare, con maggiore puntualità rispetto alle indicazioni generali dettate dalla perizia geologica a supporto del P.G.T. vigente, ed in ottemperanza delle prescrizioni dettate dalla perizia stessa, la fattibilità dell'intervento in oggetto.

Nel mese di aprile 2018 così come previsto dai punti 6.2.1¹ e 6.2.2² delle nuove Norme Tecniche Costruzioni 2018 (D.M. 17/01/2018) è stato condotto nell'area in esame un accurato studio geologico e geotecnico.

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico e di una prova sismica MASW al fine di ottenere l'identificazione della categoria di sottosuolo dell'area in esame (punto 3.2.2 NTC 2018).

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

¹ 6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici. La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento. In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto. Tale relazione comprende, sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

² 6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

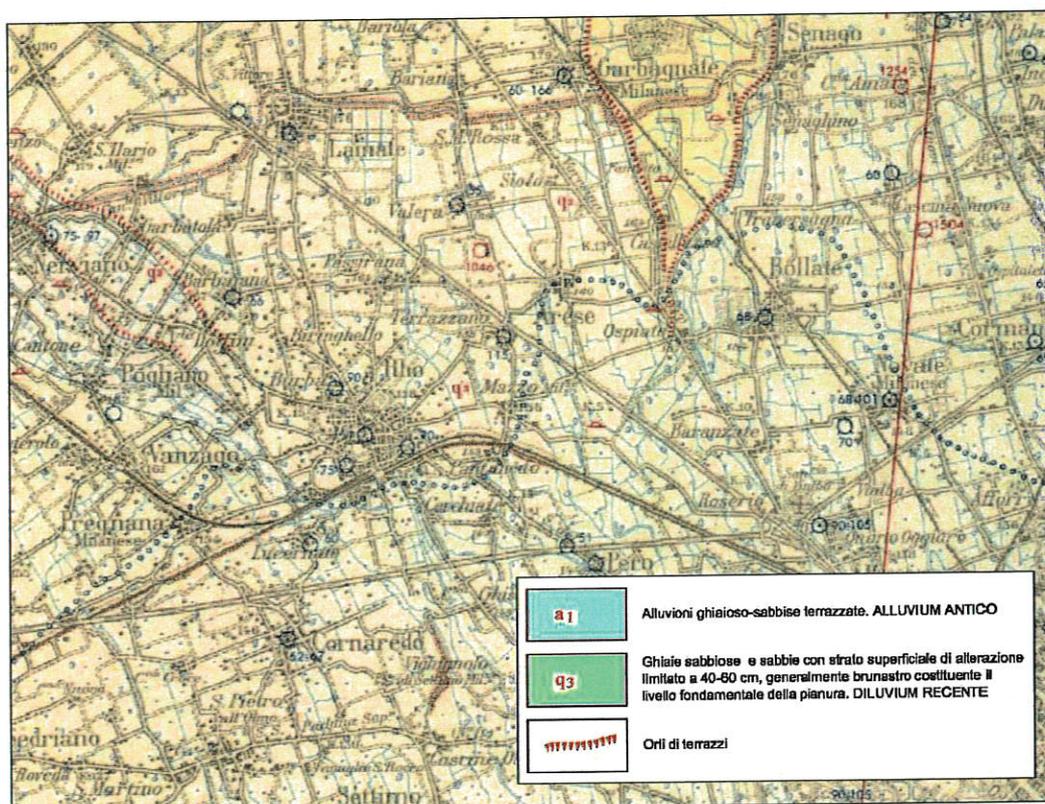
Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista. Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito. Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso. Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al successivo § 6.2.4, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale. Le prove di laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

L'area in esame é situata presso il margine inferiore della "alta pianura terrazzata" lombarda che, a grandi linee, è compresa tra la pianura Padana vera e propria a sud e l'anfiteatro morenico a nord.

Questa zona è costituita da depositi quaternari dovuti alle alluvioni fluvio-glaciali che si sono verificate nei periodi interglaciali separanti le caratteristiche glaciazioni del Pleistocene (Mindel, Riss e Würm).

Dal punto di vista litologico questi depositi sono costituiti prevalentemente da sedimenti ghiaiosi, sabbiosi e ghiaioso-sabbiosi a matrice limosa spesso subordinata; a questi s'intercalano orizzonti argillosi e limoso-argillosi. Localmente si osserva la presenza di cavità (note ai costruttori come "occhi pollini") e di livelli conglomeratici, più o meno cementati, aventi talvolta spessori anche notevoli (essi costituiscono il cosiddetto "CEPPO").



Estratta da Carta Geologica d'Italia – Foglio 45 Milano

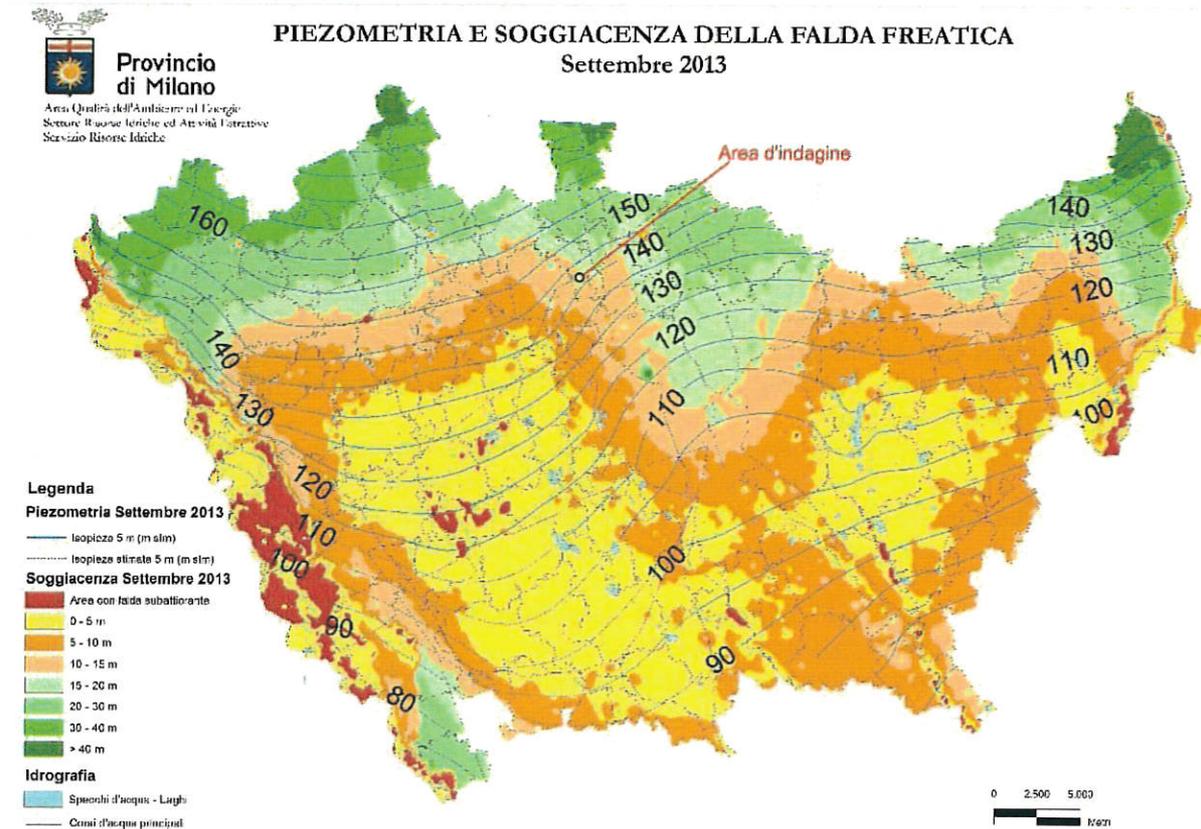
Il territorio del comune di Arese, come si osserva dal Foglio 45 (Milano) della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000) e dalla Carta Geologica della Lombardia (scala 1:250.000), è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvio-glaciali riferibili alla alluvione fluvio-glaciale più recente, quelle del cosiddetto DILUVIUM RECENTE (fluvio-glaciale Würm). Si tratta di depositi alluvionali derivanti dagli scaricatori glaciali, connessi con l'ultima fase glaciale quaternaria, quindi con clasti poligenici, arrotondati, eteromorfi.

Al di sopra di questa unità si sono depositi i sedimenti appartenenti all'"Alluvium antico" connessi alle alluvioni del fiume Olona.

Litologicamente si trovano in superficie, al di sotto del primo strato di terreno agrario o di riporto, terreni in genere sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi con strati o lenti di materiale più fine (limo e sabbia fine).

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta tra i 15 e i 20 m dal p.c. (vedasi carta della soggiacenza allegata).



La presenza di letti e orizzonti poco permeabili che si alternano ad altri con permeabilità maggiore, favorisce l'instaurarsi di una serie di modeste falde superficiali sospese, anche ipodermiche, a carattere prettamente temporaneo, legate agli eventi meteorici più intensi.

A conferma di quanto sopra riportato, durante le indagini sono state eseguite 4 trincee esplorative che hanno messo in luce la presenza di una piccola falda superficiale sospesa ad una profondità di circa 3.0/3.5 m da piano stradale di via Senato.

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

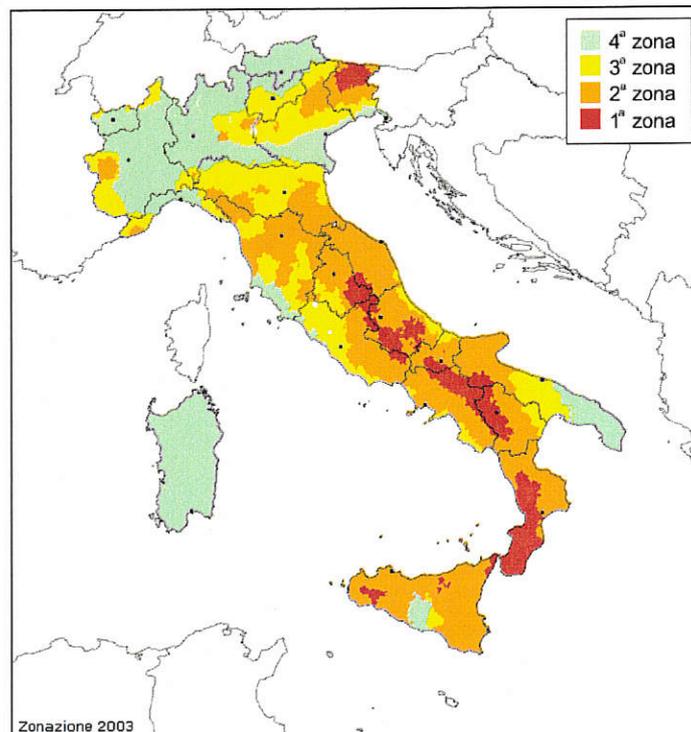
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



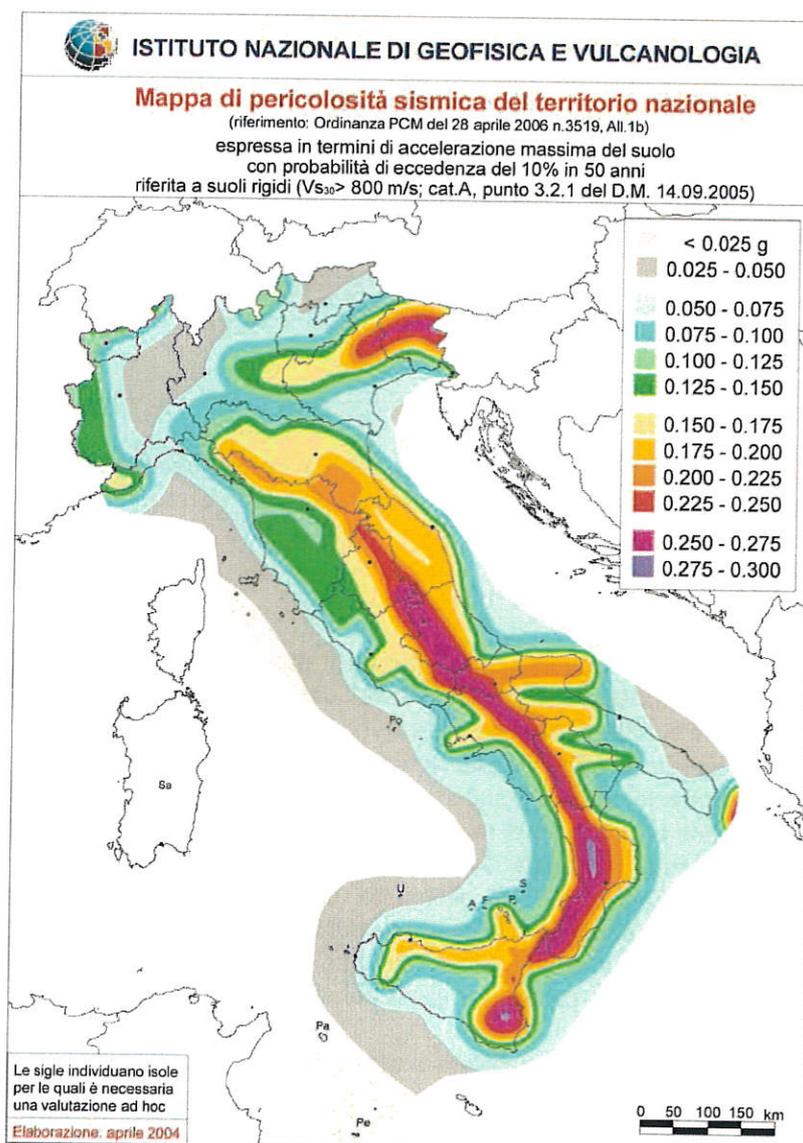
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Arese si trova in **zona 4** (colore verde), cioè nella zona, tra quelle individuate, di minor rischio sismico.

OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° - n. 108 (*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ❖ Allegato 1A - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ❖ Allegato 1B - *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

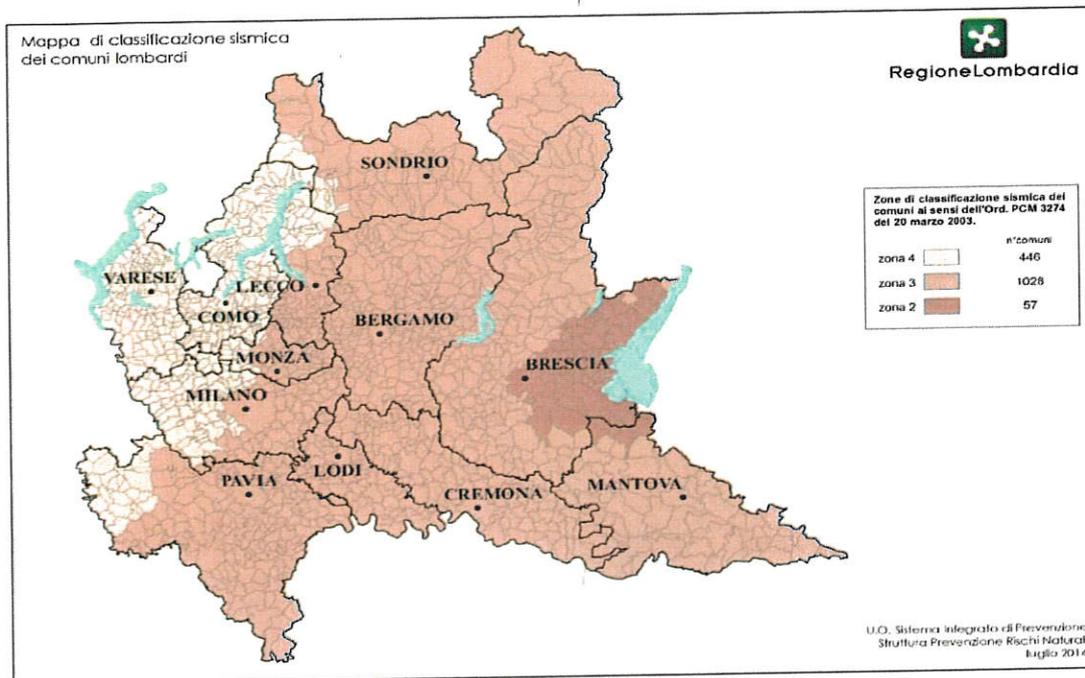
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s).



4.2 Classificazione regionale

D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129

La Regione Lombardia con D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 *Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia* (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) e pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione in data 16 luglio 2014 ha provveduto alla nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia così come previsto dall'ordinanza **O.P.C.M. 3519/06** "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".



Secondo la classificazione vigente il comune di Arese si trova in **zona 4** caratterizzata da una A_g pari a 0,0442834.

4.3 Progettazione antisismica

D.M. 17 gennaio 2018

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S e (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T^*_c , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A (pericolosità sismica) e B (tabella dei parametri che definiscono l'azione sismica) al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Secondo l'allegato A l'azione sismica sulle costruzioni viene valutata a partire da una pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; i risultati dello studio di pericolosità devono essere forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità

è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
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.
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 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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 $i > 30^\circ$

D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003

La Regione Lombardia con D.G.R. n. 14964 del 7/11/03 prende atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla citata ordinanza 3274/03 ed impone l'obbligo della progettazione antisismica per i comuni che ricadono in zona 2, zona 3 ed in zona 4 esclusivamente per gli edifici strategici e rilevanti, così come individuati dal D.D.U.O. n. 19904 del 21/11/03.

D.G.R. n IX/2616 del 30 novembre 2011

Per l'analisi della pericolosità sismica dell'area in esame si è fatto riferimento all'Allegato 5 (Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei Piani di Governo del Territorio)

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1 ^a livello fase pianificatoria	2 ^a livello fase pianificatoria	3 ^a 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 ^a livello quando Fa 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 ^a livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Tale allegato illustra la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale che prevede tre livelli di approfondimento, di seguito sintetizzati:

1° livello, riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale - PSL).

2° livello, caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce la stima di risposta sismica nei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa)

3° livello, definizione degli effetti di amplificazione tramite indagini e analisi più approfondite.

Il primo livello è obbligatorio per tutti i comuni.

riconoscimento delle aree passibili di amplificazione sismica sulla base sia di osservazioni geologiche (cartografia di inquadramento), sia di dati esistenti. Questo livello, obbligatorio per tutti i Comuni, prevede la redazione della Carta della pericolosità sismica locale, nella quale deve essere riportata la perimetrazione areale (e lineare per gli scenari Z3a, Z3b e Z5) delle diverse situazioni tipo, riportate nella Tabella 1 dell'Allegato 5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale - PSL).

Consiste in un approccio di tipo qualitativo e costituisce lo studio propedeutico ai successivi livelli di approfondimento; è un metodo empirico che trova le basi nella continua e sistematica osservazione diretta degli effetti prodotti dai terremoti

Il metodo permette l'individuazione delle zone ove i diversi effetti prodotti dall'azione sismica sono, con buona attendibilità, prevedibili, sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta dei dati disponibili per una determinata area, quali la cartografia topografica di dettaglio, la cartografia geologica e dei dissesti (a scala 1:10.000 e 1:2.000) e i risultati di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche già svolte e che saranno oggetto di un'analisi mirata alla definizione delle condizioni locali (spessore delle coperture e condizioni stratigrafiche generali, posizione e regime della falda, proprietà indice, caratteristiche di consistenza, grado di sovraconsolidazione, plasticità e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali, ecc.). Perciò, salvo per quei casi in cui non siano disponibili informazioni geotecniche di alcun tipo, nell'ambito degli studi di 1° livello non sono necessarie nuove indagini geotecniche.

Lo studio consiste nella raccolta dei dati esistenti e nella redazione di un'apposita cartografia a scala 1:10.000 – 1:2.000 rappresentata dalla:

- carta geologica con le relative sezioni, in cui viene rappresentato il modello geologico e tettonico dell'area, le formazioni, le discontinuità e i lineamenti tettonici in essa presenti;

- carta geomorfologica, in cui vengono distinte le varie forme e i processi (dinamica dei versanti, dinamica fluviale, etc.) in atto, quiescenti o relitti presenti nell'area in esame;

- carta della pericolosità sismica locale (PSL), derivata dalle precedenti carte di base, in cui viene riportata la perimetrazione areale delle situazioni tipo Z1, Z2, Z4 e gli elementi lineari delle situazioni tipo Z3, Z5, in grado di determinare gli effetti sismici locali (Tabella 1). In particolare per lo scenario Z3a si evidenzierà il ciglio della scarpata, per lo scenario Z3b la linea di cresta sommitale e per lo scenario Z5 il limite di contatto tra i litotipi individuati. Gli scenari Z1 e Z2 nell'analisi di 1° livello sono evidenziati sulla base del fenomeno prioritario che li caratterizza, quali fenomeni di instabilità e liquefazione e/o cedimenti: si sottolinea che le prescrizioni da assegnare a questi scenari in fase di pianificazione riguardano, oltre al fenomeno prioritario, anche i fenomeni di possibile amplificazione sismica che dovranno essere valutati in fase di progettazione sulla base degli interventi adottati per risolvere le problematiche prioritarie.

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
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
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondo valle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

TABELLA 1 – SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

In riferimento alle diverse situazioni tipo, riportate nella suddetta tabella, in grado di determinare gli effetti sismici locali (aree a pericolosità sismica locale – PSL) si effettua l'assegnazione diretta della classe di pericolosità e conseguentemente dei successivi livelli di approfondimento necessari.

All'interno delle aree classificate come scenario Z1 o Z2 non è necessario realizzare l'analisi di 2° livello ma si passa immediatamente all'analisi di 3° livello.

All'interno delle aree classificate come scenario Z3 o Z4, si potrà realizzare (nei casi sotto riportati) l'analisi di 2° livello e, conseguentemente ai suoi risultati, si potrà realizzare (dove necessario) l'analisi di 3° livello in fase progettuale.

Lungo le aree classificate come scenario Z5 non è necessaria la valutazione quantitativa a livelli di approfondimento maggiore in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzione a cavallo dei due litotipi; in fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo.

Il secondo livello è obbligatorio in fase pianificatoria:

consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta di pericolosità sismica locale, che fornisce 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). Per queste aree si dovrà procedere alle indagini ed agli approfondimenti di 3° livello o, in alternativa, utilizzare 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.

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.

Per i Comuni ricadenti in zona sismica 4 tale livello deve essere applicato, negli scenari PSL Z3 e Z4, nel caso di costruzione di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

Per le aree a pericolosità sismica locale caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1 e Z2 della Tabella 1 dell'Allegato 5) non è prevista l'applicazione degli studi di 2° livello, ma il passaggio diretto a quelli di 3° livello, come specificato al punto successivo.

Non è necessaria la valutazione quantitativa al 3° livello di approfondimento dello scenario inerente le zone di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse (zone Z5), in quanto tale scenario esclude la possibilità di costruzioni a cavallo dei due litotipi. In fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo. Nell'impossibilità di ottenere tale condizione, si dovranno prevedere opportuni accorgimenti progettuali atti a garantire la sicurezza dell'edificio.

Il terzo livello è obbligatorio in fase progettuale:

Consiste nella definizione degli effetti di amplificazioni tramite indagini e analisi più approfondite. Al fine di poter effettuare le analisi di 3° livello la Regione Lombardia ha predisposto due banche dati, rese disponibili sul Geoportale della Regione Lombardia, il cui utilizzo è dettagliato nell'allegato 5.

Tale livello si applica in fase progettuale nei seguenti casi:

- quando, a seguito dell'applicazione del 2° livello, si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale all'interno degli scenari PSL caratterizzati da effetti di amplificazioni morfologiche e litologiche (zone Z3 e Z4 della Tabella 1 dell'Allegato 5);
- in presenza di aree caratterizzate da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione (zone Z1 e Z2), nelle zone sismiche 2 e 3 per tutte le tipologie di edifici, mentre in zona sismica 4 nel caso di costruzioni di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003, ferma restando la facoltà dei Comuni di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

5 INDAGINE SISMICA

5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase.

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

- calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
- calcolo della curva di dispersione apparente numerica
- individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro Vs30, che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 22 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.



Ubicazione stendimento sismico

Sono stati utilizzati 24 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 4.5 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey", Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).



Vista dello stendimento MASW effettuato

5.3 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico.

La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,30}$).

Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

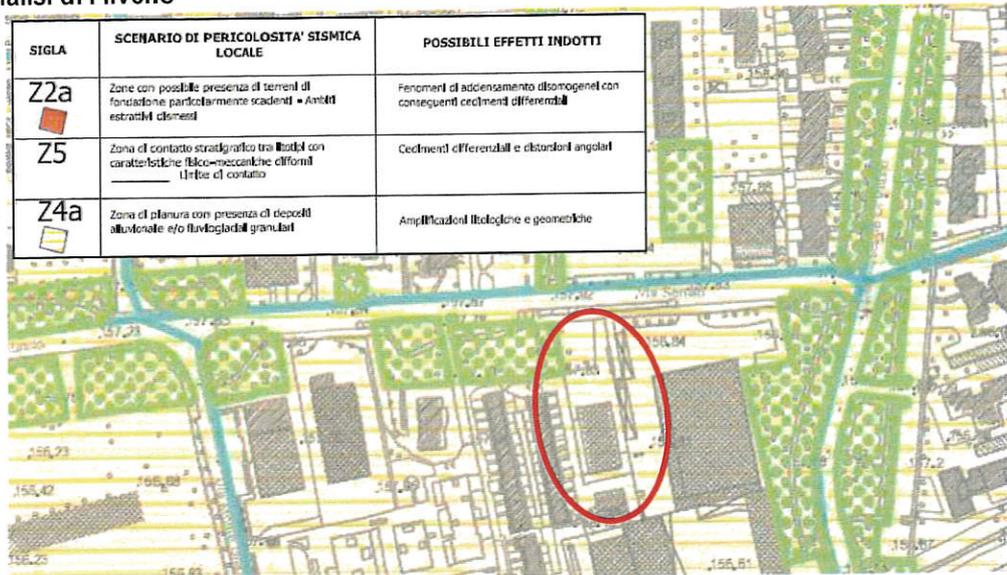
Il valore del parametro $V_{s,30}$, necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,30} = 336 \text{ m/s}$$

Il valore di $V_{s,30}$ così ricavato consente di classificare l'area in esame nella *categoria di sottosuolo C*, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella *categoria topografica T1*.

6 ANALISI RISCHIO SISMICO

6.1 Analisi di I livello



Carta della Pericolosità Sismica Locale allegata al PGT

Secondo la Carta di PSL allegata al PGT vigente, l'area in esame è classificata come Z4a – Zona di pianura con presenza di depositi alluvionale e/o fluvio-glaciali granulari.

L'area in esame ricade in zona sismica 4, nello scenario PSL Z4a pertanto non è obbligatorio realizzare l'analisi di secondo livello.

7 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. L'indagine è stata eseguita con penetrometro superpesante tipo Meardi AGI avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73	kg
altezza di caduta	75	cm
angolo al vertice della punta conica	60	°
diametro del cono	50.8	mm
peso delle aste	4.6	kg/ml



Penetrometro utilizzato

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata. La distribuzione dei punti di prova, disposti esternamente allo scavo eseguito per l'intervento di bonifica effettuato, garantisce comunque una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area in esame.

Le prove sono state interrotte alla profondità di 11.1 m da p.c. poiché i dati raccolti sono ritenuti sufficienti per il tipo di intervento in progetto.

8 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, possono essere riconosciute le seguenti litozone:

- LITAZONA A: grado di addensamento medio-basso e caratteristiche geotecniche mediamente scarse ($N_{SCPT} < 10$)
- LITAZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a ottime ($N_{SCPT} > 10$)

Il terreno è stato suddiviso in litozone in base ai parametri geotecnici medi degli orizzonti attraversati dalle verticali penetrometriche.

S.C.P.T. 1

Litozona	Profondità da p.c. attuale (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	$\gamma(T/m^3)$	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 3.3	4 – 5	7 – 8	1.70	27 – 28	115 – 195	10.5 – 13.0 x 10 ³
B	3.3 – 5.4	10 – 13	17 – 23	1.80 – 1.85	32 – 33.5	320 – 360	33.0 – 44.0 x 10 ³
A	5.4 – 6.6	8	14	1.80	30.5	270	24.0 x 10 ³
B	6.6 – 11.1	10 – 13	17 – 23	1.80 – 1.85	32 – 33.5	320 – 360	33.0 – 44.0 x 10 ³

S.C.P.T. 2

Litozona	Profondità da p.c. attuale (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	$\gamma(T/m^3)$	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 2.4	4 – 5	7 – 8	1.70	27 – 28	115 – 195	10.5 – 13.0 x 10 ³
B	2.4 – 4.8	10 – 12	17 – 21	1.80 – 1.85	32 – 33	320 – 345	33.0 – 41.5 x 10 ³
A	4.8 – 9.3	5 – 8	8 – 14	1.70 – 1.80	28 – 30.5	195 – 270	10.5 – 24.0 x 10 ³
B	9.3 – 11.1	10 – 13	17 – 23	1.80 – 1.85	32 – 33.5	320 – 360	33.0 – 44.0 x 10 ³

S.C.P.T. 3

Litozona	Profondità da p.c. attuale (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	$\gamma(T/m^3)$	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 3.0	1 – 3	2 – 5	1.60 – 1.70	24 – 26.5	10 – 75	4.0 – 8.5 x 10 ³
B	3.3 – 4.8	10 – 12	17 – 21	1.80 – 1.85	32 – 33	320 – 345	33.0 – 41.5 x 10 ³
A	5.4 – 7.8	5 – 8	8 – 14	1.70 – 1.80	28 – 30.5	195 – 270	10.5 – 24.0 x 10 ³
B	7.8 – 11.1	10 – 13	17 – 23	1.80 – 1.85	32 – 33.5	320 – 360	33.0 – 44.0 x 10 ³

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m³)

Φ = angolo di attrito del terreno (°)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm²

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m³

Le indagini eseguite evidenziano la presenza, alla quota di fondazione dell'edificio in progetto, circa 3.6/3.9 m da p.c., di un terreno caratterizzato da medio-buone caratteristiche geotecniche e da buon grado di addensamento. Al di sotto si osserva un lieve peggioramento dello stato di addensamento dei terreni

attraversati, fino alla massima profondità di 9.3 m, e la presenza di sedimenti ascrivibili alla Litozona A. Inferiormente si registra un nuovo miglioramento delle caratteristiche geotecniche che si attestano su valori medio-buoni: tali condizioni persistono fino alla massima profondità indagata (11.1 m da p.c.).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza antincendio: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme - in base a specifiche indagini. Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

8.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_R F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

A rappresenta le azioni

M rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)

R rappresenta la resistenza globale del terreno.

Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0,95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

\bar{x} (**con barra**), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità $u = 95\%$

s è la deviazione standard del campione

n è il numero di dati

Essendo l'area posta in una zona ribassata rispetto alla quota 0.0 di progetto, si prevede che la quota di imposta delle fondazioni sarà posta ad una quota di circa 2.2 – 2.4 metri rispetto alla quota di inizio delle prove penetrometriche.

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m)	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Trave Rovescia	1.6/1.8	3.6/3.9	30	29.5	1.75	1.75

dove

Φ_m e γ_m rappresentano i valori medi

Φ_k e γ_k i valori caratteristici.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi *Tabella 6.2.II* - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m)	Φ_d (°)	Φ_k (°)	γ_d (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Trave Rovescia	1.6/1.8	3.6/3.9	29.5	29	1.75	1.75

dove

Φ_d e γ_d rappresentano i valori di progetto.

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\Phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

$S_c S_q S_\gamma$ sono fattori di forma

$d_c d_q d_\gamma$ sono fattori di profondità

$N_c N_q N_\gamma$ sono fattori di portata

Nel caso in esame il valore della coesione c è uguale a zero, in quanto si tratta di un terreno a comportamento prevalentemente frizionale, per cui l'espressione della capacità portante si riduce a:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Si è valutata sia l'ipotesi di fondazione a trave rovescia ipotizzando una larghezza media pari 1.80 metri sia una fondazione a platea.

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella di seguito riportata

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

si ottiene un valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d pari a

Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Profondità fondazione (m)	R_d (kg/cm ²)
Trave Rovescia	1.6/1.8	3.6/3.9	1.60

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

8.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_{i-esimo} = azioni permanenti

P = precompressione

Q = azioni variabili

Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbidge.

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{vo} B^{0.7} l_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} l_c]$$

dove:

f_s f_h f_t sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

B è la larghezza delle fondazioni

I_c è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)

q' è la pressione efficace lo Rda (kPa)

σ_{vo} è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando il valore della pressione limite ricavato con il fattore di sicurezza $\gamma_R = 2.3$ previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati e non compatibili con le strutture in progetto.

Le caratteristiche dei terreni presenti permettono pertanto di adottare un valore di pressione di esercizio P_E non superiore a 1.50 kg/cm^2 , con il quale si ottengono cedimenti immediati inferiori a 20 mm e totali prossimi a 30 mm.

9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione delle sabbie è il comportamento dei suoli sabbiosi che, a causa di un aumento della pressione interstiziale, passano improvvisamente da uno stato solido ad un fluido, o con la consistenza di un liquido pesante.

La liquefazione avviene più frequentemente in depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante la fase di carico, le sollecitazioni indotte nel terreno, quali possono essere quelle derivanti da un evento sismico, possono causare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la tensione soprastante. Viene così annullata la resistenza al taglio del terreno secondo il principio delle pressioni efficaci di Terzaghi, e si assiste così a un fenomeno di fluidificazione del suolo.

Secondo il D.M. 17/01/2018 (articolo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione") è possibile non effettuare la verifica alla liquefazione quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

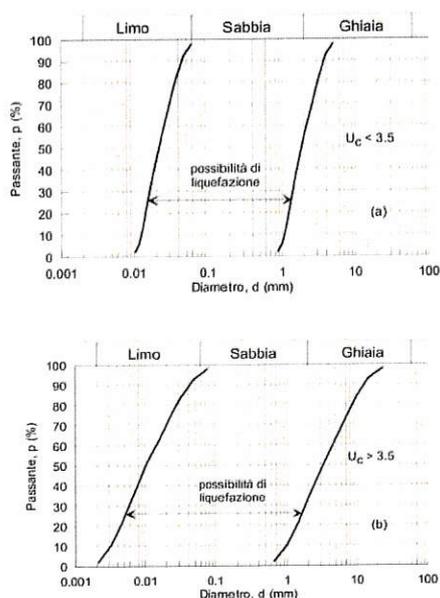


Figura 7.11.1 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultano minori di 0,1g; il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

10 CONCLUSIONI

L'area in esame sita in via Senato nel comune di Arese (MI) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di depositi fluvioglaciali appartenenti alla glaciazione wurmiana, caratterizzati da depositi alluvionali derivanti dagli scaricatori glaciali, connessi con l'ultima fase glaciale quaternaria, quindi con clasti poligenici, arrotondati, eteromorfi.

Nell'area in esame è prevista la realizzazione di un nuovo edificio residenziale, con dimensioni pari a circa 36.9 x 12.0 m, dato da un piano interrato, 4 piani fuori-terra più un piano sottotetto.

Nel mese di aprile 2018 è stata condotta un'analisi dell'area con esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.). A completamento della caratterizzazione è stata realizzata una indagine sismica tipo MASW.

I calcoli effettuati hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette isolate del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità di circa 3.30-3.60 m rispetto alla quota del piano campagna di riferimento.

Secondo i dati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda) della Provincia di Milano la soggiacenza media della falda nell'area indagata si attesta ad una profondità compresa tra 15 e 20 m dal p.c..

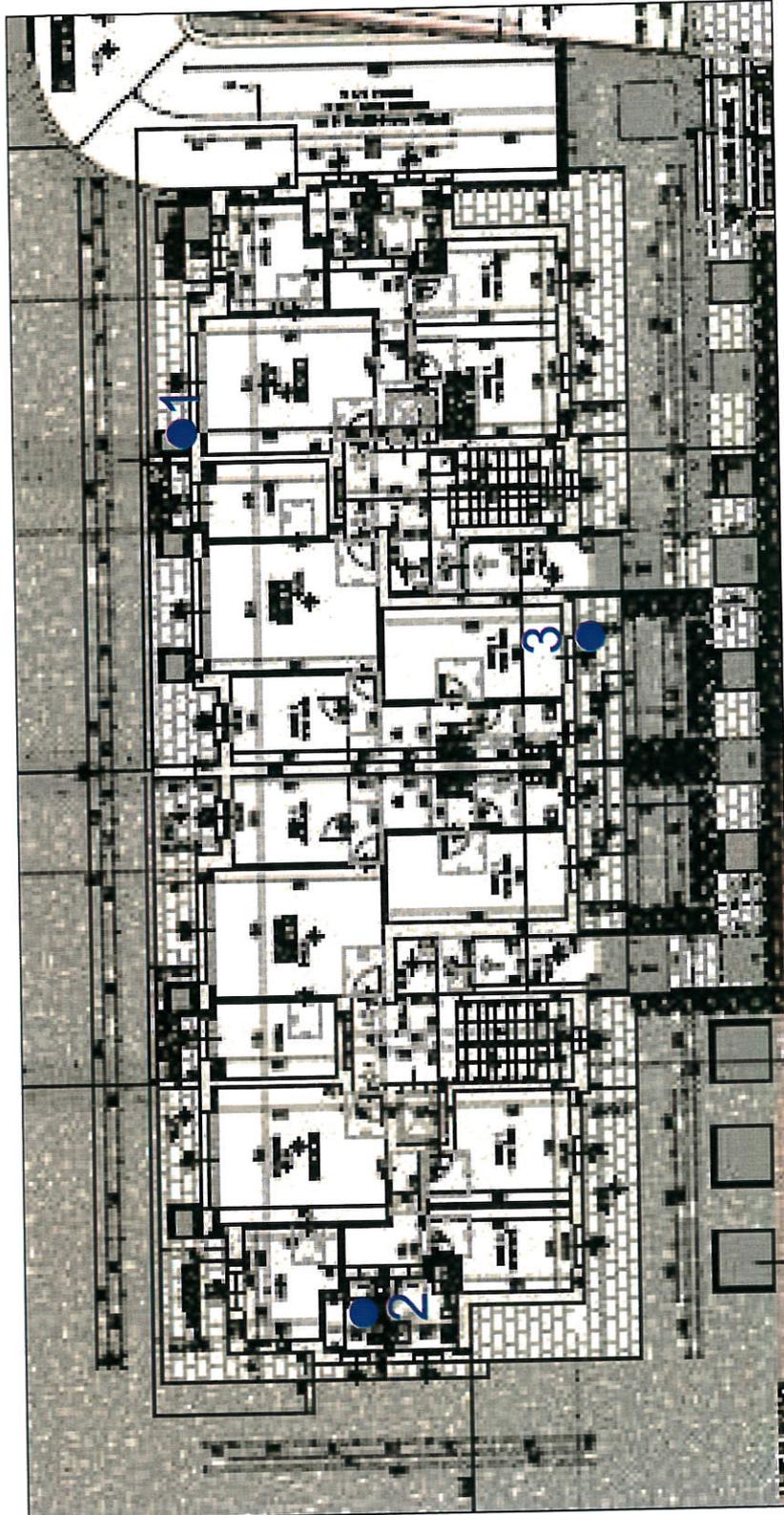
La presenza di letti e orizzonti poco permeabili che si alternano ad altri con permeabilità maggiore, favorisce l'instaurarsi di una serie di modeste falde superficiali sospese, anche ipodermiche, a carattere prettamente temporaneo, legate agli eventi meteorici più intensi. A conferma di quanto sopra riportato, durante le indagini sono state eseguite 4 trincee esplorative che hanno messo in luce la presenza di una piccola falda superficiale sospesa ad una profondità di circa 3.0/3.5 m da piano stradale di via Senato.

Durante lo scavo in presenza di forti precipitazioni tale falda potrebbe quindi interferire con la realizzazione dell'opera in progetto. Si dovrà quindi eseguire un accurato intervento di impermeabilizzazione del piano interrato al fine di preservarne la salubrità. Se necessario si dovranno inoltre prevedere opere di aggotamento per deprimere la faldina superficiale eventualmente presente.

Il tecnico incaricato

Dott. Geol. Riccardo Cortiana

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



● S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

COMMITTENTE: SERENA R.E. srl

CANTIERE: Arese (MI) - via Senato, 8

DATA: Apr. '18

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **SERENA R.E. srl**

CANTIERE: Arese (MI) - via Senato 8

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna

DATA: aprile-18

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	Profondità (m)
0.3	49	31	5		0.3
0.6	16	2	1		0.6
0.9	3	3	1		0.9
1.2	6	7	2		1.2
1.5	5	5	1		1.5
1.8	4	2	1		1.8
2.1	5	4	2		2.1
2.4	7	7	3		2.4
2.7	10	10	3		2.7
3.0	7	9	7		3.0
3.3	5	10	11		3.3
3.6	9	12	12		3.6
3.9	14	9	9		3.9
4.2	15	12	10		4.2
4.5	12	12	9		4.5
4.8	14	11	11		4.8
5.1	17	6	5		5.1
5.4	11	5	5		5.4
5.7	8	5	5		5.7
6.0	7	5	5		6.0
6.3	8	8	5		6.3
6.6	8	7	6		6.6
6.9	10	6	6		6.9
7.2	10	8	8		7.2
7.5	10	8	7		7.5
7.8	10	8	8		7.8
8.1	11	8	10		8.1
8.4	14	8	8		8.4
8.7	13	6	10		8.7
9.0	12	7	10		9.0
9.3	15	8	10		9.3
9.6	11	10	10		9.6
9.9	12	11	10		9.9
10.2	13	10	12		10.2
10.5	12	12	11		10.5
10.8	14	11	10		10.8
11.1	14	14	13		11.1
11.4					11.4
11.7					11.7
12.0					12.0

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

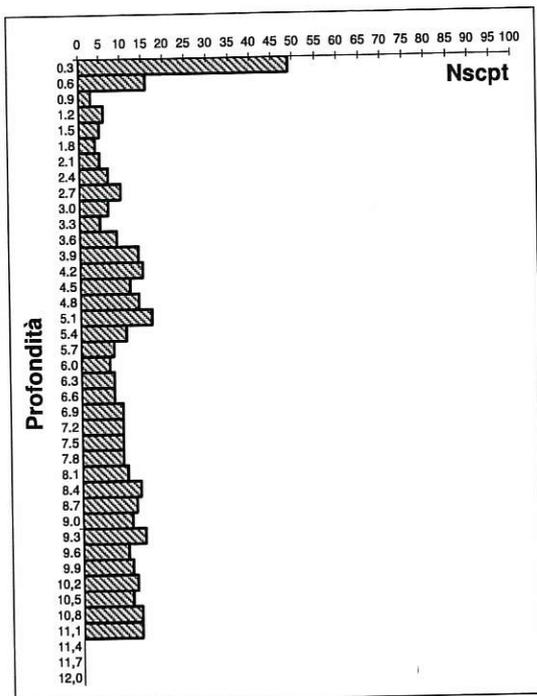
(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

LOCALITA': Arese (MI) - via Senato 8

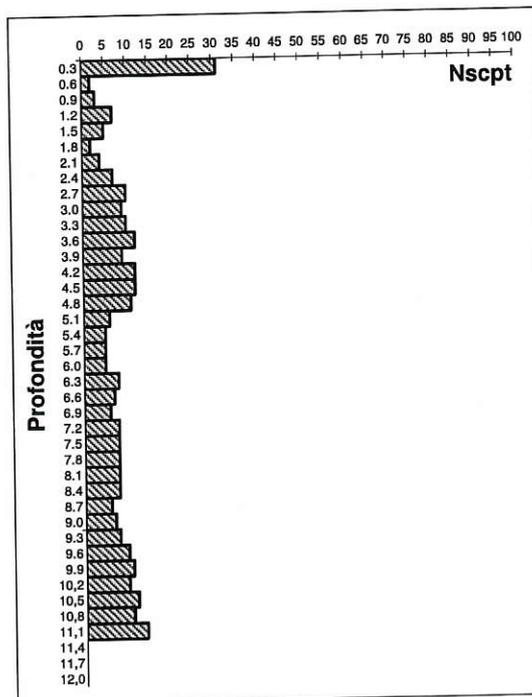
COMMITTENTE: SERENA R.E. srl

DATA: apr-18

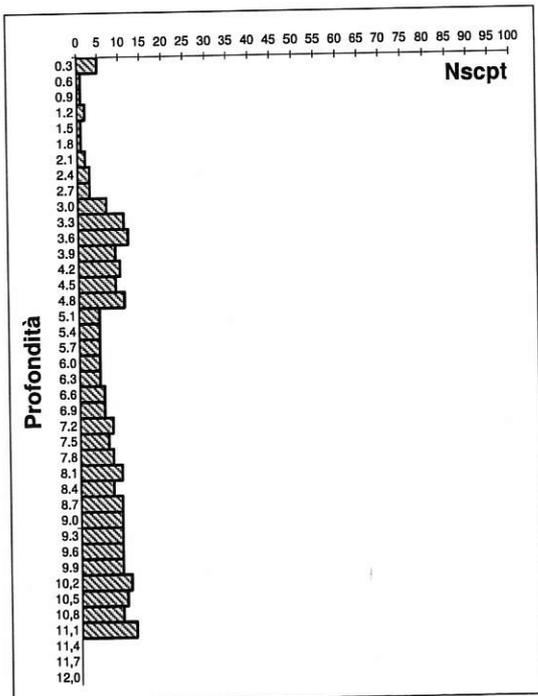
S.C.P.T. 1



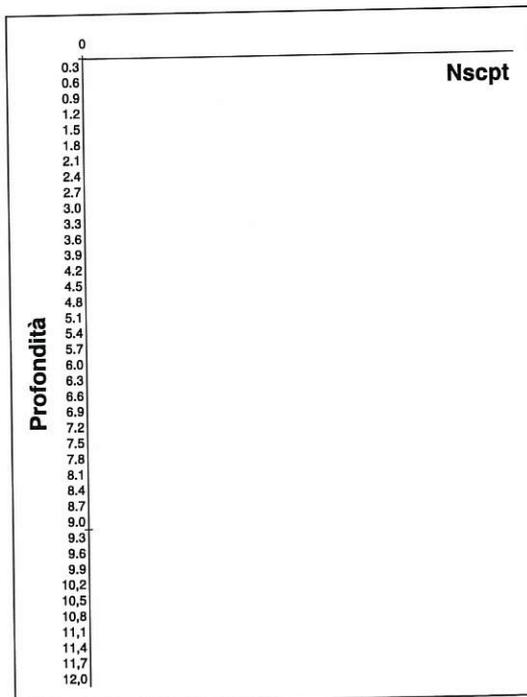
S.C.P.T. 2



S.C.P.T. 3

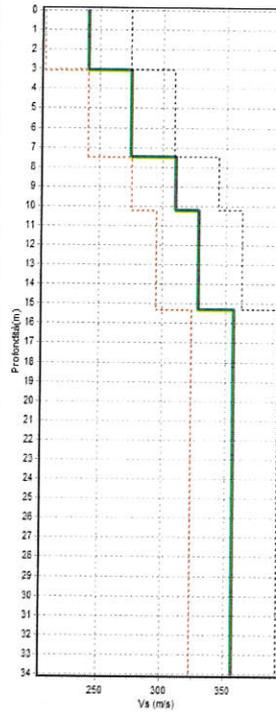


S.C.P.T. 4

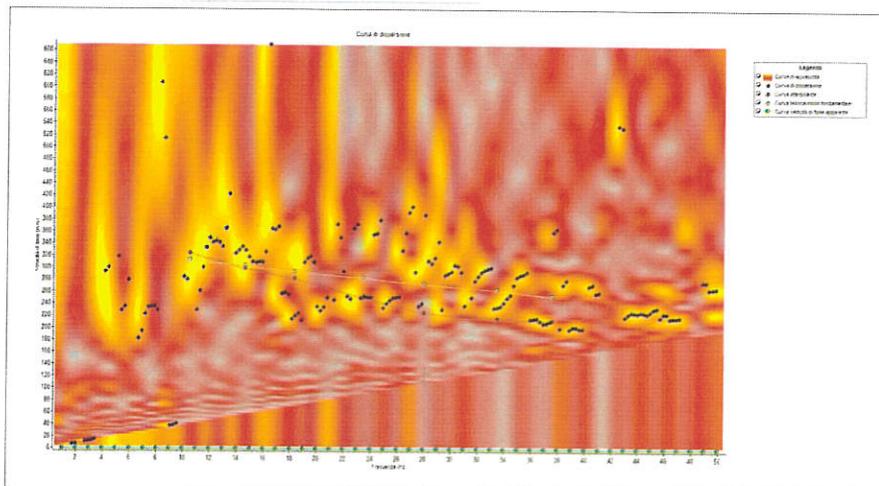
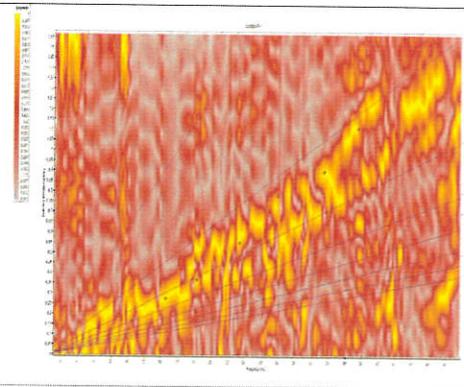
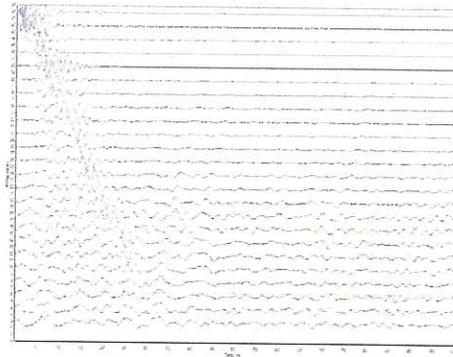


INDAGINE SISMICA MASW

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	3,06	241,0
2	7,48	275,0
3	10,2	310,0
4	15,3	329,0
5	34,0	357,0



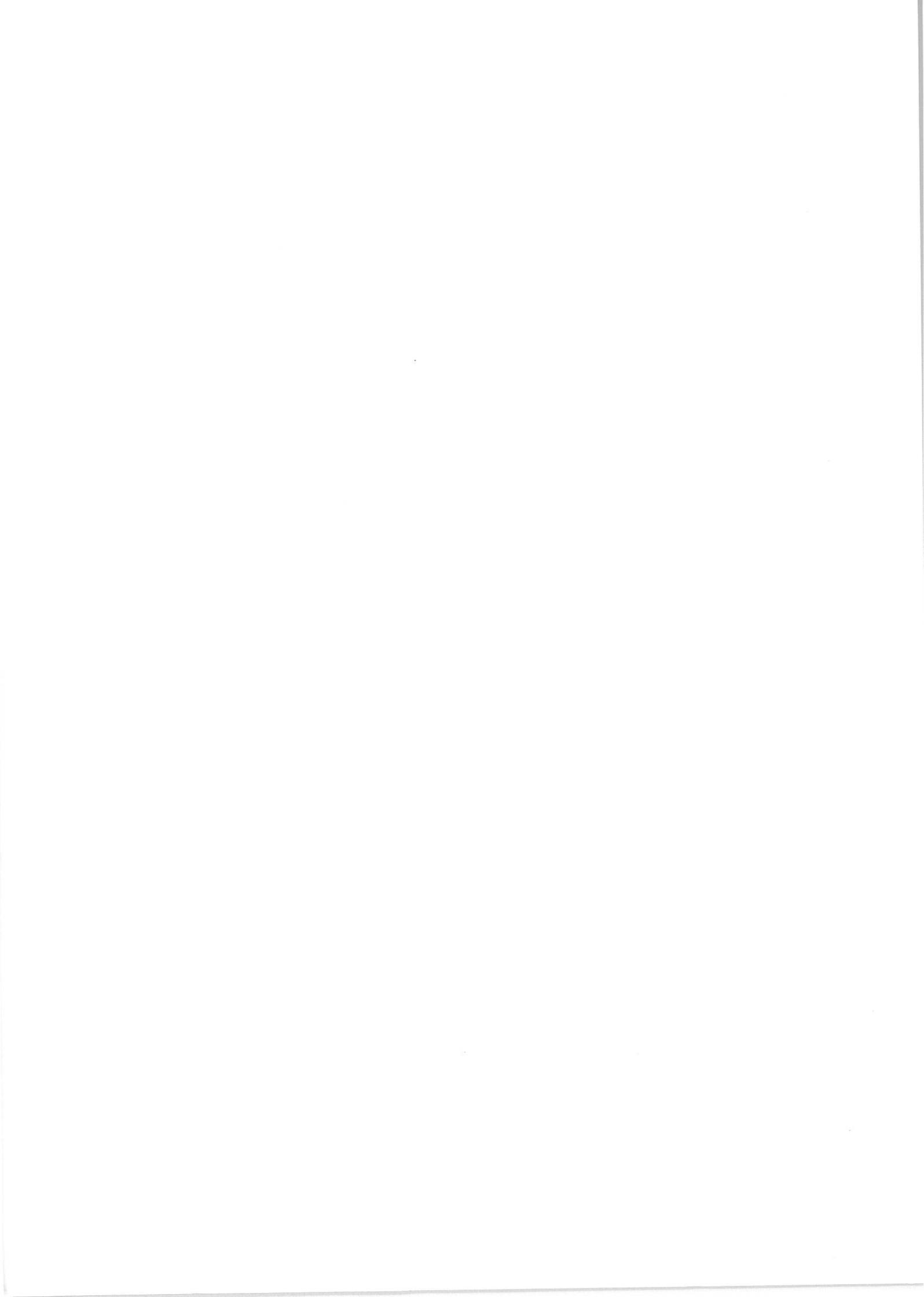
Vs media
 Vs min
 Vs max
 Classe sito: C- Vs30 (m/s)= 336



COMMITTENTE: SERENA R.E. srl

CANTIERE: Arese (MI) - via Senato

DATA: Apr. '18



SERENA R.E. S.R.L.

Via Dante 45 20851 Lissone (MB)

NUOVA PALAZZINA RESIDENZIALE CON PARCHEGGIO ED AREA PRIVATA AD USO PUBBLICO IN VIA SENATO n°8 IN COMUNE DI ARESE (MI)

RETI DI SCARICO ACQUE METEORICHE DEL PARCHEGGIO E DELLE COPERTURE

RICHIESTA PERMESSO DI COSTRUIRE

A		RELAZIONE	
aggiornamenti		classificazione	
n.	data	23A18CON	
		scala	
		-	
		data	
		Maggio 2018	

Progettista: DOTT. ING. MARCO MANNUCCI BENINCASA
Collaboratori: DOTT. ING. ELENA BAI
Grafica: GEOM. GABRIELE NAVA

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA
ING. SERGIO BAVAGNOLI - ING. MARCO MANNUCCI BENINCASA
VIA SONDRIO, 55 - 20835 MUGGIO' (MB) - TEL. 039 2785540 - FAX 039 2144493 - E-mail: studio@bmbingegneria.net



INDICE

1. PREMESSE	2
2. OPERE IN PROGETTO	4
3. ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE.....	6
4. CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA DEI BACINI DI DRENAGGIO	7
5. METODO DI CALCOLO DELLE PORTATE	8
6. CALCOLO DELLE SEZIONI DEI CONDOTTI.....	9
7. CALCOLI IDRAULICI DELLE TUBAZIONI	10
8. DISOLEATORE.....	19
9. SISTEMA DI DISPERSIONE.....	21
10. VERIFICA STATICA DELLA RETE DEL PARCHEGGIO	26

1. PREMESSE

In seguito alla presentazione della Pratica Edilizia n°139/2013 del 13/05/2016, prot. n° 12034 da parte della Sig.ra Testa Maria Albina per la "Realizzazione di una nuova palazzina residenziale con parcheggio ed area verde privata ad uso pubblico" in Via Senato 8, prima del rilascio del Permesso di Costruire e della sottoscrizione della Convenzione Urbanistica, il Comune di Arese ha richiesto la redazione della relazione idraulica di dimensionamento del sistema di smaltimento delle acque meteoriche alla luce dei contenuti del Regolamento Regionale n°7 del 23/11/2017 "Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n°12 (Legge per il governo del territorio)" e della Legge Regionale n°4 del 15/03/2016.

La società SERENA R.E. srl., che ha acquistato l'area in data 28.03.2018 e che pertanto sarà il soggetto attuatore dell'intervento in oggetto, ha incaricato lo Studio Associato di Ingegneria – Ing. Sergio Bavagnoli – Ing. Marco Mannucci Benincasa della progettazione delle reti di scarico delle acque meteoriche del parcheggio privato ad uso pubblico e delle coperture dell'edificio.

Ai sensi dell'art.17, comma 3 del Regolamento Regionale n°7 del 23/11/2017, l'intervento oggetto del presente studio non è soggetto all'obbligo di applicazione del rispetto dell'invarianza idraulica ed idrologica in quanto la domanda di Permesso di Costruire è stata presentata prima della data corrispondente al decorso dei sei mesi successivi alla pubblicazione del Regolamento sul BURL (27/05/2018).

Nel mese di aprile 2018 la società Geotecno srl ha eseguito un'indagine idrogeologica per verificare la permeabilità dei terreni.

Si riporta di seguito un estratto dell'elaborato "Resoconto indagine idrogeologica per la realizzazione di un nuovo edificio residenziale ed area verde privata ad uso pubblico nel Comune di Arese (MI)" da cui si evince l'impossibilità di realizzare dei pozzi perdenti per lo smaltimento delle acque meteoriche.

"Nell'area in oggetto sono state eseguite cinque trincee esplorative al fine di effettuare la prova di infiltrazione e valutare la permeabilità del terreno negli orizzonti interessati dalla dispersione delle acque meteoriche provenienti dalle superfici impermeabili delle nuove strutture in progetto.

L'esecuzione delle trincee, che sono state spinte fino alla profondità di poco superiore a 2.00 m dal piano ribassato di circa 1.50 m dal piano di riferimento, ha consentito la ricostruzione del profilo stratigrafico del terreno in esame:

- 0.0 – 1.8 m limoso sabbioso con rara ghiaia;
- 1.8 – 2.0 m sabbia e ghiaia in abbondante matrice limosa.

Le trincee esplorative sono state eseguite con un escavatore e sono state spinte fino ad una profondità di poco superiore a 2 m da p.c.. Da notare che alla profondità di 2 m da inizio scavo (ovvero a circa 3.5 m da

piano campagna originario) in tutte le trincee eseguite era presente acqua legata probabilmente alla presenza una falda sospesa (la falda vera e propria è secondo la bibliografia a oltre 10 m di profondità).

Si è quindi deciso di eseguire una prova di permeabilità nell'orizzonte superiore a circa 1.2-1.3 m di profondità.

Sulla base dei dati ottenuti dalle prove eseguite nei pozzetti predisposti, si ottiene il seguente valore del coefficiente di permeabilità K : $2,15 \times 10^{-6}$ m/s, valore che possiamo considerare come valore del terreno esaminato alla profondità di 2.70/2.80 m, corrispondenti a sabbia fine limosa, sabbia e argilla.

Dall'indagine effettuata si ricava quindi che la permeabilità degli orizzonti superficiali è molto modesta. Inoltre la presenza di una tavola d'acqua a profondità ridotta (circa 3.50 m da p.c.) rende di fatto non realizzabili elementi disperdenti che vadano a scaricare le acque chiare in tali orizzonti".

E' stato pertanto richiesto al Gestore del Servizio Idrico Integrato Gruppo Cap la possibilità di scaricare in pubblica fognatura le acque meteoriche dell'intervento e in data 02.05.2018 il Responsabile dell'ufficio "Gestione Fognatura e Vasche Volano" ha inviato una comunicazione (in allegato) indicando che data l'impossibilità dello smaltimento delle acque meteoriche negli strati del suolo e sottosuolo si applica quanto previsto all'art. 57 comma 8 dal "Regolamento del Servizio Idrico Integrato":

"Ove sia vietato da disposizioni in materia di tutela delle risorse idriche ovvero laddove risulti tecnicamente impossibile provvedere allo smaltimento delle acque meteoriche tramite dispersione locale, il Gestore, in deroga al divieto di cui sopra, potrà autorizzare lo scarico in rete fognaria pubblica entro il limite massimo di 20 l/s per ettaro di superficie scolante drenata."

E' necessario quindi prevedere una sistema di accumulo con pompaggio che ne consenta la regolazione/svuotamento convogliando la portata affluente alla rete fognaria comunale.

Al fine di valutare la quota di allaccio alla pubblica fognatura è stato richiesto l'accesso al "webGIS Acque di Lombardia) e pertanto è stato possibile reperire i dati relativi alla fognatura comunale esistente in Via Senato (in allegato stralcio planimetrico e monografie camerette)

2. OPERE IN PROGETTO

Il presente progetto prevede la realizzazione delle reti fognarie per lo smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sul parcheggio privato ad uso pubblico proveniente dalle coperture dell'edificio da realizzare in Via Senato in Comune di Arese.

RETE PARCHEGGIO

(vd. all 1 – Planimetria parcheggio)

Per la rete a servizio del parcheggio privato ad uso pubblico dovrà essere presentata al Gestore del Servizio Idrico Integrato Gruppo Cap – Ufficio Pareri e Collaudi la “Richiesta di parere tecnico preventivo per la realizzazione di opere fognarie esterne da parte di privati” e pertanto nella progettazione del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche si è tenuto conto delle prescrizioni riportate nella “Check list di asseverazione dei contenuti del progetto” fornita dall'Ente Gestore.

Il sistema di raccolta delle acque meteoriche è costituito da una rete di condotti in PVC SN 8 De 200/315 mm posati con sottofondo e rinfiacco in sabbia con pendenza 5 m/km con recapito nel sistema di accumulo previo passaggio in un pozzetto campionario.

La raccolta delle acque ricadenti sulle superfici pavimentate avverrà tramite caditoie stradali prefabbricate monoblocco in calcestruzzo con sifone incorporato e griglie in ghisa sferoidale classe D400 e bocche lupaiie con griglie e chiusino in ghisa sferoidale classe D400; le camerette di ispezione saranno realizzate con elementi prefabbricati in calcestruzzo a base quadrata dim. int. 100x100 cm con chiusino in ghisa sferoidale classe C250 (posate in area verde).

In conformità al Regolamento Regionale 24 marzo 2006 – n°4 “Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52, comma 1, lett. a) della L.R. n°12-12-2006 n°26”, per l'intervento in questione non è necessario prevedere la separazione delle acque di prima pioggia a monte del sistema di dispersione. È comunque stato previsto un trattamento di disoleatura delle acque di prima pioggia per il rispetto dei limiti allo scarico di oli minerali ed idrocarburi ai sensi del D.Lgs. n°152/2006.

RETI COPERTURE

(vd. all 2 – Planimetria coperture)

Il sistema di raccolta delle acque meteoriche è costituito da n°3 reti distinte (rete corsello piano interrato, rete coperture, rete aree verdi impermeabili) con recapito nel sistema di accumulo.

La raccolta acque del piano interrato avverrà tramite pozzetti in calcestruzzo con griglia (intercapedini lato ovest), canaline in calcestruzzo vibrocompresso con griglia in ghisa (corsello box) e canale in calcestruzzo con griglia in ghisa sferoidale classe D400; le camerette di ispezione saranno realizzate con elementi prefabbricati in calcestruzzo a base quadrata dim. int. 60x60 cm con chiusino in ghisa sferoidale classe D400. Le acque verranno recapitate, tramite una stazione di sollevamento, in un disoleatore posato al piano terra e, previo passaggio in un pozzetto campionario, convogliate al sistema di accumulo.

La rete di raccolta delle acque dei giardini sarà realizzata mediante tubazioni in Pead corrugato esternamente e liscio internamente, fessurato De 200 mm, con sottofondo e rinfianco in spezzato/ghiaietto di granulometria 3-5 mm (separazione dal terreno vegetale mediante tessuto non tessuto) e pozzetti in calcestruzzo dim. 40x40 cm con chiusino in ghisa sferoidale Classe C250.

Le acque dei pluviali saranno convogliate al sistema di accumulo mediante una rete in PVC De 200/250 mm con sottofondo e rinfianco in sabbia (tratti posati sotto terra), pozzetti sifonati dim. 30x30 con chiusini in ghisa e camerette di ispezione di dim. 60x60 cm con chiusino in ghisa sferoidale Classe C250.

3. ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE

Una delle ipotesi fondamentali che sta alla base del dimensionamento di opere soggette ad eventi idrologici, è che le portate massime e le onde di piena critiche, aventi un certo tempo di ritorno T , siano originate da una precipitazione con lo stesso tempo di ritorno.

Partendo da questa ipotesi è necessario determinare la curva di possibilità climatica, ovvero l'espressione che, per un pre-assegnato tempo di ritorno T , fornisce, per ogni durata di pioggia, la massima altezza di precipitazione che può verificarsi e che viene superata una volta ogni T anni.

A tale proposito si fa generalmente riferimento ad un'espressione algebrica monomia del tipo:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui h è l'altezza di pioggia espressa in millimetri, t è la corrispondente durata in ore, a ed n sono due coefficienti che definiscono la curva risultante.

Come indicato nell'allegato G punto 1 del Regolamento Regionale n°7 del 23/11/2017, il sito "<http://idro.arpalombardia.it/pmapper4.0/map.phtml>" di ARPA Lombardia fornisce i parametri della curva di possibilità pluviometrica valida per ogni località della Lombardia espressa nella forma:

$$h = a_1 \cdot w_T \cdot D^n$$

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

in cui h è l'altezza di pioggia, D è la durata, a_1 è il coefficiente pluviometrico orario, w_T è il coefficiente probabilistico legato al tempo di ritorno T , n è l'esponente della curva (parametro di scala), α , ε , k sono i parametri delle leggi probabilistiche GEV adottate.

Poiché tali parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica riportati da ARPA Lombardia si riferiscono generalmente a durate di pioggia maggiori dell'ora, per le durate inferiori all'ora si possono utilizzare, in carenza di dati specifici, tutti i parametri indicati da ARPA tranne il parametro n per il quale si indica il valore $n = 0,5$ in aderenza agli standard suggeriti dalla letteratura tecnica idrologica.

Per l'area in oggetto con tempo di ritorno **T=10** anni risulta:

$$h = 46,68 t^{0,5} \quad \text{con } t < 1 \text{ ora}$$

$$h = 46,68 t^{0,312} \quad \text{con } t > 1 \text{ ora}$$

4. CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA DEI BACINI DI DRENAGGIO

Non tutto il volume di pioggia che ricade su una certa area affluisce alla rete drenante. Una parte di esso si perde per effetto di una serie di fenomeni idrologici (evaporazione, infiltrazione nel terreno, formazione sul bacino di un velo idrico, immagazzinamento in avvallamenti superficiali) prima di arrivare alla rete di drenaggio.

Per il dimensionamento di quest'ultima sarà quindi rilevante solo la restante parte di pioggia, cioè la cosiddetta pioggia netta o efficace. Tale pioggia può essere valutata attraverso il coefficiente di assorbimento φ che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale cioè la frazione di acqua meteorica che scorre fino alla sezione di chiusura del bacino senza infiltrarsi nel terreno. Questo coefficiente varia in funzione dell'intensità della durata della pioggia, ma nella pratica progettuale generalmente viene considerato costante.

Nel caso in cui un bacino è composto da zone con diverse destinazioni d'uso, il coefficiente di assorbimento complessivo deve essere calcolato come media pesata, in funzione delle diverse aree, dei coefficienti di assorbimento di ogni zona attraverso la relazione:

$$\varphi = \frac{\sum_i S_i \cdot \varphi_i}{\sum_i S_i}$$

Come indicato dall'art. 11, comma 2, lettera d, punto 2 del Regolamento Regionale n°7/2017, per il calcolo della superficie scolante impermeabile posso essere adottati i valori standard dei coefficienti di deflusso indicati al punto 1 della stessa lettera d; nel nostro caso viene individuata un unico valore:

- **1** per tutte le sotto-aree interessate da tetti, coperture, tetti verdi e giardini pensili sovrapposti a solette comunque costituite e pavimentazioni continue quali strade, vialetti, parcheggi.

5. METODO DI CALCOLO DELLE PORTATE

Per la determinazione, attraverso un modello afflussi-deflussi, della massima portata al colmo che si verifica all'uscita delle reti di drenaggio di un bacino idrografico, corrispondente ad un tempo di ritorno prefissato, è necessario costruire uno ietogramma teorico di progetto a partire dalle curve di possibilità pluviometrica.

La forma utilizzata nel presente studio e largamente diffusa in letteratura è lo ietogramma Chicago. Lo ietogramma Chicago presenta un picco di intensità massima i_{max} ed ha il vantaggio di essere poco sensibile alla variazione della durata di base. Infatti la parte centrale dello ietogramma rimane la stessa per durate progressivamente maggiori, aggiungendosi solo due "code" all'inizio e alla fine dell'evento. Inoltre esso contiene in sé, proprio per il modo con cui è costruito, le piogge critiche per tutte le durate parziali minori della durata complessiva; lo stesso ietogramma pertanto può essere utilizzato come ietogramma di progetto per tutti i sottobacini di un medesimo bacino, senza la necessità di ricerca delle durate critiche di ognuno di essi, purché la durata complessiva dello ietogramma sia sicuramente maggiore del tempo di corrivazione del bacino totale ("Sistemi di fognature e drenaggio" di A. Paoletti).

Il calcolo delle portate critiche può essere effettuato in base alla formula razionale applicando il *metodo della corrivazione*:

$$Q_c = S \cdot 2,78 \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_c^{n-1}$$

dove Q_c è la portata critica (l/s), S è l'area del bacino scolante considerato (ha), φ è il coefficiente di afflusso, a e n sono i due coefficienti che definiscono la curva di possibilità climatica, θ_c è la durata critica dell'evento meteorico(ore) pari a:

$$\theta_c = T_e + \frac{T_r}{1,5}$$

dove T_e è il tempo di corrivazione sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio (tempo di ingresso in rete) e T_r è il tempo di corrivazione in quest'ultima.

Il *tempo di corrivazione* del bacino T_0 è il tempo che intercorre tra la caduta della precipitazione su di un bacino ed il passaggio di questa dalla sezione di chiusura del bacino stesso. T_0 è dato da:

$$T_0 = T_e + T_r$$

Il tempo di ingresso in rete è stato posto pari a 5 minuti, mentre il tempo di corrivazione della rete di drenaggio è stato posto pari a L/V_r dove L (m) è il percorso idraulicamente più lungo della rete mentre V_r (m/s) è la velocità della corrente a tubo pieno.

6. CALCOLO DELLE SEZIONI DEI CONDOTTI

Per il calcolo idraulico dei condotti di fognatura si ammette che la portata in essi defluente si muova con moto uniforme.

Questa ipotesi, pur non essendo mai esattamente conforme alle reali condizioni di movimento, viene normalmente accettata per la sua semplicità, anche in conformità delle enormi semplificazioni proprie dello schema di funzionamento idraulico ammesso per la teoria sulla quale poggiano i calcoli di dimensionamento.

La formula più comunemente usata è quella di Chezy:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove Q è la portata in mc/s, A è l'area della sezione bagnata in m², χ è un coefficiente che tiene conto della scabrezza della condotta, R è il raggio idraulico in metri, i è la pendenza di fondo del condotto.

Per il calcolo del coefficiente χ si è adottata l'espressione di Strickler:

$$\chi = k \cdot R^{1/6}$$

con $k = 90$ per le tubazioni in PVC.

7. CALCOLI IDRAULICI DELLE TUBAZIONI

Sulla base delle metodologie indicate nei paragrafi precedenti si riportano nelle tabelle seguenti i calcoli idraulici relativi alle reti di raccolta acque meteoriche da realizzare.

Nella planimetria allegata sono evidenziati i bacini di drenaggio e lo schema delle reti considerate per il calcolo delle portate critiche.

RETE PARCHEGGIO

tratto	sotto bacino	area [ha]	coeff. assorb. [-]	i [m/m]	L [m]	V _r [m/s]	T _r [min]	θ _c [min]	D _i [cm]	D _e [mm]	Q _c [m ³ /s]	Q _c [l/s]	Q _c [m ³ /ora]
tratto C-B	1	0,0155	1,00	0,0050	11,00	1,12	0,16	5,11	29,66	315,00	0,0069	6,89	24,80
tratto B-A	2=2+1	0,0207	1,00	0,0050	7,30	1,12	0,27	5,18	29,66	315,00	0,0091	9,13	32,88
tratto A-S-Z	3=3+2	0,0282	1,00	0,0050	1,00	1,12	0,29	5,19	29,66	315,00	0,0124	12,43	44,75
tratto D-Z	4	0,0051	1,00	0,0050	11,50	0,83	0,23	5,15	18,82	200,00	0,0023	2,26	8,12
tratto Z-VASCA	5=4+3	0,0333	1,00	0,0050	1,00	1,12	0,30	5,20	29,66	315,00	0,0147	14,67	52,80

Tabella 1 – Dati idraulici della RETE PARCHEGGIO acque meteoriche

RETI COPERTURE

tratto	sotto bacino	area [ha]	coeff. assorb. [-]	i [m/m]	L [m]	V _r [m/s]	T _r [min]	θ _c [min]	D _i [cm]	D _e [mm]	Q _c [m ³ /s]	Q _c [l/s]	Q _c [m ³ /ora]
tratto E-F	6	0,0244	1,00	0,0030	37,80	0,64	0,98	5,65	18,82	200,00	0,0103	10,32	37,14
tratto E-SS	7	0,0244	1,00	0,0030	3,10	0,64	1,06	5,71	18,82	200,00	0,0103	10,27	36,96
tratto 6-5	8	0,0043	1,00	0,0020	10,80	0,50	0,36	5,24	17,60	200,00	0,0019	1,89	6,81
tratto 5-4	9=9+8	0,0043	1,00	0,0020	3,50	0,52	0,47	5,31	18,82	200,00	0,0019	1,88	6,76
tratto 4-3	10=10+9	0,0087	1,00	0,0020	8,80	0,50	0,76	5,51	17,60	200,00	0,0037	3,71	13,36
tratto 3-2	11=11+10	0,0087	1,00	0,0020	3,50	0,52	0,87	5,58	18,82	200,00	0,0037	3,69	13,27
tratto 2-1	12=12+11	0,0194	1,00	0,0020	15,70	0,50	1,40	5,93	17,60	200,00	0,0080	8,00	28,81
tratto 1-H	13=13+12	0,0194	1,00	0,0050	3,30	0,83	1,46	5,97	18,82	200,00	0,0080	7,97	28,70
tratto I-H	14	0,0212	1,00	0,0020	31,40	0,51	1,02	5,68	18,20	200,00	0,0089	8,94	32,18
tratto H-L	15=15+14+13	0,0406	1,00	0,0050	4,00	0,81	1,54	6,03	18,20	200,00	0,0166	16,61	59,80
tratto L-Y	16=16+15+7	0,0650	1,00	0,0050	9,00	0,96	1,70	6,13	23,54	250,00	0,0264	26,37	94,95
tratto M-Y	17	0,0211	1,00	0,0020	32,60	0,51	1,06	5,71	18,20	200,00	0,0089	8,85	31,86
tratto Y-VASCA	18=18+17+16	0,0861	1,00	0,0050	1,00	0,96	1,72	6,14	23,54	250,00	0,0349	34,88	125,56

Tabella 2 – Dati idraulici della RETE COPERTURE acque meteoriche

dove:

area superficie del bacino scolante considerato;
i pendenza di fondo della tubazione;
L lunghezza della tubazione;
V_r velocità all'interno della tubazione a tubo pieno;
T_r tempo di corrivazione della tubazione;
 θ_c durata critica;
D_i diametro interno della tubazione;
D_e diametro esterno della tubazione;
Q_c portata critica.

Nelle tabelle seguenti si riportano i dimensionamenti idraulici relativi alle tubazioni in PVC De 200 mm, De 250 mm e De 315 mm SN8 con pendenza pari a 5 m/km, tubazioni in PVC De 200 mm con pendenza pari a 2 m/km e 3 m/km.

<i>D_i</i> [mm]	188,20
<i>D_e</i> [mm]	200,00
KST	90
<i>J</i> [m/Km]	5

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
5,0	0,14	0,03
14,0	0,28	0,26
23,0	0,38	0,73
32,0	0,46	1,45
41,0	0,54	2,40
50,0	0,60	3,56
59,0	0,66	4,92
68,0	0,71	6,44
77,0	0,76	8,10
86,0	0,80	9,87
95,0	0,83	11,72
104,0	0,86	13,62
113,0	0,89	15,52
122,0	0,91	17,39
131,0	0,93	19,17
140,0	0,94	20,84
149,0	0,94	22,32
158,0	0,94	23,55
167,0	0,94	24,43
176,0	0,92	24,82
188,2	0,83	23,07

Tabella 3 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 200 mm, pendenza 5,00 m/km
(rete PARCHEGGIO: tratto D-Z / reti COPERTURE: tratto 1-H, H-L)

D _i [mm]	235,40
D _e [mm]	250,00
KST	90
J [m/Km]	5

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
12,0	0,25	0,21
23,0	0,38	0,83
34,0	0,49	1,88
45,0	0,58	3,35
56,0	0,66	5,20
67,0	0,73	7,41
78,0	0,79	9,93
89,0	0,84	12,73
100,0	0,89	15,75
111,0	0,94	18,95
122,0	0,98	22,26
133,0	1,01	25,63
144,0	1,04	28,99
155,0	1,06	32,28
166,0	1,08	35,42
177,0	1,09	38,32
188,0	1,10	40,89
199,0	1,10	43,00
210,0	1,09	44,49
221,0	1,06	45,08
235,4	0,96	41,90

Tabella 4 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 250 mm, pendenza 5,00 m/km
(reti COPERTURE: tratto L-Y, Y-VASCA)

D _i [mm]	296,60
D _e [mm]	315,00
KST	90
J [m/Km]	5,00

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
8,0	0,19	0,10
22,0	0,37	0,86
36,0	0,51	2,43
50,0	0,62	4,80
64,0	0,72	7,92
78,0	0,81	11,75
92,0	0,89	16,21
106,0	0,96	21,22
120,0	1,02	26,70
134,0	1,07	32,55
148,0	1,12	38,67
162,0	1,16	44,95
176,0	1,20	51,26
190,0	1,23	57,48
204,0	1,25	63,48
218,0	1,27	69,09
232,0	1,28	74,14
246,0	1,28	78,42
260,0	1,27	81,63
274,0	1,25	83,36
296,6	1,12	77,61

Tabella 5 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 315 mm, pendenza 5,00 m/km
 (rete PARCHEGGIO: tratto C-B, B-A, A-S-Z, Z-VASCA)

Le portate massime che i condotti in PVC SN 8 sono in grado di trasportare con una pendenza minima pari a 5 m/km risultano essere:

- De 200 mm 24,82 l/s
- De 250 mm 45,07 l/s
- De 315 mm 83,48 l/s

e pertanto in tutti casi con un ampio margine rispetto alla portata meteorica da smaltire in tutte le tubazioni in progetto.

D _i [mm]	188,20
D _e [mm]	200,00
KST	90
J [m/Km]	2

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
5,0	0,09	0,02
14,0	0,17	0,16
23,0	0,24	0,46
32,0	0,29	0,92
41,0	0,34	1,52
50,0	0,38	2,25
59,0	0,42	3,11
68,0	0,45	4,07
77,0	0,48	5,12
86,0	0,50	6,24
95,0	0,53	7,41
104,0	0,55	8,61
113,0	0,56	9,81
122,0	0,58	11,00
131,0	0,59	12,13
140,0	0,59	13,18
149,0	0,60	14,12
158,0	0,60	14,89
167,0	0,59	15,45
176,0	0,58	15,70
188,2	0,52	14,59

Tabella 6 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 200 mm, pendenza 2,00 m/km
(reti COPERTURE: tratto 5-4, 3-2, I-H, M-Y)

D _i [mm]	188,20
D _e [mm]	200,00
KST	90
J [m/Km]	3,00

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
5,0	0,11	0,02
14,0	0,21	0,20
23,0	0,29	0,57
32,0	0,36	1,12
41,0	0,42	1,86
50,0	0,47	2,76
59,0	0,51	3,81
68,0	0,55	4,99
77,0	0,59	6,28
86,0	0,62	7,65
95,0	0,65	9,08
104,0	0,67	10,55
113,0	0,69	12,02
122,0	0,71	13,47
131,0	0,72	14,85
140,0	0,73	16,14
149,0	0,73	17,29
158,0	0,73	18,24
167,0	0,73	18,92
176,0	0,71	19,22
188,2	0,64	17,87

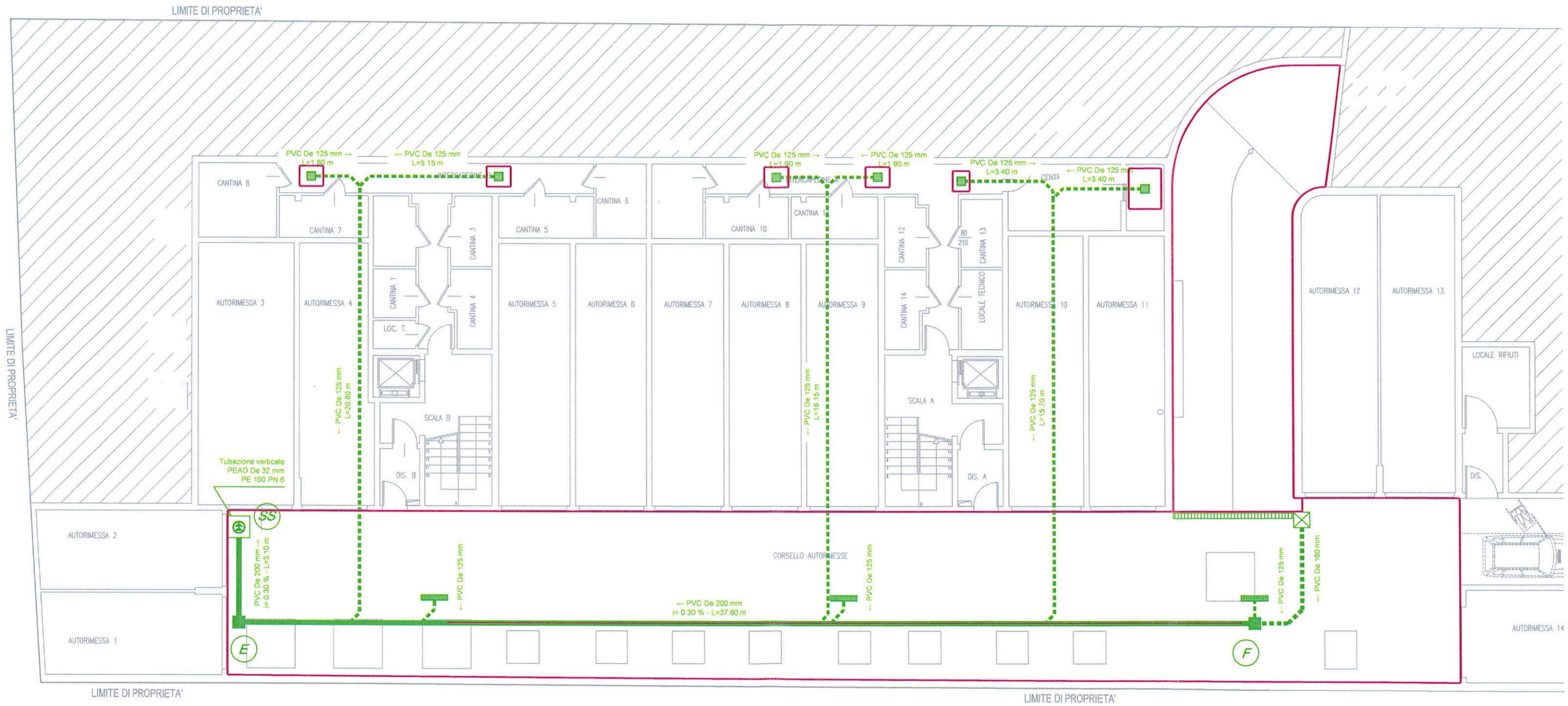
Tabella 7 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 200 mm, pendenza 3,00 m/km
(reti COPERTURE: corsello box_tratto E-SS)

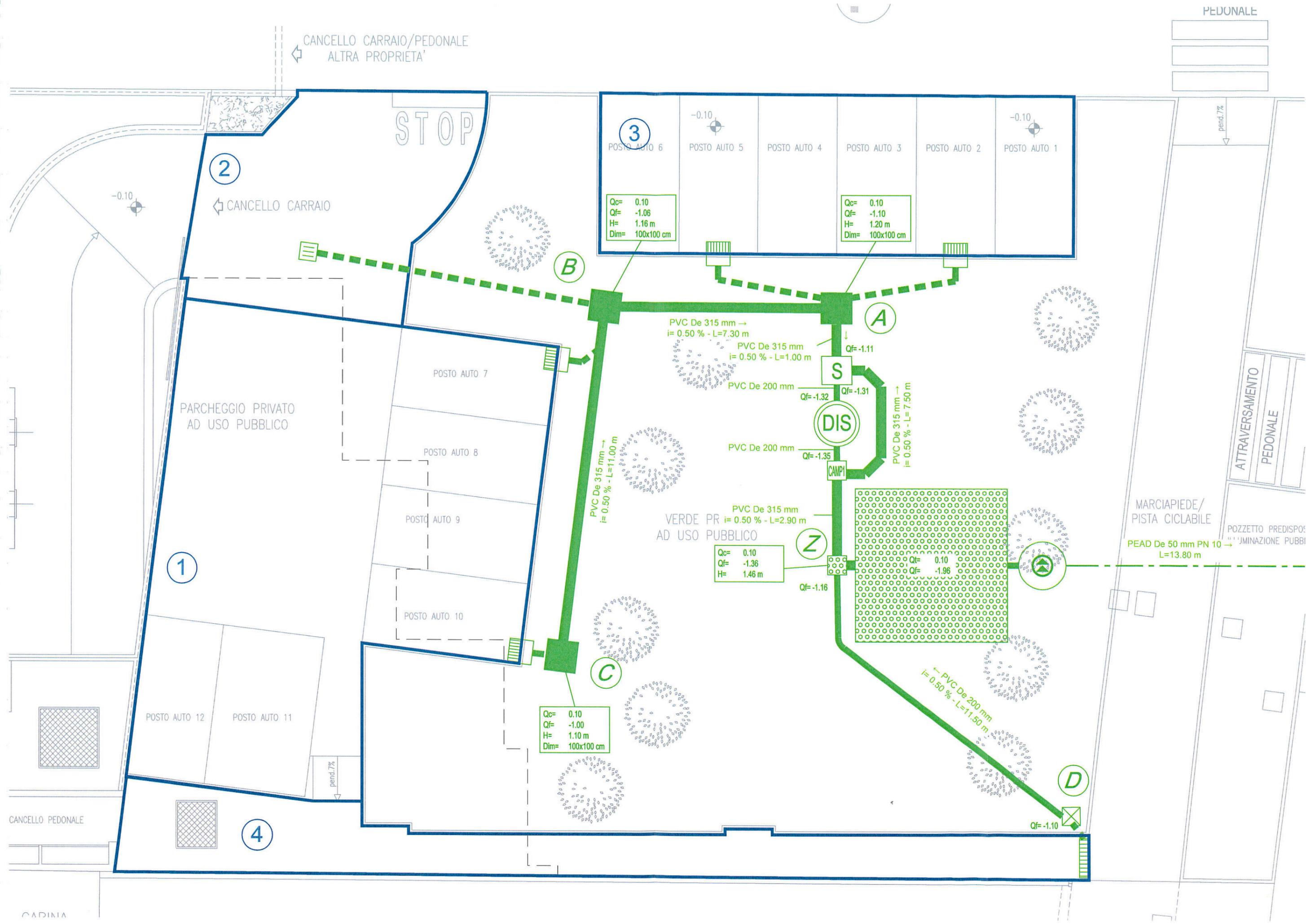
Le portate massime che i condotti in PVC De 200 mm SN8 sono in grado di trasportare risultano essere:

- pendenza 2 m/km 17,70 l/s
- pendenza 3 m/km 19,22 l/s

e pertanto con un ampio margine rispetto alla portata meteorica da smaltire in tutte le tubazioni in progetto.

PIANO INTERRATO





CANCELLO CARRAIO/PEDONALE
ALTRA PROPRIETA'

PEDONALE

STOP

2
CANCELLO CARRAIO

3
POSTO AUTO 6 POSTO AUTO 5 POSTO AUTO 4 POSTO AUTO 3 POSTO AUTO 2 POSTO AUTO 1

$Q_c = 0.10$
 $Q_f = -1.06$
 $H = 1.16$ m
 $Dim = 100 \times 100$ cm

$Q_c = 0.10$
 $Q_f = -1.10$
 $H = 1.20$ m
 $Dim = 100 \times 100$ cm

B

A

PVC De 315 mm →
 $i = 0.50\%$ - L=7.30 m

PVC De 315 mm
 $i = 0.50\%$ - L=1.00 m

PVC De 200 mm
 $Q_f = -1.32$

PVC De 315 mm →
 $i = 0.50\%$ - L=7.50 m

DIS

PVC De 200 mm
 $Q_f = -1.35$

CAMP1

PARCHEGGIO PRIVATO
AD USO PUBBLICO

POSTO AUTO 7

POSTO AUTO 8

POSTO AUTO 9

POSTO AUTO 10

PVC De 315 mm →
 $i = 0.50\%$ - L=11.00 m

VERDE PR
AD USO PUBBLICO

$Q_c = 0.10$
 $Q_f = -1.36$
 $H = 1.46$ m

Z

$Q_f = -1.16$

MARCIAPIEDE/
PISTA CICLABILE

PEAD De 50 mm PN 10 →
L=13.80 m

POZZETTO PREDISPOSTO
PER L'IMMINAZIONE PUBBLICA

ATTRAVERSAMENTO
PEDONALE

1

POSTO AUTO 12

POSTO AUTO 11

C

$Q_c = 0.10$
 $Q_f = -1.00$
 $H = 1.10$ m
 $Dim = 100 \times 100$ cm

D

PVC De 200 mm
 $i = 0.50\%$ - L=11.50 m

$Q_f = -1.10$

CANCELLO PEDONALE

4

CADINA

8. DISOLEATORE

A monte del sistema di accumulo/dispersione delle acque meteoriche di dilavamento delle strade e parcheggi è previsto un trattamento di disoleatura.

Tale trattamento permette la separazione degli oli minerali e degli idrocarburi, contenuti nelle acque meteoriche raccolte, sfruttando la loro minor densità rispetto a quella dell'acqua e favorendone quindi la risalita in superficie. Le particelle di maggiori dimensioni salgono in superficie più rapidamente, quelle più piccole richiedono un tempo maggiore.

Tramite opportuni sistemi di rimozione o direttamente tramite autospurgo, tali sostanze vengono successivamente raccolte e smaltite.

Il rendimento di un separatore di oli dipende essenzialmente dal rapporto tra la superficie dello stesso e la portata in ingresso.

Per il dimensionamento di un disoleatore si assume una portata in ingresso pari a quella definita di prima pioggia dal Regolamento Regionale n°4 del 24 marzo 2006 (corrispondente ad una precipitazione di 5 mm nei primi 15 minuti).

$$Q_{dis} = S \cdot \varphi \cdot \frac{5}{15 \cdot 60}$$

dove Q_{dis} è la portata in ingresso al disoleatore (l/s), S è l'area del bacino scolante considerato (m^2), φ è il coefficiente di afflusso. Le dimensioni del manufatto sono quelle comunemente reperibili in commercio (generalmente il manufatto più piccolo è in grado di trattare una portata di 3 l/s).

RETE PARCHEGGIO

$$S = 282 \text{ m}^2 \rightarrow Q_{dis} = 1,57 \text{ l/s}$$

La tubazione in PVC De 200 mm SN8 con pendenza pari a 5,00 m/km di collegamento tra il pozzetto ripartitore delle portate S e il manufatto disoleatore, come si evince dalla tabella 1, è in grado di smaltire la portata pari a 1,57 l/s con una velocità di 0,47 m/s ed un'altezza nel tubo pari a 33,25 mm (grado di riempimento pari a 18%) oppure una portata pari a 3,00 l/s con una velocità di 0,57 m/s ed un'altezza nel tubo pari a 45,90 mm (grado di riempimento pari a 24%).

La tubazione in PVC De 315 mm SN 8 con pendenza pari a 5,00 m/km, by pass del disoleatore, come si evince dalla tabella 5, è in grado di smaltire la portata pari a 11,47 l/s con una velocità di 0,80 m/s ed un'altezza nel tubo pari a 77,05 mm (grado di riempimento pari a 26%).

RETE CORSELLO BOX

$$S = 244 \text{ m}^2 \rightarrow Q_{dis} = 1,36 \text{ l/s}$$

La tubazione in PVC De 160 mm SN8 con pendenza pari a 5,00 m/km di collegamento tra il pozzetto ripartitore delle portate R e il manufatto disoleatore, come si evince dalla tabella 8 seguente, è in grado di smaltire la portata pari a 1,36 l/s con una velocità di 0,47 m/s ed un'altezza nel tubo pari a 33,50 mm (grado di riempimento pari a 22%) oppure una portata pari a 3,00 l/s con una velocità di 0,56 m/s ed un'altezza nel tubo pari a 49,800 mm (grado di riempimento pari a 33%).

D _i [mm]	150,60
D _e [mm]	160,00
KST	90
J [m/Km]	5,00

ALTEZZA mm	VELOCITA' m/s	PORTATA l/s
8,0	0,19	0,07
15,0	0,29	0,26
22,0	0,36	0,59
29,0	0,43	1,03
36,0	0,49	1,60
43,0	0,54	2,27
50,0	0,59	3,03
57,0	0,63	3,88
64,0	0,66	4,79
71,0	0,70	5,76
78,0	0,73	6,76
85,0	0,75	7,78
92,0	0,77	8,79
99,0	0,79	9,79
106,0	0,80	10,74
113,0	0,81	11,62
120,0	0,81	12,40
127,0	0,81	13,04
134,0	0,81	13,50
141,0	0,79	13,70
150,6	0,71	12,73

Tabella 8 – Verifica idraulica tubazione in PVC SN8 De 160 mm, pendenza 3,00 m/km
(prima pioggia rete corsello box)

La tubazione in PVC De 200 mm SN 8 con pendenza pari a 5,00 m/km, by pass del disoleatore, come si evince dalla tabella 3, è in grado di smaltire la portata pari a 8,91 l/s con una velocità di 0,78 m/s ed un'altezza nel tubo pari a 81,15 mm (grado di riempimento pari a 43%).

9. SISTEMA DI DISPERSIONE

Al posto di realizzare una vasca di laminazione in cemento armato, si è preferito scegliere un sistema di accumulo e dispersione delle acque meteoriche, sviluppato in linee orizzontali, che consente, di sfruttare, se pur bassa, la capacità di dispersione del terreno.

E' stato prevista la fornitura e posa di un sistema composto da strutture reticolari in polipropilene completamente riciclabili, di dim. 80 x 80 x 66 cm, da installare interrato, costituite da due semi elementi con incastro dotati di doppio tunnel a forma di croce ispezionabile lungo i due assi in 4 direzioni con le seguenti caratteristiche:

- capacità di accumulo acque piovane di minimo 96%, pari a 406 litri;
- carrabilità traffico pesante ottenibile con minimo 80 cm di copertura e pedonabilità con minimo 40 cm;
- resistenza totale a carico verticale: nel breve periodo 447 kN/mq, nel lungo periodo 143 kN/mq;
- resistenza totale a carico orizzontale: nel breve periodo 129 kN/mq, nel lungo periodo 41 kN/mq;

e gli ulteriori vantaggi rispetto ad altri sistemi di dispersione:

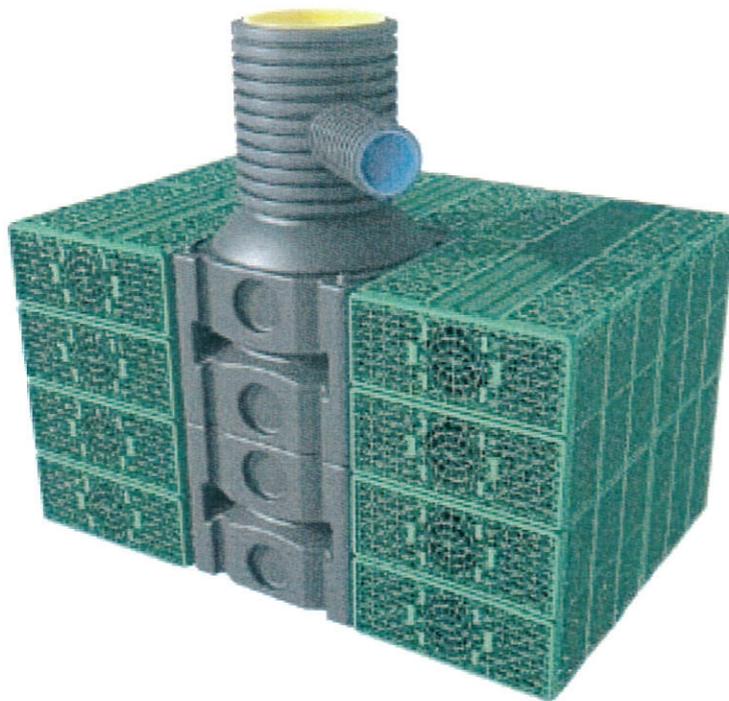
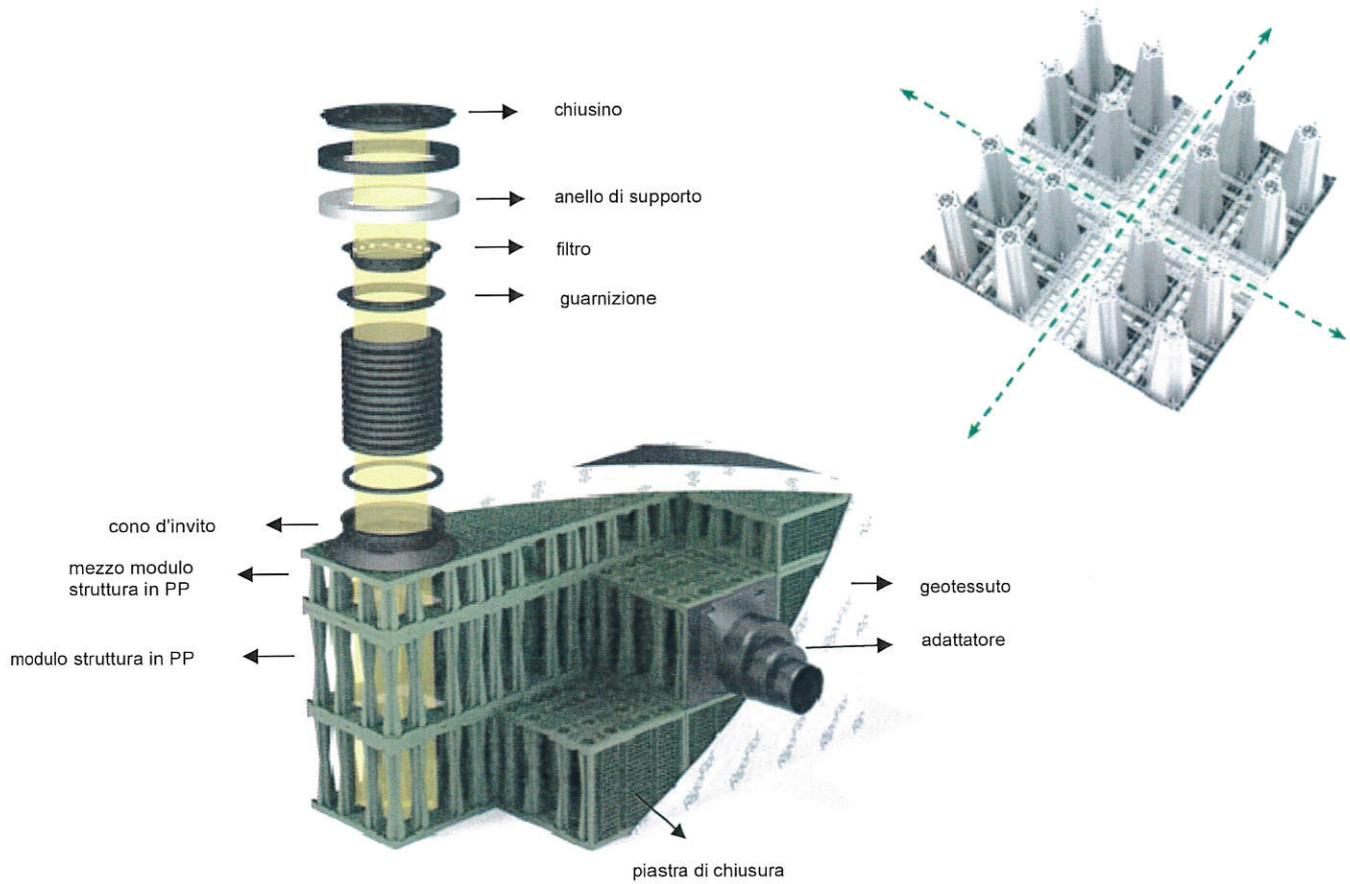
- ❖ efficace dispersione dell'acqua;
- ❖ profondità di escavazione ridotte rispetto ai tradizionali sistemi di dispersione;
- ❖ flusso interno omogeneamente distribuito in orizzontale e in verticale;
- ❖ leggerezza dei moduli e semplicità di installazione;
- ❖ versatilità – è possibile realizzare trincee che si sviluppano in profondità o in superficie in funzione della disponibilità di spazio;
- ❖ ispezionabilità dell'intero sistema per le eventuali operazioni di pulizia;
- ❖ applicabilità anche nei casi di falda sotterranea poco profonda

La chiusura delle pareti verticali esterne della trincea disperdente deve essere eseguita con piastre laterali di PP completamente riciclabile da fissare ad incastro, di dim. 80 x 66 cm, spessore 3 cm.

I moduli possono essere combinati con il modulo/pozzetto parallelepipedo di PP completamente riciclabile di colore verde adatto per l'ingresso, la distribuzione delle acque e l'aerazione delle trincee drenanti.

Il sistema deve essere poi interamente avvolto da un tessuto geosintetico standard che lo protegge dall'infiltrazione di materiale.

La gestione e manutenzione del sistema si effettuano tramite un kit d'ispezione composto da sonda e lancia con il quale è possibile esaminare la trincea drenante ed effettuare la pulizia del materiale eventualmente depositato.





Il principio alla base del dimensionamento della trincea si può sintetizzare nella seguente formula:

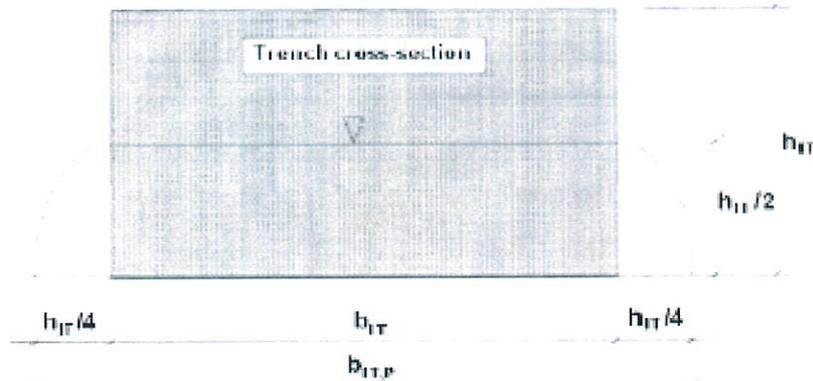
$$\text{volume in ingresso} = \text{volume allo scarico} + \text{volume di accumulo}$$

La portata allo scarico si determina dal dato di permeabilità K del terreno (in m/s) moltiplicato per l'area effettiva utile ai fini della dispersione (ha). La differenza tra ingresso e scarico determina il volume della trincea.

Il dimensionamento tiene conto dei seguenti principi:

- lo svuotamento della trincea deve avvenire entro le 48 ore dal termine dell'evento meteorico (in caso contrario andrebbe previsto un troppo pieno di sicurezza);
- la permeabilità K viene abbattuta del 50% perché non è mai possibile considerarla omogenea per tutta l'area;
- la portata (regolazione) di scarico in continuo in pubblica fognatura, durante l'evento meteorico, è pari a $20 \text{ l/s} \times h_{imp}$.

Per quanto riguarda la definizione dell'area disperdente della trincea, si fissa l'estensione della superficie utile ai fini della dispersione come l'area dell'impronta di base + il 25% dell'area laterale (dei soli lati lunghi - assumendo che durante un evento che riempia completamente nel breve periodo la trincea il livello medio di altezza idrica sia $h_{IT}/2$). L'area effettiva efficace ai fini della dispersione è determinata come risulta dall'immagine sottostante:



Come risulta dalle prove di permeabilità, e riportato in premessa, il coefficiente di permeabilità medio è pari a $2,26 \times 10^{-6}$ m/s

RETE PARCHEGGIO

DURATA EVENTO PIOVOSO (D)	1/(s*ha)	FORMULE UTILIZZATE DETERMINARE LA DIMENSIONI DELLA TRINCEA
5 min	449,17851	<p style="text-align: center;"><i>Lunghezza</i></p> $L = \frac{A_{red} \cdot 10^{-7} \cdot r_{T(n)} \cdot T \cdot 60}{b \cdot h \cdot s + (b + \frac{h}{2}) \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}}$ <p style="text-align: center;"><i>Volume</i></p> $V = s \cdot (L \cdot h \cdot b)$
10 min	317,61717	
15 min	259,33333	
20 min	224,58925	
30 min	183,37636	
45 min	149,72617	
60 min	129,66667	
90 min	98,101932	
2 h	80,485882	
3 h	60,893218	
4 h	49,958694	
6 h	37,797257	
9 h	28,596277	
12	23,461277	
18 h	17,750102	
24 h	14,562737	
48 h	9,0392912	
72 h	6,838858	

RISULTATI KOSTRA		
s	Coefficiente di volume di accumulo	0,96
T	Durata critica evento meteorico	T = 90
rT(n)	Pioggia critica relativa alla durata critica e al tempo di ritorno	98,10193
L	Lunghezza della trincea	4,7782
L arr.	Lunghezza della trincea arrotondata a multipli di 0,3 m	4,8
V	Volume utile della trincea	14,59814

Tabella 9 – Dati idraulici di dimensionamento della trincea drenante a servizio del PARCHEGGIO

Si prevede la realizzazione di un sistema drenante di larghezza 4,80 m (n°6 moduli), lunghezza 4,80 m (n°6 moduli) e altezza 0,66 m (1 strato). Il volume netto è di 14,60 mc.

La portata da inviare alla pubblica fognatura, tramite una stazione di sollevamento è pari a 0,66 l/s.

RETI COPERTURE

DURATA EVENTO PIOVOSO (D)	l/(s*ha)	FORMULE UTILIZZATE DETERMINARE LA DIMENSIONI DELLA TRINCEA
5 min	449,17851	$L = \frac{A_{\text{recd}} \cdot 10^{-T} \cdot r_{T(n)} \cdot T \cdot 60}{b \cdot h \cdot s + (b + \frac{h}{2}) \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}}$ <p style="text-align: center;"><i>Lunghezza</i></p> $V = s \cdot (L \cdot h \cdot b)$ <p style="text-align: center;"><i>Volume</i></p>
10 min	317,61717	
15 min	259,33333	
20 min	224,58925	
30 min	183,37636	
45 min	149,72617	
60 min	129,66667	
90 min	98,101932	
2 h	80,485882	
3 h	60,893218	
4 h	49,958694	
6 h	37,797257	
9 h	28,596277	
12	23,461277	
18 h	17,750102	
24 h	14,562737	
48 h	9,0392912	
72 h	6,838858	

RISULTATI KOSTRA		
s	Coefficiente di volume di accumulo	0,96
T	Durata critica evento meteorico	T = 90
rT(n)	Pioggia critica relativa alla durata critica e al tempo di ritorno	98,10193
L	Lunghezza della trincea	16,5119
L arr.	Lunghezza della trincea arrotondata a multipli di 0,3 m	16,8
V	Volume utile della trincea	39,09427

Tabella 10 – Dati idraulici di dimensionamento della trincea drenante a servizio delle COPERTURE

Si prevede di realizzazione n°2 sistemi drenanti, collegati tra loro, con le seguenti dimensioni:

- ✓ parte 1: larghezza 2,40 m (n°3 moduli), lunghezza 12,00 m (n°15 moduli) e altezza 1,01 m (1,5 strati) - volume netto è di 27,92 mc;
- ✓ parte 2: larghezza 2,40 m (n°3 moduli), lunghezza 4,80 m (n°6 moduli) e altezza 1,01 m (1,5 strati) - volume netto è di 11,17 mc;

Il volume netto totale è di 39,09 mc.

10. VERIFICA STATICA DELLA RETE DEL PARCHEGGIO

La condotta interrata ed il suolo in cui essa è immersa costituiscono una struttura che, sotto l'azione dei carichi e dei sovraccarichi, deve risultare stabile nel tempo. Per tale motivo si deve procedere alla verifica statica della condotta nella sua condizione di esercizio, protratta negli anni secondo un orizzonte temporale congruente con la durata ipotizzata della rete fognaria.

Nel presente progetto è previsto l'impiego di tubazioni in PVC SN8.

Le tubazioni in PVC sono tubazioni flessibili: sono definiti *tubi flessibili* quelli in cui la sollecitazione esterna può causare mutamenti di forma della sezione circonferenziale (cioè si può deformare) senza causare danni. La deformazione, a breve o lungo termine, può raggiungere valori anche elevati, non compatibili con il corretto funzionamento della canalizzazione, senza che il tubo presenti danni alla struttura o sintomi di collasso. Sono tubi rigidi quelli in cemento, fibrocemento, ghisa, grès, acciaio mentre sono flessibili il PVC, PRFV, PE, PP ed i tubi in materie plastiche in genere.

La flessibilità (o meglio la deformabilità) in senso circonferenziale dipende dal valore della rigidezza circonferenziale.

La rigidezza circonferenziale è il parametro che caratterizza i tubi flessibili e, in relazione alla sua dipendenza sia dai dati geometrici (momento d'inerzia di parete) che dalle caratteristiche del materiale (modulo di elasticità), si definisce geometricamente per i tubi a parete piena e con valori ben definiti del modulo di elasticità e sperimentalmente per altro tipo di tubo con parete complessa o materiali compositi.

In termini tecnici, la rigidezza è definita come:

$$SR = EI / rm^3$$

espressa in kN/m² (norme DIN)

in cui:

- E = modulo elastico circonferenziale del materiale
- I = s³/12 = momento di inerzia di parete
- s = spessore della parete
- rm = raggio sull'asse neutro.

oppure secondo la notazione adottata da ISO ed EN basata sul diametro medio:

$$SN = EI / Dm^3$$

espressa ancora in kN/m².

Ne consegue un rapporto $SR = 8SN$.

Nel contesto delle condotte, "flessibile" significa deformabile nella direzione del diametro verticale.

Nella valutazione del concetto di "flessibilità", il modulo di elasticità del materiale riveste una particolare importanza.

Tutti i tubi flessibili soggetti a carico esterno interagiscono con il sistema "terreno di riempimento - pareti della trincea" (o pressione del terreno circostante nel caso di trincea larga o terrapieno), che si oppongono alla deformazione. I tubi flessibili, proprio grazie alla loro deformabilità, sono in grado di trasmettere i carichi lateralmente sul terreno.

Il comportamento di una tubazione flessibile qualsiasi soggetta a carico può essere ricondotta a quella delle strutture ad arco, in cui i carichi si scaricano sugli estremi.

Nelle teorie comunemente utilizzate per il calcolo della deformazione, l'analisi della struttura tubo - terreno si semplifica assumendo che le deformazioni nel tubo siano piane ed il tubo sia equivalente ad un cilindro di lunghezza infinita e di piccolo spessore, e considerando inoltre che il terreno reagisca elasticamente.

L'analisi del sistema strutturale tubo flessibile - terreno è stata sviluppata nell'Università dello Iowa da Spangler e Marston. L'equazione di Spangler è stata poi modificata, sulla base degli studi di Barnard ed altri, nella forma comunemente accettata per il calcolo della deformazione dei tubi flessibili.

Tale formula si presenta come:

$$\text{deformazione} = (\text{carico sul tubo}) / (\text{rigidezza del tubo} + \text{rigidezza del terreno})$$

Nella formula non compaiono direttamente i dati relativi alla trincea, che influiscono invece sul calcolo del carico.

Interazione tubo-terreno

In tutte le tubazioni posate in scavo e soggette a carichi esterni si verifica un'interazione tra tubo, materiale di riempimento e parete dello scavo.

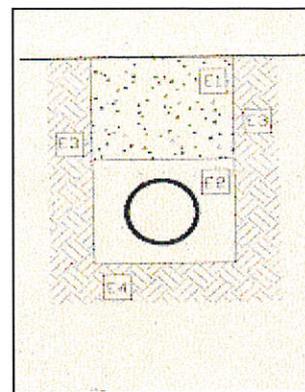
In termini pratici il complesso "materiale di riempimento-pareti dello scavo" si oppone alla deformazione ed alla rottura della tubazione. Maggiore è la "rigidezza" del materiale di riempimento e della struttura intorno alla tubazione, maggiore è la resistenza della canalizzazione alle sollecitazioni esterne.

La reazione del complesso "riempimento-terreno" è da porsi in relazione al modulo di elasticità "E" del terreno di riempimento, che a sua volta dipende fortemente dal grado di compattazione, ed a quello, inalterato, delle pareti dello scavo.

In genere si utilizzano metodi di calcolo (derivanti dagli studi di Spangler, Watkins, Barnard) che tengono in considerazione il fatto che il valore di "E" (modulo elastico o modulo di resistenza passiva del terreno di riempimento) non è costante, mentre invece risulta costante, ai fini pratici, il fattore $E' = E \cdot r$ (ove r è il raggio della condotta), chiamato "modulo di deformazione" o "modulo elastico" (espresso in N/mm²).

Sono definiti come:

- E1 modulo elastico del terreno sovrastante la tubazione (riempimento);
- E2 modulo elastico del rinfianco (terreno che circonda il tubo);
- E3 modulo elastico del terreno in sito (ai fianchi dello scavo);
- E4 modulo elastico del terreno in sito (fondo scavo senza letto di posa).



Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori di E' , dell'angolo di attrito interno del terreno " ϕ " ed il peso specifico del terreno " γ " in funzione del tipo di materiale e della percentuale di compattazione.

VALORI DI E1 ED E2 in N/mm ²	CLASSE DI RINFIANCO O DI REINTERRO			
	1	2	3	4
Argilla e terreni a grana molto fine	0,6	1,5	2	5
Limi e terreni a grana fine	0,8	2	3	7
Sabbia e terreni a grana media	1,2	3	4	10
Ghiaia e terreni a grana grossa	2	6	9	20

Classe del terreno di rinterro e rinfianco:

- 1 rinterro o rinfianco senza compattazione (terreno scaricato alla rinfusa);
- 2 rinterro o rinfianco con livello scarso di compattazione;
- 3 rinterro o rinfianco con livello medio di costipamento;
- 4 rinterro o rinfianco con ottimo livello di compattazione (ripristino condizioni in sito).

TIPO DI TERRENO IN SITO	ϕ (°)	γ (KN/M ³)	E3-E4 (MPa)
Argilla e terreni a grana molto fine	20	20	5
Limi e terreni a grana fine	25	20	7
Sabbia e terreni a grana media	30	20	10
Ghiaia e terreni a grana grossa	35	20	20

ϕ = angolo di attrito interno del terreno in gradi

γ = peso specifico del terreno in kN/m³

Calcolo dei carichi gravanti sulla condotta

Qualsiasi tubazione posata in scavo o in terrapieno è soggetta a carichi esterni, dovuti al peso del materiale di ricoprimento ed agli eventuali manufatti gravanti sullo stesso, definiti carichi statici, ed ai carichi dinamici dovuti al passaggio di mezzi terrestri sulla verticale o in prossimità della condotta.

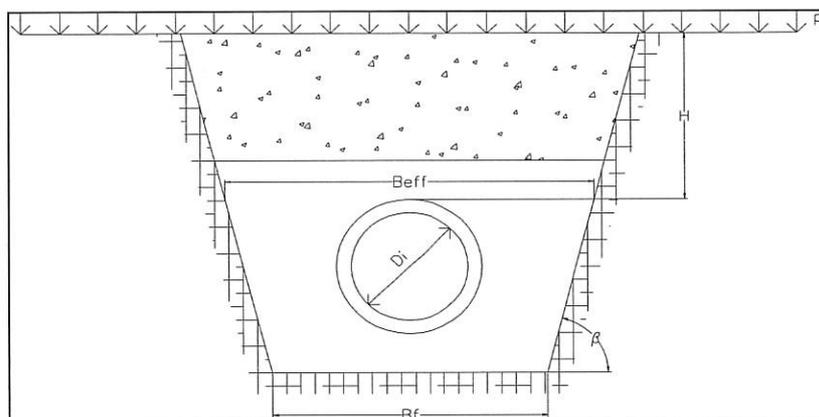
Nella seguente tabella sono riportati i dati utilizzati per la verifica statica della tubazione in analisi.

<i>Dati di progetto</i>	<i>U.M.</i>	<i>Tubazione</i>
Materiale tubazione		PVC
Comportamento della tubazione		flessibile
De Diametro esterno	mm	200
Di Diametro interno	mm	188,2
Sp Spessore	mm	5,9
B _f Larghezza scavo	m	0,80
H Altezza ricoprimento max	m	1,00
H Altezza ricoprimento min	m	1,07
H _r Altezza del sottofondo	m	0,15
β Angolo formato dalla scarpata dello scavo con l'orizzontale	gradi	90
Rinterro		Sabbia e terreni a grana media
Classe del terreno di rinfiacco		3
Classe di rinterro		3
Tipo sezione di scavo		Rilevato
Condizioni di traffico		Pesante

Tabella 11 – Dati necessari per la verifica statica della tubazione in PVC SN 8 De 200 mm

<i>Dati di progetto</i>	<i>U.M.</i>	<i>Tubazione</i>
Materiale tubazione		PVC
Comportamento della tubazione		flessibile
De Diametro esterno	mm	315
Di Diametro interno	mm	296,6
Sp Spessore	mm	9,2
B _f Larghezza scavo	m	0,80
H Altezza ricoprimento max	m	1,15
H Altezza ricoprimento min	m	0,89
H _r Altezza del sottofondo	m	0,15
β Angolo formato dalla scarpata dello scavo con l'orizzontale	gradi	90
Rinterro		Sabbia e terreni a grana media
Classe del terreno di rinfiacco		3
Classe di rinterro		3
Tipo sezione di scavo		Rilevato
Condizioni di traffico		Pesante

Tabella 12 – Dati necessari per la verifica statica della tubazione in PVC SN 8 De 315 mm



Analisi del carico dovuto al terreno

Il carico dovuto al peso del terreno sulla generatrice superiore del tubo, per unità di lunghezza, è dato dalla seguente formula:

$$Q_1 = C_e \cdot De^2 \cdot \gamma$$

con:

$$C_e = 0,1 + 0,85 \cdot (H / De) + 0,33 \cdot (H / De)^2 \text{ per } H / De \leq 2,66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 \cdot (H / De) \text{ per } H / De > 2,66$$

Analisi del carico stradale

La pressione esercitata sul condotto dal carico stradale è calcolata in base alla teoria di Boussinesq (diffusione di un carico circolare in un semispazio omogeneo e isotopo ed elastico) ed è determinata dalla seguente equazione:

$$q_2 = a_F \cdot p_F \cdot \phi$$

dove:

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^2 \cdot \pi} \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_A}{H} \right)^2} \right)^{3/2} \right] + \frac{3 \cdot F_E}{2 \cdot H^2 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_E}{H} \right)^2} \right)^{5/2}$$

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4 \cdot H^2 + H^6}{1,1 \cdot \left(\frac{(De + Di)}{2} \right)^{2/3}}}$$

F_A è il carico sulla superficie considerata, F_E è il carico sulle superfici circostanti a quella considerata, r_E è la distanza del baricentro della superficie considerata dal baricentro dei carichi circostanti, r_A è il raggio medio equivalente della superficie con carico F_A e ϕ è il coefficiente di incremento dinamico. Nella tabella seguente sono riportati i valori di F_A , F_E , r_A , r_E e ϕ in funzione della classe della strada (grande, medio, leggero traffico) a norma DIN 1072.

Classe Strada	Veicolo	Peso tot.	F_A (KN)	F_E (KN)	r_A (m)	r_E (m)	ϕ
Grande traffico	HLC 60	600 KN	100	500	0,25	1,82	1,2
Medio traffico	HLC 30	300 KN	50	250	0,18	1,82	1,4
Traffico leggero	HGV 12	120 KN	40	80	0,15	2,26	1,5

Dalla pressione sull'estradosso della tubazione dovuta al carico stradale q_2 è possibile risalire al carico per unità di lunghezza del tubo:

$$Q_2 = q_2 \cdot De$$

Carico agente sulla tubazione

Il carico totale agente sulla tubazione per unità di lunghezza Q_{tot} è dato dalla somma dei carichi Q_1 e Q_2 .

Q_{tot} è la forza sollecitante la condotta immersa nel terreno e sottoposta ai vari carichi statici e dinamici definiti nei paragrafi precedenti. Questa forza va confrontata, per le tubazioni rigide, con la resistenza caratteristica del tubo espressa solitamente attraverso il suo carico di rottura F_N , determinato in laboratorio e fornito dalle aziende produttrici, mentre per le tubazioni flessibili, moltiplicata per un fattore di sicurezza posto pari a 1,5, permette di determinare il grado di deformazione del tubo, che deve risultare inferiore al 5% del diametro della condotta stessa (secondo quanto stabilito dalle norme UNI).

Nelle reali condizioni di impiego la forza sollecitante la condotta diminuisce per effetto delle azioni di supporto del terreno. La sollecitazione definitiva (F_s) della condotta posata nello scavo si ottiene, pertanto, dividendo la forza ottenuta in precedenza (moltiplicata per il coefficiente di sicurezza 1,5) per un coefficiente di posa E_z , funzione delle modalità di allettamento del condotto.

I valori di E_z sono:

- $E_z = 1,59 \rightarrow$ Solo sottofondo in sabbia o ghiaietto;
- $E_z = 1,80 \rightarrow$ Sottofondo, rinfiaccio e ricoprimento in sabbia o ghiaietto;
- $E_z = 2,80 \rightarrow$ Sottofondo in sabbia o ghiaietto e rinfiaccio in calcestruzzo;
- $E_z = 3,69 \rightarrow$ Totale annegamento in calcestruzzo.

Calcolo deformazione condotta

La deformazione di una condotta flessibile soggetta a una forza sollecitante F_s risulta:

$$\Delta X = \frac{0,125 \cdot T \cdot F_s \cdot 1000}{(E_t / T \cdot (\text{spessore} / De)^3) \cdot 10^6 + 0,0915 \cdot E_t}$$

dove T tiene conto della variazione nel tempo delle caratteristiche del materiale costituente il tubo (per tubazioni in PVC T è posto pari a 1), Et è il modulo di elasticità del tubo (1500 MPa per tubazioni in PVC) ed Ei risulta:

$$E_i = \frac{9 \cdot 10^4 (H + 4)}{\alpha}$$

Il condotto è staticamente verificato se risulta:

$$\frac{\Delta X}{De} \cdot 100 \leq 5$$

Calcoli statici

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati dei calcoli del carico statico, del carico stradale (è stato considerato il caso peggiorativo con carico stradale di grande traffico anche se le tubazioni sono posate in area verde) e la verifica di stabilità relativi alle tubazioni in progetto.

Tubazione in PVC SN 8 De 200 mm

Carico dovuto al terreno

De (mm)	H (m)	C _e (-)	Q ₁ (kN/m)
200	1,00	8,55	6,84
	1,07	9,05	7,24

Carico stradale

De (mm)	H (m)	p _F (-)	a _F (-)	q ₂ (kN/m ²)	Q ₂ (kN/m)
200	1,00	50,06	0,94	56,37	11,27
	1,07	46,26	0,95	52,58	10,52

Verifica a deformazione

De (mm)	H (m)	Q _t (kN/m)	EZ (-)	F _s (kN/m)	ΔX/De (%)	Verifica
200	1,00	18,11	1,80	15,09	1,93	< 5 %
	1,07	17,75	1,80	14,80	1,87	< 5 %

La deformazione elastica è inferiore al 5% e pertanto le tubazioni in PVC De 200 mm risultano idonee in ogni condizione.

Tubazione in PVC SN 8 De 315 mm

Carico dovuto al terreno

De (mm)	H (m)	C _e (-)	Q ₁ (kN/m)
315	0,89	4,87	9,66
	1,15	6,25	12,41

Carico stradale

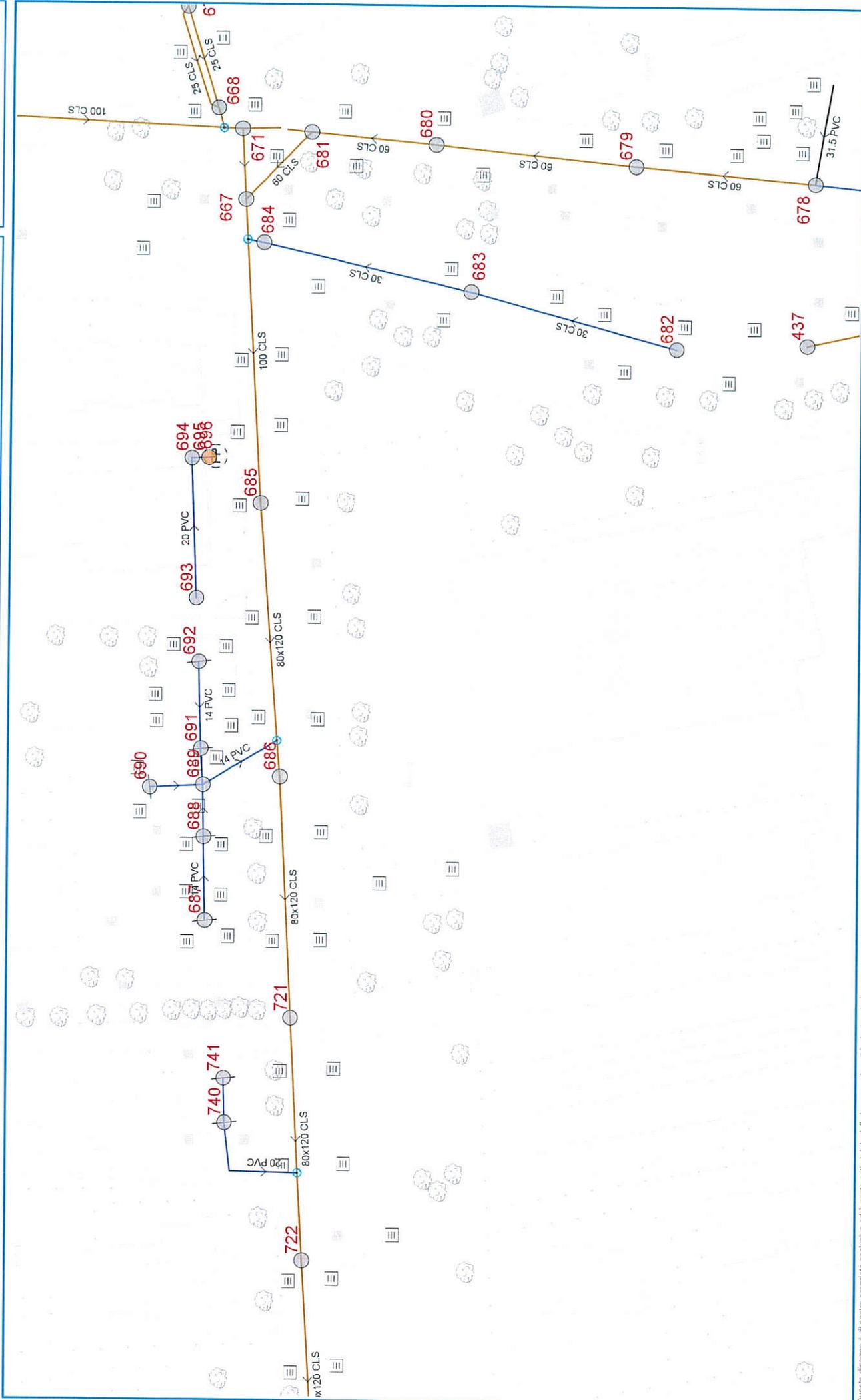
<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>p_F (-)</i>	<i>a_F (-)</i>	<i>q₂ (kN/m²)</i>	<i>Q₂ (kN/m)</i>
315	0,89	59,38	0,89	63,50	20,00
	1,15	41,77	0,94	47,33	14,91

Verifica a deformazione

<i>De (mm)</i>	<i>H (m)</i>	<i>Q_t (kN/m)</i>	<i>EZ (-)</i>	<i>F_s (kN/m)</i>	<i>ΔX/De (%)</i>	<i>Verifica</i>
315	0,89	29,66	1,80	24,72	2,05	< 5 %
	1,15	27,32	1,80	22,77	1,81	< 5 %

La deformazione elastica è inferiore al 5% e pertanto le tubazioni in PVC De 315 mm risultano idonee in ogni condizione.

ALLEGATI



DATI GENERALI

COMUNE	ARESE	TIPOLOGIA	Pozzetto di ispezione - chiuso
VIA	Via Senato	ACCESSIBILITA'	Si
CIVICO	-	RILEVATORE	CAP HOLDING SPA
COORDINATA X	506513,68	POSIZIONE SU STRADA	Carreggiata
COORDINATA Y	5043376,87	SUPERFICIE DI POSA	Asfalto
SISTEMA COORDINATE	UTM32N (WGS84)	DATA RILIEVO	11/09/2015

<p>INQUADRAMENTO TERRITORIALE</p> <p>Scala 1:1.000</p>	<p>SCHEMA GRAFICO</p>
<p>FOTO</p>	

DATI RELATIVI AL MANUFATTO RILEVATO

POSIZIONE CHIUSINO	A raso	MATERIALE TORRINO	CLS
QUOTA CHIUSINO [m s.l.m.]	157,65	FORMA TORRINO	Rettangolo
PROFONDITA' [m]	2,71	DIMENSIONI TORRINO [cm]	45 X 65
QUOTA FONDO [m s.l.m.]	154,94	ALTEZZA TORRINO [cm]	95,00
MATERIALE CHIUSINO	GH	MATERIALE POZZETTO	CLS
FORMA CHIUSINO	rettangolo	FORMA POZZETTO	Rettangolo
DIMENSIONI CHIUSINO [cm]	52 X 72	DIMENSIONI POZZETTO [cm]	100 X 130
PRESENZA BANCHINA	No	RISTAGNO [cm]	-
PROFONDITA' BANCHINA [m]	-	APPOGGIO DI ACCESSO	No
QUOTA BANCHINA [m s.l.m.]	-	SOGLIA-QUOTA [m s.l.m.]	No -
NOTE			

DATI RELATIVI ALLE CONDOTTE PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	OR./DEST.	TIPOLOGIA	PROF.[m]	Q. SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE	P. %
A	Entrata	685	Mista	2,71	154,94	Ovoidale (alt/larg= 3/2)	80	120	CLS	0,20
B	Uscita	721	Mista	2,71	154,94	Ovoidale (alt/larg= 3/2)	80	120	CLS	0,04

DATI RELATIVI AGLI ALLACCIAMENTI PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	TIPOLOGIA	PROF.[m]	Q. SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE

DATI GENERALI

COMUNE	ARESE	TIPOLOGIA	Pozzetto di ispezione - chiuso
VIA	Via Senato	ACCESSIBILITA'	Si
CIVICO	-	RILEVATORE	CAP HOLDING SPA
COORDINATA X	506464,15	POSIZIONE SU STRADA	Carreggiata
COORDINATA Y	5043374,26	SUPERFICIE DI POSA	Asfalto
SISTEMA COORDINATE	UTM32N (WGS84)	DATA RILIEVO	15/09/2015

<p>INQUADRAMENTO TERRITORIALE</p> <p>Scala 1:1.000</p>	<p>SCHEMA GRAFICO</p>
<p>FOTO</p>	

DATI RELATIVI AL MANUFATTO RILEVATO

POSIZIONE CHIUSINO	A raso	MATERIALE TORRINO	CLS
QUOTA CHIUSINO [m s.l.m.]	157,70	FORMA TORRINO	Rettangolo
PROFONDITA' [m]	2,78	DIMENSIONI TORRINO [cm]	45 X 65
QUOTA FONDO [m s.l.m.]	154,92	ALTEZZA TORRINO [cm]	102,00
MATERIALE CHIUSINO	GH	MATERIALE POZZETTO	CLS
FORMA CHIUSINO	rettangolo	FORMA POZZETTO	Rettangolo
DIMENSIONI CHIUSINO [cm]	52 X 72	DIMENSIONI POZZETTO [cm]	100 X 130
PRESENZA BANCHINA	Si	RISTAGNO [cm]	-
PROFONDITA' BANCHINA [m]	-	APPOGGIO DI ACCESSO	Si
QUOTA BANCHINA [m s.l.m.]	-	SOGLIA-QUOTA [m s.l.m.]	No -
NOTE			

DATI RELATIVI ALLE CONDOTTE PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	OR./DEST.	TIPOLOGIA	PROF.[m]	Q. SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE	P. %
A	Uscita	722	Mista	2,78	154,92	Ovoidale (alt/larg= 3/2)	80	120	CLS	0,24
B	Entrata	686	Mista	2,78	154,92	Ovoidale (alt/larg= 3/2)	80	120	CLS	0,04

DATI RELATIVI AGLI ALLACCIAMENTI PRESENTI

ID SCHEMA	D. FLUSSO	TIPOLOGIA	PROF.[m]	Q. SCORR.[m]	SEZIONE	LARGH. [cm]	ALT. [cm]	MATERIALE

Ing. Elena Bai - BMB Ingegneria

Da: Labbadini Carlo <carlo.labbadini@gruppoicap.it>
Inviato: mercoledì 2 maggio 2018 10:47
A: Ing. Elena Bai - BMB Ingegneria
Cc: Maggi Laura
Oggetto: R: Comune di Arese-portata si scarico vasca di accumulo acque meteoriche

Ingegnere buongiorno

Vista l'impossibilità, come da lei indicato, di disperdere negli strati del suolo e del sottosuolo a causa della presenza di falde sospese le acque meteoriche provenienti dalla copertura dell'edificio residenziale, si applica quanto previsto dal regolamento del servizio idrico integrato all'art. 57.8

"Ove sia vietato da disposizioni in materia di tutela delle risorse idriche ovvero laddove risulti tecnicamente impossibile provvedere allo smaltimento delle acque meteoriche tramite dispersione locale, il Gestore, in deroga al divieto di cui sopra, potrà autorizzare lo scarico in rete fognaria pubblica entro il limite massimo di 20 l/s per ettaro di superficie scolante drenata."

Non si applicano le misure di invarianza idraulica, avremo però necessità di ricevere relazione tecnica sulla quale rilasciarvi nostro parere per successiva richiesta d'allaccio

A disposizione per eventuali ulteriori informazioni

Cordiali saluti



Carlo Labbadini
Responsabile Gestione Fognatura e Vasche Volano
Area Tecnica – Gestione Fognatura e Depurazione
Via Rimini 34/36
20142 Milano

+39 02-89520.762
www.gruppoicap.it
carlo.labbadini@gruppoicap.it



Le informazioni contenute nella presente comunicazione e i relativi allegati possono essere riservate e sono, comunque, destinate esclusivamente alle persone o alla Società sopraindicati e non sono da considerarsi comunicazioni personali, quindi eventuali risposte potranno essere conosciute da persone appartenenti all'azienda.

La diffusione, distribuzione e/o copiatura del documento trasmesso da parte di qualsiasi soggetto diverso dal destinatario è proibita, sia ai sensi dell'art. 616 c.p., che ai sensi del D.Lgs. n. 196/2003.

Se avete ricevuto questo messaggio per errore, vi preghiamo di distruggerlo e di informarci immediatamente inviando un messaggio all'indirizzo e-mail amministratore.sistema@capholding.it



Evitate di stampare questo messaggio, se non ne avete reale necessità