



WESTFIELD MILAN S.p.a.

C.so Giacomo Matteotti, 10

20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

COMUNE DI SEGRATE

VARIANTE PROGRAMMA ATTUATIVO AMBITO 3

Titolo elaborato :	All.to n.
STUDIO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E SISMICO	B_08

Revisioni	Controllato	Approvato	Data : <u>Gennaio 2014</u>	Scala :
			Agg.to : <u>Marzo 2015</u>	

Concept Design :

leonard design architects

Il Progettista :

add architecture design and development srl

via dezza 32 via per busto 9
20144 milano 21058 solbiate olona (va)
italia italia
tel +39 02 48193922 tel +39 0331 677959
fax +39 02 48016628 fax +39 0331 329306

Consulenze :

entevia S.p.A.
Societ a Siciliana "VALENTINI" AMMINISTRATA
Via Caltanissetta 47 - 20122 MILANO (MI) (MI)
Tel. 02/4800087 (r.a.) - Fax 02/4800048
indirizzo e-mail: rvangelita.it

MPN UK LIMITED
CONSULTING ENGINEERS
STRUCTURAL AND CIVIL

essebi INGEGNERIA

Norman Disney & Young

Visto	Visto
WESTFIELD MILAN S.p.a. C.so Giacomo Matteotti, 10 20121 Milano

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
4. SISMICITA'	4
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	14
5.1 GEOMORFOLOGIA	14
5.2 GEOLOGIA.....	14
5.3 RETICOLO IDROGRAFICO	17
5.4 STRUTTURA IDROGEOLOGICA GENERALE.....	18
5.5 CARATTERI PIEZOMETRICI LOCALI	21
6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ALL'INTERNO DEL PRGC	23
7 INDAGINI ESEGUITE	25
8 STRATIGRAFIA DELL'AREA.....	26
9 PARAMETRI GEOTECNICI.....	27
10 FONDAZIONI SUPERFICIALI (D.M. 14 GENNAIO 2008)	28
11 CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	31
12 CONCLUSIONI.....	56
ALLEGATO 1	57
INDAGINI ESEGUITE	57

1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta per la realizzazione del nuovo centro commerciale polifunzionale ubicato nell'area della ex dogana in comune di Segrate (MI).

Ad una descrizione delle indagini in sito eseguite per la caratterizzazione geotecnica dei terreni segue una descrizione dei parametri utilizzati per il dimensionamento delle opere di fondazione.

Sono inoltre state analizzate le problematiche relative alla stabilità ed ai cedimenti indotti dai carichi trasmessi alle fondazioni.

La relazione geotecnica ottempera a quanto richiesto dal D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.



Vista area di intervento

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione del territorio nazionale.
- **D.M. 14.01.2008:** Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- **O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006 (G.U. 11.5.2006 n.108)**
Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- **O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 (Supplemento ordinario alla G.U. 8.5.2003 n.105)**
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- **Eurocodice 7.1 (1997):** Progettazione geotecnica – parte I : Regole Generali. – UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002):** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002):** Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- ✓ Relazione di fattibilità geologico-tecnica e attestazione di conformità (dott. geol. Castellotti - Ottobre 2008)
- ✓ Piano Regolatore Generale del Comune di Segrate vigente.

4. SISMICITA'

La classificazione sismica attribuisce all'intero territorio nazionale valori differenti del grado di sismicità da prendere in considerazione nella progettazione delle opere.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto deve essere valutata anche l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s ovvero sul numero medio di colpi N_{SPT} ovvero sulla coesione non drenata media c_u . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione:

- A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica media $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata media $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
- C *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

- E Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s).

Il suolo di fondazione appartiene alla **categoria C**.

La categoria topografica è la **T1**.

Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio italiano è suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A. I valori convenzionali di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella.

Zona	Valore di a_g
1	0.35g
2	0.25g
3	0.15g
4	0.05g

Le zone 1, 2 e 3 possono essere suddivise in sottozone caratterizzate da valori di a_g intermedi rispetto a quelli riportati nella tabella e intervallati da valori non minori di 0,025.

L'area in studio si sviluppa interamente nell'ambito del territorio nel comune di Segrate (MI) che è classificato in **zona 4**.

Caratterizzazione della pericolosità sismica

La pericolosità sismica, in senso probabilistico, è la probabilità che un valore prefissato di pericolosità, espresso da un parametro di moto sismico al suolo (ad esempio l'accelerazione massima) o da un grado di intensità macrosismica, venga superato in un sito dato (o in un insieme di siti) entro un dato periodo di tempo.

Il valore di pericolosità sismica è associato al valore di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g .

Nel 2004 è stata elaborata la nuova mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (Figura 1). La mappa definisce localmente i livelli di accelerazione massima su suolo roccioso (suolo di categoria A, $V_{s,30} > 800$ m/s) con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni, ovvero un periodo di ritorno pari a 475 anni.

Questa mappa è stata elaborata basandosi:

- sulla "carta di zonazione sismogenetica del territorio italiano ZS9" (Figura 2);
- sull'uso di relazioni di attenuazione (Ambrayses et al., 1996; Sabetta e Pugliese, 1996) modificate per tenere conto dei meccanismi di fagliazione prevalenti nelle diverse ZS, secondo i fattori correttivi determinati da Bomber et al. (2003);
- sull'approccio probabilistico alla Cornell per ricostruire la storia sismica di un sito;
- su una struttura ad albero logico che tenga conto delle principali alternative decisionali, quali la relazione di attenuazione adottata, la modalità di valutazione dei periodi di completezza del catalogo, il calcolo dei tassi di sismicità, la magnitudo massima per le diverse ZS.

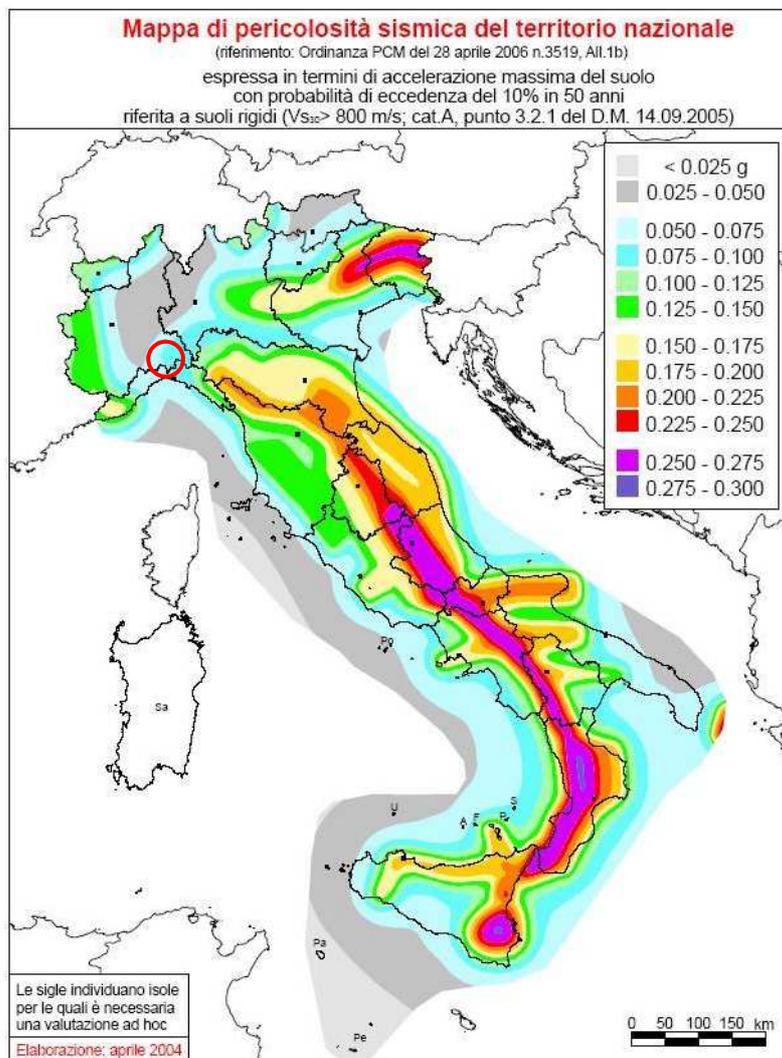


Figura 1 – Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (2004)

In questa mappa il comune di Segrate (MI), è inserito nella zona caratterizzata da un valore di a_g compreso tra 0.050g e 0.075g.

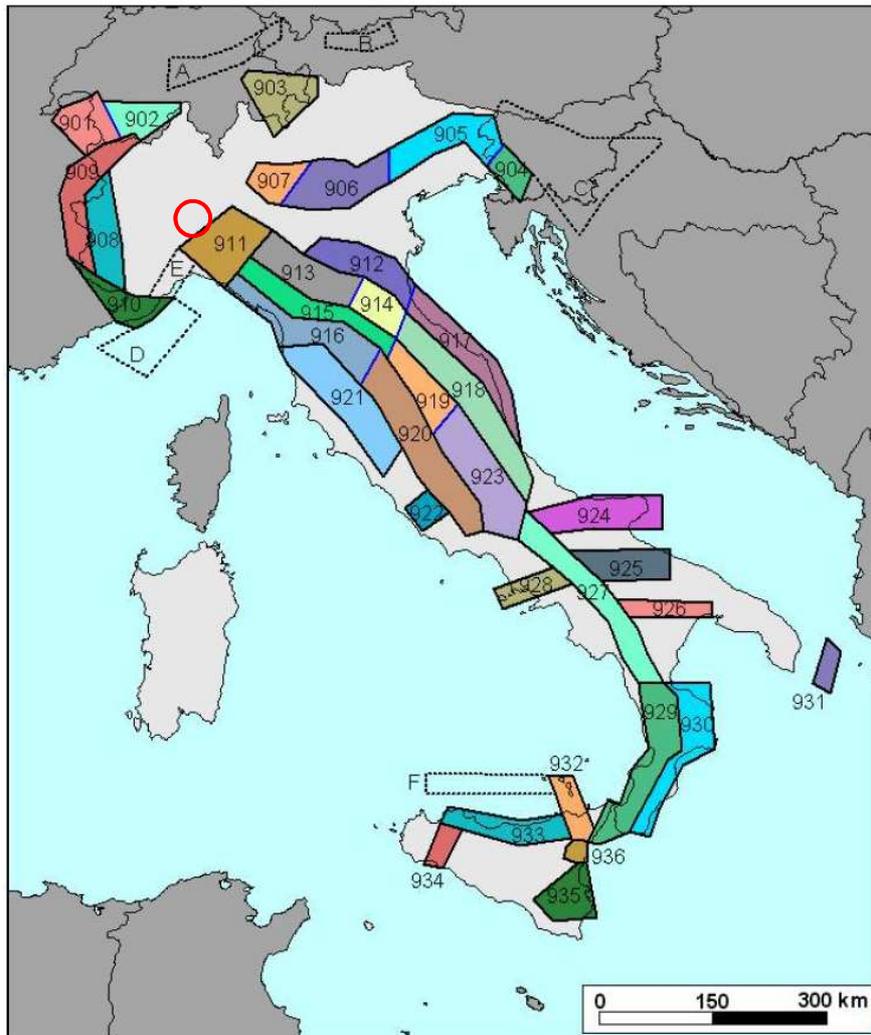


Figura 2 – Zonazione sismogenetica del territorio italiano, ZS9 (Gruppo di Lavoro, 2004)

Calcolo dell'azione sismica di progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento con superficie topografica orizzontale (di categoria A), 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} nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è

ammesso l'uso di accelerogrammi, purchè correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo di fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il calcolo dei parametri sopra citati sono stati considerati i seguenti parametri:

- **Classe d'uso:** classe nella quale sono suddivise le opere, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso;
- **Vita nominale dell'opera V_N :** intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata (da questo valore viene calcolato il Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R come:

$$V_R = V_N * C_U$$

dove C_U è il coefficiente d'uso);

- **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} :** in funzione dello stato limite di riferimento.

Nel caso dell'opera in oggetto sono considerati i seguenti valori:

- **Classe d'uso III:** costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

- **Vita nominale V_N :** ≥ 50 anni: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- **Coefficiente d'uso C_U :** 1.5 relativo alla classe d'uso III.
- **Periodo di riferimento per l'azione sismica:** $V_R = V_N * C_U = 50 * 1.5 = 75$ anni

In funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} vengono calcolati i valori a_g , F_0 , T^*_c e del periodo di ritorno

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite		P_{VR}	Periodo di ritorno (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (sec)
SLE	SLO	81%	45	0,025	2,547	0,195
	SLD	63%	75	0,031	2,555	0,214
SLU	SLV	10%	712	0,063	2,641	0,290
	SLC	5%	1462	0,077	2,679	0,303

Dove:

SLE = stati limite di esercizio

SLO = stato limite di operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

SLD = stato limite di danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

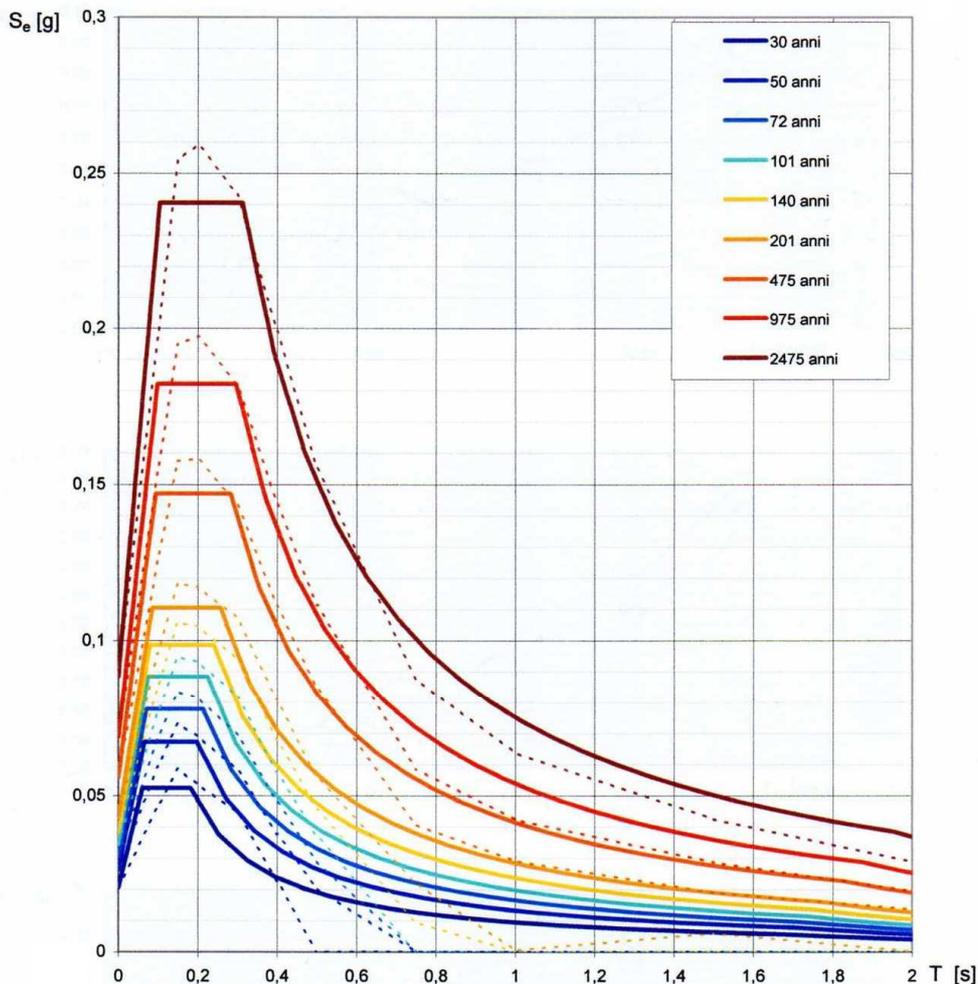
SLU = stati limite ultimi

SLV = stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti

delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

SLC = stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli nei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



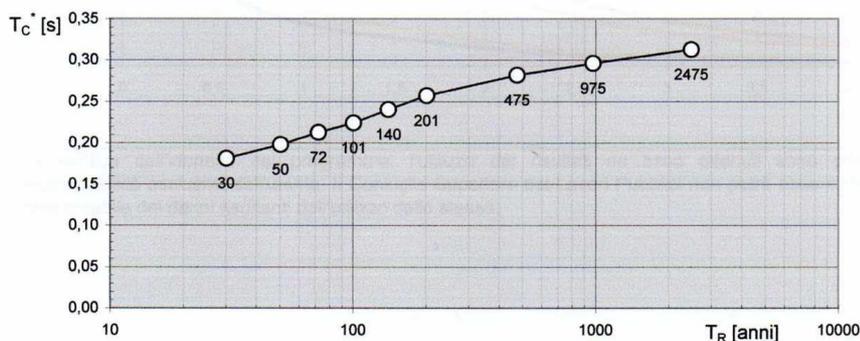
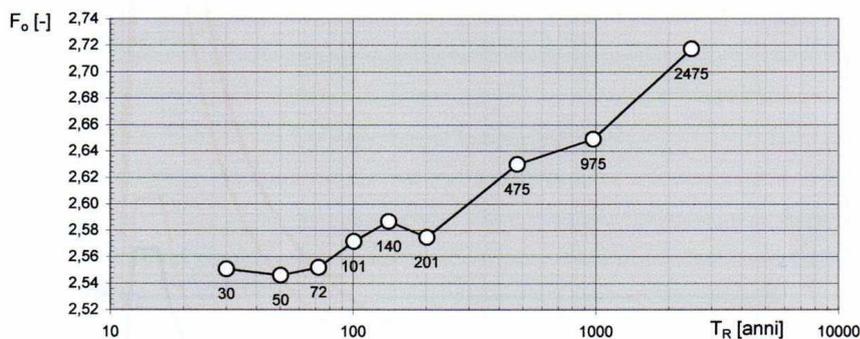
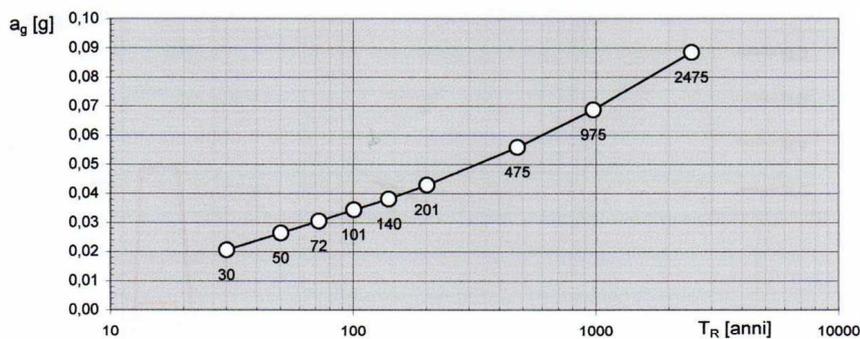
NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

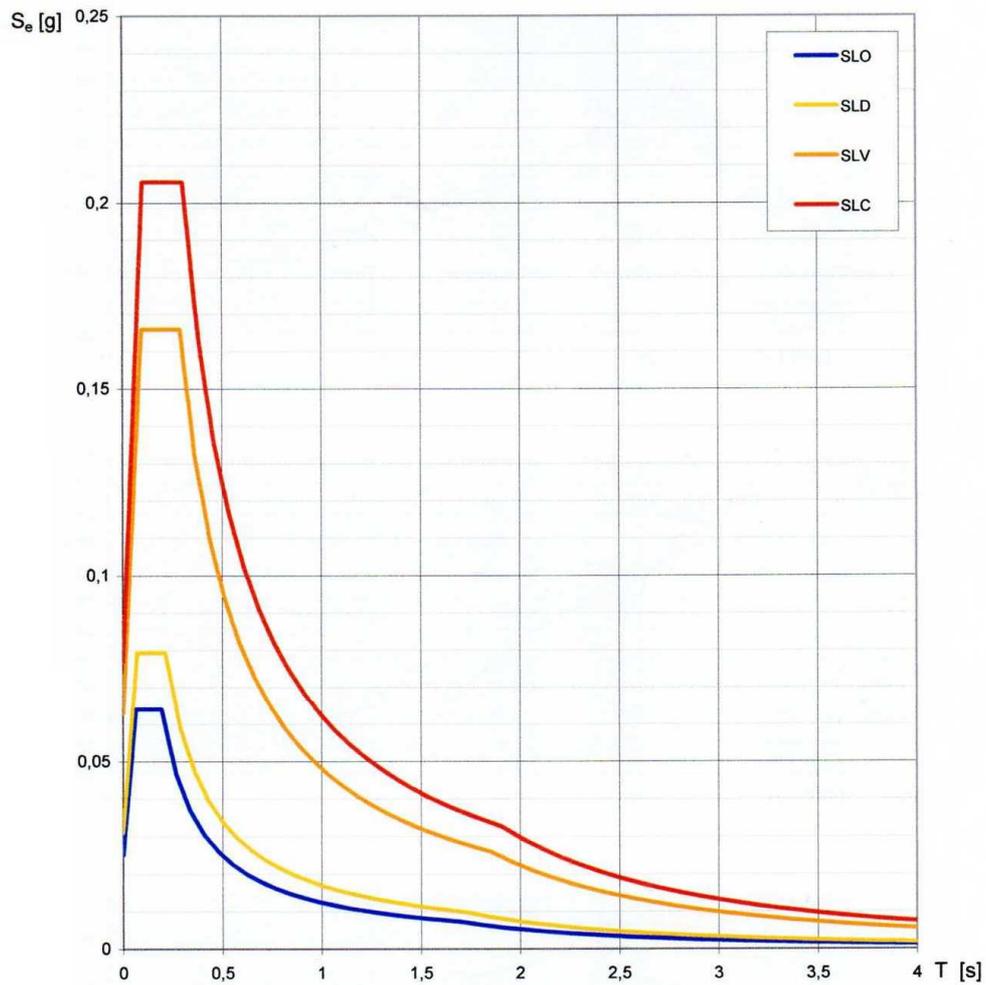
T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (sec)
30	0,021	2,551	0,182
50	0,026	2,546	0,198
72	0,031	2,552	0,213
101	0,034	2,572	0,224
140	0,038	2,587	0,240
201	0,043	2,575	0,257
475	0,056	2,630	0,282
975	0,069	2,649	0,296
2475	0,089	2,717	0,313

(Latitudine: 45,482500 – Longitudine: 9,289000)

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* : variabilità col periodo di ritorno T_R

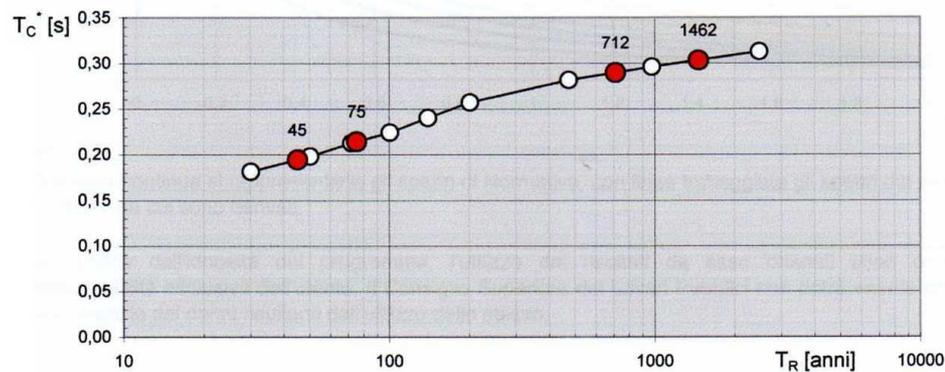
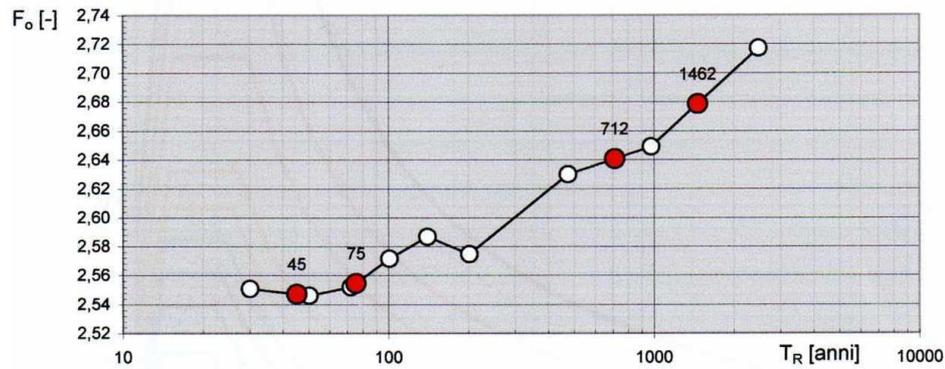
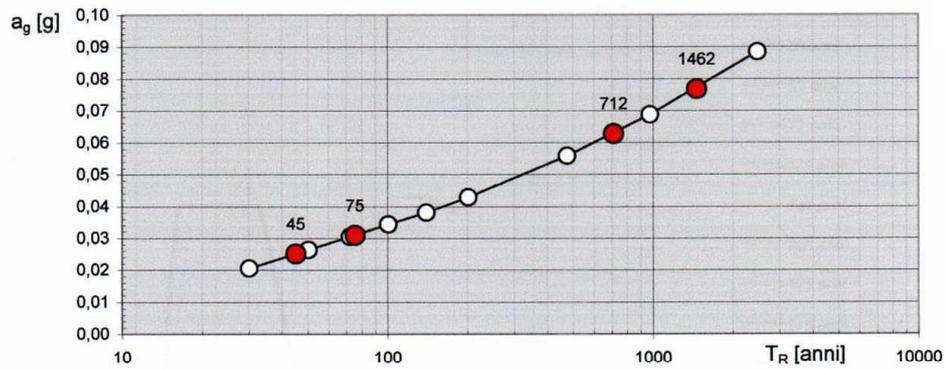


Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Stati limite		P_{VR}	Periodo di ritorno (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (sec)
SLE	SLO	81%	45	0,025	2,547	0,195
	SLD	63%	75	0,031	2,555	0,214
SLU	SLV	10%	712	0,063	2,641	0,290
	SLC	5%	1462	0,077	2,679	0,303

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_c^* in funzione del periodo di ritorno T_R



5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO e GEOMORFOLOGICO

5.1 GEOMORFOLOGIA

Il territorio del comune di Segrate è ubicato nel settore settentrionale della pianura padana lombarda, subito ad Est della città di Milano; l'area è compresa nel quadrante B6 della Carta Tecnica Regionale.

Il contesto di pianura monotona è interrotto dai numerosi canali irrigui dei quali i più importanti derivano dal Naviglio Martesana e presentano direzione generale verso Sud.

Il territorio, appartenente alla cintura metropolitana, ha subito un importante sviluppo residenziale ed industriale nell'ultimo trentennio, che ha determinato un contrasto con aree che conservano ancora il carattere agricolo originario, caratteristica questa comune a quanto si osserva in altri centri abitati immediatamente a Est, Sud-Est di Milano.

Ad un esame dettagliato dell'assetto geomorfologico il territorio presenta un andamento relativamente pianeggiante con blando declivio verso Sud e quote comprese tra 124 e 108 m s.l.m.; alcune modeste ondulazioni sono dovute ai processi deposizionali delle grandi conoidi pedemontane.

Il drenaggio delle acque di superficie ha creato incisioni ed avvallamenti, che tuttavia risultano poco evidenti o addirittura completamente obliterati dalle trasformazioni antropiche, che rappresentano invece gli elementi morfologici di maggior spicco dell'area (specchi d'acqua delle attività di cava, cigli di scarpata e rilevati stradali).

5.2 GEOLOGIA

Le caratteristiche geologiche del territorio di Segrate sono state definite, nell'ambito della redazione dello Studio geologico allegato al Piano Regolatore Comunale Vigente, tramite:

- rilevamento geologico originario eseguito alla scala 1:10.000, utilizzando, per il Quaternario, tecniche di rilevamento e termini formazionali definiti dal Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Milano - Gruppo Quaternario (Bini A., 1987);
- acquisizione dei dati geologici riferiti al Progetto CARG della Regione Lombardia –Sistema Informativo Territoriale Regionale e successivo confronto con i dati rilevati;
- analisi litologica di dettaglio di alcune sezioni di riferimento costituite da spaccati naturali (affioramenti) ed artificiali (assaggi con escavatore condotti sino alla profondità massima di 3 m circa) presenti nel territorio comunale ed in aree limitrofe.

Oltre alle osservazioni dirette sul terreno, l'andamento superficiale dei limiti tra le unità geologiche è stato interpretato e controllato mediante osservazione stereoscopica delle foto aeree (volo regionale 1994); l'andamento in profondità delle unità è stato interpretato sulla base dell'esame e correlazione delle stratigrafie dei pozzi per acqua (sezioni idrogeologiche).

Le unità geolitologiche presenti in affioramento o desunte dalle cartografie CARG sono di seguito elencate e descritte dalla più antica alla più recente e superficiale

Unità stratigrafiche quaternarie

Supersistema di Besnate – Unità di Guanzate (Pleistocene medio – superiore)

L'unità è rappresentata da depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie medio grossolane massive, occasionalmente a debole isorientazione, a supporto di matrice sabbiosa grossolana. Clasti da subarrotondati a subangolosi, con dimensioni modali centimetriche, a petrografia poligenica. Il colore della matrice rientra nelle pagine 10YR e 7.5YR delle Munsell Soil Color Charts.

L'alterazione interessa circa il 40% dei clasti, da decarbonatati ad argillificati/arenizzati, per uno spessore medio superiore ai 2 m. Sono presenti coperture loessiche con spessori in diminuzione verso Sud.

Supersistema di Besnate – Unità di Minoprio (Pleistocene medio – superiore)

L'unità è rappresentata da depositi fluvioglaciali e da depositi di esondazione. L'alterazione interessa circa il 30/40% dei clasti, da decarbonatati ad argillificati/arenizzati, per uno spessore medio inferiore ai 2 m. Priva di evidente copertura loessica colluviata (probabile asportazione per interventi antropici).

I depositi fluvioglaciali sono costituiti da ghiaie massive a supporto di matrice sabbiosa medio grossolana o sabbioso limosa. Clasti da subarrotondati a subangolosi, con dimensioni modali centimetriche e massime decimetriche, a petrografia poligenica, con carbonati prevalenti.

I depositi di esondazione sono costituiti da sabbie ghiaiose, sabbie e sabbie limose. Il colore della matrice rientra nella pagina 7.5YR delle Munsell Soil Color Charts.

Sistema di Cantù (Pleistocene superiore)

L'Unità è espressione sedimentaria dell'espansione glaciale più recente (Wurm A.A.) ed è rappresentata da depositi fluvioglaciali e da depositi fluvioglaciali a bassa energia.

La superficie limite superiore presenta un profilo di alterazione con uno spessore medio inferiore al metro, caratterizzato da suoli poco sviluppati. La copertura loessica è assente. Il colore della

matrice rientra nelle pagine 10YR e 2.5Y, a causa di deboli fenomeni di idromorfia, delle Munsell Soil Color Charts.

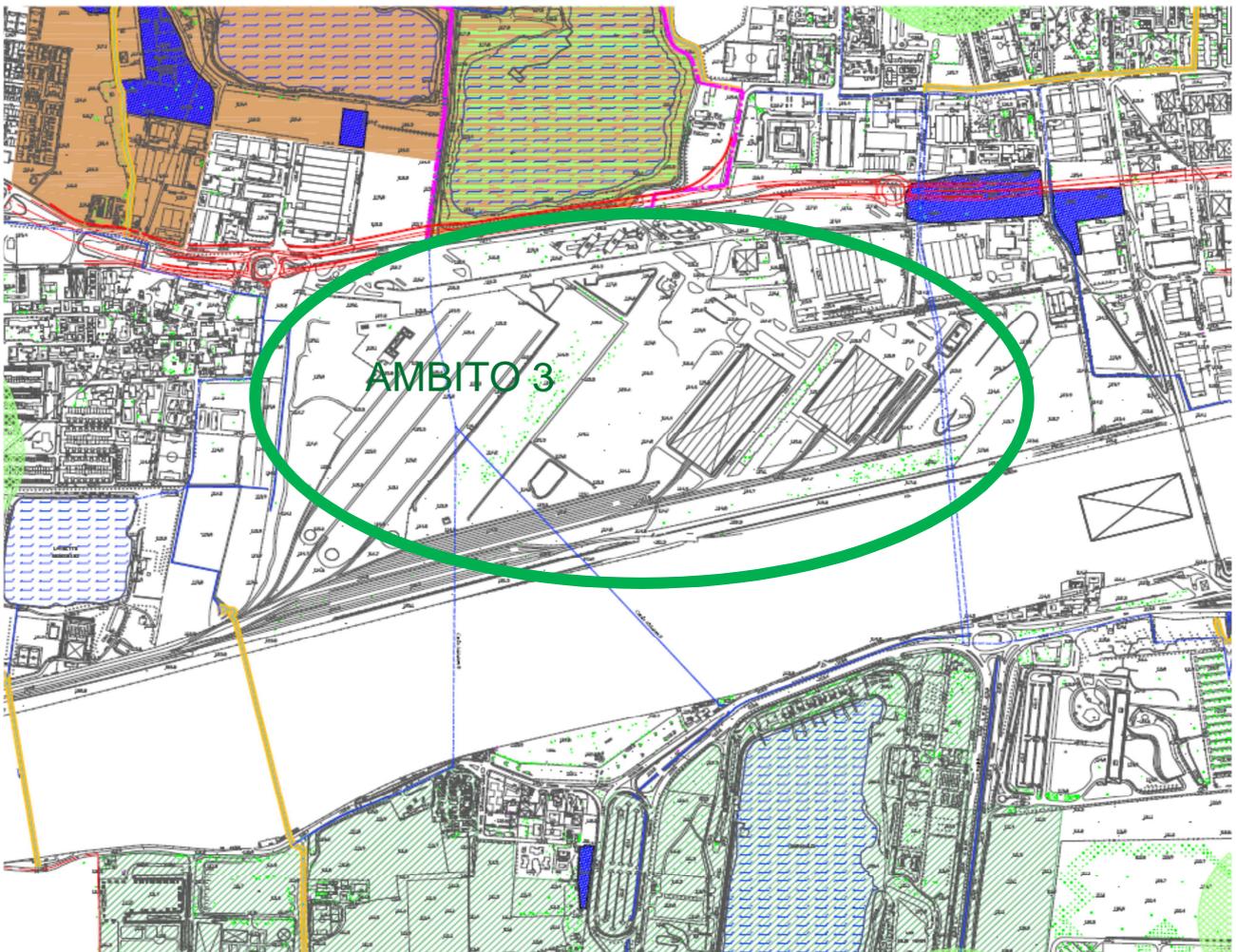
I depositi fluvioglaciali sono costituiti da ghiaie a supporto di clasti con matrice sabbiosa o sabbioso limosa, con frequenti intercalazioni di sedimenti fini sabbiosi di spessore anche metrico. I clasti sono poligenici, arrotondati/subarrotondati, in prevalenza centimetrici.

Sintema del Po – Unità Postglaciale (Pleistocene superiore - Olocene)

L'unità è rappresentata da depositi fluviali costituiti da ghiaie a supporto clastico e di matrice sabbioso limosa, sabbie ghiaiose, sabbie e limi, alternanze di ghiaie e sedimenti sabbioso/limosi.

La superficie limite superiore è caratterizzata da suoli poco evoluti. I colori prevalenti della matrice rientrano nelle pagine 10YR e 2.5Y delle Munsell Soil Color Charts.

I depositi dell'unità sono associati sia a sedimenti depositi dal Fiume Lambro nella sua valle fluviale sia alle vie di drenaggio ricondotte a depressioni legate ai fontanili presenti nell'area e a veri e propri paleo alvei presenti sul livello modale della pianura.



*STRALCIO DELLA CARTA DI SINTESI DEGLI ELEMENTI CONOSCITIVI E VINCOLI AMBIENTALI
ALLEGATA AL PRGC DI SEGRATE*

Elementi fisici	Elementi normativi
 <p>Aree con terreni prevalentemente ghiaioso sabbiosi da mediamente addensati ad addensati, con strato superficiale limoso o limoso sabbioso Vulnerabilità della falda di grado elevato</p>	<p>11  Pozzi ad uso potabile</p> <p> Zona di tutela assoluta (raggio di 10 m dal pozzo), recintata e adibita esclusivamente ad opere di presa e a costruzioni di servizio</p> <p> Zona di rispetto, definita con criterio geometrico (200 m dall'asse del pozzo), nella quale è vietato l'insediamento dei centri di pericolo previsti dall'Art. 21 del D.Lgs. 152/99 modificato dal D. Lgs. 258/00</p> <p> Perimetrazione Parco Agricolo Sud Milano istituito con L.R. 24 del 23/04/1990</p> <p> Rispetto cimiteriale</p> <p> Ambito di cava da Piano Cave Provinciale (D.G.R. 6/554 del 09/04/1997)</p> <p> Ambito di recupero ex Art.46 da Piano Cave Provinciale (D.G.R. 6/554 del 09/04/1997)</p> <p> Viabilità speciale in progetto</p>
 <p>Aree connesse ai fontanili che mantengono identità morfologica e di funzione (larghezza 10 m) Vulnerabilità della falda di grado estremamente elevato</p>	
 <p>Rete idrografica regolata (canali e rogge) con funzione irrigua o di bonifica Vulnerabilità della falda di grado estremamente elevato</p>	
 <p>Aree interessate attualmente da attività di cava Vulnerabilità della falda di grado estremamente elevato</p>	
 <p>Aree con impatto sul suolo generato da attività di cava progressa Vulnerabilità della falda di grado estremamente elevato</p>	
 <p>Aree degradate e aree dismesse Vulnerabilità della falda di grado elevato</p>	
 <p>Laghi prodotti da attività di cava che ha raggiunto la falda acquifera Vulnerabilità della falda di grado estremamente elevato</p>	

LEGENDA DELLA CARTA DI SINTESI DEGLI ELEMENTI CONOSCITIVI E VINCOLI AMBIENTALI ALLEGATA AL PRGC DI SEGRATE

Il territorio in esame (AMBITO 3) è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvio-glaciali medio grossolani dell'Unità di Minoprio (Pleistocene medio-sup).

5.3 RETICOLO IDROGRAFICO

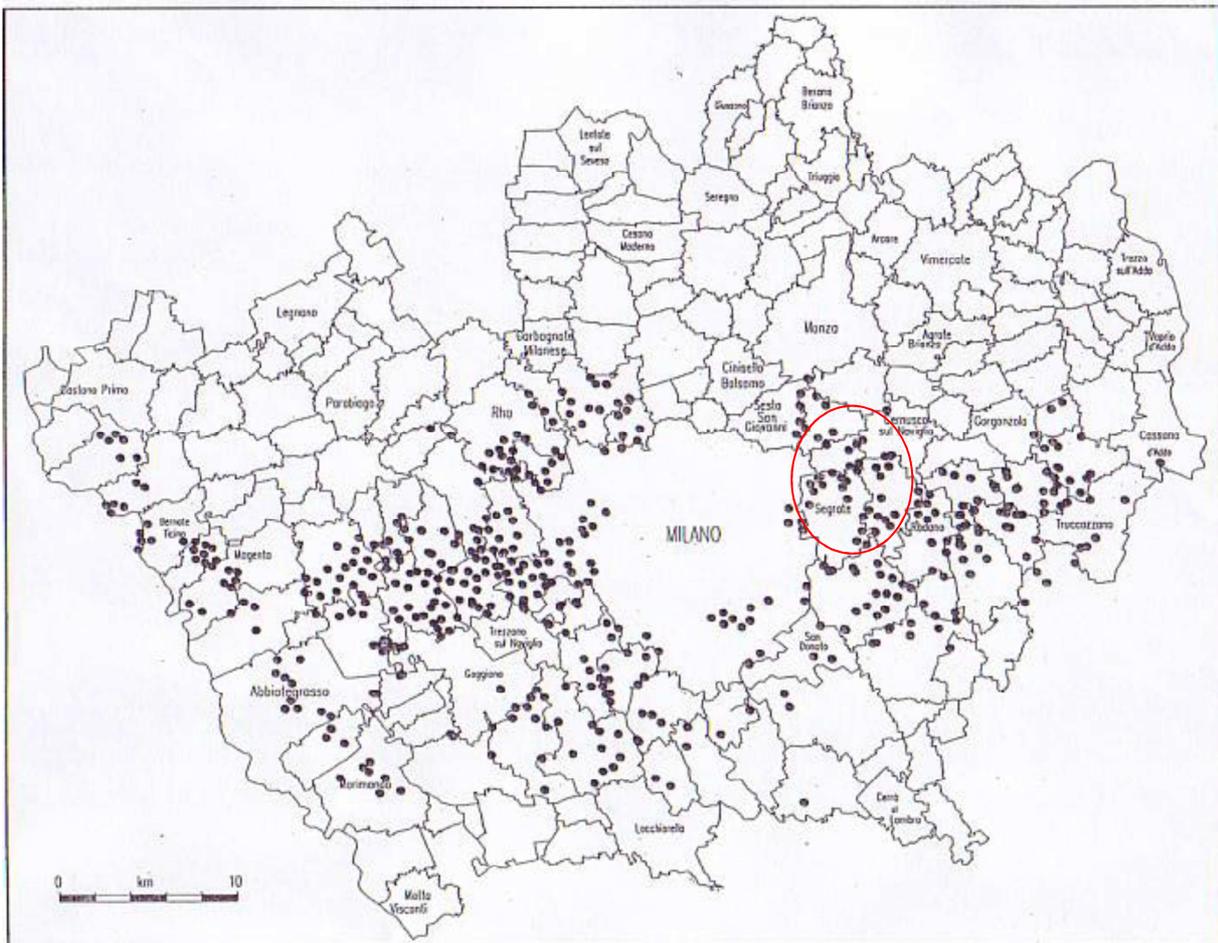
Nel territorio di Segrate esiste una fitta rete idrografica rappresentata da un sistema di canalizzazioni a scopo irriguo (canali e rogge) e dalla rete naturaliforme costituita dalle teste e aste di fontanili.

La zona in cui l'AMBITO 3 ricade, è in particolare caratterizzata dalla presenza di fontanili (vedi carta dei fontanili attivi nel 1977 riportata nel seguito) .

Per fontanile si intende uno scavo artificiale del suolo eseguito con l'intento di captare e contenere in un sistema di canali irrigui artificiali le acque di falda, poste in passato a pochi metri di profondità nel sottosuolo. I fontanili sono costituiti da una testa, di forma circolare e di varie dimensioni, con sponde da poco a mediamente acclivi (40°-50°), dalla quale l'acqua che vi risale viene convogliata in un canale principale detto asta, inizialmente della stessa dimensione e profondità della testa, poi

via via sempre meno profondo, fino a raggiungere il piano campagna dove si dirama in varie rogge, cavi o canaletti.

Sul territorio in esame, si tratta di una fascia allungata in direzione Est- Ovest in cui le acque sotterranee vengono a giorno, per una riduzione dei valori di permeabilita' degli strati profondi che provoca un'emergenza naturale della falda , drenata poi lungo rogge artificiali per un utilizzo agricolo e/o industriale. L'eccessivo sfruttamento delle acque sotterranee avvenuto negli anni 50 sino alla fine degli anni 80 ha fatto sensibilmente migrare verso sud la fascia dei fontanili. Dagli anni 90 in poi e' in atto un'inversione di trend dato il ridotto sfruttamento della falda superficiale.



5.4 STRUTTURA IDROGEOLOGICA GENERALE

Il modello idrogeologico dell'area di studio è stato ricostruito, sulla base della documentazione disponibile, integrando informazioni stratigrafiche e/o caratterizzazioni idrodinamiche relative ad opere di captazione pubbliche e private, con i dati desunti dagli studi idrogeologici più autorevoli e aggiornati relativi agli acquiferi padani della regione Lombardia, di seguito sintetizzati.

Nella schematizzazione idro stratigrafica si è tenuto conto della suddivisione in unità idro stratigrafiche proposta nel 1995 da Avanzini M., Beretta G.P., Francani V. e Nespoli M.2 , che prevede, dall'alto verso il basso:

- Unità ghiaioso-sabbiosa, costituita da facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Superiore;
- Unità sabbioso-ghiaiosa, costituita da facies fluviali del Pleistocene Medio;
- Unità a conglomerati e arenarie, costituita da facies fluviali del Pleistocene Inferiore;
- Unità sabbioso-argillosa, costituita da facies continentali e transizionali, riconducibili a Pleistocene Inferiore, al Villafranchiano Superiore e Medio Auctorum p.p.;
- Unità argillosa, costituita da facies marine riconducibili al Pleistocene Inferiore e al Calabriano Auctorum p.p..

Tale suddivisione è stata aggiornata sulla base delle risultanze dello studio Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia, pubblicato nel 2002 dalla Regione Lombardia in collaborazione con Eni-Divisione Agip e del relativo Aggiornamento geologico-stratigrafico (marzo 2005). In tale studio si propone un modello geologico del sottosuolo della pianura a scala regionale, che individua quattro Gruppi Acquiferi sovrapposti (A, B, C e D), delimitati alla base dall'interfaccia acqua dolce/acqua salata, come di seguito riportato:

- *Gruppo Acquifero A* (Olocene, Pleistocene Superiore – Pleistocene Medio); praticamente corrispondente alla suddetta unità ghiaioso-sabbiosa, costituisce la porzione superiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;
- *Gruppo Acquifero B* (Pleistocene Medio); all'incirca corrispondente all'insieme delle suddette unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie, costituisce la porzione inferiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;
- *Gruppo Acquifero C* (Pleistocene Inferiore [Siciliano ed Emiliano]); corrispondente alla porzione superiore della suddetta unità sabbioso-argillosa;
- *Gruppo Acquifero D* (Pleistocene Inferiore [Santerniano]); corrispondente alla porzione inferiore (Santerniano) della suddetta unità sabbioso-argillosa.

Di seguito si riporta la descrizione delle caratteristiche strutturali dei gruppi acquiferi interessanti il territorio di Segrate:

- Unità Ghiaioso-sabbiosa (Fluviali Würm, Würm tardivo e alluvioni recenti Auct.) [Gruppo Acquifero A] - L'unità in esame è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale; nella terminologia di uso corrente viene identificata come "Primo Acquifero" in quanto forma la roccia serbatoio della falda libera del settore milanese. Nel settore di alta pianura l'unità in esame contiene una falda libera, in comunicazione con quella del "Ceppo", unicamente in alcuni settori

localizzati riferibili a strutture di "paleoalveo", risultando insatura nelle restanti aree. Solo a partire dalla media pianura difatti, in relazione all'avvicinamento del livello piezometrico alla superficie del terreno, l'unità forma il primo acquifero (Francani e Pozzi, 1981). L'insieme degli acquiferi contenuti in questa unità e in quella successivamente descritta, viene identificato come "Acquifero Tradizionale" in quanto costituisce il corpo idrico sotterraneo contenente la falda tradizionalmente sfruttata dai pozzi dell'area milanese. Nella realtà questo complesso è formato da un sistema multifalda che viene assimilato ad un monostrato acquifero. Questa condizione strutturale assume un carattere ancor più marcato nelle aree di bassa pianura dove, in relazione all'affinamento della granulometria dei terreni, l'unità in esame è caratterizzata già a partire dalla superficie dalla prevalenza di livelli limoso-argillosi ai quali si alternano terreni più grossolani (sabbie e sabbie con ghiaia), che formano acquiferi con falde semi-confinato o confinate.

- Unità Sabbioso-ghiaiosa (Fluviali Mindel-Riss Auct.) [Gruppo Acquifero B] - Nell'area di Milano questo complesso, attribuito al Pleistocene Medio, forma la parte basale dell'"Acquifero Tradizionale" ed è identificata sotto l'aspetto idrogeologico come "Secondo Acquifero". E' costituita da una alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso argillosi, talora con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Anche in questa unità procedendo verso Sud si verifica una riduzione di granulometria che conferisce caratteri litologici del tutto analoghi a quelli della sottostante unità sabbioso-argillosa in facies continentale. Gli acquiferi contenuti in essa sono separati dalla falda sovrastante da diaframmi scarsamente permeabili costituiti da limi e argille, che limitano gli scambi tra la falda libera del primo acquifero e quella contenuta nel secondo acquifero. Per tali motivi le falde in essa contenute risultano semi-confinato e localmente possono assumere caratteristiche prossime a quelle confinate.
- Unità Sabbioso-argillosa [Gruppi acquiferi C-D] - L'unità è costituita in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe (Pleistocene medio e inferiore), che forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata. A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie, ghiaie e conglomerati che formano acquiferi con falde confinate che vengono identificati con la denominazione di "Terzo Acquifero" o "Acquiferi Profondi".

L'elevata permeabilità dei sedimenti fluvio-glaciali che costituiscono la parte superiore dell'acquifero tradizionale, consente la ricarica da parte delle acque meteoriche e dalle acque di infiltrazione provenienti da canali e rogge artificiali.

La conducibilità idraulica di questa unità – Gruppo Acquifero A – è compresa tra 10^{-3} e 10^{-4} m/s.

5.5 CARATTERI PIEZOMETRICI LOCALI

L'andamento generale del livello della falda tradizionale, evidenzia linee di deflusso con direzione NNO-SSE con valori di soggiacenza elevati nella zona Nord di Milano (20-30 mt) che diminuiscono progressivamente verso sud, annullandosi in pratica lungo la linea dei fontanili.

La morfologia della superficie piezometrica dell'acquifero superiore viene ricavata dalle elaborazioni eseguite dal Settore Risorse Idriche e attività estrattive della Provincia di Milano che periodicamente elabora la cartografia di seguito riportata.

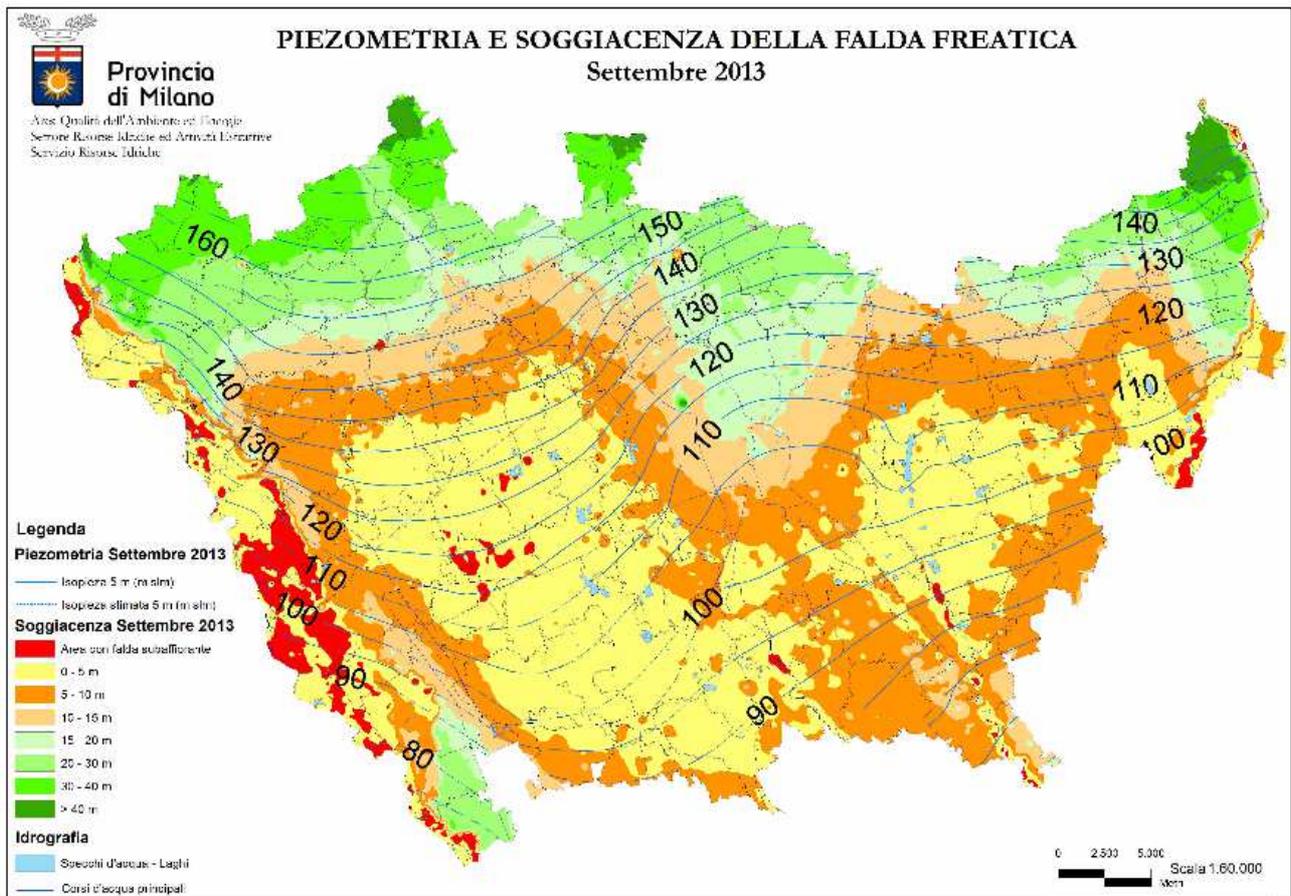
Le misure periodiche dei livelli della falda, sono il frutto di una sinergia tra Enti diversi e comprendono pozzi e piezometri esistenti sul territorio provinciale, di cui non deve essere sottovalutata l'eterogeneità delle metodiche di misurazione, integrati facendo ricorso a misure di pozzi, a quote di fontanili, a quote idrometriche del Ticino, Adda e Lambro Settentrionale ricavate dalla Carta Tecnica Regionale. Nella carta tematica sono stati rappresentati due livelli informativi:

- la carta piezometrica le cui linee isopiezometriche hanno intervalli studiati, in considerazione della scala di realizzazione della carta, proporzionali alla densità ed accuratezza delle misure. La carta inoltre non evidenzia tutte le interazioni tra falda e corsi d'acqua naturali e artificiali, i "disturbi" dovuti alla presenza di cave in falda ad esclusione del bacino dell'Idroscalo. Nella fascia delle risorgive sono state inserite le quote dei fontanili anche in considerazione delle limitate oscillazioni della falda, assorbite dalla variazione di portata dei fontanili stessi.
- La carta della soggiacenza e modello digitale del terreno elaborata su tutto il territorio provinciale partendo dal modello digitale del terreno (40mx40m). Il valore di soggiacenza è stato ricavato come differenza tra il modello digitale del terreno e l'interpolazione piezometrica precedentemente descritta.

Per la creazione delle linee piezometriche è stato adottato il software Surfer 8.01. La griglia di riferimento è stata ottenuta tramite il metodo d'interpolazione Kriging.

Nell'area in esame, la morfologia della superficie piezometrica evidenzia una falda radiale debolmente divergente, con quote piezometriche comprese tra 103 e 115 m s.l.m.; le componenti del flusso idrico sotterraneo sono orientate NNE-SSW e N-S nelle porzioni sudoccidentali e il gradiente idraulico risulta maggiore nei settori centro-settentrionali del territorio comunale ($2.5 \div 2.6$

‰), riducendosi progressivamente nei settori meridionali (1.2÷1.8 ‰). Da rilevare il ruolo svolto sulla piezometria della falda superiore dalla struttura dell'Idroscalo e della Cava Binella, che determinano a livello locale una distorsione del flusso idrico sotterraneo a causa del loro ruolo di richiamo e alimentazione.



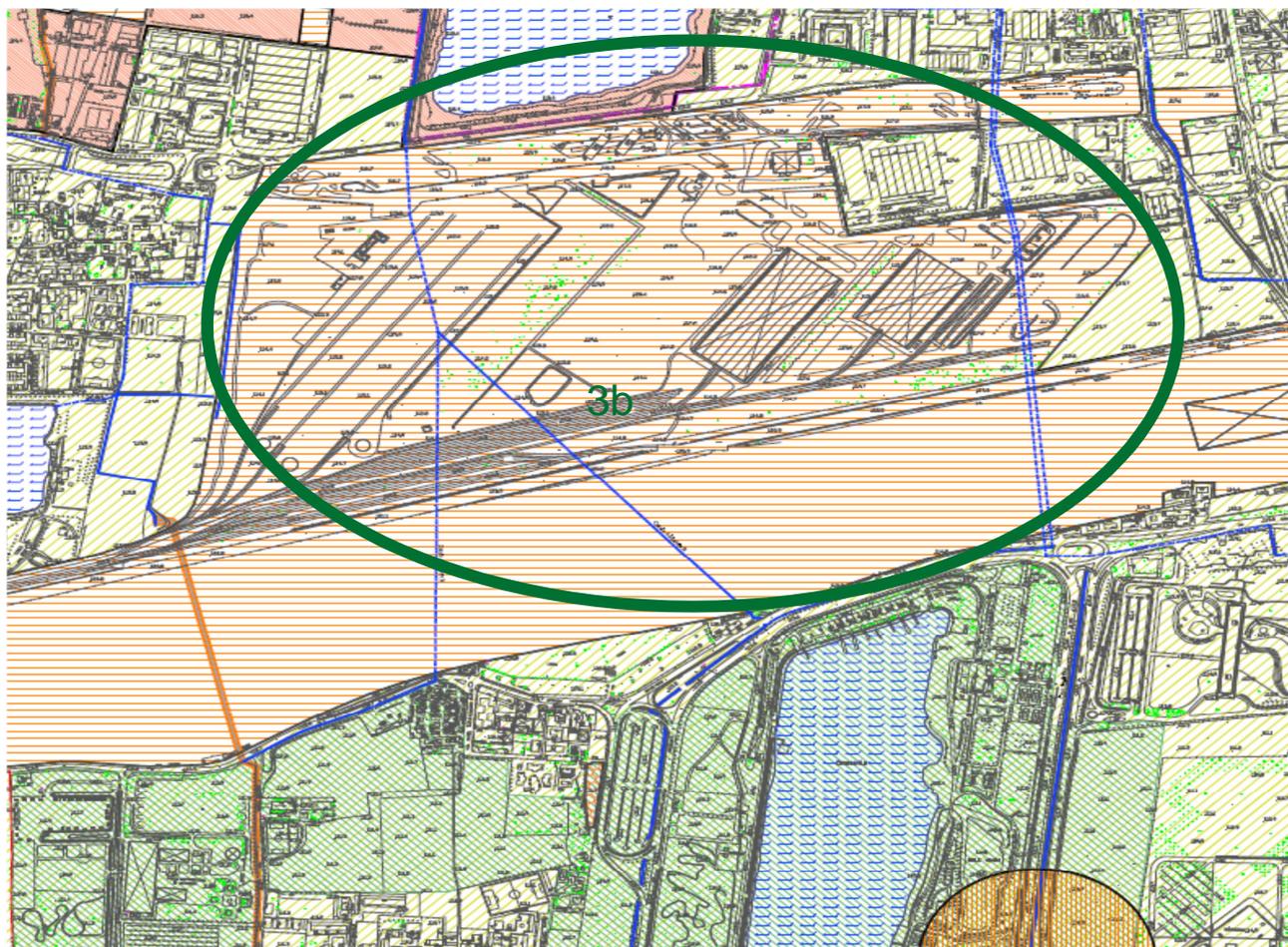
CARTA DELLA PIEZOMETRICA E SOGGIACENZA DELLA FALDA FREATICA (fonte provincia di Milano)

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ALL'INTERNO DEL PRGC

L'AMBITO 3 , oggetto dell'intervento edilizio in progetto, e' ubicato in area indicata in sede di Piano di Governo del Territorio , redatto ai sensi della LR 12/2005 , come appartenente alla **Classe di Fattibilità 3b** (DGR 8/7374/08) come da stralcio della Carta di fattibilità geologica sotto riportato.

Si tratta di area pianeggiante appartenente al livello fondamentale della pianura composta da terreni ghiaiosi con presenza di falda superficiale.

La classe di fattibilità 3b è così descritta :



**AZZONAMENTO DEL TERRITORIO IN CLASSI
DI FATTIBILITA' GEOLOGICA (D.G.R. n. 7/6645/01)**

	CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA	PRINCIPALI CARATTERISTICHE	VULNERABILITA' DELLA FALDA IDRICA	PARERE SULLE TRASFORMAZIONI D'USO
	2 MODESTE LIMITAZIONI Aree appartenenti al livello fondamentale della pianura	Aree pianeggianti con terreni granulari mediamente addensati con presenza di falda idrica a debole profondità con possibili interazioni con fabbricati od opere interrato	elevata	favorevole, con modeste limitazioni nel rispetto della vulnerabilità all'inquinamento della falda idrica sotterranea
	3a CONSISTENTI LIMITAZIONI Aree interessate da attività di cava	Aree interessate da attività di cava pregressa o in atto con possibilità di riscontrare terreni fini litologicamente disomogenei e con scadenti caratteristiche geotecniche, utilizzati per riempimento e ripristino morfologico	elevata	favorevole ma condizionato ad approfondite verifiche locali di carattere geotecnico
	3b CONSISTENTI LIMITAZIONI Aree condizionate da attività antropica	Aree condizionate da attività antropica attuale e pregressa (aree dismesse o degradate; aree con accumuli di materiali inerti e/o rifiuti solidi di dubbia composizione e litologicamente disomogenei con scadenti caratteristiche geotecniche area del Terminal Intermodale e Scalo Ferroviario Milano-Smistamento)	elevata	favorevole ma condizionato ad approfondite verifiche locali sia di carattere geotecnico che ambientale

STRALCIO DELLA CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA DELLE AZIONI DI PIANO ALLEGATA AL PRGC (NEL CERCHIO VERDE L'AMBITO 3)

7 INDAGINI ESEGUITE

Per la definizione dell'assetto stratigrafico si è fatto riferimento alle seguenti indagini eseguite nell'area di intervento dalla ditta RCT srl nell'agosto 2008 che sono consistite in:

- ✓ N.5 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità massima di -20 m da p.c. denominati S1, S2, S3, S4, S5.
Durante l'esecuzione sono state eseguite prove SPT ogni 1.5 m.
I fori S1, S3, S5 sono stati attrezzati con piezometro a tubo aperto.

- ✓ N.12 prove penetrometriche dinamiche continue (DP) spinte a sino a rifiuto che ha raggiunto la profondità di 10-13 m da p.c.

In Allegato 1 sono riportate le indagini eseguite (stratigrafie e prove penetrometriche)

8 STRATIGRAFIA DELL'AREA

La stratigrafia incontrata durante le fasi di indagine puo' essere cosi' riassunta:

Strato	da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	Litologia
1	0.0	2.0-3.8	Riporto costituito da sabbia limosa inglobante elementi di ghiaia. In alcuni punti si riscontrano resti lateritici
2	2.0-3.8	10.0-12.0	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa
3	10.0-12.0	20.0	Sabbia media debolmente limosa inglobante ghiaia e ciottoli

La falda misurata nei piezometri risulta compresa tra 7.0 e 7.8 m da p.c.

Considerando le oscillazioni stagionali, che risultano dell'ordine dei 2.0 m, si puo' assumere prudenzialmente un livello freatico massimo a -5.0 m da p.c. attuale.

9 PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici dei terreni presenti nell'area di studio.

Strato	Litologia	γ t/m ³	c' kPa	ϕ' °	E' Kg/cm ²
1	Riporto	/	/	/	/
2	Ghiaia e sabbia	2.0	0	39	400
3	Sabbia	2.1	0	41	500

dove:

γ = peso di volume

c' = coesione

ϕ' = angolo d'attrito

E' = modulo di deformazione

La falda viene considerata, a titolo cautelativo, a -5.0 m da p.c.

Lo strato 1 non viene parametrizzato in quanto si è riscontrata la presenza di materiale di riporto costituito da laterizi.

All'atto degli scavi dovrà essere verificato lo spessore di questo strato e le fondazioni dovranno essere impostate nello strato 2.

10 FONDAZIONI SUPERFICIALI (D.M. 14 gennaio 2008)

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1 e 2 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 3 per le resistenze globali.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F o (γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0

	Sfavorevole	1,5	1,5	1,3
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.				

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Tabella 3: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1 e 2 e nella Tabella 4, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 4: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione $E_d \leq C_d$

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

11 CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il calcolo della capacità portante è stato condotto in ossequio alle Norme Tecniche sulle Costruzioni D.M. 14-01-2008, adottando la combinazione di carico agli Stati Limite Ultimi 'GEO':

A2+M2+R2

Di seguito si riportano i calcoli relativi ad una fondazione tipo:

- 3.0 x 3.0 m
- 4.0 x 4.0 m
- 5.0 x 5.0 m
- 6.0 x 6.0 m

posta a – 3.1 m da p.c.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

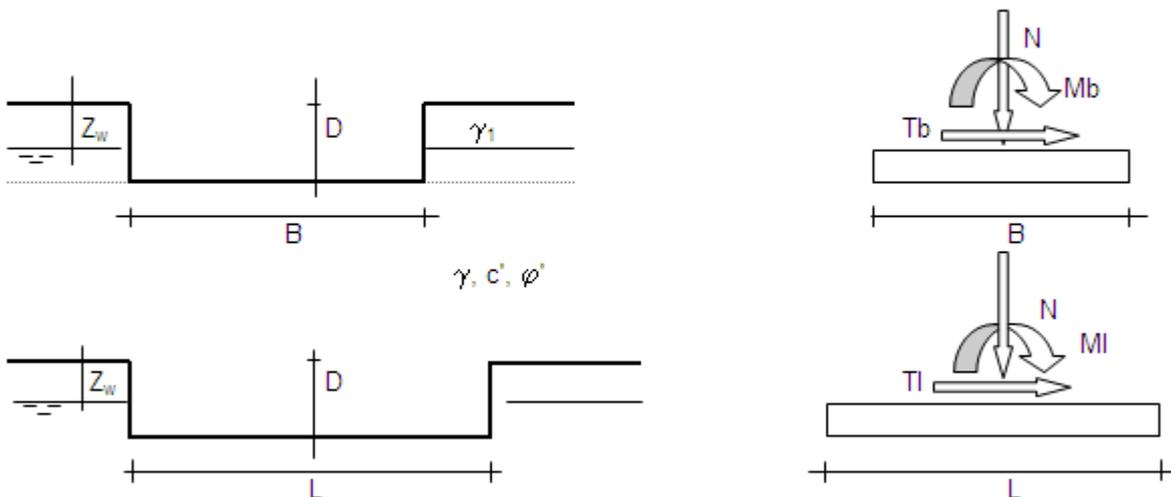
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

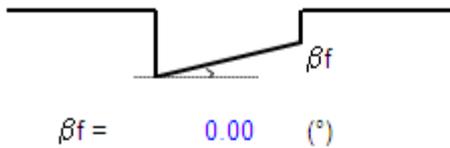
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	●	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 3.00 (m)
- L = 3.00 (m)
- D = 3.10 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1800.00		1800.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_t = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 39.00$ (°)

Valori di progetto

$c^* = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi^* = 32.94$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 3.00$ (m)
 $L^* = 3.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 16.33$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 25.89$

$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_c = 38.43$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 34.85$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.67$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.65$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.60$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_0 \sin^2 \theta + m_1 \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

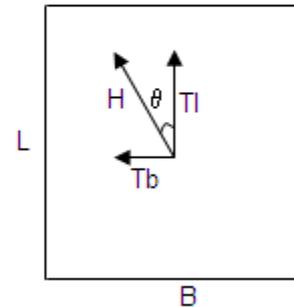
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.22$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

 g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3729.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

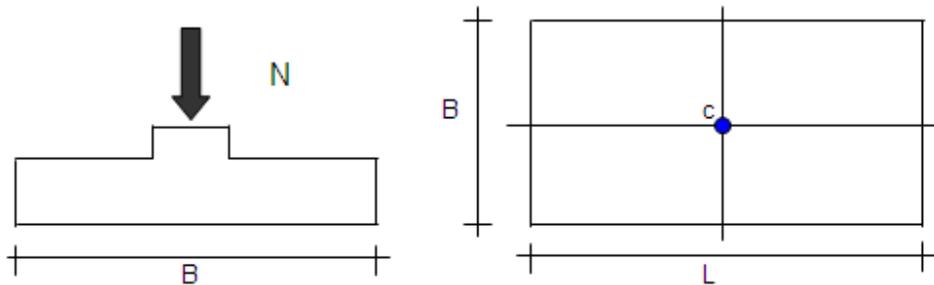
$$q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2072.16 \geq q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 3.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 1800 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 200.00 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
 ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GHIAIA	7.00	0.0	7.0	1.0	40000	0.30	1.00
2	SABBIA	10.00	7.0	17.0	2.0	50000	0.30	0.10
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$\delta_{ctot} = 1.10$ (cm)

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

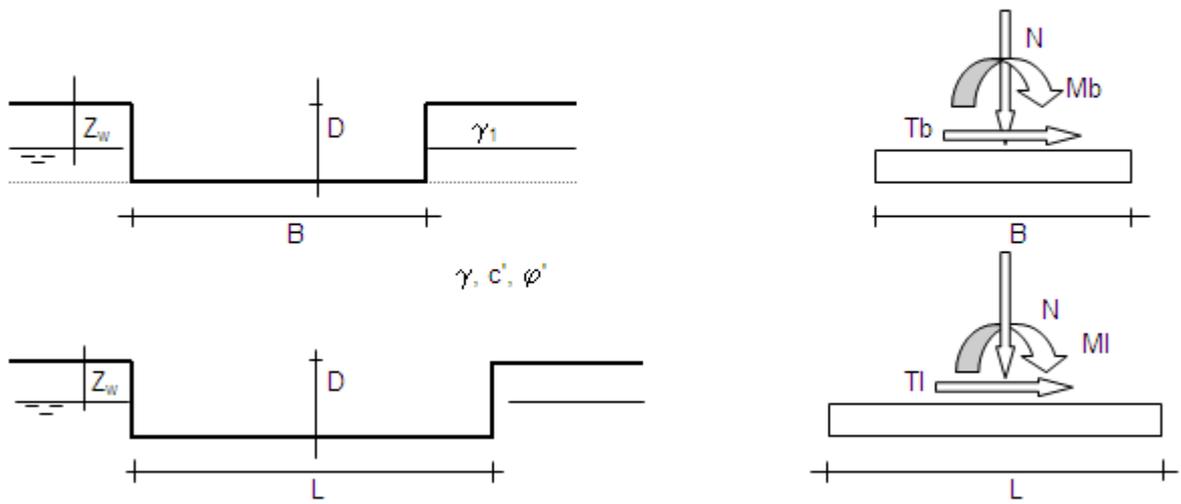
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

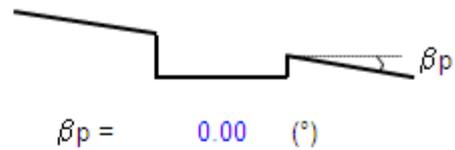
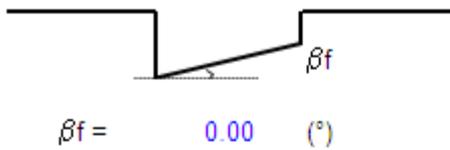
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	●	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 4.00 (m)
- L = 4.00 (m)
- D = 3.10 (m)


AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3200.00		3200.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_t = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 39.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.94$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 4.00$ (m)
 $L^* = 4.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 14.75$ (kN/mc)

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$N_q = 25.89$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_c = 38.43$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_\gamma = 34.85$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.67$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.65$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.60$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

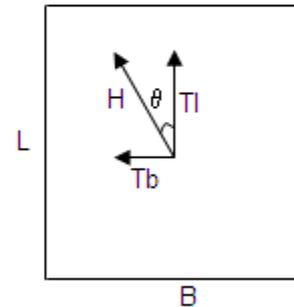
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.21$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

 g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3815.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

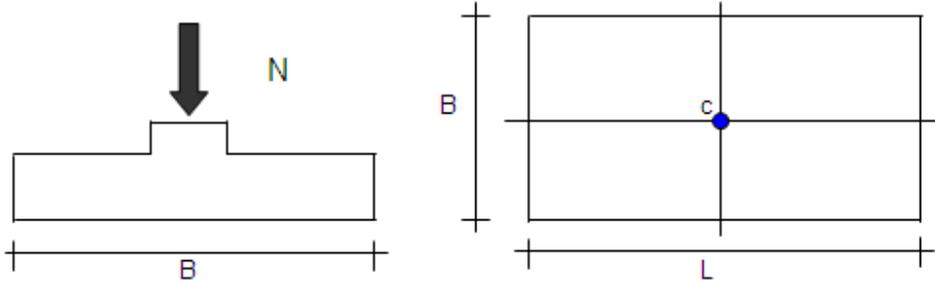
$$q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2119.62 \geq q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 4.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 4.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 3200 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 200.00 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
 ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GHIAIA	7.00	0.0	7.0	1.0	40000	0.30	1.24
2	SABBIA	10.00	7.0	17.0	2.0	50000	0.30	0.17
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$\delta_{ctot} = 1.40$ (cm)

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

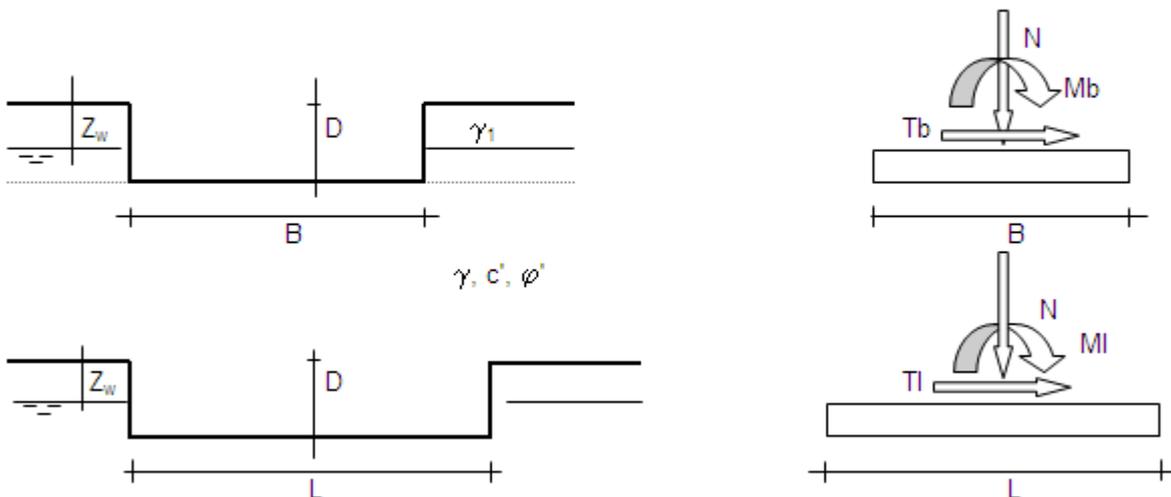
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

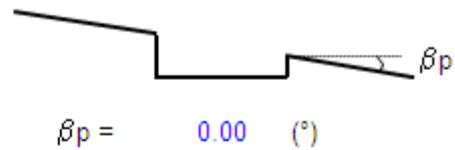
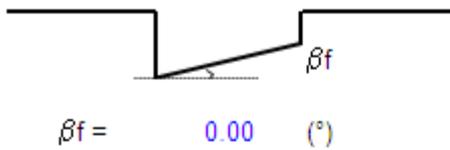
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	●	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 5.00 (m)
- L = 5.00 (m)
- D = 3.10 (m)


AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	5000.00		5000.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_t = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 39.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.94$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 5.00$ (m)
 $L^* = 5.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 62.00$ (kN/mq)

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 13.80$ (kN/mc)

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$N_q = 25.89$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_c = 38.43$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_\gamma = 34.85$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.67$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.65$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.60$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_0 \sin^2 \theta + m_1 \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

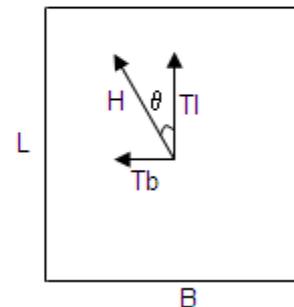
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.17$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.17$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

 g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3809.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

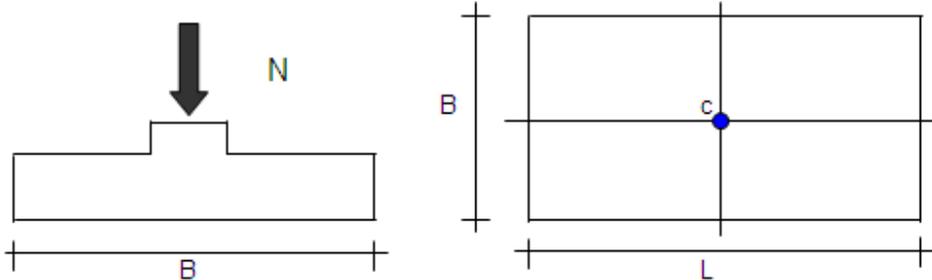
$$q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2116.24 \geq q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 5.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 5.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 5000 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 200.00 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
 ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GHIAIA	7.00	0.0	7.0	1.0	40000	0.30	1.44
2	SABBIA	10.00	7.0	17.0	2.0	50000	0.30	0.25
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$\delta_{ctot} = 1.69$ (cm)

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

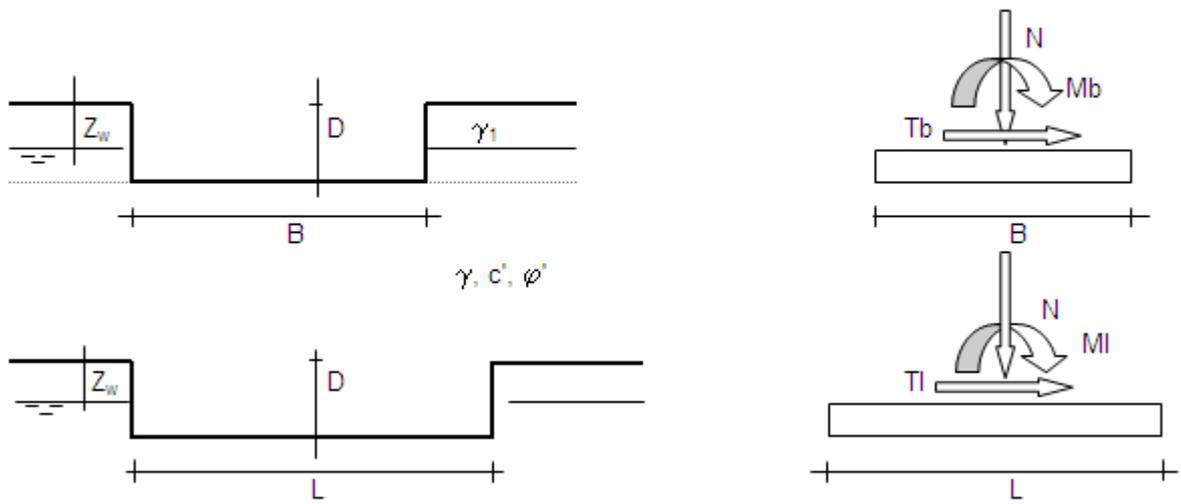
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

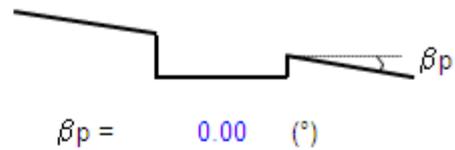
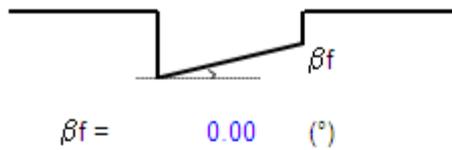
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	●	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili			1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 6.00 (m)
- L = 6.00 (m)
- D = 3.10 (m)


AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	7200.00		7200.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_t = 20.00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 20.00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 39.00 \text{ (°)}$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 32.94 \text{ (°)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.00 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 6.00 \text{ (m)}$$

$$L^* = 6.00 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62.00 \text{ (kN/mq)}$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.17 \text{ (kN/mc)}$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 25.89$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 38.43$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 34.85$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.67$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.65$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.60$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

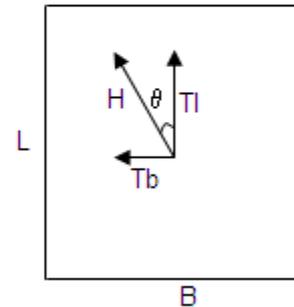
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.14$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.14$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

 g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3840.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

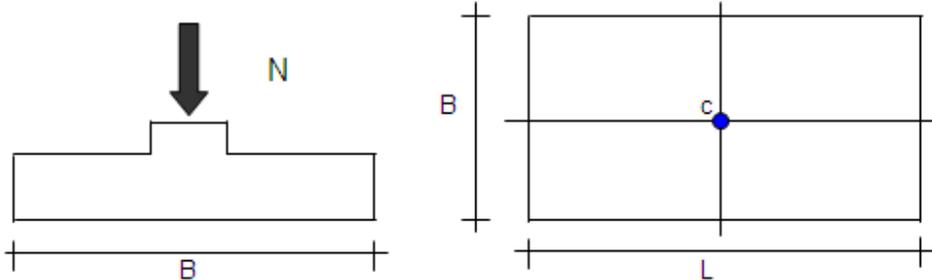
$$q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2133.35 \geq q = 200.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 6.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 6.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 7200 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 200.00 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B*L)$))
 ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	GHIAIA	7.00	0.0	7.0	1.0	40000	0.30	1.60
2	SABBIA	10.00	7.0	17.0	2.0	50000	0.30	0.35
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$\delta_{ctot} = 1.95$ (cm)

12 CONCLUSIONI

Alla luce di quanto sopra esposto si possono fare le seguenti considerazioni:

- Per la definizione dei terreni in sito ed i parametri geotecnici sono state eseguite le seguenti indagini:
 - n° 5 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1, S2, S3 e spinti fino a 20.00 m da p.c. attuale
 - n° 12 prove penetrometriche dinamiche tipo DPSH denominate DPSH n° 1 ÷ 12 e spinte a profondità comprese tra 10.0 e 13.0 m da p.c. attuale.
- La falda è stata individuata a -7.0 m da p.c. attuale ma, considerando le escursioni stagionali, è stata assunta cautelativamente nei calcoli a -5.0 m da p.c.
- Il comune di Segrate (MI) è classificato in zona sismica 4.
- All'atto degli scavi dovrà essere verificato lo spessore dello strato 1 di riporto perché le fondazioni dovranno essere impostate nello strato 2.
- In caso di scavi superiori alla quota di fondazione (-3.1 m da p.c.), si dovrà adottare un riempimento con calcestruzzo magro ($R_{ck} > 15$ MPa) per portarsi alla quota di progetto.
- Sono state verificate fondazioni tipo 3.0 x 3.0, 4.0 x 4.0, 5.0 x 5.0, 6.0 x 6.0 m poste a -3.1 m da p.c. attuale con un carico massimo pari a 2.0 kg/cm^2 .
- I cedimenti calcolati risultano compresi tra 1.1 e 1.95 cm e si esauriranno all'atto della costruzione dell'opera.
- Si consiglia di utilizzare un k di Winkler per il coefficiente di sottofondo pari a 2.0 kg/cm^3 .
- Per carichi superiori, sarà cura del progettista il dimensionamento idoneo delle fondazioni per evitare cedimenti differenziali eccessivi.

ALLEGATO 1

Indagini eseguite



Ubicazione sondaggi S1÷S5 e prove penetrometriche P1÷P12

