



CASTALIA
G E O L O G I A E A M B I E N T E

107_2010

COMUNE DI GENIVOLTA
Provincia di Cremona

**COSTRUZIONE NUOVA PIATTAFORMA E
VASCA DI ALLOGGIAMENTO PER MACCHINA
UTENSILE**

Relazione Geologica e Geotecnica

(ai sensi D.M. LL. PP. 11/03/1988 e
D. M. II.TT. 14/01/2008)

committente



Delma s.r.l.
Via Marcora, 6
26020 Genivolta (Cremona)

25 ottobre 2010



INDICE

1	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO	7
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	7
4	INDAGINI SVOLTE	14
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI ..	15
6	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" - D.M.LL.PP. 11/03/1988	16
7.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	20
8.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) - <u>CONDIZIONI DINAMICHE</u>	24
9.	CONCLUSIONI.....	29

ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico
2. Inquadramento geologico
3. Diagrammi prove penetrometriche dinamiche e caratteristiche tecniche dell'attrezzatura di prova



1 PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committente azienda Delma s.r.l. di Genivolta (CR) viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Genivolta, all'interno del polo produttivo-industriale di proprietà della committenza.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nello stretto intorno dell'area di interesse, come prescritto dal nuovo Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" (**D.M. 14/01/2008**) e come già previsto dal **D.M. LL. PP. 11/03/88** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione come quella in oggetto.

Più in dettaglio dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Associazione Geotecnica Italiana**
Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1977
- ✓ **Decreto Ministeriale 11.03.1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ **Decreto Ministeriale 14.01.2008:** Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile.
- ✓ **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 sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- ✓ **Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture:** Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- ✓ **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**



Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 14-01-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in attuazione dal 1 luglio 2009 a seguito dell'emanazione della Legge n. 77 del 24/06/2009 (Gazzetta Ufficiale n. 147 del 27 giugno 2009) "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile", che prevede che le verifiche strutturali vengano effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Fanno eccezione le aree poste in Zona Sismica 4, ma solo per le costruzioni di tipo 1 e di tipo 2, Classe d'uso I e II, per le quali è ammessa la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il previgente D.M. LL.PP. 11.03.1988, ancora quindi di parziale validità in tali ambiti.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Genivolta è classificato in **zona 4**, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, inferiore a 0.05: in tale ambito definito a *bassa sismicità* inoltre la legislazione della Regione Lombardia prescrive la progettazione secondo criteri antisismici esclusivamente per le opere che specifici provvedimenti legislativi hanno definito a carattere sensibile, strategico e rilevante, tra le quali non rientrano le tipologie costruttive come quelle in esame.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella n. 1 che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008, dalla quale si evince come l'opera o le opere in futura edificazione sul lotto investigato appartengano alla seconda categoria.

tab. 1: classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 14/01/2008

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella classe II, nella quale sono comprese "costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi".

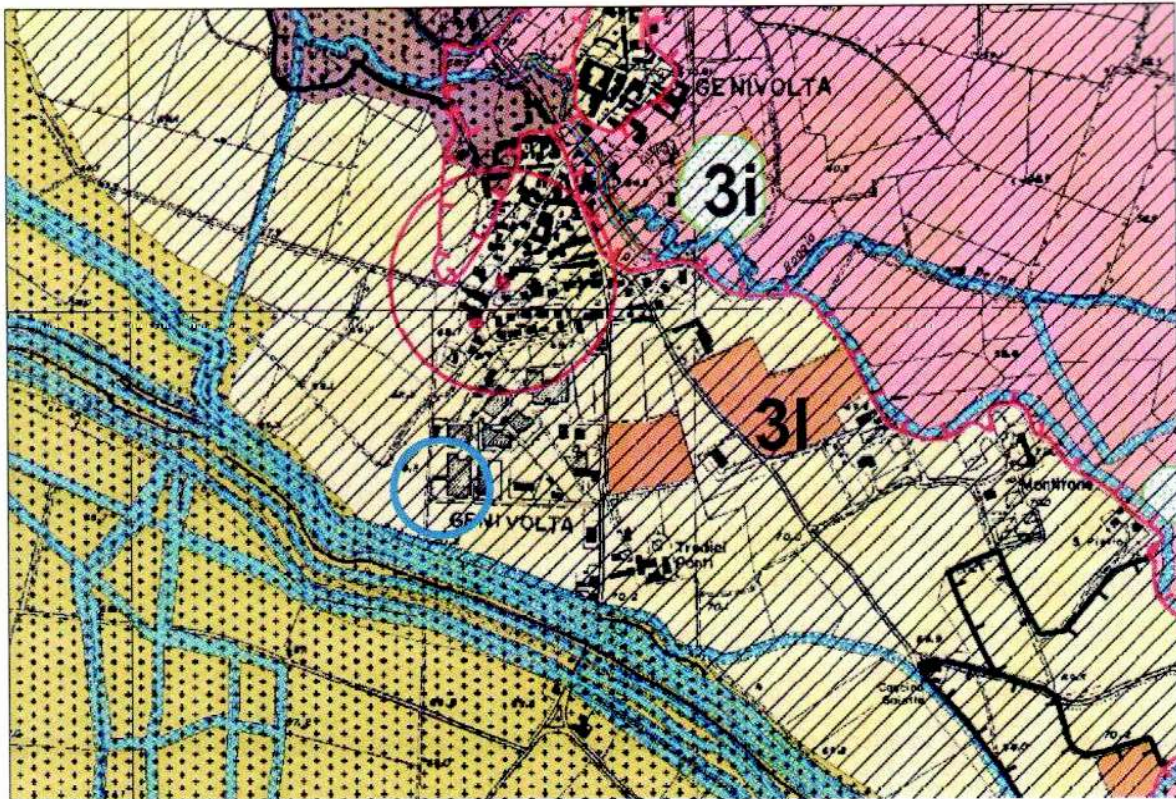


Vengono pertanto soddisfatti tutti i requisiti perché possa ritenersi applicabile la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988. Tuttavia, su richiesta del tecnico Progettista Strutturista e per maggior completezza dell'elaborato, vengono svolti i calcoli geotecnici anche secondo il metodo agli Stati Limite secondo la più recente normativa tecnica.

Il Comune di Genivolta, anche in assenza dell'approvazione (ma in presenza della sola adozione) dello *Studio Geologico del Territorio Comunale* realizzato ai sensi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 nell'ambito del nuovo *Piano di Governo del Territorio*, deve già prevedere e richiedere anche precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione geotecnica dei terreni da compiere per ogni singolo intervento edificatorio (o comunque per ogni intervento edilizio che necessiti di titolo abilitativo), peraltro da tempo ugualmente previste e rese obbligatorie in sede di progettazione preliminare dalle regolamentazioni nazionali e comunitarie già vigenti e citate.

In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre ad evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche eventuali requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale in corso di adozione/approvazione.


In particolare l'area investigata è inserita nella Classe di Fattibilità Geologica "2" così come definita nello Studio Geologico delle Terre dei Navigli a supporto dei Piani di Governo del Territorio dei comuni aderenti (autore dott. G. Bassi), ai sensi dell'art. 47 della L.R. 12/2005.



LEGENDA

Classi di fattibilità geologica

Classe 2 - Fattibilità con modeste limitazioni

- 2**  Dossi, terrazzi principali e terrazzi fluviali caratterizzati da superfici pianeggianti o debolmente ondulate con vulnerabilità idrogeologica medio/bassa. Terreni prevalentemente sabbiosi con intercalazioni di limo e/o ghiaia. Drenaggio buono. Caratteristiche geotecniche buone. Falda con soggiacenza >1,50 m.

Classe 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni





- 3a**  Depressioni e paleovalle fossili e sovradimensionati caratterizzati da sabbie poco gradate con locali intercalazioni di limo. Vulnerabilità idrogeologica da media a medio-elevata. Drenaggio mediocre o lento. Caratteristiche geotecniche mediocri. Falda con soggiacenza da 1,00m a 1,50m, localmente da 0,75 a 1,00m.
- 3b**  Terrazzi fluviali stabili rappresentati dalla valle del Morbasco e comprendenti antiche linee di drenaggio (paleovalle) lievemente ribassate e delimitati da scarpate erosive evidenti. Terreni sabbioso-limosi con vulnerabilità idrogeologica da medio-elevata ad elevata. Drenaggio lento. Caratteristiche geotecniche scarse. Falda con soggiacenza da 0,75m a 1,50m, localmente sub-affiorante.
- 3c**  Aree di transizione con l'alta pianura ghiaiosa caratterizzate depressioni e testate legate ai fontanili con interposte superfici subpianeggianti e caratterizzate da terreni sabbiosi con intercalazioni di ghiaia. Drenaggio molto lento. Caratteristiche geotecniche scadenti. Falda con soggiacenza da 0,75 m a 1,00m, talvolta prossima al piano campagna.
- 3d**  Terrazzi fluviali stabili ribassati rispetto al L.F. d. P. corrispondenti alla valle del Serio Morto e caratterizzati da vulnerabilità idrogeologica elevata. Terreni sabbioso-limosi. Drenaggio lento. Caratteristiche geotecniche scarse. Falda con soggiacenza prossima al piano campagna, localmente profonda da 1,00m a 1,50.

Figura 1: stralcio della Carta di Fattibilità Geologica dei comuni delle Terre dei Navigli (dott. G. Bassi, 2008) ai sensi della L.R. 12/2005, art. 57 – non in scala – in blu evidenziata l'area di interesse appartenente alla classe 2



2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area su cui si sviluppa il progetto previsto si trova in Comune di Genivolta (CR), ed è inquadrata nel foglio C7d1 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

In particolare il piccolo areale investigato, all'interno di uno dei capannoni della ditta Delma, presenta una morfologia completamente pianeggiante e storicamente urbanizzata, sebbene prossima ad ambienti articolati e terrazzati.

Il contesto investigato nel suo assieme si trova in un'area morfologicamente variegata, parte rilevata e parte depressa posta a sud-ovest del paese di Genivolta, nelle vicinanze del sistema articolato di scarpate morfologiche che contraddistinguono questa porzione della provincia di Cremona, interclusa tra la valle del Fiume Oglio e la valle dei Navigli. Le superfici oggi occupate dalla zona artigianale-industriale di Genivolta si trovano sulle aree più rilevate rispetto alle citate valli, sebbene numerosi e frequenti interventi antropici (come quelli occorsi proprio nell'area sotto esame) hanno localmente innalzato la quota del piano campagna di circa 1 - 2 m rispetto alle aree circostanti più depresse e meno adatte agli insediamenti.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA

L'assetto geologico e geomorfologico dell'area in esame risulta relativamente semplice, in quanto si sviluppa interamente sulla coltre alluvionale padana derivata dall'attività fluvio-glaciale del bacino del fiume Oglio.

Il rilevamento geologico e geomorfologico effettuato in un intorno significativo del territorio in esame ha evidenziato che l'elemento morfologico principale è costituito dalla pianura terrazzata, la cui formazione è dovuta ai fenomeni di erosione ed alluvionamento legati all'attività dei corsi d'acqua. Il particolare assetto geomorfologico dell'area, riscontrabile con frequenza nella Pianura Padana, evidenzia una duplice incisione del mantello alluvionale, oltre che più ordini di superfici terrazzate, e vede quale protagonista il Fiume Oglio, sia nella sua dinamica evolutiva attuale (valle alluvionale attuale) che di rami e tratti relitti e abbandonati tanto del Fiume Oglio vero e proprio che di altri corsi d'acqua minori.

Dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi superficiali di origine fluviale-alluvionale e fluvio-glaciale, indicati nella Carta Geologica d'Italia, Fogli 60 - "Piacenza" e 46 "Treviglio" alla scala 1:100.000, con la sigla **fg**, legati all'attività deposizionale del Fiume Oglio (allegato 2).



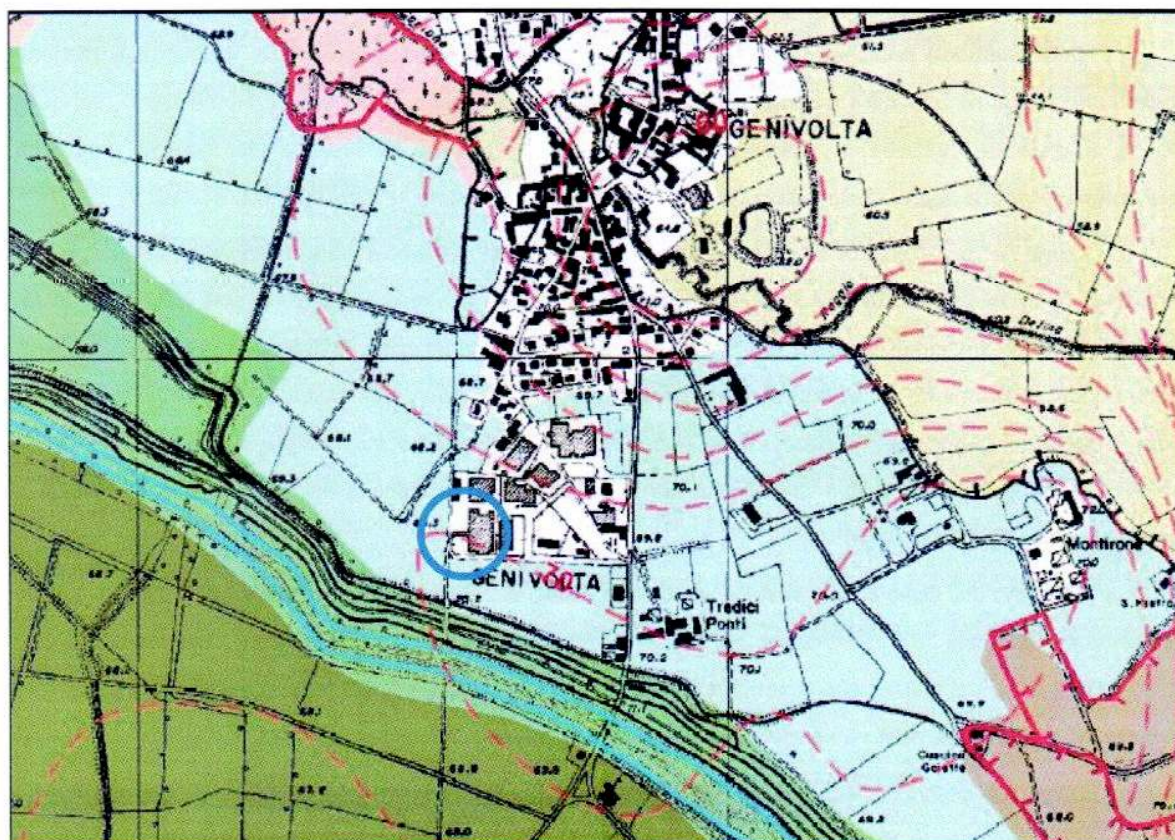
La composizione litologica di questi depositi, per quanto concerne i primi 5-10 m di spessore a partire dalla superficie topografica, è data dalla presenza di alluvioni sabbiose, localmente limose e ghiaiose.

Il "Livello Fondamentale della Pianura" o "Piano Generale Terrazzato" identifica le porzioni di territorio maggiormente rilevate rispetto alle valli fluviali attive o relitte molto prossime all'area in esame, e affrancate quasi completamente da ogni tipo di attività morfodinamica, caratterizzate quindi da una sostanziale regolarità planoaltimetrica e da una maggiore costanza nei caratteri tessiturali del sottosuolo.

La morfologia dell'area appare piuttosto articolata e sebbene di limitata estensione, di difficile lettura: il lotto investigato, appartenente al Livello Fondamentale della Pianura, si trova a stretto contatto, e in coincidenza con la fascia transizionale alla depressione valliva del Fiume Oglio posta a nord-est, cioè a quei terreni che si trovano in posizione ribassata rispetto alla pianura circostante, bordata da una serie discontinua di orli di terrazzo e scarpate morfologiche a sviluppo ampio e variegato. L'intero tessuto urbano di Genivolta è ripartito sulle due diverse unità fisiografiche descritte (cui va segnalata nelle vicinanze, verso sud, l'altra piccola depressione denominata "Valle dei Navigli"), sebbene il passaggio tra i diversi piani topografici avvenga attraverso più ordini di superfici terrazzate e appare spesso alterato e obliterato dall'urbanizzazione del territorio e dai livellamenti dei terreni conseguenti alla razionalizzazione della pratica agricola o alle urbanizzazioni delle aree di più recente sviluppo artigianale e industriale poste a sud del paese.

Nell'area oggetto di intervento non è stato rilevato alcun tipo di processo di rimodellamento geomorfologico, erosione o instabilità in atto. La serie di orli di terrazzo principali, alcuni dei quali anche vicini all'area sotto esame, morfologicamente stabili, segna il limite tra le due unità fisiografiche citate, mentre terrazzamenti minori marcano l'irregolarità planoaltimetrica testimonianza di una regione che vede il raggiungimento recente di una certa stabilità geomorfologica solo nelle aree più distali dal corso dell'Oglio.

Lo Studio Geologico comunale, nell'allegata Carta geomorfologica, un cui stralcio è riportato in figura 2, ascrive l'area in esame al Livello Fondamentale della Pianura, in un'area definita stabile e pianeggiante, leggermente ondulata, molto prossima a paleovalle sede di antico scorrimento di corsi d'acqua.



- | |
|-----|
| VA8 |
|-----|

Superfici subplaneggianti corrispondenti alle piane alluvionali delle valli più incise, comprese tra i terrazzi antichi e le fasce maggiormente inondabili limitrofe ai corsi d'acqua, da cui sono generalmente separate da gradini morfologici. Appartengono ai tratti medio-alti dei fiumi ove dominano patterns intrecciati, rettilinei e sinuosi.
- | |
|-----|
| VT2 |
|-----|

Terrazzi fluviali subplaneggianti condizionati da drenaggio lento, causato dal ristagno e dal deflusso di acque provenienti da superfici più rilevate. Coincidono spesso con paleovalci, conche e depressioni.
- | |
|-----|
| VT1 |
|-----|

Terrazzi fluviali stabili, delimitati da scarpate erosive evidenti, a morfologia planeggiante o ondulata, comprendenti antiche linee di drenaggio (paleovalci) lievemente ribassate ed affrancate dall'idromorfia.
- | |
|-----|
| LF3 |
|-----|

Depressioni di forma subcircolare a drenaggio mediocre o lento, con problemi di smaltimento esterno delle acque, talora con evidenze di fossi scolanti e baulature dei campi.
- | |
|-----|
| LF2 |
|-----|

Superficie modale stabile, planeggiante o leggermente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e depresse (conche e paleovalci).

Figura 2: stralcio della Carta Geomorfologica dei comuni delle Terre dei Navigli (dott. G. Bassi, 2008) ai sensi della L.R. 12/2005, art. 57 – non in scala – in blu evidenziata l'area di interesse appartenente all'areale LF2



3.2 ELEMENTI IDROGRAFICI E IDROLOGICI

Quali elementi principali del reticolo idrografico che interessa il comune di Genivolta e l'ambito investigato troviamo uno tra i maggiori corsi d'acqua dell'intera pianura padana, il Fiume Oglio (sebbene scorra a distanza dall'area in esame superiore a 2,5 km), oltre al sistema dei Navigli, impostati nell'omonima antica depressione valliva fluviale relitta, molto prossima all'insediamento Delma.

Come detto si tratta di uno tra i principali corsi d'acqua dell'intera pianura Padana; il Fiume Oglio, iscritto al n. 27 nell'Elenco delle Acque Pubbliche della Provincia di Cremona, istituito con R.D. 1775/1933, è inoltre uno dei principali affluenti del Fiume Po, secondo per lunghezza complessiva dell'asta (280 km) dopo l'Adda, interamente all'interno della Regione Lombardia, divisa in sopralacuale e sub lacuale, e terzo, dopo il Ticino e l'Adda, per portata media annua alla foce. Il suo bacino complessivo è il quarto dopo Tanaro, Adda e Ticino e a sud di Paratico-Sarnico costituisce uno dei principali elementi idrografici e morfologici della pianura lombarda.

Il bacino dell'Oglio è ampiamente sfruttato a scopo idroelettrico e per irrigazione. Il territorio della provincia di Cremona, e in particolare anche del comune di Genivolta, è interessato dalle derivazioni in destra idrografica del Fiume, che avvengono in territorio bergamasco per poi recapitare le portate derivate in tutta la medio-bassa pianura soncinese e cremonese.

Come già descritto poco a nord del limite amministrativo tra le province di Bergamo e Cremona, precisamente in comune di Calcio, sono ubicate alcune tra le più importanti derivazioni idriche a scopo irriguo che interessano il Fiume Oglio in sponda idrografica destra. Tra i canali derivati numerosi meritano di essere segnalati per importanza e per vastità del comprensorio irrigato servito e della rete secondaria alimentata, che scorre anche in territorio di Genivolta: Naviglio Civico della Città di Cremona, Naviglio Grande Pallavicino, Cavo Molinara, Cavo di Suppedizione, Cavo Calciana. Oltre a questi vi sono altri canali minori o rogge alimentati o generati dal sistema delle risorgive e dei fontanili della media e bassa pianura bergamasca (e alta pianura cremonese), tra cui il Naviglio Vecchio e il Naviglietto di Calcio. Nella regione di Soncino e nei territori a nord di Genivolta questo intricato sistema di canali converge fino a formare, unitamente agli apporti del Canale Pietro Vacchelli, il celebre nodo idraulico delle Tombe Morte, in comune di Genivolta e poco a ovest dell'area oggetto del presente elaborato tecnico. Da qui i principali canali citati, oltre a un cospicuo numero di rogge e cavi minori da essi generati, si dipartono verso sud e verso est a formare un fitto fascio di corsi d'acqua a decorso grossomodo parallelo, che la sapienza e la maestria degli ingegneri idraulici del passato ha incanalato all'interno di una zona leggermente depressa, così da facilitare lo scavo degli alvei e il deflusso delle acque per sfruttare la pendenza naturale del territorio. Tale area depressa, riconoscibile per uno sviluppo lineare di diversi km e per il proprio andamento sinuoso, costituisce la testimonianza relitta di un'antica valle fluviale abbandonata dal corso d'acqua che l'ha generata (fenomeno frequente nella Pianura Padana e anche in provincia di Cremona, ove si trova un'altra



importante paleovalle, quella del Serio Morto, che si è però meglio conservata nei propri caratteri morfologici) e oggi occupata dall'articolato e unico sistema dei navigli cremonesi, delle rogge da essi derivate e delle pregevoli fasce boscate, peraltro in futuro di probabile perimetrazione all'interno del PLIS di "Ariadello e della Valle dei Navigli".

Meritano di essere segnalati nel territorio di Genivolta, ma a nord dell'area in esame, il sistema di canali scolmatori o di bonifica per la reimmissione e il convogliamento in Oglio tanto degli eccessi di portata dei navigli quanto delle acque di bonifica e risulta delle pratiche irrigue: tra di essi si evidenziano il colatore Carione e soprattutto il canale Scolmatore, che dalla località Tombe Morte recapita in Oglio le portate in esubero o lo scarico dei Navigli e del Canale Vacchelli. Da ultimo il centro abitato di Genivolta è attraversato dalla Roggia Delma, generata a nord del paese da fontanili e dall'impinguamento dal Naviglio Nuovo Pallavicino, per poi servire un comprensorio irrigato esteso tra i comuni di Azzanello e Castel Visconti.

In particolare l'area in esame si trova sufficientemente distante da tutti i corsi d'acqua citati, tanto naturali che artificiali, e appare pertanto sicura da rischi derivanti da esondazioni o filtrazioni delle acque superficiali scorrenti, o da fenomeni di alluvionamento e tracimazione.

3.3 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE E PIEZOMETRIA

A differenza della geologia superficiale, quella del sottosuolo comprende notevoli variazioni laterali e verticali in dipendenza degli eventi che hanno interessato la zona durante il quaternario. La distribuzione delle unità litologiche che caratterizzano i depositi alluvionali è sempre piuttosto complessa. I sedimenti che hanno colmato la depressione padana, e quindi anche il settore di pianura presso Genivolta, sono caratterizzati litologicamente dall'ambiente deposizionale (marino, palustre, continentale), dal bacino di provenienza del materiale, dall'energia che ha determinato il trasporto e la sedimentazione della frazione solida.

La successione litostratigrafia nelle alluvioni è caratterizzata dalla sovrapposizione di unità idrogeologiche che costituiscono il raggruppamento di più unità litologiche immediatamente susseguenti in ordine deposizionale od eteropiche tra loro, che costituiscono i serbatoi che accolgono il sistema di falde acquifere sovrapposte e ne ospitano il relativo fluire sotterraneo. Possono essere litologicamente eterogenee, ma presentare un comportamento idrogeologico complessivamente omogeneo per caratteristiche di permeabilità, trasmissività, modalità di circolazione.

La circolazione idrica sotterranea in questo settore del territorio della provincia di Cremona risente della presenza di importanti corsi d'acqua: l'Oglio e il sistema dei Navigli. Il primo costituisce senza alcun dubbio il livello idrogeologico di base per l'acquifero superficiale alla scala dell'intero territorio comunale di Genivolta e dei comuni rivieraschi, mentre il secondo può influenzare, alla scala strettamente locale, l'ambito investigato.

Anche per la presenza di diversi ambienti deposizionali a contatto diviene difficoltoso definire e delimitare gli orizzonti acquiferi sotterranei nel territorio di Genivolta, sebbene sulla base delle stratigrafie dei pozzi consultabili presso il sito istituzionale della Provincia di Cremona www.atlanteambientale.it, e con il riscontro dello Studio Idrogeologico della Provincia di Cremona (Associazione Cremona Ambiente, 1992), sia possibile delineare, con un'approssimazione accettabile, la successione delle diverse litozone (fig. 3):

- litozona superficiale, ospitante la falda acquifera freatica più superficiale, formata da sedimenti di medio-alta permeabilità, a componente sabbiosa dominante, con alternanze di livelli a ghiaia fine, ricoperti da una coltre limoso-argillosa piuttosto continua spessa 2-4 m. Lo spessore di tale litozona varia tra i 30-40 e i 100-110 m, oltre i quali la disponibilità di acqua si riduce. La falda contenuta nei depositi alluvionali della prima litozona, oltre a possedere una soggiacenza limitata a soli 1,5-3 m da p.c. nella valle dell'Oglio e superiore a 3 m nel Livello Fondamentale, è in immediato contatto idraulico con l'alveo del Fiume Oglio, i cui diversi regimi delle portate, variabili nel corso delle stagioni, finiscono con il ripercuotersi inevitabilmente anche sulle oscillazioni del livello piezometrico.
- seconda litozona: la disponibilità d'acqua si riduce sensibilmente in quanto le litologie divengono prevalentemente limoso-argillose con sottili e sporadiche intercalazioni di sabbia e ghiaia fine non sufficienti a garantire una portata idrica significativa: è possibile lo sviluppo di acquiferi da liberi a semiconfinati. La profondità è compresa tra i 90 - 100 e i 160 m da p.c.
- terza litozona: oltre i 160-170 m di profondità è possibile presumere, all'interno dei sedimenti limoso-sabbiosi o argillosi a bassa permeabilità, la presenza di intervalli di sabbia e ghiaia di buona estensione laterale e potenza, ospitanti acquiferi dotati di buone potenzialità, isolati e ben protetti da eventuali carichi inquinanti provenienti dalla superficie e potenzialmente sfruttabili per scopi idropotabili. A titolo esemplificativo si noti lo strato di argilla e limo di spessore almeno pari a 40 m che isola la terza e più profonda litozona da quella più superficiale, intercettato dal pozzo comunale di Genivolta (figura 3).

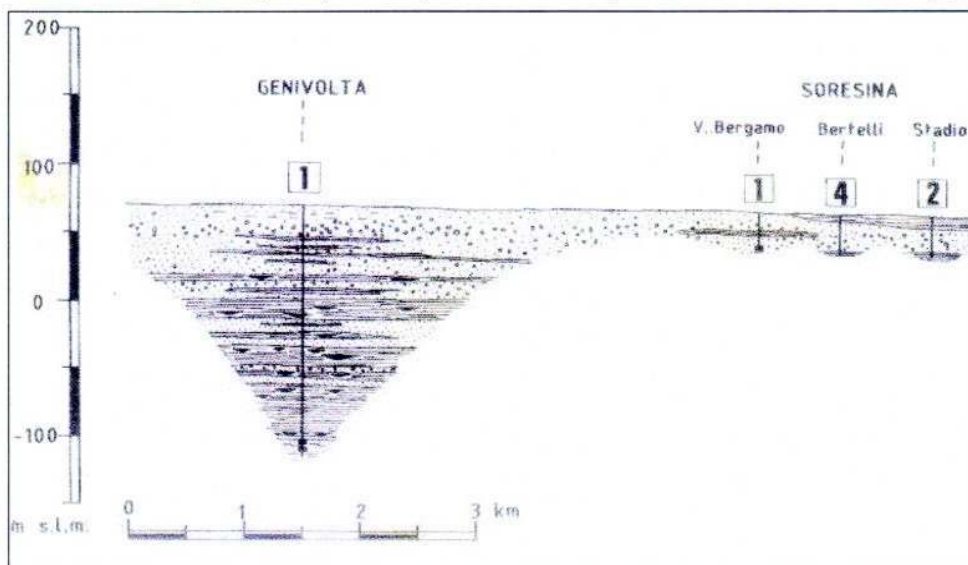


Figura 3: sezione idrogeologica del territorio di Genivolta e della regione a sud (stralcio della sezione I tratto dallo Studio Idrogeologico della provincia di Cremona, Ass.ne CR Ambiente)

Più in dettaglio l'assetto idrogeologico dell'area interessata dall'intervento è caratterizzato dalla presenza di un acquifero freatico a bassa soggiacenza; la Carta Idrogeologica allegata al vecchio Piano Cave 1987-1996 della Provincia di Cremona indica però nell'area in esame la profondità del tetto della falda nel momento di maggior risalita a 4-6 nelle aree più rilevate sul Livello Fondamentale. Tuttavia non è agevole fornire un dato attendibile di soggiacenza uniforme in un'area dove la morfologia del paesaggio presenta notevoli dislivelli, finendo col causare differenze di profondità della falda anche consistenti tra un lotto e quello confinante.

La ricostruzione (figura 4) dell'andamento sotterraneo della falda è stata penalizzata dall'assenza di dati disponibili e di punti di misura sufficienti ed è basata sulla consultazione della bibliografia idrogeologica disponibile (cartografia a corredo del vecchio Piano Cave provinciale e del citato *Studio Idrogeologico della Provincia di Cremona*, oltre che dell'elaborato "Realizzazione di un modello preliminare del flusso idrico nel sistema acquifero della provincia di Cremona", luglio 2007); si evince che la falda nel comparto orientale più prossimo all'Oglio del territorio cremonese mantiene una direzione di scorrimento da NE a SW e da E a W e profondità media rispetto al piano campagna di 3,5 - 4 m, fino a 2 m nelle aree più depresse. La soggiacenza della falda tende ovviamente a diminuire spostandosi in prossimità dei Navigli e dell'Oglio, il cui corso è in diretta relazione con le acque di falda.

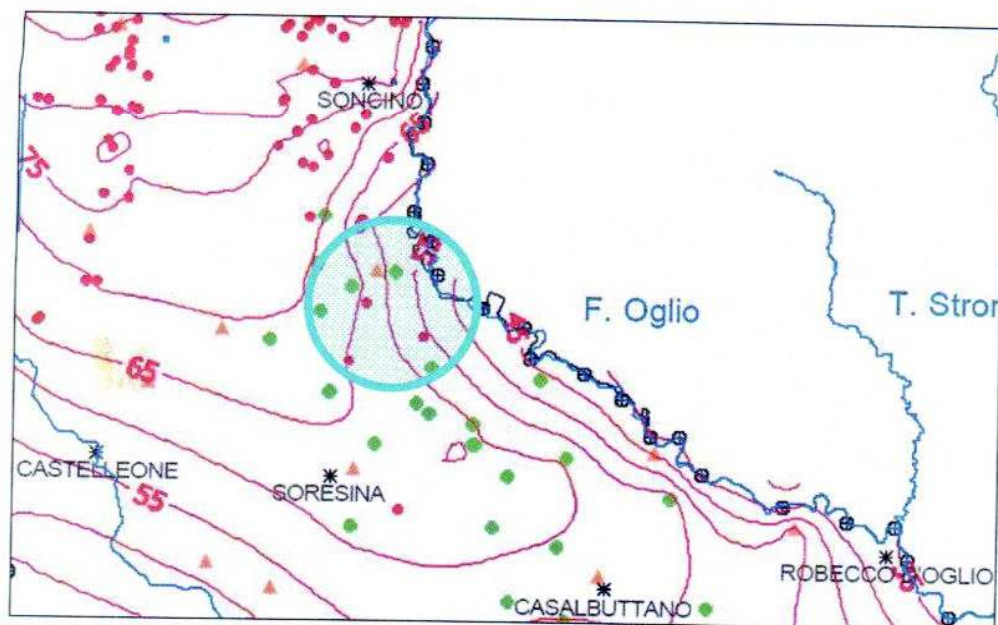


Figura 4: carta isopiezometrica della provincia di Cremona - stagione invernale, equidistanza 5 m; in azzurro l'area in esame (stralcio della tavola 3a del "modello preliminare del flusso idrico nel sistema acquifero della provincia di Cremona", Univ. Degli Studi di Milano - Provincia di Cremona, luglio 2007)

La profondità della falda non si mantiene costante durante il corso dell'anno, anzi proprio in questa zona, come in gran parte della campagna adibita alla coltivazione intensiva del mais, dove viene massicciamente praticata l'irrigazione per scorrimento, risente di variabili stagionali quali appunto le

irrigazioni estive e in subordine di lunghi periodi di forti precipitazioni. Infatti è proprio dalla metà del mese di luglio fino alla fine di ottobre che la falda acquista i minimi valori di soggiacenza, a causa della pratica irrigua e dell'apporto per infiltrazione delle piogge autunnali. Le operazioni di campagna e le investigazioni condotte in data 7 ottobre 2010 non hanno intercettato il livello piezometrico entro i primi 7 m di profondità. Il dato rilevato appare in accordo con le indicazioni fornite dalla cartografia allegata al Piano Cave, così come con quanto riportato nello Studio Geologico comunale, l'analisi della cui cartografia comunale mostra, dalla lettura delle linee isopiezometriche in luogo della mappatura della sola soggiacenza, una differenza tra la quota del piano campagna e quella della superficie topografica compresa tra 5 e 7,5 m (p.c. 67,5 m s.l.m., piezometria attestata tra 62,5 e 60 m s.l.m.), che giustificherebbe la mancata intercettazione della tavola d'acqua nelle prospezioni condotte.

4 INDAGINI SVOLTE

Sulla base delle informazioni preliminari raccolte e in considerazione di quanto previsto dal progetto l'indagine geognostica è stata articolata in tre prove penetrometriche dinamiche, finalizzate alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione. Inoltre le indagini dirette sono state integrate da informazioni bibliografiche e da dati e rilevamenti in possesso degli scriventi e compiuti all'interno del territorio comunale di Genivolta in aree molto prossime a quelle in esame in passato per altri scopi. Le prove penetrometriche sono state realizzate con un penetrometro dinamico superpesante DPSH "Pagani" con maglio da 73 kg (allegato 3 - figura 5), seguendo la metodologia AGI (*Associazione Geotecnica Italiana*) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 300 mm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in allegato 3.



Figura 5: esecuzione prova penetrometrica dinamica n. 1



Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici. In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 3) nel quale per ogni verticale di indagine sono correlati il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni intervallo di misura (cioè in questo caso 300 mm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

Ciascuna prova è stata condotta non limitando la profondità di investigazione all'ottenimento del rifiuto strumentale all'avanzamento della punta, mai raggiunto a causa del medio grado di addensamento del terreno naturale presente; in ogni caso le quote raggiunte sono ritenute sufficienti a caratterizzare la porzione di terreno che sarà principalmente interessata dalla diffusione dei carichi indotti, entro 10 m di profondità da p.c.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Le indagini svolte e descritte nei capitoli precedenti sono state realizzate lungo verticali ritenute significative rispetto al progetto previsto: in particolare i punti di prospezione geognostica sono stati ubicati in corrispondenza dell'esatto ingombro della futura macchina utensile da posizionare all'interno del capannone esistente (ciò è stato possibile grazie all'apertura di tre prescavi nella pavimentazione).

In generale le prove hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico locale, caratterizzato dalla presenza di una coltre di terreno di riporto e copertura antropica, costituito da ghiaia con sabbia e ciottoli (probabilmente costituenti il sottofondo originario steso per la posa del capannone e del relativo pavimento), dello spessore indicativo di circa 90 - 100 cm, cui segue in profondità un terreno di natura sabbioso-limosa con poca ghiaia, a supporto clastico, entro 3,30 m di profondità. Infine, oltre 3,30 m e fino alle profondità di interesse ai fini del presente elaborato tecnico compare un uniforme successione di sabbia con ghiaia a tratti limosa, ben addensata.

Ciò premesso, le Norme Tecniche sulle Costruzioni contenute nel D.M. 14/01/2008 prescrivono che il valore caratteristico "fk" di ogni parametro geotecnico rappresenti numericamente la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Tuttavia, nel caso in esame si ritengono applicabili le istruzioni contenute nella circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che consentono di attribuire un valore



operativo o di progetto basato sul giudizio del Geotecnico. In particolare, nel caso di condizioni di sito omogenee ed elevati volumi di terreno coinvolti (fondazioni superficiali) che consentono una possibile compensazione di eventuali eterogeneità, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quali valori caratteristici.

Sulla base di tali considerazioni l'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche, ottenuta mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle, ha consentito di attribuire i valori caratteristici ai parametri necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 2.

In particolare con N_{30} è indicato il numero medio di colpi nell'intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm, ϕ è l'angolo di attrito, E è il modulo elastico mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo del terreno.

Tabella 2: caratterizzazione fisica dei litotipi presenti nell'area investigata

Livello	da m	a m	Litologia	N_{30}	ϕ (°)	Cu (Kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	γ_n (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)
1	0,00	1,00	Terreni di riporto: sabbia, ghiaia e ciottoli	> 50	--	--	--	--	--
2	1,00	3,00 ÷ 3,30	Sabbia limosa con ghiaia, da sciolta a mediamente addensata	8	29	--	96	1,84	2,03
3	3,00 ÷ 3,30	12,3	Sabbia con ghiaia a tratti limosa, da mediamente a bene addensata	17	32	--	340	1,98	2,13

Le analisi condotte e i dati raccolti hanno anche consentito di pervenire alla determinazione della categoria del suolo di fondazione ai sensi del D.M. 14/01/2008 (NTC), che è risultata essere **C**.

6 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" – D.M.LL.PP. 11/03/1988

L'inserimento del territorio comunale di Genivolta nella Classe Sismica 4 ai sensi dell'OPCM 3274/03 consente di calcolare ancora la capacità portante dei terreni per opere di fondazione con il metodo cosiddetto delle "Tensioni Ammissibili", normato dal D.M.LL.PP. 11/03/1988, tutt'ora di parziale validità, ma limitatamente appunto ai comuni inseriti in classe sismica 4 per costruzioni di tipo 1 e 2 e classi d'uso I e II.

Di conseguenza, in ragione della recente entrata in vigore delle Norme Tecniche sulle Costruzioni a far data dal 01/07/2009, che prevedono il calcolo della capacità portante dei terreni per opere di fondazione



con il metodo cosiddetto degli "Stati Limite", si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi pervengono e sui quali è ovviamente consolidata una diversa esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, potrà quindi essere basato sia sul metodo degli Stati Limite, descritto nei capitoli che vengono dopo, sia su quello alle tensioni ammissibili, di seguito esposto, a discrezione del tecnico strutturista.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.

Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima, q_{ult} , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile (q_{amm}) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale:

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * D_{\gamma} * S_{\gamma} * I_{\gamma} * G_{\gamma} * B_{\gamma} \quad (1)$$

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

B, D = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

c', c_u = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_{γ} = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$s_c, s_q, s_{\gamma}, s_c', s_q', s_{\gamma}'$ = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_{\gamma}, d_c', d_q', d_{\gamma}'$ = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_{\gamma}, i_c', i_q', i_{\gamma}'$ = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_{\gamma}, g_c', g_q', g_{\gamma}'$ = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_{\gamma}, b_c', b_q', b_{\gamma}'$ = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati (c, γ , etc...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei termini dell'equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con $\phi = 0$, o di terreni granulari con $c_u = 0$).

Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore.

Sulla base di tali premesse, in funzione delle caratteristiche di progetto, sono stati applicati i fattori di Terzaghi a una fondazione a platea rettangolare di lati 8×13 m, che secondo le indicazioni progettuali fornite dalla committenza dovrà sostenere la futura macchina utensile. Questo manufatto sarà collocato in una trincea o fossa profonda 3 m misurati a partire dall'attuale piano pavimento del capannone.

Le principali equazioni sviluppate per il calcolo della capacità portante considerano una rottura del terreno provocata dal cedimento verticale della fondazione che cede solidalmente con un cono di terra sottostante e che provoca perciò la rottura del terreno laterale lungo una superficie arcuata (fig. 6).

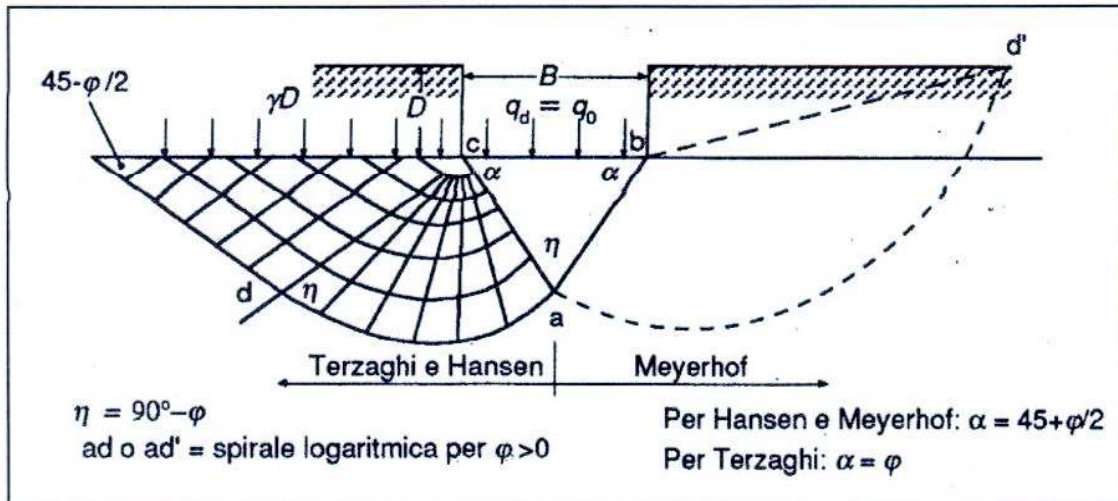


Fig. 6: Schema di rottura del terreno sotto una fondazione

L'inclinazione "α" del cono varia a seconda degli Autori, ma può essere in linea generale approssimata a 45°. Ciò significa che, per una fondazione di dimensione massima ad es. 23 m come quella considerata, il cono che cede solidalmente alla fondazione e determina eventualmente la rottura del terreno è profondo circa 10-12 m e quindi impostato all'interno del litotipo n. 3 con buone caratteristiche geotecniche e oggetto delle osservazioni dirette compiute dagli scriventi.

Analizzando l'equazione 1) si nota come nell'ultimo termine figure tra le variabili la dimensione della struttura fondazionale. Ciò comporta che, nel caso di terreni granulari, l'inserimento della dimensione della platea nell'equazione, determini valori di portanza spesso molto elevati, che risultano poi non compatibili con i cedimenti massimi ammissibili. In tali condizioni pertanto risulta più opportuno fissare appunto il valore di cedimento massimo che si ritiene ammissibile, e risalire poi al valore di portanza cui corrisponde, avendo cura di verificare che lo stesso sia poi compatibile con le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno. Oppure, con analogo procedimento, stimare qual è il cedimento conseguente al massimo carico trasmesso da fondazione e infrastruttura al terreno (nel caso specifico 0,7 kg/cm²), previa appunto verifica che tale valore (cioè lo 0,7 indicato) rientri, come nel caso precedente, nel range ammissibile dal terreno in condizioni di sicurezza. Poiché le richieste progettuali prevederebbero un cedimento pari a 0 cm, circostanza di fatto irrealizzabile a meno di non caricare il terreno di fondazione con un peso equivalente alla verticale di 3 m del terreno soprastante asportato (di conseguenza un carico massimo ammissibile dell'ordine di circa 0,4 kg/cm²), si è scelto il secondo approccio descritto: qual è il



cedimento conseguente a un carico di $0,7 \text{ kg/cm}^2$, assunto tale carico inferiore alla capacità portante ammissibile per la platea analizzata?

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta quindi lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è stato possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 7), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

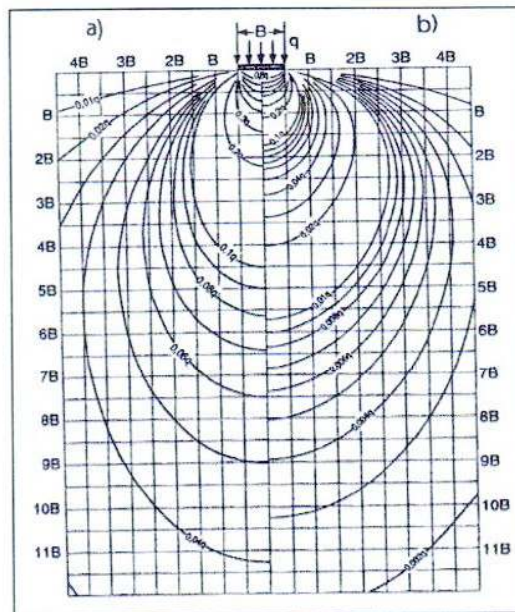


Fig. 7: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme - b) quadrata

Per il calcolo dei cedimenti è stata applicata la seguente equazione:

$$W = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n: numero degli strati di terreno;
- ΔH_i : altezza dello strato i-esimo
- $\Delta \sigma_{zi}$: incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
- E_i : modulo elastico dello strato i-esimo



Ciò detto, e **fissato il carico massimo ammissibile per il terreno a $0,7 \text{ kg/cm}^2$** , è stato calcolato il cedimento che, in funzione della precisa tipologia fondazionale considerata, si potrebbe determinare.

Platea rettangolare di lati 23 x 8 m e impostata a - 3,0 m da p.c.

Il carico prefissato di **$0,7 \text{ kg/cm}^2$** generato dalla fondazione proposta e in considerazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni dimostra come tale valore, a seguito dell'applicazione dell'equazione 1), risulti ampiamente inferiore al limite a rottura, depurato di un fattore di sicurezza 3. Il cedimento conseguente risulta essere di **1,2 cm**.

Occorre però considerare che il cedimento stimato ha natura elastica, tipica dei terreni granulari sciolti, in grado di esaurirsi in maniera molto rapida, in genere contestualmente all'applicazione del carico stesso.

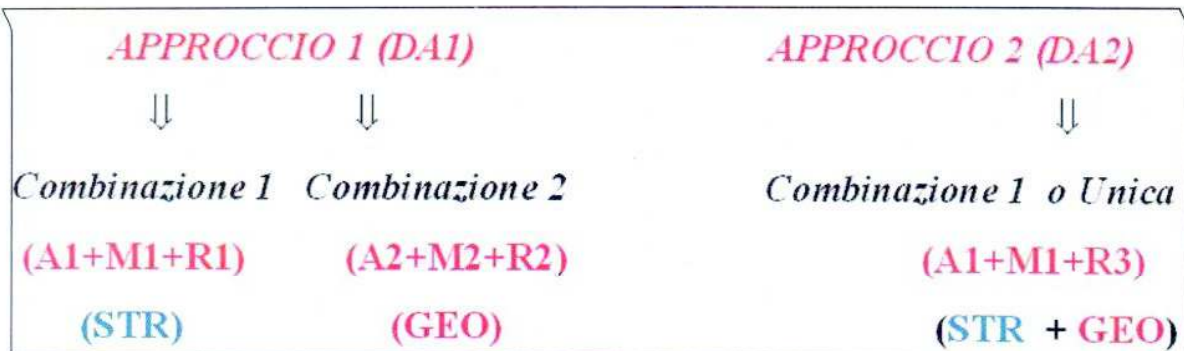
7. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI STATICHE

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione.

L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Nello Stato Limite di Collasso "SLC" per scorrimento l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Pertanto, le fondazioni superficiali devono essere verificate con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale.

Per quanto riguarda l'analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adottano due diversi approcci progettuali:



Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ :

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali γ riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 14/01/2008, che seguono.

Diversamente, nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{03}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) 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 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	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1.0	1.25
Coestione 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_f	1.0	1.0

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

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	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

In sintesi questo nuovo approccio non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione

$$R_d \geq E_d \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove R_d è la resistenza di progetto mentre E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Non essendo noti in dettaglio i carichi agenti, permanenti e variabili, favorevoli e sfavorevoli, per la determinazione del valore di azione E_d (compito del progettista strutturista), si procede a determinare esclusivamente il valore di R_d per la tipologia fondazionale, demandando al Progettista Strutturista la verifica del rispetto dell'equazione 2) in base ai diversi approcci e combinazioni previste dal D.M. 14/01/2008.

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno viene eseguito utilizzando i valori dei parametri caratteristici riportati in tabella 1, utilizzando l'espressione generale 1, già riportata in precedenza.



Di seguito si riportano i risultati cui sono pervenuti i calcoli, considerando la platea rettangolare di lati 8 x 23 m attestata a 300 cm dal piano campagna.

Tab. 3: determinazione dei valori di R_d per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC

	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR)	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)*
Fondazione a platea rettangolare 8 x 23 m	17,01 kg/cm ²	7,35 kg/cm ²	17,01 kg/cm ²	17,01 kg/cm ²

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$

I risultati riportati nella tabella 3 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacità portante agli Stati Limite Ultimi - Q_{SLU}).

La verifica agli Stati Limite Ultimi prevede il calcolo del valore di progetto dell'azione E_d , nel caso specifico demandato al Progettista Strutturista, conoscitore dei valori di carico permanente e accidentale sfavorevoli cui applicare i coefficienti parziali γ , colonne A1 e/o A2 (tab. 6.2.I). In seguito il soddisfacimento dell'equazione 2 dovrà essere verificato mediante l'applicazione ai valori R_d sopra determinati dei coefficienti parziali γ_r , colonne R1, R2 e R3 (tab. 6.4.I).

Ne consegue che se:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

mentre se:

$$R_d/\gamma_r < E_d \Rightarrow \text{verifica non soddisfatta}$$

Ciò detto si ritiene utile commentare i risultati di R_d ottenuti. Appare infatti evidente come tali valori, indipendentemente dall'approccio e dalla combinazione utilizzata, risultino notevolmente elevati rispetto al risultato cui si è pervenuti con il metodo delle tensioni ammissibili. Ciò è dovuto al fatto che tutti i codici di calcolo utilizzati vedono tra le variabili la dimensione della struttura fondazionale. Nel caso di platee e su terreni granulari (come nel caso considerato) ciò determina valori di portanza del terreno (e conseguentemente di R_d) molto elevati.

Il limite accettabile di tensione indotta al terreno non è pertanto dettato dalla capacità portante dello stesso (praticamente insuperabile) ma dai cedimenti ammissibili conseguenti l'applicazione di tale carico (tipo di approccio utilizzato nel determinare la q ammissibile e il corrispettivo cedimento nel caso delle tensioni ammissibili). In pratica la verifica dell'equazione (2), per quanto concerne la progettazione geotecnica delle opere, è governata non tanto dallo SLU bensì dallo SLE. Per tale motivo, nel caso in esame, si ritiene utile fare opportuno riferimento alle considerazioni espone nel capitolo precedente, riferite al calcolo con il metodo delle Tensioni Ammissibili.



8. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI DINAMICHE

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente.

Stati Limite		P_{V_2} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR .

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R .



Il periodo di riferimento **VR** si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale **VN** per il coefficiente d'uso **CU**:

$$VR = VN \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso **CU** è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 4: valori del coefficiente d'uso *CU*

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe II**, nella quale sono comprese "costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi".

La vita nominale di un'opera strutturale **VN** è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella 6 sottostante.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tab. 5: vita nominale *VN* per diversi tipi di opere

Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

Ne deriva che il periodo di riferimento **VR** è pari a 50 anni.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento **PVR**, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Una delle novità delle NTC è la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori a_g , F_0 e T^*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di a_g (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare (nel caso specifico: Lat = 45,3263; Long = 9,8748).

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0,033	2,494	0,206
Danno (SLD)	50	0,041	2,530	0,222
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,104	2,478	0,285
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,135	2,495	0,291

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni
 Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
 us (m)
 Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s^* Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
C_c^* Coeff. funz categoria	1,77	1,72	1,59	1,58
S_t^* Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,010	0,012	0,038	0,049
kv	0,005	0,006	0,019	0,024
Amax [m/s ²]	0,490	0,605	1,535	1,988
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

* I valori di S_s , C_c ed S_t possono essere variati



Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Muro rigido: 0

Sito in esame

latitudine: 45,3273145436233

longitudine: 9,87586190049005

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 12936 Lat: 45,3304 Lon: 9,8664 Distanza: 811,519

Sito 2 ID: 12937 Lat: 45,3325 Lon: 9,9374 Distanza: 4845,309

Sito 3 ID: 13159 Lat: 45,2825 Lon: 9,9404 Distanza: 7090,876

Sito 4 ID: 13158 Lat: 45,2804 Lon: 9,8694 Distanza: 5239,689

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,033 g

Fo: 2,494

Tc*: 0,206 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,041 g

Fo: 2,530

Tc*: 0,222 [s]



Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,104	g
Fo:	2,478	
Tc*:	0,285	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,135	g
Fo:	2,495	
Tc*:	0,291	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,770
St:	1,000
Kh:	0,010
Kv:	0,005
Amax:	0,490
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,720
St:	1,000
Kh:	0,012
Kv:	0,006
Amax:	0,605
Beta:	0,200

**SLV:**

Ss:	1,500
Cc:	1,590
St:	1,000
Kh:	0,038
Kv:	0,019
Amax:	1,535
Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,500
Cc:	1,580
St:	1,000
Kh:	0,049
Kv:	0,024
Amax:	1,988
Beta:	0,240

9. CONCLUSIONI

Riepilogando, la Committenza ha affidato agli scriventi la realizzazione di un'indagine geognostica a supporto della posa in opera di una piastra di fondazione in fossa per messa in esercizio di una macchina utensile comune di Genivolta (CR).

Il lavoro è stato articolato in una fase d'indagine bibliografica preliminare, che ha consentito la ricostruzione dell'assetto geologico dell'ambito di intervento considerato nel suo insieme, e in una successiva fase di prospezione geologica e geognostica, articolata in rilievi geologici e geomorfologici di dettaglio estesi ad un intorno ritenuto significativo rispetto all'area di progetto, e attraverso l'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro superpesante tipo "Pagani", spinte fino alla profondità di 12,30 m da p.c.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- l'assetto geologico dell'ambito in cui si inserisce il progetto è caratterizzato dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale e costituiti da terreni sabbiosi e ghiaiosi, debolmente limosi, mediamente addensati, a supporto clastico fino alla massima profondità investigata; si è manifestata inoltre una



certa continuità laterale tra le verticali investigate (come visibili dall'andamento dei profili penetrometrici riportati in allegato 3), fattore che offre una buona garanzia contro lo sviluppo di cedimenti differenziali;

- dal punto di vista geomorfologico l'area risulta pressoché pianeggiante e non mostra evidenze di dinamiche geomorfologiche attive o quiescenti che richiedano particolare riguardo nella progettazione delle strutture di cui si tratta;
- dal punto di vista idrogeologico il sottosuolo dell'area investigata vede la presenza di una falda freatica con valori di soggiacenza che si attestano attorno ai - 7 m da p.c.;
- il terreno di fondazione sarà costituito dal litotipo n. 3 descritto e oggetto della caratterizzazione geotecnica contenuta nel presente elaborato, con le opere allocate al di sopra del livello di falda;
- il calcolo della capacità portante è stato eseguito anche attraverso il metodo delle Tensioni Ammissibili e considerando una fondazione a platea di dimensioni 8 x 23 m, e ha fornito rispettivamente il valore di capacità portante ammissibile già depurati del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988, di 0,7 kg/cm², in grado di generare un cedimento contenuto in 1,2 cm; si intende che il valore di capacità portante potrebbe anche risultare superiore, ma tali valori genererebbero cedimenti non tollerabili dalle opere in progetto, specialmente se paragonati al cedimento pari a 0 cm richiesto dal progettista, di fatto impossibile da ottenere!
- Il calcolo della Sigma a compressione massima allo SLU è stata calcolata per la fondazione prevista con entrambi gli approcci e combinazioni previste dalle NTC di cui al D.M. 14/01/2008, e ha fornito i valori riassunti nella seguente tabella:

Tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR)	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)*
Platea rettangolare 8 x 23 m	17,01 kg/cm ²	7,35 kg/cm ²	17,01 kg/cm ²	17,01 kg/cm ²

Si ricorda che con l'approccio 1 e l'approccio 1 combinazione 1 e per l'approccio 2 ed entrambe le combinazioni (per le quali i valori dei coefficienti parziali M1 sono tutti pari a 1) **il valore della Sigma a compressione massima allo SLU corrisponde alla Sigma a rottura (e non a quella ammissibile!) calcolata con il vecchio metodo delle Tensioni Ammissibili.** Considerando invece l'approccio 1 e combinazione 2 i coefficienti parziali sono numeri diversi da 1 e pertanto la Sigma a compressione massima allo SLU corrispondente è un valore diverso dai precedenti, e inferiore.



Premesso quanto sopra e fatte salve le indicazioni tecniche riportate e la scrupolosa osservazione dei valori di capacità portante calcolati, che non dovranno per nessun motivo essere superati, è possibile ritenere l'intervento in progetto compatibile con l'assetto geologico dell'ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo. Si raccomanda in fase esecutiva di attenersi alle risultanze della presente indagine, eseguita necessariamente per punti.

Gli scriventi rimangono a disposizione per qualsivoglia richiesta di chiarimento e approfondimento, oltre che per la verifica di eventuali diverse geometrie fondazionali o differenti piani di posa.

26 ottobre 2010


dott. Davide Incerti, geologo



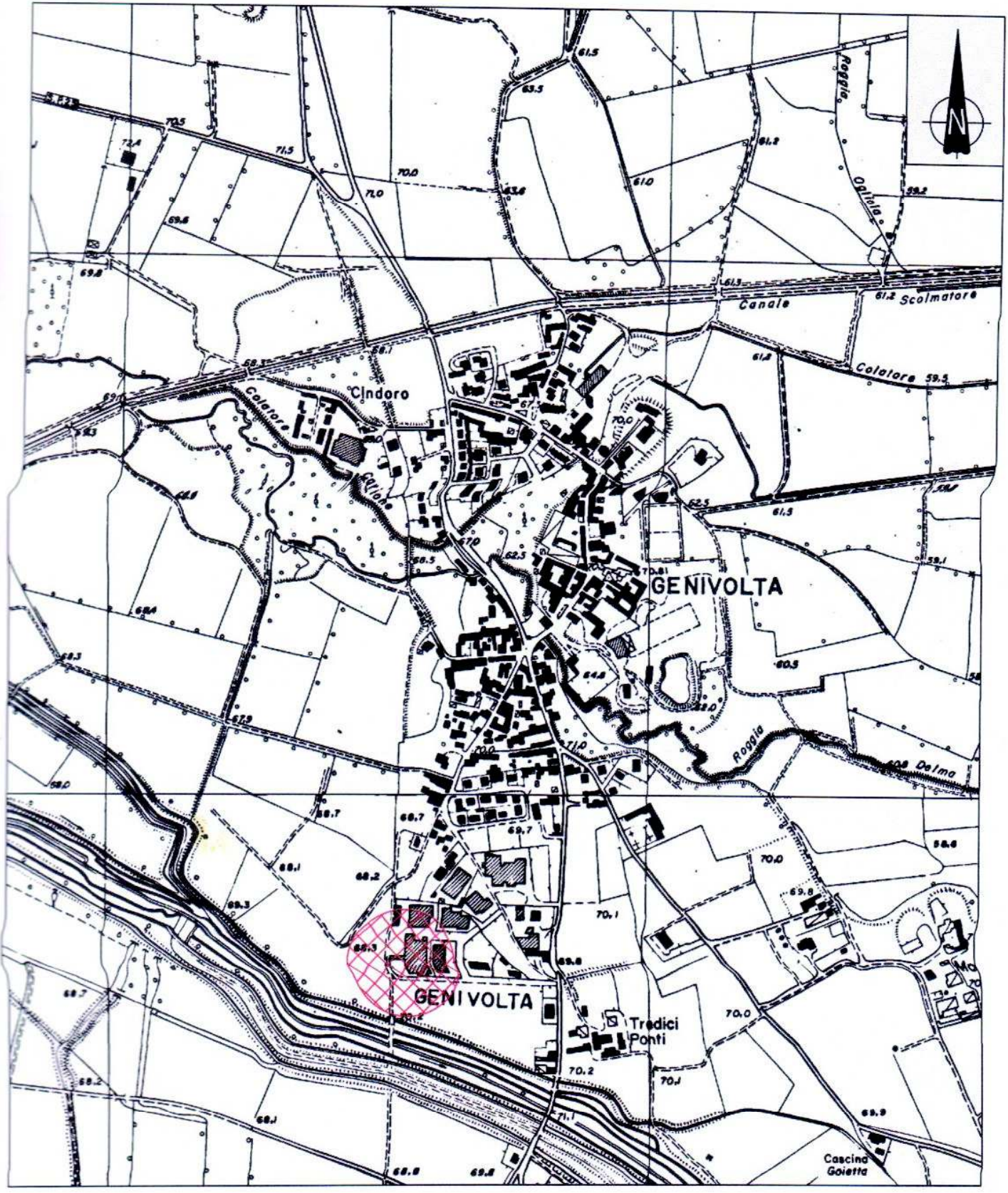

dott. Giulio Mazzoleni, geologo



Diritti d'autore e proprietà intellettuale del presente elaborato, a norma dell'art. 9 del "Tariffario per le prestazioni professionali dei geologi" approvato con Decreto del Ministero di Grazia e Giustizia 18/11/1971 (G.U. n. 306 del 3/12/1971) e s.m.i. del 30/07/1996 (D.M. n. 519), appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello per cui alle finalità indicate deve essere considerato un abuso.

Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
scala 1:10.000



Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

CARTA GEOLOGICA D'ITALIA

scala 1:100.000



CARTA GEOLOGICA D'ITALIA, FOGLI 60 "PIACENZA" e 46 "TREVIGLIO", scala 1:100.000



Ubicazione area indagata



Allegato 3

**DIAGRAMMI PROVE
PENETROMETRICHE DINAMICHE e
CARATTERISTICHE TECNICHE
DELL'ATTREZZATURA DI PROVA**

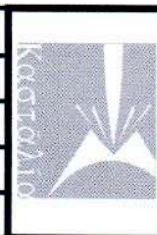
Data: 7 ottobre 2010

Località: Genivolta (CR)

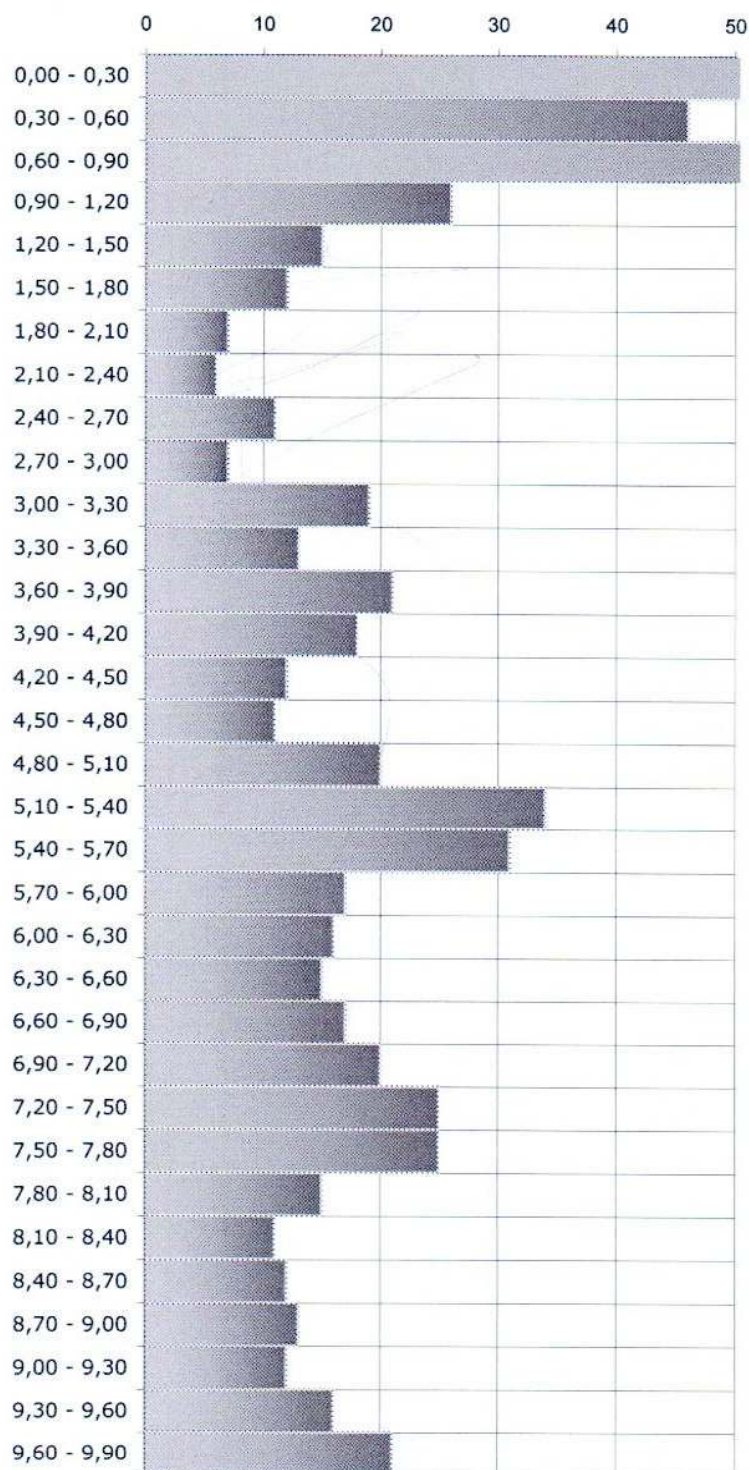
Cantiere: DELMA s.r.l.

Prova penetrometrica n.: 1

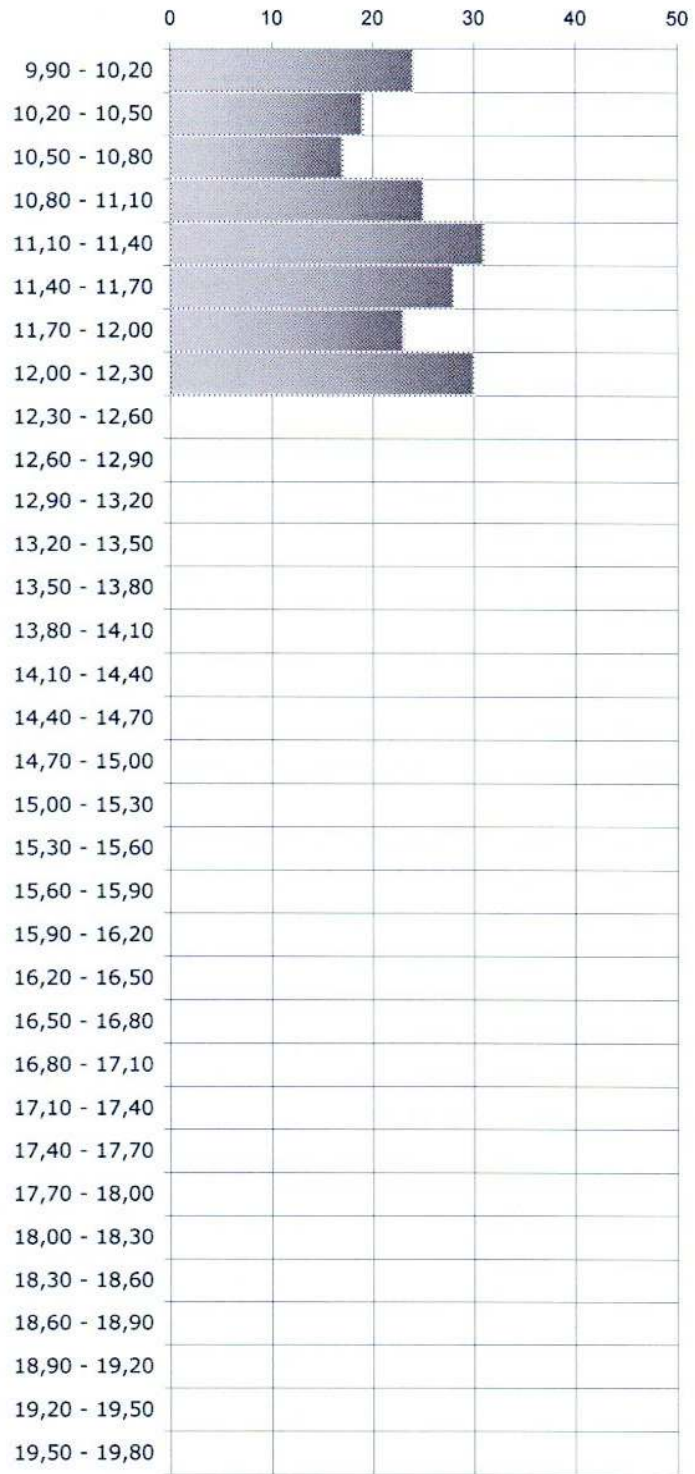
Resp. Cantiere: dott. Incerti



Profondità (m)	n° colpi
0,00 - 0,30	104
0,30 - 0,60	46
0,60 - 0,90	72
0,90 - 1,20	26
1,20 - 1,50	15
1,50 - 1,80	12
1,80 - 2,10	7
2,10 - 2,40	6
2,40 - 2,70	11
2,70 - 3,00	7
3,00 - 3,30	19
3,30 - 3,60	13
3,60 - 3,90	21
3,90 - 4,20	18
4,20 - 4,50	12
4,50 - 4,80	11
4,80 - 5,10	20
5,10 - 5,40	34
5,40 - 5,70	31
5,70 - 6,00	17
6,00 - 6,30	16
6,30 - 6,60	15
6,60 - 6,90	17
6,90 - 7,20	20
7,20 - 7,50	25
7,50 - 7,80	25
7,80 - 8,10	15
8,10 - 8,40	11
8,40 - 8,70	12
8,70 - 9,00	13
9,00 - 9,30	12
9,30 - 9,60	16
9,60 - 9,90	21



Profondità (m)	n° colpi
9,90 - 10,20	24
10,20 - 10,50	19
10,50 - 10,80	17
10,80 - 11,10	25
11,10 - 11,40	31
11,40 - 11,70	28
11,70 - 12,00	23
12,00 - 12,30	30
12,30 - 12,60	
12,60 - 12,90	
12,90 - 13,20	
13,20 - 13,50	
13,50 - 13,80	
13,80 - 14,10	
14,10 - 14,40	
14,40 - 14,70	
14,70 - 15,00	
15,00 - 15,30	
15,30 - 15,60	
15,60 - 15,90	
15,90 - 16,20	
16,20 - 16,50	
16,50 - 16,80	
16,80 - 17,10	
17,10 - 17,40	
17,40 - 17,70	
17,70 - 18,00	
18,00 - 18,30	
18,30 - 18,60	
18,60 - 18,90	
18,90 - 19,20	
19,20 - 19,50	
19,50 - 19,80	



Data: 7 ottobre 2010

Località: Genivolta (CR)

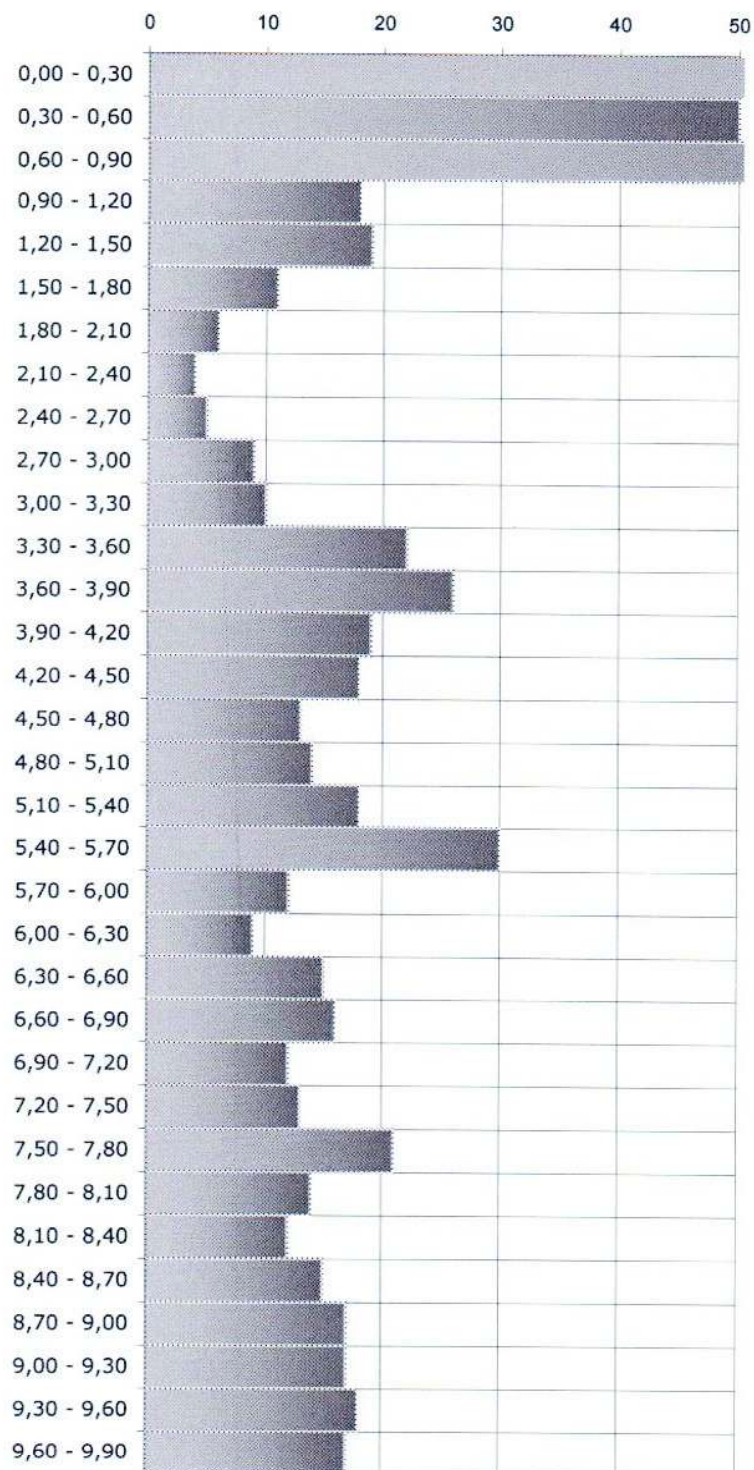
Cantiere: DELMA s.r.l.

Prova penetrometrica n.: 2

Resp. Cantiere: dott. Incerti



Profondità (m)	n° colpi
0,00 - 0,30	100
0,30 - 0,60	50
0,60 - 0,90	72
0,90 - 1,20	18
1,20 - 1,50	19
1,50 - 1,80	11
1,80 - 2,10	6
2,10 - 2,40	4
2,40 - 2,70	5
2,70 - 3,00	9
3,00 - 3,30	10
3,30 - 3,60	22
3,60 - 3,90	26
3,90 - 4,20	19
4,20 - 4,50	18
4,50 - 4,80	13
4,80 - 5,10	14
5,10 - 5,40	18
5,40 - 5,70	30
5,70 - 6,00	12
6,00 - 6,30	9
6,30 - 6,60	15
6,60 - 6,90	16
6,90 - 7,20	12
7,20 - 7,50	13
7,50 - 7,80	21
7,80 - 8,10	14
8,10 - 8,40	12
8,40 - 8,70	15
8,70 - 9,00	17
9,00 - 9,30	17
9,30 - 9,60	18
9,60 - 9,90	17



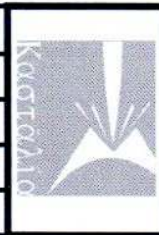
Data: 7 ottobre 2010

Località: Genivolta (CR)

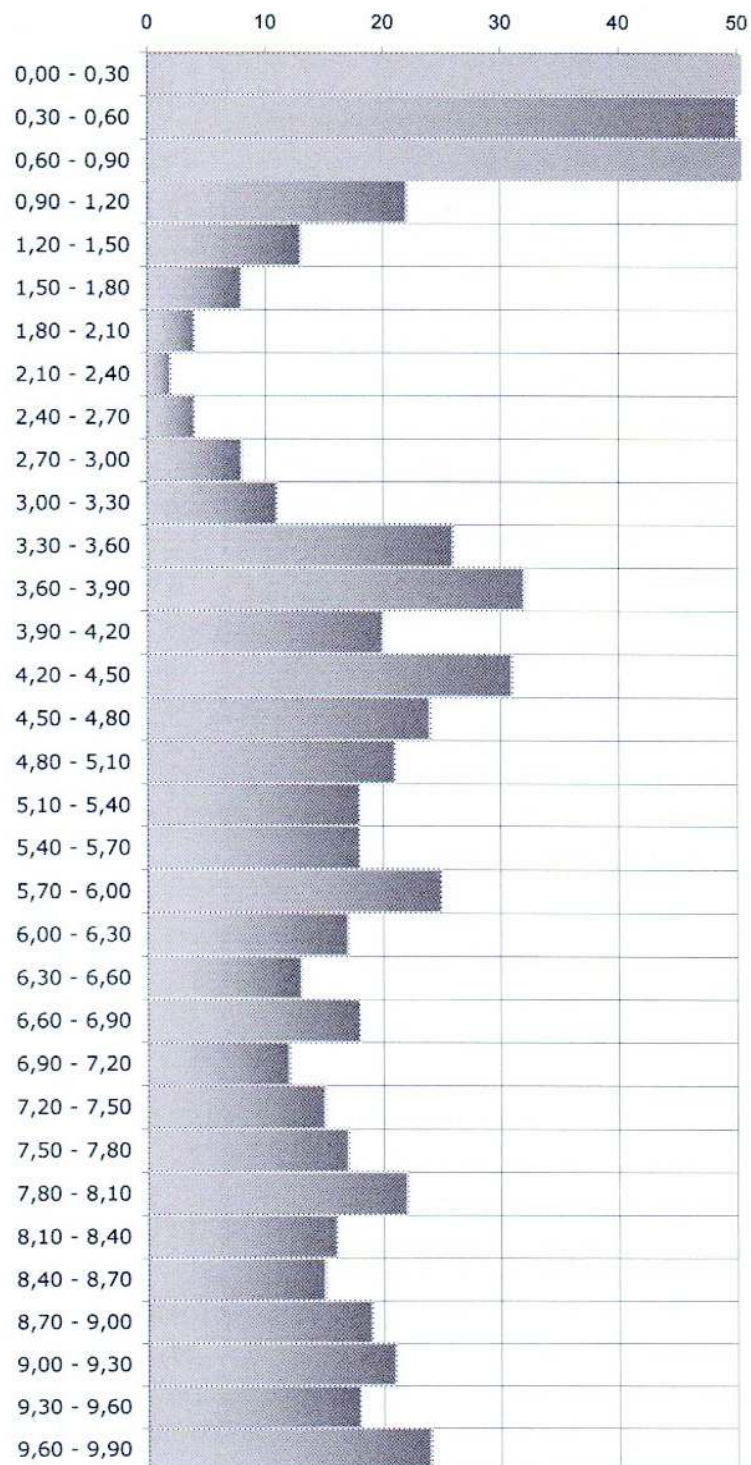
Cantiere: DELMA s.r.l.

Prova penetrometrica n.: 3

Resp. Cantiere: dott. Incerti



Profondità (m)	n° colpi
0,00 - 0,30	100
0,30 - 0,60	50
0,60 - 0,90	70
0,90 - 1,20	22
1,20 - 1,50	13
1,50 - 1,80	8
1,80 - 2,10	4
2,10 - 2,40	2
2,40 - 2,70	4
2,70 - 3,00	8
3,00 - 3,30	11
3,30 - 3,60	26
3,60 - 3,90	32
3,90 - 4,20	20
4,20 - 4,50	31
4,50 - 4,80	24
4,80 - 5,10	21
5,10 - 5,40	18
5,40 - 5,70	18
5,70 - 6,00	25
6,00 - 6,30	17
6,30 - 6,60	13
6,60 - 6,90	18
6,90 - 7,20	12
7,20 - 7,50	15
7,50 - 7,80	17
7,80 - 8,10	22
8,10 - 8,40	16
8,40 - 8,70	15
8,70 - 9,00	19
9,00 - 9,30	21
9,30 - 9,60	18
9,60 - 9,90	24



PENETROMETRO DINAMICO IN USO: **TG 63-100 M-A.C**

<u>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</u>		
<i>TIPO</i>	<i>Sigla riferimento</i>	<i>Peso Massa Battente M (kg)</i>
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 63-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M =	73.00 Kg	
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H =	0.75 m	
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms =	0.63 Kg	
DIAMETRO PUNTA CONICA	D =	51.00 mm	
AREA BASE PUNTA CONICA	A =	20.43 cm ²	
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =	60°	
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La =	0.90 cm	
PESO ASTE PER METRO	Ma =	6.31 Kg	
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1 =	0.30 m	
AVANZAMENTO PUNTA	δ =	0.30 m	
NUMERO DI COLPI PUNTA	N =	N(30) →	Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO/FANGHI	SI		
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	Q =	$(Mh)/(A\delta) = 8.93 \text{ Kg/cm}^2$	(prova SPT: $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t =$	$Q/Q_{spt} = 1.141$	(teoricamente: $N_{spt} = \beta_t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd} [funzione del numero di colpi N]
(FORMULA OLANDESE):

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

R_{pd}	=	resistenza dinamica punta [area A]
e	=	infissione per colpo = δ / N
M	=	peso massa battente (altezza caduta H)
P	=	peso totale aste e sistema battuta