

REGIONE MARCHE	PROVINCIA DI ASCOLI PICENO
COMUNE DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO	

COMMITTENTI: MELANDRI L., A., A., IMMOBILIARE MAREMONTI S.R.L., MELANDRI M., PIERANTOZZI L., CETRO M., RITA, NORMA MARISA SILVIA GABRIELLA CLAUDIO VITTORIO

**"RECUPERO URBANISTICO EDILIZIO IN VIA SILVIO
 PELLICO/VIA ISAIA CECI"**
 (Zona S-Piano di recupero legge 457 del 05_08_79, Delibera n. 522 del 08_11_88-Zona di
 completamente B1)

 <p> S.A.G.I. S.R.L. SOCIETA' PER L'AMBIENTE, LA GEOLOGIA E L'INGEGNERIA VIA PASUBIO 20 - 63037 SAN BENEDETTO DEL TRONTO (AP) TEL. E FAX 0735/757580-757588 E-MAIL: sagisbt@tin.it </p>	<p>COMMITTENTI: MELANDRI L., A., A., IMMOBILIARE MAREMONTI S.R.L., MELANDRI M., PIERANTOZZI L., CETRO M., RITA, NORMA MARISA SILVIA GABRIELLA CLAUDIO VITTORIO</p> <p style="text-align: center;">  CITTÀ DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO PROVINCIA DI ASCOLI PICENO </p>
<p> Si certifica che il presente atto è stato depositato presso la Segreteria Generale dal giorno <u>27/12/2010</u> </p>	<p> Si certifica che il presente è stato pubblicato all'Albo Pretorio dal giorno <u>29/12/2010</u> </p>

<p>Tavola: Sede <u>28/01/2010</u></p>	<p> ELABORATO dal <u>5</u> Autore Direttivo della Segreteria Generale </p> <p style="font-size: 24px; font-weight: bold;"> RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA </p> <p style="text-align: right;"> IL SEGRETARIO GENERALE Dott.ssa Serafina Camastra </p>	<p> al giorno <u>28/01/2010</u> Sede, <u>4/03/2010</u> </p>
<p>SCALA:</p>		
<p>PROT.: GE/PF/000_09_13 P.B.</p>		

<p>IL PROGETTISTA: GEOL. DOTT. PRIMO FALCONI Geologo Specialista N. 114 ALBO SEZIONE A</p>	<p>PROJECT MANAGEMENT: S.A.G.I. Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria</p>
<p>IL PROJECT MANAGER: GEOL. DOTT. PAOLO BASTIANI</p>	<p>COMMITTENTI: MELANDRI L., A., A., IMMOBILIARE MAREMONTI S.R.L....</p>



COMUNE DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO

"RECUPERO URBANISTICO EDILIZIO IN VIA SILVIO PELLICO/VIA ISAIA CECI"

**(Zona 8-Piano di recupero legge 457 del 05_08_79, Delibera n. 522
del 08_11_88-Zona di completamento B1)**

RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA

INDICE:

A) VALUTAZIONI GEOLOGICHE	4
1. PREMESSA.....	4
2. UBICAZIONE	5
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE.....	8
3.1. GEOLOGIA DI DETTAGLIO DELL'AREA	8
3.2. GEOMORFOLOGIA DELL'AREA	8
3.3. IDROGEOLOGIA DELL'AREA	8
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
4.1. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH.....	11
4.2. CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA.....	17
4.3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
5. REALIZZAZIONE DELLO SCAVO PER IL PIANO INTERRATO E SCELTA TIPOLOGICA DELLA FONDAZIONE.....	18
6. VALUTAZIONI SISMICHE.....	18
6.1. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	19
6.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	20
6.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	21
B) VALUTAZIONI GEOTECNICHE	22
7. CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	22
7.1. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI.....	22
7.2. CEDIMENTI EDOMETRICI.....	29
C) CONCLUSIONI	33

A) VALUTAZIONI GEOLOGICHE

1. PREMESSA

La presente relazione intende fornire le caratteristiche geologiche e geotecniche di un'area interessata da un progetto di "RECUPERO URBANISTICO EDILIZIO IN VIA SILVIO PELLICO-VIA ISAIA CECI" – Comune di San Benedetto del Tronto (AP).

Lo scopo del presente studio è quello di definire l'idoneità del sito ai fini della realizzazione dei lavori previsti, compatibilmente con le peculiarità del territorio sotto l'aspetto prevalentemente geologico, geotecnico ed idrogeologico.

Per tale motivo lo studio è stato articolato attraverso le seguenti fasi:

- rilevamento di campagna;
- acquisizione dati esistenti;
- realizzazione di una campagna geognostica, esecuzione di n.° 1 prova penetrometrica dinamica DPSH;
- caratterizzazione sismica del sito;
- valutazione della capacità portante del terreno attraverso una tipologia di fondazione superficiale;
- valutazione dei cedimenti.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

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 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

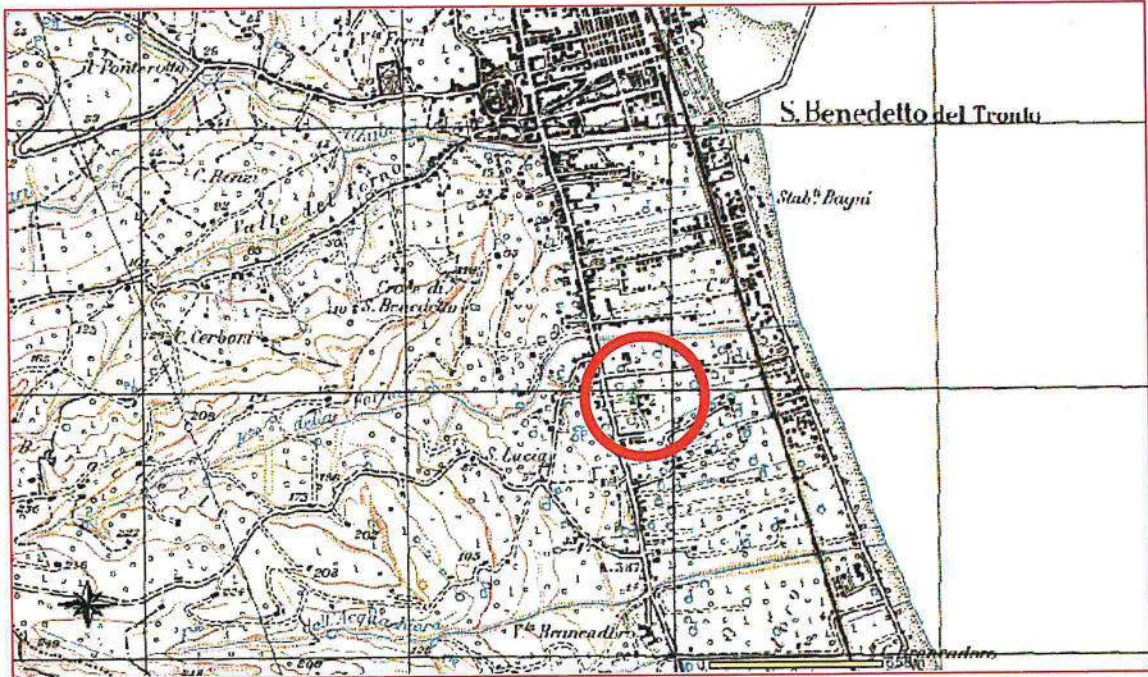
Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

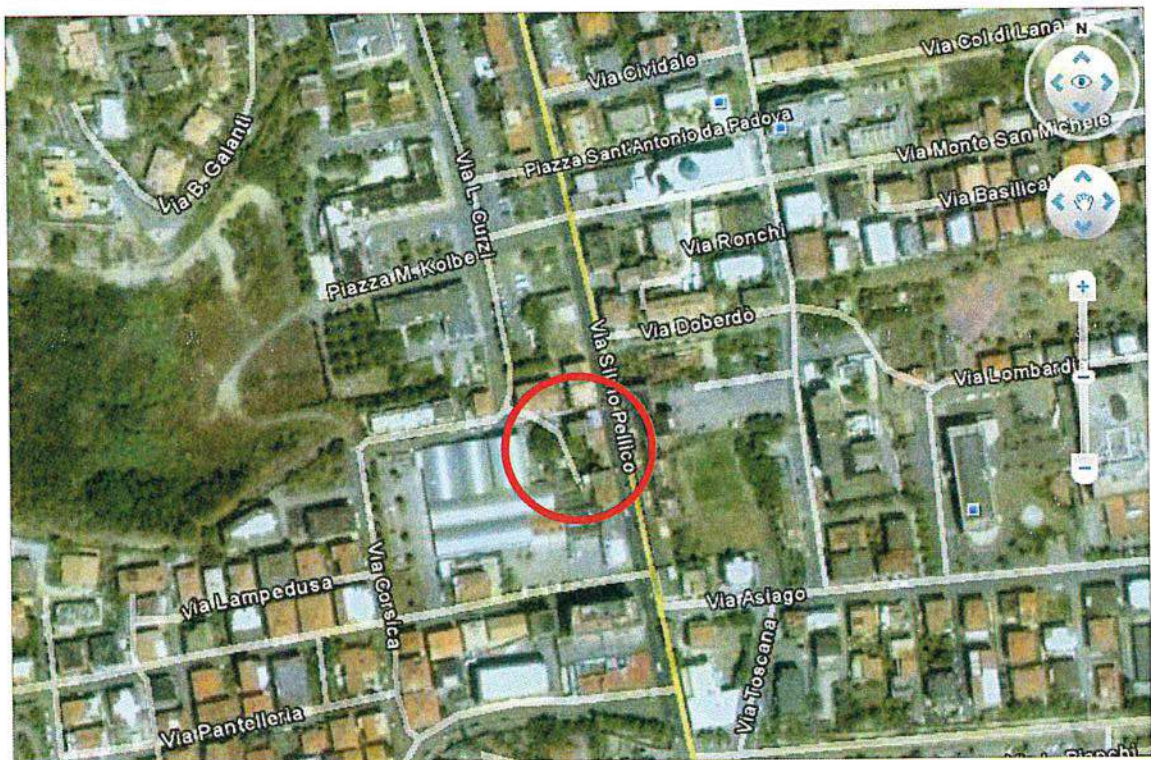
2. UBICAZIONE

L'area in esame ricade in zona Cerboni nel Comune di San Benedetto del Tronto, tra via Isaia Ceci a Nord e via Silvio Pellico ad Est. Per meglio identificare l'area in studio si rimanda alla visione degli stralci cartografici di seguito riportati.

STRALCIO IGM SU BASE CARTOGRAFICA IN SCALA 1:25.000



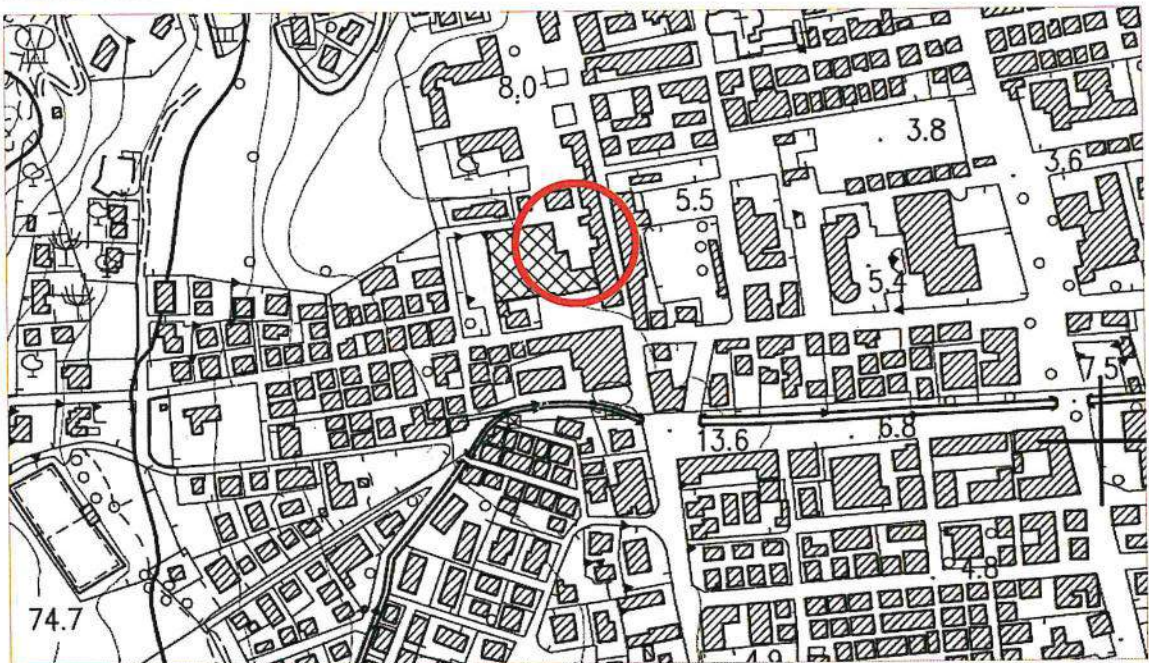
ORTOFOTOCARTA



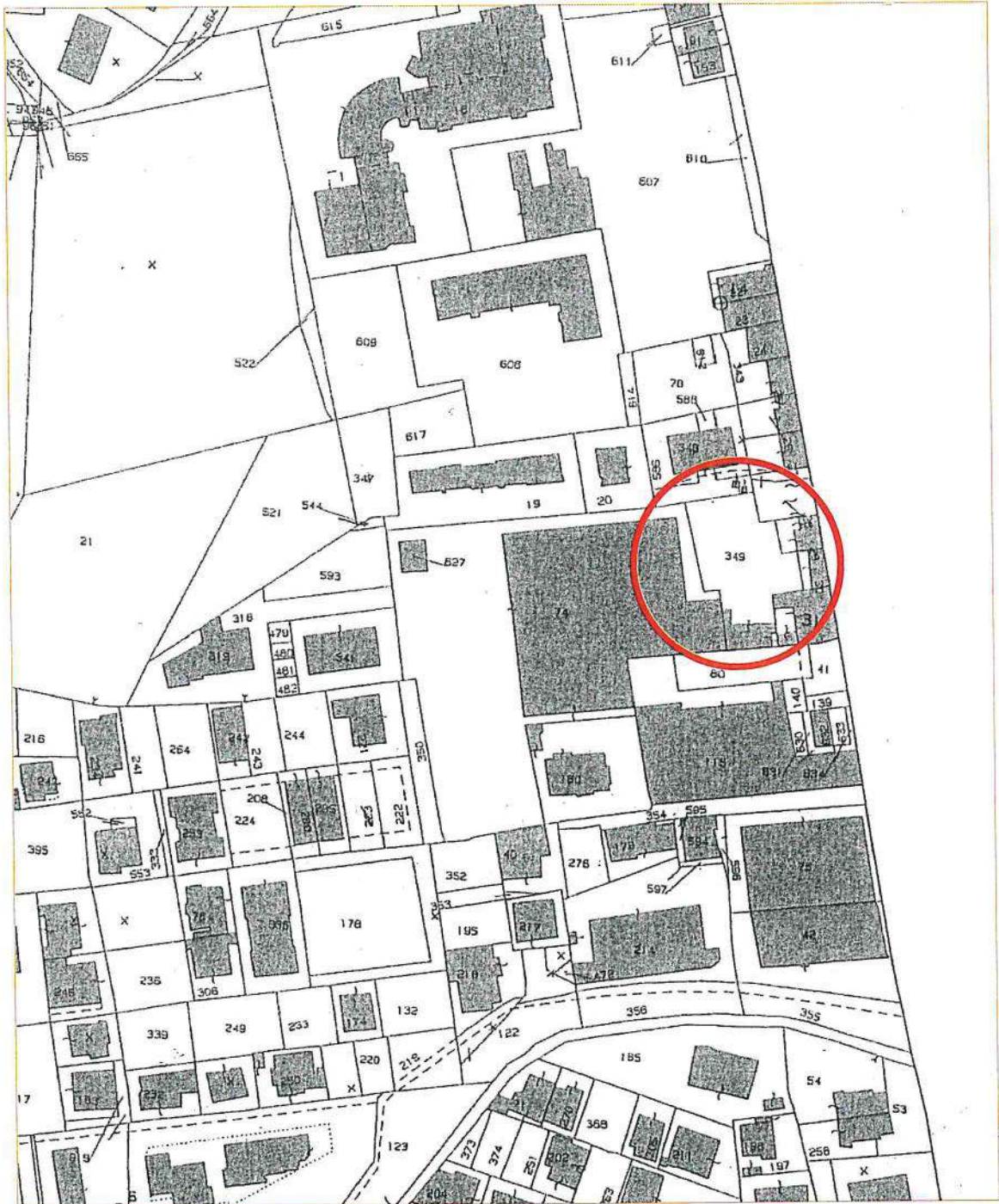
ORTOFOTOCARTA - INGRANDIMENTO AREA D'INTERESSE



STRALCIO C.T.R. SU BASE CARTOGRAFICA SCALA 1:10.000



STRALCIO PLANIMETRIA CATASTALE



3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE

Da un punto di vista strettamente geologico e geomorfologico, il sito in esame appartiene al bacino marino periadriatico marchigiano-abruzzese, che nel corso del Plio-Pleistocene ha subito un graduale colmamento ad opera di depositi torbiditici di provenienza occidentale, i quali venivano rimaneggiati dal moto ondoso in un ambiente variabile dalla spiaggia emersa alla piattaforma. Il generale fenomeno di sollevamento, che ha raggiunto la sua fase culminante a partire dal Pleistocene inferiore, ha determinato l'innalzamento dei suddetti depositi fino a qualche centinaio di metri sul livello del mare. L'innalzamento tettonico ha dato luogo alla formazione di strutture plicative aventi vergenza Nord-orientale, in modo tale da assumere l'aspetto di una blanda monoclinale con inclinazione degli strati variabile dagli 8°, nelle zone più interne, fino alla sub-orizzontalità in prossimità della costa. Il suddetto motivo strutturale è talvolta interrotto dalla presenza di faglie di età pleistocenica, con componente del movimento per lo più normale, per le quali talune volte è ancora riscontrabile uno stato di attività. Nell'area in studio, i depositi pleistocenici sono ricoperti da una coltre di sedimenti eluvio colluviali e marini che possono interdigitarsi in alternanze litologiche che vanno dalle sabbie alle argille. Essendo collocata in una zona di passaggio tra le argille formazionali ad ovest e le sabbie marine ad est, l'area in oggetto presenta una litologia mista in cui predominano comunque le argille di alterazione della formazione in posto.

3.1. GEOLOGIA DI DETTAGLIO DELL'AREA

L'area in esame risulta costituita, come formazione di base dalle argille grigio-azzurre di età pleistocenica stratificate ed intercalate a veli sabbiosi, ricoperta con spessori variabili da depositi di origine marina formati da litologie essenzialmente sabbiose e sabbiose-ghiaiose. In linea generale una successione geologica tipo dell'area è costituita dal basso verso l'alto, da:

Formazione pleistocenica: Argille marnose-siltose grigio bluastre con sottili intercalazioni sabbiose.

Depositi eluvio colluviali: argille ed argille sabbiose provenienti dal disfacimento della formazione pleistocenica.

Depositi recenti di spiaggia: Sabbie e/o sabbie ghiaiose di origine marina.

L'area in studio è interessata da una litologia mista argilloso sabbiosa che più in profondità fa da passaggio alla formazione argillosa pleistocenica più consistente.

3.2 GEOMORFOLOGIA DELL'AREA

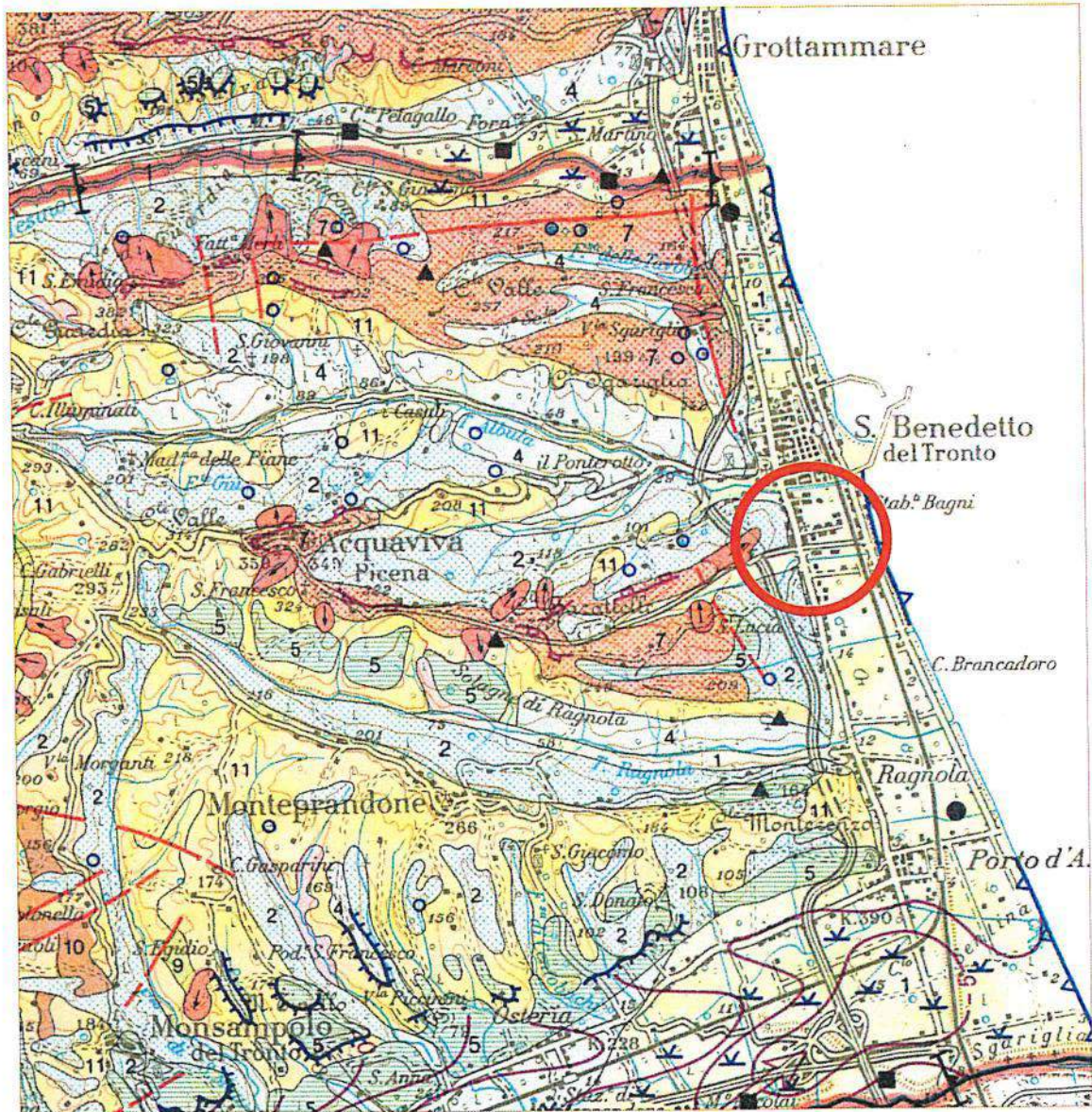
Dal punto di vista geomorfologico l'area in esame, è posta topograficamente ad una quota di circa 6.00 – 7.00m s.l.m. al passaggio tra le colline retrostanti e la pianura costiera. Data la genesi e la morfologia presente in loco che è pianeggiante, non sono state riscontrate forme connesse con l'azione della gravità e/o con le acque di scorrimento superficiale. Da quanto detto si può affermare che l'area è stabile e non presenta nessun segno di potenziale instabilità.

3.3 IDROGEOLOGIA DELL'AREA







Dal punto di vista idrogeologico la prova DPSH, spinta sino alla profondità di 7.00m dal p.c., ha evidenziato presenza di umidità al ritiro in superficie delle aste di infissione. Attraverso i dati di prova è difficile stabilire l'esatto livello di falda e lo spessore della zona umida al di sopra della superficie freatica. Informazioni più dettagliate potranno essere stabilite in fase di cantiere attraverso un saggio con escavatore da realizzare alla apertura dello stesso.

Il sistema idrogeologico locale individua come acquiclude le argille pleistoceniche consistenti che sorreggono i depositi di alterazione e le sabbie di origine marina.

STRALCIO CARTA GEOLOGICA IN SCALA 1: 100000



LEGENDA - CARTA GEOLOGICA IN SCALA 1: 100000

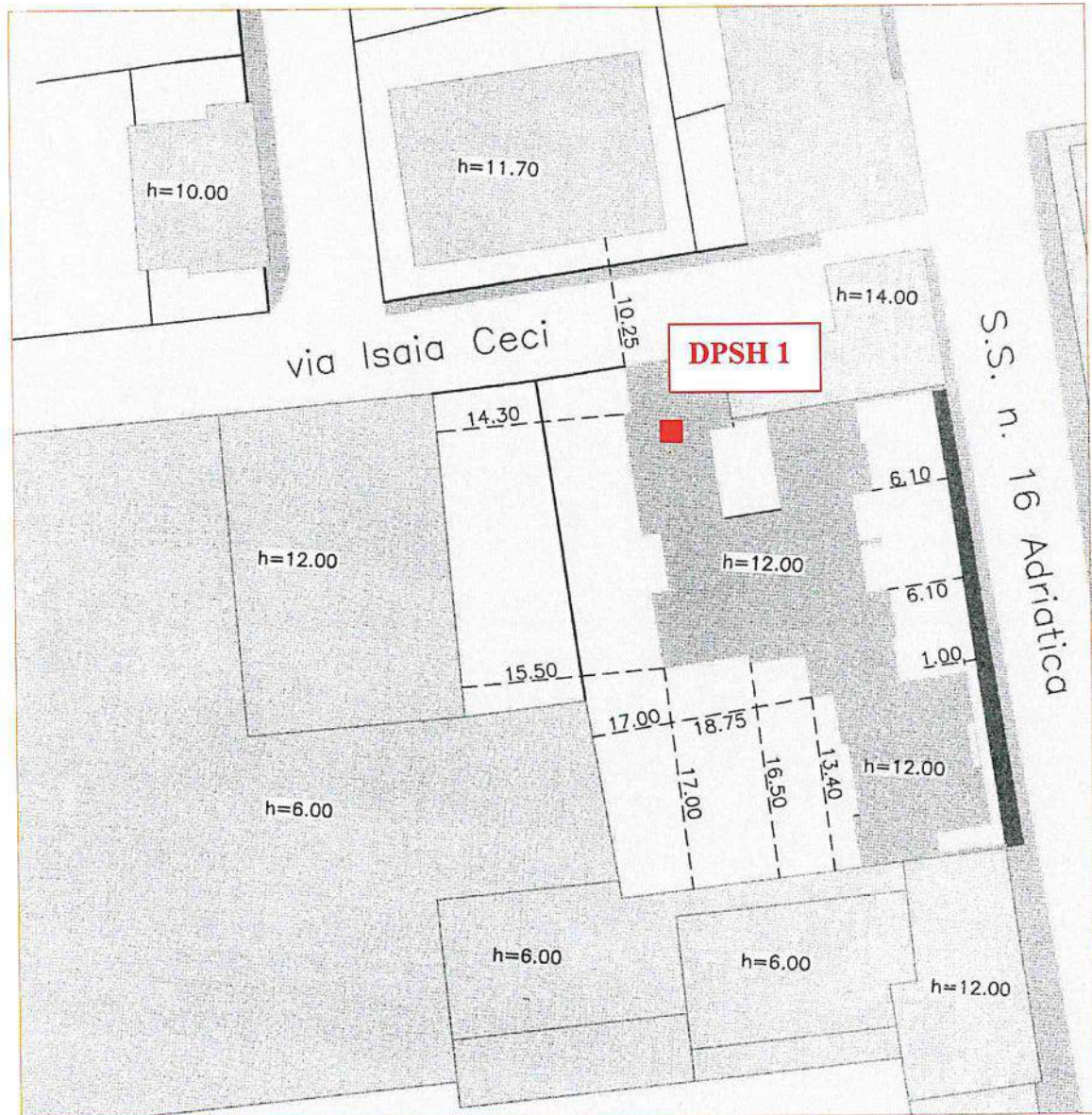
	1. Alluvioni attuali e recenti		2. Depositi eluvio-colluviali
	4. Alluvioni terrazzate (P.sup)		5. Alluvioni terrazzate (P.med.)
	7. Conglomerati e sabbie di tetto		11. Peliti

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'organizzazione dell'indagine (metodi e quantità) è stata determinata sulla base delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del sito valutate dalla visione diretta dei luoghi avvenuta in precedenti sopralluoghi nell'area in studio.

L'indagine è consistita nella realizzazione di n. 1 prova penetrometrica dinamica DPSH1 spinta sino alla profondità di 7.00m dal p.c..

A seguire si riporta la planimetria con l'ubicazione della prova DPSH1.



4.1 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio per la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona*.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

**Dato il tipo di indagine, anche la scelta sulla caratterizzazione della natura prevalente dei terreni investigati (incoerente, coesiva, coesiva/incoerente - terreno dotato di comportamento intermedio e non inquadrabile in maniera certa), in genere viene fatta di concerto con il professionista incaricato dal committente e/o con la D.L. nel rispetto delle competenze.*

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella più sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

**PENETROMETRO DINAMICO IN USO PER LA PRESENTE INDAGINE
 TG 63-200 C Pagani
 CARATTERISTICHE TECNICHE**

Rif. Norme	DIN 4094
PESO MASSA BATTENTE : M	63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA : H	0,75m
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	90°
LUNGHEZZA DELLE ASTE: La	1,00m
PESO ASTE PER METRO: Ma	6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA: P1	0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA : δ	0,20 m
NUMERO DI COLPI PUNTA: N= N(20)	Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO Q = (MH) / (A δ) = 11,65565 kg/cm ² (prova SPT: Q _{spt} = 7.83 kg/cm ²)	
COEFF. TEORICO DI ENERGIA β _t = Q/Q _{spt} = 1,489 (teoricamente: N _{spt} = β _t N)	

Correlazione con N_{spt}

La prove penetrometriche standard (SPT) rappresentano, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni geotecniche dal sottosuolo investigato ed è proprio a questa prova che le DPSH, da noi realizzate, correlano i propri risultati. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{spt}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.
 L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui



- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd
Formula Olandesi

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

Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
e = infissione media per colpo (δ/N);
M = peso massa battente (altezza caduta H);
P = peso totale aste e sistema battuta.

Di seguito si riportano i risultati della prova.

**elaborazione dati da
 Indagini Geotecniche**

data: 27-02-09

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN1

committente: **IMMOBILIARE MAREMONTI S.R.L. ED ALTRI** data: **27_02_09**
 lavoro: **PROGETTO DI RECUPERO EDILIZIO** quota inizio: **0**
 località: **SAN BENEDETTO DEL TRONTO** prof. Falda:
 note: pagina: **1**

Prof. (m)	N (colpi p)	Rpd (kg/cmq)	asta	Prof. (m)	N (colpi p)	Rpd (kg/cmq)	asta
0,00 - 0,20	1	7,4	1	5,80 - 6,00	11	53,2	7
0,20 - 0,40	1	7,4	1	6,00 - 6,20	12	58,0	7
0,40 - 0,60	6	44,7	1	6,20 - 6,40	13	62,8	7
0,60 - 0,80	5	37,2	1	6,40 - 6,60	14	67,7	7
0,80 - 1,00	5	34,2	2	6,60 - 6,80	14	67,7	7
1,00 - 1,20	7	47,8	2	6,80 - 7,00	15	68,5	8
1,20 - 1,40	7	47,8	2	7,00 - 7,20	0	0,0	8
1,40 - 1,60	7	47,8	2	7,20 - 7,40	0	0,0	8
1,60 - 1,80	8	54,7	2	7,40 - 7,60	0	0,0	8
1,80 - 2,00	7	44,2	3	7,60 - 7,80	0	0,0	8
2,00 - 2,20	8	50,5	3	7,80 - 8,00	0	0,0	9
2,20 - 2,40	7	44,2	3	8,00 - 8,20	0	0,0	9
2,40 - 2,60	8	50,5	3	8,20 - 8,40	0	0,0	9
2,60 - 2,80	9	56,8	3	8,40 - 8,60	0	0,0	9
2,80 - 3,00	11	64,5	4	8,60 - 8,80	0	0,0	9
3,00 - 3,20	12	70,3	4	8,80 - 9,00	0	0,0	10
3,20 - 3,40	10	58,6	4	9,00 - 9,20	0	0,0	10
3,40 - 3,60	9	52,8	4	9,20 - 9,40	0	0,0	10
3,60 - 3,80	9	52,8	4	9,40 - 9,60	0	0,0	10
3,80 - 4,00	8	43,8	5	9,60 - 9,80	0	0,0	10
4,00 - 4,20	9	49,3	5	9,80 - 10,00	0	0,0	11
4,20 - 4,40	10	54,7	5	10,00 - 10,20	0	0,0	11
4,40 - 4,60	9	49,3	5	10,20 - 10,40	0	0,0	11
4,60 - 4,80	10	54,7	5	10,40 - 10,60	0	0,0	11
4,80 - 5,00	11	56,5	6	10,60 - 10,80	0	0,0	11
5,00 - 5,20	12	61,6	6	10,80 - 11,00	0	0,0	12
5,20 - 5,40	12	61,6	6	11,00 - 11,20	0	0,0	12
5,40 - 5,60	11	56,5	6	11,20 - 11,40	0	0,0	12
5,60 - 5,80	10	51,3	6	11,40 - 11,60	0	0,0	12
				11,60 - 11,80	0	0,0	12
				11,80 - 12,00	0	0,0	13

PENETROMETRO DINAMICO tipo: **DPSH (S. Heavy)**

M (massa battente) = **63,50 kg** H (altezza caduta) = **0,75 m** A (area punta) = **20,00 cmq** D (diam. Punta) = **50,50 m**
 Numero di Colpi Punta N = N (**20**) [$\delta = 20$ cm]] Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

scheda realizzata dal Dott. Bastiani Paolo tel 320/9130183

**elaborazione dati da
 Indagini Geotecniche**

data: 27-02-09

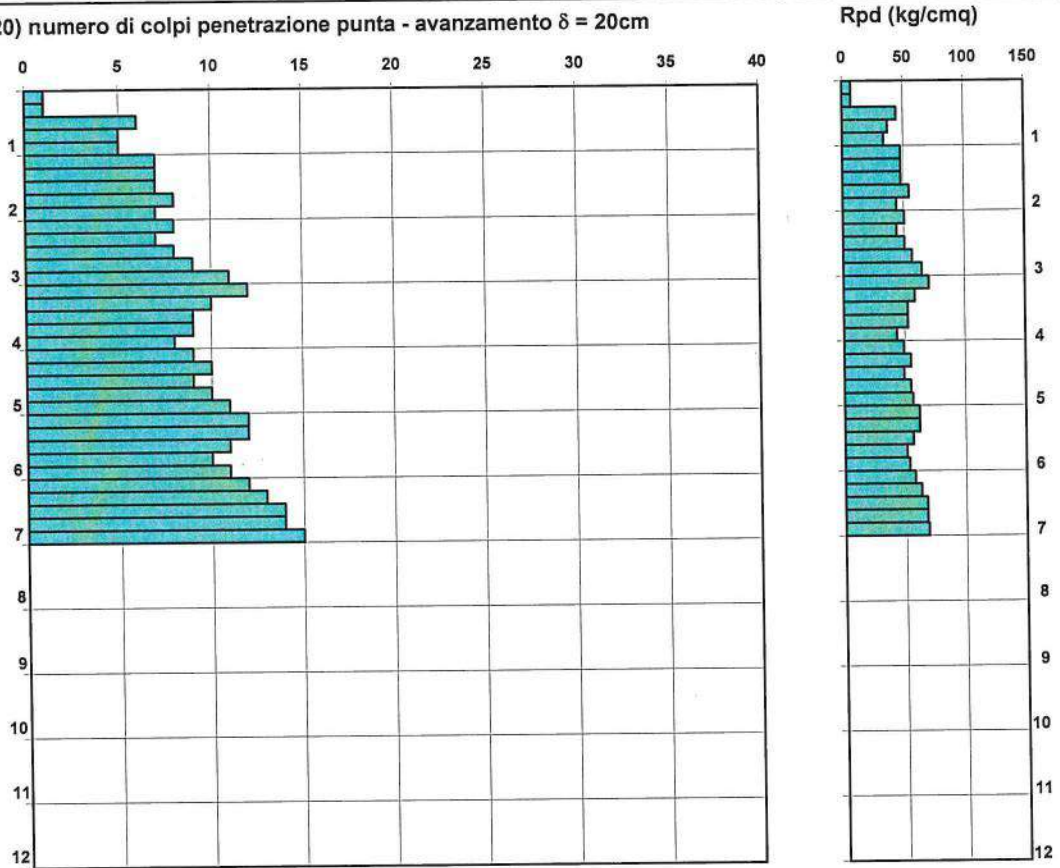
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN1

committente: **IMMOBILIARE MAREMONTI S.R.L. ED ALTRI**
 lavoro: **PROGETTO DI RECUPERO EDILIZIO**
 località: **SAN BENEDETTO DEL TRONTO**
 note:

data: 27_02_09
 quota inizio: 0
 prof. Falda:
 pagina: 2

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20\text{cm}$



scheda realizzata dal Dott. Bastiani Paolo tel 320/9130183

**elaborazione dati da
 Indagini Geotecniche**

data: 27-02-09

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN1

committente:	IMMOBILIARE MAREMONTI S.R.L. ED ALTRI	data:	27_02_09
lavoro:	PROGETTO DI RECUPERO EDILIZIO	quota inizio:	0
località:	SAN BENEDETTO DEL TRONTO	prof. Falda:	
note:		pagina:	3

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	1/2(M+min)	s	M-s	M+s			
1	0,00 4,20	N	7,3333	1	12	4,2	2,726	4,607	10,06	7	1,52	11
		Rpd	46,06	7	70	26,8	15,23	30,83	61,29	46		
2	4,20 7,00	N	11,42	9	15	10,2	1,73	9,7	13,1	11	1,52	17
		Rpd	57,8	49	68	53,5	6,02	51,8	63,8	58		
3	8,00 12,00		0	0	0		0					
			0,0	0,0	0		0					
4			0	0	0		0					
			0,0	0	0		0					
5			0	0	0		0					
			0,0	0	0		0					

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico VCA: valore caratteristico assunto
 N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento δ = 20 cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cmq)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico = 1,52) Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento δ = 30cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN1

n°	Profondità (m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE			parametri fisici		NATURA COESIVA	
				DR	φ'	E'	Ysat	yd	cu	M
1	0,00 4,20	ARGILLE E ARGILLE SABBIOSE	11	28,39	28	89	1,8	1,35	0,6	55,7
2	4,20 7,00	ARGILLE	17	44,13	30	139	1,9	1,425	0,9	86,8
3		ARGILLE					2,0	1,5		
4							0,0	0		
5							0,0	0,0		

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento δ = 30 cm)

DR%: densità relativa φ (°) = angolo d'attrito efficace E' (kg/cmq) = modulo di deformazione drenato M = modulo edometrico
 Cu (kg/cmq) coesione non drenata Ysat, yd (t/mc) peso di volume saturo e secco

scheda realizzata dal Dott. Bastiani Paolo tel 320/9130183

4.2 CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA

L'indagine geognostica ha permesso di definire le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo, indagato fino alla profondità di 7.00m dal piano campagna.
Di seguito si riporta la descrizione litologica della prova dall'alto verso il basso.

DPSH1

da 0.00 a 4.20m terreno misto argille e sabbie
da 4.20m a 7.00mf.f. argille sabbiose e sabbie argillose

4.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il sondaggio ha evidenziato un terreno misto in cui non è possibile stabilire la componente prevalente tra quella sabbiosa e quella argillosa. Dal punto di vista geotecnico, di seguito vengono attribuiti i parametri fisici e di resistenza sia per un terreno granulare che per un terreno coesivo.

UNITÀ "A" TERRENO MISTO ARGILLE E SABBIE DA 0.00m A 4.20m

$\gamma_n = 1.8 \text{ t/mc}$	(peso dell'unità di volume naturale)
$\phi = 28^\circ$	(angolo d'attrito interno)
$E' = 89 \text{ kg/cmq}$	(modulo di deformazione)
$D_r = 28-30\%$	(densità relativa)
$C_u = 0.6 \text{ kg/cmq}$	(coesione non drenata)
$M = 55-60 \text{ kg/cmq}$	(modulo edometrico)

UNITÀ "B" ARGILLE SABBIOSE E SABBIE ARGILLOSE 4.20m A 7.00m

$\gamma_n = 1.9 \text{ t/mc}$	(peso dell'unità di volume naturale)
$\phi = 30^\circ$	(angolo d'attrito interno)
$E' = 139 \text{ kg/cmq}$	(modulo di deformazione)
$D_r = 28-30\%$	(densità relativa)
$C_u = 0.9 \text{ kg/cmq}$	(coesione non drenata)
$M = 85-90 \text{ kg/cmq}$	(modulo edometrico)

La realizzazione dell'opera in progetto, sita al passaggio tra due domini deposizionali differenti, quale quello marino costiero (sabbioso) e quello marino profondo (argilloso), rende opportuno, in fase di approntamento cantiere, la verifica della omogeneità stratigrafica areale e la eventuale presenza di falda, che l'indagine geognostica realizzata in sito non ha riscontrato.

Ai fini delle valutazioni analitiche per la determinazione della capacità portante del terreno, si consiglia di adottare i parametri relativi ad un terreno a comportamento coesivo. Tale condizione può essere considerata la più cautelativa tra le due possibili.

5. REALIZZAZIONE DELLO SCAVO PER IL PIANO INTERRATO E SCELTA TIPOLOGICA DELLA FONDAZIONE

Scavo

il progetto prevede, per la realizzazione del piano interrato, uno scavo per una profondità di circa 3.00m dal p.c.. Per il raggiungimento di tale profondità, vista la presenza di altri edifici in prossimità del lotto in studio, è necessario utilizzare idonei sistemi di sostegno che consentano di mantenere le pareti di scavo perfettamente verticali senza creare disagio alle strutture confinanti. Tra le opere consigliate, la paratia di pali rappresenta la più idonea. L'opera andrà dimensionata in relazione alla spinta del terreno, determinando il diametro, la profondità e l'interesse tra i pali.

Per la realizzazione dello scavo si deve tener conto inoltre della presenza possibile della falda freatica e della sua esatta collocazione dal piano campagna, da stabilire in fase di cantiere come detto nel precedente capitolo.

Nel caso in cui la falda inevitabilmente interessa il piano di scavo è necessario:

- adottare sistemi adeguati per l'abbassamento della superficie freatica al di sotto del piano di scavo (ad esempio tramite well-point);
- scegliere una tipologia di fondazione superficiale che non consenta la risalita del livello freatico (es platea). e/o adottare idonei sistemi di impermeabilizzazione dei solai.

Fondazione

Visto il tipo di terreno presente e tenuto conto dell'opera da realizzare, si può consigliare una fondazione superficiale tipo platea, eventualmente da realizzare in continuità strutturale con i muri perimetrali. In questo modo, qualora presente, si eviterà la risalita dell'acqua di falda all'interno dei locali interrati.

6. VALUTAZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto devono essere valutate previa conoscenza della "*pericolosità sismica di base*" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g e di 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 VR .

In alternativa è possibile applicare l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della nuova normativa tecnica per le costruzioni (marzo 2008), 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;
- 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.

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** 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;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** 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 rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei 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.

6.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale tenendo conto della tipologia e caratterizzazione geotecnica dei terreni esistenti in sito. Nel nostro caso specifico si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento riportate nelle tabelle di seguito allegate, tab. 3.2.II e 3.2.III.

Tabella 3.2.II (Norme Tecniche Costruzioni 2008) – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

In aggiunta a queste categorie se ne definiscono altre due per le quali sono richiesti studi speciali allo scopo di meglio caratterizzare l'azione sismica. Queste ulteriori categorie sono di seguito riportate in tabella.

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 3 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

6.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione così come descritta in tabella 3.2.IV.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

6.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra di loro indipendenti.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Attraverso la conoscenza dei parametri sismici ag , F_0 , T^*C e delle caratteristiche topografiche e geotecniche del suolo, è possibile definire l'azione sismica di progetto seguendo la procedura di calcolo dettata dalle nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008). Per quel che riguarda il presente capitolo, compatibilmente con le competenze di settore, vengono forniti i seguenti parametri sismici da utilizzare per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto).

1) parametri sismici per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni.

Tr = 30			Tr = 50			Tr = 72		
ag	F ₀	T*C	ag	F ₀	T*C	ag	F ₀	T*C
0.489	2.45	0.27	0.618	2.46	0.29	0.738	2.43	0.31

Tr = 101			Tr = 140			Tr = 201		
ag	F ₀	T*C	ag	F ₀	T*C	ag	F ₀	T*C
0.868	2.46	0.31	0.999	2.49	0.32	1.226	2.43	0.32

Tr = 475			Tr = 975			Tr = 2475		
ag	F ₀	T*C	ag	F ₀	T*C	ag	F ₀	T*C
1.777	2.49	0.32	2.369	2.49	0.33	3.381	2.43	0.34

2) Categoria di suolo "B"

3) Caratteristica della superficie topografica "T1"

Secondo invece il D.M. del 09/01/1996 e O.P.C.M. 3274 del 2003 i parametri da utilizzare sarebbero stati i seguenti:

- a) $\varepsilon = "1,0"$;
- b) categoria di terreno "B";
- c) zona "3";
- d) azione sismica "0.15g".



B) VALUTAZIONI GEOTECNICHE

7. CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

7.1 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

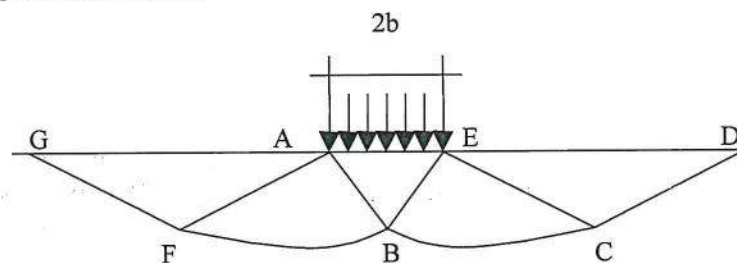
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{2} \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi / 2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma h + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del



terreno e precisamente:

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$



fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$



Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_{i_c} = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_{i_c} = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

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

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$V_d = R_d$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

A' = $B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

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

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \text{sen} \phi'$ per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

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



Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

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

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

7.2 CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico *M*; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei

provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	6,0 m
Lunghezza fondazione	12,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	3,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Acc. massima orizzontale	0,15
Cedimento dopo T anni	20,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
4,2	1800,0	1900,0	0,0	0	0,0	0,0	0,6	0,0	55,0	0,0	0,0	0,0
2,8	1900,0	2000,0	0,0	0	0,0	0,0	0,9	0,0	85,0	0,0	0,0	0,0

Carico considerato per i cedimenti

Pressione normale 19273,21 Kg/m²

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,14
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	0,1
Fattore Dc	0,2

Pressione limite 5,78 Kg/cm²
 Pressione ammissibile 1,93 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

k 2,0 Kg/cm³



CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione;
Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscoso); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3,6	0,648	1,249	Edometrico	2,724	0,0	2,724
2	5,6	1,022	0,842	Edometrico	2,773	0,0	2,773

Cedimento totale Wt=5,497 cm

LUNGHEZZA=6,0

Carico ammissibile Hansen Kg/cm²

D	B=3,0	B=4,0	B=5,0	B=6,0
3,0	1,89	1,96	2,01	2,06

LUNGHEZZA=7,0

Carico ammissibile Hansen Kg/cm²

D	B=3,0	B=4,0	B=5,0	B=6,0
3,0	1,87	1,93	1,98	2,02

LUNGHEZZA=8,0

Carico ammissibile Hansen Kg/cm²

D	B=3,0	B=4,0	B=5,0	B=6,0
3,0	1,86	1,92	1,96	1,99

LUNGHEZZA=9,0

Carico ammissibile Hansen Kg/cm²

D	B=3,0	B=4,0	B=5,0	B=6,0
3,0	1,85	1,9	1,94	1,97

LUNGHEZZA=10,0

Carico ammissibile Hansen Kg/cm²

D	B=3,0	B=4,0	B=5,0	B=6,0
---	-------	-------	-------	-------

3,0 1,84 1,89 1,93 1,95

LUNGHEZZA=11,0

Carico ammissibile Hansen Kg/cm²

D	B=3,0	B=4,0	B=5,0	B=6,0
3,0	1,83	1,88	1,91	1,94

LUNGHEZZA=12,0

Carico ammissibile Hansen Kg/cm²

D	B=3,0	B=4,0	B=5,0	B=6,0
3,0	1,83	1,88	1,9	1,93

C) CONCLUSIONI

Dalle elaborazione dello studio è scaturito quanto segue:

- 1) dal punto di vista geologico non esistono criticità particolari che possano influire sulla realizzazione del progetto. Deve essere verificata la presenza di acqua e la sua profondità prima della realizzazione dell'opera. Dal punto di vista geomorfologico, l'area si colloca su una morfologia pianeggiante che non implica la genesi di forme di dissesto dovuto alla gravità, per cui l'area è esente da possibili rischi di frana.;
- 2) dal punto di vista geomeccanico, il terreno è a composizione mista sia granulare che coesiva. Per essere cautelativi, le considerazioni di calcolo sono state eseguite tenendo conto di un terreno coesivo, quindi le condizioni critiche per lo stesso sono state valutate a breve termine in termini di tensione totale;
- 3) dal punto di vista sismico, il comune di San Benedetto del Tronto rientra in zona 3. In base alla tipologia di terreno esistente ed alle sue caratteristiche geotecniche, l'azione sismica da adottare nei calcoli di progettazione è 0.15g;
- 4) la capacità portante del terreno è stata valutata tenendo conto di una fondazione superficiale tipo platea di diverse dimensioni, con piano di posta a 3.00m dal p.c.. Il valore ottenuto, varia da un minimo di 1.80kg/cmq ad un massimo di 2.00kg/cmq;
- 5) Il cedimento è stato calcolato considerando un carico di esercizio pari alla qamm. (circa 2.00kg/cmq). Il valore ottenuto è risultato pari a circa 5.5cm che è inferiore a quello ammissibile proposto da *Grant et al* pari a 7cm.;
- 6) Il coefficiente di sottofondazione è stato determinato con il metodo di Bowles ed è pari a 2.00kg/cmc;
- 7) Nella realizzazione della paratia, per garantire la continuità e la perfetta realizzazione di ogni singolo palo, si consiglia di operare con perforazione continua ad elica, che consente di raggiungere la profondità desiderata senza franamento delle pareti del foro e nel contempo, senza smontare la batteria di perforazione, eseguire l'iniezione della boiaccia e cemento dal basso verso l'alto.

