

REGIONE MARCHE

(Provincia di Pesaro e Urbino)

COMUNE DI SANT'ANGELO IN VADO

*Lavori di adeguamento e messa a norma
casa di riposo "Wilna Clementi"*

RAPPORTO GEOLOGICO-GEOTECNICO



Committente: **Comune di SANT'ANGELO IN VADO**

Data: **06.10.2008**

Progetto: **Ing. Giuseppe Leonardi**

Il tecnico



INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. UBICAZIONE.....	2
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	2
4. GEOMORFOLOGIA.....	3
5. CIRCOLAZIONE IDRICA SUPERFICIALE E PROFONDA	4
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	5
7. STRATIGRAFIA.....	6
8. PARAMETRI GEOMECCANICI	7
9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	8
10. PORTANZA E CEDIMENTI	9
11. CONCLUSIONI.....	12

ALLEGATI

CARTA TOPOGRAFICA D'ITALIA	1:25000
CARTA GEOLOGICA	1:25000
CARTA TECNICA NUMERICA REGIONE MARCHE	1:10000
PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)	1:5000
PLANIMETRIA CATASTALE	1:2000
UBICAZIONE PENETROMETRIE DINAMICHE	1:500
PIANTE E SEZIONI	1:200
PENETROMETRIE DINAMICHE	
STRATIGRAFIE	
CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	

1. PREMESSA

Su incarico e per conto dell'Amministrazione Comunale di Sant'Angelo in Vado (Determinazione del Responsabile del III Settore Tecnico n° 397 del 30.09.2008), questo Studio ha eseguito un'indagine geologica e geotecnica relativa ai terreni interessati dal progetto di adeguamento e messa a norma della Casa di Riposo "Wilna Clementi".

Scopo dell'indagine è quello diretto a verificare l'idoneità del sito per la realizzazione delle opere previste in progetto, in osservanza alle norme vigenti in aree sismiche ed in particolare

a:

- Legge 02.02.74 n° 64 (Legge sismica),
- D. M. 24.01.1986 (Costruzioni in zone sismiche),
- D. M. 11.03.88 e Circolare LL.PP. n° 30483 del 24.09.88,
- D. P. G. R. n° 23 del 14.09.1989 (Regolamento Edilizio Tipo Regione Marche),
- D. M. 16.01.1996 (Norme per le costruzioni in zona sismica),
- Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Regionale (P.A.I.),
- Ordinanza P. C. M. n° 3274 del 20.03.2003,
- Ordinanza P. C. M. n° 3431 del 03.05.2005.

L'indagine è stata basata sull'esecuzione di rilievi geologici di superficie, sondaggi geognostici e prove in sito aventi le seguenti finalità:

- ⇒ individuazione delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche e geoidrologiche della zona;
- ⇒ ricostruzione della successione litostratigrafica dei terreni affioranti;
- ⇒ caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- ⇒ definizione del tipo di fondazione più idoneo;
- ⇒ valutazione del carico ammissibile e dei relativi ed eventuali cedimenti;
- ⇒ determinazione del coefficiente di fondazione ϵ , in accordo con quanto previsto dal D. M. 16.01.1996 e dalle norme tecniche per costruzioni in zone sismiche;
- ⇒ valutazione dell'ammissibilità dell'intervento;
- ⇒ definizione degli interventi da attuare per eseguire le opere e garantire le necessarie condizioni di sicurezza.

Si precisa che, per quanto attiene allo studio generale della zona, si è anche fatto riferimento a lavori specifici sviluppati in passato in aree limitrofe. Sono stati considerati, in particolare:

- Comune di Sant'Angelo in Vado (PU): ***“Indagine geologica generale relativa al progetto di lottizzazione di un’area denominata “Zona di completamento B/3 ubicata in Via Circumvallazione”*** – Rapporto Geologico e Geotecnico eseguito in data 31.03.1998 dagli Studi di Geologia Applicata e Topografia dei Dott. geol. Giovanni Guidi e Paolo Ceccarini di Urbania (PU), per conto dei sigg. Ferri Mario e Tassone Eugenia.
- Comune di Sant'Angelo in Vado (PU): ***“Lavori di ristrutturazione del plesso scolastico comunale sito in via Baden Powell – Variante”*** – Rapporto Geologico e Geotecnico eseguito in data 16.11.2005 dallo Studio Geologico del dott. geol. Giovanni Sacchi di Sant'Angelo in Vado (PU), per conto del Comune di Sant'Angelo in Vado.
- Comune di Sant'Angelo in Vado (PU): ***“Costruzione di un complesso edilizio in località Colombara”*** – Relazione Geologica Geotecnica eseguita in data 21.07.2007 dallo Studio del dott. geol. Luigi Antonucci di Sant'Angelo in Vado (PU), per conto della EdilDuemila s.n.c. Edilizia di Cosmi Daniele & Antonucci Mario.

2. UBICAZIONE

L'area in oggetto è ubicata nel centro abitato di Sant'Angelo in Vado (PU) collocandosi a Nord di via Circumvallazione, strada da cui l'edificio esistente dista circa 20 m.

Sulla Carta topografica d'Italia, in scala 1:25000, la zona ricade nel Foglio n° 279 sezione III – “Sant'Angelo in Vado” mentre nella Carta Tecnica Numerica della Regione Marche, in scala 1:10000, insiste sulla sezione n° 279090 “Sant'Angelo in Vado”. Nella cartografia catastale in scala 1:2000, infine, il fabbricato da ampliare occupa il mappale n° 238 del Foglio di Mappa n° 47 (Catasto Terreni - Comune di Sant'Angelo in Vado).

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il quadro geologico generale del sito è stato ricostruito attraverso una indagine preliminare rappresentata dall'esame diretto degli affioramenti in zone limitrofe e dalla consultazione del materiale bibliografico e cartografico disponibile.

A grande scala, i caratteri strutturali sono quelli tipici di una tettonica compressiva orientata rappresentata da faglie, soprattutto inverse, e da pieghe concentriche con asse di allungamento N.W. S.E. vergenti verso N.E. (avampaese Adriatico). Per quanto concerne la stratigrafia, la zona in questione è caratterizzata da una successione di litotipi geneticamente ascrivibili all'azione deposizionale di ambiente marino e successivamente continentale, appartenenti alla serie Umbro-Marchigiana.

Alla scala dell'area oggetto di studio, i dati bibliografici e cartografici esistenti non permettono di individuare la presenza di strutture tettoniche (faglie).

La stratigrafia locale del sito è invece caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali terrazzati di età Pleistocenica dello spessore di circa 4 metri, costituiti da limi argilloso-sabbiosi al tetto e da ghiaia, di natura arenacea e marnosa, con matrice limoso-sabbiosa, alla base.

Tale deposito, generato dall'azione deposizionale del fiume Metauro e del torrente Morsina, sovrasta un substrato roccioso costituito da una alternanza di arenarie, per lo più a debole cementazione, e marne argillose riferibili alla Formazione della Marnoso-Arenacea di età Miocenica (Messiniano Inferiore e Tortonian).

4. GEOMORFOLOGIA

L'area in esame è ubicata in corrispondenza dell'intersezione fra la piana alluvionale del fiume Metauro e la valle del torrente Morsina collocandosi alle distanze di 480 m e 400 m dagli alvei dei suddetti corsi d'acqua.

La quota altimetrica originaria del sito è pari, approssimativamente, a 361 m s.l.m. mentre l'inclinazione naturale è generalmente orientata a Nord-Est, con valori di pendenza inferiori al 5%. La realizzazione della casa di riposo ha implicato tuttavia la messa in posto di un rilevato di raccordo fra lo stesso fabbricato e l'antistante via Circumvallazione.

Non si osservano, ovviamente, forme riconducibili a passati movimenti gravitativi, tantomeno fenomeni franosi in atto (e/o potenziali) che possano far ritenere il sito non idoneo alla edificazione. Anche i fabbricati limitrofi, di passata e recente costruzione, non presentano alcun segno di dissesto statico.

Negli elaborati cartografici del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) predisposto dall'Autorità di Bacino Regionale, i versanti soprastanti relativi sia alla valle del Metauro che alla valle del

torrente Morsina, sono caratterizzati dalla presenza di poche perimetrazioni generalmente classificate come colamenti (CO) attivi (A) o quiescenti (Q).

Si tratta di fenomeni superficiali che interessano, essenzialmente, i terreni di copertura costituiti da sedimenti di origine eluvio-colluviale di natura limoso-sabbiosa e limoso argillosa. Come si evince dall'esame dello stralcio cartografico allegato, le distanze in gioco implicano che le suddette perimetrazioni non coinvolgano, direttamente o indirettamente, il sito oggetto di intervento. Sempre in riferimento agli elaborati cartografici del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) si rileva come l'area non sia direttamente interessata da perimetrazioni caratterizzate da elementi di pericolosità (e rischio) legati all'erosività del fiume Metauro o dello stesso torrente Morsina.

Si ritiene, in pratica, di poter sintetizzare quanto segue:

- 1) l'area è suborizzontale e non è interessata da fenomeni gravitativi (attivi o quiescenti);
- 2) è presente un deposito superficiale di modesto spessore e consistenza relativamente buona;
- 3) i fabbricati limitrofi e le strade delimitanti l'area non presentano cedimenti e/o deformazioni e pertanto il sito risulta stabile ed idoneo alla realizzazione degli interventi in progetto.

5. CIRCOLAZIONE IDRICA SUPERFICIALE E PROFONDA

L'idrografia superficiale, che definisce il flusso delle acque meteoriche, è quasi totalmente controllata dal sistema di opere di regimazione (cunette, chiavicotti, ecc.) realizzate in corrispondenza degli esistenti assi viari.

Dal punto di vista idrogeologico il bacino idrografico è costituito nella zona collinare da arenarie con intercalazioni argilloso-marnose di natura litoide, mentre la parte pianeggiante è formata, come già detto, da sedimenti alluvionali sciolti.

Le arenarie intercalate a materiale pelitico risultano in generale poco permeabili favorendo il ruscellamento superficiale a scapito delle infiltrazioni anche se la fratturazione e la presenza di materiale sabbioso poco cementato possono creare condizioni favorevoli alla circolazione di falde profonde con portata limitata e d'interesse esclusivamente locale.

I sedimenti alluvionali di fondovalle in base al loro spessore ed in rapporto alla loro granulometria costituiscono la struttura di acquiferi caratterizzati da permeabilità primaria (per porosità). In particolare le ghiaie in matrice limoso sabbiosa sono dotate di notevole

permeabilità ed esercitano anche nei confronti dei livelli più superficiali del deposito una notevole azione drenante. Normalmente, in situazioni di questo genere, la falda si colloca al contatto del deposito ghiaioso con il substrato impermeabile.

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La ricostruzione della situazione litostratigrafica è stata basata su:

- perforazioni eseguite in passato in aree limitrofe (i lavori cui si è fatto riferimento sono stati citati in premessa);
- n° 2 prove penetrometriche dinamiche (DPSH1 e DPSH2).

In pratica il confronto fra i risultati dei sondaggi eseguiti in passato nelle aree circostanti ha messo in luce una notevole uniformità areale del deposito alluvionale. Le due penetrometrie hanno quindi consentito di definire gli spessori locali dei diversi orizzonti litologici in maniera poco invasiva.

La prova penetrometrica dinamica consiste, in particolare, 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, data 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.

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).

Il penetrometro utilizzato nella situazione specifica è classificato come DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA) e presenta le seguenti caratteristiche:

- massa battente $M=63.5$ kg,
- altezza caduta $H=0.75$ m,
- avanzamento $\delta=20-30$ cm,
- punta conica $\alpha = 60^\circ$, $D = 50.5$ mm, $A = 20$ cm²,

Tutti i dettagli sulle misure effettuate in campagna sono rilevabili dalle tabelle e dai diagrammi riportati in allegato.

7. STRATIGRAFIA

Gli orizzonti intercettati attraverso i sondaggi (perforazioni, scavi diretti e penetrometrie) possono essere raggruppati, fondamentalmente, nei seguenti 4 livelli:

Livello	Litologia
A	Terreno agrario costituito da limo argilloso-sabbioso e/o terreno di riporto
B	Limo argilloso con venature sabbiose, marrone chiaro, con tracce di ossidazione e di materia organica, di consistenza medio-bassa
C	Ghiaia alluvionale, eterogranulare, arrotondata, ben addensata, di natura calcareo-marnosa ed arenacea, in abbondante matrice sabbioso-limosa
D	Arenarie e marne argillose superficialmente alterate (Formazione di base)

L'ubicazione planimetrica dei punti di indagine risulta facilmente individuabile dagli elaborati grafici allegati alla presente relazione, mentre le successioni stratigrafiche derivanti dalla interpretazione dei dati penetrometrici, sono sintetizzabili nel modo che segue:

Penetrometria dinamica DPSH1

Livello	Livello	Profondità (m)
A	Soletta in calcestruzzo	0.00-0.20
A	Terreno agrario costituito da limo argilloso-sabbioso	0.20-0.90
B	Limo argilloso con venature sabbiose, marrone chiaro, con tracce di ossidazione e di materia organica, poco consistente	0.90-2.80
C	Ghiaia alluvionale, eterogranulare, arrotondata, ben addensata, di natura calcareo-marnosa ed arenacea, in abbondante matrice sabbioso-limosa	2.80-4.20

D	Arenarie e marne argillose superficialmente alterate	4.20 ...
----------	--	----------

Penetrometria dinamica DPSH2

Livello	Livello	Profondità (m)
A	Riporto di terreno (ghiaioso)	0.00-0.60
A	Terreno agrario costituito da limo argilloso-sabbioso	0.60-0.90
B	Limo argilloso con venature sabbiose, marrone chiaro, con tracce di ossidazione e di materia organica, mediamente consistente	0.90-3.00
C	Ghiaia alluvionale, eterogranulare, arrotondata, ben addensata, di natura calcareo-marnosa ed arenacea, in abbondante matrice sabbioso-limoso	3.00-4.10
D	Arenarie e marne argillose superficialmente alterate	4.10 ...

In entrambi i casi la falda acquifera è stata rilevata alla base del livello ghiaioso (Livello C) a circa 4.00 m di profondità.

8. PARAMETRI GEOMECCANICI

I valori dei parametri geotecnici attribuiti ai litotipi precedentemente descritti, sono riportati nella seguente tabella (non si considera il Livello A in quanto non significativo):

Liv.	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	C_u (kN/m ²)	E (kN/m ²)
B	19.1	25	10	50	8000
C	19.1	34	0	-----	20000
D	22.0	-----	-----	>600	>30000

A commento dei dati sopra riportati, si ritiene di precisare quanto segue:

- per il limo argilloso (Livello B), il valore della coesione rapida C_u tiene conto sia dei risultati delle penetrometrie dinamiche DPSH1 e DPSH2 che dei dati raccolti nel corso delle perforazioni eseguite in passato nelle aree limitrofe; si osserva che le

- penetrometrie, DPSH1 in particolare, hanno messo in luce una consistenza del Livello B, inferiore a quella misurata nelle zone circostanti;
- nel caso delle ghiaie (Livello C), il valore dell'angolo di attrito, pur elevato, tiene comunque conto della presenza di un discreto tenore di matrice limoso-sabbiosa;
 - per la formazione di base (Livello D) la resistenza al taglio è stata definita per una marna argillosa in termini di coesione non drenata C_u , attribuendo al substrato i caratteri di un'argilla molto sovraconsolidata anziché le peculiarità di un vero e proprio materiale lapideo.

9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'area in oggetto è inserita all'interno del territorio del Comune di Sant'Angelo in Vado (PU), classificato di II categoria ($S = 9$; $C = 0.07$).

In base alla definizione classica il coefficiente di fondazione "ε" può essere valutato come prodotto del coefficiente di risposta meccanica ed idrologica (C_1) e del coefficiente di risposta morfotettonica (C_2).

Nella situazione specifica, volendo fare una sintesi dei fattori in gioco, a tale coefficiente potrebbe essere ragionevolmente attribuito il valore di 1.10.

Tuttavia, il Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 – *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, pubblicato sulla G.U. del 05.02.1996 riporta per il coefficiente di fondazione la seguente prescrizione:

Si assuma di regola $\varepsilon = 1$. In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti a formazioni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente ε il valore di $\varepsilon = 1.3$.

Considerato che il substrato è posizionato a 4.10-4.20 m di profondità rispetto al piano di campagna attuale, seguendo la schematizzazione prevista dalla normativa sopra citata, a "ε" può essere attribuito il valore **1.00**.

Infine, il complesso delle nuove norme tecniche per le costruzioni in zona sismica è stato varato con Ordinanza n° 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 Marzo 2003, modificato ed integrato dall'Ordinanza n° 3431 del 03 Maggio 2005. Tra gli elementi significativi da identificare figurano il suolo di fondazione e la zona sismica.

Suolo di fondazione

Nella situazione in esame, la categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione è la seguente:

A – *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.*

E' evidente che la coltre superficiale, di spessore inferiore a 5 m, è costituita in realtà da terreno di origine alluvionale.

Zona sismica

Ai fini dell'applicazione delle nuove norme, il territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo di categoria A, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Il territorio comunale di Sant'Angelo in Vado (PU) rientra in **Zona 2**, per la quale è previsto un valore di a_g pari a 0.25g (25% dell'accelerazione di gravità).

10. PORTANZA E CEDIMENTI

Tra gli interventi previsti dal progetto figurano la realizzazione di:

- un ampliamento all'attuale fabbricato;
- una scala esterna di emergenza;
- un ascensore carica-lettiga.

Si ipotizza il ricorso a fondazioni superficiali continue, del tipo a trave rovescia nel caso dell'ampliamento, e del tipo a platea negli altri due casi.

E' possibile definire la tensione ammissibile sul terreno utilizzando i risultati delle prove penetrometriche dinamiche. Per le modalità di esecuzione della prova le condizioni di calcolo risultano essere, di fatto, di breve termine (non drenata).

La portanza viene calcolata con la classica formula degli olandesi ricavata imponendo una semplice uguaglianza: da un lato lavoro prodotto dalla caduta del maglio e dall'altro somma del lavoro prodotto dalla resistenza di penetrazione e del lavoro prodotto per urto.

Trascurando l'elasticità del palo (urto anelastico) ed adottando un opportuno coefficiente di sicurezza si perviene alla seguente espressione della tensione ammissibile:

Algoritmo impiegato: Formula
 "degli olandesi"

$$Q = \frac{m^2H}{Ae(m + p)}$$

Dati di
 ingresso

<i>N</i>	=	2	Numero medio di colpi
<i>pl</i>	=	20	Passo di lettura (cm)
<i>n</i>	=	3	Numero di aste
<i>pa</i>	=	3	Peso di una singola asta
<i>pi</i>	=	30	Peso incudine (kg)
<i>m</i>	=	63.5	Peso della massa battente (kg)
<i>p</i>	=	39	Peso della colonna di aste più incudine (kg)
<i>A</i>	=	20	Area della punta (cm ²)
<i>H</i>	=	75	Altezza di caduta (cm)
<i>e</i>	=	10.0	Affondamento per colpo in cm ($e = pl / N$)
<i>Qp</i>	=	14.75	Resistenza a rottura della punta (kg/cm ²)

Risultato della formula - pressione ammissibile del terreno di fondazione ("Kt")

$$Q_{amm} = 0.74 \text{ Kg/cm}^2 \quad (Q_{amm} = Q_p / 20)$$

Il valore sopra riportato si riferisce alla situazione più negativa riscontrata nel corso delle due penetrometrie, prendendo in considerazione i colpi rilevati (n° 2) tra 180 e 200 cm e tra 200 e 220 cm in DPSH1. Il valore della pressione ammissibile, molto basso, identifica un terreno coesivo poco consistente.

Sulla base delle conoscenze acquisite anche attraverso sondaggi e prove eseguite in passato si ritiene che i risultati delle prove penetrometriche conducano, nel caso specifico, ad una sottostima della reale portanza del terreno.

La tensione ammissibile sul litotipo di fondazione è stata quindi ricalcolata in condizioni non drenate facendo riferimento al valore di coesione rapida precedentemente attribuito al limo argilloso (Livello B).

La seguente tabella riassume i valori della portanza, determinata con quattro metodologie di calcolo, per una fondazione a trave rovescia larga 70 cm con immorsamento utile di 90 cm:

Metodo	q_{amm} (kN/m ²)
Hansen (1970)	125.24
Terzaghi (1955)	100.73
Meyerhof (1963)	116.78
Vesic (1975)	125.24

In allegato sono riportati tutti i dettagli teorici relativi alle procedure di cui sopra. Sulla base di questi risultati si può consigliare di mantenere le pressioni di esercizio entro i **100 kN/m²**.

Tale limite, definito per le travi rovesce dell'ampliamento, è estendibile anche alle fondazioni a platea della scala di emergenza esterna e dell'ascensore.

Il mantenimento delle tensioni di esercizio entro il valore sopra indicato eviterà i fenomeni di taglio localizzato e limiterà le deformazioni dei terreni di fondazione, nel corso del tempo, sotto l'azione dei carichi trasmessi dal fabbricato. In particolare, al fine del contenimento dei cedimenti assoluti e differenziali è importante anche l'effetto dei seguenti elementi:

- spessore limitato del limo argilloso (Livello B) interposto tra il piano di posa ed il substrato (max 2.10 m);
- presenza di ghiaia alla base del deposito con conseguente effetto drenante sulle acque sotterranee.

E' demandata al progettista delle strutture l'eventuale scelta di trasferire i carichi direttamente al substrato, utilizzando pali trivellati, nel caso in cui ritenga insufficiente il valore della tensione ammissibile indicato.

Per quanto attiene al coefficiente di sottofondo statico, tale parametro dipende oltreché dalle caratteristiche dei terreni di fondazione, anche da una serie di altri fattori quali forma e dimensioni dell'area caricata, interferenza dei bulbi di pressione, intensità dei carichi, modalità di applicazione degli stessi, presenza di acqua ecc..

In assenza di correzioni geometriche il metodo di Bowles fornisce, per fondazioni superficiali gravanti sul Livello B (limo argilloso-sabbioso), il valore di **12088 kN/m³**.

11. CONCLUSIONI

I lineamenti geomorfologici, idrogeologici e geotecnici dell'area risultano compatibili con le caratteristiche dell'intervento in progetto (realizzazione di opere di adeguamento alla Casa di Riposo "Wilna Clementi" di S. Angelo in Vado).

Non sono stati evidenziati fattori di rischio legati a processi gravitativi o a fenomeni di esondazione dei corsi d'acqua costituenti la locale rete di deflusso.

La ricostruzione della situazione litostratigrafica è stata basata su:

- perforazioni eseguite in passato in aree limitrofe (i lavori cui si è fatto riferimento sono stati citati in premessa);
- n° 2 prove penetrometriche dinamiche (DPSH1 e DPSH2).

In pratica il confronto fra i risultati dei sondaggi eseguiti in passato nelle aree circostanti ha messo in luce una notevole uniformità areale del deposito alluvionale. Le due penetrometrie hanno quindi consentito di definire gli spessori locali dei diversi orizzonti litologici in maniera poco invasiva.

Al di sotto del terreno vegetale e/o di riporto (Livello A), la stratigrafia locale è caratterizzata dalla presenza di un deposito continentale di origine essenzialmente alluvionale composto da limo argilloso-sabbioso (Livello B) al tetto e da ghiaia arenacea e marnosa immersa in matrice limoso-sabbiosa (Livello C) alla base. La formazione geologica di base è litologicamente costituita da strati, variamente alternati, di marne argillose ed arenarie compatte alterati al tetto (Livello D).

La falda acquifera si colloca in corrispondenza del passaggio fra deposito continentale e formazione geologica di base, a circa 4 m di profondità.

Tra gli interventi previsti dal progetto figurano la realizzazione di:

- un ampliamento all'attuale fabbricato;
- una scala esterna di emergenza;
- ed un ascensore carica-lettiga.

Si ipotizza il ricorso a fondazioni superficiali continue, del tipo a trave rovescia nel caso dell'ampliamento, e del tipo a platea negli altri due casi.

Le nuove strutture di fondazione dei fabbricati alloggeranno nel Livello B (limo argilloso-sabbioso) per il quale è stata calcolata la portanza in condizioni non drenate, utilizzando diverse metodologie di calcolo. Sulla base dei risultati ottenuti si può consigliare di mantenere le pressioni di esercizio entro i **100 kN/m²**.

E' demandata al progettista delle strutture l'eventuale scelta di trasferire i carichi direttamente al substrato, utilizzando pali trivellati, nel caso in cui ritenga insufficiente il valore della tensione ammissibile indicato.

Dal punto di vista sismico, in relazione alla vigente normativa si assuma un valore del coefficiente di fondazione ϵ pari a **1.0** (il substrato è ubicato a meno di 5 m di profondità) mentre in riferimento alle nuove norme (Ordinanza P.C.M. n° 3274 e Ordinanza P.C.M. n° 3431) il suolo di fondazione è classificabile nel tipo **A** (Zona sismica 2).

Ai fini della stabilità terreno-struttura si ritiene di fondamentale importanza la corretta regimazione di tutte le acque, meteoriche e non, mediante l'esecuzione di adeguate opere di drenaggio, raccolta e smaltimento da definire in sede esecutiva a seguito dei primi riscontri offerti dalle operazioni di scavo.

Data: 06.10.2008

Il tecnico

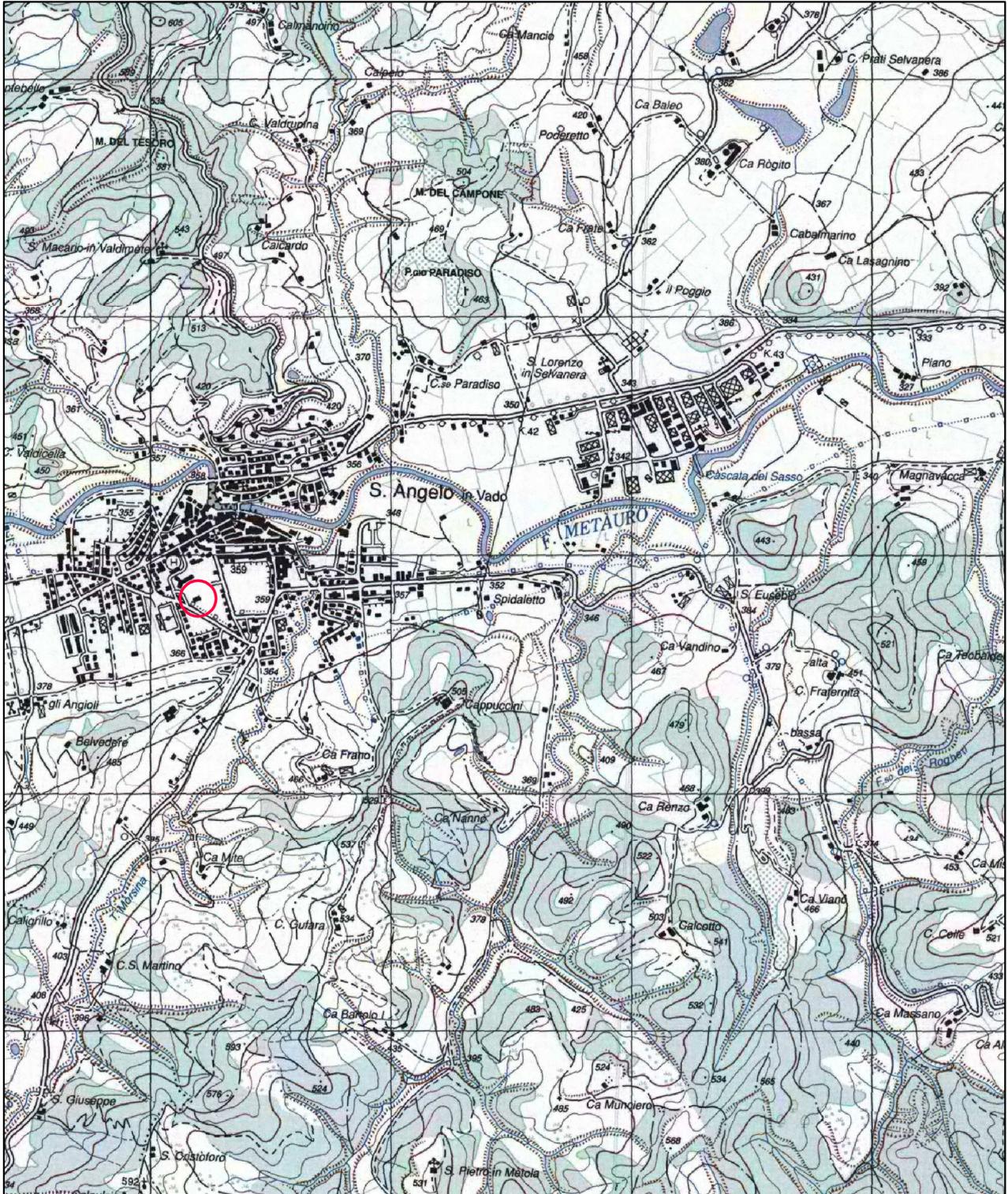


CARTA TOPOGRAFICA D'ITALIA

scala 1:25000

F. 279 - Urbino

Sez. III - Sant'Angelo in Vado



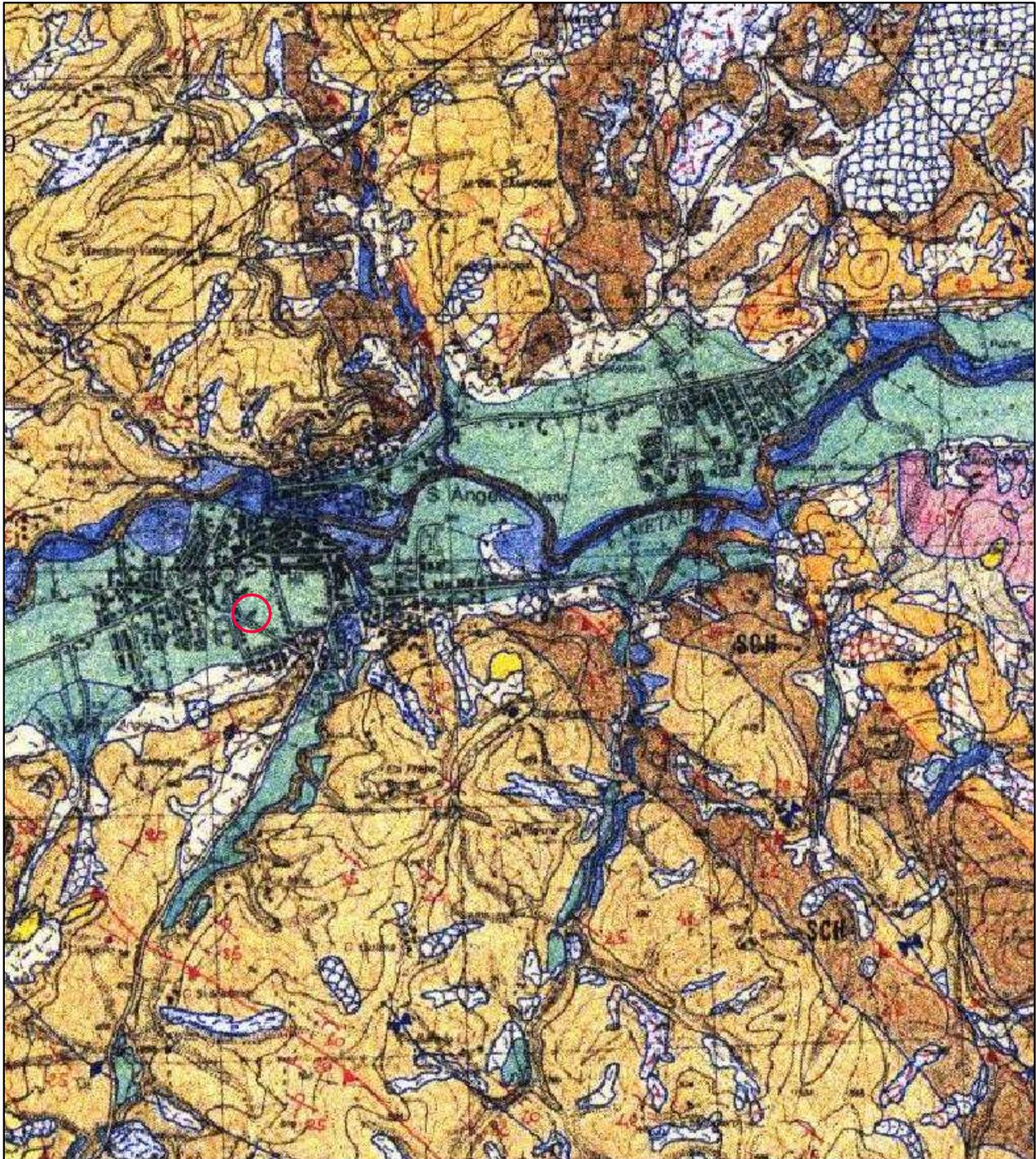
 AREA DI STUDIO

CARTA GEOLOGICA

scala 1:25000

F. 279 - Urbino

Sez. III - Sant'Angelo in Vado



ALLUVIONI TERRAZZATE (T4)



ALLUVIONI TERRAZZATE (T3)



DEPOSITI ELUVIO-COLLUVIALI



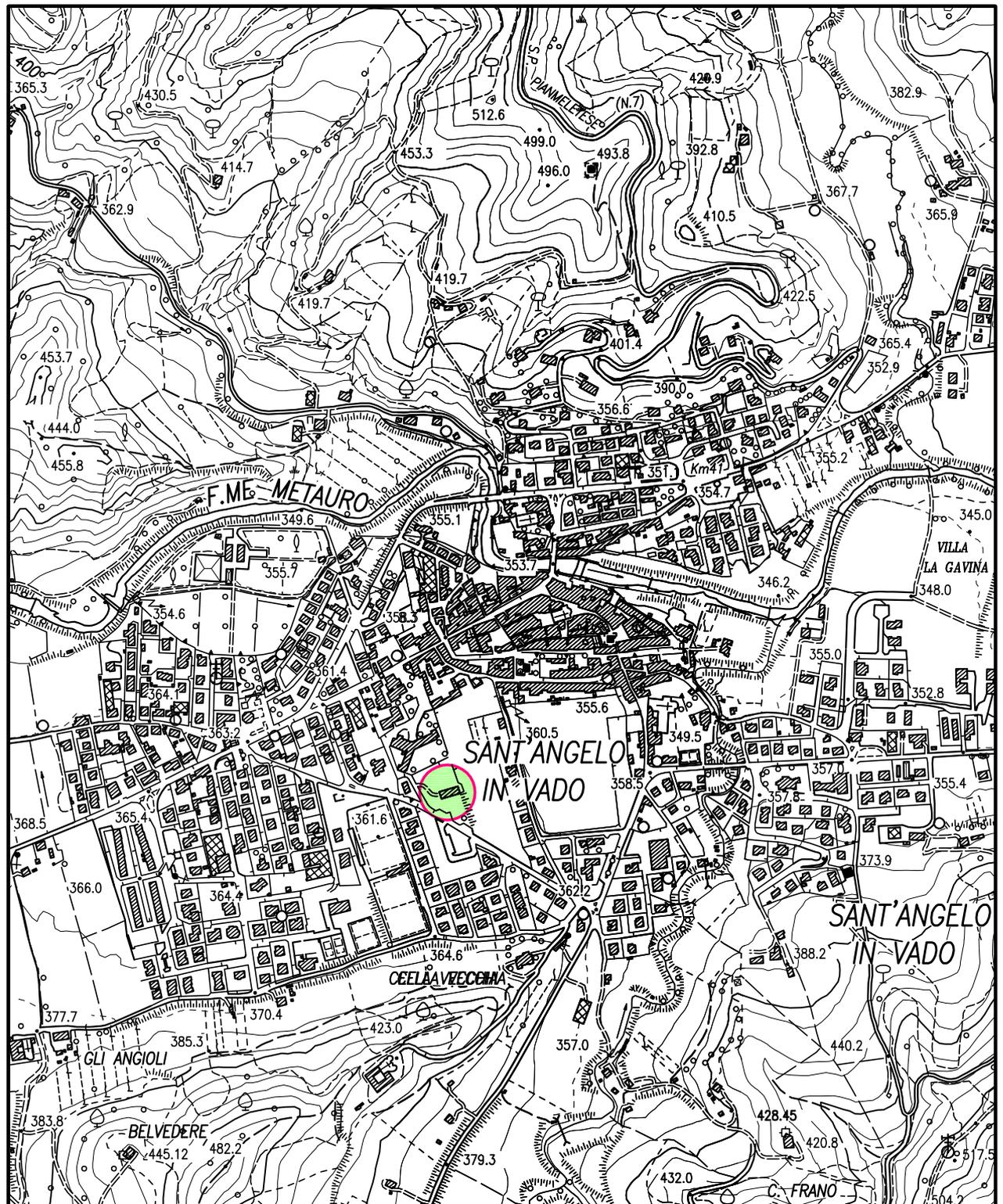
AREA DI STUDIO

STRALCIO CARTA TECNICA DELLA REGIONE MARCHE

SCALA 1:10000

FOGLIO 279 - URBINO

SEZIONE 279090 - S.ANGELO IN VADO

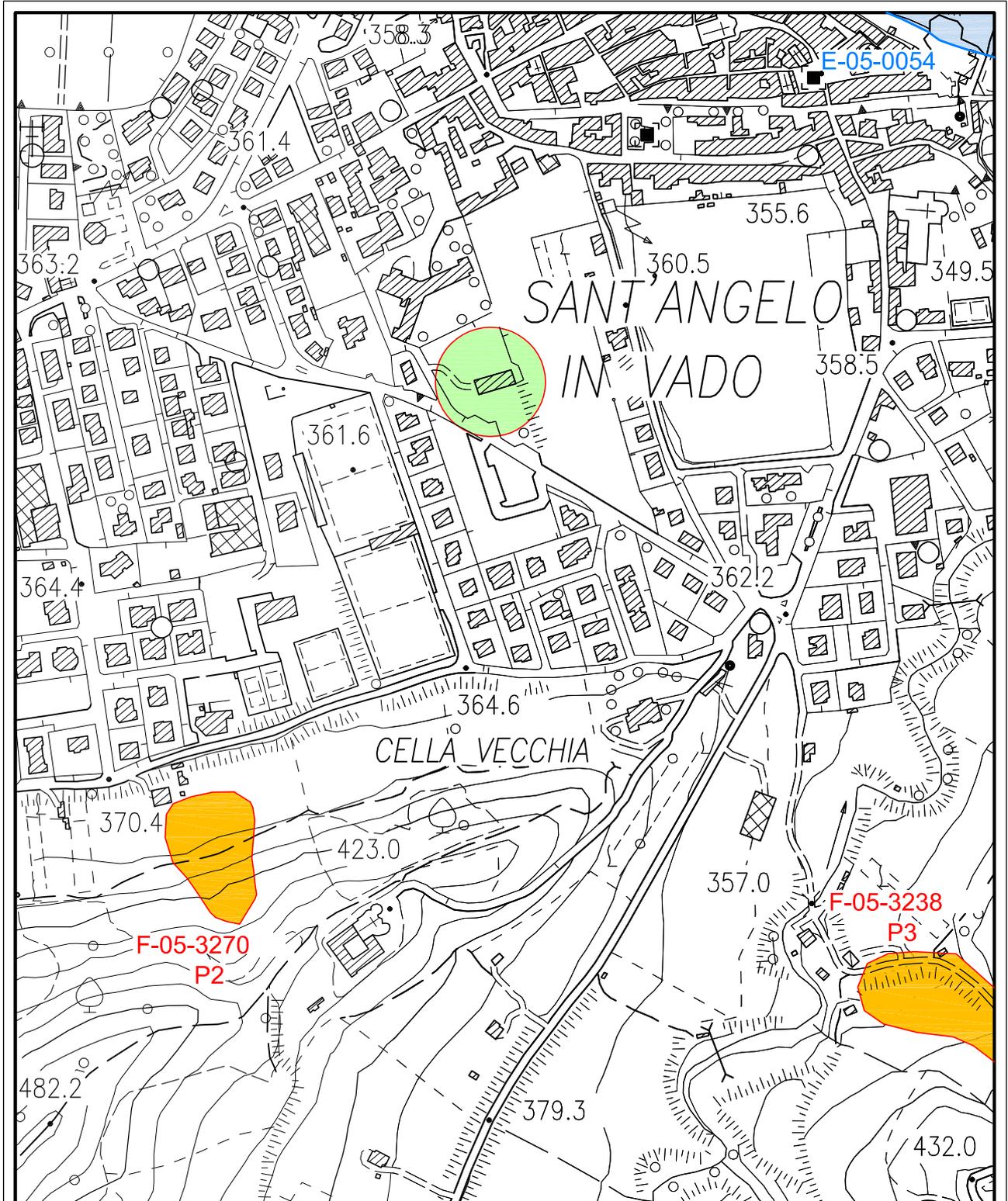


AREA DI STUDIO

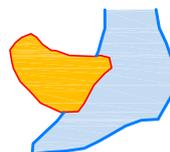
PIANO ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

SCALA 1:5000

TAV. RI_16



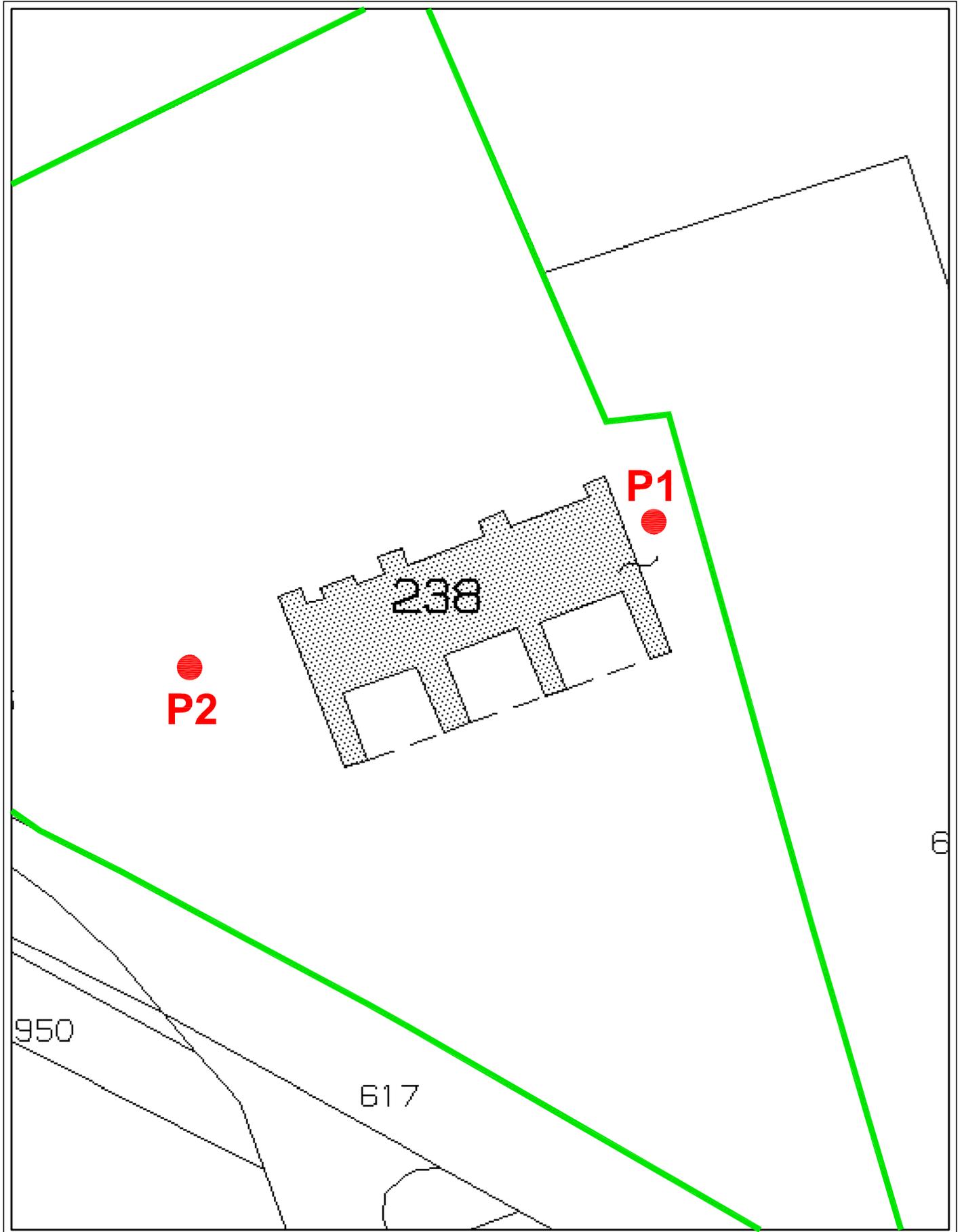
AREA DI STUDIO



PERIMETRAZIONI P.A.I.

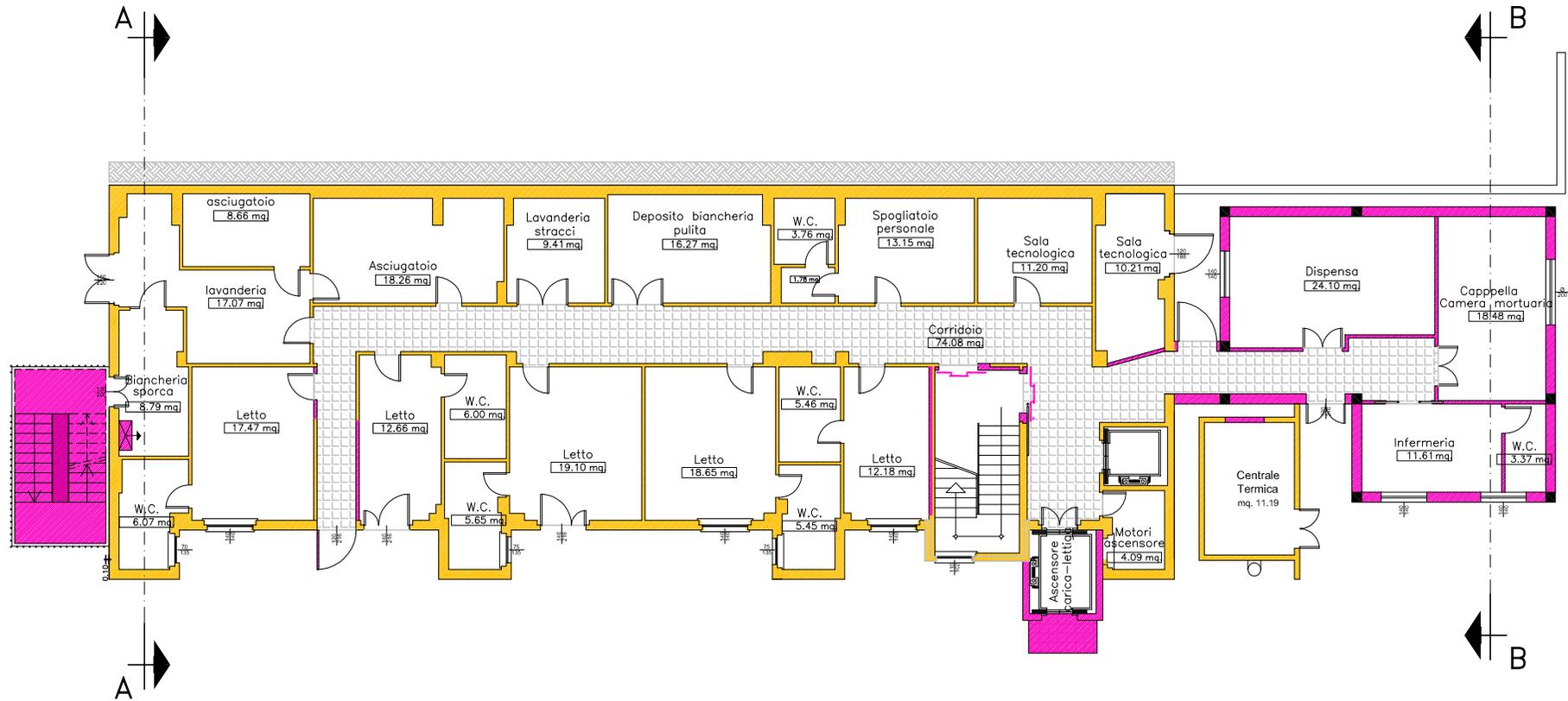
UBICAZIONE PENETROMETRIE DINAMICHE

SCALA 1:500



PIANO SEMINTERRATO-STATO DI PROGETTO

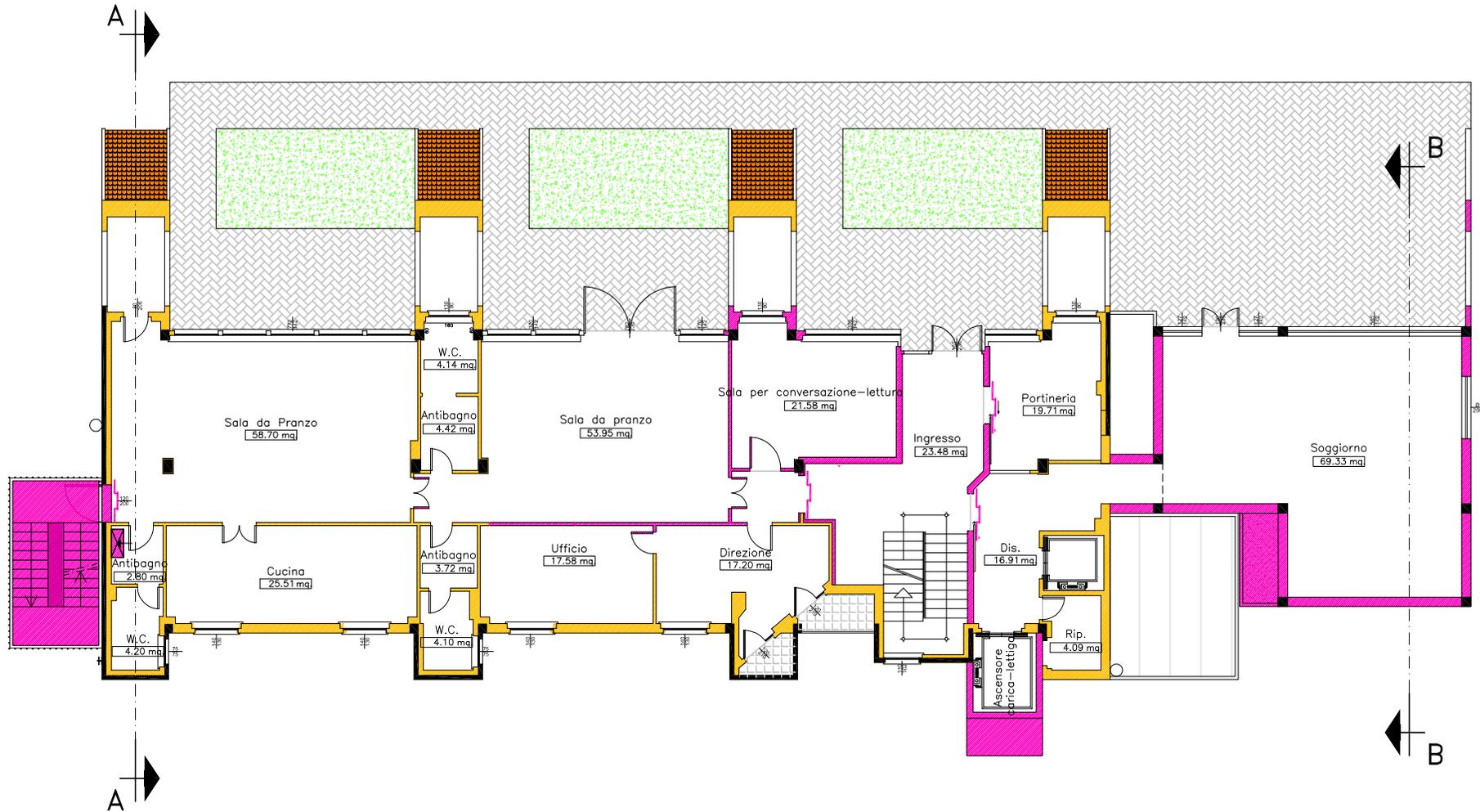
SCALA 1:200



-  Stato attuale
-  Progetto

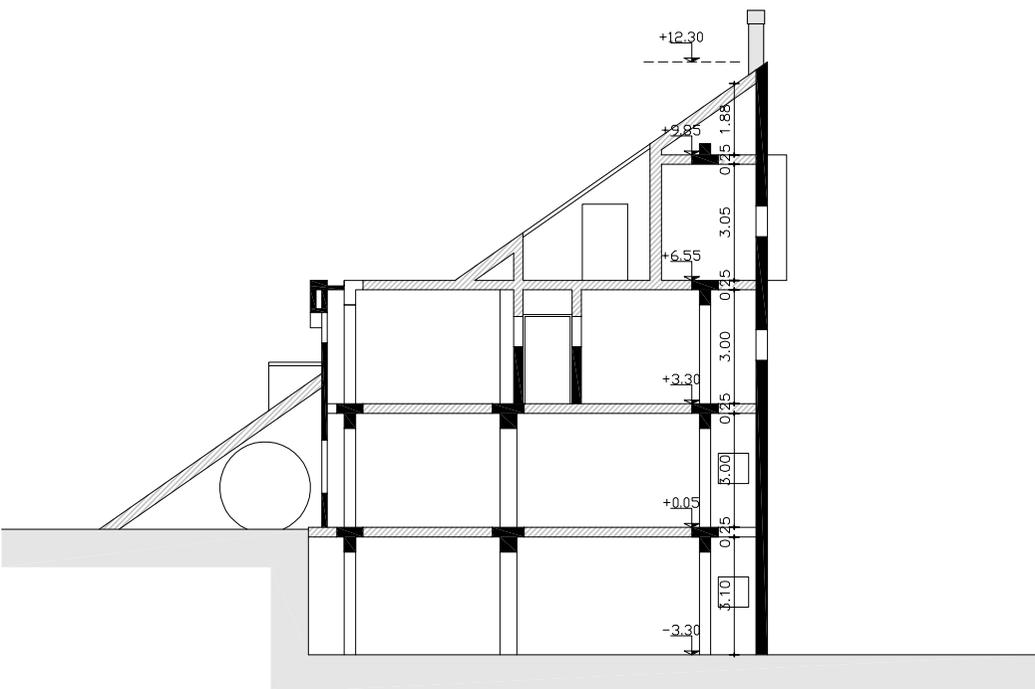
PIANO TERRA-STATO DI PROGETTO

SCALA 1:200

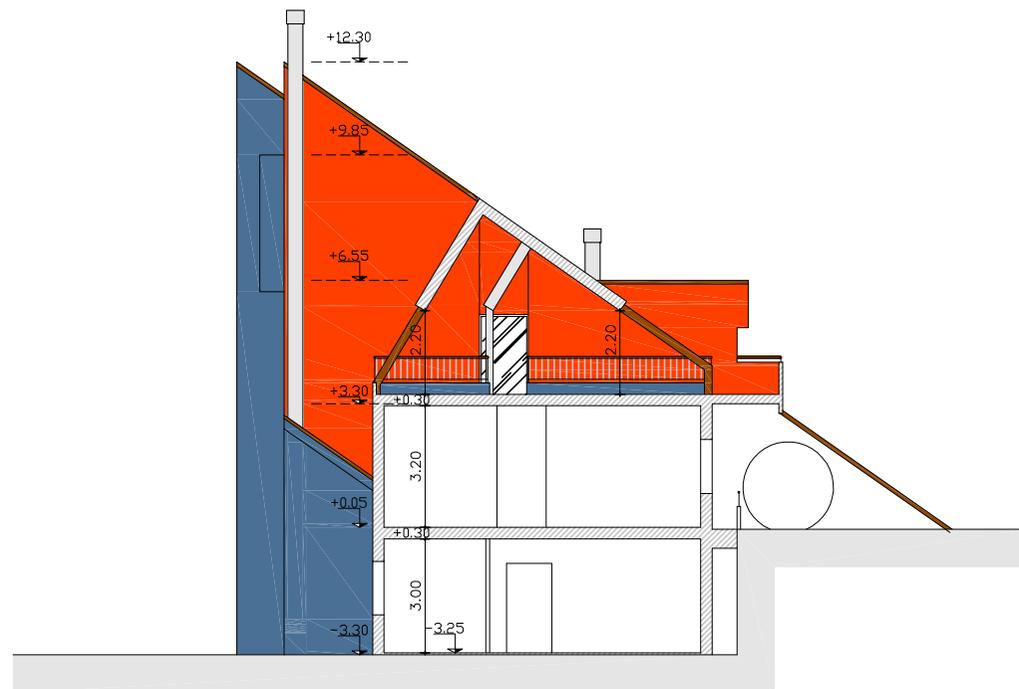


- Stato attuale
- Progetto

SEZIONE A-A
SCALA 1:200



SEZIONE B-B
SCALA 1:200



PENETROMETRIE DINAMICHE



Apparecchiatura utilizzata per le penetrometrie dinamiche

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Comune di Sant'Angelo in Vado
Cantiere: Casa di Riposo Wilna Clementi
Località: Sant'Angelo in Vado (PU)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: EMILIA (20)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	30 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	1.00 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.646
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

OPERATORE
Marco Rossi (Soil Investigation)

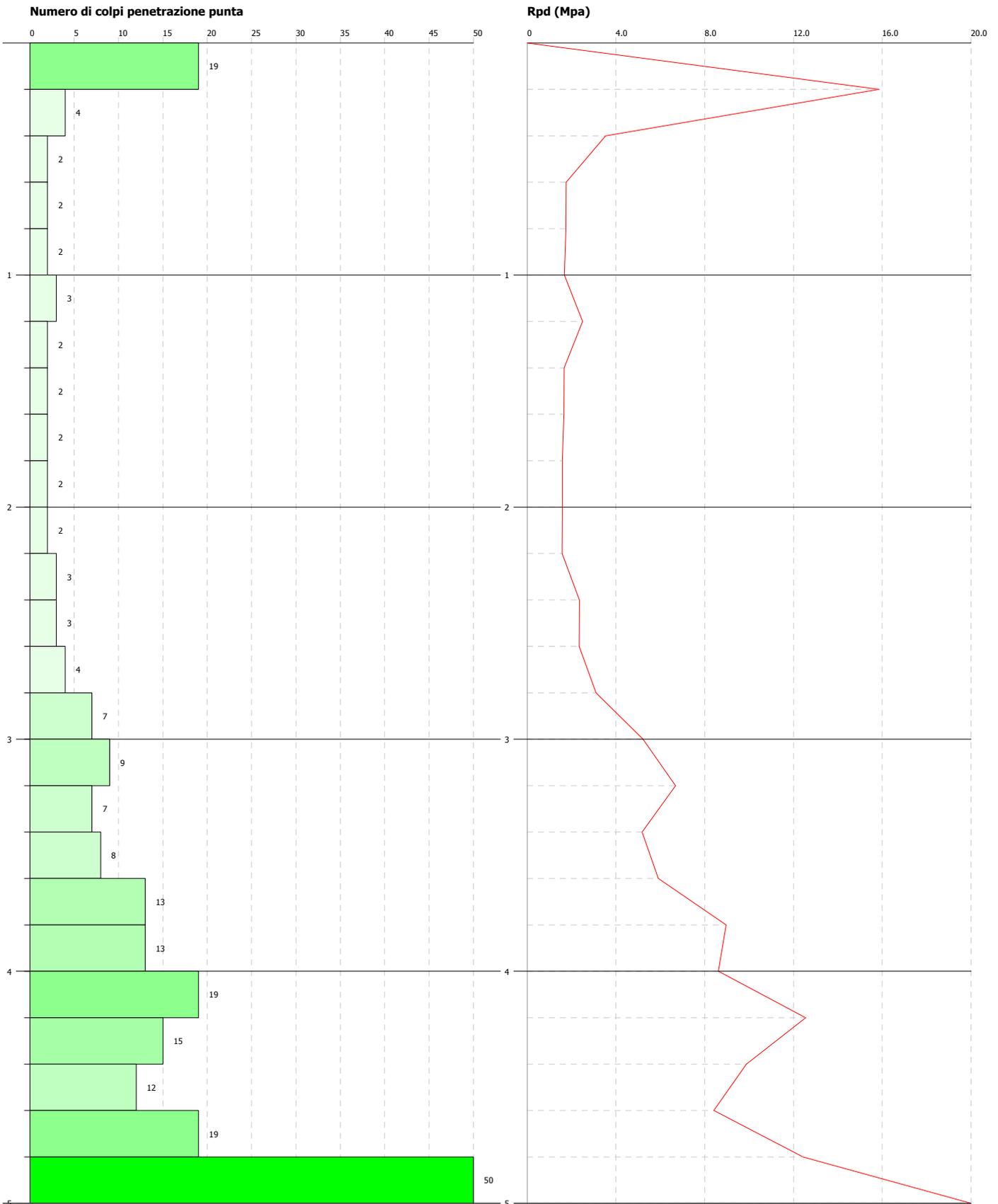
RESPONSABILE
Dott. Geol. Giovanni Sacchi

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1
Strumento utilizzato... EMILIA (20)
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Comune di Sant'Angelo in Vado
Cantiere : Casa di Riposo Wilna Clementi
Località : Sant'Angelo in Vado (PU)

Data :02/10/2008

Scala 1:23



PROVA DPSH1

Strumento utilizzato... EMILIA (20)
 Prova eseguita in data 02/10/2008
 Profondità prova 5.00 mt
 Falda non rilevata -4.00 mt

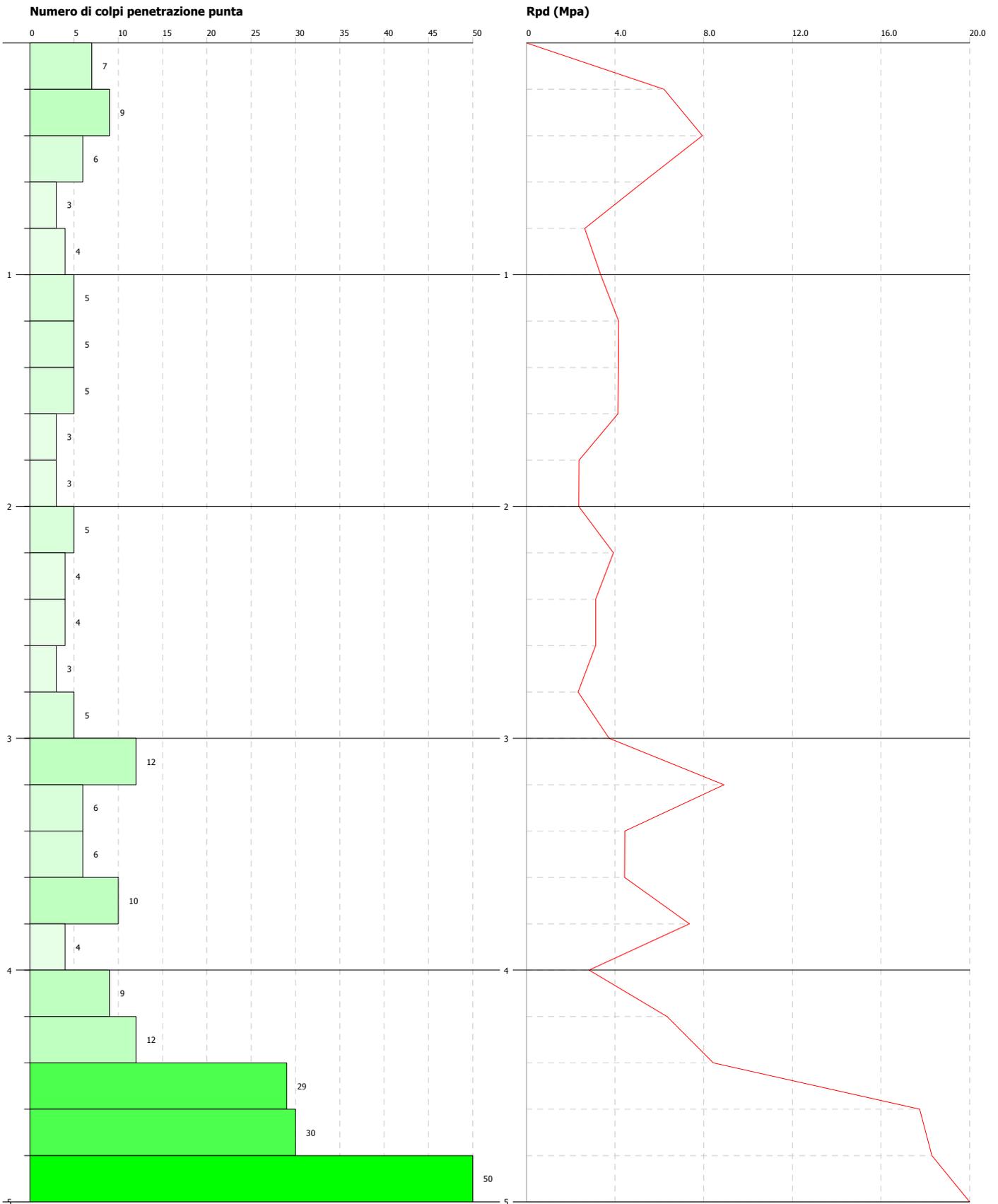
Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	19	0.805	119.78	148.86	5.99	7.44
0.40	4	0.851	26.66	31.34	1.33	1.57
0.60	2	0.847	13.27	15.67	0.66	0.78
0.80	2	0.843	13.21	15.67	0.66	0.78
1.00	2	0.840	13.16	15.67	0.66	0.78
1.20	3	0.836	19.06	22.80	0.95	1.14
1.40	2	0.833	12.66	15.20	0.63	0.76
1.60	2	0.830	12.61	15.20	0.63	0.76
1.80	2	0.826	12.56	15.20	0.63	0.76
2.00	2	0.823	12.51	15.20	0.63	0.76
2.20	2	0.820	12.10	14.75	0.60	0.74
2.40	3	0.817	18.08	22.13	0.90	1.11
2.60	3	0.814	18.02	22.13	0.90	1.11
2.80	4	0.811	23.94	29.50	1.20	1.48
3.00	7	0.809	41.75	51.63	2.09	2.58
3.20	9	0.806	51.98	64.50	2.60	3.22
3.40	7	0.803	40.30	50.16	2.02	2.51
3.60	8	0.801	45.91	57.33	2.30	2.87
3.80	13	0.748	69.72	93.16	3.49	4.66
4.00	13	0.746	69.50	93.16	3.48	4.66
4.20	19	0.744	98.46	132.40	4.92	6.62
4.40	15	0.741	77.50	104.52	3.87	5.23
4.60	12	0.789	65.99	83.62	3.30	4.18
4.80	19	0.737	97.59	132.40	4.88	6.62
5.00	51	0.585	207.90	355.38	10.40	17.77

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
Strumento utilizzato... EMILIA (20)
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Comune di Sant'Angelo in Vado
Cantiere : Casa di Riposo Wilna Clementi
Località : Sant'Angelo in Vado (PU)

Data :02/10/2008

Scala 1:23



PROVA DPSH2

Strumento utilizzato... EMILIA (20)
 Prova eseguita in data 02/10/2008
 Profondità prova 5.00 mt
 Falda non rilevata -4.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	7	0.855	46.87	54.84	2.34	2.74
0.40	9	0.851	59.99	70.51	3.00	3.53
0.60	6	0.847	39.82	47.01	1.99	2.35
0.80	3	0.843	19.82	23.50	0.99	1.18
1.00	4	0.840	26.32	31.34	1.32	1.57
1.20	5	0.836	31.77	37.99	1.59	1.90
1.40	5	0.833	31.64	37.99	1.58	1.90
1.60	5	0.830	31.52	37.99	1.58	1.90
1.80	3	0.826	18.84	22.80	0.94	1.14
2.00	3	0.823	18.76	22.80	0.94	1.14
2.20	5	0.820	30.25	36.88	1.51	1.84
2.40	4	0.817	24.11	29.50	1.21	1.48
2.60	4	0.814	24.02	29.50	1.20	1.48
2.80	3	0.811	17.96	22.13	0.90	1.11
3.00	5	0.809	29.82	36.88	1.49	1.84
3.20	12	0.806	69.31	86.00	3.47	4.30
3.40	6	0.803	34.54	43.00	1.73	2.15
3.60	6	0.801	34.44	43.00	1.72	2.15
3.80	10	0.798	57.22	71.66	2.86	3.58
4.00	4	0.796	22.82	28.67	1.14	1.43
4.20	9	0.794	49.78	62.71	2.49	3.14
4.40	12	0.791	66.18	83.62	3.31	4.18
4.60	29	0.689	139.28	202.08	6.96	10.10
4.80	30	0.687	143.64	209.05	7.18	10.45
5.00	51	0.585	207.90	355.38	10.40	17.77

STRATIGRAFIE

STUDIO GEOLOGICO
 DOTT. GEOL. GIOVANNI SACCHI
 LOC. CA' CASUCCIO, 8 (61048) SANT'ANGELO IN VADO (PU)
 tel. 0722/88060 - P.Iva: 00422200410

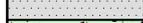
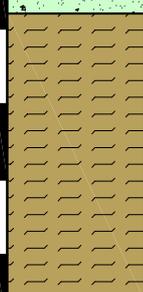
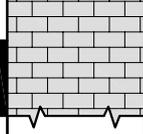
STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA
 DOTT. GEOL. PAOLO CECCARINI
 VIA A. MORO, 7/9 (61049) URBANIA (PU)
 tel. 0722/318800 - P.Iva: 01197920414

COMUNE DI SANT'ANGELO IN VADO (PU)
 CANTIERE: CASA DI RIPOSO
 "WILNA CLEMENTI"

DATA: 02.10.2008

DPSH 1

DITTA: COMUNE DI SANT'ANGELO IN VADO

PROF. (m)	LITOLOGIA	DESCRIZIONE DELLA LITOLOGIA	H ₂ O	T.V. Kg/cm ²	P.P. Kg/cm ²	CAMP. N.
		SOLETTA IN CALCESTRUZZO				
		TERRENO VEGETALE COSTITUITO DA LIMO ARGILLOSO-SABBIOSO				
1		LIMO ARGILLOSO CON VENATURE SABBIOSE, DI COLORE MARRONE CHIARO, CON TRACCE DI OSSIDAZIONE E DI MATERIA ORGANICA, POCO CONSISTENTE				
2						
3		GHIAIA ALLUVIONALE, ETEROGRANULARE, ARROTONDATA, BEN ADDENSATA, DI NATURA CALCAREO-MARNOSA ED ARENACEA, IN ABBONDANTE MATRICE SABBIOSO-LIMOSA				
4						
		ARENARIE E MARNE SUPERFICIALMENTE ALTERATE (FORMAZIONE DI BASE)				
5						
6						
7						
8						
9						
10						

-4.00

NOTE:

STUDIO GEOLOGICO
 DOTT. GEOL. GIOVANNI SACCHI
 LOC. CA' CASUCCIO, 8 (61048) SANT'ANGELO IN VADO (PU)
 tel. 0722/88060 - P.Iva: 00422200410

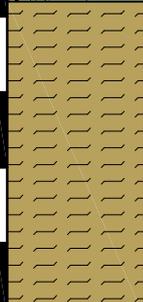
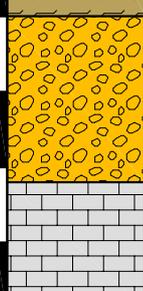
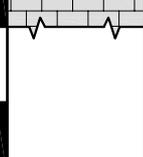
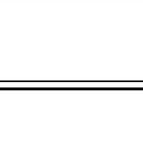
STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA
 DOTT. GEOL. PAOLO CECCARINI
 VIA A. MORO, 7/9 (61049) URBANIA (PU)
 tel. 0722/318800 - P.Iva: 01197920414

COMUNE DI SANT'ANGELO IN VADO (PU)
 CANTIERE: CASA DI RIPOSO
 "WILNA CLEMENTI"

DATA: 02.10.2008

DPSH 2

DITTA: COMUNE DI SANT'ANGELO IN VADO

PROF. (m)	LITOLOGIA	DESCRIZIONE DELLA LITOLOGIA	H ₂ O	T.V. Kg/cm ²	P.P. Kg/cm ²	CAMP. N.
		RIPORTO DI TERRENO (GHIAINO)				
1	 	TERRENO VEGETALE COSTITUITO DA LIMO ARGILLOSO-SABBIOSO				
2		LIMO ARGILLOSO CON VENATURE SABBIOSE, DI COLORE MARRONE CHIARO, CON TRACCE DI OSSIDAZIONE E DI MATERIA ORGANICA, MEDIAMENTE CONSISTENTE				
3		GHIAIA ALLUVIONALE, ETEROGRANULARE, ARROTONDATA, BEN ADDENSATA, DI NATURA CALCAREO-MARNOSA ED ARENACEA, IN ABBONDANTE MATRICE SABBIOSO-LIMOSA				
4		ARENARIE E MARNE SUPERFICIALMENTE ALTERATE (FORMAZIONE DI BASE)				
5						
6						
7						
8						
9						
10						

-4.00

NOTE:

CALCOLO PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

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.

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:

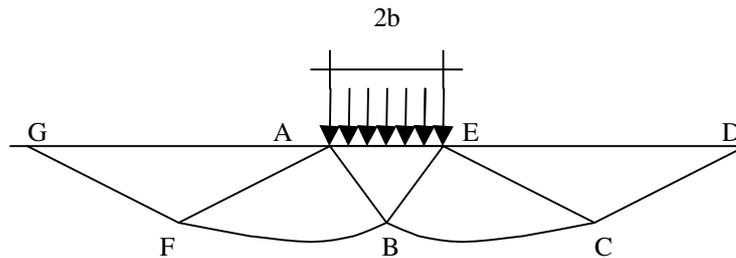
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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.

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

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 ($c=0$, $\varphi \neq 0$) 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 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:

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

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.

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

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

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

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

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

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:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

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

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

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

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

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

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

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

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

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

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

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).

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	0.7 m
Lunghezza fondazione	4.5 m
Profondità piano di posa	0.9 m
Altezza di incastro	0.9 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	0.25
Cedimento dopo T anni	0.0

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 (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)
3.0	19.1	19.1	25.0	25	10.0	10.0	50.0	8000.0
1.1	19.1	19.1	34.0	34	0.0	0.0	0.0	20000.0
3.9	22.0	22.0	0.0	0	0.0	0.0	600.0	30000.0

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

Fattore Nq	1.0
Fattore Nc	5.14
Fattore Ng	0.0
Fattore Sc	0.03
Fattore Dc	0.36

Pressione limite 375.71 kN/m²

Pressione ammissibile 125.24 kN/m²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore Nq	1.0
Fattore Nc	5.7
Fattore Ng	0.0
Fattore Sc	1.0
Fattore Sg	1.0

Pressione limite 302.19 kN/m²

Pressione ammissibile 100.73 kN/m²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore Nq	1.0
Fattore Nc	5.14
Fattore Ng	0.0
Fattore Sc	1.03

Fattore Dc	1.26
Fattore Sq	1.0
Fattore Dq	1.0
Fattore Sg	1.0
Fattore Dg	1.0

Pressione limite	350.33 kN/m ²
Pressione ammissibile	116.78 kN/m²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore Nq	1.0
Fattore Nc	5.14
Fattore Ng	0.0
Fattore Sc	0.03
Fattore Dc	0.36

Pressione limite	375.71 kN/m ²
Pressione ammissibile	125.24 kN/m²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	12087.6 kN/m ³
---	---------------------------
