

**REGIONE SICILIANA**

**PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA**

**«Lavori d'ammodernamento e regimentazione idraulica  
della S.P. N°49 Ispica – Pachino, dal km 2+300 al km 3+000».**



**STUDIO GEOLOGICO-TECNICO ESECUTIVO.**

**I GEOLOGI INCARICATI**

**dott. Antonio Claudio Ficili**

**dott. Alfonso Parisi**

**dott. Davide Valvo**

**IL RAPPRESENTANTE DEI**

**GEOLOGI INCARICATI**

**dott. Antonio Claudio Ficili**

## INDICE

1. Premessa.....	pag. 1
2. Inquadramento generale dell'area.....	pag. 2
3. Geologia.....	pag. 3
4. Idrologia e idrogeologia.....	pag. 5
5. Valutazione della portata di piena.....	pag. 7
6. Geognostica e geotecnica.....	pag. 9
7. Conclusioni .....	pag. 16

### Allegati:

- 1) corografia d'inquadramento (scala 1:25000);
- 2) carta geologica - geomorfologica (scala 1:5000);
- 3) profili geologici;
- 4) carta idrogeologica. (scala 1:10000);
- 5) carta del bacino idrografico (scala 1:10000);
- 6) tabelle e grafici studio idrologico;
- 7) carta delle indagini geognostiche;
- 8) calcoli geotecnici.

**Appendice A** (fascicolo a parte): “*Risultanze geognostiche: perforazioni e prove in situ*” a cura del 13° settore (Geologia) della Provincia di Ragusa.

**Appendice B** (fascicolo a parte): “*Prove di laboratorio*” a cura del 13° settore (Geologia) della Provincia di Ragusa.

**Appendice C** (fascicolo a parte): “*Risultanze geosismiche: sismica a rifrazione*” a cura del 13° settore (Geologia) della Provincia di Ragusa.

## 1. PREMESSA

Nel mese di maggio del 2006, su incarico conferitoci dalla Provincia Regionale di Ragusa nella persona dell'ing. Salvatore Maucieri, Dirigente Capo del 17° settore, in esecuzione della determinazione n° 41/04 del Presidente della Provincia, noi sottoscritti Dott. Antonio Claudio Ficili, iscritto al n° 1423 dell'Albo Regionale dei Geologi di Sicilia, Dott. Alfonso Parisi, iscritto al n° 1689 dell'Albo Regionale dei Geologi di Sicilia e Dott. Davide Valvo, iscritto al n° 2414 dell'Albo Regionale dei Geologi di Sicilia, abbiamo redatto lo studio **geologico tecnico esecutivo** inerente al «Progetto dei lavori d'ammmodernamento e regimentazione idraulica della S.P. n° 49 Ispica – Pachino, dal km 2+300 al km 3+000».

L'intervento che l'Amministrazione Provinciale di Ragusa vuole realizzare, infatti, mira all'idonea regimazione delle acque superficiali prodotte dagli eventi meteorici, sì da non avere né ristagni d'acqua che possano produrre allagamenti della sede viaria, né trasporto di materiali terrosi dalla ripa di monte.

Il presente studio, redatto in osservanza del D.M. LL. PP. 11/03/88 (“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, ... e delle opere di fondazione”) e del D.M. LL. PP. 16/01/96 (“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”), approfondisce le problematiche attinenti all'esecutività dell'intervento progettuale, sia geologiche in senso lato (con particolare riferimento agli aspetti litostratigrafici), che geotecniche, ma anche e soprattutto squisitamente idrologiche.

Ciò è stato fatto interpretando e correlando i dati risultanti dall'esecuzione di:

- ricerca biblio-cartografica su quanto noto in “letteratura” circa la geologia dell'area;
- rilevamento geologico di dettaglio dell'area di stretto interesse progettuale;
- campagna di indagini geognostiche dirette e indirette;
- analisi e prove di laboratorio su campioni prelevati ad hoc;
- studio idrologico dell'area di progetto (censimento dei dati pluviometrici della stazione di Modica e termometrici della stazione di Ragusa; analisi statistica delle piogge di notevole intensità, determinazione delle portate di massima piena, alla sezione di chiusura, per i tempi di ritorno considerati).

L'esecuzione di tutte le indagini geognostiche e le prove e analisi di laboratorio è stata curata dal 13° Settore Geologia della Provincia di Ragusa, come da disciplinare d'incarico, e le rispettive risultanze sono riportate nelle appendici A, B e C (fascicoli a parte). Le risultanze delle indagini ci sono state consegnate nella prima decade di maggio 2006.

## **2. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA**

Il sito in studio è geograficamente individuabile nel Foglio I.G.M. N° 276 tavoletta II N.E. (Ispica) della Carta d'Italia a scala 1:25000, in C.da Timponello, nell'agro di Ispica (v.

allegato 1 – corografia d'inquadrimento). L'area è fortemente antropizzata e contraddistinta da coltivazioni a campo aperto ed allevamenti. La quota topografica dei luoghi d'interesse va dai 25 agli 85 m s.l.m.

Dal punto di vista morfologico ci troviamo nel settore est dell'altopiano ibleo, su di un'area che presenta una conformazione planimetrica ad horst e graben, leggermente degradante verso sud-est. Nella parte nord dell'area prevalgono i rilievi, costituiti da un'alternanza calcarenitico – calcareo/marnosa di terreni di genesi sedimentaria attribuibili al Miocene inferiore (F.ne Ragusa) e delimitati da dirupi. La ripidità di tali scarpate varia secondo il numero e lo spessore delle intercalazioni calcaree, più resistenti all'erosione.

Nella zona a sud gli affioramenti sono costituiti dalla parte apicale della F.ne Ragusa stessa e/o dalla soprastante F.ne Tellaro, costituita da argille marnose, in concordanza stratigrafica con la sottostante Ragusa. Sempre a sud affiorano estesamente anche le alluvioni fluviali ed i fondi palustri recenti e attuali (olocene).

Il reticolo idrografico è qualificato da bacini di dimensioni ridotte ed a regime torrentizio. Una simile configurazione morfologica, unitamente alla bassa permeabilità dei litotipi presenti, fa sì che i tempi di corrivazione siano piuttosto brevi, e le acque dilavanti assumano connotazione di particolare erosività, atti a innescare fenomeni d'esondazioni lungo gli impluvi superficiali.

In piena coerenza col fatto di ricadere in quel dominio geologico definito come *Plateau Ibleo*, i litotipi costituenti la successione dell'area si presentano poco disturbati, non essendo stati soggetti ad una tettonica compressiva né in fase sinsedimentaria né in fase post-diagenetica, ma ad una tettonica prevalentemente distensiva, manifestatasi fin dal Miocene ed attiva sino ai nostri giorni, come evidenziato dalla sismicità media di tutta l'area.

Il rilevamento geologico di superficie non ha evidenziato la presenza di strutture tettoniche di una certa importanza, agenti nella zona di stretto interesse progettuale, e si è osservato che l'area di progetto rientra in un settore morfologicamente sicuro e non soggetto a processi d'instabilità d'alcun genere.

### 3. GEOLOGIA

Al fine di valutare i lineamenti geologici, geomorfologici e tettonici dell'area d'interesse è stato eseguito il rilevamento geologico di dettaglio, le cui conclusioni sono state sintetizzate attraverso la redazione di una carta geologico-geomorfologica in scala 1:5000 (v. all. 2) e di due profili geologici lungo le direttrici ritenute più significative (v. all. 3).

Alle conclusioni circa la ricostruzione litostratigrafica dell'area si è giunti correlando e integrando tra loro:

- 1) le informazioni derivanti dal rilevamento geologico di campagna;
- 2) le notizie biblio-cartografiche note in “letteratura” sulla geologia dell'area medesima (DI GRANDE e GRASSO, Lineamenti geologici del margine occidentale ibleo ... - Boll. Soc. Geol. It., 96 – 1977; M. GRASSO, Carta geologica del settore centro-meridionale dell'altopiano ibleo – Provincia di Ragusa – scala 1:50000 – S.E.L.C.A. Firenze, 1997; F. LENTINI, Carta geologica della Sicilia sudorientale, scala 1:100000 - S.E.L.C.A. Firenze, 1987);
- 3) le risultanze geognostiche dei sondaggi meccanici denominati S1 ed S2 (v. appendice A) e delle prospezioni sismiche a rifrazione denominate TR1, TR2 e TR3 (v. appendice C).

Per l'area indagata è stato così possibile ricostruire, per una profondità ritenuta consona alle problematiche progettuali, la seguente successione litostratigrafica, qui riportata dal termine più recente (v. all. 3):

**alluvioni fluviali recenti e attuali** (Olocene); **calcareniti** (Pleistocene medio);  
**calcareniti organogene** (Pleistocene inferiore); **calcari marnosi e marne** (F.ne Tellaro-Miocene sup); **alternanza calcarenitico – calcareo/marnosa** (F.ne Ragusa- Miocene inf.).

### 3.1 Alluvioni fluviali recenti e attuali (A)

Si tratta d'alluvioni fluviali costituite da ciottoli carbonatici di dimensioni variabili, da centimetrici a decimetrici, in matrice sabbioso-limoso giallo-brunastra. Sono attribuibili all'Olocene. Quelle attuali, localizzate in corrispondenza dell'alveo del Fosso Bufali-Lavinaro, si mostrano come materiale conglomeratico-arenaceo-pelitico poligenico, ripreso dal corso d'acqua.

### 3.2 Calcareniti (Qmc)

Si tratta di biocalcareniti bianco-giallastre con sabbie, a stratificazione poco evidente. Esse presentano una litologia alquanto variabile, passando da livelli più cementati a livelli più teneri, fino a sabbiosi. Il loro spessore è variabile e nei pressi del sito in esame si aggira intorno ai 10 metri. Sono ascrivibili al Pleistocene medio.

### 3.3 Calcareniti organogene (Qc)

Sono rocce sedimentarie d'origine marina, litologicamente definibili come calcareniti. Al taglio fresco presentano una colorazione bianco-giallastra, talora rossastre, e si mostrano in grossi banchi. Hanno facies variabile, passando da livelli più cementati a livelli più teneri, a volte persino sabbiosi. Da un punto di vista paleogeografico, questa varietà di facies è «Ammodernamento e regimentazione idraulica della S.P. n° 49 Ispica – Pachino dal km 2+300 al km 3+000». 4

sicuramente indicativa di condizioni ambientali e di processi diagenetici differenti ma coesistenti durante il medesimo periodo di sedimentazione. Tali calcareniti indicano un ambiente marino di acque basse e contengono abbondante macrofauna (clamys, ostree, briozoi ed echinodermi).

In generale presentano uno spessore variabile, che però quasi mai supera i 40 metri, mentre stratigraficamente poggiano in discordanza sui termini della Formazione Tellaro. Possono essere ascritte al Pleistocene inferiore.

### **3.4 Calcari marnosi e marne (F.ne Tellaro – Ms e Mm)**

Sono rocce d'origine sedimentaria che giacciono in concordanza stratigrafica sull'alternanza della Formazione Ragusa. Sono rappresentate alla base da strati marnoso-argillosi grigio azzurri a frattura concoide (**Mm**), cui s'intercalano, con frequenza che diminuisce verso l'alto, livelli calcarei o calcareo-marnosi più duri. Verso l'alto, dopo circa 20 metri, si passa gradualmente a marne giallastre a stratificazione poco evidente (**Ms**). Le **Mm** sono attribuibili al Serravalliano – Tortoniano superiore, mentre le **Ms** al Messiniano inferiore.

### **3.5 Alternanza calcarenitico–calcareo/marnosa (Mb. Irminio della F.ne Ragusa - Mcm)**

E' costituita da calcari biancastri duri alternati a calcari marnosi meno duri, scarsamente cementati e mal classati, in strati di spessore medio fra 40 e 70 cm, con giacitura suborizzontale, da scarsamente a mediamente fratturati. Lo spessore presunto in zona è di circa 15 m. In alcuni affioramenti, si è notato che tale livello presenta una competenza di tipo variabile, mediamente sufficiente nella parte sommitale (0 – 1 m) e via via sempre più soddisfacente verso il basso.

I livelli calcarenitici dell'alternanza sono mediamente duri, a grana fine, a frattura scheggiosa e di colore bianco-grigiastro al taglio fresco. Gli strati marnosi e marnoso-calcarei intercalati ai livelli succitati sono teneri, sordi alla percussione e di colore bruno-giallastro. Per graduale aumento dello spessore degli strati marnosi si passa verso l'alto alle marne argillose della Fm. Tellaro. Presso l'abitato d'Ispica, appena a nord-ovest del sito d'intervento, quest'alternanza affiora per uno spessore di circa 50 m. E' attribuibile al Miocene inf.

## **4. IDROGEOLOGIA E IDROLOGIA**

Al fine di valutare l'assetto idrogeologico dell'area in cui ricade il tracciato stradale è stato eseguito uno studio di dettaglio, le cui conclusioni sono state sintetizzate attraverso la redazione di una carta idrogeologica in scala 1:10000 (v. all. 4).

A tal fine sono stati utilizzati i dati e le informazioni derivanti dalla seguente cartografia:

- Aureli A., “*Carta della vulnerabilità delle falde idriche – settore sud-orientale ibleo (Sicilia S.E.)*”, scala 1:50000, S.E.L.C.A. Firenze, 1990.

«Ammodernamento e regimentazione idraulica della S.P. n° 49 Ispica – Pachino dal km 2+300 al km 3+000». 5

Nell'area in esame sono presenti formazioni sedimentarie con caratteristiche di permeabilità diverse tra loro, ed in particolare è possibile distinguere le seguenti classi di permeabilità: - terreni a permeabilità medio-alta; - terreni a permeabilità bassa.

#### **4.1 Terreni a permeabilità medio-alta**

I terreni della copertura (alluvioni) affioranti nell'area oggetto di studio presentano una permeabilità primaria, dipendente dalla porosità intrinseca del litotipo medesimo e dalla percentuale di frazione fine presente. In generale si può definire media.

La sottostante alternanza calcarenitico / calcareo-marnosa (Formazione Ragusa), invece, presenta una permeabilità prevalentemente di tipo secondario, in pratica per fessurazione e carsismo, e dai valori medio-alti.

A volte le cavità impostate sulle discontinuità tettoniche possono essere occluse dai prodotti d'alterazione delle rocce carbonatiche, riducendo così localmente la permeabilità.

Sulla base dei dati esistenti in letteratura circa l'assetto idrogeologico dell'area, si può stabilire che la predetta formazione litologica è sede di un acquifero.

Esso presenta caratteristiche di struttura a falda confinata, e la sua superficie piezometrica si trova ad una profondità variabile tra i 15 ed i 25 metri.

#### **4.2 Terreni a permeabilità bassa**

A questa classe appartengono le marne della F.ne Tellaro. La loro permeabilità è quasi nulla, essendo compresa tra  $10^{-5}$  e  $10^{-7}$  cm/s.

L'aliquota delle acque meteoriche che s'infiltra in sottosuolo, quindi, è molto ridotta, mentre a prevalere sono le acque di ruscellamento superficiale.

#### **4.3 Assetto idrogeologico**

In relazione alle caratteristiche litologiche e di permeabilità delle diverse formazioni affioranti nell'area, ai relativi rapporti stratigrafici, al loro assetto strutturale e all'estensione e spessore dei depositi, può essere schematicamente distinto il seguente sistema acquifero:

- 1) acquifero in falda confinata nei depositi carbonatici Oligo-Miocenici.

In prossimità dei luoghi di progetto la superficie piezometrica è stata rinvenuta ad oltre 15 m di profondità, sotto le coperture impermeabili della F.ne Tellaro. Non si hanno, quindi, venute d'acqua superficiali tali da interferire con la realizzazione delle opere di progetto.

Le *tracce* d'acqua rinvenute in corrispondenza del sondaggio meccanico S2 (sez. 20), alla profondità di 1,7 metri dal piano campagna, non sono acque di falda. Esse sono con buona probabilità da attribuire a modeste presenze d'acqua di circolazione superficiale all'interno dell'esiguo "pacco" alluvionale, che si raccoglie al contatto con il sottostante litotipo a differente permeabilità.

#### **4.4 Idrologia**

Il tratto stradale oggetto dell'intervento è ubicato all'interno del bacino idrografico del *Fosso Bufali - Lavinaro*, l'elemento idrografico più rappresentativo dell'area, e lo intercetta nel tratto compreso tra la sez. 22 e la sez. 23 (v. all. 5). In particolare il tracciato è posto alla destra orografica del "Fosso Bufali - Lavinaro", e si sviluppa, circa 80 m a sud, parallelamente ad un piccolo thalwegh di destra (area di raccolta delle acque dilavanti) del suddetto "fosso", avente direzione nord-ovest sud-est.

I terreni prevalentemente affioranti all'interno del bacino idrografico sono le marne argillose della Formazione tellaro, che come già detto presentano una permeabilità bassissima, quasi nulla. L'aliquota delle acque meteoriche che s'infiltra nel terreno, quindi, è molto ridotta e le acque dilavanti sono prevalenti.

Per i motivi precedentemente descritti, le quantità d'acqua superficiale che in caso d'eventi piovosi confluiscono nel tracciato stradale possono definirsi "importanti", com'è stato osservato in precedenza con il verificarsi di fenomeni d'allagamento e/o di ristagno d'acqua.

E' necessario, quindi, apportare delle migliorie alle infrastrutture di regimazione attualmente esistenti, in modo che l'azione delle acque, adeguatamente incanalate e smaltite, non crei alla circolazione stradale particolari problematiche.

### **5. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI MASSIMA PIENA**

Lo studio idrologico è stato effettuato per stimare la portata di massima piena, relativa ad un fissato tempo di ritorno, al fine di realizzare il corretto dimensionamento del canale di regimentazione idraulica previsto in progetto per l'idonea canalizzazione e smaltimento delle acque meteoriche affluenti presso il tracciato stradale. Il tempo di ritorno ritenuto congruo nella progettazione inerente le opere stradali è quello dei 50 anni.



La perimetrazioni del bacino imbrifero considerato di pertinenza del tracciato stradale in studio è riportato nell'allegato 5.

*E' opportuno ricordare in questa sede che l'area presente a nord del tracciato in studio non è stata inserita all'interno del bacino idrografico di pertinenza, poiché le acque dilavanti da lì proventi sono già drenate dal thalwegh presente circa 80 m a nord del tracciato medesimo, e convogliate direttamente nel Fosso Bufali – Lavinaro.*

Vista la modesta estensione del bacino imbrifero nel suo complesso ( $S = 1,38 \text{ km}^2$ ), sono stati considerati esclusivamente i dati pluviometrici della stazione di Modica (370 m s.l.m.), la più vicina esistente per cui sono stati registrati i valori di massima intensità delle precipitazioni nell'arco delle 1, 3, 6, 12 e 24 ore, pubblicati negli Annali Idrologici a cura del Servizio Idrografico della Regione Sicilia.

Come è possibile vedere nelle tabelle riportata in allegato (6.1, 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5), sono stati considerati i dati relativi al periodo 1953 – 1998. La serie non è continua, per la mancanza di dati in corrispondenza d'alcuni anni (evidenziati in grassetto).

Per l'esame delle temperature si è ricorso ai dati della stazione termopluviometrica di Ragusa, la più vicina esistente, per la quale si è registrata una temperatura media mensile massima di  $26,2^\circ$  (luglio/agosto), ed una temperatura media mensile minima di  $8,7^\circ$  (gennaio). La temperatura media annua è di  $16,8^\circ$ .

L'*analisi statistica* delle piogge di notevole intensità è stata effettuata mediante l'elaborazione proposta da Gumbel, anche per quel che concerne la regolarizzazione delle precipitazioni e l'estrapolazione delle leggi di pioggia (v. all. 6.6, 6.7, 6.8 e 6.9).

Le *altezze di pioggia critica* ( $h$ ) per i vari tempi di ritorno sono state interpolate mediante la:

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

valutando i parametri  $a$  ed  $n$  con il metodo dei minimi quadrati (v. all. 6.6, 6.7, 6.8 e 6.9).

Il *tempo di corrivazione* ( $t_c$ ) è stato stimato come valore medio tra tutti quelli ottenuti con i metodi conosciuti in letteratura (v. all. 6.10).

L'*indice di aridità* ( $I_a$ ) calcolato con tali valori della temperatura secondo De Martonne (1926) è coerente con quello calcolato per l'area costiera mediterranea iblea da Adorni e Aureli (1989), è permette di definire semiarido ( $I_a \leq 25$ ) il territorio in cui ricade il sito in studio (v. all. 6.11).

Il *coefficiente di deflusso fisiografico* è stato determinato secondo il metodo di Kennesey (1930) (v. all. 6.11).

I calcoli delle *portate di piena* per i diversi tempi di ritorno ( $T_r = 2 - 10 - 20 - 50$  anni), riportati nell'allegato 6.11, sono stati eseguiti con il *metodo razionale o di Turazza* secondo la formula:

$$Q = \frac{S \times Cd \times h}{3,6 \times t_c} =$$

con  $Cd$  = coefficiente deflusso fisiografico;

$h$  = altezza di pioggia critica, in mm;

$S$  = area scolante, in  $\text{km}^2$ ;

$t_c$  = tempo di corrivazione, in ore.

La portata di massima piena attesa per un tempo di ritorno di 50 anni è:  **$Q_{\max} = 1,9 \text{ m}^3/\text{s}$** .

## 6. GEOGNOSTICA E GEOTECNICA

### 6.1 Intervento progettuale

L'intervento denominato "Ammodernamento e regimentazione delle acque della S.P. n° 49 Ispica – Pachino dal km 2+300 al km 3+000" prevede la rettifica di una curva, l'ammodernamento della carreggiata con la realizzazione di banchine munite di guard-rail su

entrambi i lati, e la costruzione, sul lato destro della strada, di un canale per la regimentazione idraulica delle acque meteoriche.

Il presente studio geologico-tecnico propedeutico al suddetto progetto, è stato svolto coerentemente alle problematiche progettuali evinte dalle tavole denominate TAV 1 SF, TAV 2.5 P (Confronto profili longitudinali originari e di progetto), TAV 2.7 P (Planimetria) e TAV 2.8 P (Sezioni tipo, sezioni trasversali), del PROGETTO DEFINITIVO 2<sup>a</sup> FASE, stilate dai progettisti incaricati e forniteci dal RUP Ing. Nello Caccamo.

Per quanto attiene alla regimentazione idraulica delle acque meteoriche, la problematica è già stata sviluppata nel paragrafo 5 del presente lavoro, da cui si sono evinti i valori in base ai quali i progettisti dovranno dimensionare le sezioni del canale di scarico di progetto.

Qui di seguito sono affrontate le problematiche relative a:

- determinazione della capacità portante e stima dei cedimenti dei terreni di sedime del tracciato stradale, del canale di scarico e delle opere di contenimento previste.

## **6.2 Indagini e prove di laboratorio**

Tutte le indagini geognostiche e le prove di laboratorio effettuate sono servite ad acquisire quelle informazioni e quei dati (parametri numerici) complessivi a partire dai quali è stato redatto il presente studio geologico-tecnico.

Prerogativa fondamentale è stata quella di trovare il maggior numero possibile d'informazioni circa i litotipi presenti nell'area, sia in termini di rapporti spaziali reciproci (andamento stratigrafico e giaciturale in sottosuolo, presenza o meno d'elementi geo-strutturali di una certa importanza, etc.), che in termini d'approfondimento delle loro caratteristiche intrinseche (caratterizzazione fisico-meccanica, determinazione dei moduli elastici, etc.).

Le indagini che si è ritenuto più appropriato effettuare, scelte in stretta relazione alla natura geologica dei litotipi affioranti nel sito d'interesse (com'evinto dallo studio di massima) ed alle problematiche progettuali da affrontare e a questi strettamente connesse, sono qui riassunte.

### 1) Sondaggi geognostici (v. Appendice A – fascicolo a parte):

- n° 2 sondaggi a carotaggio continuo, ubicati nelle sezioni stradali n.10 e n.20, per come indicato nell'allegato 7, denominati S1 ed S2, e spinti sino ad una profondità di 12 m cadauno;
- prelievo di n° 4 campioni denominati rispettivamente S1C1, S1C2, S2C1, S2C2, S2C3;
- esecuzione di n.6 prove SPT (Standard Penetration Test), tre per ciascun sondaggio.

Si rimanda all'Appendice A per quel che riguarda le modalità d'esecuzione dei sondaggi meccanici e delle prove SPT, del prelievo dei campioni nonché per la documentazione fotografica relativa alla loro realizzazione ed alle cassette contenenti le carote estratte.

Entrambi i sondaggi hanno dato alte percentuali di carotaggio, ed in entrambi *non è stata rinvenuta alcuna falda acquifera*. Una lieve presenza d'acqua è stata riscontrata esclusivamente in corrispondenza del sondaggio S2, alla profondità di 1,7 m, ma è *imputabile ad una ridotta circolazione d'acqua d'infiltrazione superficiale localizzata al contatto tra i due litotipi a differente permeabilità*.

### 2) Analisi e prove di laboratorio (v. Appendice B – fascicolo a parte):

- n.5 determinazioni del contenuto naturale d'acqua e del peso di volume; - n. 2 determinazioni del peso specifico e n. 1 del limite liquido e plastico; - n.2 analisi granulometriche per stacciatura e sedimentazione; - n.2 prove di taglio diretto e n.2 prove di compressione edometrica.

Si rimanda all'Appendice B per quel che riguarda le modalità d'esecuzione delle prove di laboratorio e le certificazioni dei risultati ottenuti.

### 3) Prospezioni geofisiche (v. Appendice C – fascicolo a parte):

- n° 3 prove sismiche a rifrazione, con stendimento di 24 m e distanza intergeofonica di 2 m, denominate TR1, TR2 e TR3, ubicate rispettivamente in corrispondenza dei tratti stradali compresi tra le sezz. 10-11, le sezz. 8-9 e le sezz. 20-21, per come indicato nell'allegato 7.

Si rimanda all'Appendice C per quel che riguarda le modalità d'esecuzione delle prove.

L'elaborazione dei risultati delle prove, tarate con i riscontri diretti delle carote dei sondaggi meccanici, ha permesso di ben caratterizzare, dal punto di vista sismostratigrafico, gli orizzonti litologici presenti sino ad una profondità di 6 metri circa.

*Le conclusioni dimostrano una buona omogeneità dei terreni di sedime lungo tutto il tracciato stradale.*

## **6.3 Caratterizzazione geotecnica dei litotipi di sedime**

Lo studio geotecnico ha interessato tutti e tre gli orizzonti litologici rinvenuti in corrispondenza del tracciato stradale.

Un primo livello, quello superiore, costituito dalle alluvioni (cfr. par. 3.1), presenta uno spessore di circa 1,5 m in corrispondenza del sondaggio meccanico S1, di 1,0 m in corrispondenza del sondaggio S2, e di circa 1,0 m lungo le tre traverse sismiche TR1, TR2, e TR3.

Un secondo livello, quello intermedio, costituito dai termini **Ms** della Formazione Tellaro (cfr. par. 3.4), presenta uno spessore di circa 2,1 m in corrispondenza del sondaggio meccanico S1, di circa 3,2 m in corrispondenza del sondaggio S2, e sempre compreso tra i due ed i tre metri lungo le tre traverse sismiche TR1, TR2, e TR3.

Un terzo livello, quello inferiore, costituito dai termini **Mm** della Formazione Tellaro (cfr. par. 3.4), presenta uno spessore superiore agli 8,0 m sia in corrispondenza dei sondaggi meccanici S1 ed S2, che lungo le tre traverse sismiche TR1, TR2, e TR3.

I risultati ottenuti, tra loro raffrontati, hanno permesso di avere un esaustivo quadro d'insieme delle condizioni geostatiche dei litotipi di sedime, e di verificare che quella porzione del sottosuolo che sarà influenzata in maniera diretta e indiretta dai manufatti (volume significativo in cui si diffondono le pressioni indotte dai carichi e dai sovraccarichi) è rappresentata dalle argille marnose grigiastre della Formazione Tellaro (**Mm**). Su di esse, quindi, si è incentrato lo studio geotecnico. Nella scelta dei parametri geotecnici da utilizzare nei calcoli si è deciso innanzi tutto di *operare sempre in favore di sicurezza*.

Per questo motivo si è fatto riferimento principalmente a quelli ottenuti dalle prove di laboratorio per il campione **S1C2**, in particolare alla prova di taglio diretto per il valore dell'angolo d'attrito interno).

Per la determinazione della resistenza al taglio non drenata  $S_u = C_u$  (v. fig. 1) si è fatto riferimento ai valori ottenuti dalla prima prova SPT del Sondaggio S1 (alla profondità compresa tra 1,5 e 1,95 m, in cui è **NSPT = 12**) ed alla prima prova del Sondaggio S2 (alla profondità compresa tra 1,7 e 2,15 m, in cui è **NSPT = 25**).

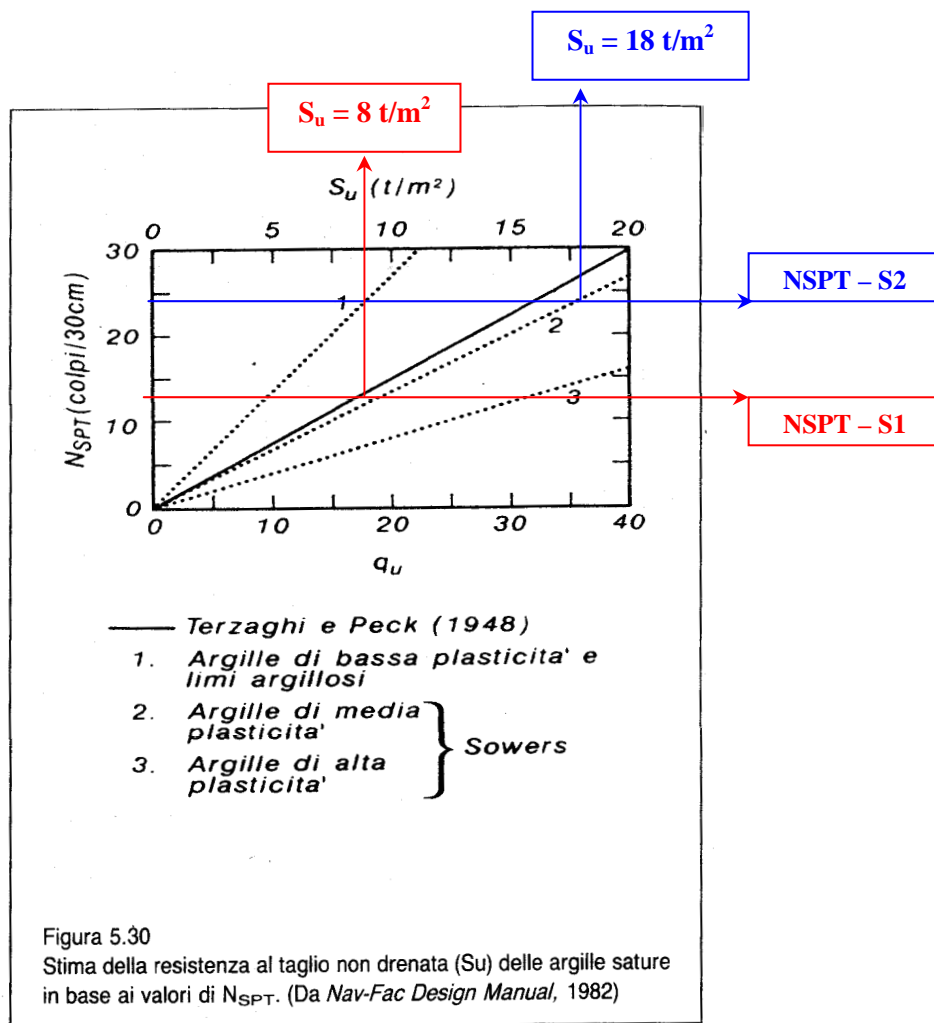


Figura – 1: da Ferruccio Cestari, Prove geotecniche in sito, ed. GEO-GRAPH s.n.c., 1990).

Poiché dai dati di laboratorio i terreni di sedime sono classificabili come *argille di media plasticità* (v. zona 5 in fig. 2, con limite liquido  $W_L = 50$  e indice plastico  $PI = W_L - W_P = 23,2$ ), nel diagramma di fig. 1 si sono considerate le intersezioni con la retta n.2.

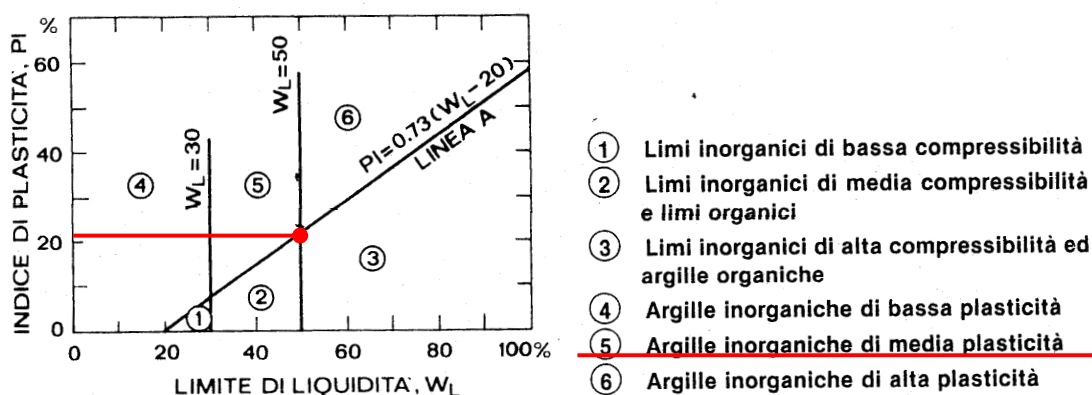


Figura – 2: Carta di plasticità di Casagrande (da R. Lancellotta, GEOTECNICA, ed. Zanichelli, 1987)

Le argille marnose, quindi, sono caratterizzate dai seguenti parametri:

in condizioni drenate  $\varphi = 26^\circ$ ,  $C = 0 \text{ tonn/m}^2$ ,  $\gamma = 2,061 \text{ tonn/m}^3$ .

in condizioni non drenate  $\varphi = 0^\circ$ ,  $S_u = C_u = 8 \text{ tonn/m}^2$ ,  $\gamma = 2,061 \text{ tonn/m}^3$ ;

#### 6.4 Determinazione del carico ammissibile

Le condizioni critiche per la stabilità di una fondazione su un terreno coesivo saturo si hanno immediatamente dopo l'applicazione dei carichi, ossia a breve scadenza. L'analisi di stabilità va pertanto effettuata in **condizioni non drenate** e, a rigore, in termini di **tensioni efficaci**.

L'impossibilità pratica di prevedere la sovrappressione interstiziale indotta dai carichi rende impraticabile un approccio in termini di tensioni efficaci, per cui è prassi corrente e convalidata dall'esperienza (Skempton, 1948; Bjerrum 1972) affrontare il problema in termini di **tensioni totali** (R. Lancellotta, Geotecnica, 1987).

Ricorrendo a tale tipo di approccio, l'involuppo di rottura risulta individuato, nel caso dei terreni saturi, dai seguenti parametri:  $\varphi = 0$ ,  $\tau_f = C_u$ .

Per questo motivo, ai fini della determinazione della capacità portante ultima, si può utilizzare la soluzione proposta da MEYERHOF (1951, 1963) per  $\varphi = 0$ , che tiene in considerazione tutte le variabili in gioco (fattori di capacità portante, fattori di profondità del piano di posa della fondazione, fattori di inclinazione dei carichi, etc.).

Il comportamento della fondazione stradale è stato studiato assimilandola ad una fondazione a "zattera" di dimensioni  $B = 10 \text{ m}$  e  $L = 40 \text{ m}$ , posta alla profondità  $D = 0,5 \text{ m}$ .

Si è ottenuto un valore della capacità portante ammissibile  $q_{amm} = 1,4 \text{ kg/cm}^2$  (v. all. 8 – calcoli geotecnici). **Tale valore appare congruo e sicuramente conservativo.**

Volendo, infatti, determinare la massima profondità del terreno in gioco nel calcolo della capacità portante, con la nota

$$H = 0,5 \times B \times \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

in cui per  $B = 10 \text{ m}$  e  $\varphi = 26^\circ$ , si ha **H = 8 m**.

*A quella profondità i parametri geotecnici dei terreni di substrato sono ancora migliori, e conseguentemente anche le caratteristiche di portanza.*

#### 6.5 Stima dei cedimenti

Lo studio per la stima delle deformazioni da attendersi dopo l'applicazione dei carichi è stato condotto in termini di cedimenti immediati, utilizzando una delle formule basate sull'impiego della teoria dell'elasticità (TIMOSHENKO E GOODIER, 1951), ed in particolare l'equazione

$$\Delta H = q_0 \times B' \times (1 - \mu^2 / E_s) \times 4 \times I_s \times I_F$$

dove:

- $q_0$  = intensità pressione di contatto =  $1,4 \text{ kg/cm}^2$  (valore calcolato);
- $B'$  = dimensione laterale dell'*area reagente* della base della fondazione =  $B = 5 \text{ m}$ ;
- $\mu$  = coeff. di Poisson =  $0,35$  (valore tabellare);
- $E_s$  = modulo elastico =  $400 \text{ kg/cm}^2$  (valore calcolato con la  $E_s = 500 \times S_u$  con  $S_u$  da  $N_{SPT} = 0,8 \text{ kg/cm}^2$  - v. fig. 1);
- $I_1 = 0,740$  e  $I_2 = 0,059$  (per:  $L/B = 4$  e  $H/B' = 10$ , con  $H = 5B = 50 \text{ m}$  e  $B' = B/2 = 5 \text{ m}$ );
- $4 \times I_s = I_1 + (1 - 2\mu/1 - \mu) \times I_2 = 3,07$  (coefficiente di Steinbrenner - 1934);
- $I_F = 1$  (coeff. di influenza, dipendente da  $D/B$ ,  $L/B$ , e  $\mu$ , e posto = 1 in favore di sicurezza).

I coefficienti  $I_1$ ,  $I_2$  ed  $I_F$  tengono in considerazione l'influenza che lo spessore dello strato che risente dei cedimenti, le dimensioni della fondazione e la profondità del piano di posa delle stesse hanno sui cedimenti. Dai calcoli si è ottenuto un cedimento pari a  $\Delta H = 4,7 \text{ cm}$ .

Tenuto conto della tipologia dell'intervento costruttivo, dei carichi da esso apportati sul terreno e del fatto che essi verranno distribuiti in maniera uniforme, è possibile affermare che i cedimenti saranno trascurabili e ininfluenti sulla stabilità dell'opera in progetto.

## 6.6 Modulo di reazione (Winkler) e fattore sismico di fondazione ( $\epsilon$ )

Per quanto riguarda l'interazione terreno-struttura, nell'ipotesi di terreno alla Winkler, è possibile attribuire al modulo di reazione ( $k_s$ ) un valore tabellare tale che:  $k_s = 5 \text{ kg/cm}^3$ .

Il fattore sismico di fondazione  $\epsilon$  (punto C.6.1.1 del DM 19/01/'96), viste le caratteristiche del litotipo, la morfologia sub-pianeggiante dell'area e il tipo di interazione struttura-terreno può essere posto pari ad **1,1**.

## 6.7 Fronti di scavo

Il progetto prevede che ad una distanza di sei metri a destra del tracciato stradale vengano realizzate delle opere di sbancamento.



In particolare, nel tratto compreso tra le sezioni stradali 11 e 17, le altezze dei fronti di scavo ( $H$  = distanza del piano campagna dal fondo del canale) saranno comprese tra i 2 ed i 4 metri ( $H_{max}$  in corrispondenza della sez. 13).

Vista la natura litologica intrinseca dei terreni interessati dai lavori di escavazione (cfr. par. 3.4) ed i parametri geotecnici per essi determinati (par. 6) si ritiene opportuno formulare alcune valutazioni sulle condizioni di stabilità dei fronti di scavo ed esprimere qualche considerazione circa le operazioni attinenti la realizzazione dello scavo medesimo.

I fronti di scavo interesseranno, per un'altezza massima di 3,9 m, il litotipo costituito dalle *argille marnose grigiastre*.

Il mutamento delle condizioni al contorno indotto da uno scavo avviene così rapidamente rispetto ai tempi di riequilibrio del terreno (tempi di consolidazione) che questo si comporterà in maniera non drenata. Ciò si verifica soprattutto in terreni coesivi (limi e argille).

Con questi litotipi, e nel caso in cui il fronte dello scavo abbia inclinazione costante e il terreno sia omogeneo, è possibile ricorrere alla verifica di stabilità in sforzi totali secondo la:

$$H_c = 2 \frac{C_u / F_s}{\gamma}$$

dove:  $H_c$  = altezza ammissibile della parete verticale (in m);  $F_s$  = fattore di sicurezza, numero adimensionale;  $C_u = S_u$  = coesione non drenata del terreno (in  $\text{tonn/m}^2$ );  $\gamma$  = peso di volume del terreno ( $\text{tonn/m}^3$ ).

Per il calcolo sono stati considerati i parametri geotecnici precedentemente determinati  $\varphi = 0$ ,  $C_u = 8 \text{ tonn/m}^2$ ,  $\gamma = 2,06 \text{ tonn/m}^3$ . Il fattore di sicurezza, in accordo al punto G.3.2 del DM 11/03/88 ed alla comune prassi progettuale (per cui un valore di  $F_s \geq 1,3$  è rappresentativo delle condizioni di stabilità) è stato posto pari a  $F_s = 1,5$ .

$$H_c = 2 \times \frac{6,8 \text{ tonn/m}^2 \div 1,5}{2,06 \text{ tonn/m}^3} = 4,4 \text{ m}$$

Dai calcoli si è determinato che l'altezza massima ammissibile, per la stabilità di una parete verticale, scavata nelle argille marnose è di 4,4 metri. Durante l'esecuzione degli sbancamenti, quindi, **non sarà necessario ricorrere ad opere di sostegno provvisoriale**, in quanto il tratto di scavo con l'altezza massima (sez. 13) prevede una  $H = 3,9$  m.

Dovranno essere naturalmente realizzate, invece, le opere di sostegno e/o contenimento definitive, come da progetto.

## 7. CONCLUSIONI

Lo studio geologico, geotecnico e geognostico inerente il «Progetto dei lavori d'ammodernamento e regimentazione idraulica della S.P. n° 49 Ispica – Pachino, dal km 2+300 al km 3+000», da noi condotto su incarico conferitoci dalla Provincia Regionale di Ragusa, ha portato alle conclusioni qui di seguito riassunte.

- ◆ Per l'area specificata non si sono evinte problematiche **geologico-strutturali** tali da fare supporre l'impossibilità di realizzare le opere in progetto, né sono state rilevate durante i diversi sopralluoghi evidenze tettoniche o elementi geomorfologici tali da fare supporre che l'area presenti fenomeni di dissesto in atto o potenziali.
- ◆ **Lo studio geologico – stratigrafico** (cfr. par. 3) ha evidenziato che, in media, i primi 100 – 150 cm di profondità sono costituiti da un top soil di origine alluvionale (**A**), costituito da ciottoli carbonatici di dimensioni variabili, da centimetrici a decimetrici, in matrice sabbioso-limosa giallo-brunastra; che al di sotto si rinvengono i termini della Formazione Tellaro, che si presentano litologicamente come strati marnoso-argillosi grigio azzurri a frattura concoide (**Mm**), e come marne giallastre a stratificazione poco evidente (**Ms**), dello spessore di circa 3 metri.
- ◆ **Dal punto di vista idrogeologico** (cfr. par. 4) si è verificato che non vi è alcuna falda acquifera superficiali e che non si hanno risalite capillari tali da potere creare interferenze con le strutture di fondazione delle opere in progetto.
- ◆ **Dal punto di vista idrologico** (cfr. par. 5), è stata stimata la portata di piena da attendersi alla sezione considerata, per un tempo di ritorno di 50 anni (**Q<sub>max</sub> = 1,9 m<sup>3</sup>/s**), si da fornire al progettista gli elementi utili al corretto dimensionamento delle opere idrauliche da realizzare (v. all. 6).
- ◆ **Dallo studio geognostico e geomeccanico** (cfr. par. 6) è risultato che il litotipo di sedime risulta così caratterizzato:
 

- in condizioni drenate	$\phi = 26^\circ$ , $C = 0 \text{ tonn/m}^2$ , $\gamma = 2,061 \text{ tonn/m}^3$ .
- in condizioni non drenate	$\phi = 0^\circ$ , $S_u = C_u = 8 \text{ tonn/m}^2$ , $\gamma = 2,061 \text{ tonn/m}^3$ ;
- ◆ **Dai calcoli geotecnici meccanico** (cfr. par. 6.3 - 6.6) si sono stimati un valore della capacità portante ammissibile di **q<sub>amm</sub> = 1,4 kg/cm<sup>2</sup>** (per B = 10 m e D = 0,5 m) e dei cedimenti di entità pari a **ΔH = 4,7 cm**; inoltre, nell'ipotesi di terreno alla Winkler, è possibile attribuire al modulo di reazione un valore **k<sub>s</sub> = 5 kg/cm<sup>3</sup>**, mentre il fattore sismico di fondazione (DM 16/01/'96), stante la presenza di terreni compressibili, può essere posto pari a **ε = 1,1**.

Per quanto riguarda **i fronti di scavo degli sbancamenti** (par. 6.7), durante la loro realizzazione *non sarà necessario ricorrere ad opere di sostegno provvisorie*. Lo scavo, infatti, interesserà per un'altezza di 3,9 m il litotipo costituito dalle *argille marnose grigiastre*, misura al di sotto dell'altezza massima ammissibile calcolata per tali argille marnose ( $H_c = 4,4$  m). Dovranno essere naturalmente realizzate, invece, le opere di sostegno e/o contenimento definitive.

In virtù di quanto su esposto le opere in progetto non apporteranno sostanziali modificazioni alle condizioni geostatiche e geodinamiche dell'area circostante, per cui nulla osta, dal punto di vista geologico, alla loro realizzazione.

Per quanto riguarda la possibilità di “sorprese geologiche” durante i lavori di sbancamento, che dovessero evidenziare difformità sostanziali dell'assetto litostratigrafico locale, si prescrive la sospensione dei lavori e l'immediata comunicazione al geologo incaricato, sì da potere prontamente provvedere, di concerto con i progettisti, a predisporre le opportune varianti.

Vittoria, lì giugno 2006

IL RAPPRESENTANTE DEI  
GEOLOGI INCARICATI  
dott. Antonio Claudio Ficili