



RIQUALIFICAZIONE ZONA PERIURBANA VIALE CARLO LEVI



PROGETTO DEFINITIVO

■ SOGGETTO PROPONENTE:

CONSORZIO:

CON.AR.ED. CONSORZIO ARTIGIANI EDILI - SOCIETA' COOPERATIVA

Via Broggia n. 18 - 80135 Napoli

CONSORZIATA:

EDILPROGRESS S.R.L.

Via Carlo Levi n. 8/bis - 75100 Matera

■ GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. Francesco VOLPE

Piazza degli Olmi n. 14 - 75100 Matera

Coordinatore

Dott. Geol. Angelo VENEZIA

Ing. Pietro CASCIONE

Dott. For. Mimma Bruna GIOVINAZZO

Ing. Annalisa DI MARZIO

Geom. Mario CHIETERA

Studio geologico

Impianti

Studio Valutazione d'Incidenza e Verde Urbano

Collaboratore

Collaboratore

REGIONE BASILICATA

Comune di MATERA (MT)

**Programma Integrato di Promozione di Edilizia Residenziale Sociale e di
Riqualificazione Urbana – L.R. 7.08.2009 n. 25 art. 4; D.G.R. 29/09/2010 n. 162**

Riqualificazione zona periurbana viale Carlo Levi

Studio geologico, geotecnico, sismico, idrologico ed idraulico

1. Premessa

Per incarico ricevuto dall'Impresa Domenichiello di Matera lo scrivente ha curato lo studio dei caratteri geologici, geomorfologici, geologico-applicativi, idrologici ed idraulici del sito di Matera che sarà interessato dall'intervento in progetto, al fine di *“valutare la stabilità d'insieme della zona, individuando anche i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del sottosuolo”*, così come previsto dall'art. 10 della L.R. n. 38 ed al fine di definire le caratteristiche geologiche e geotecniche del sito ai fini progettuali.

Gli interventi previsti in progetto riguardano la realizzazione di residenze private e di abitazioni residenziali sociali e realizzazione di attrezzature per funzioni collettive e sociali e paesaggistiche orientate al recupero ambientale, alla sostenibilità ed agli aspetti sociali.

Lo studio è stato svolto in conformità a quanto previsto dal capitolo 6 del D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" ed alla successiva Circolare Ministeriale. Il presente studio è stato sviluppato in conformità alle indicazioni previste dalla normativa tecnica regionale di attuazione, concernente *“Studi geologici per la redazione degli strumenti urbanistici”* di cui all'All. B pubblicato sul B.U.R. Basilicata del 10.04.2003.

Si è altresì tenuto conto degli studi relativi al *“Piano stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico”* a cura dell'Autorità di Bacino della Basilicata. In particolare con riferimento al *Piano stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico* redatto dall'Autorità Interregionale di bacino della Basilicata (vigente al 7 nov. 2014) l'area oggetto di studio non ricade in nessuna delle

aree a rischio segnalate da detto studio, sia per quanto attiene problematiche di stabilità (rischio da frana), che per quanto attiene la vulnerabilità idraulica. Si sono altresì verificate le tavole dell'aggiornamento del PAI 2014, non ancora approvate, che in ogni caso lasciano invariata la situazione di quest'area e di quelle contermini.

L'area oggetto di studio ricade in un'area al margine dell'area urbana di Matera dove affiorano litotipi le cui caratteristiche geotecniche sono note dalla letteratura scientifica, nonché da studi pregressi. Al fine di redigere la presente relazione si è provveduto ad effettuare uno studio geologico di superficie dell'area oggetto di studio. Si è inoltre provveduto ad acquisire tutte le informazioni di letteratura scientifica relative all'area in parola, nonché a raccogliere le esperienze professionali pregresse nelle aree circostanti.

E' stata poi sviluppata una specifica indagine geognostica che è consistita nell'esecuzione di n. 3 sondaggi a rotazione ed a carotaggio continuo spinti fino ad una profondità massima dal piano di campagna di 30 m dal piano di campagna il primo ed fino a 15 i restanti due. Il foro più profondo è stato attrezzato per l'esecuzione di prove geofisiche in foro ed in detto foro è stata eseguita una prova di tipo down-hole in onda P ed onda S. Sono inoltre state eseguite indagini geofisiche che sono consistite in una base sismica a rifrazione di superficie in onda P ed S, un profilo elettrico dipolare con interpretazione tomografica, in una prova di tipo down-hole in onda P ed onda S nel foro di sondaggio appositamente attrezzato e n. 2 prove sismiche passive di tipo HVSR.

Sulla base delle informazioni acquisite nonché sulla base delle esperienze pregresse e della letteratura scientifica e tecnica relativa all'area in parola è stato possibile definire, con l'attendibilità necessaria ai fini della presente relazione, i caratteri geologici, geomorfologici e geotecnici del sito così come descritti nel seguito; nonché definire la fattibilità degli interventi, la stabilità d'insieme della zona ed i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del sottosuolo così come descritti nel seguito.

2. Inquadramento geologico generale

2.1. Assetto geologico strutturale

La configurazione geologica odierna della Basilicata è il risultato di imponenti deformazioni tettoniche che hanno determinato accavallamenti e traslazioni di masse rocciose e terrigene, anche di notevolissime proporzioni, da Ovest verso Est, verso l'Avampaese Apulo, con complessiva contrazione spaziale.

A grande scala la regione può essere inquadrata, dal punto di vista geografico e soprattutto geologico-strutturale, nell'ambito del sistema orogenico appenninico, riconoscibile nel settore dell'Italia meridionale che si estende dal margine tirrenico a quello adriatico. I tre domini del sistema orogenico sono:

- la *Catena* rappresentata dall'Appennino Campano-Lucano
- l'*Avanfossa* rappresentata dall'Avanfossa Adriatica
- l'*Avampaese* rappresentata dalla regione Apulo-Garganica

Le caratteristiche geologiche, morfologiche e tettoniche attuali della regione, possono essere quindi interpretate come il risultato complessivo degli sconvolgimenti tettonici, che a più riprese, ma soprattutto nella fase miocenica-pleistocenica dell'orogenesi appenninica, hanno interessato le unità geologiche preesistenti, e della continua evoluzione paleogeografia che i tre domini del sistema orogenico appenninico, risultanti da tali sconvolgimenti, hanno subito nel tempo.

I modelli evolutivi proposti dai diversi autori, pur nella loro diversità, concordano nel definire che il sistema orogenico appenninico si sia formato a partire dall'Oligocene Superiore-Miocene inferiore, dal progressivo accavallamento da ovest verso est, dovuto a compressione, di unità stratigrafico-strutturali mesozoico-paleogeneiche e di unità sinorogeniche di avanfossa.

Un ruolo fondamentale nella genesi appenninica viene riconosciuto alla placca Apula che durante l'orogenesi ha svolto il ruolo di avampaese. L'Unità stratigrafico-strutturale Apulo-Garganica di Avampaese, risulta ribassata a sud-ovest da sistemi di faglia dirette, e risulta deformata al di sotto della catena.

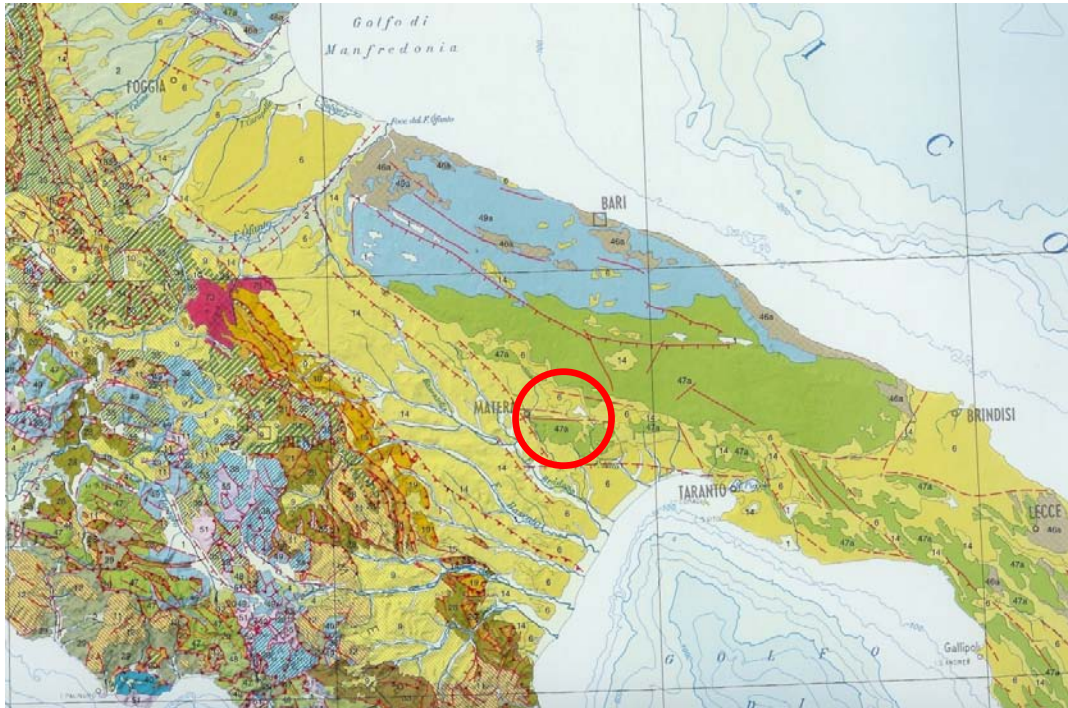


Fig. 1 – Schema geologico con ubicazione di Matera

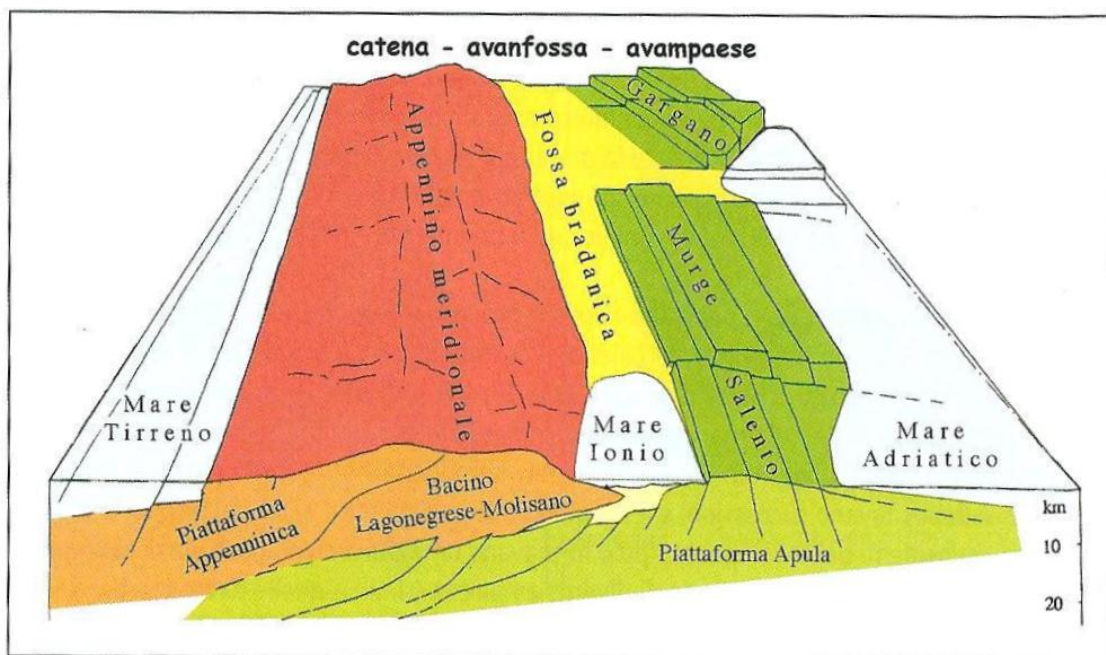


Fig. 1.5 - Schema geologico tridimensionale dell'Italia meridionale (da FUNICIELLO et al., 1991, mod.).

Fig. 3 – Schema del sistema catena Avanfossa Avampaese

Matera è posta nella zona più orientale dell'avanfossa e sorge su un piccolo brandello della piattaforma carbonatica (Horst) che si è distaccato dal margine occidentale della piattaforma apula, ma non è sprofondato. Separa l'avanfossa

vera e propria posta ad ovest di Matera da una piccola depressione tettonica che separa Matera dal limite occidentale delle murge: il graben di Viglione.

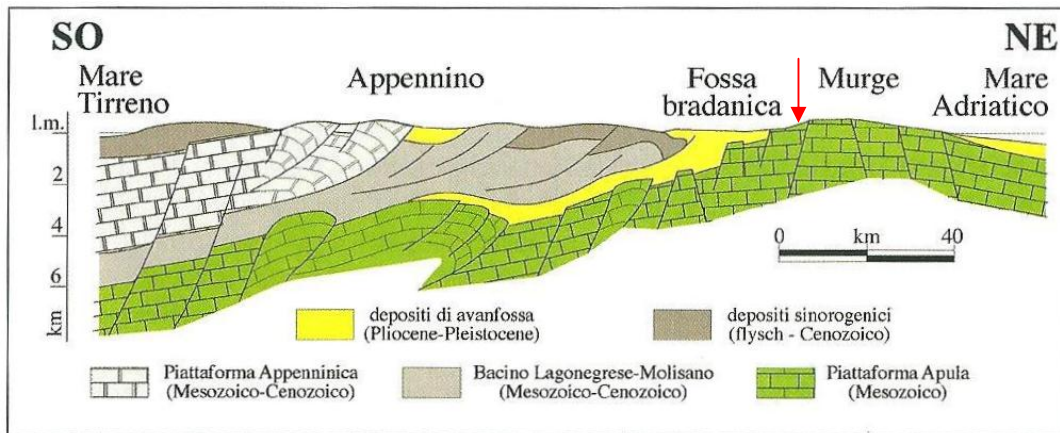


Figura 3 - Sezione verticale del sistema Catena-Avanfossa-Avampaese dell'Appennino Meridionale

Da questo punto di vista Matera rappresenta un punto di passaggio singolare fra il dominio di Avampaese e quello di Avanfossa, in quanto si tratta di un pezzo di piattaforma carbonatica (Avampaese) immerso nel dominio di Fossa.

2.2 Successione stratigrafica

Nell'area di Matera è possibile riconoscere una successione stratigrafica costituita dal substrato carbonatico di calcari cretacici della piattaforma Apula, cui sono sovrapposti i terreni del ciclo deposizionale della fossa Bradanica:

- *Calcari e calcari dolomitici del Cretaceo Superiore (Senoniano)*
- *Calcareni quaternarie (Pliocene superiore - Pleistocene Inferiore)*
- *Argille subappennine. (Pleistocene Inferiore)*
- *Sabbie di Monte Marano e Sabbie dello Staturo*
- *Depositi eluvio-colluviali*

Il substrato dell'area di Matera è costituito dai Calcari cretacici murgiani (circa 60 milioni di anni fa) di origine marina (**Calcari di Altamura**). Sono calcari e calcari dolomitici fratturati avana o grigi, microgranulari, talora con intercalazioni di livelli di brecce intraformazionali, compatti e tenaci, in strati di potenza variabile da pochi centimetri fino a 2 metri. Affiorano nella parte più alta della murgia Materana e nella parte bassa della gravina di Matera.

Su questi poggiano dopo una lacuna stratigrafica di circa 60 milioni di anni i litotipi del ciclo sedimentario della fossa Bradanica. Il livello più basso è costituito da sabbie calcaree cementate dette **Calcareniti di Gravina**, localmente chiamate "tufi". Le calcareniti hanno un colore che va dal giallastro al grigio-biancastro e di sovente si presentano riccamente macrofossilifere. Caratteristica petrografica fondamentale della roccia in parola è quella di avere un assortimento granulometrico ed un grado di diagenesi molto variabile da punto a punto, si passa infatti da una granulometria medio grossolana ad una medio-fine, da un materiale a consistenza lapidea ad una sorta di sabbione debolmente cementato, talora facilmente frantumabile con le sole dita della mano. Il tenore di carbonati in base ai più recenti riscontri di letteratura scientifica varia dall'80% al 99%. Lo spessore massimo della formazione calcarenitica è di circa 40 m. Si tratta di una roccia che consente facilità e precisione di scavo e grande lavorabilità. E' di norma autoportante allo scavo e poco permeabile e grazie a queste caratteristiche ha consentito lo sviluppo nell'ammasso calcarenitico degli insediamenti rupestri della Civita e dei Sassi di Matera. Sulla sponda destra della gravina, quella dove si è sviluppata la città presentano uno spessore maggiore e verso Ovest scompaiono al di sotto al di sotto dei litotipi argillosi delle colline che bordano ad occidente la città. Le calcareniti formano anche lo sperone roccioso della "Civita" su cui sorge il duomo e l'antica cittadella fortificata di Matera e lo sperone roccioso della "rupe dell'Idris". La calcarenite costituisce anche il materiale da costruzione con cui sono stati realizzati tutti i corpi di fabbrica in elevazione ivi compresi palazzi gentilizi, luoghi di culto ed il Castello.

Sulle calcareniti poggiano in continuità stratigrafica le **Argille Subappennine** che costituiscono la base delle colline che bordano l'insediamento storico. Si tratta di limi argillosi e argille marnose grigio azzurrognola con sottili intercalazioni siltose e sabbiose più frequenti al tetto al passaggio con la sovrastante successione sabbiosa della Formazione di Monte Marano. Nella zona di Matera assumono la denominazione di argille di Gravina (Radina 1973). presentano una colorazione azzurrognola grigiastra tipica delle argille subappennine ed un elevato tenore di carbonati (fino al 40% ed oltre) che le

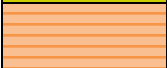
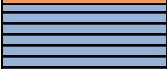
rendono abbastanza dure e compatte. Durante la fase di deposizione hanno, infatti, probabilmente risentito di forti apporti di carbonati che hanno creato legami di cementazione fra le particelle influenzando la compressibilità del terreno. A luoghi è presente una parte più superficiale caratterizzata da una colorazione ocraceo-avanzata dovuta a fenomeni di alterazione fisico-chimica o per la presenza di sabbia, la quale si trova in misura quasi sempre al passaggio con la sovrastante formazione sabbiosa. A causa della dinamica geomorfologica che interessa i versanti la fascia di alterazione può essere assente o presentare uno spessore molto modesto. Lo spessore di dette argille è di circa 30-40 nell'ambito dell'abitato di Matera. Lungo i versanti delle colline argillose è spesso presente una coltre di alterazione, di spessore variabile fino a qualche metro, interessata da modeste circolazioni di acque di infiltrazione e soggetta a fenomeni di lenta deformazione.

Infine sulla sommità delle colline le Argille Subappennine passano verso l'alto a le **Sabbie di Monte Marano e le Sabbie dello Staturo** che hanno uno spessore complessivo di circa 5-10 m. Si tratta di sabbie scarsamente cementate, con grana da media a fine di colore giallo ocraceo grigiastro. Hanno una composizione quarzoso-feldspatico-calcareo, una matrice siltosa ed uno scarso cemento calcareo. La stratificazione è evidenziata dalla presenza di livelli sabbiosi più cementati.

La successione stratigrafica si chiude con la presenza alla sommità dei rilievi di sedimenti prevalentemente conglomeratici, di colore rosso, e sabbiosi. Il loro spessore è molto modesto e possono essere correlati ai **Depositi Marini Terrazzati** ed al **Conglomerato di Irsina**.

Infine lungo i versanti interessati da affioramenti di litotipi ascrivibili alla formazione delle Argille sub-appennine è spesso presente una coltre di depositi di spessore variabile fino a qualche metro, provenienti dal disfacimento e dall'alterazione dei terreni sabbiosi argillosi delle colline circostanti e che possono essere interessati da modeste circolazioni di acque di infiltrazione e soggetti a fenomeni di creep e di deformazione gravitativa, che possono essere classificati come **Depositi eluvio-colluviali**. Qui di seguito si riporta la colonna stratigrafica completa dell'areale di Matera, con l'esclusione dei depositi eluvio

colluviali di copertura che possono esser presenti come elemento di chiusura della successione stratigrafica indipendentemente dal fatto che la stessa si presenti o meno completa.

	Spessore	Descrizione
	2 – 3	Ciottoli poligenici (conglomerato di Irsina)
	5 – 10	Sabbie calcareo-quarzose da poco a mediamente addensate. A luoghi molto fini (sabbie di monte Marano, sabbie delle Staturo)
	20 – 40	Limi argilloso-sabbiosi ed argille limose di colore grigio azzurrognolo o ocreo se alterate per fenomeni di wheatering (Argille subappennine)
		
		
	30 – 50	Calcareniti granulare a granulometria media ed a luoghi farinosa
		Calcari di Altamura

2.3 Morfologia

L'elemento fondamentale che condiziona la morfologia dell'area di Matera è il torrente "Gravina" di Matera: una profonda e stretta forra, incisa nelle calcareniti del Pleistocene e nel substrato calcareo del Cretaceo Superiore. L'odierna configurazione della valle del torrente Gravina e dei compluvi che ivi affluiscono, ma anche di tutta la zona circostante l'abitato è la risultante della sovrapposizione di più fattori morfogenetici, fra i quali un posto di primo piano occupano: il sollevamento in blocco che nel Quaternario ha interessato l'intera regione e le numerose oscillazioni che il livello di base ha subito durante e dopo il ritiro del mare all'inizio del Quaternario. I fianchi della valle sono caratterizzati da pareti molto acclivi ed a luoghi subverticali interrotte, nella parte alta, occupata dagli insediamenti antropici, da piccoli terrazzi in parte naturali ed in parte condizionati dall'attività antropica.

Nella parte più alta della città affiorano i terreni a granulometria fine del ciclo deposizionale della fossa Bradanica interessati da fenomeni di alterazioni e da dinamiche geomorfologiche superficiali e di media profondità. Si tratta di movimenti franosi del tipo scivolamento rotazionale e/o traslazionale e movimenti di creep superficiale. A seguito di questo tipo di fenomeni hanno

avuto modo di svilupparsi coltri di depositi eluvio-colluviali che interessano i versanti argillosi. I versanti caratterizzati da una maggiore acclività sono interessati da una dinamica geomorfologia attiva, che tuttavia si manifesta con lente deformazioni dei versanti stessi che si sviluppano attraverso fenomeni di creep e di deformazione gravitativa.

2.4 Tettonica

Tutta l'area è stata interessata da dislocazioni tettoniche di grande rilievo che hanno interessato sia il substrato calcareo che anche le coperture quaternarie. Matera sorge su un horst carbonatico fortemente disarticolato, ma oggi sostanzialmente stabile. Appare abbastanza evidente che, prima della sedimentazione delle calcareniti, si sono registrate una o più fasi tettoniche che hanno dislocato in blocchi i calcari cretaci. Tuttavia anche le formazioni quaternarie sono state interessate da fasi tettoniche successive alla sua deposizione, che sono ben riscontrabili nella formazione della Calcareniti di Gravina. Questa formazione, infatti, a seguito del graduale sollevamento regionale e della tettonica quaternaria si è fratturata in vario modo secondo sistemi di litoclasti polidirezionali. Non mancano casi in cui, a causa della ripresa dei movimenti tettonici, fratture già saldate siano state nuovamente dislocate. E' opportuno osservare che molte discontinuità si sono prodotte o quanto meno allargate per " richiamo verso il vuoto " dovuto all'approfondimento della gravina.

Le dislocazioni tettoniche quaternarie, non appaiono evidenti nei terreni a comportamento plastico come le Argille subappennine, tuttavia alcune incisioni morfologiche spesso interpretate come fossi di erosione sono invece da ritenersi traccia delle rotture tettoniche che hanno interessato questi depositi ed in corrispondenza delle quali si è imposta l'erosione.

2.5 Acque sotterranee

Sotto l'aspetto della permeabilità le formazioni presenti nell'area possono essere raggruppate come segue:

- *Formazioni impermeabili*: le Argille Subappennine

- *Formazioni da mediamente a scarsamente permeabili per porosità:* le Calcareniti di Gravina possono essere considerate come un mezzo molto poco permeabile, interessato da macro e micro-fratture attraverso cui possono muoversi le acque sotterranee. Le coltri eluvio-colluviali presentano generalmente una bassa permeabilità, anche se per effetto della presenza di componenti sabbiose e del rimaneggiamento possono essere interessate da circolazioni di acque di infiltrazione, a volte anche significative, che danno luogo a variazioni stagionali di contenuto d'acqua ed a fenomeni di consolidazione e/o rigonfiamento a volte non trascurabili.

- *Formazioni permeabili:* Le Sabbie di Monte Marano permeabili per porosità ed i Calcari cretacici permeabili per fatturazione e carsismo.

Nelle sabbie di Monte Marano è presente una discreta circolazione di acque sotterranee resa possibile dalla successione di terreni permeabili (sabbie) cui fanno seguito terreni impermeabili argille fa sì che possa originarsi una falda nelle sabbie. Si tratta di una falda che anche se non particolarmente potente non va considerata trascurabile atteso che in base a quanto riferito da diverse persone alimentava la fontana storicamente ubicata nella piazza di Matera. Nei calcari cretacici è ospitata la falda idrica profonda, la cui circolazione interessa i litotipi calcarei a grossa profondità, poco superiore a quella del livello medio marino e pertanto non significativa dal punto di vista delle implicazioni ingegneristiche.

3. Documentazione scientifica e tecnica pregressa consultata

L'area oggetto della presente relazione ricade in una zona al margine dell'area urbana di Matera. Per l'abitato di Matera e per le aree del suo territorio comunale sono disponibili numerosi studi geologico applicativi e geotecnici, sia di tipo scientifico, che di tipo professionale ai quali si è potuto fare riferimento. Fra l'altro lo scrivente ha curato gli studi geologici per redigendo Regolamento Urbanistico. Oltre agli studi professionali geologici e geotecnici pregressi sono stati presi in considerazione tutti gli studi scientifici che è stato possibile acquisire. In particolare sono stati presi in considerazione i seguenti studi scientifici:

- Baldassarre G. (1990) *Zonazione geologico tecnica della città di Matera* Geol. Appl. ed Idrog., XXV, 181-194;
- Beneduce P., Festa V., Francioso R., M. Schiattarella M., Tropeano M. (2004) - *Conflicting drainage patterns in the Matera Horst Area, southern Italy*. Physics and Chemistry of the Earth, 29, 717-724;
- Cherubini C., Di Cuia N., Pagliarulo R. & Ramunni F.P (1996) *Caratteri petrografici e meccanici delle calcareniti di Matera* Mem. Soc. Geol. It. 51 , 761-769;
- Cotecchia V. & Grassi D. (1975) *Stato di conservazione dei "sassi" di Matera (Basilicata) in rapporto alle condizioni geomorfologiche e geomeccaniche del territorio e alle azioni antropiche* Geol. Appl. ed Idrog., vol. X, 55-105;
- Lupo M., Venezia A.R. (2012) *Studio Geologico Tecnico per il Regolamento Urbanistico* – Comune di Matera - agg. 2012
- Radina B. (1973) *Saggio e note illustrative di una carta geologico tecnica (tav. 189 III SE "Matera Nord")* Geol. Appl. ed Idrog., VIII.
- Società Geologica Italiana (1999) *Guide Geologiche Regionali: Puglia e Monte Vulture – prima parte BE-MA* editrice
- Tropeano M., Pieri P. & Marino M. (1994) *Evidenze di tettonica distensiva plio-pleistocenica al margine orientale della Fossa Bradanica: l'Host di Zagarella*. Il Quaternario 7(2): 597 – 606.

Si tratta di studi di carattere generale che forniscono informazioni affidabili sulla caratterizzazione geotecnica dei diversi litotipi presenti nell'area oggetto di studio a profondità ingegneristicamente significative. Fra gli studi e le indagini di carattere professionale, non sviluppate personalmente dallo scrivente, relativi ad aree della città di Matera contermini a quelle oggetto di studio sono stati presi in considerazione i seguenti studi:

- Studio ed indagini a firma del Prof. Caputo dell'Università della Basilicata (2005) relativo alla costruzione *dell'INAL*;

- Studio ed indagini a firma del Prof. Melidoro del Politecnico di Bari (2004) relativo agli interventi di consolidamento del Castello;
- Studio a firma del Prof. Simeone del Politecnico di Bari (2006) relativo agli interventi sull'edificio O.M.N.I. su via Gramsci;
- Studio ed indagine a firma del Prof. Melidoro del Politecnico di Bari (1984) per la cooperativa "La Pineta".

I suddetti lavori professionali si presentano particolarmente interessanti per la ampia messe di dati geotecnici relativi ai litotipi terrigeni ed in particolare sia ai depositi eluvio-colluviali di copertura sia alle argille subappennine, sia intatte che in parte alterate; oltre che per il prestigio e l'affidabilità di coloro che li hanno condotti.

4. Indagini

Infine è stata progettata ed eseguita una apposita campagna di indagini che è consistita nell'esecuzione di n. 3 sondaggi a rotazione ed a carotaggio continuo spinti fino ad una profondità massima dal piano di campagna di 30 m dal piano di campagna il primo ed fino a 15 i restanti due. Il foro più profondo è stato attrezzato per l'esecuzione di prove geofisiche in foro ed in detto foro è stata eseguita una prova di tipo down-hole in onda P ed onda S. Sono inoltre state eseguite indagini geofisiche che sono consistite in una base sismica a rifrazione di superficie in onda P ed S, un profilo elettrico dipolare con interpretazione tomografica, in una prova di tipo down-hole in onda P ed onda S nel foro di sondaggio appositamente attrezzato e n. 2 prove sismiche passive di tipo HVSR. Nella Fig. 4 è riportata l'ubicazione delle indagini eseguite.

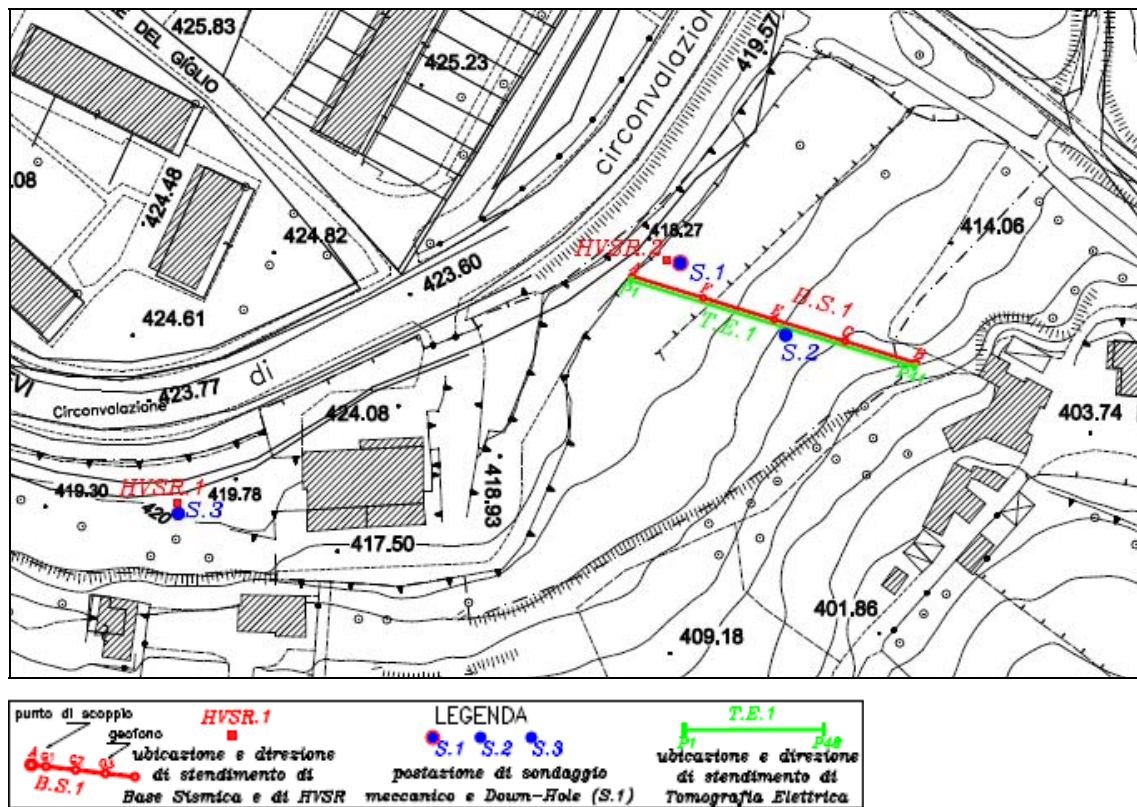


Fig. 5 – Ubicazione indagini

4.1 Sondaggi geognostici

Sono stati eseguiti n. 3 sondaggi a rotazione ed a carotaggio continuo di cui uno spinto fino alla profondità massima di 30 m dal piano di campagna e 2 fino

alla profondità di 15 m dal piano di campagna. Le stratigrafie dei sondaggi eseguiti sono riportate in calce alla presente relazione.

Nel sondaggio S1a1 di sotto di un primo strato di terreno vegetale è stata riscontrata la presenza di sabbia sciolta con inclusioni ghiaiose e la sabbia ghiaiosa ed a circa 1 m di profondità dal piano di campagna è stato riscontrato un banco calcarenitico spesso circa 120 cm costituito da sabbie biancaste tenacemente cementate con cemento calcareo a dare al litotipo stesso consistenza lapidea. Seguono ancora delle sabbie acquifere con inclusioni ghiaiose fino a 2,80 m dal piano di campagna. Da 2,80 a circa 14 m dal piano di campagna sono presenti litotipi limoso argillosi di colore grigio avanastrato ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheathering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Contengono sottili livelli sabbiosi e venature carbonatiche o gessose. Il materiale si presenta chiaramente disturbato, ma non rimaneggiato e presenta media plasticità, ma consistenza medio alta. Costituiscono la parte alta della formazione delle Argille Subappennine. Passano verso il basso a profondità maggiori di 14 m dal piano di campagna ai sottostanti limi argilloso grigio azzurrognoli delle Argille Subappennine non alterate che presentano plasticità e consistenza medio alta.

Nel sondaggio S2, profondo 15 m, dopo un primo strato di terreno vegetale e di riporto sono presenti fino a 4 m dal piano di campagna limi argillosi ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastrato con venature carbonatiche o gessose. Il materiale si presenta molto disturbato ed in parte rimaneggiato e presenta media plasticità e consistenza medio bassa. Da 4 m in poi sono presenti litotipi limoso argillosi ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastrato ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheathering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Sono analoghe a quelle descritte nel sondaggio precedente. Il materiale si presenta disturbato, ma non rimaneggiato. A circa 12,5 m dal piano di campagna è presente una frattura subverticale. A 15 m di profondità è stata raggiunta, ma non superata la profondità di passaggio con i litotipi indisturbati in posto.

Nel sondaggio S3, dopo i primi 2,5 m di litotipi sabbiosi si è raggiunto il livello calcarenitico cementato. In questo sondaggio il livello si presenta in parte

fratturato e meno spesso che nel precedente sondaggio S1. Da 3,3 m di profondità sono risultati presenti i limoso argillosi ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastro ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheatering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici costituiti da materiale si presenta disturbato, ma non rimaneggiato.

4.2 Prove Geotecniche di laboratorio

Sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio su n. 2 campioni di terreno indisturbato prelevati nei sondaggio geognostici eseguiti. Le prove sono state eseguite presso il laboratorio Geotecnico Laborgeo Srl autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/01.

Su tutti i campioni sono state eseguite prove di riconoscimento e classificazione e su alcuni campioni sono state eseguite prove di tipo meccanico ed in particolare prove edometriche; prove di taglio diretto con determinazione della resistenza residua, ed una prova di prova di compressione triassiale consolidata non drenate (UU).

I risultati delle prove eseguite sono sintetizzati nella tabella che segue:

Campione	S1-C2	S3-C1
z (m)	15.0-15.5	8.0-8.5
γ (kN/m ³)	18,69	18,80
γ_d (kN/m ³)	14,52	14,78
e	0,888	0,867
w (%)	28,78	26,17
Sat (%)	88,78	86,50
Sab (%)	7,6	1,5
Limo (%)	51,8	52
Argilla (%)	40,3	46,5
w _L (%)	53	54
w _P (%)	33	39
IP (%)	20	15
Ed (MPa) (100-200 kPa)	5,6	5,7
Cc	0,295	0,278
Cs	0,087	0,097
Cu (MPa)		155
c _p ' (TG)	27,6	21,5
ϕ_p' (TG)	21,9	23,6
c _r ' (TG)	15,8	13,1
ϕ_r' (TG)	12,9	15

Le prove hanno evidenziato che si tratta di limi con argilla con una modesta frazione sabbiosa e che il materiale presenta plasticità medio alta, con valori del limite liquido compreso fra 50% e 60%, e limite plastico compreso fra 30% e 40%.

Il valore del peso di volume è risultato abbastanza basso e compreso fra 18,5 kN/m³ e 19 kN/m³. Valori corrispondenti a materiali in parte disturbati e/o rimaneggiati come confermato dal valore del contenuto d'acqua e del peso di volume del secco sempre inferiore a 15 kN/m³. L'indice di consistenza è risultato sempre superiore ad 1.

La compressibilità del materiale è risultata discreta sin dai carichi più bassi (50-100 kPa). Le prove di compressione triassiale non consolidate non drenate (TRX UU) hanno evidenziato una resistenza non drenata abbastanza elevata pari a 155 kPa. Le prove di taglio diretto hanno fornito valori dell'angolo di attrito compresi fra 22° e 24° con valori di coesione intercetta compresi fra 20 e 25 kPa. Il comportamento evidenziato è stato di tipo plastico incrudente senza evidenziare rotture di tipo fragile. Si è inoltre provveduto a determinare la resistenza residua. il valore dell'angolo di resistenza a taglio residua è risultato compreso fra 12,9° e 15° con valori di coesione intercetta comprese fra 12 e 15 kPa.

4.3 indagini geofisiche

E' stata eseguita una campagna di indagini geofisiche che è consistita nell'esecuzione di una prova di tipo down-hole fino a 30 m di profondità con passo 1 m in onda P ed onda S. Sono inoltre state una base sismica a rifrazione di superficie in onda P ed S, un profilo elettrico dipolare con interpretazione tomografica e n. 2 prove sismiche passive di tipo HVSR.

4.3.1 Base sismiche a rifrazione

Lo stendimento sismico BS1 è stato sviluppato trasversalmente all'area di indagine interessando una lunghezza di indagine di circa 60 m, corrispondente ad una profondità indagata di circa 15 m.

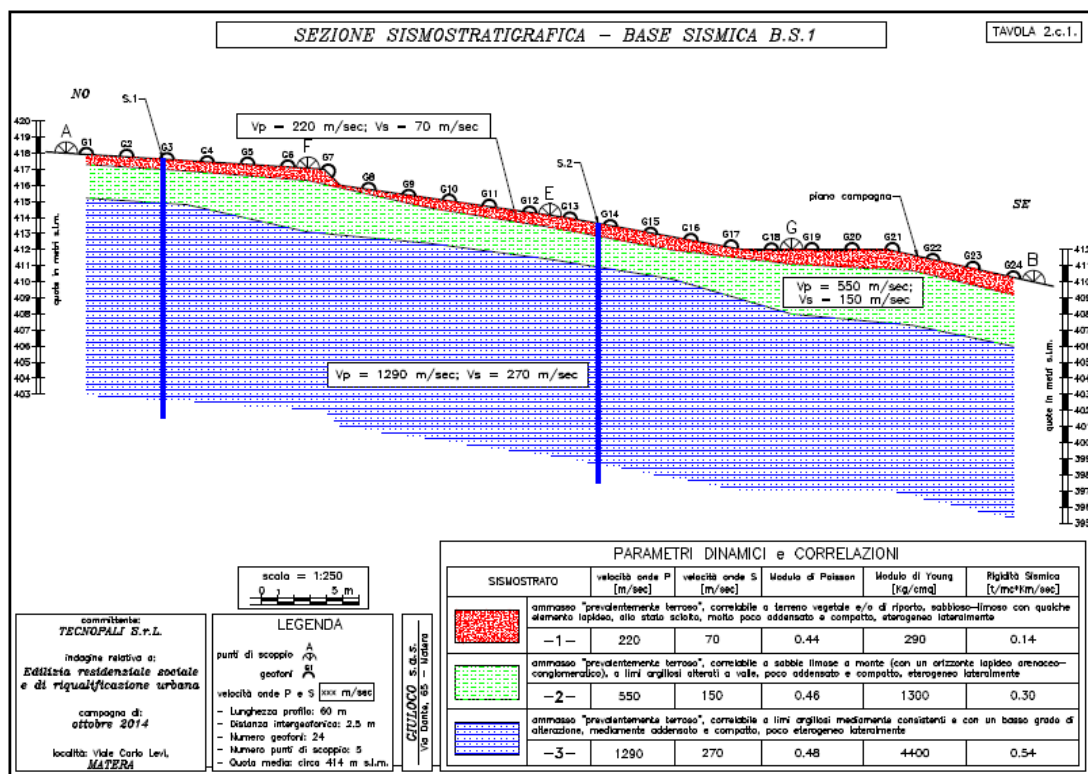
L'interpretazione delle dromocrone ha fornito i valori delle velocità delle onde P e S ed i valori delle profondità dei rifrattori consentendo di elaborare una sezione sismostratigrafica con un modello a tre strati. Le velocità V_p e V_s nonché gli spessori medi h calcolati lungo la sezione sono riportati nella tabella seguente:

BASE B.S.1	V_p (m/s)	h (m)	V_s (m/s)
sismostrato 1	220	0.8	70
sismostrato 2	550	2.5	150
sismostrato 3	1290	-	270

Lo strato più superficiale può essere correlato a terreno vegetale e/o di riporto, sabbioso-limoso con qualche elemento lapideo, allo stato sciolto, molto poco addensato e compatto, eterogeneo lateralmente;

Il secondo strato ($V_p = 550$ m/sec, $V_s = 150$ m/sec) è correlabile a sabbie limose a monte a limi argillosi alterati a valle, poco addensato e compatto, eterogeneo lateralmente;

Il terzo sismostrato ($V_p = 1290$ m/sec, $V_s = 270$ m/sec) è correlabile a limi argillosi mediamente consistenti e compatto, poco eterogeneo lateralmente.



E' stato inoltre possibile considerando i valori di velocità delle onde sismiche P e S ottenuti per ciascuno dei sismostrati definiti nel "modello sismostratigrafico", ricavare i moduli dinamici del sottosuolo in esame; tali parametri sono: il Coefficiente di Poisson (ν), il Modulo di Young (E , in kg/cm^2), il Modulo di Taglio (G , in kg/cm^2) e il Modulo di Incompressibilità (K , in kg/cm^2) e della Rigidità Sismica R (definita come il prodotto fra peso di volume e velocità delle onde S, in $\text{t/mc} \cdot \text{Km/sec}$)

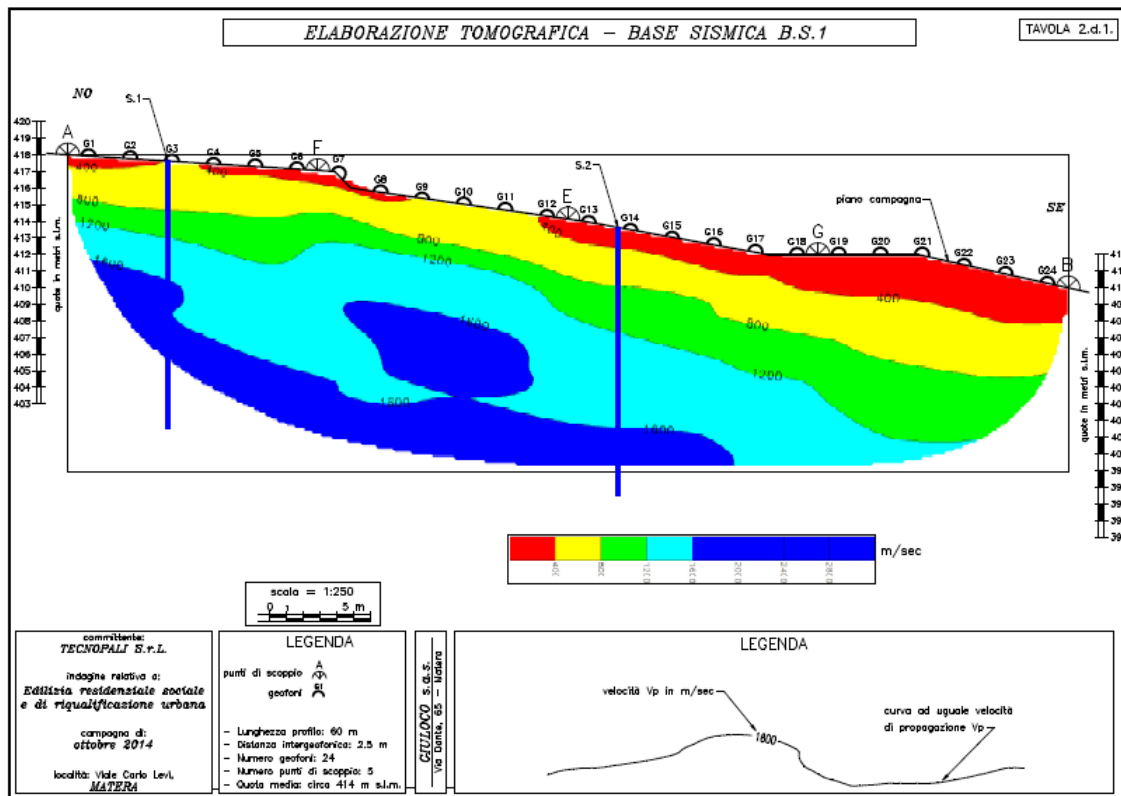
Nella tabella di seguito riportata ne sono indicati i valori calcolati, arrotondati, assumendo un valore del peso di volume ($\gamma = 2$ in g/cm^3)

BS1	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ν	γ (g/cm³)	E (kg/cm²)	G (kg/cm²)	K (kg/cm²)	R (t/mc*km/sec)
<i>sismostrato 1</i>	220	70	0.44	2.00	290	100	850	0.14
<i>sismostrato 2</i>	550	150	0.46	2.00	1300	460	5600	0.30
<i>sismostrato 3</i>	1290	270	0.48	2.00	4400	1500	32000	0.54

Per questa sezione sismica è stata effettuata anche una elaborazione tomografica al fine di ottenere un maggiore dettaglio dell'andamento della velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo. L'andamento delle curve ad uguale velocità di propagazione delle onde sismiche (isolinee) risulta piuttosto irregolare in superficie, più regolare in profondità. In particolare è stata individuata una discontinua coltre superficiale "lenta" con velocità fino a 400 m/s con grande eterogeneità laterale e spessore variabile da nullo (nella parte alta) fino a circa 2.5 m nella zona di valle; questo orizzonte è correlabile a terreno vegetale e/o di riporto, sabbioso-limoso con qualche elemento lapideo.

E' poi possibile evidenziare la presenza di una coltre intermedia con velocità fino a 1200 m/s con andamento irregolare e modeste variazioni laterali nel grado di addensamento e compattezza dei litotipi. Il gradiente di velocità è quindi ci si deve attendere la presenza di litotipi con grado di addensamento e compattezza che aumenta lentamente all'aumentare della profondità; lo spessore è molto variabile e compreso tra 3-4 m fino ad oltre 10 m nella zona di valle. Questo orizzonte è correlabile in alto a sabbie limose a monte (con un orizzonte lapideo arenaceo-conglomeratico intercalato), a limi argillosi alterati a valle, mentre in basso a limi argillosi mediamente consistenti;

Un substrato più “veloce” corrispondente a velocità maggiori di 1200 m/s caratterizzato da isolinee ad andamento blandamente irregolare con modeste variazioni laterali nel grado di addensamento e compattezza dei litotipi. Il gradiente di velocità è piuttosto basso e l'orizzonte è correlabile a limi argillosi mediamente consistenti e con un basso grado di disturbo.



4.3.2 Prova sismica in foro i tipo down-hole

L'indagine geosismica in foro è consistita come detto nell'esecuzione di 1 “Down-Hole”, siglato D.H.1, in onde P e S, in corrispondenza di un perforo di sondaggio (S.1), di lunghezza utile pari a circa 25 m, già terebrato ed all'uopo attrezzato con tubazione in PVC da 80 mm e cementazione dell'intercapedine. Con l'ausilio dei rapporti fra le velocità delle onde P e S, è possibile ricavare lo spessore e le caratteristiche geomeccaniche (velocità delle onde elastiche, coefficiente di Poisson e moduli elastici dinamici) degli strati riconosciuti. La prova ha interessato uno spessore di 25 m anche se il foro era stato attrezzato per eseguire l'indagine per 30 m. Questo perché il foro è risultato in parte ostruito.

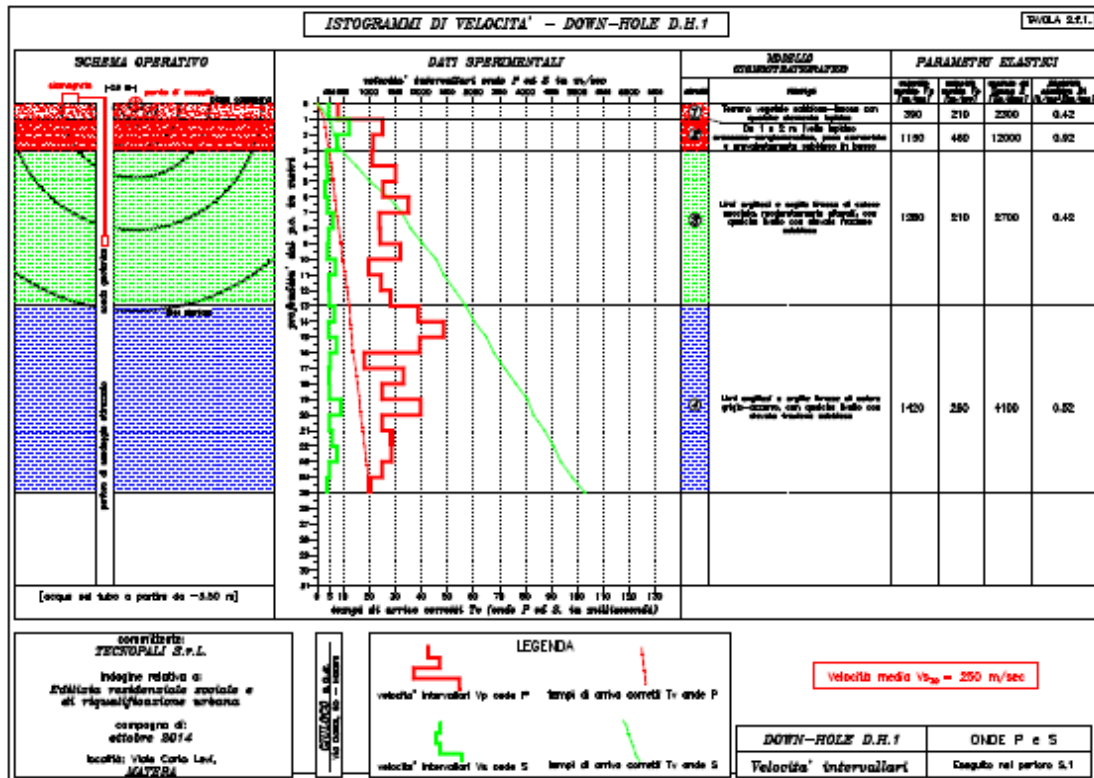
I sismogrammi sperimentali valutando i tempi di primo arrivo delle onde P e S e le relative velocità intervallari e verticali così ottenuti (ogni metro). Correlando le risultanze della prova sismica in foro con quanto ottenuto dalla stratigrafia del sondaggio meccanico a carotaggio continuo è stato possibile definire un modello sismostratigrafico sintetico del sottosuolo. L'analisi comparata dell'andamento con la profondità delle velocità "intervallari" con la stratigrafia del sondaggio ha consentito mettere in evidenza i passaggi fra livelli di diverse caratteristiche anche nell'ambito dello stesso litotipo. In particolare si è evidenziato un primo sismostrato (fino a 1 m dal p.c.) caratterizzato da velocità basse sia per le onde P che per le onde S; poi si osserva un secondo sismostrato in cui la parte alta (da 1 a 2 m) risulta caratterizzata da elevate velocità sia per le onde P che per le onde S (legate alla presenza di un orizzonte litoide) mentre la parte bassa (da 2 a 3 m) risulta decisamente più lenta; quindi si incontra un terzo sismostrato con velocità piuttosto basse in funzione dei litotipi presenti, fino a circa 13 m dal piano di campagna e, infine, un quarto sismostrato in cui le velocità medie sia delle onde P che delle onde S risultano leggermente più alte rispetto al precedente.

Considerando i valori di velocità delle onde sismiche P e S ottenuti nella prova sismica in foro eseguita, per ciascuno dei sismostrati definiti nel "modello sismostratigrafico", sono stati ricavati i moduli dinamici del sottosuolo in esame; tali parametri sono: il Coefficiente di Poisson (ν), il Modulo di Young (E , in kg/cm^2), il Modulo di Taglio (G , in kg/cm^2) e il Modulo di Incompressibilità (K , in kg/cm^2) e della Rigidità Sismica R (definita come il prodotto fra peso di volume e velocità delle onde S, in $\text{t/mc} \cdot \text{Km/sec}$)

Nella tabella di seguito riportata ne sono indicati i valori calcolati, arrotondati, assumendo un valore del peso di volume ($\gamma = 2$ in g/cm^3)

D.H.1 (S.1)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν	$\gamma(\text{g/cm}^3)$	E (kg/cm^2)	G (kg/cm^2)	K (kg/cm^2)	Ri ($\text{t/mc} \cdot \text{km/sec}$)
sismostrato 1 (0-1)	390	210	0.30	2.00	2300	900	1900	0.42
sismostrato 2 (1-3)	1150	460	0.40	2.00	12000	4300	21000	0.92
sismostrato 3 (3-13)	1280	210	0.49	2.00	2700	900	32000	0.42
sismostrato 4 (13-25)	1420	260	0.48	2.00	4100	1400	39000	0.52

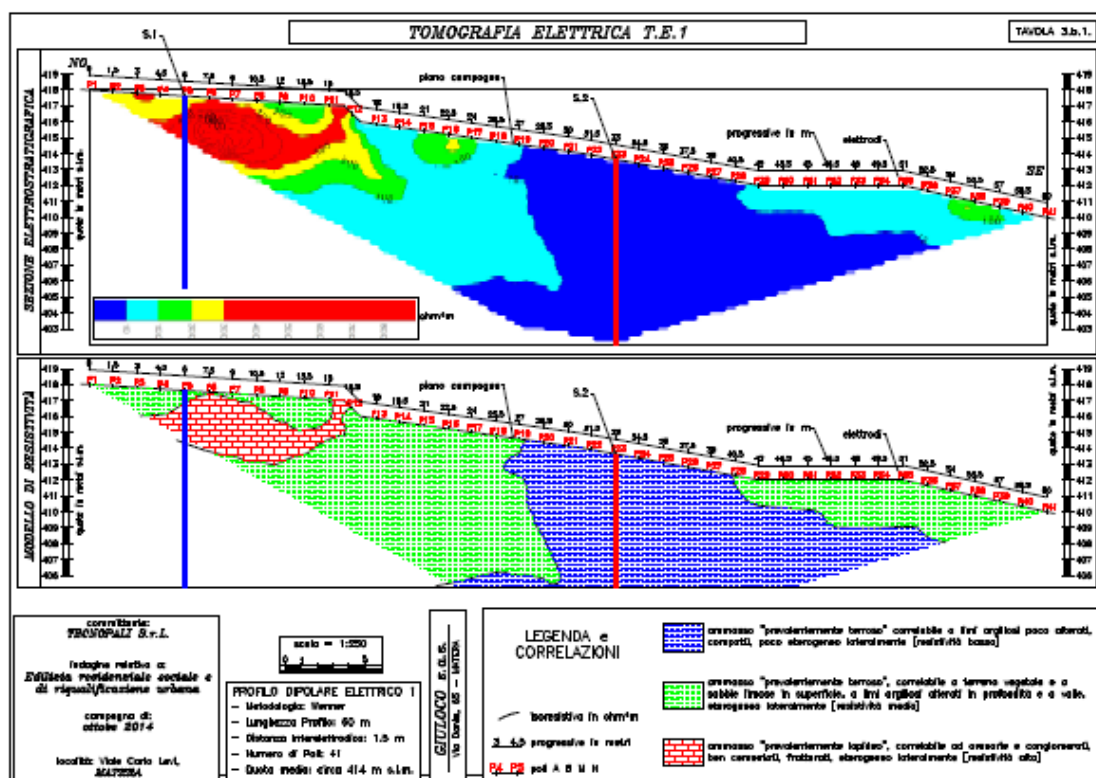
Il valore di V_{s30} , calcolato in base ai valori così ottenuti come parametro di riferimento per la classificazione dei terreni in esame è risultato pari a 250 m/s il valore di V_{s30} è stato calcolato estendendo lo spessore dello strato di base fino alla profondità di 30 m.



4.3.3 Tomografie elettriche

Lo scopo di queste indagini consiste nella determinazione dell'andamento del campo di resistività elettrica del terreno al fine di definire nel sottosuolo i rapporti fra litotipi con caratteristiche differenti rispetto all'ammasso di terreno circostante, la posizione di livelli idrici, l'individuazione di vuoti ed altri elementi ancora. L'indagine è consistita nell'esecuzione di 1 Profilo Dipolare, siglato **T.E.1.**, eseguito con configurazione elettrodoica Wenner. Raccogliendo in una pseudosezione verticale tutti i dati di resistività apparente calcolati è stato ottenuto l'andamento della resistività apparente del terreno fino ad una profondità massima che si può stimare come detto in circa 10-12 m. Si è individuato un andamento della resistività piuttosto eterogeneo lungo tutta la sezione, contraddistinto da diversi orizzonti più o meno resistivi. Il primo

elettrostrato è rappresentato da una porzione di ammasso decisamente poco resistiva e poco eterogenea lateralmente; correlabile a limi argillosi poco alterati, compatti, poco eterogeneo lateralmente. Il secondo elettrostrato è rappresentato da altre estese porzioni di ammasso mediamente resistive, con notevoli spessori, e presenti soprattutto nella prima metà della sezione esplorata (a monte). Nella seconda metà è presente solo una lente superficiale che presumibilmente rappresenta la coltre alterata e disarticolata del substrato sottostante. Questo orizzonte è riferibile a terreno vegetale e a sabbie limose in superficie, a limi argillosi alterati in profondità e a valle, eterogeneo lateralmente. Il terzo elettrostrato è rappresentato da una limitata porzione di ammasso decisamente resistiva, presente solo a monte della sezione e con spessore massimo di circa 3 m, è riferibile ad un ammasso "prevalentemente lapideo", correlabile alle calcareniti presenti nella porzione alta dell'area di indagine.



4.3.4 Misure di microtremori a stazione singola HVSr

Il rumore sismico ambientale pur avendo una natura essenzialmente stocastica, esaminato sul piano statistico in un range di tempo abbastanza ampio mostra

delle caratteristiche legate essenzialmente alla successione stratigrafica del sito. La tecnica dei rapporti spettrali di microtremori (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR) introdotta da Nakamura (1989) può essere utilizzata per la stima della frequenza di risonanza dei suoli. I picchi visibili nei rapporti H/V ottenuti con il rumore sono indipendenti dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh. Le misure dei microtremori e del rapporto H/V elaborate secondo la tecnica di Nakamura consentono di individuare l'eventuale frequenza di risonanza del sito studiato che è legata alla velocità e allo spessore dello strato soffice poggiante sul substrato rigido secondo la relazione:

$$F = \frac{V_s}{4H}$$

dove

F = frequenza di risonanza del sito,

V_s = velocità media delle onde di taglio dello strato soffice,

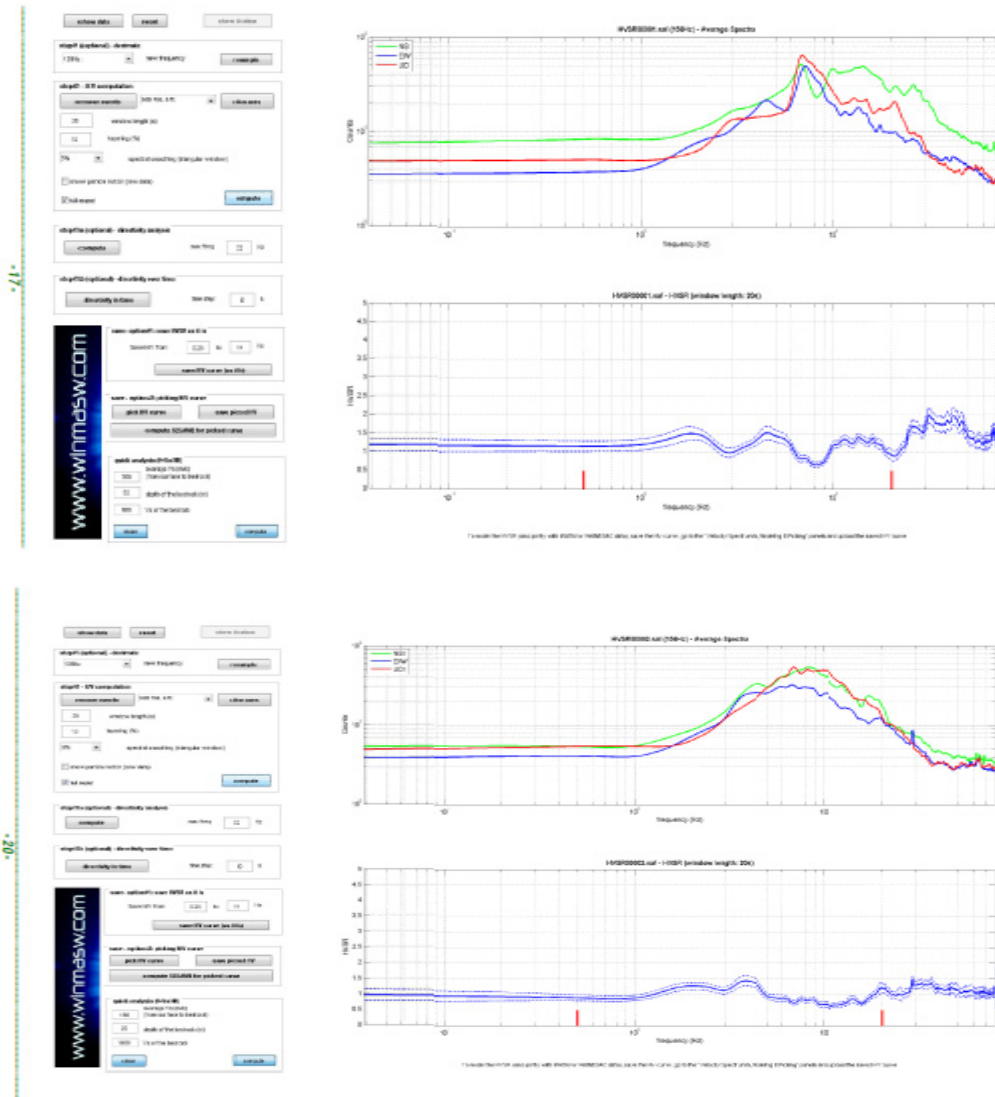
H = spessore delle coperture.

L'analisi del rapporto H/V consente quindi di poter valutare la profondità di un eventuale substrato. Nell'area in esame sono state eseguite 2 prove HVSR; la prova **HVSR.1** è posizionata in adiacenza al sondaggio S.3, la prova **HVSR.2** è posizionata in adiacenza al sondaggio S.1. Sulla base delle misure eseguite sono stati elaborati dati in base ad un criterio basato su funzioni statistiche pubblicato da un progetto internazionale (*According to the Sesame, 2005 guidelines*). Analizzando le 2 curve H/V così ottenute nel tratto più interessante del grafico (0-20÷25 Hz; al di sopra sono presenti solo picchi di natura antropica o comunque riferibili a contrasti di impedenza sismica estremamente superficiali) non si segnala la presenza di picchi di ampiezza particolarmente significativa, chiari e netti o che comunque soddisfino completamente i criteri SESAME. Sono tuttavia stati evidenziati i seguenti deboli picchi o blande ondulazioni:

HVSR_1: a circa 1.8 Hz e a circa 4.5 Hz, entrambi con ampiezza 1.5;

HVSR_2: a circa 3.8 Hz e con ampiezza 1.4

corrispondenti ad altrettanto deboli contrasti di impedenza sismica presenti nel sottosuolo. Assumendo una velocità media delle onde di taglio nei primi 20 m di circa 250 m/s si percepisce la presenza di una discontinuità alla profondità di circa 14-15 dal piano di campagna, corrispondente al passaggio fra le argille più disturbate degli strati più superficiali a quelle meno disturbate più profonde. Se si considera la velocità media nei primi 40 m di circa 300 m/s si individua invece una ulteriore discontinuità alla profondità di circa 40 m dal piano di campagna. Discontinuità che può ritenersi segni il passaggio con le calcareniti.



**5. Caratteri geologici, geomorfologici, stratigrafici ed idrogeologici
dell'area studiata – Modello geologico di sottosuolo**

La zona interessata dall'intervento di cui alla presente relazione si trova lungo un fianco della parte alta della pendice sud-occidentale della collina della Nera immediatamente a valle di via Levi.

In base allo studio sviluppata è stato possibile distinguere l'area interessata dall'intervento in una parte alta sub-pianeggiante la cui stabilità è garantita anche dalla presenza di un livello arenaceo ed una parte più bassa che interessa la parte alta del versante caratterizzato da una media acclività. Nella parte alta si sviluppano gli edifici A, B ed E, mentre gli edifici C e D si sviluppano nella parte più bassa del versante.

Nella parte alta al di sotto di una modesta coltre di terreno vegetale sono presenti, per uno spessore di circa 3 m, sabbie di media granulometria con presenza di ciottoli arrotondati di modesto diametro. A circa 100-150 cm di profondità è presente un banco calcarenitico costituito da sabbie tenacemente cementate di spessore variabile fino ad un massimo di 1 m. Questo strato di sabbie presenta spessore variabile da punto a punto e grado di cementazione variabile. Al di sotto di questo strato di materiale cementato le sabbie passano alle sottostanti argille grigio-azzurre subappennine del ciclo deposizionale plio-pleistocenico della fossa bradanica (Argille di Gravina auct.) (Pleistocene inferiore). Esse sono costituite da argille, argille marnose e marne argillose di colorazione ocracea per effetti di alterazione (wheatering) per i primi metri e poi di colore grigio azzurrognolo. In particolare le indagini hanno consentito di riconoscere un primo strato dello spessore di circa 10-11 m fino alla profondità di circa 14 m dal piano di campagna costituito da litotipi argillosi di colore grigio avanastrato ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheatering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Contengono sottili livelli sabbiosi e venature carbonatiche o gessose. Il materiale si presenta chiaramente disturbato, ma non rimaneggiato e presenta media plasticità, ma consistenza medio alta. Costituiscono la parte alta della formazione delle Argille Subappennine. Al di sotto sono presenti le Argille Subappennine in posto non alterate costituite limi argilloso grigio azzurrognoli che presentano plasticità e consistenza medio alta.

Nella parte più bassa dell'area interessata, dove sorgeranno i fabbricati C e D sono invece presenti direttamente in affioramento litotipi argillosi di colore grigio avanastrato ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheathering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici analoghe a quelle descritte in precedenza. E' possibile tuttavia riconoscere una prima fascia dello spessore di circa 4 m costituito da materiale particolarmente allentato e disturbato ed in parte rimaneggiato e presenta media plasticità e consistenza medio bassa. Al di sotto dei 15 m dal piano di campagna sono presenti litotipi argillosi in posto.

La configurazione stratigrafica in cui nella parte alta del versante è presente una successione di terreni permeabili (sabbie) cui fanno seguito terreni impermeabili sabbie cementate e poi argille fa sì che possa originarsi una modesta falda nelle sabbie superficiali soggetta alle escursioni di livello stagionali. La presenza di acqua è peraltro favorita dalla morfologia del piano del rione Lanera che tende a convogliare le acque verso questo sorta di impluvio naturale. In conseguenza della presenza di acqua le argille di base su cui poggia lo strato di sabbie cementate subiscono variazioni volumetriche legate a dette escursioni di livello. La situazione sopra descritta fa sì che lo strato di sabbie cementate costituisca un elemento rigido di modesto spessore e rigidità variabile poggiato su un materiale plastico. Questo assetto strutturale ha favorito la fratturazione in più blocchi dello strato di sabbie cementate. Inoltre la porzione più bassa del versante presenta litotipi caratterizzati da valori mediamente elevati dell'indice di consistenza.

Dal punto di vista morfologico il terreno che sarà interessato dall'intervento in progetto occupa, per quanto attiene la parte alta del versante, un terrazzo morfologico stabile delimitato a valle da un ciglio abbastanza marcato condizionato dall'assetto litostratigrafico, ed in particolare dalla presenza dello strato di sabbie cementate.

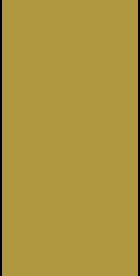
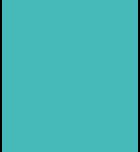
La porzione più bassa del versante dove affiorano direttamente i litotipi limoso argillosi presenta invece delle morfologie ondulate legate probabilmente anche alle variazioni volumetriche conseguenti alle variazioni di contenuto d'acqua e dalla presenza di antichi fenomeni di "deformazione gravitativa" connessi al sollevamento tettonico, in cui i fossi oggi evidenti lungo la pendice sono segni

delle antiche rotture gravitative. Le forme sopra descritte appaiono nel contingente quiescenti e non appaiono presenti evidenze di deformazioni profonde in atto o attive. Nelle zone di maggiore acclività possono riscontrarsi fenomeni di deformazione gravitativa che coinvolgono i primi 1-2 di terreno più alterato e disturbato dalle lavorazioni agricole.

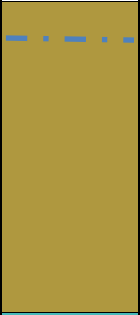
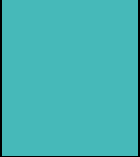
4.1 Modello geologico del sottosuolo

L'indagine svolta ha consentito di definire i caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici geomorfologici del sito e quindi costruire il modello geologico di sottosuolo del sito oggetto di indagine ai sensi del D.M. 14.01.08. In particolare sulla base dell'analisi comparata delle risultanze delle indagini sviluppate il modello geologico del sottosuolo dell'area oggetto di studio è stato definito come segue distinguendo la successione stratigrafica tipica della parte più alta del versante da quella della parte più bassa poi unificate nella sezione di riferimento

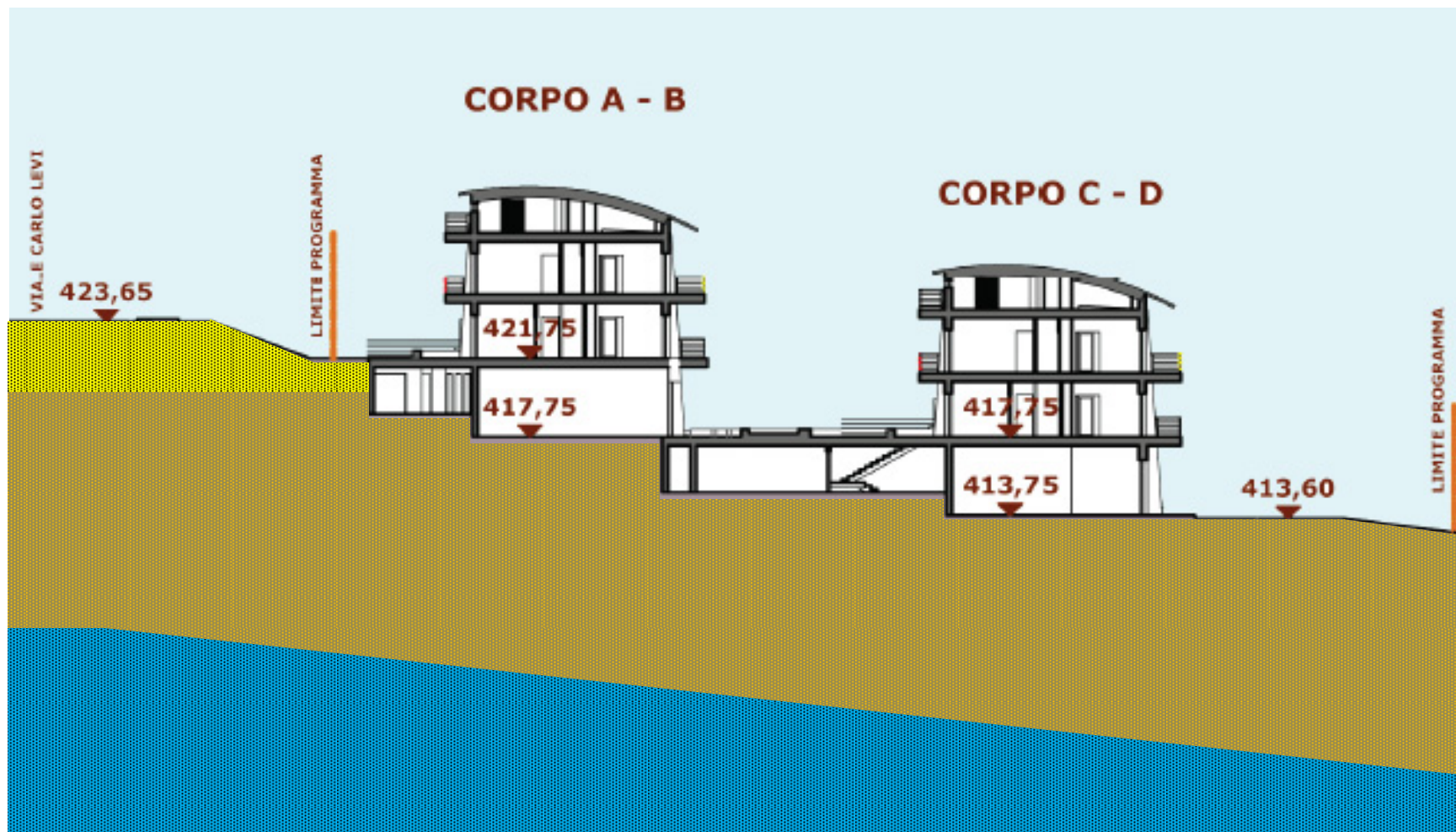
Stratigrafia di riferimento parte alta

0-3,00	0-3.00		Sabbie giallastre marroncine di media granulometria con modesta presenza di limo e con presenza di ciottoli arrotondati di modesto diametro. E' presente un livello di sabbie tenacemente cementate (Sabbie di Monte Marano – Pleistocene medio).
14.00	10.00-12.00		Limi argilloso ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastro ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheatering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Sono presenti sottili livelli sabbiosi e venature carbonatiche o gessose integre. Il materiale si presenta disturbato, ma non rimaneggiato e presenta media plasticità, ma consistenza medio alta. Costituiscono la parte alta della formazione delle Argille Subappennine. Passano verso il basso ai sottostanti limi argilloso grigio azzurrognoli delle Argille Subappennine non alterate. (Argille sub-appennine – Pleistocene medio)
			Argille limose e limi argillosi di colore grigio azzurrognolo, più grigio nocciola fino a 20 m dal piano di campagna, di buona consistenza e compattezza. Sono presenti sottili livelli e/o intercalazioni sabbioso siltose. Il materiale si presenta localmente disturbato. Presentano elevata plasticità, ma consistenza medio alta. (Argille sub-appennine – Pleistocene medio).

Stratigrafia di riferimento parte bassa

14.00	14.00		Limi argilloso ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastro ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheathering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Sono presenti sottili livelli sabbiosi e venature carbonatiche o gessose integre. Nei primi 4 m il materiale si presenta molto disturbato ed in parte rimaneggiato e presenta media plasticità e consistenza medio bassa. Più in profondità il materiale si presenta disturbato, ma non rimaneggiato e presenta media plasticità, ma consistenza medio alta. Costituiscono la parte alta della formazione delle Argille Subappennine. Passano verso il basso ai sottostanti limi argilloso grigio azzurrognoli delle Argille Subappennine non alterate. (Argille sub-appennine – Pleistocene medio)
			Argille limose e limi argillosi di colore grigio azzurrognolo - grigio nocciola fino a 20 m dal piano di campagna, di buona consistenza e compattezza. Sono presenti sottili livelli e/o intercalazioni sabbioso siltose. Il materiale si presenta localmente disturbato. Presentano elevata plasticità, ma consistenza medio alta. (Argille sub-appennine – Pleistocene medio).

Modello geologico di sottosuolo - Sezione geologica dell'intervento



6. Caratterizzazione e modellazione geotecnica dei terreni presenti nell'area studiata

Sulla base delle indagini eseguite e delle conoscenze pregresse dello scrivente e dei dati di letteratura scientifica è stato possibile caratterizzare in maniera sufficientemente attendibile, almeno ai fini della presente relazione, i litotipi presenti alle profondità ingegneristicamente significative. E' stato così possibile definire il modello geotecnico di riferimento, assegnando ai, diversi litotipi individuati nell'ambito del modello geologico, i valori numerici dei parametri geomeccanici operativi, o caratteristici di riferimento da utilizzare ai fini dei calcoli di ingegneria, secondo quanto indicato dalla circolare ministeriale 2.02.2009.

SABBIE DI MONTE MARANO (0- 3 m parte alta)

- peso di volume	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3 (\approx 1,8 \text{ t/m}^3)$
- coesione	$c' = 0$ (litotipi sciolti) $c' = 100 \text{ kPa}$ (litotipi cementati)
- angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 28^\circ\text{-}30^\circ$
- modulo edometrico	$E_d = 15 \text{ MPa}$ (150 kg/cm^2)
- modulo di winkler	$k_w = 5 \text{ kg/cm}^3$

DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSO OCRACEI (fino a 15 m dal piano di campagna)

- peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ (1.9 g/cm^3)
- resistenza non drenata	$c_u = 80 \text{ kPa}$ (8 t/m^2)
- coesione	$c' = 5 \text{ kPa}$ ($0,5 \text{ t/m}^2$)
- angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 20^\circ\text{-}22^\circ$
- coesione residua	$c_r' = 12 \text{ kPa}$ ($1,2 \text{ t/m}^2$)
- angolo di resistenza al taglio residuo	$\phi_r' = 12,8^\circ$

DEPOSITI LIMOSO ARGILLOSO GRIGIO AZZURRI (sotto i 15 m dal p.c.)

- peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (2.0 g/cm^3)
- resistenza non drenata	$c_u = 120 \text{ kPa}$ (12 t/m^2)
- coesione	$c' = 15 \text{ kPa}$ ($0,15 \text{ t/m}^2$)
- angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 21^\circ$

7. Caratterizzazione sismica dell'area e microzonazione sismica

7.1 Approccio semplificato delle NTC 2008 e dell'OPCM 3274/03

In base alle conoscenze pregresse dello scrivente si può valutare una velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di circa 250 m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo C (*depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*).

Il D.M. 14.01.08 ha introdotto una procedura per la valutazione delle azioni sismiche da utilizzare in fase di progettazione basata sulla valutazione della *pericolosità sismica di base* del sito. Questa viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) nonché delle caratteristiche dello spettro di risposta elastica del sito, con riferimento a determinate probabilità di accadimento. In particolare la normativa ha definito 3 parametri di riferimento:

Simbolo	Parametro
a_g	Accelerazione orizzontale massima al sito
F_0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T_c^*	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Fornendo per tutto il territorio nazionale i valori di detti parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa ha poi definito gli stati limite in stati limite di esercizio e di danno fissando per ciascuno stato limite la probabilità di superamento durante la vita utile dell'opera.

Stati limite			Probabilità di superamento durante la vita utile (%)
di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81
	Stato limite di danno	SLD	63
Ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10
	Stato limite ultimo	SLU	5

La norma introduce poi un coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s funzione della categoria di sottosuolo e dei parametri F_0 ed a_g ed un fattore topografico S_T che per terreno subpianeggiante o con modeste inclinazioni come quella oggetto di studio può assumersi pari ad 1.

Il valore dell'accelerazione massima al sito è

$$a_{gmax} = a_g \times S_S \times S_T$$

Per il sito oggetto di studio sono state determinate le coordinate geografiche:

$$N = 40,657928; \quad E = 16,607004$$

Ed attraverso il programma fornito dal Ministero delle infrastrutture sono stati valutati i 3 parametri di riferimento per diversi tempi di ritorno:

Tr (anni)	a_g (g)	F_0	T_c'
30	0,038	2,469	0,284
50	0,051	2,519	0,299
72	0,061	2,548	0,319
101	0,074	2,464	0,326
140	0,086	2,469	0,330
201	0,101	2,484	0,333
475	0,144	2,495	0,340
975	0,185	2,525	0,343
2475	0,246	2,562	0,348

Sempre utilizzando il programma fornito dal Ministero delle infrastrutture si è assunta una vita utile delle costruzioni di 50 anni in classe 1 e si è provveduto per ciascuno stato limite definito dalla norma a valutare i parametri di progetto (a_g , F_0 e T_c'), i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica e quindi il valore di a_{max} .

Stato limite	Tr (anni)	a_g (g)	F_0	T_c'	S_s	S_T	a_{max} (g)
SLO	30	0,038	2,470	0,284	1,5	1	0,057
SLD	50	0,051	2,520	0,299	1,5	1	0,077
SLV	475	0,144	2,495	0,340	1,485	1	0,214
SLC	975	0,185	2,525	0,343	1,420	1	0,263

$$a_{max} = a_g \times S_S \times S_T$$

7.2 Microzonazione sismica in conformità alla Legge Regionale n. 9 2011

La legge regionale Basilicata n. 9/2011 prevede all'art. 2 che per i Piani Attuativi e i Regolamenti Urbanistici e loro varianti si provveda ad una microzonazione sismica di secondo livello facendo riferimento alla "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Basilicata" come riportata in allegato alla suddetta norma. In particolare per il comune di Matera è previsto:

Comune	Zona sismica OPCM 3274	Nuova zonazione sismica	PGA subzona (g)	Magnitudo	Distanza (km)
Matera	2	2d	0,175	5,2	5

Al fine di poter procedere alla microzonazione sismica di II livello dell'area, trattandosi di un'area sostanzialmente stabile anche se suscettibile di amplificazioni locali si è proceduto facendo riferimento a quanto indicato nel volume "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" del Dipartimento della Protezione Civile.

7.2.1 Sismostratigrafia di riferimento e possibilità di applicazione dell'approccio semplificato degli abachi

Al fine di procedere alla valutazione degli effetti di amplificazione sismica locale si è fatto riferimento alla sismostratigrafia di riferimento ricostruita facendo riferimento alle indagini sismiche specificamente sviluppate per la presente relazione. In particolare la prova di tipo down-hole eseguita ha evidenziato un valore di v_{s30} pari a 250 m/s. Se si eccettuano i primi 2 m condizionati dalla presenza del livello calcarenitico cementato l'andamento della velocità delle onde di taglio con la profondità è alquanto irregolare, ma mediamente leggermente crescente con la profondità.

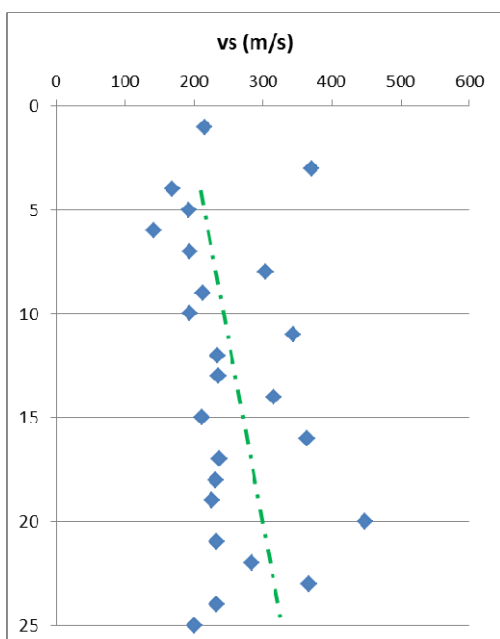
Le prove di tipo HVRS, hanno evidenziato dei picchi che consentono di stimare la profondità del substrato dove si passa dai litotipi calcarenitici alle argille subappennine questo può essere fissato a circa 40 m dal piano di campagna.

Il volume "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" del Dipartimento della Protezione Civile, nel seguito indicato come ICMS, definisce per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica di II livello FA ed FV una procedura semplificata attraverso abachi, la quale è applicabile solo in particolari condizioni. In particolare è previsto che non vi siano successioni stratigrafiche che prevedano terreni rigidi su terreni soffici (profili di Vs con inversioni di velocità). In particolare il volume al punto 2.5.2.1 stabilisce che poter avere una inversione di velocità è necessaria la presenza di un terreno rigido che sovrasta uno soffice con un rapporto $V_{s_{rig}}/V_{s_{sof}} > 2$ con la velocità dello strato più rigido maggiore di 500 m/s. Inoltre stabilisce che l'uso degli abachi è in ogni caso possibile laddove l'inversione di velocità riguardi uno strato rigido di modesto spessore, cioè se lo strato rigido ha spessore inferiore a $V_s/60$ dove V_s è la velocità media di tutta la copertura al di sopra del basamento sismico espresso

in metri. Nel caso specifico la presenza del livello calcarenitico cementato, che in ogni caso sarà rimosso nella realizzazione delle opere non costituisce un elemento tale da inficiare la possibilità di utilizzare gli abachi. Si ritiene pertanto che ricorrano le condizioni per poter procedere all'applicazione della procedura mediante l'uso degli abachi

7.2.2 Applicazione della procedura semplificata degli abachi

In base alla distribuzione rilevata può assumersi una distribuzione della velocità media delle onde di taglio crescente debolmente con la profondità.



Si è fatto, pertanto, riferimento al caso di terreni argillosi con una media accelerazione al picco 0,18 g (molto prossima a quella indicata dalla norma regionale per Matera) (pag 133 del volume “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica” parte III).

La velocità media delle onde di taglio nel pacchetto superiore al substrato è stata valutata assumendo un valore di v_{s30} pari a 250 m/s. Si è poi proceduto a stimare attraverso la tabella 3.2.2 del volume ICMS parte III il valore di v_{sH} assumendo il substrato alla profondità di 40 m dal piano di campagna, stimando un valore di v_{sH} di 275 m/s. Si è quindi proceduto a valutare i valori di FA ed FV sulla tabella di pag 133 assumendo un valore di V_{sH} di 275 m/s ed una profondità del substrato di 40 m.

Si sono ottenuti per Fa ed FV i seguenti valori:

$$FA = 1,75$$

$$FV = 2,30$$

Valori questi che sono stati utilizzati per la carta di microzonazione sismica relativa all'area oggetto di studio così come riportata in Tav. 2, sulla base dei valori sopra calcolati.

8. Criticità geologica e geomorfologia dell'area, fattibilità dell'intervento, stabilità d'insieme della zona e limiti imposti al progetto dalle caratteristiche geologiche e geomorfologiche

Alla luce dell'insieme degli studi svolti è stato possibile valutare la criticità dell'area ai fini della sua utilizzazione urbanistica. A tal fine l'area oggetto di intervento può essere definita come una **area con criticità puntuali e moderate** ai sensi dell'all. B "Studi Geologici per la redazione degli strumenti urbanistici" pubblicato sul B.U.R. Basilicata del 10.04.2003. In particolare può essere considerata come un **area di tipo II-b aree su versante globalmente stabili, con modesti fenomeni di instabilità puntuale** ai sensi del citato All. B. Sono assenti fenomeni di evoluzione geologica e/ geomorfologia in atto o potenziali e/o di erosione accelerata e/o fenomeni di instabilità geomorfologia, salvo modesti fenomeni di carattere locale.

In base alle condizioni geologiche e geomorfologiche accertate, si ritiene che l'area in parola sia sostanzialmente utilizzabile per la realizzazione dell'intervento previsto in progetto che risulta fattibile.

Per quanto attiene i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche geologiche dell'area, la presenza di litotipi sabbiosi sovrapposti a litotipi argillosi dà luogo alla presenza di una falda che crea un certo degrado delle caratteristiche meccaniche dei litotipi argillosi più superficiali e potrebbe indurre variazioni volumetriche dei litotipi argillosi. Infatti all'interno anche dei litotipi argillosi più superficiali è possibile che, nel periodo invernale, si verifichi una certa circolazione di acqua, condizionata dagli afflussi provenienti dal sovrastante contatto fra le sabbie e le argille. Al contatto fra i due litotipi può, a seguito di abbondanti precipitazioni crearsi una vera e propria faldina sospesa che può interessare i vani cantinati e favorire le deformazioni volumetriche delle argilla e del versante. Si ritiene pertanto opportuno adottare, almeno per le costruzioni poste più a valle, fondazioni su pali di grosso diametro, preferibilmente $\phi \geq 800$ mm, attestati in profondità al di sotto dello strato di terreno più rimaneggiato. Gli stessi dovranno essere adeguatamente armati a taglio in maniera tale da poter sopportare anche eventuali effetti di deformazione superficiale del versante di valle. L'adozione di fondazioni profonde consente infatti di stabilizzare il piano di

appoggio degli edifici evitando cedimenti verticali e/o laterali del terreno, contribuendo così anche alla stabilità complessiva dell'area. La progettazione definitiva di dette fondazioni è rinviata alla fase del progetto esecutivo, in cui sarà cura dei progettisti strutturali lo sviluppo di eventuali ulteriori indagini per perfezionare la progettazione esecutiva di detti pali.

La possibile presenza di una certa circolazione idrica induce a prevedere particolare cura alla impermeabilizzazione dei vani interrati ed alla realizzazione di cavedi ventilali ed opere di drenaggio che consentano di difendere le porzioni in sotterraneo delle opere a farsi dalle acque di circolazione superficiale favorendone l'allontanamento. Si consiglia, ancora, di dotare il piano di calpestio dei vani cantinati di un adeguato vespaio ventilato così da evitare presenza di umidità nei vani cantinati stessi, evitando così fenomeni di risalita capillare.

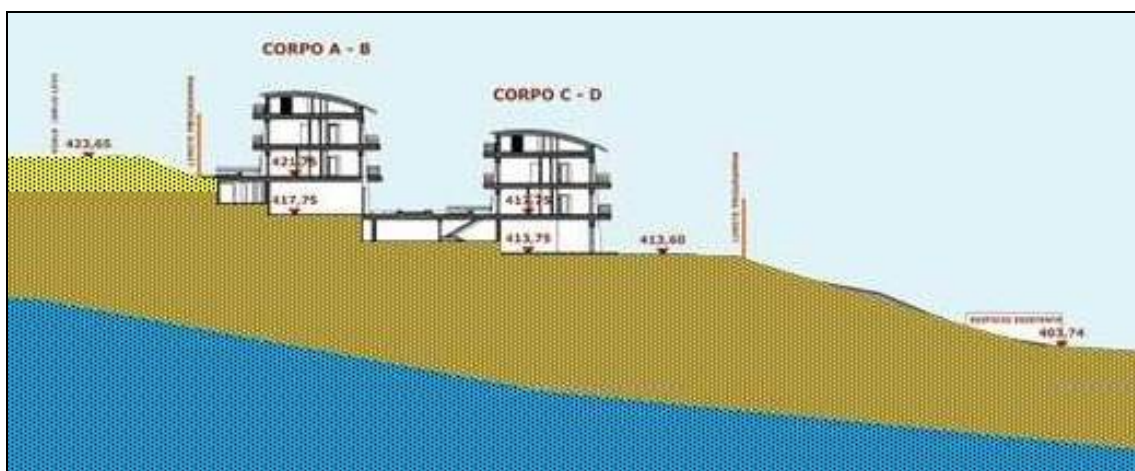
Attenzione andrà posta anche in fase di esecuzione degli scavi al fine garantire adeguati margini di sicurezza agli scavi. I litotipi presenti in sito pur consentendo di realizzare pareti di scavo anche quasi sub-verticali possono dar luogo a dissesti improvvisi connessi alla decompressione della parete di scavo. E' pertanto opportuno prevedere adeguate opere provvisorie o un'adeguata inclinazione allo scavo. In ogni caso sarà opportuna anche la realizzazione di una attenta rete di raccolta delle acque di pioggia.

I movimenti di terra conseguenti agli scavi di sbancamento andranno realizzati con cautela per evitare possibili di creare sovraccarichi locali che possano eventuali fenomeni di instabilità locali o deformazioni delle coltri di terreno più superficiali.

9. Stabilità della pendice

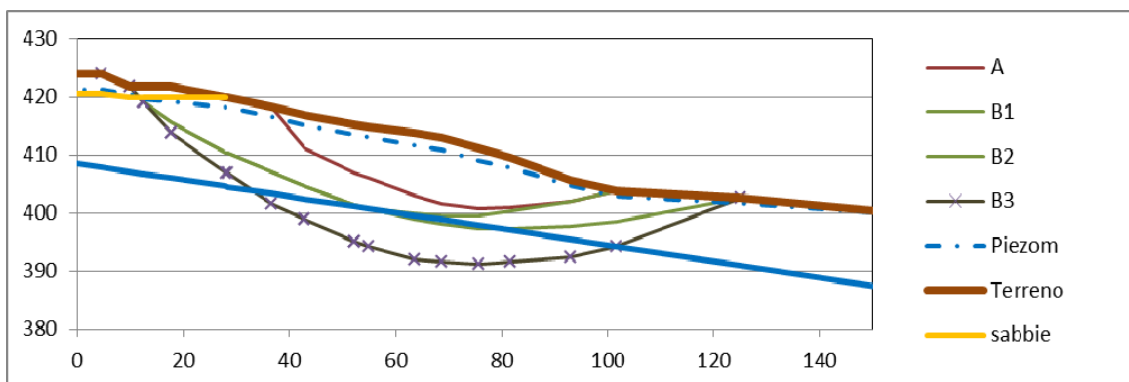
L'area oggetto di studio interessa una parte alta caratterizzata da un andamento sub-pianeggiante e/o una debole pendenza ed una parte più bassa caratterizzata da una acclività medio bassa.

Al fine di approfondire le condizioni di stabilità dell'area, considerato che pur non essendovi evidenza di fenomeni di instabilità in atto, si tratta di un pendio caratterizzato da una media acclività, si è ritenuto opportuno eseguire una verifica di stabilità dell'area, facendo riferimento alla sezione di progetto tracciata trasversalmente all'area di intervento (Tav. A.08).



In corrispondenza di questa sezione sono state ricostruite in base ai caratteri geomorfologici dell'area, alcune superfici di scorrimento potenziali; considerando sia superfici di rottura profonde che abbastanza superficiali.

In particolare sono state considerate tre superfici che interessano le argille ocracee ed una che interessa invece anche la parte di terreno in posto.



Le verifiche sono state sviluppate in conformità a quanto prescritto al punto 6.3 delle NTC 2008. Per le superfici di rottura ricostruite sono state eseguite delle

verifiche di stabilità. Lo studio analitico delle condizioni di stabilità è stato svolto utilizzando il metodo di Janbu semplificato (1973), utilizzando un software di calcolo specifico messo a disposizione dal Prof. Vincenzo Simeone, professore ordinario di Geologia Applicata nel Politecnico di Bari. Per quanto attiene la resistenza da adottare nelle verifiche di stabilità si è fatto riferimento a titolo cautelativo alla resistenza residua operativa dei litotipi argillosi così come definiti nel presente studio per i terreni più superficiali, mentre per la superficie che interseca il terreno più profondo si è fatto riferimento alla resistenza dei litotipi argillosi ivi presenti. Per quanto attiene le condizioni piezometriche si è fatto riferimento ai massimi livelli piezometrici possibili, e cioè circa 3 m dal piano di campagna nella parte alta del versante e circa 120 cm dal piano di campagna. Per tutte le superfici considerate si sono ottenuti valori del coefficiente di sicurezza ben maggiori dell'unità, coerentemente con le condizioni di stabilità attuale del versante, nonostante si sia scelta di effettuare, a scopo cautelativo le verifiche nelle condizioni più sfavorevoli possibili: resistenza pari alla resistenza residua e il massimo livello piezometrico possibile.

Per valutare le condizioni di stabilità successive all'intervento è stato considerato il profilo del pendio, così come modificato dagli scavi e per tener conto della presenza delle costruzioni, in corrispondenza di queste è stato considerato uno strato di terreno corrispondente al peso dei solai che gravano in corrispondenza delle rispettive zone, considerando per ogni solaio un peso, comprensivo degli accidentali di 800 daN/m² (kg/m²). Le verifiche per le condizioni successive all'esecuzione delle opere hanno significato solo per le superfici più profonde che si sviluppano al di sotto del primo strato superficiale. Quanto sopra poiché la realizzazione di fondazioni profonde attestate nelle argille azzurre in posto ($z > 14$ m) rende impossibile l'attivazione di movimenti su superfici di rottura meno profonde. In ogni caso i valori dei coefficienti di sicurezza sono sicuramente maggiori di quelli prima dell'intervento, in quanto gli scavi per la realizzazione delle opere comporteranno un alleggerimento del versante maggiore del sovraccarico legato al peso degli edifici a farsi.

Pur se non significative le verifiche sono state eseguite anche per le superfici meno profonde. I risultati ottenuti sono riassunti nella tabella che segue.

Superficie di rottura	F0 prima dell'intervento	F1 dopo l'intervento
A1	1,15	1,26
B1	1,08	1,19
B2	1,08	1,17
B3	1,34	1,45

Per le condizioni successive all'intervento l'analisi è stata svolta oltre che in condizioni statiche. In questo caso si è fatto riferimento esclusivamente alla superficie B3 in quanto, come detto, la scelta di realizzare fondazioni profonde su pali di grosso diametro rende superflue le verifiche per gli superfici meno profonde. Le verifiche in condizioni sismiche sono state sviluppate utilizzando l'approccio pseudo-statico e calcolando i valori dei coefficiente K_h e K_v in congruenza a quanto previsto dal punto 7.11.3.5 del D.M. 14.01.2008. In particolare si è assunto un valore base di PGA pari a 0,175 g come fissato dall'Allegato 1 della LR 7/2011, valore che è stato poi amplificato utilizzando il coefficiente di amplificazione FA calcolato in base all'analisi della risposta sismica locale di II livello di cui al punto 6.2.3 della presente relazione.

$$a_{g_{max}} = 0,175 \times 1,75 = 0,306.$$

Si è poi considerato il coefficiente β_s di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari a 0,24 il linea con quanto previsto nel caso di categoria di sottosuolo C come nel caso specifico. Si sono quindi calcolati i valori K_h e K_v come previsto dal punto 7.11.3.5.2 del DM 14.01.2008.

$$K_h = \beta_s a_g (\text{SLD}) = 0,24 \times 0,306 = 0,0735$$

$$K_v = K_h / 2 = 0,0368$$

Il valore del coefficiente di sicurezza ottenuto è risultato pari a 1,19, ben maggiore dell'unità e sicuramente adeguato. I tabulati di calcolo sono riportati in calce alla presente relazione. I risultati ottenuti sono stati pienamente soddisfacenti ed accettabili. Pertanto ai sensi del punto 7.11.3.5.2 delle NTC, sulla base di quanto esplicitato si ritiene adeguato il margine di sicurezza ottenuto per la pendice.

10. Valutazioni idrologiche ed idrauliche

Come detto sarà opportuno prevedere una sistemazione degli esterni tale da cercare di minimizzare l'impermeabilizzazione delle aree oggetto dell'intervento ed una raccolta delle acque meteoriche con il relativo convogliamento delle stesse nell'ambito di una specifica rete di drenaggio urbano (fogna bianca), da convogliare verso la rete fognaria pluviale cittadina.

I calcoli idrologici ed idraulici che seguono, pur non costituendo un dimensionamento idraulico delle opere della rete di drenaggio pluviale, hanno la finalità di pre-dimensionamento preliminare delle opere di convogliamento delle acque di pioggia.

10.1 Valutazioni idrologiche

Le opere che nel loro insieme costituiranno la rete di smaltimento delle acque meteoriche va effettuata con riferimento alle massime portate prevedibili, in base alla curva di pioggia definita, per il tempo di ritorno prescelto a base del progetto delle suddette opere. Per il calcolo della curva di pioggia occorre far riferimento, stante la modesta estensione areale dei bacini sottesi ed i conseguenti piccoli tempi di corrivazione, alle piogge di massima intensità relative alle durate più brevi: 1h; 3h; 6h; 12h; 24h ed alle piogge di breve durata e notevole intensità (inferiori alla durata di 1 ora).

A tal fine è necessario far riferimento ai dati di pioggia rilevati presso la stazione pluviometrica più vicina all'area dove saranno realizzate le opere in progetto. Nel caso specifico si è fatto riferimento ai dati relativi alla stazione di Matera. La serie storica relativa a Matera termina nel 1971, tuttavia da un'analisi comparata con una serie storica più lunga come quella di Gravina di Puglia, si vede come i dati ottenuti per Matera possano essere ritenuti affidabili e cautelativi.

Per poter definire la curva di pioggia da adottare ai fini progettuali è necessario fissare il tempo di ritorno di progetto. Stante le caratteristiche dell'opera in progetto si è scelto di fare riferimento alla curva di pioggia con tempo di ritorno di 50 anni.

Utilizzando una curva di pioggia di tipo classico:

$$h = a t^n$$

Assumendo un tempo di ritorno di 50 anni i parametri della curva di pioggia sono

$$t < 1 \text{ ora} \rightarrow a = 60,3; \quad n = 0.437;$$

Per il calcolo della massima portata che può defluire verso le opere attraverso le quali saranno smaltite le acque di pioggia, data la modesta ampiezza dei bacini da drenare, può utilizzarsi il metodo diretto che presuppone una valutazione dei coefficienti di deflusso e di ritardo e del tempo di corrivazione che rappresenta il tempo necessario affinché l'intera superficie del bacino scolante contribuisca al deflusso. Il calcolo del coefficiente udometrico può essere effettuato in base alla formula del Turazza:

$$u = 0.1157 \frac{2 K h (t_c)}{t_p + t_c} \quad \text{l/s/ha}$$

dove t_c e t_p sono rispettivamente il tempo di corrivazione ed il tempo di pioggia espressi in giorni, K il coefficiente di riduzione prodotto del coefficiente di deflusso per quello di laminazione funzione della pendenza e della forma del bacino ed $h(t_c)$ è l'altezza di pioggia corrispondente ad una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione espressa in mm, tempo per il quale si raggiunge la massima portata possibile per il bacino.

Nota la curva di pioggia relativa al tempo di ritorno di progetto è possibile valutare il coefficiente udometrico mediante l'espressione del Turazza, e quindi la portata che ciascun collettore dovrà smaltire.

La portata sarà:

$$Q = (u \times A)$$

dove u è il coefficiente udometrico in l/s/ha A è la superficie scolante a monte della sezione terminale del collettore in ha e Q è la portata in l/s.

Trattandosi di un bacino di modesta estensione in parte urbanizzati il tempo di corrivazione è senz'altro molto modesto. Essendo di difficile valutazione il tempo di corrivazione e data la modesta ampiezza delle porzioni di rete scolante, si è assunto a titolo cautelativo un valore molto piccolo pari a 20 minuti, che rappresenta il tempo necessario per saturare gli invasi superficiali e consentire un reale deflusso delle acque di pioggia verso la rete scolante.

Trattandosi di dover raccogliere acque da superfici non impermeabilizzate, ma essenzialmente urbanizzate si ritiene sufficientemente cautelativo assumere un coefficiente di ritardo pari a 0,7 ed un coefficiente di deflusso pari a 0,7 assumendo quindi un coefficiente complessivo di ritardo e di deflusso pari a 0,5 = 0,7 x 0,7. Assumendo come condizione di massimo deflusso quella per cui il tempo di pioggia è pari a quello di corrivazione ed una superficie utile di circa 10.000 m² e la curva di pioggia relativa ad tempi di ritorno di 50 anni si ottiene:

$$Q_{\max (Tr\ 50)} \approx 150\text{ l/s}$$

10.2 Valutazioni idrauliche

Per i calcoli idraulici del collettore si può far riferimento a condizioni di moto uniforme utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = A \chi \sqrt{R i}$$

dove

A = sezione del collettore occupata da acqua;

i = pendenza del collettore;

C = contorno bagnato;

R = A/C = raggio idraulico;

γ = scabrezza della condotta secondo Bazin;

χ = resistenza idraulica della condotta calcolata secondo la formula di Bazin;

$$\chi = 87 / (1 + \gamma/\sqrt{R})$$

Il collettore finale di allontanamento delle acque è stato in questa prima fase ipotizzato come costituito da una tubazione circolare per il quale è possibile assumere un coefficiente di scabrezza γ di Bazin pari a 0,3 ed assumendo una pendenza media dell' 1% si ottiene una portata massima che può defluire nella tubazione è di oltre 180 l/s, in grado quindi poter smaltire la portata massima con tempo di ritorno 50 anni prima stimata in circa 150 l/s.

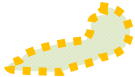
Le acque raccolte saranno immesse attraverso una condotta di fognatura pluviale urbana esistente.

11. Classificazione della zona secondo il PAI

In base al *Piano stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico* redatto dall'*Autorità Interregionale di bacino della Basilicata* (vigente al 7 nov. 2014) l'area oggetto di studio non ricade in nessuna delle aree a rischio segnalate da detto studio, sia per quanto attiene problematiche di stabilità (rischio da frana), che per quanto attiene la vulnerabilità idraulica. Si è altresì verificato, con esito positivo, che l'area in parola non avesse subito variazioni di classificazione in base all'aggiornamento del PAI 2014 adottato, ma non ancora approvate. Si è infatti verificato che anche l'aggiornamento 2014 lascia invariata la situazione di quest'area e di quelle contermini.

Stralcio della planimetria del piano per la difesa dal rischio idrogeologico, "Carta del rischio" dell'AdB della Basilicata tav. B21 – redatta in scala 1:25.000 con indicazione dell'area interessata dall'intervento



-  Area di interesse
-  R4 - Aree a rischio idrogeologico molto elevato
-  R3 - Aree a rischio idrogeologico elevato
-  R2 - Aree a rischio idrogeologico medio
-  R1 - Aree a rischio idrogeologico moderato
-  P - Aree pericolose
-  ASV - Aree assoggettate a verifica idrogeologica

Stralcio della planimetria del Piano stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico, “Carta del rischio” dell’AdB della Basilicata con ubicazione dell’opera Tavola 472123 redatta in scala 1:10.000 con indicazione dell’area di intervento



Legenda	
	limiti amministrativi
	limiti AdB
Tipologie di rischio:	
	R4 - molto elevato
	R3 - elevato
	R2 - medio
	R1 - moderato
	ASV - aree assoggettate a verifica idrogeologica
	P - aree pericolose

 Area di interesse

12. Considerazioni conclusive

Sulla base delle indagini e dello studio sviluppato si ritiene siano state definite con attendibilità adeguata ai fini della presente relazione, le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e geologico-tecniche del sito. In particolare è stata:

- *Accertata la fattibilità dell'intervento;*
- *Valutata la stabilità d'insieme della zona;*
- *Individuati i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del sottosuolo.*

In base allo studio svolto è stata accertata la fattibilità, dal punto di vista geologico, degli interventi in parola.

Per quanto attiene i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del sottosuolo si è valutato che il progetto non presenti particolari limiti salvo una serie di attenzioni carattere costruttivo che tengano della realtà geologica e geomorfologica del sito. In particolare la presenza di litotipi sabbiosi sovrapposti a litotipi argillosi dà luogo alla presenza di una certa circolazione di acqua e la creazione di una falda sia pur non particolarmente copiosa che può interessare i vani cantinati e favorire le deformazioni volumetriche delle argilla e del versante. Si ritiene pertanto opportuno adottare, almeno per le costruzioni poste più a valle, fondazioni su pali di grosso diametro, preferibilmente $\phi \geq 800$ mm, attestati in profondità al di sotto dello strato di terreno più rimaneggiato. Gli stessi dovranno essere adeguatamente armati a taglio in maniera tale da poter sopportare anche eventuali effetti di deformazione superficiale del versante di valle. L'adozione di fondazioni profonde consente infatti di stabilizzare il piano di appoggio degli edifici evitando cedimenti verticali e/o laterali del terreno, contribuendo così anche alla stabilità complessiva dell'area. La progettazione definitiva di dette fondazioni è rinviata alla fase del progetto esecutivo, in cui sarà cura dei progettisti strutturali lo sviluppo di eventuali ulteriori indagini per perfezionare la progettazione esecutiva di detti pali.

La possibile presenza di una certa circolazione idrica induce a prevedere particolare cura alla impermeabilizzazione dei vani interrati ed alla realizzazione di cavedi ventilali ed opere di drenaggio che consentano di difendere le porzioni in sotterraneo delle opere a farsi dalle acque di circolazione superficiale

favorendone l'allontanamento. Si consiglia, ancora, di dotare il piano di calpestio dei vani cantinati di un adeguato vespaio ventilato così da evitare presenza di umidità nei vani cantinati stessi, evitando così fenomeni di risalita capillare.

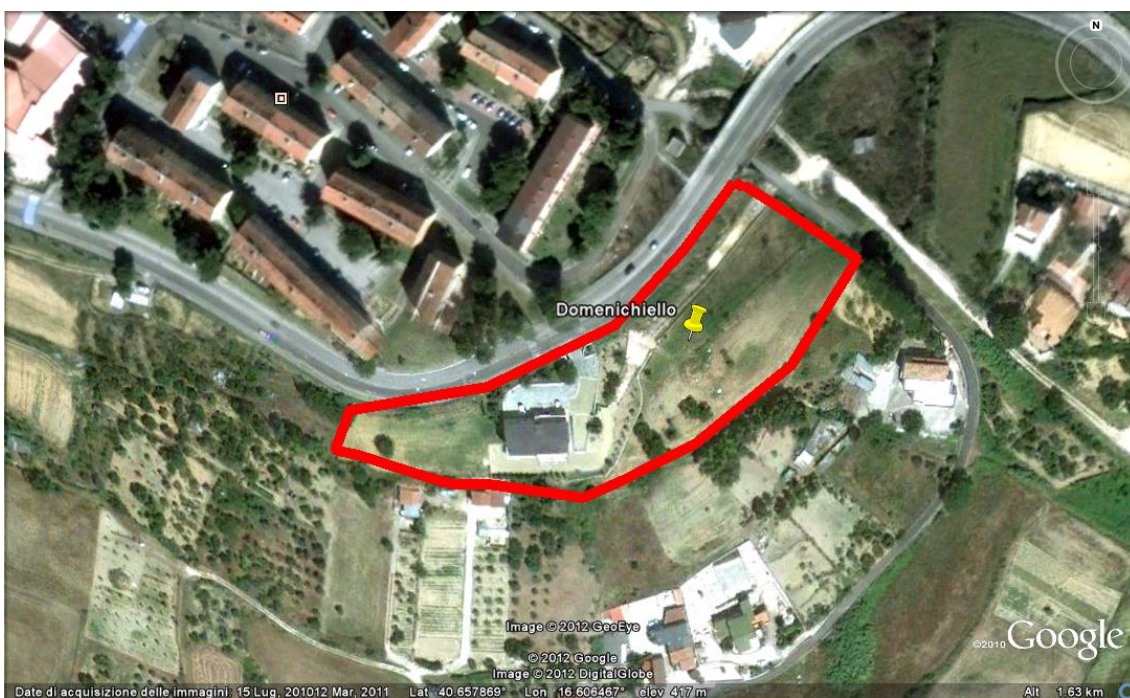
Attenzione andrà posta anche in fase di esecuzione degli scavi al fine garantire adeguati margini di sicurezza agli scavi. I litotipi presenti in sito pur consentendo di realizzare pareti di scavo anche quasi sub-verticali possono dar luogo a dissesti improvvisi connessi alla decompressione della parete di scavo. E' pertanto opportuno prevedere adeguate opere provvisorie o un'adeguata inclinazione allo scavo. In ogni caso sarà opportuna anche la realizzazione di una attenta rete di raccolta delle acque di pioggia.

I movimenti di terra conseguenti agli scavi di sbancamento andranno realizzati con cautela per evitare possibili di creare sovraccarichi locali che possano eventuali fenomeni di instabilità locali o deformazioni delle coltri di terreno più superficiali.

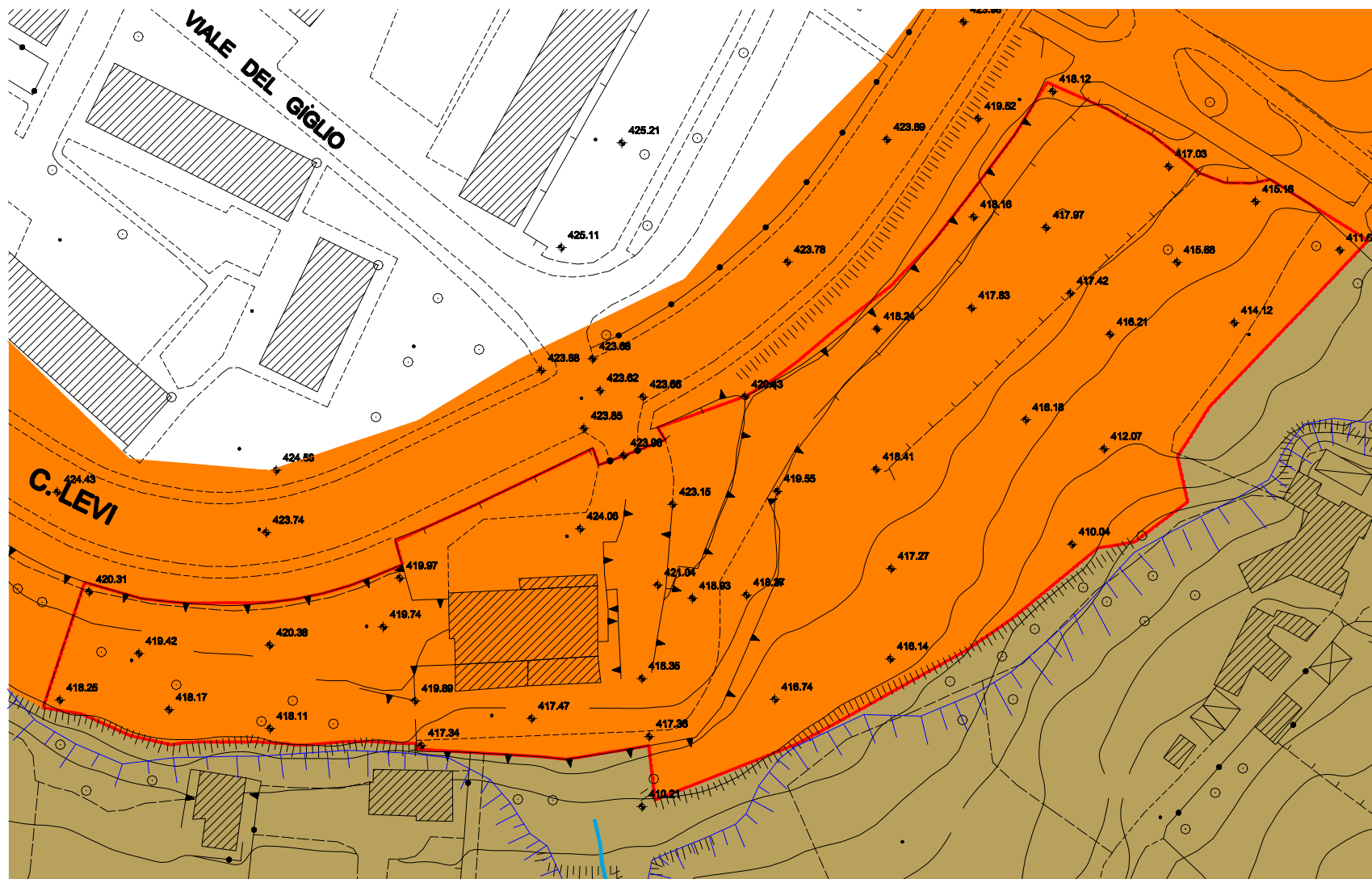
Matera, novembre 2014

Dott. Geol. Angelo VENEZIA

Ubicazione dell'intervento da Google Earth



Ubicazione dell'area di interesse su un immagine da satellite (da Google Earth)



Scala 1:1000

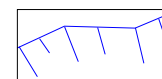
Tav. 1 - Carta geologica e geomorfologica



Sabbie calcareo-quarzose giallastre marroncine di media granulometria con modesta presenza di limo; a luoghi debolmente cementata, ma facilmente sfaldabile con la sola pressione delle dita e con presenza di ciottoli arrotondati di modesto diametro. Alla base è presente un livello calcareo tenacemente cementato (Sabbie di Monte Marano).



Limi argillosi ed argille limoso marnose e marne argillose di colorazione ocrea per effetti di alterazione (wheatering) per i primi metri e poi di colore grigio azzurrognolo. Argille Sub-appennine



Scarpata morfologica essenzialmente stabile da correlare al passaggio litologico dalle sabbie ai sottostanti limi argillosi ed alla presenza di un livello di areniti tenacemente cementate al passaggio fra le sabbie e le argille.



Direttrice di deflusso delle acque superficiali



Limite dell'area interessata dall'intervento

Allegato 1 – Stratigrafie dei sondaggi

Ubicazione dei sondaggi



Geol. Dott. Angelo VENEZIA - MATERA	
Metodo di perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO	Cantiere: Matera via Levi
Diametro: Ø 100 mm	

SONDAGGIO S01

quota dal p.c.	spes. strato (m)		DESCRIZIONE	Falda	Camp Indist
0.50	0.50		Terreno di riporto e vegetale contenente materiale di varia natura		
1.00	0.50		Sabbie ghiaiose sciolte		
2.20	1.20		sabbie biancaste tenacemente cementate con cemento calcareo a dare al litotipo stesso consistenza lapidea		
2.80	0.60		Sabbie ghiaiose sciolte		
14.00	12.50		Limi argilloso ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastro ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheatering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Sono presenti sottili livelli sabbiosi e venature carbonatiche o gessose integre. Il materiale si presenta disturbato, ma non rimaneggiato e presenta media plasticità, ma consistenza medio alta. Costituiscono la parte alta della formazione delle Argille Subappennine. Passano verso il basso ai sottostanti limi argilloso grigio azzurrognoli delle Argille Subappennine non alterate.	- . -	 5.00-5.50
30.00	12.00		Argille limose e limi argillosi di colore grigio azzurrognolo, più grigio nocciola fino a 20 m dal piano di campagna, di buona consistenza e compattezza. Sono presenti sottili livelli e/o intercalazioni sabbioso siltose. Il materiale si presenta localmente disturbato. Presentano elevata plasticità, ma consistenza medio alta.		 15.00-15.50



Sondaggio S1 – Cassa 1 da 0.00 a 5.00 m dal piano di campagna



Sondaggio S1 – Cassa 2 – da 5,00 a 10,00 m dal piano di campagna



Sondaggio S1 – Cassa 2 – da 5,00 a 10,00 m dal piano di campagna - Particolare



Sondaggio S1 – Cassa 2 – da 5,00 a 10,00 m dal piano di campagna - Particolare



Sondaggio S1 – Cassa 3 – da 10,00 a 15,00 m dal piano di campagna



Sondaggio S1 – Cassa 4 – Da 15,00 a 20,00 m dal piano di campagna



Sondaggio S1 – Cassa 5 – da 20,00 a 25,00 m dal piano di campagna



Sondaggio S1 – Cassa 6 – da 25,00 a 20,00 m dal piano di campagna

Geol. Dott. Angelo VENEZIA – MATERA	
Metodo di perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO Diametro: Ø 100 mm	Cantiere: Cantiere: Matera via Levi

SONDAGGIO S02

quota dal p.c.	spes. strato (m)		DESCRIZIONE	Falda	Camp Indist
0.80	0.80		Terreno di riporto e vegetale contenente materiale di varia natura alterato e rimaneggiato		
4.00	3.20		Limi argilloso ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastro con venature carbonatiche o gessose. Il materiale si presenta molto disturbato ed in parte rimaneggiato e presenta media plasticità e consistenza medio bassa	- . - . - .	
15.00	9.00		Limi argilloso ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastro ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheatering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Sono presenti sottili livelli sabbiosi e venature carbonatiche o gessose integre. Il materiale si presenta disturbato, ma non rimaneggiato e presenta media plasticità, ma consistenza medio alta. Costituiscono la parte alta della formazione delle Argille Subappennine. Passano verso il basso ai sottostanti limi argilloso grigio azzurrognoli delle Argille Subappennine non alterate.		



Sondaggio S2 – Cassa 1 da 0.00 a 5.00 m dal piano di campagna



Sondaggio S2 – Cassa 2 – da 5,00 a 10,00 m dal piano di campagna



Sondaggio S2 – Cassa 2 – da 5,00 a 10,00 m dal piano di campagna - Particolare



Sondaggio S2 – Cassa 3 – da 10,00 a 15,00 m dal piano di campagna



Sondaggio S2 – Cassa 3 – Da 10,00 a 15,00 m dal piano di campagna – Particolare



Sondaggio S2 – Cassa 3 – Da 10,00 a 15,00 m dal piano di campagna – Particolare

Geol. Dott. Angelo VENEZIA – MATERA	
Metodo di perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO Diametro: Ø 100 mm	Cantiere: Cantiere: Matera via Levi

SONDAGGIO S03

quota dal p.c.	spes. strato (m)		DESCRIZIONE	Falda	Camp Indist
0.80	0.80		Terreno vegetale e di riporto e vegetale generalmente limoso contenente materiale di varia natura alterato e rimaneggiato		
2.50	1.70		Sabbie limose sciolte con inclusioni ghiaiose e livelli limosi ed inclusioni calcitiche		
3.30	0.80		Sabbie biancastro ocracee cementate con cemento calcareo con inclusioni ghiaiose fratturate con livelli a consistenza lapidea		
12.80	12.50		Limi argilloso ed argille limoso sabbiose di colore di colore grigio avanastro ocraceo o grigio nocciola per fenomeni di wheathering da circolazione di acqua ed agenti atmosferici. Sono presenti sottili livelli sabbiosi e venature carbonatiche o gessose integre. Il materiale si presenta disturbato, ma non rimaneggiato e presenta media plasticità, ma consistenza medio alta. Costituiscono la parte alta della formazione delle Argille Subappennine. Passano verso il basso ai sottostanti limi argilloso grigio azzurrognoli delle Argille Subappennine non alterate.	- . - . - .	 8.00-8.50
15.00	2.20		Argille limose e limi argillosi di colore grigio azzurrognolo - grigio nocciola di buona consistenza e compattezza. Sono presenti sottili livelli e/o intercalazioni sabbioso siltose.. Presentano elevata plasticità, ma consistenza medio alta.		



Sondaggio S3 – Cassa 1 da 0.00 a 5.00 m dal piano di campagna



Sondaggio S3 – Cassa 1 da 0.00 a 5.00 m dal piano di campagna - Particolare



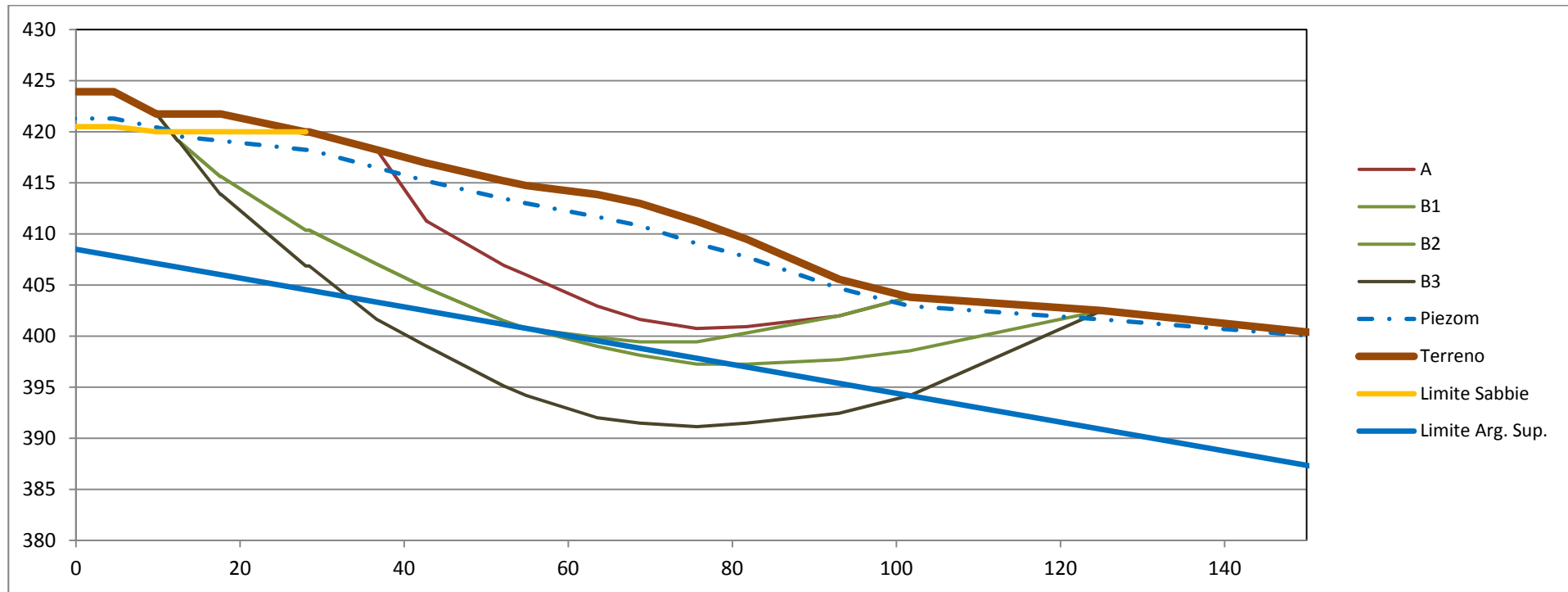
Sondaggio S3 – Cassa 2 – da 5,00 a 10,00 m dal piano di campagna



Sondaggio S3 – Cassa 3 – da 10,00 a 15,00 m dal piano di campagna

AII. 2 - VERIFICHE DI STABILITA'

Prima della realizzazione dell'intervento



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

(Dottore di ricerca in Ingegneria Geotecnica - Professore di I Fascia di Geologia Applicata nel Politecnico di Bari)

Matera - via Levi

Superficie A

Parametri geotecnici		
c'	kPa	12
ϕ' (°)	(°)	12,8
γ	kN/m ³	19

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	62,4	421,733	421,733	419,984	0	-1,7487
2	62,4867	421,733	421,733	419,547	0	-2,1858
3	67,6	421,733	421,733	419,11	0	-2,623
4	67,6867	421,733	421,733	419,11	0	-2,623
5	78	419,984	419,984	418,235	0	-1,7487
6	78,4333	419,984	419,984	418,235	0	-1,7487
7	92,7333	411,241	416,924	415,175	5,68317	3,9345
8	92,7767	411,241	416,924	415,175	5,68317	3,9345
9	102,267	406,869	415,175	413,427	8,30617	6,5575
10	102,31	406,869	415,175	413,427	8,30617	6,5575
11	104,867	405,995	414,738	412,989	8,74333	6,99467
12	113,533	402,935	413,864	411,678	10,9292	8,74333
13	118,733	401,623	412,989	410,804	11,3663	9,1805
14	131,733	400,924	409,492	407,743	8,56847	6,8198
15	143	401,973	405,558	404,683	3,58477	2,71043
16	151,667	403,809	403,809	402,935	0	-0,8743
17	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
18	216,667	399	399	399	0	0
19	216,667	399	399	399	0	0
20	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru
1	0,1	0,00	-1,97	19,00	0,00	0,00
2	5,1	0,00	-2,40	19,00	0,00	0,00
3	0,1	0,00	-2,62	19,00	0,00	0,00

4	10,3	0,00	-2,19	19,00	0,00	0,00
5	0,4	0,00	-1,75	19,00	0,00	0,00
6	8,2	0,00	-1,75	19,00	0,00	0,00
7	6,1	2,84	1,09	19,00	49,06	0,20
8	0,0	5,68	3,93	19,00	0,00	0,36
9	9,5	6,99	5,25	19,00	24,73	0,39
10	0,0	8,31	6,56	19,00	0,00	0,41
11	2,6	8,52	6,78	19,00	18,88	0,41
12	8,7	9,84	7,87	19,00	19,45	0,41
13	5,2	11,15	8,96	19,00	14,16	0,41
14	6,9	10,93	8,74	19,00	7,19	0,41
15	6,1	9,53	7,56	19,00	-1,65	0,41
16	11,3	6,08	4,77	19,00	-5,32	0,40
17	8,7	1,79	0,92	19,00	-11,96	0,26
18	23,4	0,00	-0,87	19,00	0,00	0,00
19	41,6	0,00	-0,44	19,00	0,00	0,00
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'
--

IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,15

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

(Dottore di ricerca in Ingegneria Geotecnica - Professore di I Fascia di Geologia Applicata nel Politecnico di Bari)

Matera - via Levi

Superficie B1

Parametri geotecnici		
c'	kPa	12
ϕ' (°)	(°)	12,8
γ	kN/m ³	19

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	59,8	421,733	421,733	420,421	0	-1,3115
2	62,4	419,11	421,733	419,984	2,623	0,87433
3	62,4867	419,11	421,733	419,547	2,623	0,43717
4	67,6	415,612	421,733	419,11	6,12033	3,49733
5	67,6867	415,612	421,733	419,11	6,12033	3,49733
6	78	410,366	419,984	418,235	9,61767	7,869
7	86,6667	407,044	418,235	416,487	11,1915	9,4428
8	92,7333	404,683	416,924	415,175	12,2407	10,492
9	92,7767	404,683	416,924	415,175	12,2407	10,492
10	102,267	401,448	415,175	413,427	13,727	11,9784
11	102,31	401,448	415,175	413,427	13,727	11,9784
12	104,867	400,749	414,738	412,989	13,9893	12,2407
13	113,533	399,874	413,864	411,678	13,9893	11,8035
14	125,667	399,437	411,241	409,055	11,8035	9,61767
15	131,733	400,312	409,492	407,743	9,1805	7,43183
16	143	401,973	405,558	404,683	3,58477	2,71043
17	151,667	403,809	403,809	402,935	0	-0,8743
18	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
19	216,667	399	399	399	0	0
20	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru
1	2,6	1,31	-0,22	19,00	45,25	-0,09
2	0,1	2,62	0,66	19,00	0,00	0,13
3	5,1	4,37	1,97	19,00	34,37	0,23

4	0,1	6,12	3,50	19,00	0,00	0,29
5	10,3	7,87	5,68	19,00	26,96	0,37
6	0,4	9,62	7,87	19,00	0,00	0,42
7	8,2	10,40	8,66	19,00	21,98	0,43
8	6,1	11,72	9,97	19,00	21,26	0,44
9	0,0	12,24	10,49	19,00	0,00	0,44
10	9,5	12,98	11,24	19,00	18,82	0,45
11	0,0	13,73	11,98	19,00	0,00	0,45
12	2,6	13,86	12,11	19,00	15,30	0,45
13	8,7	13,99	12,02	19,00	5,76	0,44
14	5,2	13,77	11,58	19,00	4,81	0,43
15	6,9	12,68	10,49	19,00	0,00	0,43
16	6,1	10,49	8,52	19,00	-8,20	0,42
17	11,3	6,38	5,07	19,00	-8,39	0,41
18	8,7	1,79	0,92	19,00	-11,96	0,26
19	23,4	0,00	-0,87	19,00	0,00	0,00
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'
--

IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,08

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL
METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

Matera - via Levi
Superficie B2

Parametri geotecnici		
c'	kPa	12
ϕ' (°)	(°)	12,8
γ	kN/m ³	19

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	59,8	421,733	421,733	420,421	0	-1,3115
2	62,4	419,11	421,733	419,984	2,623	0,87433
3	62,4867	419,11	421,733	419,547	2,623	0,43717
4	67,6	415,612	421,733	419,11	6,12033	3,49733
5	67,6867	415,612	421,733	419,11	6,12033	3,49733
6	78	410,366	419,984	418,235	9,61767	7,869
7	86,6667	407,044	418,235	416,487	11,1915	9,4428
8	92,7333	404,683	416,924	415,175	12,2407	10,492
9	92,7767	404,683	416,924	415,175	12,2407	10,492
10	102,267	401,448	415,175	413,427	13,727	11,9784
11	102,31	401,448	415,175	413,427	13,727	11,9784
12	104,867	400,749	414,738	412,989	13,9893	12,2407
13	113,533	399	413,864	411,678	14,8637	12,6778
14	125,667	397,251	411,241	409,055	13,9893	11,8035
15	131,733	397,251	409,492	407,743	12,2407	10,492
16	143	397,689	405,558	404,683	7,869	6,99467
17	151,667	398,563	403,809	402,935	5,246	4,37167
18	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
19	216,667	399	399	399	0	0
20	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru
1	2,6	1,31	-0,22	19,00	45,25	-0,09
2	0,1	2,62	0,66	19,00	0,00	0,13
3	5,1	4,37	1,97	19,00	34,37	0,23
4	0,1	6,12	3,50	19,00	0,00	0,29

5	10,3	7,87	5,68	19,00	26,96	0,37
6	0,4	9,62	7,87	19,00	0,00	0,42
7	8,2	10,40	8,66	19,00	21,98	0,43
8	6,1	11,72	9,97	19,00	21,26	0,44
9	0,0	12,24	10,49	19,00	0,00	0,44
10	9,5	12,98	11,24	19,00	18,82	0,45
11	0,0	13,73	11,98	19,00	0,00	0,45
12	2,6	13,86	12,11	19,00	15,30	0,45
13	8,7	14,43	12,46	19,00	11,41	0,45
14	5,2	14,86	12,68	19,00	9,54	0,44
15	6,9	14,43	12,24	19,00	7,19	0,44
16	6,1	13,12	11,15	19,00	0,00	0,44
17	11,3	10,05	8,74	19,00	-2,22	0,45
18	8,7	6,56	5,68	19,00	-5,76	0,45
19	23,4	2,62	1,75	19,00	-9,54	0,34
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'

IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,08

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

Matera - via Levi

Superficie B3

Parametri geotecnici					
Z < 14 m			Z < 14 m		
c'	kPa	10	c'	kPa	15
ϕ' (°)	(°)	13	ϕ' (°)	(°)	21
γ	kN/m ³	19	γ	kN/m ³	19

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	59,8	421,733	421,733	420,421	0	-1,3115
2	62,4	419,11	421,733	419,984	2,623	0,87433
3	62,4867	419,11	421,733	419,547	2,623	0,43717
4	67,6	413,864	421,733	419,11	7,869	5,246
5	67,6867	413,864	421,733	419,11	7,869	5,246
6	78	406,869	419,984	418,235	13,115	11,3663
7	86,6667	401,623	418,235	416,487	16,6123	14,8637
8	92,7333	399	416,924	415,175	17,9238	16,1752
9	92,7767	399	416,924	415,175	17,9238	16,1752
10	102,267	395,066	415,175	413,427	20,1097	18,361
11	102,31	395,066	415,175	413,427	20,1097	18,361
12	104,867	394,191	414,738	412,989	20,5468	18,7982
13	113,533	392,005	413,864	411,678	21,8583	19,6725
14	125,667	391,131	411,241	409,055	20,1097	17,9238
15	131,733	391,481	409,492	407,743	18,0113	16,2626
16	143	392,443	405,558	404,683	13,115	12,2407
17	151,667	394,191	403,809	402,935	9,61767	8,74333
18	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
19	216,667	399	399	399	0	0
20	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru
1	2,6	1,31	-0,22	19,00	45,25	-0,09
2	0,1	2,62	0,66	19,00	0,00	0,13
3	5,1	5,25	2,84	19,00	45,73	0,28

4	0,1	7,87	5,25	19,00	0,00	0,34
5	10,3	10,49	8,31	19,00	34,15	0,41
6	0,4	13,12	11,37	19,00	0,00	0,45
7	8,2	14,86	13,12	19,00	32,50	0,46
8	6,1	17,27	15,52	19,00	23,38	0,46
9	0,0	17,92	16,18	19,00	0,00	0,47
10	9,5	19,02	17,27	19,00	22,52	0,47
11	0,0	20,11	18,36	19,00	0,00	0,47
12	2,6	20,33	18,58	19,00	18,88	0,47
13	8,7	21,20	19,24	19,00	14,16	0,47
14	5,2	21,68	19,50	19,00	5,76	0,46
15	6,9	20,81	18,62	19,00	2,89	0,46
16	6,1	19,06	17,09	19,00	-3,30	0,46
17	11,3	15,56	14,25	19,00	-4,88	0,47
18	8,7	11,37	10,49	19,00	-11,41	0,48
19	23,4	4,81	3,93	19,00	-19,54	0,42
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'

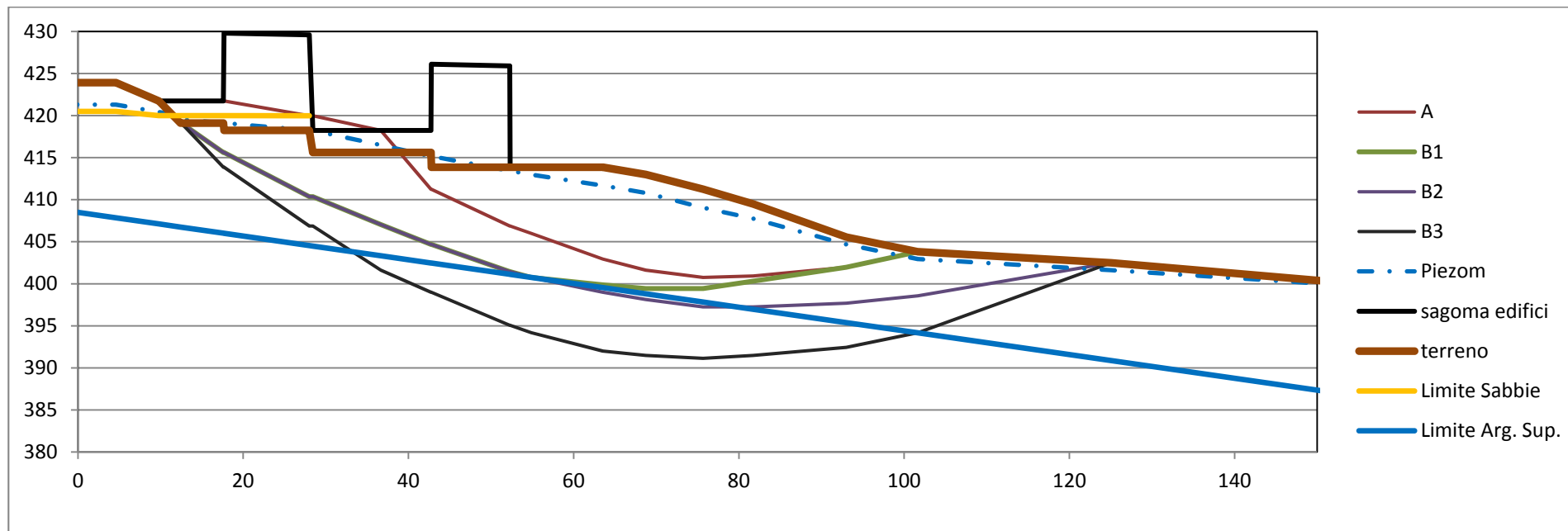
IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,34

Sezione di riferimento verifiche di stabilità e superfici di rottura considerate

Dopo la realizzazione dell'intervento



ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

(Dottore di ricerca in Ingegneria Geotecnica - Professore di I Fascia di Geologia Applicata nel Politecnico di Bari)

Matera - via Levi
Superficie A - Dopo

Parametri geotecnici		
c'	kPa	12
ϕ' (°)	(°)	12,8
γ	kN/m ³	19

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	86,6667	418,235	416,1	416,487	-2,1353	-1,7487
2	92,7333	411,241	416,1	415,175	4,85933	3,9345
3	92,7767	411,241	415,9	415,175	4,65933	3,9345
4	102,267	406,869	415,9	413,427	9,031	6,5575
5	102,31	406,869	413,864	413,427	6,99467	6,5575
6	104,867	405,995	413,864	412,989	7,869	6,99467
7	118,733	401,623	412,989	410,804	11,3663	9,1805
8	125,667	400,749	411,241	409,055	10,492	8,30617
9	131,733	400,924	409,492	407,743	8,56847	6,8198
10	143	401,973	405,558	404,683	3,58477	2,71043
11	151,667	403,809	403,809	402,935	0	-0,8743
12	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
13	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru
1	6,1	1,36	1,09	19,00	49,06	0,41
2	0,0	4,76	3,93	19,00	0,00	0,43
3	9,5	6,85	5,25	19,00	24,73	0,40
4	0,0	8,01	6,56	19,00	0,00	0,42
5	2,6	7,43	6,78	19,00	18,88	0,47
6	8,7	9,40	7,87	19,00	19,45	0,43
7	5,2	11,15	8,96	19,00	14,16	0,41
8	6,9	10,93	8,74	19,00	7,19	0,41
9	6,1	9,53	7,56	19,00	-1,65	0,41
10	11,3	6,08	4,77	19,00	-5,32	0,40

11	8,7	1,79	0,92	19,00	-11,96	0,26
12	23,4	0,00	-0,87	19,00	0,00	0,00
13	41,6	0,00	-0,44	19,00	0,00	0,00
14	-216,7	0,00	0,00	19,00	0,00	0,00
15	0,0	0,00	0,00	19,00	0,00	0,00
16	0,0	0,00	0,00	19,00	0,00	0,00
17	0,0	0,00	0,00	19,00	0,00	0,00
18	0,0	0,00	0,00	19,00	0,00	0,00
19	0,0	0,00	0,00	19,00	0,00	0,00
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'
--

IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,26

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

(Dottore di ricerca in Ingegneria Geotecnica - Professore di I Fascia di Geologia Applicata nel Politecnico di Bari)

Matera - via Levi

Superficie B1 - Dopo l'Intervento

Parametri geotecnici		
c'	kPa	12
ϕ' (°)	(°)	12,8
γ	kN/m ³	19

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	59,8	421,733	421,733	420,421	0	-1,3115
2	62,4	419,11	419,6	419,984	0,49033	0,87433
3	62,4867	419,11	419,6	419,547	0,49033	0,43717
4	67,6	415,612	419,6	419,11	3,98767	3,49733
5	67,6867	415,612	420,2	419,11	4,58767	3,49733
6	78	410,366	420,2	418,235	9,83367	7,869
7	86,6667	407,044	416,1	416,487	9,05613	9,4428
8	92,7333	404,683	416,1	415,175	11,4168	10,492
9	92,7767	404,683	415,9	415,175	11,2168	10,492
10	102,267	401,448	415,9	413,427	14,4519	11,9784
11	102,31	401,448	413,864	413,427	12,4155	11,9784
12	104,867	400,749	413,864	412,989	13,115	12,2407
13	113,533	399,874	413,864	411,678	13,9893	11,8035
14	125,667	399,437	411,241	409,055	11,8035	9,61767
15	131,733	400,312	409,492	407,743	9,1805	7,43183
16	143	401,973	405,558	404,683	3,58477	2,71043
17	151,667	403,809	403,809	402,935	0	-0,8743
18	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
19	216,667	399	399	399	0	0
20	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru
1	2,6	0,25	-0,22	19,00	45,25	-0,46
2	0,1	0,49	0,66	19,00	0,00	0,69
3	5,1	2,24	1,97	19,00	34,37	0,45

4	0,1	4,29	3,50	19,00	0,00	0,42
5	10,3	7,21	5,68	19,00	26,96	0,41
6	0,4	7,78	7,87	19,00	0,00	0,52
7	8,2	7,39	8,66	19,00	21,98	0,60
8	6,1	10,24	9,97	19,00	21,26	0,50
9	0,0	11,32	10,49	19,00	0,00	0,48
10	9,5	12,83	11,24	19,00	18,82	0,45
11	0,0	13,43	11,98	19,00	0,00	0,46
12	2,6	12,77	12,11	19,00	15,30	0,49
13	8,7	13,55	12,02	19,00	5,76	0,46
14	5,2	13,77	11,58	19,00	4,81	0,43
15	6,9	12,68	10,49	19,00	0,00	0,43
16	6,1	10,49	8,52	19,00	-8,20	0,42
17	11,3	6,38	5,07	19,00	-8,39	0,41
18	8,7	1,79	0,92	19,00	-11,96	0,26
19	23,4	0,00	-0,87	19,00	0,00	0,00
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'
--

IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,19

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

(Dottore di ricerca in Ingegneria Geotecnica - Professore di I Fascia di Geologia Applicata nel Politecnico di Bari)

Matera - via Levi

Superficie B2 - Dopo l'intervento

Parametri geotecnici		
c'	kPa	12
ϕ' (°)	(°)	12,8
γ	kN/m ³	19

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	59,8	421,733	421,733	420,421	0	-1,3115
2	62,4	419,11	419,6	419,984	0,49033	0,87433
3	62,4867	419,11	419,6	419,547	0,49033	0,43717
4	67,6	415,612	419,6	419,11	3,98767	3,49733
5	67,6867	415,612	420,2	419,11	4,58767	3,49733
6	78	410,366	420,2	418,235	9,83367	7,869
7	86,6667	407,044	416,1	416,487	9,05613	9,4428
8	92,7333	404,683	416,1	415,175	11,4168	10,492
9	92,7767	404,683	415,9	415,175	11,2168	10,492
10	102,267	401,448	415,9	413,427	14,4519	11,9784
11	102,31	401,448	413,864	413,427	12,4155	11,9784
12	104,867	400,749	413,864	412,989	13,115	12,2407
13	113,533	399	413,864	411,678	14,8637	12,6778
14	125,667	397,251	411,241	409,055	13,9893	11,8035
15	131,733	397,251	409,492	407,743	12,2407	10,492
16	143	397,689	405,558	404,683	7,869	6,99467
17	151,667	398,563	403,809	402,935	5,246	4,37167
18	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
19	216,667	399	399	399	0	0
20	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru
1	2,6	0,25	-0,22	19,00	45,25	-0,46
2	0,1	0,49	0,66	19,00	0,00	0,69
3	5,1	2,24	1,97	19,00	34,37	0,45

4	0,1	4,29	3,50	19,00	0,00	0,42
5	10,3	7,21	5,68	19,00	26,96	0,41
6	0,4	7,78	7,87	19,00	0,00	0,52
7	8,2	7,39	8,66	19,00	21,98	0,60
8	6,1	10,24	9,97	19,00	21,26	0,50
9	0,0	11,32	10,49	19,00	0,00	0,48
10	9,5	12,83	11,24	19,00	18,82	0,45
11	0,0	13,43	11,98	19,00	0,00	0,46
12	2,6	12,77	12,11	19,00	15,30	0,49
13	8,7	13,99	12,46	19,00	11,41	0,46
14	5,2	14,86	12,68	19,00	9,54	0,44
15	6,9	14,43	12,24	19,00	7,19	0,44
16	6,1	13,12	11,15	19,00	0,00	0,44
17	11,3	10,05	8,74	19,00	-2,22	0,45
18	8,7	6,56	5,68	19,00	-5,76	0,45
19	23,4	2,62	1,75	19,00	-9,54	0,34
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'
--

IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,17

ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA CON IL
METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

by Prof. Ing. Geol. Vincenzo SIMEONE

Matera - via Levi

Superficie B3 - Dopo l'intervento

Parametri geotecnici					
Z < 14 m			Z < 14 m		
c'	kPa	10	c'	kPa	15
ϕ' (°)	(°)	13	ϕ' (°)	(°)	21
γ	kN/m ³	19	γ	kN/m ³	19

Parametri simici	
Kh	0,0735
Kv	0,03675

Caratteristiche geometriche del pendio						
Punti	X	Y _{sup-scor}	Y _{terreno}	Y _{piez}	hs	hws
1	59,8	421,733	421,733	420,421	0	-1,3115
2	62,4	419,11	419,6	419,984	0,49033	0,87433
3	62,4867	419,11	419,6	419,547	0,49033	0,43717
4	67,6	413,864	419,6	419,11	5,73633	5,246
5	67,6867	413,864	420,2	419,11	6,33633	5,246
6	78	406,869	420,2	418,235	13,331	11,3663
7	86,6667	401,623	416,1	416,487	14,477	14,8637
8	92,7333	399	416,1	415,175	17,1	16,1752
9	92,7767	399	415,9	415,175	16,9	16,1752
10	102,267	395,066	415,9	413,427	20,8345	18,361
11	102,31	395,066	413,864	413,427	18,7982	18,361
12	104,867	394,191	413,864	412,989	19,6725	18,7982
13	113,533	392,005	413,864	411,678	21,8583	19,6725
14	125,667	391,131	411,241	409,055	20,1097	17,9238
15	131,733	391,481	409,492	407,743	18,0113	16,2626
16	143	392,443	405,558	404,683	13,115	12,2407
17	151,667	394,191	403,809	402,935	9,61767	8,74333
18	175,067	402,497	402,497	401,623	0	-0,8743
19	216,667	399	399	399	0	0
20	216,667	399	399	399	0	0

X	Ascissa
Y-ter	Ordinata superficie topografica
Y-frana	Ordinata superficie di scorrimento
Y-piez	Ordinata superficie piezometrica
hs	spessore massa in frana
hws	Altezza superficie piezometrica rispetto alla superficie di frana. Se negativa superficie piezometrica è sotto la superficie di rottura

Caratteristiche conci						
Concio	B (m)	H (m)	hw (m)	γ (kN/m ³)	alfa (°)	ru

1	2,6	0,25	-0,22	19,00	45,25	-0,46
2	0,1	0,49	0,66	19,00	0,00	0,69
3	5,1	3,11	2,84	19,00	45,73	0,47
4	0,1	6,04	5,25	19,00	0,00	0,45
5	10,3	9,83	8,31	19,00	34,15	0,44
6	0,4	11,28	11,37	19,00	0,00	0,52
7	8,2	11,85	13,12	19,00	32,50	0,57
8	6,1	15,79	15,52	19,00	23,38	0,51
9	0,0	17,00	16,18	19,00	0,00	0,49
10	9,5	18,87	17,27	19,00	22,52	0,47
11	0,0	19,82	18,36	19,00	0,00	0,48
12	2,6	19,24	18,58	19,00	18,88	0,50
13	8,7	20,77	19,24	19,00	14,16	0,48
14	5,2	21,68	19,50	19,00	5,76	0,46
15	6,9	20,81	18,62	19,00	2,89	0,46
16	6,1	19,06	17,09	19,00	-3,30	0,46
17	11,3	15,56	14,25	19,00	-4,88	0,47
18	8,7	11,37	10,49	19,00	-11,41	0,48
19	23,4	4,81	3,93	19,00	-19,54	0,42
20	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RISULTATI VERIFICHE DI STABILITA'

IN ASSENZA DI AZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,45

IN CONDIZIONI SISMICHE

Condizioni drenate

F = 1,19

L'analisi di stabilità in condizioni sismiche è stata eseguita con il metodo pseudostatico secondo le indicazioni del DM 14.01.2008

$$F_h = W \times \beta_s \times a_g \times S \times S_T$$

$$F_v = \pm 0,5 \times F_h$$