



COMUNE DI TURI

AMPLIAMENTO DELLA STRUTTURA TURISTICO RICETTIVA "RELAIS VILLA MENELAO" ART. 8 D.P.R. 160/2010 - D.G.R. 21 novembre 2022 n° 1631



PROPRIETA':



Villa Menelao S.r.l.
Società Uninominale
Via Le Ginestre II, Tratto 1 - 70010 TURI (BA)
P. IVA e C.F.: 04795040726

VILLA MENELAO S.r.l.
Società Unipersonale
Via Le Ginestre II - 70010 TURI (Ba)
P. IVA 04795040726

PROGETTO:

☐ ARCHITETTURA:



architetto
giuseppe romanazzi

☐ IMPIANTI:



GNT PROGETTI S.r.l.
Ing. Angelo Gentile

☐ STRUTTURE:

Ing. Vito Colaiani

☐ URBANISTICA:

Ing. Antonio Colaiani

☐ GEOLOGIA ED AMBIENTE:



Geologo Pasquale Pirulli



OGGETTO:

Relazione Studio Geotecnico

TAV.

G

SCALA

DATA

04.03.2023

03					
02					
01	AGGIORNAMENTO				04.03.2023
00	EMISSIONE				30.08.2021
REV.	DESCRIZIONE - Description	RED. - Prep.d	CONTR. - Chk'd	APPR. - Appr.d	DATA - Date

Sommario

1. PREMESSA _____	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO _____	3
3. CALCARENITE DI GRAVINA _____	7
4. INDAGINE SISMICA MASW _____	9
5. INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE _____	13
6. INDAGINI DIRETTE ESEGUITE IN PASSATO _____	16
7. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE _____	20
8. MODELLAZIONE GEOTECNICA _____	29
9. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE _____	29
10. VERIFICHE DI SICUREZZA _____	29
11. CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE _____	35

1. PREMESSA

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalla realizzazione di un Relais in Turi (BA) in ampliamento di Tenute Villa Menelao.

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi della relazione geologica redatta dal Geol. Pasquale Pirulli e dei relativi risultati rinvenienti dalla campagna d'indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geologiche litologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame.

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

Al fine di definire le caratteristiche geologiche, geomeccaniche, geomorfologiche dell'area d'interesse e i caratteri della circolazione idrica sotterranea sono state effettuate apposite indagini anche in quelle zone ad essa limitrofe.

Lo studio è consistito di:

1. rilevamento geologico di superficie, integrato dall'analisi delle foto aeree dell'area oggetto di studio;
2. censimento di pozzi per acqua esistenti in zona per l'acquisizione dei dati stratigrafici ed idraulici;
3. raccolta ed analisi dei dati geologici, geomorfologici, geofisici, geotecnici ed idrogeologici derivanti da studi precedentemente svolti e da quelli emersi in situ;
4. nell'acquisizione d'informazioni di carattere stratigrafico e tettonico attraverso gli scavi e le incisioni esistenti nell'area adiacente a quella oggetto d'intervento;
5. esecuzioni di indagini geofisiche (tomografie sismiche e masw).

La relazione è stata redatta secondo quanto disposto dal D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni...", nonché nel rispetto dei punti 6.2.1. e 6.2.2. del vigente D.M. Infrastrutture del 17.01.2018 e relativa Circolare 21 gennaio 2019, n. 7, C.S.LL.PP.

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

In particolare nel presente lavoro si è cercato di individuare la successione stratigrafica, la potenza dei litotipi, le variazioni laterali, la presenza e distribuzione d'eventuali vuoti e/o cavità di varia genesi, nonché le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti.

Le considerazioni che si riportano, quindi, derivano dalle risultanze degli accertamenti geologici eseguiti in zona, da studi di fotointerpretazione, dall'esito dei lavori effettuati in situ e dalle Note Illustrative della Carta Geologica 190 "Monopoli" in scala 1: 100.000 e da quelle della carta al 50.000 del progetto CARG.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto di studio, dal punto di vista geodinamico fa parte dell'Avampaese apulo (Aucutt.), ricade a cavallo di due fogli geologici della IIa edizione della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (F° 190 "Monopoli" e F° 178 "Mola di Bari").

Il quadro geologico locale è relativamente semplice; infatti, sui calcari cretacei blandamente tettonizzati di una piattaforma carbonatica mesozoica (Piattaforma apula), che costituiscono il substrato dell'intera regione murgiana, poggiano in discordanza unità pleistoceniche di avanfossa (Calcarenite di Gravina ed Argille Subappennine), che rappresentano la porzione trasgressiva del ciclo della Fossa bradanica sui margini dell'Avampaese apulo.

In discordanza su tutte le unità più antiche si rinvencono infine unità marine e continentali terrazzate del Pleistocene medio e superiore, oltre a depositi alluvionali olocenici. Inoltre, anche se l'area presenta un grado di deformazione tettonica piuttosto basso, sono state riconosciute blande pieghe ad ampio raggio di curvatura e faglie ad alto angolo. Gli eventi che hanno caratterizzato l'evoluzione geologica del territorio pugliese possono essere messi in relazione con la geodinamica di un esteso tratto crostale corrispondente con la parte settentrionale della Placca africana (Piastra apula sensu LORT, 1971 o Promontorio africano sensu CHANNEL et alii, 1979) a partire dal Paleozoico superiore. L'area pugliese presenta una struttura crostale uniforme con un basamento cristallino varisco ed una copertura sedimentaria spessa oltre 7 chilometri (RICCHETTI et alii, 1988). Tale successione è stratigraficamente contrassegnata da facies terrigene fluvio-deltizie (red beds) permo-triassiche (Verrucano), da evaporiti triassiche (Anidriti di Burano) e da una potente impalcatura carbonatica di piattaforma di età giurassico-cretacea.

La successione carbonatica cretacea affiorante in corrispondenza del settore delle Murge faceva parte di un dominio di piattaforma carbonatica (Piattaforma apula sensu D'ARGENIO, 1974), soggetto a tassi di subsidenza sostanzialmente costanti in un contesto geodinamico di margine passivo. Durante la tettonogenesi appenninico-dinarica gran parte dell'attuale territorio pugliese (Gargano, Murge e Salento) ha svolto il ruolo di avampaese (Avampaese apulo) per le catene con opposta vergenza degli Appennini e delle Dinaridi-Albanidi-Ellenidi (e.g. RICCHETTI et alii, 1988; ARGNANI et alii, 1993; DE ALTERIIS & AIELLO, 1993). In particolare, l'Avampaese apulo è costituito in prevalenza da una regione carbonatica autoctona poco deformata, che si riconosce sia in aree emerse (unità stratigrafico-strutturale Murge-Gargano di D'ARGENIO et alii, 1973) che sommerse (Apulian swell di ROSSI & BORSETTI, 1974 e AUROUX et alii, 1985 verso SE e Rospo Mare di DOULCET et alii, 1990 verso NO). Fra il Miocene ed il Pleistocene inferiore la migrazione verso est del sistema subappenninico produsse il progressivo inarcamento della placca adriatica che subì dei cedimenti sui margini appenninico e dinarico in relazione alla formazione di opposte gradinate di faglia (RICCHETTI & MONGELLI, 1980; RICCHETTI et alii, 1988). La migrazione verso est della catena coinvolse nella migrazione anche l'avanfossa appenninica plio-pleistocenica (CASNEDI et alii, 1982; CASNEDI, 1988) che, nel tratto pugliese, si differenzia rispetto alle restanti parti del bacino per essere delimitata ad ovest dai rilievi appenninici, e ad est da quelli dell'Avampaese apulo emerso (MIGLIORI-NI, 1937; SELLI, 1962b).



Fig. 1 – Stralcio Tav. IV N.E. "Rutigliano" del F° I.G.M. 190 in scala 1:25.000.

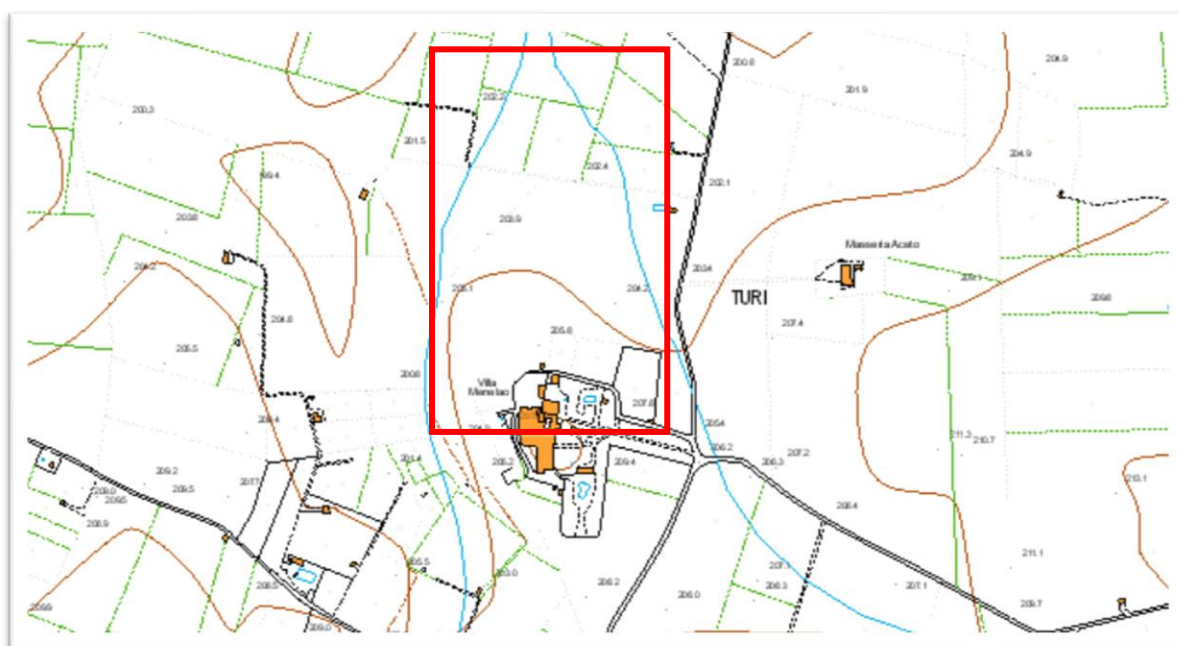


Fig. 2 – Stralcio CTR in scala 1: 8.000.

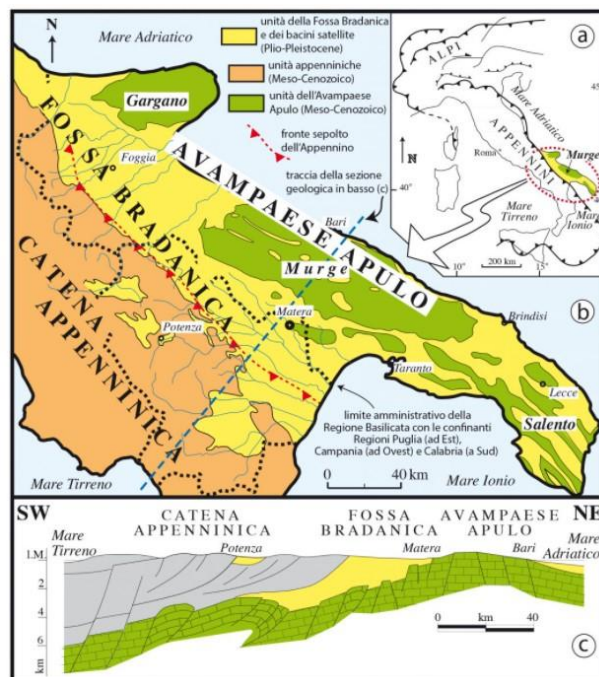
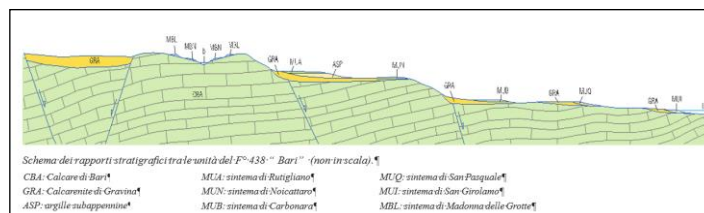


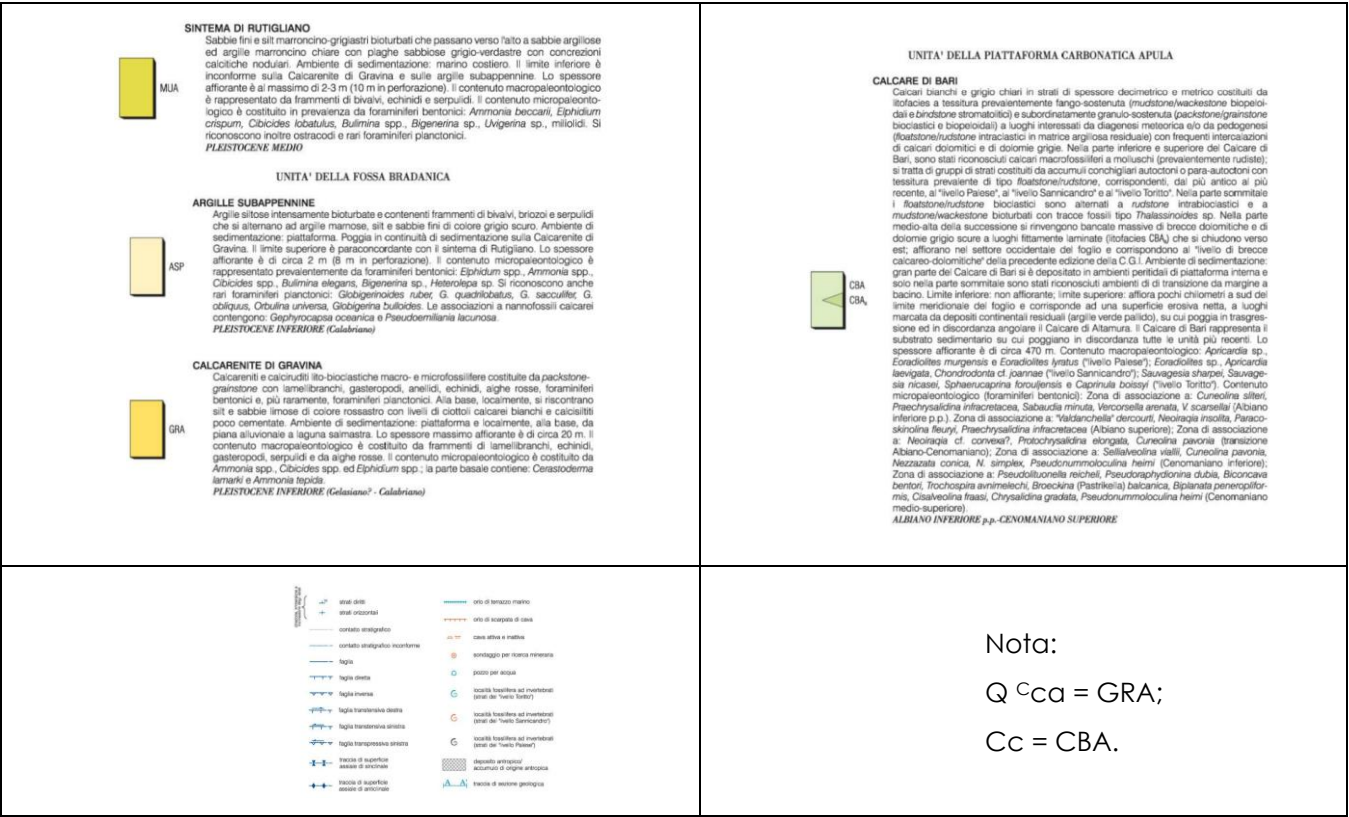
FIGURA 3 - SCHEMA GEOLOGICO DELLA PUGLIA (MOD., DA PIERI ET ALII, 1997).



Fig. 4 – Carta Geologica in scala 1: 100.000.



Sezione geologica non in scala



Questo segmento dell'avanfossa plio-pleistocenica, noto come Fossa bradanica, ha una storia tettonica e sedimentaria alquanto differente dal resto dell'avanfossa adriatica. Infatti, questo bacino, che dal punto di vista strutturale è assimilabile ad un foreland basin, si è sviluppato in gran parte sulla rampa regionale dell'avampaese migrando verso est per effetto dell'arretramento della rampa stessa che si immerge a gradinata al di sotto della catena appenninica (PIERI et alii, 1994; 1996 Tropeano et alii 2002a; b). Contestualmente, l'avanzamento delle strutture compressive appenniniche verso est consentì l'immissione nel bacino di enormi volumi di terreni alloctoni (CASNEDI et alii, 1982). Per tale ragione la Fossa bradanica mostra in sezione trasversale un profilo asimmetrico per avere un margine occidentale (appenninico) molto acclive, e un margine orientale (di avampaese) caratterizzato da bassi gradienti (PIERI et alii, 1994; 1996). In un quadro paleogeografico così articolato la sedimentazione si è necessariamente differenziata per ambienti, facies e spessori. Relativamente alle aree marginali prospicienti le porzioni più sollevate ed emerse dell'Avampaese apulo (rilievi del Gargano, delle Murge alte e delle Serre Salentine), la sedimentazione si è propagata su un substrato carbonatico subsidente, su cui si sono depositati sedimenti carbonatici costieri sia intrabacinali che terrigeni, questi ultimi rappresentati dal materiale clastico proveniente dall'erosione dei rilievi carbonatici mesozoici. In tali condizioni si è avuta la sedimentazione delle calcareniti e calcirudi di ambiente costiero (Calcareniti di Gravina), che rappresentano i depositi trasgressivi che marciano l'inizio del ciclo della Fossa bradanica in aree di avampaese; successivamente, con l'approfondimento del bacino, la sedimentazione carbonatica è stata sostituita da quella terrigena, per l'arrivo di abbondanti apporti silicoclastici di provenienza appenninica (argille subappennine) che coprono stratigraficamente in continuità di sedimentazione i carbonati della Calcareniti di Gravina (IANNONE & PIERI, 1979; Tropeano & Sabato ,2000; TROPEANO et alii, 2002a).

Durante il tardo Pleistocene inferiore, l'avampaese, unitamente all'avanfossa, da area subsidente ha incominciato un lento e continuo sollevamento (CIARANFI et alii, 1983; DOGLIONI et alii, 1994; 1996). Tale sollevamento regionale ha causato il graduale ritiro del mare in seguito al quale le aree a sedimentazione marina sono state sostituite da terre emerse. In tale contesto, l'interferenza tra il

sollevamento regionale e le oscillazioni glacio-eustatiche avrebbe determinato la successione di numerose fasi sedimentarie, distinte nel tempo e nello spazio, ciascuna delle quali testimoniata da un deposito di ambiente costiero con trend regressivo (depositi marini terrazzati sensu CIARANFI et alii, 1988). Inoltre, tali depositi regressivi sono disposti in terrazzi a quote progressivamente più basse procedendo verso mare, in modo tale che i depositi posti a quote più elevate corrispondono a quelli più antichi, mentre quelli posti a quote più basse a quelli più recenti.

3. CALCARENITE DI GRAVINA

La Calcarenite di Gravina affiora in lembi più o meno estesi nella zona a nord di Turi. Lo spessore massimo affiorante è molto variabile, da pochi decimetri fino ad un massimo di circa 4 m. Questo dato è confermato anche dai numerosi sondaggi geognostici.

Il termine Calcarenite di Gravina, formalizzato da AZZAROLI (1968) per i depositi calcarenitici di età calabrianica affioranti lungo il bordo bradanico delle Murge, è stato successivamente esteso da IANNONE & PIERI (1979) ai depositi calcarenitici del tutto simili per posizione stratigrafica, età e significato paleoambientali, presenti sul versante adriatico delle Murge. A tale proposito si ricorda che nelle carte geologiche della precedente edizione della Carta Geologica d'Italia (F°177 "Bari", F°178 "Mola di Bari", F°189 "Altamura" e F°190 "Monopoli") relative all'area compresa nel F° 438 "Bari", questa formazione è riportata con i termini "Tufi delle Murge" (p.p.) o "tufo" (p.p.).

Le facies tipiche della Calcarenite di Gravina sono costituite da calcareniti e calciruditi lito-bioclastiche che, tranne eccezioni rappresentate da sedimenti siltoso-sabbiosi a luoghi presenti alla base, poggiano direttamente sui calcari cretaci. In questo caso il contatto è rappresentato da una superficie di abrasione marina, frequentemente marcata da discordanza angolare, interpretata come una superficie di ravinement di lungo periodo (TROPEANO & SABATO, 2000) e più genericamente come una superficie di trasgressione diacrona a livello regionale (PIERI, 1980).

Tale superficie di abrasione è caratterizzata dalla presenza di abbondanti tracce di bioerosione che rappresentano la testimonianza di colonizzazione da parte di una fauna endolitica poco differenziata (*Trypanites ichnofacies*) (D'ALESSANDRO & IANNONE, 1983).

Il contatto trasgressivo è ovunque ben evidente per il contrasto litologico fra i sottostanti calcari micritici del Cretaceo e la soprastante unità calcarenitica, dovuto ai diversi caratteri tessiturali e al diverso grado di cementazione. Più comunemente e per spessori più significativi, fino ad un massimo di circa 20 m, la Calcarenite di Gravina è costituita da strati e banchi sub orizzontali di calcareniti e calciruditi bio-clastiche e di calcari organogeni ad alghe calcaree, scarsamente cementati e porosi.

La stratificazione, generalmente mal distinta, è messa in risalto da rare superfici di erosione e più frequentemente da orizzonti costituiti da concentrazioni di macro fossili, in genere lamellibranchi e/o alghe calcaree.

Le strutture sedimentarie di origine idrodinamica sono scarse; ciò sembra essere legato alla grande diffusione di tracce fossili e bioturbazioni, così abbondanti da caratterizzare alcune litofacies.

Dal punto di vista tessiturale si tratta in prevalenza di packstone, e/o di packstone-grainstone, costituiti quasi esclusivamente da bioclasti, con più o meno abbondante matrice bioclastica fine, rari litoclasti cretaci e scarso cemento intergranulare.

I caratteri osservati permettono di attribuire queste successioni ad un sistema carbonatico di mare sottile; poiché i sedimenti, già di ambiente marino, risultano preservati al di sopra di una superficie di abrasione bioerosa in ambiente marino, TROPEANO & SABATO (2000) hanno suggerito a livello regionale che la trasgressione possa aver cancellato, tranne che nelle paleo depressioni morfologiche, tutte le testimonianze del lungo periodo di emersione dal tetto del substrato cretaceo.

La presenza di ciottoli calcarei nella parte bassa di queste successioni testimonia che, durante la trasgressione, si potevano costituire piccole ed effimere spiagge ghiaiose.

La gran parte delle successioni si depositava in ambiente di offshore dove anche la porzione bioclastica era soggetta al moto ondoso solo durante eventi eccezionali. Questo spiega l'intensa bioturbazione presente nell'intera serie e la sporadica presenza di superfici di strato e/o di orizzonti a macro fossili.

Per quanto riguarda l'età della Calcarenite di Gravina numerosi studi (AZZAROLI et alii, 1968a; AZZAROLI & VALDUGA, 1967; MERLA & ERCOLI, 1971; IANNONE & PIERI, 1979; D'ALESSANDRO & IANNONE, 1983) riferiscono un'età Pleistocene inferiore (Gelasiano-Calabriano Gelasiano? - Calabriano).

In particolare, all'interno del deposito calcarenitico, presente nell'area oggetto d'intervento, sono osservabili orizzonti dell'ordine del decimetro più cementati.

Si osserva la presenza, altresì, di noduli calcitici di colore bianco con diametro anche dell'ordine del centimetro; sono costituiti da areniti a matrice carbonatica poco classata, in cui sono presenti sferule di calcite d'origine pedogenetica.

L'intero deposito calcarenitico osservabile presenta un colore variabile dal giallastro al biancastro; non si osservano strutture plicative, ma semplicemente un assetto massivo e tabulare, infatti, sono spesso assenti lineazioni, lamine o superfici di stratificazione.

Per quanto concerne l'area che costituirà l'ampliamento dell'opificio, essa è caratterizzata dalla presenza di depositi biocalcarenitici e sabbiosi che passano verso l'alto a limi sabbioso-argillosi.

Tale deposito biocalcarenitico risulta formato da grani costituiti da bioclasti (Ostrea, frammenti di Alghe calcaree, Foraminiferi bentonici e Briozoi) ed in parte da frammenti cretacei provenienti dal disfacimento del substrato carbonatico. Per quanto concerne la tessitura essa è grano-sostenuta (packstone e grainstone).

Tali rocce risultano ben diagenizzate e non si osservano laminazioni.

I caratteri granulometrici, tessiturali e sedimentologici indicano, per alcuni tratti della successione, condizioni ambientali di alta e media energia.

Nel territorio in esame tali depositi affioranti del Pleistocene medio-superiore si ritrovano in lembi piuttosto estesi e sono attribuiti all'unità formazionale "Calcarenite di Gravina".

Si tratta di sedimenti biocalcarenitici e biocalciruditi in grossi banchi con intercalazioni calcilutitiche alla cui base possono essere presenti, lungo zone depresse, argille e limi calcarei continentali.

I sedimenti affiorano estesamente in località "Mass. Le Monache" con spessore variabile dai pochi metri ai 30 m.

Da una attenta ricostruzione litostratigrafia condotta dalla collega Francesca Lasalandra in località "Le Monache" emerge alla base del deposito la presenza per circa 60 cm terra rossa argillosa rossastra e costituente un paleosuolo completamente privo di contenuto faunistico.

Segue verso l'alto un livello di 20-30 cm di calcare micritico più o meno compatto per cementazione spiritica di colore biancastro con all'interno una discreta presenza di gusci di ostracodi.

Una netta superficie di separazione ad andamento irregolare segna il passaggio verso l'alto ad uno strato dello spessore di 30-80 cm costituito da calcare micritico ad aspetto vacuolare e con presenza di gasteropodi.

Segue una successione di sottili strati di calcari micritici dello spessore di 20-30 cm con all'interno piccoli gasteropodi e lamellibranchi.

Segue uno strato di pelite grigia con spessore di 30 cm ricoperto da calcare micritico dello spessore di 40 cm.

La successione termina con sabbie giallastre dello spessore dell'ordine del metro a grana fine e ricco di macro fossili.

Questa successione è molto rappresentativa a scala territoriale comunale perché mostra i caratteri di una trasgressione marina (accumuli di ostree) preceduta da un progressivo impaludamento (sedimenti pelitici e sedimenti carbonatici di precipitazione chimica).

Sotto l'aspetto stratigrafico l'area in esame appartiene molto probabilmente ai Depositi Marini terrazzati del versante adriatico e precisamente a quelli del pianoro compreso tra le scarpate di quota 200 e di quota 180 m s.l.m.



Foto 1 – Scavo in roccia calcarenitica nel sito d'interesse.

4. INDAGINE SISMICA MASW

L'Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri (abrogata dal D.M. del 14.01.2008 "Norme tecniche sulle costruzioni" e a sua volta dal D.M. del 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme

tecniche sulle costruzioni") ha introdotto la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica classificando i suoli, per la definizione dell'azione sismica di progetto, in cinque categorie principali (dalla A alla E) sulla base del parametro V_{seq} . In conformità al D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, V_{seq} (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato; N numero di strati;
- H

p

rofondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (Park et al., 1999) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde con il vantaggio di offrire una dettagliatissima ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S ed è poco soggetta al rumore ambientale.

Esse provocano un moto ellittico delle particelle delle rocce, in un piano verticale alla direzione di propagazione delle onde.

Le onde superficiali possono compiere lunghe distanze prima di estinguersi, viaggiando più lentamente delle onde P e S: la velocità di propagazione delle onde R è di circa 2,7 km/s.

Il metodo che utilizzeremo nella indagine masw è quello attivo che ci consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m, in funzione della rigidezza del suolo.

Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidezza del suolo e che nel nostro caso non servono.

Si fa presente che il mezzo (terreno superficiale e sottosuolo) è stratificato e le onde di Raleigh sono dispersive, cioè sono onde con diverse lunghezze d'onda che si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980).

Le componenti orizzontale e verticale delle onde di Rayleigh sono sfasate di 90°, quindi durante il moto le particelle descrivono un'ellisse. L'asse maggiore dell'ellisse è parallela alla superficie libera orizzontale fino alla profondità di circa 0.2λ (λ è la lunghezza d'onda), dove lo spostamento orizzontale cambia segno e quindi gli assi e il senso di percorrenza dell'ellisse si invertono. L'ampiezza degli spostamenti decresce rapidamente con la profondità, così che l'onda di

Rayleigh è confinata nella parte superficiale del semispazio, in una striscia di spessore pari a circa $1,5 \lambda$.

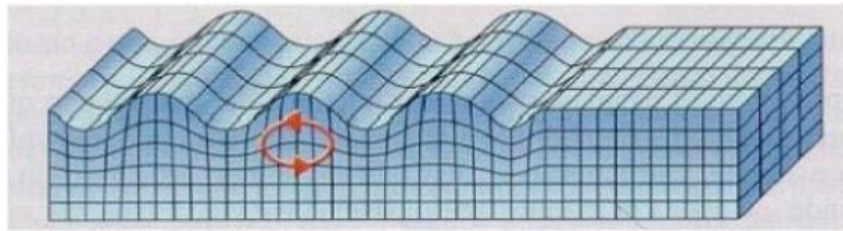


Fig. 5 - Onda di Rayleigh sulla superficie libera di un semispazio omogeneo (Bolt, B.A., 1976).

La tecnica di prospezione sismica a rifrazione consiste nella misura dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in un punto in superficie (punto sorgente), in corrispondenza di una molteplicità di punti disposti allineati sulla superficie topografica (geofoni). Lo studio della propagazione delle onde sismiche consente di valutare le proprietà geometriche e fisico-meccaniche dei terreni.

Mediante questo tipo di indagine si può risalire alla composizione litologica di massa dei terreni, al loro grado di fratturazione, alla geometria delle prime unità sottostanti la coltre superficiale, alla profondità in cui si trova la roccia di fondo ("bedrock").

L'unica condizione per eseguire studi di sismica a rifrazione è che la successione rocciosa da investigare sia caratterizzata da velocità sismiche crescenti all'aumentare della profondità.

Nell'area oggetto d'intervento edilizio si è proceduto, ad infiggere i 24 geofoni a passo di due metri con il primo nello zero e ad energizzare con mazza battente di 8 Kg come in fig. 6.

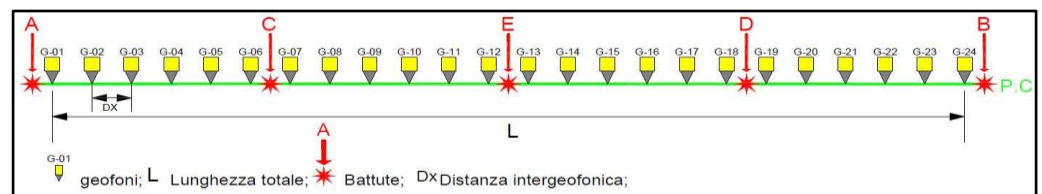


Fig. 6 – Schema geometrico di acquisizione

La strumentazione utilizzata è a 24 canali, modello Echo12-24 della AMBROGEO interfacciato con un computer portatile, con acquisizione digitale, funzione di incremento multiplo del segnale, tempi di acquisizione compresi tra 25 e 1000 msec, filtri in ingresso compresi tra 0 e 950 Hz (per eliminare le frequenze indesiderate) e monitoraggio del noise ambientale in continuo. I geofoni per i rilievi sismici di superficie (Basi), sono a 4.5 Hz.

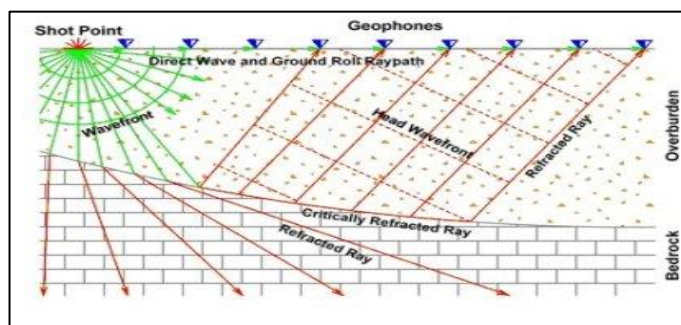
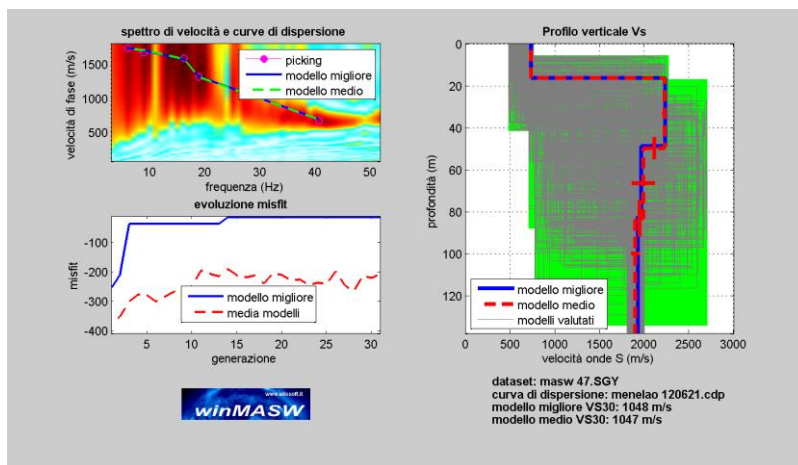


Fig. 7 - Schema di acquisizione di onde rifratte.

Nell'area oggetto d'intervento edilizio si è proceduto ad infiggere i 24 geofoni a passo di due metri con il primo nello zero.

Con la stesa di 24 geofoni si è provveduto ad energizzare con mazza battente di 8 Kg a -1 m.

La strumentazione utilizzata è 24 canali, modello Echo12-24 della AMBROGEO interfacciato con un computer portatile, con acquisizione digitale, funzione di incremento multiplo del segnale, tempi di acquisizione compresi tra 25 e 1000 msec, filtri in ingresso compresi tra 0 e 950 Hz (per eliminare le frequenze indesiderate) e monitoraggio del rumore ambientale in continuo. I geofoni per i rilievi sismici di superficie (Basi), sono a 4.5 Hz.



Modello medio

VS (m/s): 733, 2223, 1988, 1897
 Deviazioni Standard (m/s): 0, 20, 130, 46
 Spessori (m): 16.6, 33.2, 33.5
 Deviazioni Standard (m): 0.0, 5.2, 8.5

Tipo di analisi: onde di Rayleigh

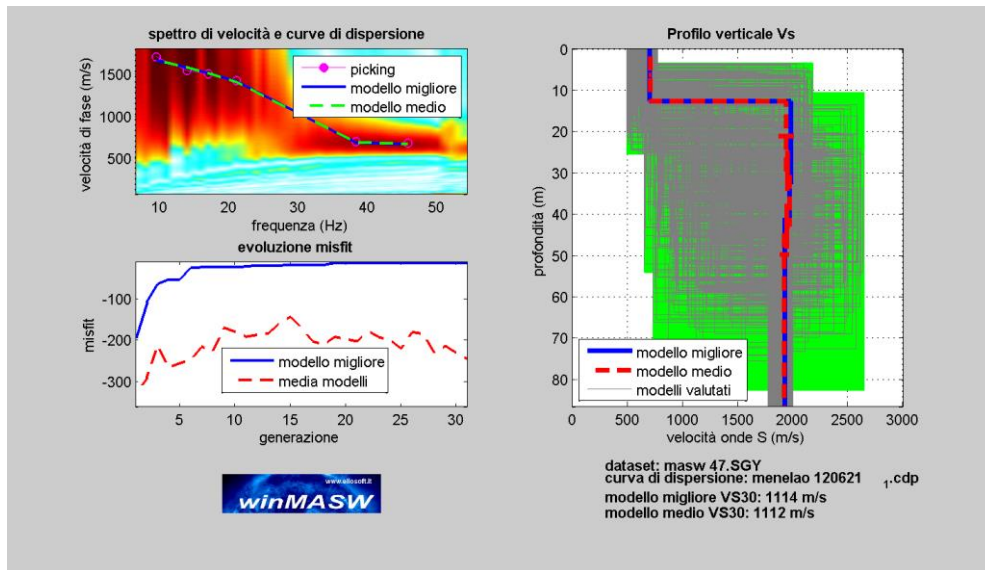
Stima approssimativa di V_p , densità e moduli elastici
 Stima V_p (m/s): 1529, 4693, 4149, 3618
 Stima densità (gr/cm³): 2.16, 2.43, 2.40, 2.37
 Stima modulo di Poisson: 0.35, 0.36, 0.35, 0.31
 Stima modulo di taglio (MPa): 1159, 12013, 9488, 8519
 Stima modulo di compressione (MPa): 3498, 37522, 28676, 19628
 Stima modulo di Young (MPa): 3131, 32564, 25637, 22326
 Stima modulo di Lamé (MPa): 2725, 29513, 22351, 13949

Vseq (m/s): 733

VS30 (m/s): 1048

Possibile Tipo di Suolo: B

MASW 1



Modello medio

VS (m/s): 706, 1937, 1968, 1922
 Deviazioni Standard (m/s): 9, 66, 12, 40
 Spessori (m): 12.8, 16.8, 13.4
 Deviazioni Standard (m): 0.1, 4.8, 5.4

Tipo di analisi: onde di Rayleigh

Stima approssimativa di V_p , densità e moduli elastici
 Stima V_p (m/s): 1427, 4013, 4190, 3623
 Stima densità (gr/cm³): 2.14, 2.39, 2.40, 2.37
 Stima modulo di Poisson: 0.34, 0.35, 0.36, 0.30
 Stima modulo di taglio (MPa): 1067, 8977, 9307, 8746
 Stima modulo di compressione (MPa): 2936, 26561, 29780, 19416
 Stima modulo di Young (MPa): 2855, 24204, 25288, 22813
 Stima modulo di Lamé (MPa): 2225, 20577, 23575, 13585

V_{seq} (m/s): 706

VS30 (m/s): 1112

Possibile Tipo di Suolo: B

MASW 2

5. INDAGINE SIMICA A RIFRAZIONE

La tecnica della sismica a rifrazione permette la determinazione della velocità di propagazione delle onde elastiche di tipo longitudinale (P) all'interno del sottosuolo (Fig. A). Tali onde sono generate e si propagano nel terreno tutte le volte che quest'ultimo è sottoposto a sollecitazioni sia di tipo naturale, sia artificiale (terremoti, esplosioni, masse battenti, ecc.). Il metodo si basa sulla misura dei tempi di arrivo delle onde sismiche rifratte all'interfaccia tra corpi del sottosuolo caratterizzati da differenti proprietà elastiche. L'energia elastica viene generata tramite una sorgente posta in superficie da cui le onde sismiche si irradiano in tutte le direzioni.

L'istante di arrivo dei segnali sismici, a varie distanze dalla sorgente, viene rilevato disponendo lungo allineamenti prefissati una serie di sensori (geofoni) ad intervalli regolari (distanza intergeofonica). Entro una certa distanza (distanza di cross-over) i primi arrivi registrati corrispondono alle onde che si sono propagate direttamente dalla sorgente ai geofoni. Per

distanze maggiori, le onde rifratte lungo discontinuità tra strati a velocità crescente con la profondità, precedono quelle dirette. Misurando i tempi di arrivo ai geofoni delle onde dirette e rifratte, si ottengono informazioni sulla profondità, sugli spessori, sulla geometria e i parametri elastici dei diversi strati. La sismica a rifrazione risulta particolarmente efficace per definire la stratigrafia del sottosuolo, la profondità e la morfologia del substrato litoide, la rippabilità (o scavabilità) dei terreni. Nella Tabella 1 sono indicate le velocità sismiche ed i moduli elastici dei principali terreni e rocce.

È stata effettuata, dunque, una campagna geognostica a carattere geofisico, consistente in due Basi Sismiche a Rifrazione di Superficie. L'ubicazione del sondaggio geofisico è mostrata in fig. 8.

La finalità delle indagini sismiche è in primo luogo di rilevare l'andamento della sismostratigrafia del sottosuolo, ricercando le superfici di discontinuità fisica, rifrattori, ed in particolare quelle superfici che separano porzioni di ammasso roccioso o terroso con differente grado di densità e compattezza.

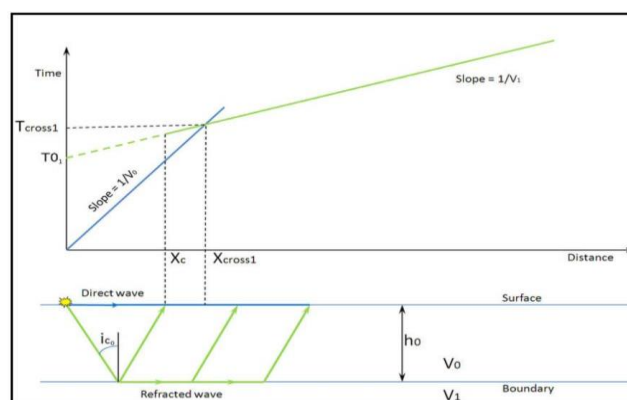


Fig. 8 – Dromocrona (in alto) e schematizzazione del percorso di un'onda sismica diretta e rifratta (in basso).

Materiale		Velocità sismiche in sito (a piccole deformazioni) (m/s)		Coefficiente di Poisson ν	Densità (g/cm ³) ρ	Modulo di elasticità tangenziale (MN/m ²) G
		V_p	V_s			
Sabbia (in prossimità della superf.)	Sciolti	1450-1550 (180-450)	100-250	0.48-0.50 (0.30-0.35)	1.5-1.8 γ_s	15-110
	Media	1500-1750 (320-650)	200-350	0.47-0.49 (0.20-0.30)	1.7-2.1	70-250
	Addensata	1700-2000 (550-1300)	350-700	0.45-0.48 (0.15-0.30)	1.9-2.2	230-1000
Argilla	Moder. consistente	1450-1550	80-180	0.47-0.50	1.6-2.0	10-65
	Consistente	1500-1700	180-300	0.47-0.50	1.7-2.1	55-190
	Molto consistente	1600-1900	300-500	0.47-0.50	1.8-2.3	160-450
Arenaria e scisti non alterati		1500-4000	800-2000	0.25-0.35	2.0-2.4	1300-9500
Calcare		2000-6000	1200-3000	0.25-0.35	1.8-2.5	2600-20000
Roccia cristallina o metamorfica non alterata		3500-7000	2000-3500	0.25-0.30	2.2-2.6	8500-32000

Tabella 1 – Velocità sismiche e moduli elastici in terreni e rocce. I valori tra parentesi si riferiscono al materiale non saturo (Head e Jardine, 1992).

Dalla sismostratigrafia ottenuta, e con l'ausilio di programmi (winsism) è stato possibile ricavare lo spessore e le caratteristiche geomeccaniche degli strati così riconosciuti, calcolare i valori di Rigidità Sismica dei singoli orizzonti al fine di valutare ad esempio l'amplificazione sismica locale o la suscettibilità alla liquefazione di terreni saturi non coesivi.

La strumentazione utilizzata è del tipo a 12-24 canali, modello Echo12-24 della AMBROGEO interfacciato con un computer portatile, con acquisizione digitale, funzione di incremento multiplo del segnale, tempi di acquisizione compresi tra 25 e 1000 msec, filtri in ingresso compresi tra 0 e 950 Hz (per eliminare le frequenze indesiderate) e monitoraggio del noise ambientale in continuo.

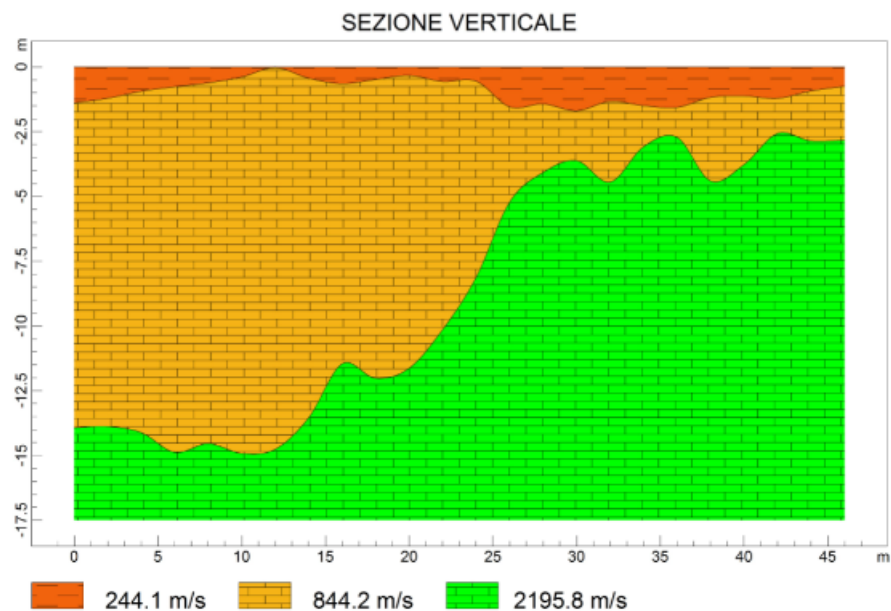
I geofoni per i rilievi sismici di superficie (Basi), sono a 4.5 Hz. Per questa campagna sono stati utilizzati cavi geofonici, di lunghezza pari a 46 m con una spaziatura fra gli attacchi di 2 m. I punti di scoppio A e B sono a -2 e +48 m rispettivamente dal geofono G1 e dal G24, in posizione esterna allo stendimento geofonico, lo scoppio E è posto al centro dello stendimento stesso (fra i geofoni G12 e G13).

La profondità di investigazione massima raggiunta è valutabile in circa 10 m dal piano campagna.

I sismogrammi sperimentali, registrati sul disco fisso del computer portatile in campagna, sono stati letti, elaborati ed interpretati utilizzando un procedimento informatico basato sull'utilizzo di programmi (Intersism della PASI S.r.l.). L'interpretazione congiunta delle dromocrone, effettuata anch'essa con l'ausilio dell'elaboratore ha fornito i valori delle velocità (in m/sec) delle onde i valori delle profondità (in m) dei rifrattori (discontinuità fisiche) nei sismostrati lungo il profilo in esame; questi dati hanno consentito l'elaborazione della relativa Sezione Sismostratigrafica (vedi Sismostratigrafia 1) che presenta un modello a 3 strati.

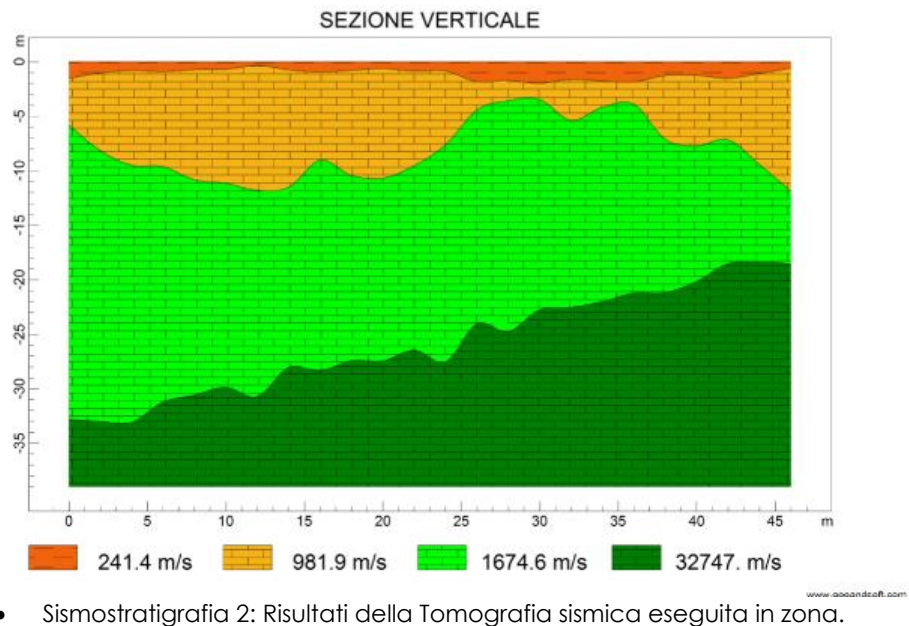
Sulla scorta di osservazioni superficiali, il modello ottenuto nella Base eseguita può essere riferito alla seguente successione costituita (dall'alto) da:

- ammasso superficiale ($V < 300$ m/sec), rappresentato da un ammasso "prevalentemente argilloso-sabbioso" correlabile ad argille limose da mediamente a molto addensate;
- ammasso intermedio ($V < 850$ m/sec), rappresentato da un ammasso "prevalentemente calcarenitico da mediamente a molto addensate;
- ammasso di base ($V > 1600$ m/sec), rappresentato da un ammasso "prevalentemente calcareo" correlabile a depositi ben stratificati/cementati.



www.geoandsoft.com

- Sismostratigrafia 1



- Sismostratigrafia 2: Risultati della Tomografia sismica eseguita in zona.

6. INDAGINI DIRETTE ESEGUITE IN PASSATO

L'indagine geognostica, condotta in situ per la realizzazione delle "Cummerse" è consistita di uno scavo spinto sino alla profondità di 2.5 m.

Dai 0.5 m circa di profondità e sino ai 2.5 m investigati si passa a biocalcareni massive a grana grossolana ben cementate di colore giallastro-marroncino.

Inoltre sono state effettuate numerose prove penetrometriche e scissometriche sui campioni scelti dallo scrivente sul fronte dello scavo.

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche è stato utilizzato un penetrometro tascabile, modello ST 308 (Figura 9) con lo scopo di determinare la resistenza a compressione di limo e argilla; sono state effettuate con discontinuità a causa dello stato dei fronti di scavo.



Lo strumento è dotato di due scale poste in due quadranti, il quadrante esterno riporta il valore del carico applicato espresso in Kg, quello interno riporta il valore della resistenza alla compressione espressa in Kg/cm², che con una prima approssimazione corrisponde al carico ammissibile nel terreno di fondazione.

Tra i cinque puntali disponibili, dalle dimensioni di 6,4 mm, 10 mm, 15 mm, 20 mm, 25 mm, quello utilizzato per eseguire le prove sulle carote è quello dal diametro di 6,4 mm (montato sullo strumento in foto).

Il puntale è stato poggiato sulla carota e, dopo averlo infisso fino alla tacca, è stato letto il valore della resistenza sul quadrante interno. È stata effettuata una media di circa 10 valori ottenuti dalle

FIGURA 9 - PENETROMETRO TASCABILE, MODELLO ST 308 (FONTE IN SITOGRAFIA).

prove; una volta mediati, i valori ottenuti sono stati riportati in apposita tabella.

Per ogni dato ottenuto dall'esecuzione della prova scissometrica, si riporta in ascisse il valore determinato sul campo risalendo fino ad intercettare la retta, spostandosi poi verso sinistra fino ad intercettare l'asse delle ordinate, leggendo quindi il valore di coesione non drenata corrispondente. Esempi di correlazione sono riportati nella pagina seguente (Fig. 11).

La prova scissometrica è stata eseguita con uno scissometro tascabile, modello CL-100, come quello mostrato in figura 15. Lo strumento è dotato di un cilindro dentato alla base e di un quadrante sul quale si legge il valore della resistenza alla rotazione opposta dal terreno. Il cilindro dentato viene poggiato verticalmente sul campione, che deve essere stato preliminarmente ripulito e non deve presentare asperità, fino a ricoprire interamente le alette. A questo punto si impone manualmente una rotazione in senso orario, alla quale il terreno si oppone; la resistenza opposta dal terreno viene misurata e indicata dalla lancetta sul quadrante. Al termine di ogni misura lo strumento è stato tarato riportando manualmente la lancetta in corrispondenza del valore 0, ed il cilindro basale è stato ripulito, per poi eseguire la successiva misura ad intervalli più o meno regolari per tutto lo spessore di limo e sabbia.

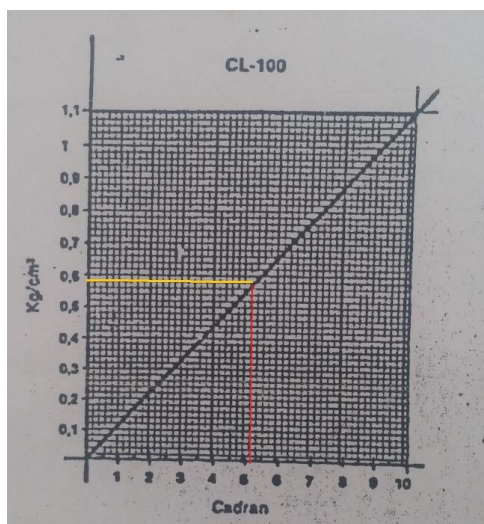


FIGURA 10 - SCISSOMETRO TASCABILE, MODELLO CL-100 (PER LA FONTE SI VEDA LA SITOGRAFIA).

FIGURA 11 – TAVOLA DI CORRELAZIONE PER L'INTERPRETAZIONE DEI DATI DI PROVE SCISSOMETRICHE

Sulle sabbie con limo e limi sabbioso-argillosi sono state condotte prove penetrometriche (S.P.T.) e dall'esame dei dati è emerso che i litotipi si presentano da mediamente densi a densi a cui è possibile correlare un $\gamma_d=1.7-2.0$ g/cm³ ed un $\phi=30^\circ-34^\circ$.

Essi presentano una coesione C' inferiore a 0.7 Kg/cm² ed un angolo d'attrito interno ϕ' compreso tra 29° e 36° . La porosità è piuttosto alta e superiore al 40%.

Le determinazioni scissometriche in situ condotte con il Vane Test portatile hanno evidenziato una resistenza al taglio compresa tra 0.48 e 0.85 Kg/cm². I valori per ogni indagine hanno evidenziato un sensibile aumento con la profondità.

Le sabbie si rinvennero a partire dai 0.5 m circa di profondità sono caratterizzate da una coesione prossima a zero ed un angolo di attrito interno superiore ai 33° , da una porosità superiore al 40% ed un contenuto in acqua inferiore al 19%.

Circa la circolazione idrica sotterranea si fa presente che i depositi più sabbiosi presenti a quote comprese tra 1.5 e 2.5 m possono essere sede di falde idriche superficiali di modesta potenzialità idrica.

Tali falde non sono in pressione e solo laddove i terreni sono più argillosi possono creare situazioni localizzate di confinamento con modeste pressioni alla circolazione idrica sotterranea.

Le condizioni favorevoli all'esistenza di falde idriche superficiali all'interno di tali depositi è legata ad una permeabilità per porosità d'interstizi variabile da alta a media ($K=10^{-2}$ ÷ 10^{-4} cm/s).

Per quanto riguarda la biocalcarenite, presente a profondità comprese tra 0.5 e 1 m e tra 1.5 e 2.5, sempre direttamente osservabile nell'area, quest'ultima risulta formata da grani costituiti da bioclasti ed in parte da frammenti calcarei provenienti dal disfacimento del substrato carbonatico; presentava una tessitura grano-sostenuta (packstone e grainstone) ed appare diagenizzata, non si osservavano laminazioni ed è massiva.

Dall'esame dei dati si osserva che il litotipo indicativo è una sabbia a grana medio-fine con un contenuto naturale d'acqua (w_n) variabile tra il 16.6% ed il 24.8%, mentre il peso di volume secco risulta di 1.79 g/cm³, il peso specifico reale 2.73 g/cm³ e la compattezza inferiore a 0.58; in situ, mediante strumentazione da campo (Penetrometro PASI ST 308) è stata eseguita in condizioni consolidate e non drenate (C.U.), una serie di determinazioni su più punti dei vari campioni presi e rappresentativi della zona d'interesse che evidenziano una coesione di poco superiore all'unità ed angolo d'attrito interno (ϕ) superiore a 36°.

Il campione "compatto" (strato calcarenitico ben cementato) ha dato un valore di resistenza a compressione ad espansione laterale libera (σ_r) variabile da 19 daN/cm² a 76 daN/cm².

Gli altri parametri fisici sono stati i seguenti: peso di volume secco 1.88 g/cm³; peso specifico reale 2.71 g/cm³; compattezza 0.66 g/cm³; porosità 34%.

In generale tali rocce che, in Meccanica delle Rocce, sono classificate come "tenere" risultano affidabili come appoggio fondale di tipo diretto (fondazioni superficiali).

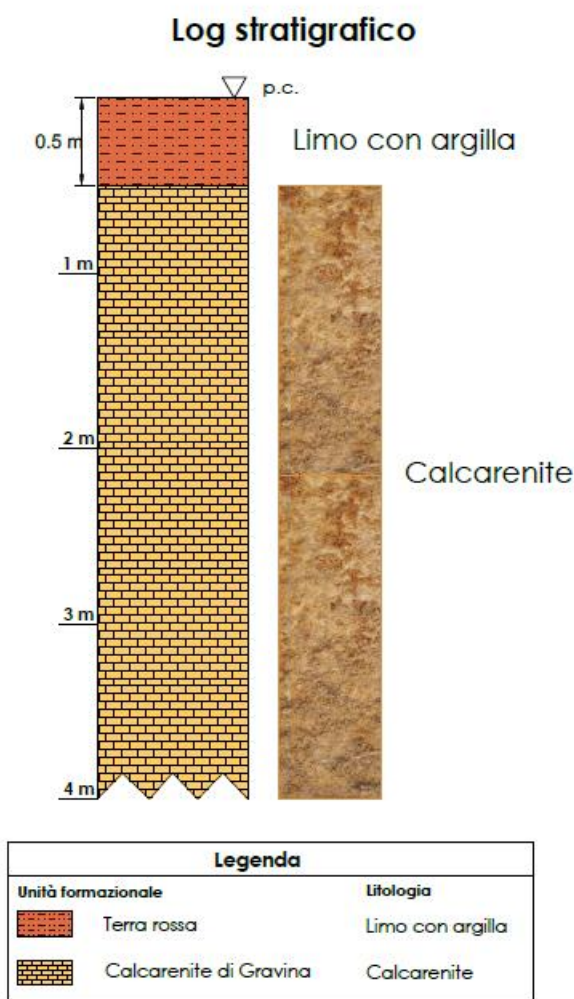
Per quanto riguarda il substrato roccioso carbonatico, in considerazione di quanto osservabile dai carotaggi eseguiti in situ, in affioramento in alcune aree distanti dal sito d'interesse e sulla scorta dei numerosi dati reperibili nell'ampia letteratura specifica, è possibile indicare un intervallo di valori del tutto affidabile per i più importanti parametri geomeccanici di tale roccia:

Peso volume naturale	23.0 ÷ 25.0 kN/m ³
Peso specifico dei solidi	27.0 ÷ 27.2 ""
Coeff. Imb. (riferito al peso)	0.15 ÷ 3.30
Porosità	1.0 ÷ 5.0 (%)
Tensione di rottura	350 ÷ 900 Kg/cm ²
Modulo di "elasticità"	10 ⁵ ÷ 2.5 x 10 ⁵ Kg/cm ²
Velocità onde elast. long.	1.5 ÷ 3.8 Km/sec
R.Q.D.*	28 ÷ 55 %

Si precisa che il valore dell'indice di qualità della roccia, R.Q.D. (Deere, 1964), è stato calcolato direttamente sulla roccia affiorante ed è oscillato tra il 28% ed il 55%; pertanto la tensione (q_s espressa in Kg/cm²) è compresa tra 3 e 6.5 Kg/cm².

Vista la tenacità della roccia calcareo-dolomitica emersa dall'analisi della roccia studiata il carico di rottura per il campione compatto si può valutare oltre i 40 Kg/cm².

Tali parametri vanno comunque individuati caso per caso con particolare riferimento all'opera che si andrà a realizzare. Si consiglia un approccio che tenga conto della classifica di Bieniawski (RMR) al fine di individuare i più affidabili valori di coesione ed attrito che dovranno servire per la valutazione della capacità portante, nonché dei moduli di deformabilità dell'ammasso che potranno differire sensibilmente da quelli dei provini testati in laboratorio. Inoltre particolare attenzione dovrà essere posta nel controllo di eventuali indizi che possano far presupporre la presenza di cavità carsiche. Proprio in tali ammassi le indagini puntuali dovranno essere, caso per caso, molto accurate.



Parametri geomeccanici della calcarenite

Peso volume naturale	15,3 ÷ 17,6 kN/mc
Peso specifico dei solidi	27,0 ÷ 27,2 " "
Contenuto nat. d'acqua	15 ÷ 25 %
Indice dei vuoti	0,88 ± 1
Tensione di rottura	6,50 ÷ 12,80 Kg/cm ²
Modulo di "elasticità"	2,5 x 10 ⁵ Kg/cm ²
K _s (coefficiente di sottofondo)	20 Kg/cm ²
Coesione (c) drenata	0,7- 1,2 Kg/cm ²
Angolo di attrito interno (φ) drenato	30°-36°
Modulo edometrico	18 N/mm ²

7. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori citati, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A).

È possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici in grado di modificare la "risposta sismica locale" attraverso:

I. Amplificazione stratigrafica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo A nel nostro caso. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione $a_{max} = S_s \cdot a_g$, dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido, ed S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica per un sottosuolo di riferimento di Categoria A sono riportati nella Tabella seguente.

Categoria di sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00

Tabella dei Coefficienti di amplificazione stratigrafica per un sottosuolo di Categoria A.

Dove C_c rappresenta il coefficiente funzione della categoria del sottosuolo.

II. Amplificazione topografica

La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra altezza del rilievo e la sua larghezza.

Il parametro ST (la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica ST) deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m. Il sito in esame rientra nella Categoria topografica T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ " per la quale il coefficiente di amplificazione topografica ST assume valore pari a 1.

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15° come nel nostro caso.

III. Pericolosità sismica e parametri sismici di progetto

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un determinato intervallo di tempo, nel sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento" VR e la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

IV. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Nelle NTC18 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione: $V_R = V_N \times C_U$;

dove: V_R = periodo di riferimento; V_N = vita nominale; C_U = coefficiente d'uso.

La vita nominale V_N di un'opera strutturale (Tabella B) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella B e deve essere precisata nei documenti di progetto.

NTC18

	Tipi di costruzioni	Valori minimi di VN(anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella B -Vita Nominale (VN) per diversi tipi di opere (da NTC, D.M. 17.01.2018).

Per le opere in progetto è stata considerata una vita nominale VN di 50 anni. Il coefficiente d'uso (CU) (Tabella B1) è un parametro definito in base alla classe d'uso del fabbricato.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente d'uso	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella B1 – Valore del coefficiente d'uso (CU).

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso differenti. Nel caso in esame, ai sensi del punto 2.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", l'opera in progetto rientra nella Classe II "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti".

Una volta ottenuti V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$$V_R = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni.}$$

Le **azioni sismiche sulle costruzioni** vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

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

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_U				
CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

→ **Circolare : «Se $V_R < 35$ anni, si assume $V_R = 35$ anni»***

Tabella C2.4. I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

→ **$C_U = 2.5$**

*Se sparisce la soglia dei 35 anni questo comporterebbe valutazioni differenti del periodo di ritorno TR per le Costruzioni temporanee e provvisorie.

V. Pericolosità sismica di base

Com'è ormai noto, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti, su sito di riferimento rigido di categoria A ($V_{seq} > 800$ m/s) con superficie topografica orizzontale (categoria T1), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento V_R .

La Pericolosità Sismica in un generico sito viene descritta, compatibilmente con le NTC, con precisione sufficiente, sia in termini geografici che in termini temporali se i risultati dello studio vengono forniti:

in termini di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;

in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi, individuati in termine di latitudine e longitudine, debbono distare di un passo $0,05^\circ$, (non distano più di 10 Km);

per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi esclusi.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali di risposta elastica in accelerazione per la generica probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento PVR:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o = 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.

È necessario, inoltre, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Il terremoto di San Giuliano di Puglia del 2002 riportò drammaticamente alla attenzione il fatto che la situazione delle norme e della classificazione sismica era ancora la stessa del 1984. Con un intervento di emergenza, l'Ordinanza PCM 3274/2003 aggiornò l'assegnazione dei comuni alle zone sismiche, combinando la classificazione allora vigente con la "Proposta 1998" e definendo per la prima volta la zona 4; da allora tutta Italia appartiene a una delle 4 zone sismiche.

Nell'aprile 2004 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha presentato alla Commissione Grandi Rischi, Sezione Rischio Sismico, una nuova mappa di pericolosità sismica (MPS04) elaborata secondo i criteri proposti dall'Ordinanza PCM 3274 (<http://zonesismiche.mi.ingv.it>)

Nel corso del 2006 una nuova Ordinanza (OPCM 3519/2006) ha adottato la mappa di pericolosità sismica MPS04 quale riferimento ufficiale e ha definito i criteri che le Regioni devono seguire per aggiornare le afferenze dei Comuni alle 4 zone sismiche.

A partire dal 2007, una apposita Commissione del Ministero delle Infrastrutture ha avviato la revisione completa della materia, sfociata nelle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture).

Dalla pubblicazione del Decreto è iniziata una fase transitoria in cui è stato possibile usare la normativa precedente o quella nuova, a scelta del progettista. Tale fase è cessata fin dal 30 giugno 2009.

Nel frattempo, il progetto di ricerca "esse1", svolto da INGV insieme ad alcune Università italiane per conto del Dipartimento della Protezione Civile, ha rilasciato nel 2007 ulteriori e più dettagliate valutazioni di pericolosità sismica, pubblicate nel sito <http://esse1.mi.ingv.it>. Tali valutazioni sono state utilizzate per definire, punto per punto, l'azione sismica di riferimento nelle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni.

La caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni in campo sismico, sia essa finalizzata all'analisi del rischio a scala territoriale oppure alla progettazione di singole opere geotecniche, richiede sempre l'uso di procedure sperimentali; a questo fine talvolta è sufficiente rivolgersi a metodi di prova convenzionali, talaltra è necessario impiegare metodi propri dell'Ingegneria Geotecnica Sismica.

Nel loro insieme le procedure sperimentali in discorso possono essere raggruppate nelle seguenti categorie principali:

- prove penetrometriche in sito;
- prove sismiche in sito;

– prove di laboratorio.

In linea di principio, la tipologia, il grado di approfondimento, l'accuratezza e l'estensione delle indagini geotecniche da programmare e svolgere per ottenere la caratterizzazione geotecnica di un'area sono legate direttamente alla metodologia di analisi che si intende adottare.

In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica deve essere estesa ad un volume significativo di sottosuolo legato alla natura delle sollecitazioni ed allo specifico problema in studio.

In particolare, in campo statico il volume significativo è quella porzione di sottosuolo nella quale si verifica un'apprezzabile variazione degli stati tensionali prodotti dalle costruzioni rispetto alle tensioni geostatiche.

Di converso, in campo sismico il volume significativo è quella porzione di sottosuolo compresa tra il piano campagna ed il basamento rigido da cui parte il moto sismico.

In una data area, la severità di un evento sismico dipende principalmente: dall'energia rilasciata in corrispondenza della sorgente sismica (funzione della dimensione della zona di enucleazione e del tipo di rottura), dalla direttività del moto sismico (funzione dell'orientamento della zona di rottura) e dalla distanza dalla sorgente.

Questi fattori determinano le caratteristiche del "moto sismico al bedrock", moto sismico di riferimento in un generico sito, intendendo con tale termine il moto in corrispondenza della cosiddetta formazione rigida di base o bedrock¹.

¹ Per bedrock o formazione rigida di base si intende una formazione lapidea continua e di spessore significativo (alcune decine di metri) rispetto al problema in esame. In assenza di una formazione lapidea, si usa considerare bedrock una formazione di rocce sciolte che abbia caratteristiche geometriche analoghe ed una velocità delle onde di taglio superiore a 700-800 m/s.

Ai fini degli studi per la mitigazione del rischio sismico, è di estrema importanza considerare che in prossimità del piano campagna, le caratteristiche del moto sismico (ampiezza, durata e contenuto in frequenza) possono variare notevolmente in relazione ai caratteri locali del sito (i.e. caratteristiche geotecniche oltre che caratteri morfologici del sito), dando luogo alla cosiddetta "risposta sismica locale", vale a dire il moto sismico, così come viene avvertito in superficie, una volta trasformato a causa dei caratteri locali del sito.

Infatti, sebbene la maggior parte del percorso delle onde sismiche si svolga all'interno della crosta terrestre, è proprio nel tratto finale, quello nella coltre di terreni sciolti di copertura, che si possono verificare significative modifiche dei caratteri del moto. In quest'ultimo tratto del loro percorso accade che il terreno agisce da filtro delle vibrazioni sismiche attenuando alcune frequenze ed esaltandone altre.

In conclusione, occorre tener conto di tutto quanto innanzi citato per una corretta valutazione della risposta sismica locale. Al momento per quanto di competenza e vista la natura litologica, le caratteristiche geomeccaniche dei terreni in situ e i risultati delle indagini sismiche si può affermare che la pericolosità sismica è molto bassa come si evince dalla tabella dei valori di pericolosità sismica dell'I.N.G.V. espressa in termini di accelerazione massima orizzontale del suolo che nella nostra situazione (ex Zona sismica 3), terreni sabbiosi compatti e $V_{seq} < 800$ m/s è pari a 0.050 g e che alla luce dei dati geologici e geofisici emersi, le caratteristiche geomeccaniche dei terreni fondazionali siti sino a -1-2 m dal piano campagna consentono di realizzare le opere come di progetto e non ci sono condizioni di pericolo per fluidificazione o liquefazione sismica.

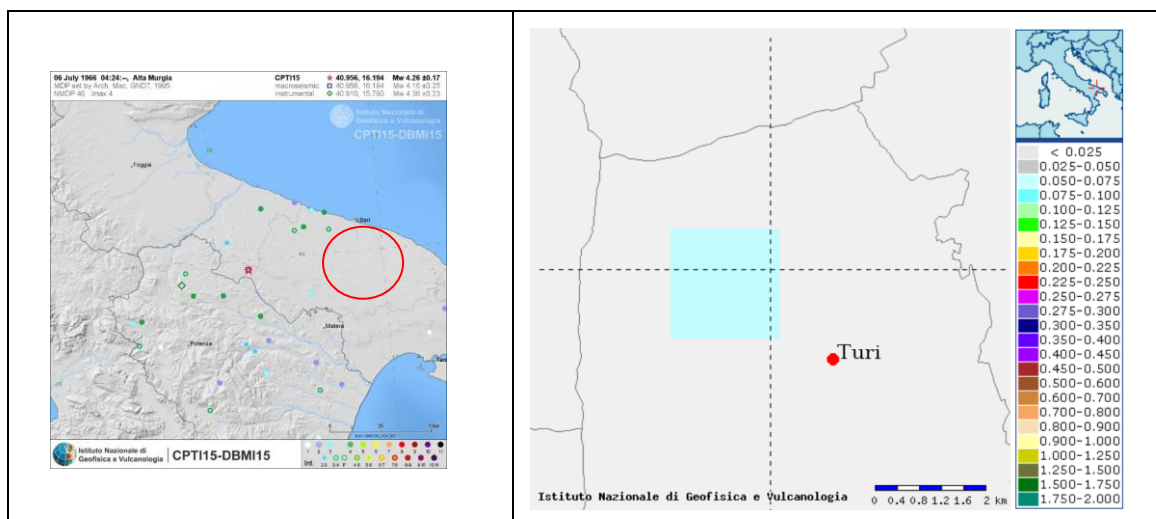


Fig. 10 - Zonizzazione sismica nazionale in termini di accelerazione sismica locale.

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

Stati limite



Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...



Vita Nominale

50



Interpolazione

Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.025	2.384	0.223
Danno (SLD)	50	0.031	2.413	0.279
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.064	2.687	0.517
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.082	2.671	0.543
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici



Tipo

Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.



H (m)

1



us (m)

0.1



Cat. Sottosuolo

A



Cat. Topografica

T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]



0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.005	0.006	0.013	0.016
kv	0.002	0.003	0.006	0.008
Amax [m/s²]	0.243	0.308	0.625	0.805
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Dati sismici generali

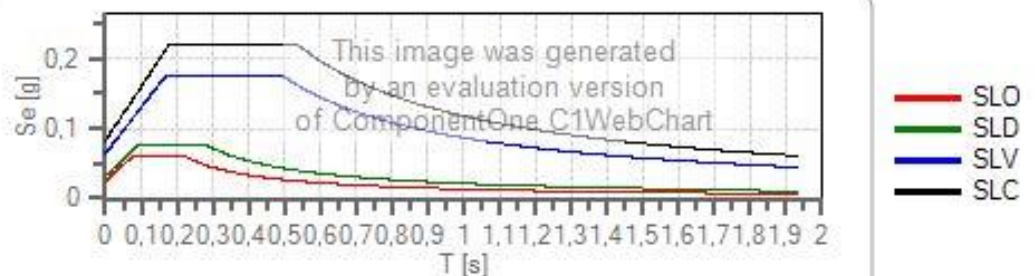
Spettri di risposta

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso = 5 %

Fattore che altera lo spettro elastico = 1,000

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	ct	ag [g]	Fo	Tc' [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,025	2,384	0,224	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,05	0,224	1,700
SLD	1	0,032	2,418	0,279	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,093	0,279	1,728
SLV	1	0,066	2,690	0,499	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,166	0,499	1,859
SLC	1	0,083	2,665	0,535	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,178	0,535	1,931

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	ct	ag [g]	Fo	Tc' [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,025	2,384	0,224	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1	0,032	2,418	0,279	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1	0,066	2,690	0,499	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1	0,083	2,665	0,535	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

Spettro di progetto

Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

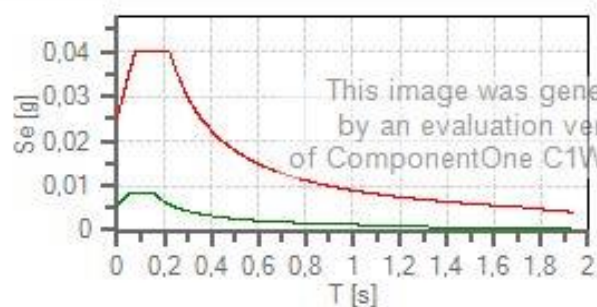
per lo spettro orizzontale = 0,667

Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5

per lo spettro verticale = 0,667

Stato limite: SLO

Spettri di progetto per lo stato limite: SLO



— Componente orizzontale
— Componente verticale

	α	β	F_0	T_0 [s]	S_s	C_0	S_t	S	q	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLO orizzontale	1	0,025	2,384	0,224	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,075	0,224	1,700
SLO verticale	1	0,025	2,384	0,224	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000

8. MODELLAZIONE GEOTECNICA

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

9. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da: fondazioni dirette

10. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'APPROCCIO 2 Combinazione (A1+M1+R3), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella

delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

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

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

Nelle VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Le NTC 2018 prevedono, **per la definizione del grado di sicurezza delle costruzioni**, un **approccio di tipo semiprobabilistico**, o di **primo livello**, adottando i

Coefficienti parziali di sicurezza (γF) ed il concetto di **Stato Limite (SL)** (frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità)

Stati limite in generale:

SLU: stati limite ultimi, al limite tra stabilità del sistema e collasso dello stesso (intera struttura o parte di essa: pilastri, travi, cerniere, fondazioni, etc.), o terreno sottostante. Limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, *senza considerare gli effetti deformativi*.

SLE: stati limite di esercizio. Riguardano le **deformazioni del terreno** dovute al peso proprio (pressione litostatica) o a forze esterne (cedimenti).



In presenza di azioni sismiche

LIVELLI PRESTAZIONALI



$$\begin{aligned} SLE &= SLO - SLD \\ SLU &= SLV - SLC \end{aligned}$$

In dettaglio

24

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI [consentono di pervenire al valore di E_d – ($E_d \leq R_d$)]

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (+ vuol dire : **combinato con**) [Colore Rosso Combinazione dedicata agli SLU - Azzurro agli SLE]:

– **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per **gli stati limite ultimi (SLU)**:

$$\gamma G_1 + G_1 + \gamma G_2 + G_2 + \gamma P + P + \gamma Q_1 + Q_1 + \gamma Q_2 + \psi_{02} Q_2 + \gamma Q_3 + \psi_{03} Q_3 + \dots$$

– **Combinazione caratteristica**, **cosiddetta rara**, generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) irreversibili**, (Ndr: **utilizzava anche per le Tensioni Ammissibili**)

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \psi_{02} Q_2 + \psi_{03} Q_3 + \dots$$

– **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli **stati limite di esercizio (SLE) reversibili**:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3 + \dots$$

– **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata **per gli effetti a lungo termine**:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3 + \dots$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli **stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2)**:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \dots$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. Nelle combinazioni si intende che **vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2** . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1, Tab. 2.6.1

2.2 STATI LIMITE

2.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali **Stati Limite Ultimi** sono :

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- f) raggiungimento **di meccanismi di collasso nei terreni** (Ndr. i.e.: carico di esercizio applicato > portanza terreno di fondazione); 
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere;



in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono : 
gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e
gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI IN FUNZIONE DEL TIPO DI CALCOLO

stati limite ultimi (SLU):

Combinazione fondamentale statica

$\gamma G_1 \times G_1 + \gamma G_2 \times G_2 + \gamma P \times P + \gamma Q_1 \times Q_{k1} + \gamma Q_2 \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma Q_3 \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots \longrightarrow = E_d$
(per qlim statica; confronto nella disequazione tra E_d e R_d)

stati limite di esercizio statici (SLE) irreversibili

Combinazione caratteristica rara:

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$

(cedimento istantaneo irreversibile)

Si

stati limite di esercizio statici (SLE) reversibili

(cedimenti immediati):

$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$

Combinazione frequente

Si

stati limite di esercizio statici (SLE)

(cedimenti a lungo termine)

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$

Combinazione quasi permanente

Sc

stati limite ultimi (qlim sismica) SLV
e di esercizio (cedimenti sismici) SLD

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$

Combinazione sismica



Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di Meyerhof (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$

dove:

c = coesione

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione; D = profondità di incasso della fondazione; B = lato minore della fondazione

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_γ , d_c , d_q e d_γ = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_c , i_q e i_γ = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\theta}{90}$$

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

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico = $\arctang(K_{hi})$ ove K_{hi} nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T_1 lungo l'asse delle ascisse, pari a

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

z_c , z_q e z_γ = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hk}$$

nelle quali K_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$K_{hk} = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come indicato dalla tabella

7.11.I del D.M. 17.01.2018, di seguito riportata:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del q_{lim} è moltiplicato per R.Q.D.².

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k'_s = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

E_d (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young); E_f (daN /cm²) = modulo elastico della fondazione;

4

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione; B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k'_s = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria (B = 1,00 m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k'_s = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$

11. CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

in cui:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 1 \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

$2c$ = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione; D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione; N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

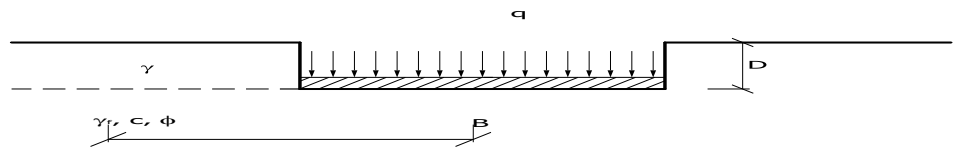
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L (**valore nullo per lo schema adottato**).



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Condizioni non drenate	Condizioni drenate
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$
$N_\gamma = 0 \quad \text{se } \omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen} \omega \quad \text{se } \omega \neq 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$s_c = 1 + \frac{B}{(2 + \pi)L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$

$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\tan \phi}$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

con $B/L < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità d_c , d_q , d_γ

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$d_c = 1 + 0.4k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$i_c = \frac{1}{1 + \frac{m}{N_c} \cdot H/B}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^m$
$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$

dove: $A_f = B \cdot L$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione; c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$);

δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$H < V \cdot \tan \delta + A_f \cdot c_a$$

Fattori correttivi del carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico

L'effetto cinematico, ovvero l'effetto dovuto all'accelerazione della porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, è direttamente portato in conto, nel calcolo del carico limite, poiché si è considerato il cuneo di massima spinta del terreno a partire dalla quota del piano di posa della fondazione. Pertanto, per tale porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, gli effetti del sisma sono stati direttamente già considerati nella determinazione del cuneo di spinta del terreno.

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Per le combinazioni sismiche, gli effetti inerziali sono stati direttamente portati in conto, nel calcolo del carico

limite, tramite i coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione dei carichi (i_c , i_q , $i_\square$).

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Q_{lim} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione). Nel caso in esame il coefficiente parziale γ_R , come indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018, è stato assunto pari:

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4

Per effetto delle azioni sismiche, le verifiche di sicurezza sono condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2

Si precisa che, nella sottostante tabella:

Q_{med} rappresenta la tensione media del terreno, ossia il valore della tensione del terreno in corrispondenza del baricentro della sezione di impronta (sezione reagente) della fondazione;

la coppia Q_{med} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

VERIFICHE A CARICO LIMITE

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	CS	Q_{MedP} [N/mm ²]	Q_{Lim} [N/mm ²]
Sezione 1				
Verifica 1				
SLU	NO	5,49	0,16	0,90
Verifica 2				
SLU	NO	7,14	0,13	0,90
Verifica 3				
SLV	SI	6,34	0,13	0,81