

UNIVERSITA' DEGLI STUDI ROMA TRE

EX VASCA NAVALE
RISTRUTTURAZIONE E AMPLIAMENTO II LOTTO

Progetto definitivo

Responsabile unico del procedimento: Dott.ssa Alessandra Talmone
Progettista Area tecnica di Ateneo: Arch. Floriana Paolini



CONSULENTI PER LA PROGETTAZIONE:

Dipartimento di Progettazione e Studio dell'Architettura Università degli Studi Roma Tre
Responsabile Scientifico: Prof. Arch. Andrea Vidotto

ARCHITETTURA	STRUTTURA	IMPIANTI
 cd studio associato ingegneria architettura CD Studio Associato arch. Luciano Cittadini Collaboratori: arch. Rosa Fedele Ercolani arch. Federica Giuliani	 Studio Celotto Ing. Paolo Celotto	 FUTURA TECHNOLOGIES S.r.l. Società di Ingegneria Viale Sacco e Vanzetti, 213 - 00155 Roma tel +39 06 40801990 / www.futuratechnologies.it Ing. RAFFAELE GRAZIANO - Direttore tecnico

OGGETTO	TAVOLA n°
Relazione geologica-geofisica	RGG

DATA: Dicembre 2014



GEOLOGIA E TERRITORIO

SEDE OPERATIVA: Via Fratelli Cervi 3, 00012 Guidonia Tel. e Fax 0774/433231

Indice

1	PREMESSA	3
2	QUADRO GEOLOGICO DELL'AREA	5
2.1	INQUADRAMENTO MORFOLOGICO	5
2.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	6
2.3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	7
2.4	SISMICITÀ	8
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
3.1	SONDAGGIO GEOGNOSTICO S1 – II LOTTO	9
3.2	PROVA PENETROMETRICA CPTC P1-II LOTTO	10
3.3	ANALISI DI LABORATORIO, PROVE PRESSIOMETRICHE E PENETROMETRICHE	11
3.4	INDAGINI GEOFISICHE: PROFILI VS MASW E MICROTREMORI HVSR	12
3.5	PROVE DOWN HOLE	16
4	MODELLO GEOTECNICO	17
4.1	UNITÀ LITOTECNICHE	17
4.2	RISPOSTA SISMICA LOCALE	21
4.3	MODELLO GEOTECNICO	38
5	CONCLUSIONI	40

ALLEGATI

- Ubicazione dell'area: stralcio C.T.R. – scala 1:10.000
- Carta geologica – scala 1:5.000/ 1:20.000
- Stralcio PAI AB Tevere – scala 1:10.000
- Stralcio Sismicità Locale INGV – Scala 1:2.500.000
- Planimetria con ubicazione precedenti indagini geognostiche – scala 1:1.000
- Planimetria con ubicazione indagini – scala 1:500
- Sezione geotecnica longitudinale – scala 1:500
- Stratigrafia S1-II lotto – scala 1:62
- Prova penetrometrica Statica CPTC P1
- Relazione Geofisica con prova Down Hole redatta dal Dott. Geol. Enrico Tallini
- Documento 1: Documentazione fotografica Indagini
- Documento 2: Stralcio Relazione Geotecnica redatta dal Prof. Arch. Andrea Vidotto
- Documento 3: Stralcio Relazione Geologico-Tecnica redatta dal Dott. Geol. Valerio Manzoni



1 PREMESSA

Su incarico del UFFICIO PATRIMONIO – UNIVERSITA' DI ROMA TRE è stata redatta la presente Relazione Geologica-Geofisica con Indagini Geognostiche in allegato al progetto definitivo: "EX VASCA NAVALE 'II LOTTO' – FACOLTA' DI ECONOMIA. RISTRUTTURAZIONE E AMPLIAMENTO" in località Via della Vasca Navale 105b - Roma.

In particolare, lo studio eseguito, è stato finalizzato alla definizione delle caratteristiche sismiche del sottosuolo interessato dall'intervento ed alla verifica delle caratteristiche geologiche, geotecniche ed idrogeologiche del sito già esaurientemente trattate nelle relazioni geologica, geotecnica e geologico-tecnica allegate alla precedente progettazione definitiva e redatte nel novembre 2001 dal team coordinato dai Prof.ri Andrea Vidotto e Maurizio Parotto alle quali si rimanda.

La metodologia di indagine si è svolta in tre fasi: l'acquisizione dei dati presenti in letteratura per l'area in esame; la verifica e l'integrazione di questi tramite un rilevamento speditivo in situ, l'acquisizione delle indagini precedentemente eseguite nell'area e l'esecuzione di una campagna di indagini integrative in osservanza a quanto richiesto dal **Regolamento Regionale n°2 del 7 Febbraio 2012 in vigore dal 12.04.2012**. Tenendo conto della destinazione in classe d'Uso III (Affollamenti Rilevanti – DM INFRASTRUTTURE 14.01.2008; DGR LAZIO 545/10 E S.M.I.) degli edifici e della Media Pericolosità geologica dell'area interessata dall'intervento sono state programmate ed eseguite indagini integrative di tipo geognostico e geofisico previste per gli interventi classificati a rischio MEDIO-ALTO (REG. REG. 2/2012) ubicate come riportato in allegati (vedi *allegati*: Planimetria con ubicazione prove).

Nella predente campagna di indagini eseguita nel 2001 sono state eseguite le seguenti indagini

- **n.3 sondaggi geognostici** spinti alla profondità rispettivamente di -66,3 mt da pc S1; 90.00 mt da pc S2; 66.50 mt da pc S3; (**S1 ed S2 attrezzati con piezometro tubo aperto, S3 con piezometro di Casagrande**);
- **analisi di laboratorio standard** su **n.12 campioni di terreno indisturbati** (n.4 campioni per ciascun foro);
- **n. 12 prove penetrometriche SPT in foro** (n.4 prove per ciascun foro);
- **n. 5 prove penetrometriche statiche CPT** (2 hanno raggiunto il substrato ghiaioso a 60 mt da pc);
- **n. 10 prove penetrometriche dinamiche medie DM30**;
- **n. 10 prove pressiometriche in foro di sondaggio tipo MPM o con pressimetro auto perforante**;

Nella attuale campagna di indagini sono state eseguite le seguenti indagini integrative relative ad edifici in classe d'uso 3 dedicati alla pubblica istruzione:



- **n. 1 sondaggio geognostico** spinto fino profondità 30.00 mt da pc (S1-II lotto) attrezzato per l'esecuzione di prove down hole;
- **n. 2 indagini geofisiche sismiche di tipo MASW** ortogonali;
- **n. 1 misura di microtremori HVSR** (in corrispondenza dell'incrocio delle masw);
- **n. 1 prova down hole nel foro S1-II lotto** fino a -30.0 mt per ciascun edificio);
- **n. 1 analisi di risposta sismica locale**;

L'elaborazione dei dati raccolti ha permesso la redazione della presente relazione.

Il piano di indagine sopra riportato è stato precedentemente concordato con il Responsabile del Progetto Arch. Floriana Paolini e con il Responsabile della Progettazione Strutturale Ing. Paolo Celotto.

La stesura della presente relazione è stata effettuata in osservanza delle "Norme Tecniche sulle Costruzioni" emanate con il **D.M. INFRASTRUTTURE del 14 gennaio 2008 (G.U. n°29 del 04-02-2008)** e successive integrazioni e circolari esplicative ed in osservanza della **D.G.R. 10/2012, del Regolamento Regionale n°2 del 7 Febbraio 2012 in vigore dal 12.04.2012.**

I dati riportati nel presente documento sono in accordo con le vigenti "Norme tecniche circa le indagini sui terreni e sulle rocce, e la realizzazione di scavi e di fondazioni sia superficiali che profonde" - **D.M. LL.PP. n° 47 del 11 Marzo 1988**, con relative circolari applicative. L'esecuzione e l'elaborazione delle prove geognostiche è stata effettuata secondo quanto prescritto nelle "**Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche**" – **A.G.I. 1977.**



2 QUADRO GEOLOGICO DELL'AREA

2.1 Inquadramento morfologico

L'area studiata ricade all'interno dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere ed è ubicata all'interno del tessuto metropolitano della città di Roma (vedi *allegati*: Ubicazione dell'area).

A livello regionale è possibile identificare due macrostrutture morfologiche: la piana alluvionale del Tevere ed il rilievo collinare dell'Apparato Vulcanico dei Colli Albani. Quest'ultimo, rappresentato da uno strato-vulcano a geometria pressoché troncoconica con quote massime intorno ai 700 mt slm, costituito da una potente serie di depositi lavici e piroclastici, rappresenta il principale elemento di infiltrazione delle acque sotterranee e di deflusso delle acque superficiali. La sua idrografia risulta ben organizzata e caratterizzata dalla presenza di un reticolo idrografico di tipo centrifugo-dendritico con una densa serie di fossi che si dipartono in senso radiale dalla cima dei rilievi e drenano verso il livello di base locale di NW rappresentato dall'alveo del Fiume Tevere. Il primo elemento è invece rappresentato da un'area morfologicamente depressa, tabulare, e caratterizzata da una geometria essenzialmente bidimensionale allungata in direzione NNE-SSW, costituita da una potente coltre di depositi alluvionali prevalentemente limosi. Il livello di base della circolazione idrica della piana alluvionale è rappresentato dalla piana costiera del litorale romano, localizzata a circa 18 Km di distanza. Le quote medie sono comprese tra i 10 / 20 mt slm; il reticolo idrografico è scarsamente organizzato ed il deflusso è generalmente insufficiente e facilitato ove possibile dalla rete fognante o da infiltrazione; risultano frequenti i ristagni delle acque meteoriche. La costruzione degli argini all'inizio del secolo scorso ha fortemente ridotto i fenomeni di inondazione senza purtroppo eliminare il rischio, che, vista anche la recente urbanizzazione si mantiene piuttosto alto.

Il sito interessato dall'intervento è ubicato in posizione quasi centrale all'interno della piana alluvionale ad una quota media di circa 14.0 mt slm ed è compreso all'interno del meandro Ostiense, in sponda sinistra; l'alveo del fiume insiste sul versante in destra orografica (vedi *allegati*: Ubicazione dell'area). L'area compresa dal meandro si estende per una lunghezza di circa 1 km ed una larghezza massima lungo l'asse trasversale pari a circa 1.5 km; l'arco collinare laurentino-ardeatino ne delimita il versante sinistro con quote intorno ai 30 mt slm. La pendenza del sito è inferiore al 2% con blanda esposizione verso W. Il comparto interessato dall'intervento è costituito da un'area debolmente rilevata (+3.5 mt circa rispetto al pc di Via della Vasca Navale) di estensione pari a circa 15000 mq ottenuta tramite la messa in posto di una coltre di terreno di riporto dello spessore massimo di circa 5 mt; all'interno dell'area è presente il relitto della struttura in ca della Vasca Navale di Roma, storico tunnel di cavitazione per sperimentazioni di tecnologie della moderna ingegneria marittima.



Il sito in oggetto non risulta compreso all'interno di perimetrazioni di rischio da parte dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere (vedi *allegati*: Stralcio PAI AB Tevere). Per quanto concerne il rischio esondazione si rimanda alla trattazione esaustiva presente all'interno della citata relazione geologica redatta in data novembre 2001.

2.2 Inquadramento geologico

Si riporta di seguito un breve inquadramento geologico dell'area. L'area urbana romana è caratterizzata dalla presenza in affioramento di sedimenti plio-plestocenici postorogenetici e coperture oloceniche. La storia geologica dell'Urbe, nella parte basale delle formazioni affioranti, risulta caratterizzata dalla deposizione in ambiente marino delle Argille di Monte Vaticano (Pm), legate al ciclo ingressivo pliocenico e di numerose sequenze terrigene e travertinose pleistoceniche legate a cicli sedimentari di ambiente fluvio-lacustre (vedi *allegati*: Carta Geologica – qt). Queste formazioni, affioranti ad W del sito in oggetto (qt-pm), fungono da substrato per tutte le altre formazioni affioranti nell'area romana. Nel pleistocene medio-superiore avvengono delle forti mutazioni nell'assetto macromorfologico della regione. La messa in posto di potenti coltri piroclastiche e colate dall'apparato vulcanico dei Colli Albani stravolgerà in pochissimo tempo il paesaggio della regione. Quest'ultimi depositi, costituiti da tufi granulari alla base, colate laviche e depositi pozzolanacei (Al; Api; Aps) contenuti in posizione intermedia una colata di tufo coerente (Atl) si rinvergono in affioramento ad E dell'area in oggetto (vedi *allegati*: Carta Geologica). Successivamente, per tutto l'olocene, si assiste al lento ritiro (regressione) del mare dalle aree interne ed alla deposizione in ambiente continentale di coperture alluvionali ed eluvio-colluviali (vedi *allegati*: Carta Geologica – qa). Una coltre di terreno di riporto recente chiude la successione stratigrafica.

Il sito in oggetto risulta interessato dalla presenza di depositi alluvionali limoso-sabbiosi per uno spessore di circa 51 mt (qa), sormontati da circa 5.0 mt di riporti recenti. Al di sotto delle alluvioni è presente uno banco di ghiaie e sabbie dello spessore medio di circa 10 mt (qa), sovrastante il substrato argilloso-marnoso delle Argille di Monte Vaticano in estensione in profondità per spessori indefiniti.

Si rimanda alla trattazione esaustiva presente all'interno della citata relazione geologica redatta in data novembre 2001 per maggiori dettagli.



2.3 Inquadramento idrogeologico

L'assetto idrogeologico dell'area riflette l'estrema disomogeneità dei contatti geologico-stratigrafici; l'area risulta interessata dalla presenza dell'Unità Idrogeologica dei depositi Alluvionali Recenti ed Attuali (Capelli, Mazza, Taviani; rev 2006) caratterizzati da permeabilità e capacità di immagazzinamento molto variabili, da bassissime ad elevate in funzione della litologia interessata, e responsabili di una distribuzione delle acque di falda abbastanza discontinua e disomogenea, caratterizzata da acquiferi multistrato in pressione o freatici. Le considerazioni di seguito esposte sono desunte dalla citata relazione geologica e geologico-tecnica contenente i dati di numerosi piezometri installati nell'area.

Nella zona il complesso dei Depositi Alluvionali risulta acquifero in livelli disomogenei rispettivamente sostenuti e confinati tra due acquicludi costituiti dal potente banco limi e argille torbosi e dal substrato delle argille di Monte Vaticano (Pm).

La prima falda, di tipo freatico, si rinviene all'interno delle alternanze di limi e sabbie fini e (prevalentemente) in tutto il pacco di sabbie sottostanti, ad una profondità di circa -11.60 mt da pc del sondaggio **S1-II lotto**. E' dotata di scarsa capacità anche se la permeabilità presenta valori medi o medio alti. I dati raccolti nella precedente campagna di indagini descrivono per questo acquifero una geometria lenticolare inglobata nei limi consistenti sovrastanti e in quelli molli sottostanti. I tanti pozzi non realizzati a regola d'arte presenti in zona potrebbero aver messo in comunicazione il reservoir delle sabbie superficiali con la falda imprigionata presente nelle ghiaie basali. Ulteriore elemento di ricarica può essere legato ad infiltrazioni dai riporti superficiali a causa dell'assenza di drenaggio dell'area e fenomeni di modesta continuità idraulica con acquiferi superficiali.

La seconda falda, di tipo artesiani, si rinviene all'interno delle sabbie e ghiaie basali, intorno a quota - 56.0 mt da pc sondaggio **S1-II lotto**, e risale fino ad una quota di -13.0 mt da pc. I dati storici permettono di valutare una forte decompressione nei livelli piezometrici di questa falda, passata negli anni da quota -6.50 mt da pc ai valori attuali a causa del sovrasfuttamento. Questa falda presenta capacità e produttività molto elevate (Trasmissività anche dell'ordine di 10^{-2}); sembra essere collegata alle alluvioni di subalveo del fiume Tevere e soggetta ad escursioni di quota piezometrica anche significative in funzione degli eventi di piena del fiume (nel 2001 sono stati registrate escursioni di circa 2.0 mt). Data la difficoltà di ricarica, la sua capacità può essere imputata, oltre alla continuità idraulica con la falda di subalveo del Tevere anche ad una possibile continuità idraulica con l'acquifero presente ad E nelle piroclastiti. Le precedenti indagini segnalano la presenza di accumuli idrici connessi al fondo della vasca navale ammalorato localizzati a quota -7.0 mt da pc attuale del sondaggio **S1-II lotto** non rilevati durante l'esecuzione del sondaggio. Tale quota risulta stratigraficamente caratterizzata dalla presenza di limi compatti, sembra quindi improbabile una continuità laterale di tali accumuli.



2.4 Sismicità

L'area metropolitana romana non ricade all'interno delle zone sismogenetiche censite nel Progetto INGV-ZS9 (Meletti-Valensise, 2004) e non risultano localizzati, al suo interno, centri sismici minori.

In letteratura viene citato un solo evento storico ambientato nella metropoli, con epicentro localizzato in corrispondenza di Via del Teatro di Marcello, che ha causato oltre a diversi crolli in edifici fatiscenti, anche il crollo delle arcate superiori del Colosseo e probabilmente anche alcune vittime. L'evento in questione viene stimato con magnitudo compresa tra 5 e 6 gradi richter. Da un'analisi della figura riportata in allegati (vedi *allegati*: Sismicità locale), escludendo l'evento prima citato, si evince come gli eventi recenti (dal 1900) di maggiore magnitudo della provincia romana risultano allineati lungo la linea sismica Ancona-Anzio. Sebbene caratterizzata da bassa sismicità, l'area romana è però circondata da numerosi centri sismici in grado di provocare risentimenti del V-VI grado in occasione di eventi di magnitudo elevata. Fra questi i più importanti, anche se ubicati a notevole distanza, risultano i centri sismici dell'Aquilano, Umbro-Reatino, Reatino e Lazio Meridionale (area del frusinate) caratterizzati da dinamiche crustali profonde e da magnitudo medio-alte.

Centro sismico di pericolosità intermedia, caratterizzato da magnitudo di media intensità, in grado di produrre particolari risentimenti anche nella capitale, risulta essere quello dell'area costiera tirrenica e del litorale laziale. Il 22 agosto 2005 questa zona sismica ha fatto registrare al largo della costa di Anzio un evento di natura sottomarina caratterizzato da magnitudo $M=4.3$ e profondità epicentrale 9.0 km.

Centri sismici minori, in grado di produrre risentimenti di lieve entità, sono localizzati nei Monti Simbruini, nell'area di Monterotondo e nel Viterbese. Episodi di bassa intensità macrosismica, caratterizzate da dinamiche superficiali con pericolosità generalmente poco elevata, si registrano in corrispondenza dell'Apparato vulcanico dei Colli Albani. Sebbene quest'ultimo distretto rappresenti il centro sismico più prossimo all'area metropolitana, il grado di pericolosità degli eventi che si originano da questa area sismogenetica è generalmente basso, in quanto si tratta di movimenti superficiali legati prevalentemente a dinamiche strutturali dell'apparato vulcanico e non a geodinamiche crustali profonde. L'evento di maggiore rilievo ha prodotto risentimenti nell'area romana dell' VII° VI° MCS, senza danni rilevanti e vittime.

La nuova Zonazione Sismica della Regione Lazio, realizzata in collaborazione con l'ENEA, classifica l'ex XII Municipio del Comune di Roma all'interno della "Zona 2B", caratterizzata da una pericolosità sismica di base, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, pari a $0.15g < a_g < 0.20g$.



3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il piano di indagine eseguito, come da dettagliata richiesta della Committenza, è stato programmato secondo quanto predisposto dai Sigg. Progettisti, tenendo conto della classe d'Uso III dell'edificio (Affollamenti Rilevanti – DM INFRASTRUTTURE 14.01.2008; DGR LAZIO 545/10 E S.M.I.), della sua destinazione d'uso per la pubblica istruzione e della Media Pericolosità geologica dell'area interessata dall'intervento. Sono state programmate ed eseguite tutte le indagini geognostiche e geofisiche (ad integrazione delle precedenti) previste per gli interventi classificati a rischio MEDIO-ALTO (**Regolamento Regionale n°2 del 7 Febbraio 2012 in vigore dal 12.04.2012**) e necessarie ad eseguire un'analisi di risposta sismica locale. E' stata inoltre eseguita una prova penetrometrica statica con punta elettrica per ottenere una taratura ed una verifica dei dati precedentemente raccolti da terzi. Le indagini integrative sono state ubicate come riportato in allegati (vedi *allegati*: Planimetria con ubicazione prove):

- n. 1 sondaggio geognostico spinto fino alla profondità 30.00 mt da pc (S1-II lotto) attrezzato per l'esecuzione di prove down hole;
- n. 2 indagini geofisiche sismiche di tipo MASW ortogonali;
- n. 1 misura di microtremori HVSR (in corrispondenza dell'incrocio delle masw);
- n. 1 prova down hole nel foro S1-II lotto fino a -30.0 mt per ciascun edificio);
- n. 1 analisi di risposta sismica locale;

3.1 Sondaggio geognostico S1 – II lotto

Per la verifica della ricostruzione stratigrafica dei terreni di fondazione già eseguita nella precedente relazione geologica redatta in data Novembre 2001, e per predisporre un foro idoneo all'esecuzione delle prove down hole è stato eseguito, dalla ditta Vitalsonda di Vialetti Sergio, n.1 sondaggio geognostico spinto fino alla profondità di -30.0 mt da pc. Il sondaggio è stato ubicato pressoché in posizione centrale rispetto alla struttura in via di realizzazione come concordato con il Responsabile della Progettazione Strutturale Ing. Celotto, per ottenere una migliore dispersione dei punti di indagine all'interno del comparto. Durante le perforazioni, è stata eseguita n.1 prova SPT in foro alla quota -3.00 mt da pc all'interno del terreno di riporto, in quanto unica unità litotecnica ad aver subito un rimaneggiamento rispetto a quanto rilevato nel 2001. La prova spt ha confermato lo stato di addensamento sciolto del materiale (Spt da 3.00 a 3.45 mt da pc: 5-5-2; $N_{spt}=7$). Durante la perforazione è stata riscontrata la presenza di acqua tra i 12 e 13 mt da pc ed è stata rilevata la presenza di gas a partire da -26.0 mt da pc. Al termine delle perforazioni i fori di sondaggio sono stati attrezzati con posa in opera di tubazione in PVC $\phi_{\text{interno}}=100$ mm e relativa cementazione per l'esecuzione delle prove down hole.



Si riporta di seguito una descrizione sintetica delle risultanze del sondaggio, i vari orizzonti stratigrafici sono stati indicizzati in funzione delle loro capacità portanti (per una descrizione completa vedi *allegati: Stratigrafie*):

S1-II lotto: quota 14.50 mt slm

- A0) 0.00 – 2.90 mt da pc: Terreno di riporto sciolto costituito da calcinacci e altro in matrice terrosa.
- A) 2.90 – 4.70 mt da pc: Terreno di riporto sciolto costituito da materiale sabbioso-limoso marrone.
- B) 4.70 – 10.60 mt da pc: Limi argillosi marrone-verdastri consistenti con orizzonti nerastri carboniosi.
- C) 10.60 – 12.50 mt da pc: Alternanze di limi sabbiosi e sabbie fini limose sciolte.
- D0) 12.50 – 16.80 mt da pc: Sabbie fini grigio-azzurre, sciolte, sature, debolmente limose.
- D) 16.80 – 21.00 mt da pc: Sabbie grossolane grigie, con livelli di microghiaietto debolm. coerente.
- D0) 21.00 – 26.00 mt da pc: Sabbie fini grigio-azzurre, sciolte, sature, debolmente limose.
- E) 26.00 – 30.00 mt da pc: Argille con limo grigio azzurre, soffici, contenenti materiale organico diffuso.

Rispetto a quanto riportato nel sondaggio S3, per il quale nella documentazione citata e fornita al sottoscritto non è allegata una stratigrafia (sono presenti unicamente le foto dei carotaggi eseguiti, peraltro poco distinguibili), sembra possibile osservare piccole differenze negli spessori degli strati attraversati, in particolare:

- A-Riporto: il terreno di riporto sembra avere letto a -4.70 mt da pc invece che 5.00 mt;
- C-Alternanze: lo strato delle alternanze sovrastante le sabbie superficiali sembra possedere uno spessore leggermente inferiore (circa 2.00 mt invece che 3.10 mt); la quota di rinvenimento sembra essere posta +1.0 mt da p.c. rispetto a quanto indicato nella precedente indagine.
- D0-Sabbie: lo strato delle sabbie superficiali sembra quindi avere uno spessore maggiore pari a 13.50 mt invece che 11.50 mt.

Le differenze rilevate risultano di ridotta entità e possono essere legate a differenti sensibilità nella stesura della stratigrafia. Risulta quindi possibile confermare, in funzione dei pochi punti di controllo, la sintesi proposta nello studio precedente.

3.2 Prova Penetrometrica CPTE P1-II lotto

Per ottenere una verifica di massima della ricostruzione stratigrafia generale e della parametrizzazione geomeccanica generale riportate nella precedente campagna di indagini è stata eseguita, dalla ditta



Vitalsonda di Vialetti Sergio (operatore Vitaletti Mauro), n.1 prova penetrometrica statica con punta elettrica CPTE. La prova doveva essere originariamente ubicata in prossimità del sondaggio **S1-II lotto** e confrontata con la prova CPT04. Il rimaneggiamento dei terreni superficiali causato dall'esecuzione dei sondaggi archeologici ha però generato problemi di ancoraggio del penetrometro che hanno richiesto di eseguire la prova su terreno vergine. Si è optato quindi, al fine di ottenere dati in corrispondenza dell'estremità opposta dell'edificio, di eseguire la nuova prova in prossimità della prova CPT03, presso l'estremità di Via della Vasca Navale. (vedi *allegati*: Planimetria con ubicazione indagini). La prova è stata interrotta alla profondità massima di -30.00 mt da pc come commissionato.

Si riporta di seguito una sintesi delle prove eseguite; per una trattazione completa vedi *allegati*: Prove penetrometriche statiche CPTE:

CPTE-P1: q. 11.50 mt slm

A0-A) 0.00 – 1.70 mt da pc: Terreno di riporto sciolto

B) 1.70 – 7.50 mt da pc: Limi argillosi marrone-verdastri consistenti ($q_{c_{med}}=2.0$ MPa; $fs/q_{c_{med}}=5.5\%$)

C) 7.50 – 10.50 mt da pc: Alternanze di limi sabbiosi e sabbie fini limose ($q_{c_{med}}=2.5$ MPa; $fs/q_{c_{med}}=2.0\%$)

D0-D-D1) 10.50 – 22.50 mt da pc: Sabbie fini e grossolane sciolte ($q_{c_{med}}=10$ MPa; $fs/q_{c_{med}}=0.3\%$)

E) 22.50 – 30.00 mt da pc: Argille con limo grigio azzurre, soffici. ($q_{c_{med}}=1.3$ MPa; $fs/q_{c_{med}}=2.7\%$)

La prova eseguita si presenta pressochè identica alla prova CPT03 in verifica (di cui si allegano i diagrammi) sia nei valori di resistenza alla punta e laterale che negli spessori rilevati (una lieve differenza pari a +1.0 mt è stata rilevata nello spessore delle sabbie superficiali il cui letto viene individuato nella prova CPT02 alla profondità di -23.50 da pc).

3.3 Analisi di laboratorio, prove pressiometriche e penetrometriche

Per quanto riguarda una sintesi dei numerosi dati provenienti dalle analisi di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e delle prove pressiometriche eseguite nei fori di sondaggio si riportano in allegati le tabelle di sintesi presenti nelle relazioni citate. Si allegano i diagrammi della prova CPT03 e della prova CPT02. I diagrammi dettagliati della prova CPT04 non risultano presenti nella documentazione fornita. I diagrammi delle prove DM30 non verranno allegati in quanto contenenti dati estremamente superficiali.



3.4 Indagini Geofisiche: profili Vs MASW e microtremori HVSR

Allo scopo di ottenere una valutazione della velocità delle onde S nei primi 30 mt di profondità, in prossimità di ciascun sondaggio, è stata eseguita una coppia ortogonale di sezioni sismiche a 24 canali con acquisizione dei dati ottimizzata per elaborazione mediante analisi "MASW" (Multichannel Analysis of Surface Waves con analisi di microtremori (HVSR) (vedi *allegati*: Indagine Geofisica).

Le elaborazioni sono state eseguite con il metodo picking/inversione e con *modellazione diretta* delle curve di dispersione della componente verticale delle onde di Rayleigh in modellazione congiunta con il rapporto spettrale H/V.

L'incrocio delle coppie di MASW ortogonali è avvenuto nella porzione mediana delle stese; l'HVSR è stato eseguito nel punto di incrocio ubicato a circa 0.50 mt di distanza dal foro di sondaggio (vedi *allegati*: Planimetria con ubicazione indagini).

Le modellizzazioni presentano delle differenze dovute alle caratteristiche di acquisizione bidimensionale delle masw, che mediano i risultati su una lunghezza di 44 mt risultando sensibili ad eventuali variazioni laterali non rilevate dalle caratteristiche puntuali del sondaggio geognostico. In particolare si registrano velocità medie più basse nella sezione trasversale all'asse della Vasca Navale (masw N190E), e velocità maggiori di circa il 10% lungo l'asse longitudinale (masw N280E), questo potrebbe essere legato al diverso tipo di disturbo prodotto dalla struttura della vasca navale sulle due orientazioni dei profili eseguiti, oppure alla geometria piuttosto bidimensionale dei corpi litologici più superficiali.

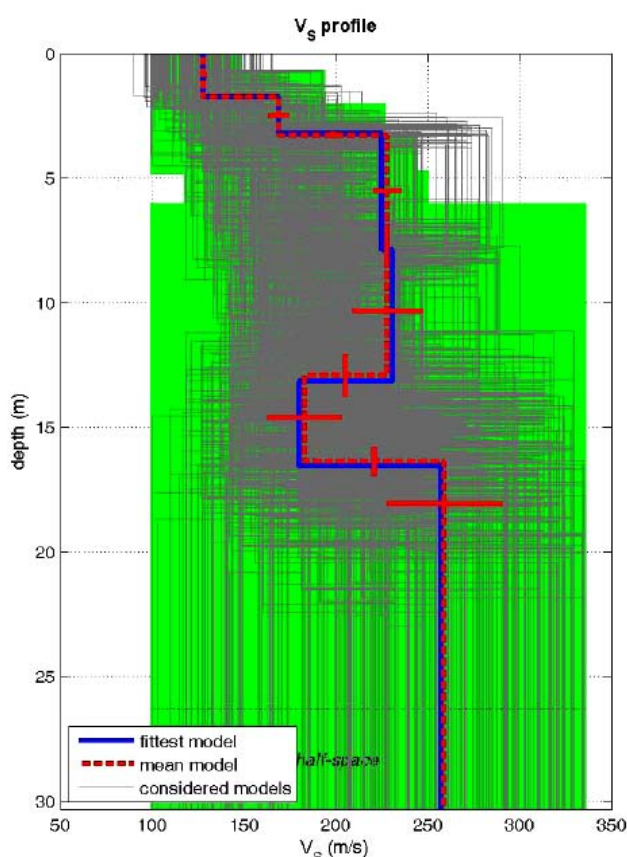
Risultano abbastanza evidenti i contrasti di velocità tra la formazione superficiale dei riporti, i limi consolidati superficiali e il banco di sabbie fini. Meno evidente il posizionamento del contatto, rilevato nel sondaggio a quota -26.0 mt da pc, tra le sabbie e i limi sottoconsolidati sottostanti a causa dei limiti di profondità dell'indagine geofisica eseguita. Le Vs30 sono state calcolate con il metodo del picking/inversione con il programma winmasw 5.2 (passaggi di velocità più netti) e confrontate con il programma seisimager 1D ver. 3.14 (passaggi di velocità più gradualmente) e risultano tutte comprese tra 220 e 251 mt/sec. I valori del misfit sono molto buoni e rimangono compresi tra il 2% e il 3%.

L'analisi di microtremori HVSR elaborata con il programma winmaswpro 5.2 ha evidenziato la presenza di picchi di frequenza in grado di soddisfare i criteri SESAME in corrispondenza del frequenza **F0= 0.90 Hz** (F0= 0.89 Hz per il programma geopsy 2.7.0), che sembra corrispondere abbastanza bene alla profondità dei depositi sabbioso-ghiaiosi di base. Il valore di ampiezza del picco, pari a 5.7 (7 per il programma geopsy 2.7.0) ci fornisce indicazioni sul contrasto di velocità rispetto allo strato dei limi sovrastanti.

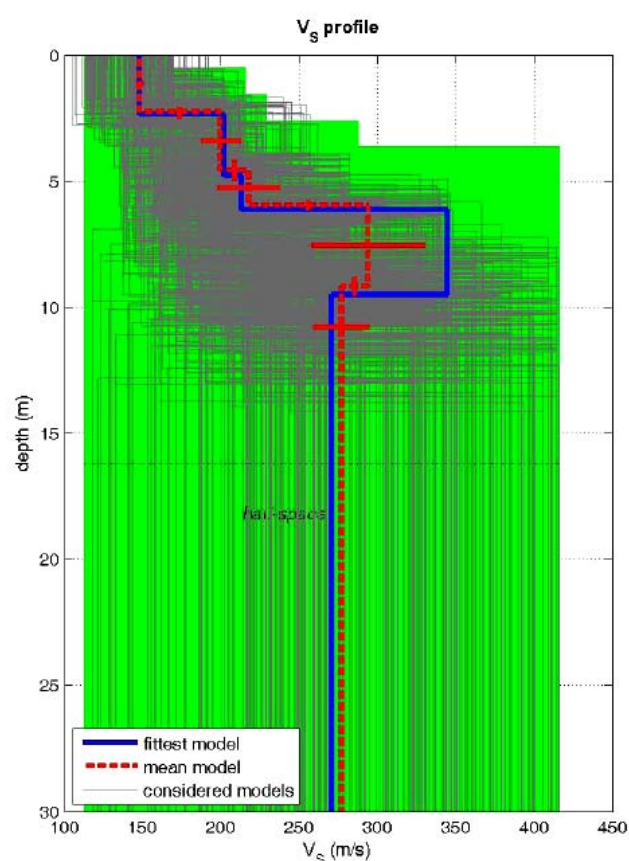


Sempre con il programma winmasw pro 5.2 è stata elaborata inoltre una modellazione congiunta masw+hvsr che ha permesso una sommaria verifica del fittaggio del modello sismostratigrafico profondo del terreno di fondazione con le curve di campagna. Modello che sarà successivamente utilizzato come base per la definizione del modello geologico per l'analisi di risposta sismica locale. Il modello ottenuto risulta caratterizzato da una buona corrispondenza tra i dati masw ed hvsr, ed in particolare fitta abbastanza bene con la profondità di tetto della formazione delle sabbie e ghiaie. La $V_{s30}=230$ mt/sec rimane all'interno della media delle elaborazioni eseguite.

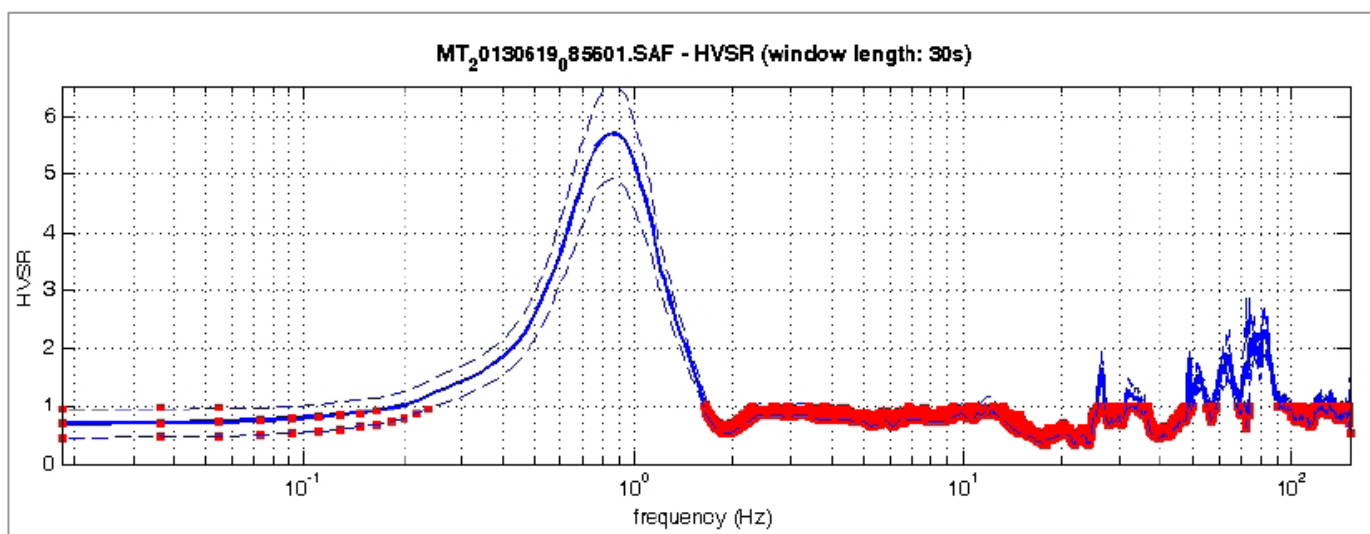
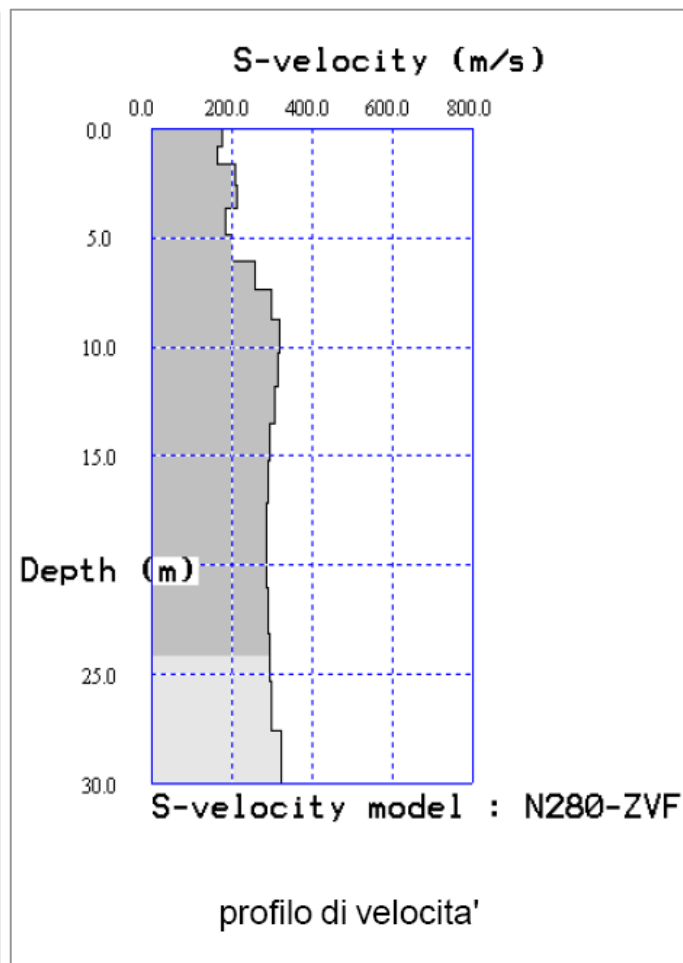
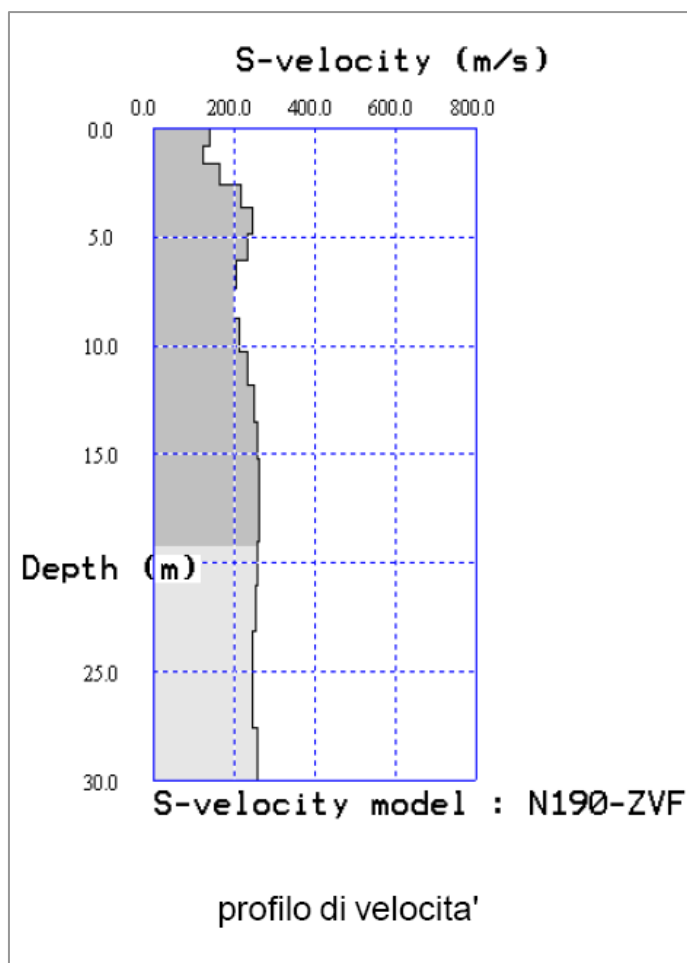
Si riportano di seguito i risultati sintetici delle prove MASW e HVSr eseguite; la velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt di profondità (V_{s30}) è calcolata dal piano campagna: (per una trattazione più dettagliata dei risultati della prova vedi *allegati: Relazione Geofisica*):



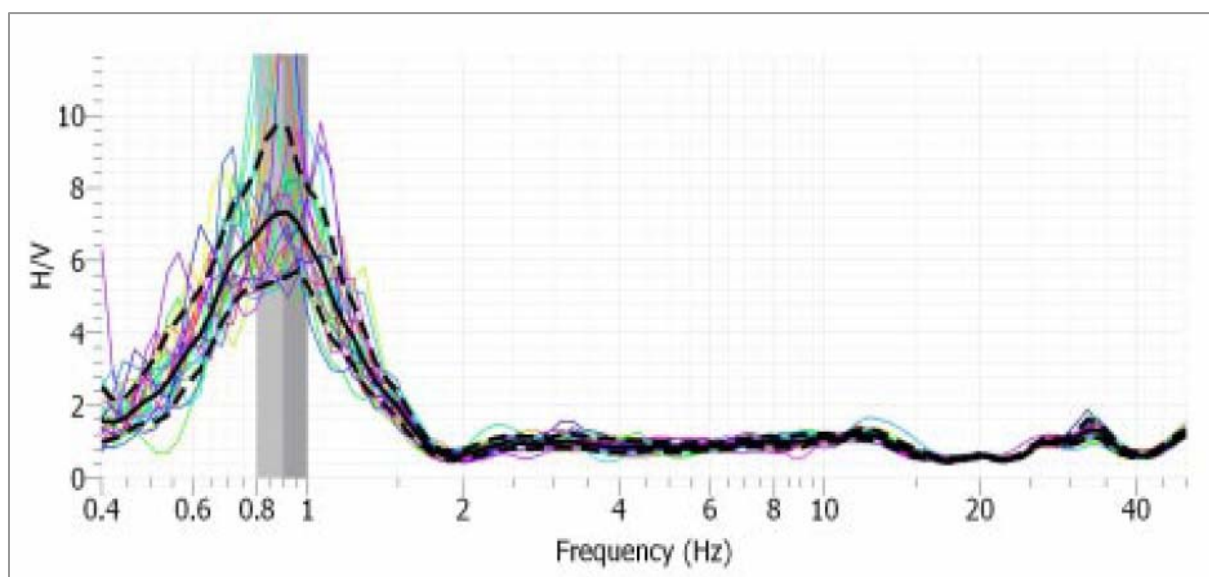
MASW N190E (ortogonale): $V_{s30_{\text{mean}}} = 220$ mt sec



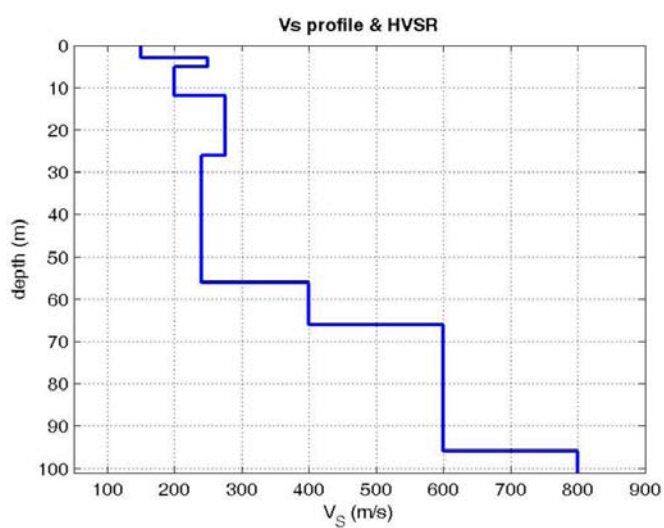
MASW N280E (longitud.): $V_{s30_{\text{mean}}} = 251$ mt sec



HVSr (winmaswpro 5.2): f0=0.90 Hz Value=5.6 (il dato soddisfa i criteri SESAME)



HVSR (geopsy:2.7.0): $f_0=0.89$ Hz Value=7 (il dato soddisfa i criteri SESAME)



MASW N190 (*winmaswpro 5.2 modellizzazione diretta*): $V_{s30} = 230$ mt/sec

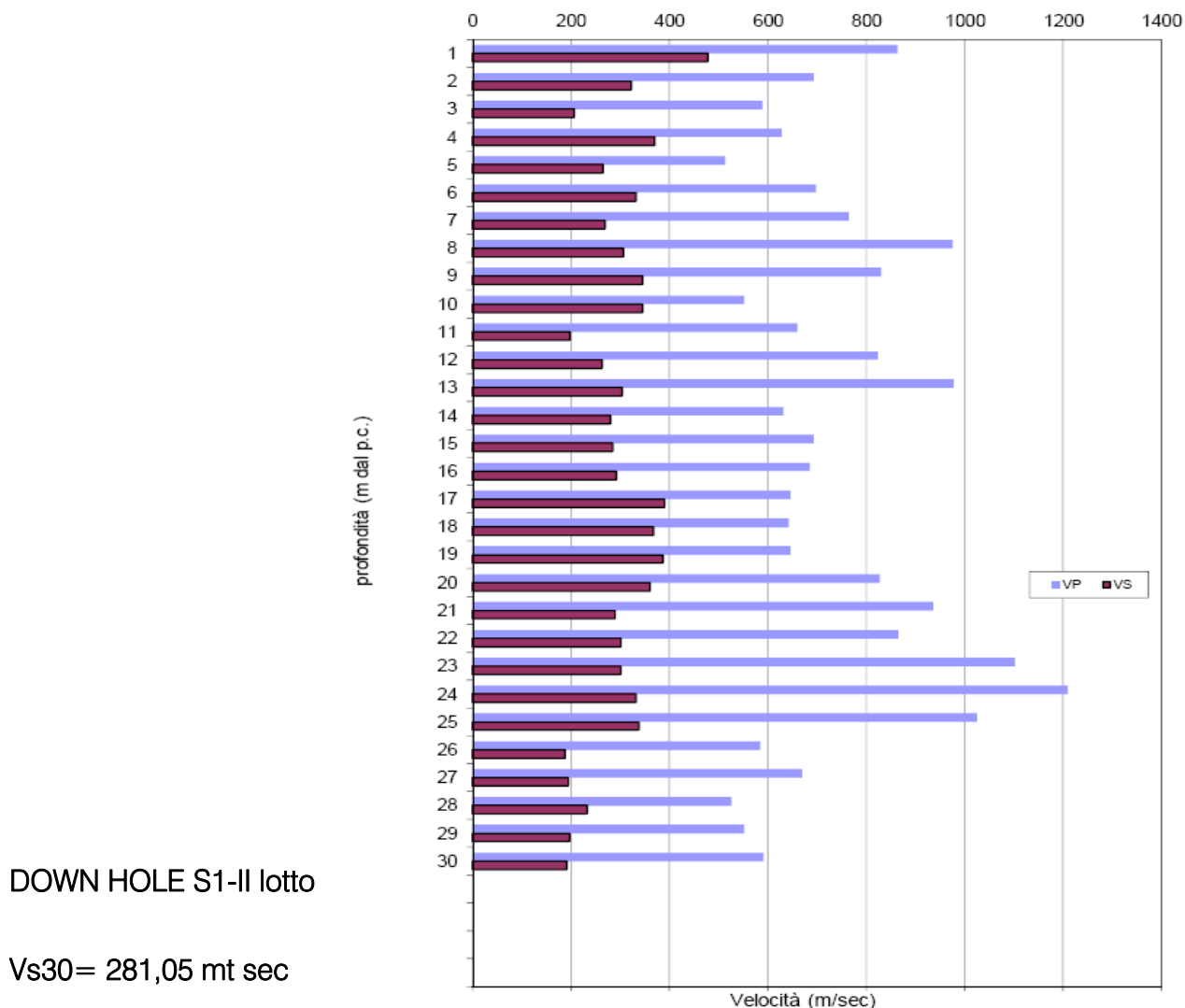


3.5 Prove down hole

Allo scopo di ottenere una misura delle velocità delle onde S lungo l'asse del sondaggio geognostico **S1-II lotto** è stata eseguita n.1 prova down hole nel foro di sondaggio appositamente attrezzato. Le prove sono state eseguite dalla Società Geores srl ed elaborate dal Dott. Geol. Enrico Tallini. Come predisposto dai Sigg. Progettisti e dalla Committenza le prove sono state eseguite a partire da piano campagna attuale (+ 6.0 mt da piano fondazionale) fino alla profondità di -30 mt da pc.

I valori delle Vs30 ricavati dalle prove Down Hole sono risultati leggermente più elevati rispetto a quanto ricavato nei modelli elaborati utilizzando i dati MASW.

Si riporta di seguito una sintesi dei dati (per una trattazione completa vedi *allegati: Relazione Geofisica Down Hole*)





4 MODELLO GEOTECNICO

4.1 Unità Litotecniche

Tenendo conto della estrema quantità e qualità delle indagini geognostiche eseguite nelle precedenti fasi di progettazione, non sono state commissionate a corredo del presente studio, finalizzato prevalentemente alla raccolta dei dati necessari alla caratterizzazione sismica del terreno di fondazione, ulteriori indagini di tipo geotecnico e geognostico. Il modello geotecnico che verrà di seguito illustrato sarà quindi redatto in funzione della parametrizzazione geomeccanica e stratigrafica presente nella Relazione Geotecnica già citata eseguita in data novembre 2001, e ne ricalcherà quasi totalmente le conclusioni. Le indicizzazioni dei terreni della precedente relazione verranno posizionate a fianco degli indici della presente relazione (ad esempio **UL1-T1**).

Vengono di seguito riportati gli spessori e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati dalle opere di fondazione dell'edificio in progetto a partire dal p.c. attuale del sondaggio **S1-II lotto** pari a quota 14.50 mt slm. L'area in oggetto risulta caratterizzata dalla presenza di n° 7 **Unità litotecniche** dedotte dall'accorpamento degli orizzonti litotecnici e stratigrafici riconosciuti durante l'esecuzione dei sondaggi e delle prove penetrometriche (vedi *allegati*: Sezione geotecnica): Le quote di riferimento indicate sono riportate nelle tavole di progetto messe a disposizione dai Sigg. Progettisti:

0.00 – 4.70 mt da pc: UL1 (T1) Terreno di Riporto

Unità a comportamento geomeccanico attritivo

Questa Unità Litotecnica è costituita da due livelli di coltri di riporto caratterizzate entrambe da qualità portanti scadenti. La prima più superficiale si attesta a -2.9 mt da pc, ed è composta da terreno di riporto molto sciolto e rimaneggiato costituito da calcinacci in matrice terrosa contenenti frammenti di calcestruzzo e frammenti di materiale ferroso e materiale plastico. La seconda che si estende fino a -4.70 mt da pc, è costituita da riporti sabbioso-limosi con raro materiale eterogeneo all'interno. La porzione superficiale è stata sicuramente quella più rimaneggiata durante l'esecuzione dei sondaggi archeologici, ma anche la porzione inferiore ha variato il suo stato di addensamento in quanto si registra un dimezzamento nel valore N_{spt} nella prova eseguita nel sondaggio **S1-II lotto**. La relazione geotecnica precedente riporta per questa UL il solo valore della peso di volume, la relazione geologico-tecnica riporta dei valori relativi ad un comportamento totalmente coesivo della UL in oggetto forse dettato da una più estesa valutazione dello spessore della coltre di riporto in S2. Dalle osservazioni eseguite sulle carote del



nuovo sondaggio eseguito, la UL1 sembra piuttosto essere caratterizzata da un comportamento attritivo.. Si suggerisce una lieve revisione dei parametri riportati nella relazione precedente, conferendo al materiale in oggetto un comportamento attritivo e uno stato di addensamento da molto sciolto a sciolto (una più accurata parametrizzazione potrà essere eseguita in fase di progettazione esecutiva nel caso questa unità litotecnica non dovesse essere completamente asportata:

$$\gamma_{nat1} = 1820 \text{ daN/m}^3 \quad \phi_1 = 27^\circ \quad C'_1 = 0.05 \text{ daN/cm}^2 \quad E' = 180 \text{ daN/cm}^2$$

4.70 – 10.60 mt da pc: UL2 (T2) Argille con limo avana

Unità a comportamento geomeccanico coesivo

Questa Unità litotecnica è costituita da limi argillosi (frazione fine media 92%), debolmente sabbiosi, sovraconsolidati per essiccamento; caratterizzati da qualità portanti sufficienti e da un basso indice di compressibilità $C_c=0.23$, da un basso indice di rigonfiamento $C_s=0.08$ e da un coefficiente di consolidazione $c_v=5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$ (nell'intervallo tensionale 0,5-1.0 daN/cm²). Il valore di OCR è pari a 6 e la pressione di preconsolidazione è pari a $\sigma_{a0}=0,8 \text{ daN/cm}^2$. Il valore della C_u indicato nella relazione geotecnica ed interpolato in funzione della tensione litostatica sembra in linea con i valori registrati al pocket durante l'esecuzione del sondaggio **S1-II lotto** e leggermente sovrastimato rispetto a quanto riportato nella relazione geologico-tecnica precedentemente redatta. Si riportano di seguito i parametri geomeccanici relativi al comportamento drenato (verifiche a lungo termine) e non drenato (verifiche a breve termine) della UL in oggetto (presenti nelle tabelle allegate alla relazione geotecnica):

$$\begin{array}{llll} \gamma_{nat2} = 1900 \text{ daN/m}^3 & \phi_2 = 23^\circ & C'_2 = 0.14 \text{ daN/cm}^2 & E_{ed2} = 180 \text{ daN/cm}^2 \\ \gamma_{sat2} = 1900 \text{ daN/m}^3 & C_{u2} = 1.70 \text{ daN/cm}^2 & e_2 = 0.605 \text{ daN/cm}^2 & W_2 = 28 \% \end{array}$$

10.60 – 12.50 mt da pc: UL3 (T3) Alternanze di limi sabbiosi e sabbie fini limose

Unità a comportamento geomeccanico misto

Questa Unità litotecnica rappresenta uno strato di passaggio dalle sottostanti sabbie fini ai limi argillosi sovrastanti di origine tipicamente fluvio-palustre. Il livelli sabbiosi risultano essere in falda mentre gli interstrati limosi si presentano fortemente rammolliti. Non sono stati raccolti dati puntuali su questa UL ad eccezione delle verticali delle prove penetrometriche, che riportano in corrispondenza della prova **CPTE P1-II lotto** valori di resistenza alla punta pari a 2.5 MPa, valori simili alle prove CPTE3 e CPTE2 (prossima al sondaggio **S1-II lotto**) e sicuramente confrontabili con quelli dei limi argillosi sovrastanti, mentre in corrispondenza della prova CPT4 tale formazione assume valori di resistenza alla punta due o tre volte maggiori, più confrontabili con quelli delle sabbie sottostanti. Dato il suo limitato spessore nella precedente



relazione geotecnica questa UL è stata interamente assimilata alle sottostanti sabbie. Osservando la sezione geotecnica presente nella relazione geotecnica sembra che per una lunghezza di circa 2/3 dell'area di sedime del II lotto (a partire da via della vasca navale) i valori di qc di questa unità litotecnica siano assimilabili ai sovrastanti limi argillosi, mentre il rimanente segmento (adiacente al lotto già edificato) sia assimilabile alle sottostanti sabbie. Si consiglia ai Sigg. Progettisti di assimilare lo spessore di 1.0 mt della porzione superiore di questa UL ai sovrastanti limi argillosi e lo spessore di 1.0 mt della porzione inferiore alle sottostanti sabbie.

12.50 – 26.00 mt da pc: UL4 (T4) Sabbie da fini a grossolane

Unità a comportamento geomeccanico attritivo

Questa Unità litotecnica è costituita da sabbie fini in falda, debolmente limose e sciolte, contenenti al loro interno (da -16.80 a -21.00 mt da pc) un grosso banco di sabbie grossolane con livelli di microghiaietto ad elementi vulcanici e piroclastici. Nella precedente relazione geotecnica tale materiale viene parametrizzato con un resistenza alla punta media di 6.5 MPa; mentre i dati delle penetrometriche della relazione geologico-tecnica e quelli della prova **CPTe P1-II lotto** indicano valori di qc mediamente pari a 10 MPa. Non viene inoltre indicato un valore della coesione drenata sebbene questo risulti presente nelle tabelle allegate come derivante da una prova di taglio diretto sul campione S3-C2 prelevato a quota -22.30 mt da pc. Il valore dell'angolo d'attrito normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace è risultato prossimo alla media dei valori rilevati nella prova **CPTe P1-II lotto**. Si riportano di seguito i parametri geomeccanici della UL in oggetto (il peso di volume va ridotto del valore della sottospinta dell'acqua in quanto peso sommerso):

$$\gamma_{nat4} = 1900 \text{ daN/m}^3$$

$$\phi'_4 = 30^\circ$$

$$C'_4 = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$E'_4 = 200 \text{ daN/cm}^2$$

26.00 – 56.00 mt da pc: UL5 (T5) Argilla con limo torbosa

Unità a comportamento geomeccanico coesivo

Questa Unità litotecnica è costituita da limi argillosi grigio-azzurri estremamente soffici (frazione fine media 91%), debolmente sabbiosi, interessati dalla presenza di torbe e materiale organico diffuso in sottilissimi livelli orizzontali e da emanazioni gassose di importante volume. Questa UL è caratterizzata da un OCR=1 e da un coefficiente di consolidazione mediato sulle varie profondità pari $cv=1 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$ ma risulta caratterizzata anche da importanti fenomeni di autoconsolidazione già abbondantemente accertati nell'area e sperimentati in laboratorio sul campione S3-C4. Sottoposto ad una prova edometrica a carico costante per 18 gg questo campione ha fatto registrare un coefficiente di consolidazione secondaria piuttosto alto, pari a **$C\alpha=0,006$** ; questo valore consente di avere un'idea dell'entità degli attriti negativi che



si possono generare sulle opere di fondazione. I valori medi dei parametri geomeccanici sono stati calcolati nelle prove di laboratorio e confrontati con i dati delle verticali penetrometriche, in particolare i valori della C_u sono risultati variabili con la profondità tra un minimo di 0.35 e un massimo di 0.75 daN/cm² con un valore medio di 0.55 daN/cm² (sebbene le medie delle verticali penetrometriche forniscano un valore medio più prossimo all'unità) e concordano abbastanza con i valori del pocket penetrometer. I valori della q_c risultano mediamente pari a 2.0 MPa. I moduli edometrici riportati nella relazione geologico-tecnica variano dal valore medio di 75 daN/cm² nella porzione superficiale al valore massimo di 300 daN/cm² nella porzione inferiore. Si riportano di seguito i parametri geomeccanici della UL in oggetto come da relazione geotecnica consultata:

$\gamma_{nat5} = 1840 \text{ daN/m}^3$	$\phi_5 = 24^\circ$	$C'_5 = 0.225 \text{ daN/cm}^2$	$E_{ed5} = 75-300 \text{ daN/cm}^2$
$\gamma_{sat5} = 1840 \text{ daN/m}^3$	$C_{u5} = 0.55 \text{ daN/cm}^2$	$e_s = 1.200 \text{ daN/cm}^2$	$W_5 = 36 \%$

56.00 – 66.00 mt da pc: UL6 (T6) Sabbie medie e grossolane e ghiaie sabbiose addensate

Unità a comportamento geomeccanico attritivo

Questa Unità litotecnica è costituita da un sottile banco lenticolare (a tratti assente) di sabbie medio-grossolane passante inferiormente a ghiaie sabbiose addensate in falda di spessore preponderante. Non sono state eseguite prove in situ all'interno di questa UL e la sua parametrizzazione è stata eseguita sulla base dei dati presenti in letteratura. I valori assunti per l'angolo d'attrito e per il modulo di Young tengono conto della presenza delle sabbie:

$\gamma_{nat6} = 2000 \text{ daN/m}^3$	$\phi'_6 = 36,5^\circ$	$C'_6 = 0.00 \text{ daN/cm}^2$	$E'_6 = 350 \text{ daN/cm}^2$
--	------------------------	--------------------------------	-------------------------------

66.00 > 100.00 mt da pc: UL7 (T7) Argille di base

Unità a comportamento geomeccanico coesivo

Questa Unità litotecnica è costituita da limi e argille marnosi grigio-azzurri da compatti a molto compatti caratterizzati da buone qualità portanti. Essendo ritenuto trascurabile il contributo di questa unità litotecnica rispetto al comportamento della struttura nella relazione geotecnica precedentemente redatta non è stata approfondita la caratterizzazione geomeccanica. Il substrato rigido di riferimento con $V_s=800$ mt/sec viene nel presente lavoro, ubicato all'interno di questa UL alla profondità di -96.0 da pc.

dove: γ =peso specifico ϕ =angolo d'attrito C' =coesione drenata E' =modulo di deformazione
 C_u =coesione non drenata e =indice dei vuoti W' =contenuto d'acqua E_{ed} =modulo edometrico



4.2 Risposta sismica locale

INTRODUZIONE

Come previsto dalla normativa in vigore per gli edifici in Classe d'Uso III dedicati alla Pubblica Istruzione (Reg. Reg. 2/2012) la progettazione prevede l'utilizzo di spettri elastici calcolati per il sito in oggetto tramite analisi di Risposta Sismica Locale. Gli spettri sono stati elaborati a partire dai dati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite nell'area di progetto e dal modello geologico del sito interessato dall'intervento. Sono stati infine confrontati gli spettri RSL con lo spettro normativo semplificato di Categoria C, corrispondente all'intervallo di Vs individuato nel sito attraverso le indagini MASW, tenendo conto che, data l'inclinazione del piano campagna ($i=2^\circ$), il sito in studio rientra all'interno della Categoria Topografica T1. Il presente capitolo riferisce quindi le analisi di risposta sismica locale sviluppate a supporto delle attività di calcolo delle strutture con riferimento alle specifiche di cui al § 7.11.3 del DM 14.01.2008.

La necessità di effettuare una analisi specifica della risposta sismica locale deriva dalla tipologia e classe d'uso della struttura di progetto, per la quale non è previsto l'impiego di modelli di risposta elastica in fondazione di tipo semplificato; la struttura in progetto resta difatti definita di "classe d'uso III", in riferimento alla tabella del § 2.4.2 del NTC08, con destinazione d'uso per la pubblica istruzione e di "tipo 3", in riferimento alla tabellazione 2.4.I del § 2.4.1 del NTC08 e con "coefficiente d'uso III", in riferimento alla tabellazione 2.4.II del § 2.4.3 del NTC08

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

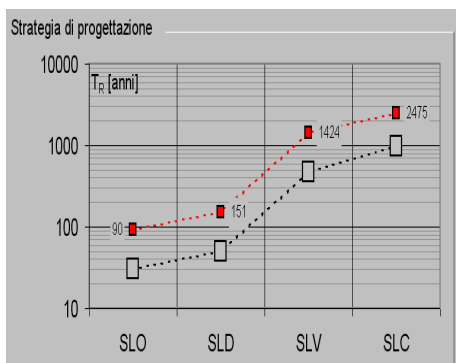
Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	= 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	= 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	= 100

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0.7	1	1.5	2



L'analisi di Risposta Sismica Locale sviluppata a supporto della progettazione definitiva e' stata condotta attraverso la preliminare definizione del modello sismo-stratigrafico del terreno dalla quota di imposta delle fondazioni. Il modello sismostratigrafico è stato ricostruito sulla base dei risultati delle indagini geofisiche eseguite dal sottoscritto e sulla base delle indagini geognostiche precedentemente eseguite, condotte a supporto della progettazione preliminare e rese disponibili dalla Committenza. I sondaggi geognostici ed i dati di laboratorio, sviluppati su terreni corrispondenti ed in situazioni analoghe a quelle in esame, disponibili in un ristretto intorno dei luoghi, hanno consentito di validare il modello di verifica e di definire lo scenario di risposta sismica di sito.

L'analisi della risposta sismica locale e' quindi stata sviluppata attraverso l'impiego del codice Shake -91, utilizzando programma EERA (Equivalent-linear Earthquake Response Analysis), applicato al modello di verifica. Il moto di input utilizzato è stato ricavato attraverso l'impiego di accelerogrammi da eventi reali la cui funzione media nel dominio delle frequenze risulta spettro compatibile con lo scuotimento al sito per il sito in oggetto. Tale scuotimento è definito dalla pericolosità su suolo rigido calcolata al punto di intervento tramite mappe iterative consultabili in rete presso il sito INGV e descritta dal valore dell'accelerazione al suolo per la probabilità di superamento prevista dalla strategia di progettazione adottata:



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0,071	2,488	0,278
SLD	151	0,087	2,528	0,280
SLV	1424	0,183	2,577	0,296
SLC	2475	0,216	2,545	0,304

DATI DI RIFERIMENTO E SISMO-STRATIGRAFIA DI SITO

Il modello sismo-stratigrafico di riferimento e' stato derivato dalle indagini specificatamente condotte nell'area di studio e rese disponibile dalla Committenza, e consistenti in:

- n.1 sondaggio geognostico condotto a supporto degli interventi di progetto
- n.1 rilievo Down-Hole nel perforo di sondaggio attrezzato
- n.1 rilievo del rumore ambientale su postazione singola con analisi HVSR
- n.2 rilievi "MASW" con relativa elaborazione
- Dati geologici, idrogeologici e geotecnici raccolti nella precedente campagna di indagine



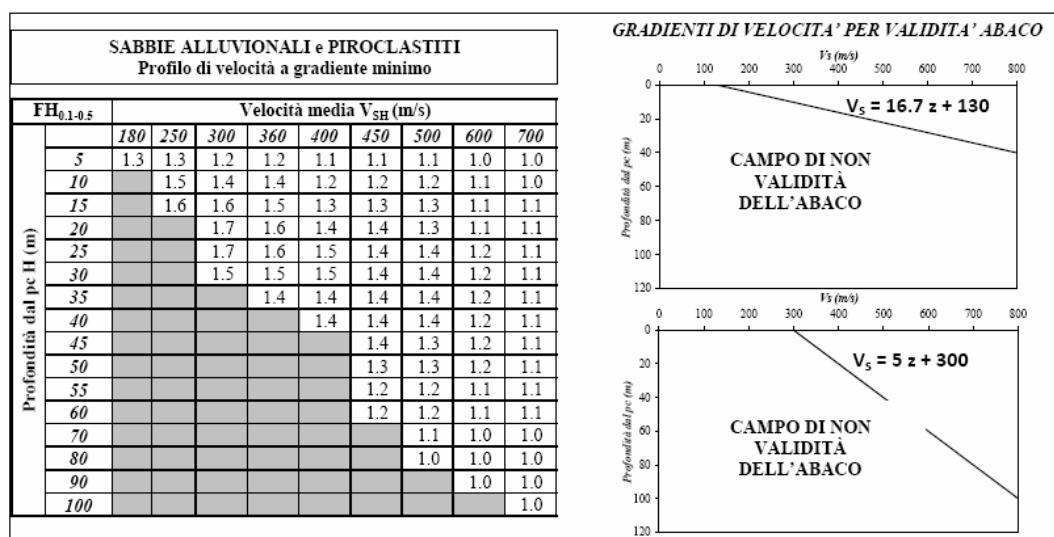
Il modello sismo-stratigrafico di riferimento per la verifica della risposta sismica locale, derivato dalle indagini eseguite e coerenti tra loro, risulta definito alla quota di fondazione dell'impianto, dalla seguente schematizzazione:

strato	tipologia litologica	spessore metri	velocita' onde S m/sec	note
C	Limi argillosi ed argille limose	6	200	
D	sabbie e sabbie limo-arg.	14	250 → 300	
E	argille soffici sottoconsolidate	30	180 → 300	
F	sabbie e ghiaie	10	400	contrasto di rigidità al tetto
G	argille marnose (bedrock)	> 30	600 → 800	

La quota di fondazione indicata dai Sigg. Progettisti pari a **-6.0 mt** da pc del sondaggio **S1 – Il lotto** rispetta i requisiti della quota di soggiacenza minima indicata dal NTC 2008, che prevede l'imposta del piano fondazionale a profondità superiori a quelle di influenza dell'onda termica stagionale, profondità individuabile alla base della coltre dei terreni di riporto.

Il modello sismo-stratigrafico sopra indicato e' stato quindi dettagliato, con le informazioni disponibili, nelle caratteristiche litotecniche dei diversi orizzonti di sottosuolo, sino alla profondità alla quale poteva ritenersi raggiunta una rigidità dei terreni coerente con quella di un substrato geofisico di riferimento con $V_s=800$ mt/sec.

Per la caratterizzazione dei sedimenti sabbioso-limosi superficiali si è scelto, a partire dai valori misurati nelle prospezioni down-hole e MASW per la porzione superiore, un gradiente di velocità coerente con quello limite tabellato negli studi di microzonazione della Regione Lazio per tipologie litologiche riferite alle "sabbie alluvionali", il cui andamento è descritto nel grafico sottostante:





Per la individuazione della soggiacenza dei sedimenti con caratteristiche di rigidita' compatibili con tipologie riconducibili al bedrock sismo-stratigrafico locale (valori di velocita' delle onde S superiori a 800 m/sec), viene fatto riferimento ai risultati dei rilievi delle componenti vibrazionali ambientali e della relativa analisi HVSR. L'analisi dei dati accerta la presenza di un massimo rappresentativo del rapporto delle componenti vibrazionali del suolo a 0.9 Hz, riconducibile ad un significativo contrasto di velocita' che si colloca a profondita' interpretate come superiori a mt 50-60 sotto il piano di fondazione di riferimento e che si correla con la presenza di terreni ghiaiosi e argilloso marnosi discretamente tenaci.

La situazione sismo-stratigrafica alla quota fondale rispetto alla quale determinare gli effetti di amplificazione sismica del moto di input, sulla base delle prove geognostiche e geofisiche disponibili, è riassunta nella sottostante tabella:

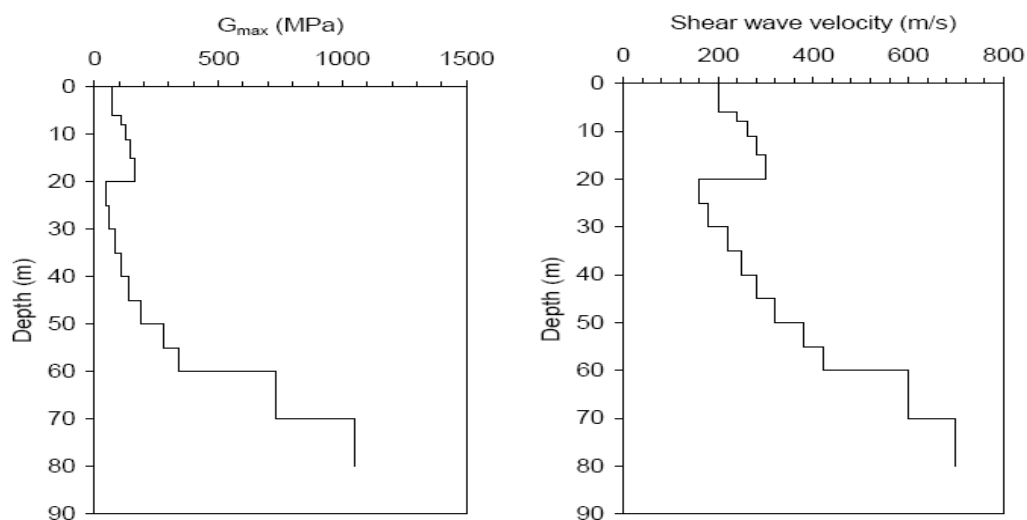
Via della Vasca Navale - Roma										
Fundamental period (s) = 0.92										
Average shear wave velocity (m/sec) = 364.13										
Total number of sublayers = 59										
	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m ³)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table
Surface	1	7	12	6.0	69.32		17.00	200		W
	2	8	2	2.0	105.69		18.00	240		
	3	8	3	3.0	124.04		18.00	260		
	4	8	4	4.0	143.85		18.00	280		
	5	8	5	5.0	165.14		18.00	300		
	6	7	5	5.0	44.36		17.00	160		
	7	7	4	5.0	56.15		17.00	180		
	8	7	3	5.0	83.87		17.00	220		
	9	7	2	5.0	108.31		17.00	250		
	10	7	2	5.0	135.86		17.00	280		
	11	7	2	5.0	187.89		18.00	320		
	12	9	2	5.0	279.67		19.00	380		
Bedrock	13	9	2	5.0	341.65		19.00	420		
	14	7	5	10.0	733.94		20.00	600		
	15	7	5	10.0	1048.93		21.00	700		
	16	7	1	10.0	1435.27		22.00	800	Outcrop	

Il modello adottato nell'analisi per la determinazione della risposta sismica locale e' di tipo viscoelastico lineare, operando con codice Shake-91 ed utilizzando il programma EERA (Equivalent-linear Earthquake Response Analysis), nel quale la procedura iterativa impiegata viene utilizzata per simulare il comportamento non lineare del terreno. Il codice calcola la risposta di un terreno stratificato composto da strati piano paralleli sovrapposti ad un semispazio uniforme, condizione coerente con lo scenario del sito, come ricavato dalle informazioni geognostiche generali dell'area.

Il comportamento dinamico dei terreni del modello geofisico di riferimento, come di seguito schematizzato, viene descritto dalla relazione sforzi / deformazioni di tipo isteretico in un modello lineare equivalente



rappresentato dalla coppia di parametri modulo di taglio (Shear Modulus) e smorzamento (Damping Ratio) espressa in funzione dello stato tensionale del suolo,

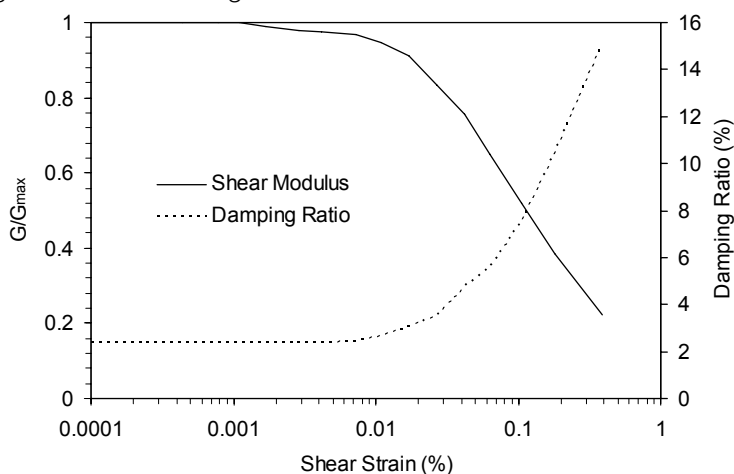


per le diverse tipologie litologiche discriminate.

strato	tipologia litologica	numero	curva di degrado impiegata
C	limi argillosi ed argille limose	7	"argille e limi" (rif.banca dati Regione Lazio)
D	sabbie e sabbie limo-arg.	8	"sabbie e limi all." (rif.banca dati Regione Lazio)
E	argille soffici sottoconsolidate	7	"argille e limi" (rif.banca dati Regione Lazio)
F	sabbie e ghiaie	9	"ghiaie alluvionali" (rif.banca dati Regione Lazio)
G	argille marnose (bedrock)	7	"argille e limi" (rif.banca dati Regione Lazio)

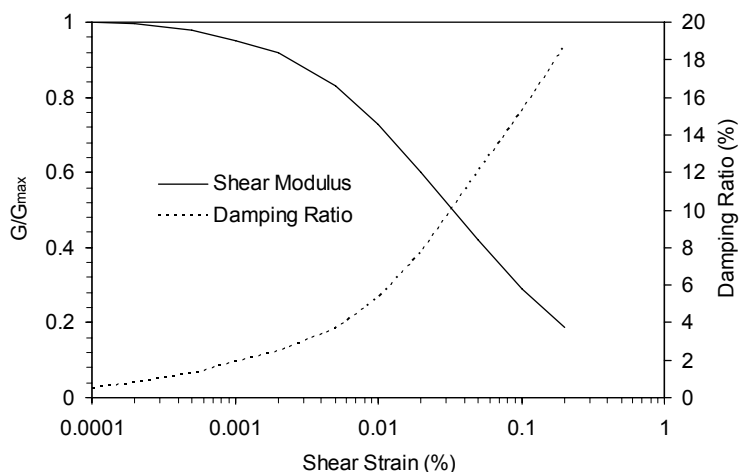
Le curve di degrado impiegate nell'analisi sono quindi di seguito descritte graficamente:

7 – argille e limi – rif. curve di degrado banca dati Regione Lazio

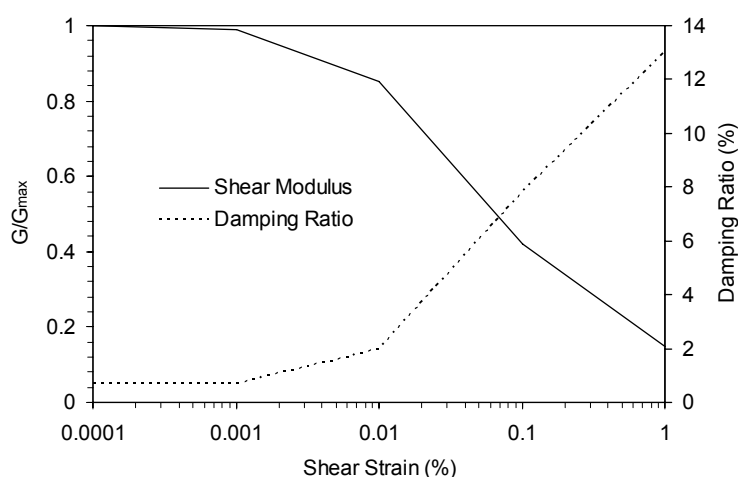




8 - sabbie alluvionali – rif. curve di degrado banca dati Regione Lazio



9 - ghiaie alluvionali - rif. curve di degrado banca dati Regione Lazio



Il moto compatibile con lo scenario di pericolosità sismica del sito viene assegnato al tetto del semispazio che rappresenta il substrato di riferimento e che è caratterizzato da $V_s > 800$ m/sec, individuato, in relazione al modello sismo-stratigrafico sopra descritto, a profondità prossime a m 90 sotto la quota di fondazione; il moto può essere assegnato al tetto di qualsiasi strato che compone il profilo ed è rappresentato da onde S incidenti verticalmente.

PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO E MOTO DI INPUT

L'analisi di risposta di sito è stata svolta in riferimento alla pericolosità sismica di sito, impiegando accelerogrammi reali campionati dal European Strong-motion Database on line <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/>.



La ricerca ed il campionamento degli eventi e' stato condotto impiegando il software REXEL ver.2.5 (Iervolino, Galasso e Cosenza), che analizza i database implementati "Internet-Site for European Strong-Motion Data" e "Working Group ITACA" seguendo criteri legati alla pericolosità di sito ed alla spettro compatibilità dei risultati con lo spettro di risposta di riferimento prescelto.

I criteri adottati nella ricerca sono stati definiti sulla base delle condizioni di pericolosità sismica locale allo scuotimento di sito, descritte dal valore dell'accelerazione al suolo con la probabilità di superamento per la strategia di progettazione richiesta e per la classe e vita media della struttura indicate dai Sigg. Progettisti:

Stato limite di operatività	SLO	probabilità di superamento 81% - Tr anni 90
Stato limite di danno	SLD	probabilità di superamento 63% - Tr anni 151
Stato limite salv.della vita	SLV	probabilità di superamento 10% - Tr anni 1424
Stato limite di collasso	SLC	probabilità di superamento 5% - Tr anni 2475

Come definito nel testo unico allegato al D.M. del 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", "le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito interessato dall'intervento. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita:

In riferimento ai tempi di ritorno sopra indicati si determinano per il sito in esame, in assenza di amplificazioni stratigrafiche o topografiche di alcun genere (pertanto in riferimento ad un "suolo di categoria A" sub-affiorante), i seguenti parametri di sismicità:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,042	2,554	0,253
50	0,054	2,505	0,268
72	0,064	2,481	0,276
101	0,074	2,491	0,279
140	0,084	2,523	0,280
201	0,096	2,549	0,281
475	0,128	2,617	0,285
975	0,163	2,599	0,291
2475	0,216	2,545	0,304

dove:

a_g =accelerazione orizzontale
massima al sito

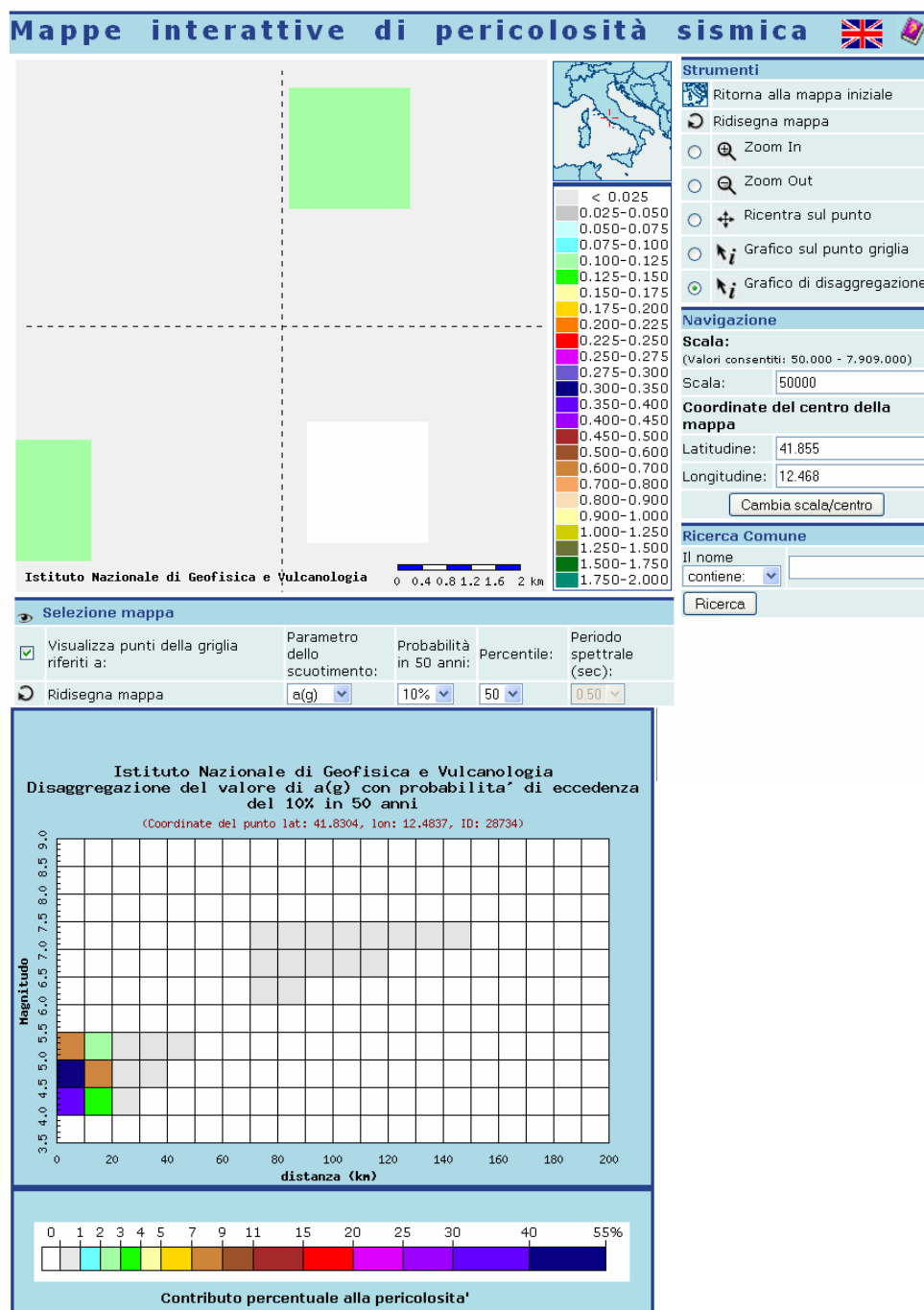
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:
S1: LON=12,468 – LAT=41,855:



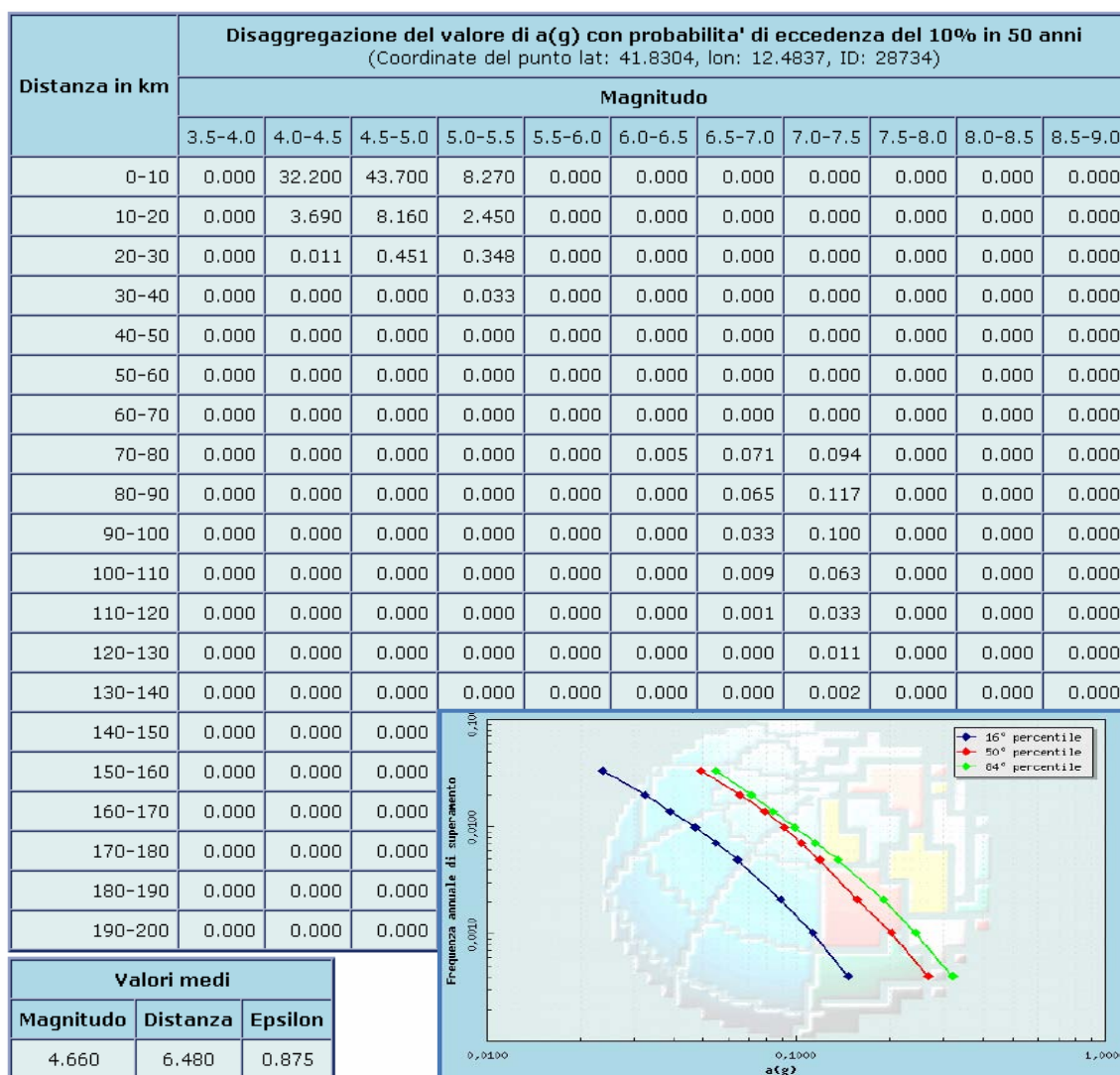
Il valore dell'accelerazione al sito e' determinato in riferimento al reticolo a maglia regolare già predeterminato in funzione della pericolosità di base, consultabile in rete attraverso mappe iterative di pericolosità sismica presso il sito dell'INGV, all'indirizzo internet <http://esse1-gis.mi.ingv.it>, alle coordinate long. 12,484 e lat. 41,830 N ID: 28724



In tal modo viene verificato il valore dell'accelerazione atteso al sito, quale valore dell'accelerazione al suolo con le probabilità di superamento relative alla tipologia strutturale impiegata ed allo stato limite della progettazione richiesta.



In relazione al seguente “grafico di disaggregazione” riferito alle coordinate di ricerca al sito, che definisce il contributo percentuale alla pericolosità sismica di eventi a differente magnitudo e differente distanza epicentrale, ed al grafico della frequenza di superamento del valore di accelerazione al variare del percentile annuo, si determinano i criteri di ricerca degli accelerogrammi spettro compatibili nel European Strong-motion Database, che restano definiti preliminarmente da una Magnitudo compresa tra 4 e 6 e da una distanza ep. di Km 0-20.



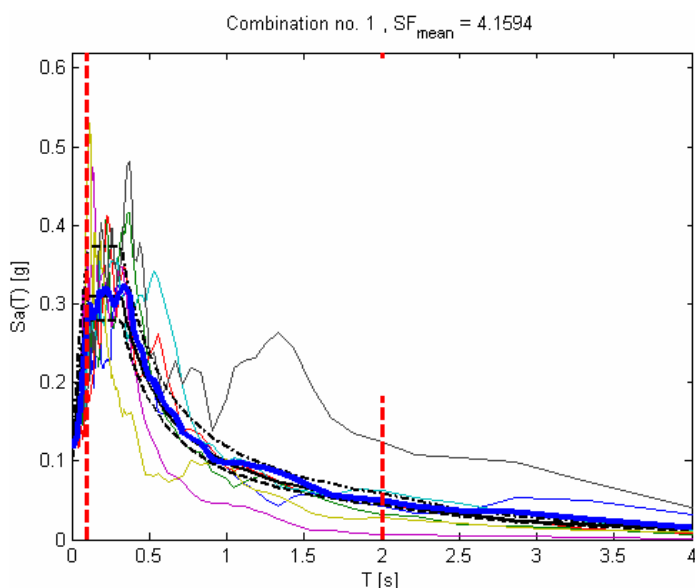
La ricerca degli accelerogrammi e' condotta in riferimento ad uno spettro di target definito dalla risposta di sito su suolo di classe "A", in condizioni topografiche di potenziale amplificazione T1, per uno scenario relativo ad una struttura definita di tipo 3, con vita media nominale pari o superiore a 100 anni e con classe d'uso IIIa, alla quale compete un coefficiente di riferimento pari a 1.5, alle condizioni limite di Operativita' (SLO), di danno (SLD), Salvaguardia della Vita (SLV) e di collasso (SLC).



Per i diversi stati limite si selezionano eventi corrispondenti, rappresentati dai seguenti dati:

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance (km)
292	146	QT98	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	normal	25
7142	2309	QT539	Bingol	01/06/2003	6.3	strike slip	14
6335	2142	QT2557	South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.4	strike slip	15
4675	1635	QT2487	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	13
6332	2142	QT2483	South Iceland (aftershock)	21/06/2000	6.4	strike slip	6
4674	1635	QT2486	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	5
410	189	QT161	Golbasl	05/05/1986	6	oblique	29

che presentano valore della media spettro-compatibile allo spettro di target considerato



RISULTATI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'analisi di risposta sismica locale mediante l'impiego del codice Shake-91, e' stata svolta applicando al tetto del bedrock sismo-stratigrafico locale il moto di riferimento, rappresentato dai n.7 accelerogrammi di riferimento, ricercati nei database on line in modo che la loro combinazione consentisse di restituire uno spettro medio compatibile con quello che descrive le condizioni di pericolosità di sito.

Lo sforzo e la deformazione degli strati, restituita dalla funzione di trasferimento per ogni layer e sublayer in cui e' stato discretizzato il sottosuolo dalla quota dell'input del moto sismico alla quota di riferimento, e' stata analizzata alla quota minima di soggiacenza della quota fondale, corrispondente quasi al tetto dei limi consolidati (-6.0 mt da pc sondaggio **S1 – II lotto**); a tale quota si colloca il limite superiore del



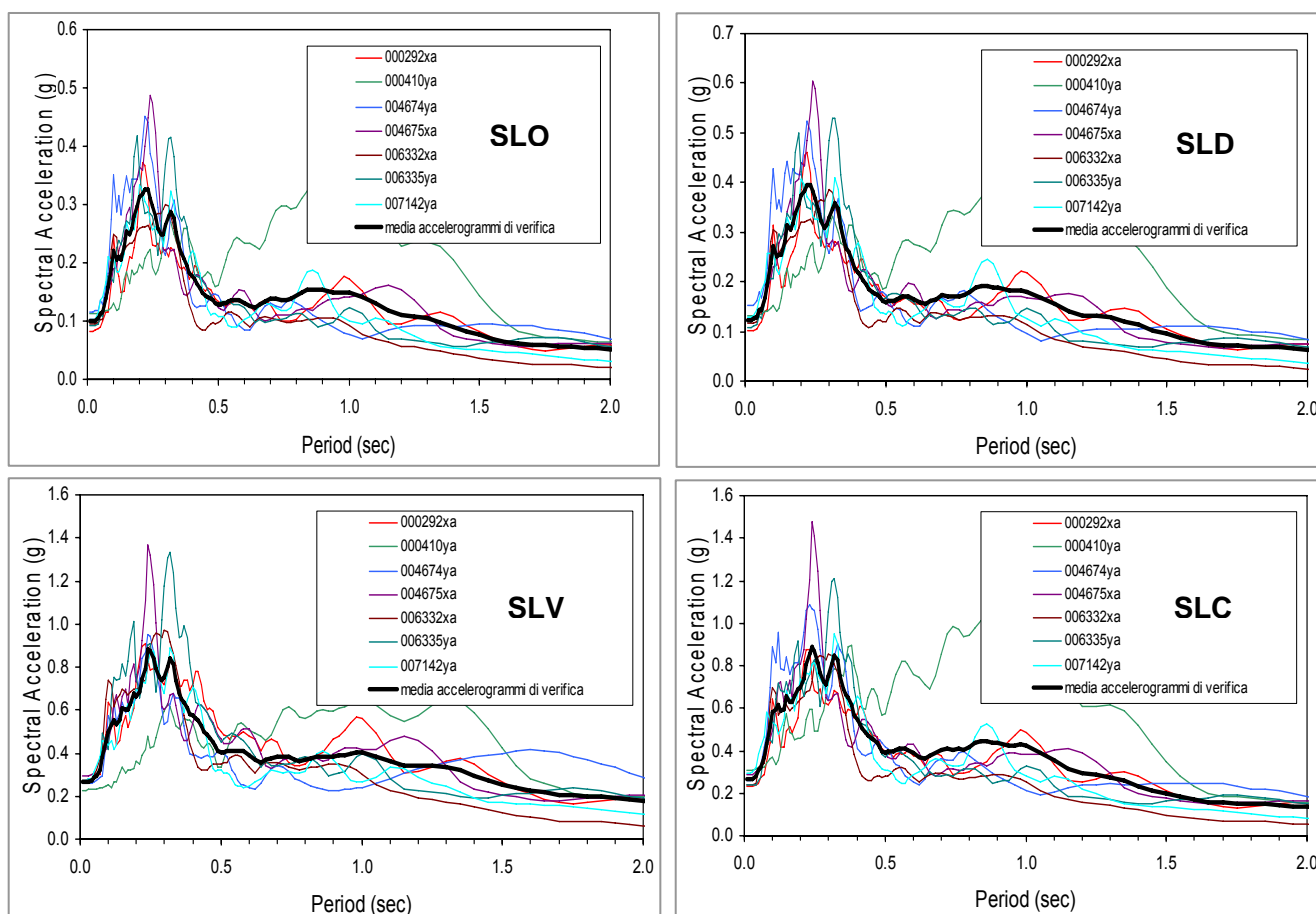
semispazio in cui e' modellata la propagazione degli eventi. Si restituisce pertanto, alla quota di "riferimento di fondazione", lo spettro elastico del moto atteso, espresso nella seguente funzione grafica

- accelerazione risultante dalla funzione di trasferimento del moto di input dal bedrock alla quota di sollecitazione della struttura.

Lo spettro di risposta del moto atteso alla quota di fondazione, quale risultato del valore medio di quelli derivati da ciascuno dei n.7 accelerogrammi di input di riferimento utilizzati distintamente, costituisce lo spettro elastico in fondazione (vedi *allegati: Spettro elastico di RSL*), attraverso il quale i Sigg. Progettisti potranno determinare lo spettro di progetto in funzione dei parametri di struttura come definito dal rapporto

spettro elastico in fondazione
 spettro di progetto = -----
 fattore di struttura q (duttilita', isotropia, ecc)
 nelle diverse strategie di progettazione richieste.

Lo spettro elastico derivato dall'analisi di risposta sismica locale (curva in grassetto), per le diverse strategie di progettazione, relativamente alla quota di riferimento di fondazione, risulta definito dal seguente andamento:





PROPOSTE DI NORMALIZZAZIONE DELLO SPETTRO ELASTICO DI RSL

Le scelte di normalizzazione dello spettro elastico orizzontale di risposta sismica locale rientrano squisitamente nel campo di modellazione geotecnica ed esulano quindi dalle competenze di chi scrive. Ciò nonostante si forniscono di seguito proposte e valutazioni di valore puramente consultivo.

La normativa attuale prevede per le attività di progettazione l'utilizzo diretto, da parte dei sigg. Progettisti, dello spettro elastico orizzontale fornito dal geologo; opzione presente su tutti i recenti software di calcolo. Si raccomanda sempre ai Sigg. Progettisti l'utilizzo di questa procedura che risulta l'unica in grado di coniugare sicurezza e contenimento dei costi di progettazione; nei rari casi in cui il periodo proprio della struttura si trovi a coincidere esattamente con i picchi di accelerazione dello spettro elastico, per evitare una verifica estremamente gravosa in corrispondenza dei valori di picco, si consiglia di valutare l'esecuzione, nei limiti delle possibilità, di leggerissime modifiche alla struttura (ad esempio un piccolo peso sulla sommità) in grado di riposizionare il periodo di oscillazione proprio della struttura in corrispondenza di valori di accelerazione dello spettro elastico inferiori.

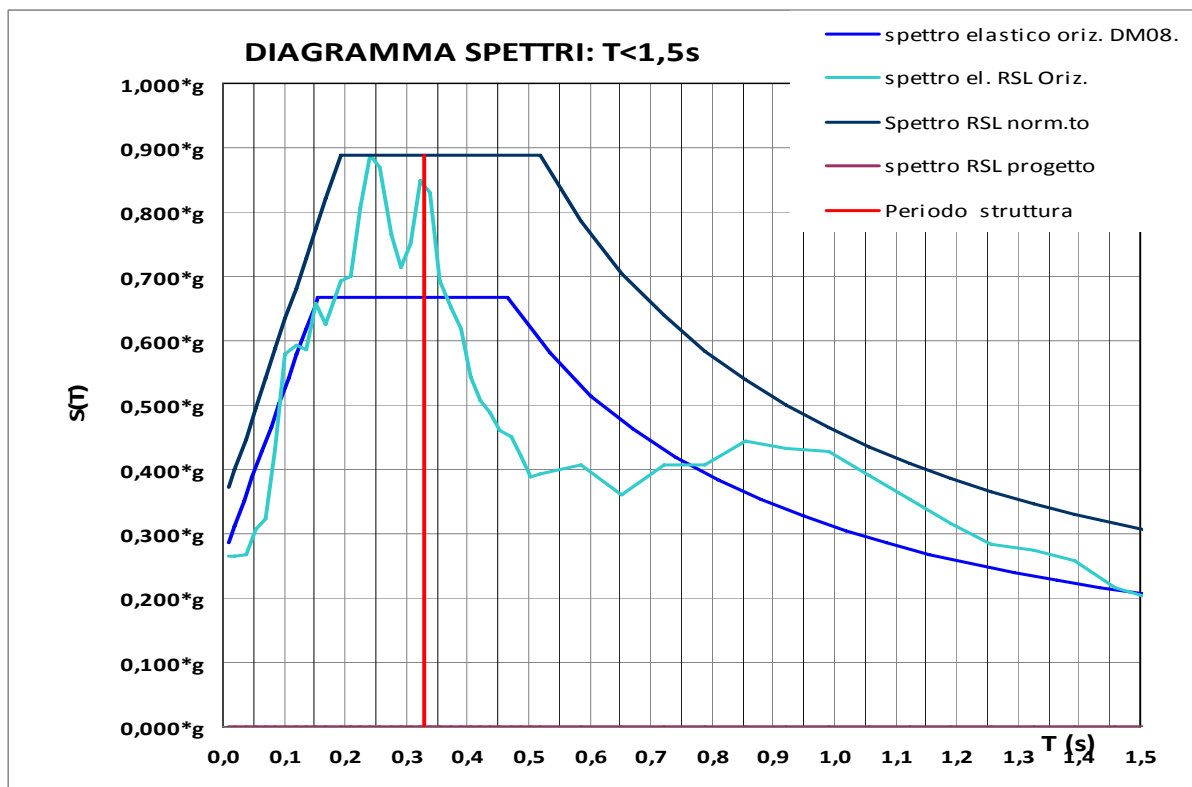
Qualora questa modalità non fosse opzionabile il software richiederà la normalizzazione dello spettro elastico, consistente nella definizione dei parametri indipendenti (parametri di sito e parametri della struttura) e dipendenti ottenuti dall'analisi RSL.

La normalizzazione deve essere eseguita mantenendo inalterato l'integrale dell'energia del sisma rispetto a quanto calcolato con lo spettro elastico RSL. In realtà nella quasi totalità dei casi la normalizzazione viene cautelativamente eseguita in modo da fissare il valore del tratto ad accelerazione costante in corrispondenza del valore di picco massimo di a_g dello spettro elastico ed in modo da comprendere con i 4 segmenti dello spettro normalizzato tutta l'area sottesa dallo spettro elastico e dallo spettro DM2008 della categoria corrispondente, nel nostro caso la categoria "C".

a_g , F_0 , T^*c verranno ricavati automaticamente dalle coordinate del sito e dalle scelte progettuali, mentre per i parametri dipendenti: T_b e T_c saranno calcolati manualmente dal grafico (verificando l'aderenza dello spettro semplificato allo spettro di output delle analisi) ed S ricavato dalla formula [3.2.4] delle NTC2008 ovvero:

$S_e(T) = a_g \cdot S^* \cdot \eta \cdot F_0$ dove S è l'unica incognita e quindi $S = S_e(T) / (a_g \cdot \eta \cdot F_0)$

Lo spettro così ricostruito risulta estremamente cautelativo, come risulta evidente dal grafico sottostante; i valori corrispondenti per lo spettro SLV sono riportati in allegati. Si fornisce nello stesso grafico anche il confronto con lo spettro elastico di RSL e con lo spettro elastico orizzontale relativo alla categoria semplificata C del DM2008, identificata dal valore delle V_{s30} del sito:



Su richiesta dei Sigg. Progettisti si presenta di seguito una seconda proposta di normalizzazione che riduce l'importanza dei picchi dello spettro elastico in corrispondenza dei periodi di oscillazione $T=0,24$ sec e $T=0,32$ sec. Tale richiesta è stata motivata dai Sigg. Progettisti a seguito di un confronto con i periodi di oscillazione del fabbricato di seguito riportati:

Periodi di vibrazione Vasca Navale

<u>dir X</u>	T sec	%massa	<u>dir Y</u>	T sec	%massa
	0.66	31		0.47	26
	0.28	26		0.33	10
	0.11	13		0.20	36

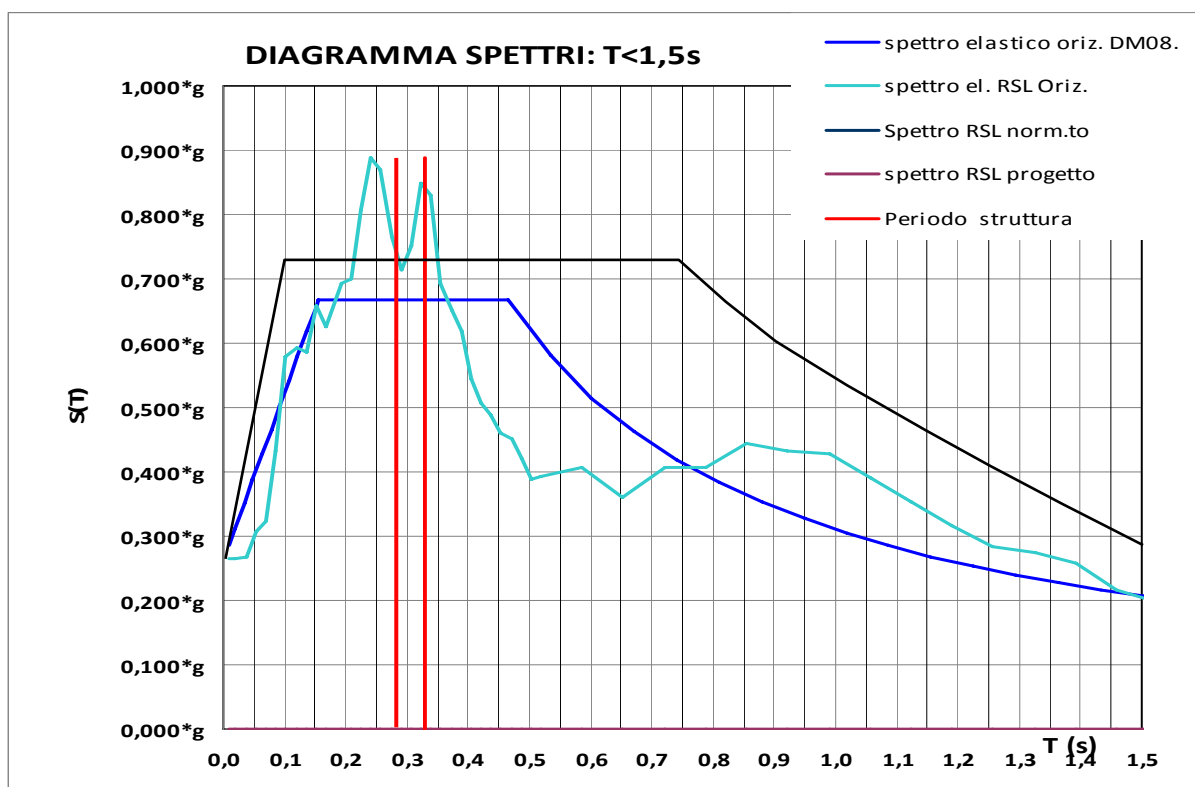
Periodi di vibrazione Parcheggio:

	T sec	%massa
blocco ovest	0.306	2
blocco ovest	0.100	56
blocco centrale	0.152	100
blocco est	0.158	100

dal quale si evince che solo una parte minoritaria delle strutture in progettazione vibra su periodi interessati dai picchi di accelerazione dello spettro elastico di RSL e dalla constatazione che tali picchi rappresentano le condizioni espresse nella media solo da 3 dei 7 accelerogrammi di verifica.

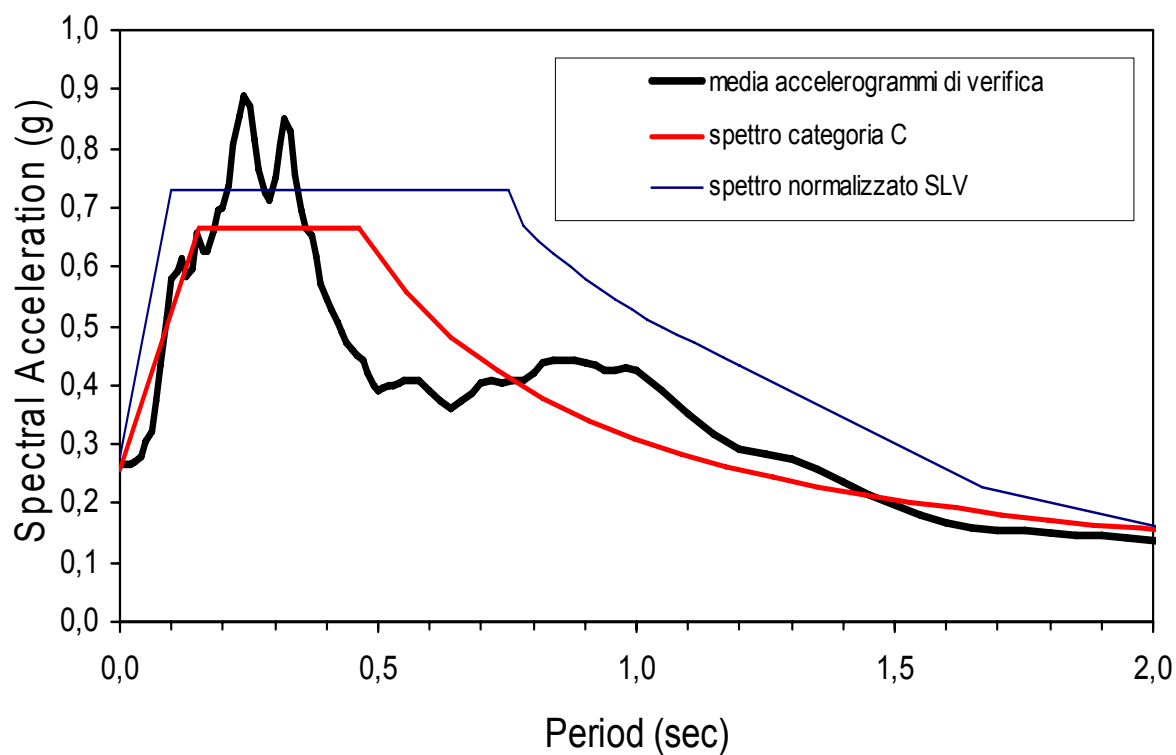
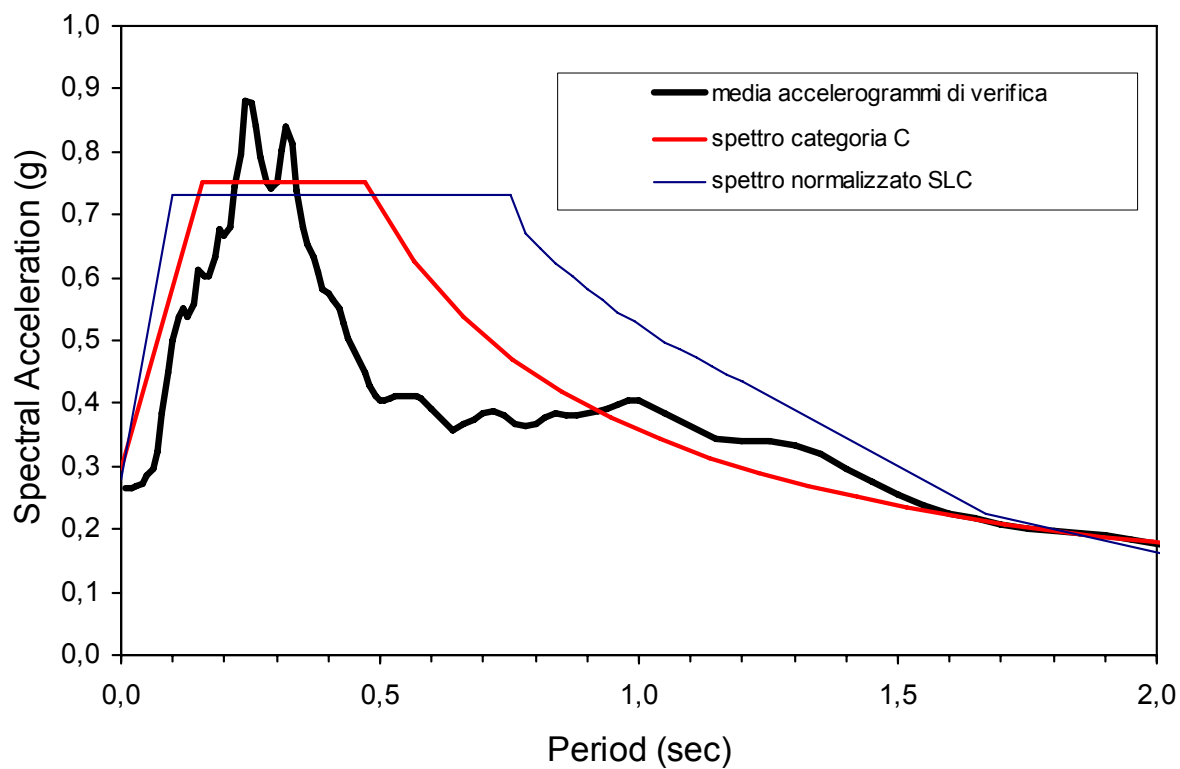


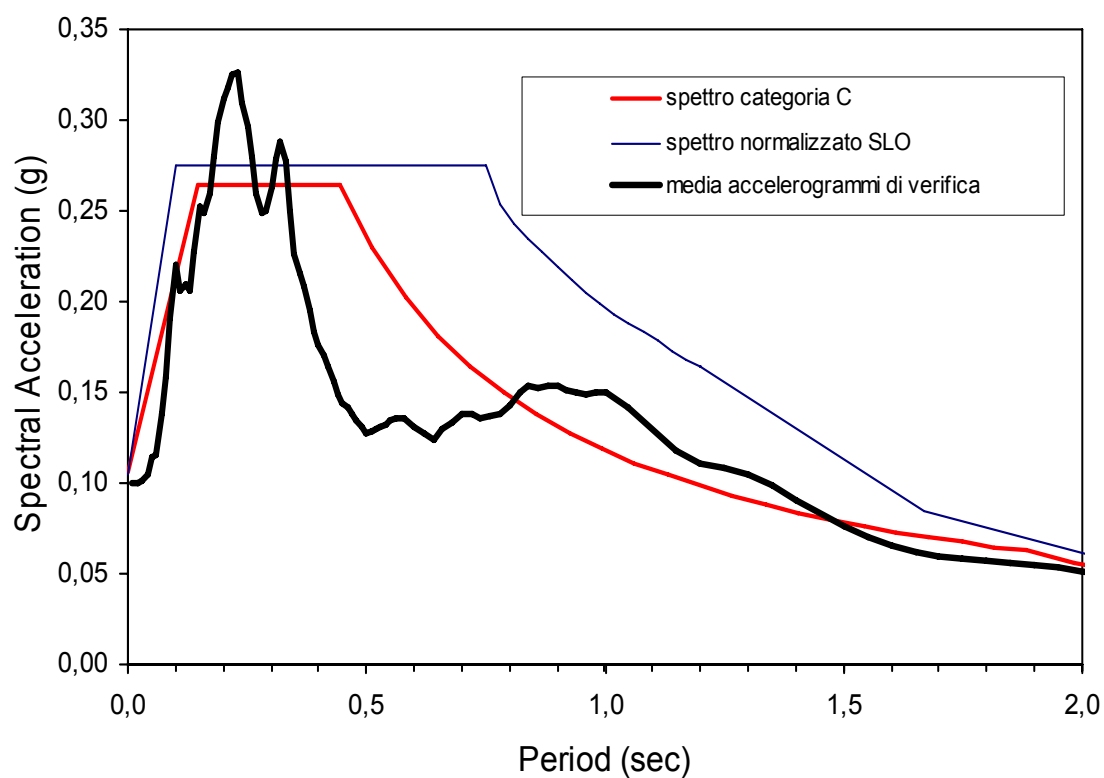
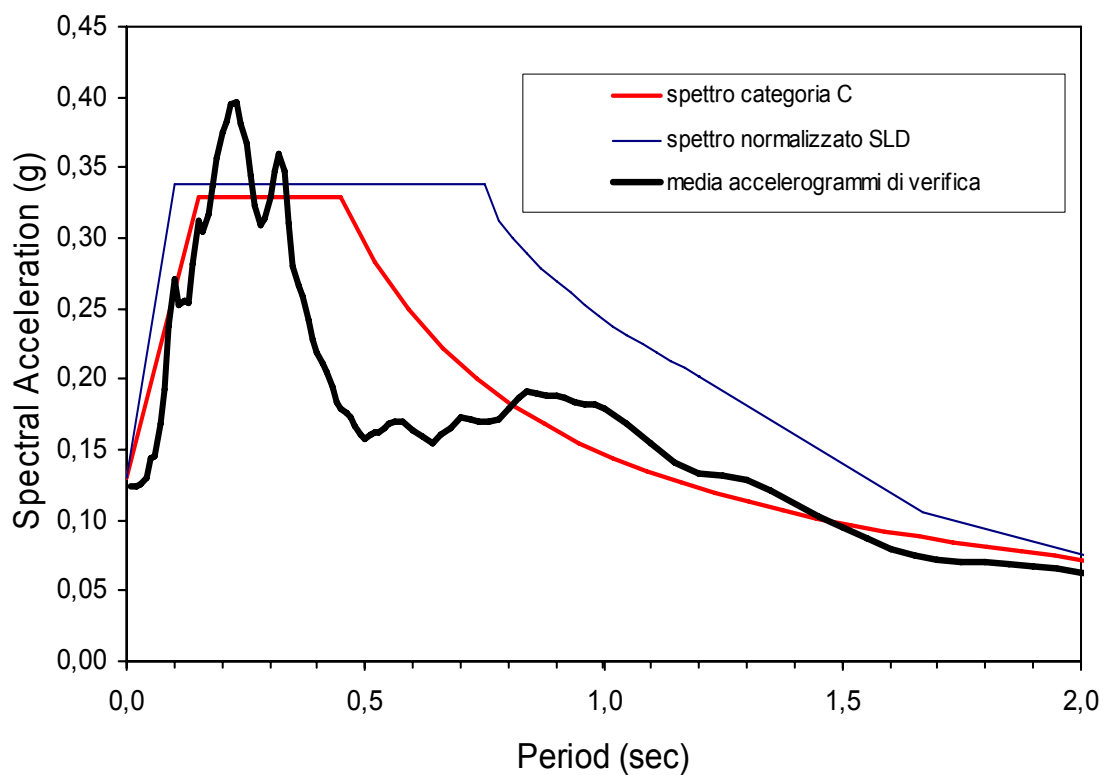
Lo spettro così ricostruito è riportato nel grafico sottostante, i valori corrispondenti per lo spettro SLV sono riportati in allegati. Si fornisce nello stesso grafico anche il confronto con lo spettro elastico di RSL con lo spettro elastico orizzontale relativo alla categoria semplificata C del DM2008, identificata dal valore delle V_{s30} del sito.



Si fa presente che tale soluzione di normalizzazione adotta però un valore del tratto ad accelerazione costante dello spettro pari a $S(T)=0.729*g$; tale valore risulta inferiore al valore di accelerazione dello spettro elastico RSL $S_e(T)=0.850*g$, corrispondente al periodo di vibrazione del 10% della massa in direzione Y ($T=0.33$), come evidenziato dal grafico sopra. Si fa presente inoltre che ulteriori e più accurate indagini (in grado di affinare il modello di velocità in profondità), come pure differenti scelte operate nel database dei sismogrammi di riferimento potrebbero portare a lievi (ma comunque significative) variazioni nella posizione dei picchi di accelerazione dello spettro di risposta elastica.

Data la scelta dei Sigg. Progettisti di adottare questa tipologia di normalizzazione si fornisce di seguito lo spettro normalizzato per tutti gli stati limite di progettazione relativamente alla quota di riferimento della fondazione (-6.0 mt da pc) definito secondo la seguente schematizzazione grafica in confronto con lo spettro elastico di risposta sismica locale:



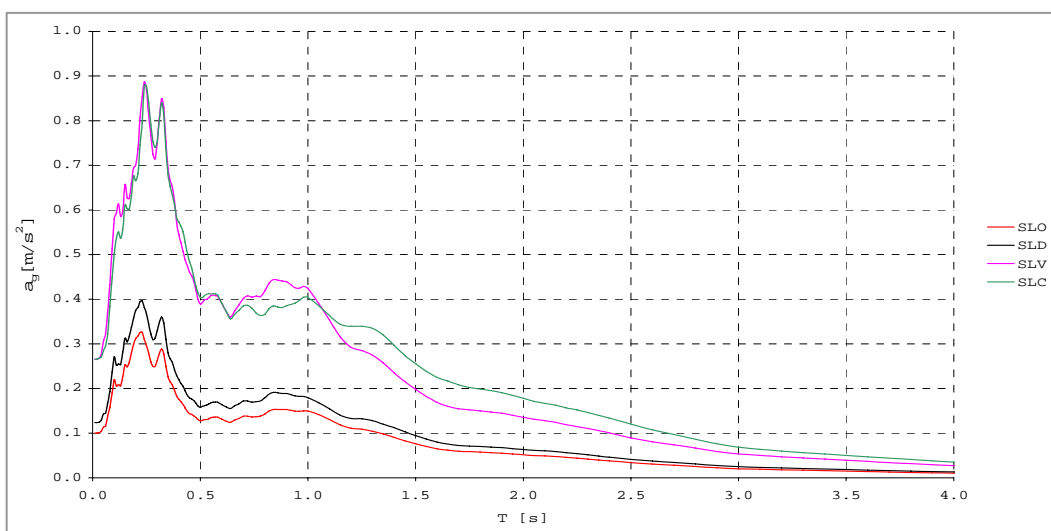




ed attraverso i seguenti coefficienti e parametri di cui al § 3.1 e seg. del DM2008

	stato limite – strategia di progettazione			
	SLO	SLD	SLV	SLC
ag0	0.100 m/s ²	0.123 m/s ²	0.265 m/s ²	0.266 m/s ²
TB	0.100 s			
TC	0.750 s			
TD	1.200 s			
S	1.100			

In conclusione gli scenari considerati sono rappresentati nella seguente schematizzazione grafica congiunta, nella quale si apprezza la variazione del valore di accelerazione in funzione della frequenza, per gli stati limite considerati



La relazione tra spettro elastico in fondazione (stato limite SLV) calcolato mediante analisi della Risposta Sismica Locale e quello semplificato corrispondente alla categoria di sottosuolo indicata in prima istanza dal valore della velocità delle onde S nella profondità di 30 mt dal piano campagna ("tipo C": depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti e da valori di velocità delle Vs30 compresi tra 180 e 360 mt/sec) espressa nei grafici precedenti, permette di verificare come l'assetto sismostatigrafico locale, ricostruito in funzione dei dati disponibili, determini condizioni di amplificazione non esplicitate dallo scenario delle categorie di sottosuolo di primo riferimento. L'osservazione degli spettri elastici evidenzia fenomeni di assorbimento della sollecitazione dinamica allo stato limite SLC associati a probabili condizioni di degrado dei terreni sotto sollecitazione ciclica; tali fenomeni dovranno essere tenuti in debito conto in fase di progettazione esecutiva, nell'ambito del calcolo dei cedimenti ammissibili in fondazione.



4.3 Modello geotecnico

Come definito nel testo unico allegato al D.M. del 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, per modello geologico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, ossia nella parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto o che influenza il manufatto stesso, stimato come pari a 90.0 mt da piano fondazionale.

Tenendo conto che la struttura in progetto prevede la realizzazione della trave/cordolo di collegamento della testa dei pali ad una profondità di -6.00 mt circa da pc attuale del sondaggio **S1-II lotto**, i parametri di progetto verranno forniti a partire da tale quota. Si riportano per chiarezza i riferimenti rispetto al piano quotato fornito; **S1-II lotto = 14.50 mt slm; quota zero=11.20 mt slm; base cordolo a -2.70 da quota zero**).

Parametri di progetto:

dalla base della fondazione, – 6.00 da p.c. ante operam sondaggio S1-II lotto):

Falda=-5.6 mt da p.fond. Terreno di fondazione= UL6 Volume significativo=UL2-UL4-UL5-UL6-UL7

Spess. cm	NSPT	Qc [daN/cm²]	γ [daN/m³]	ϕ [°]	C' / Cu [daN/cm²]	E' / Eed [daN/cm²]	e / W%	ν_t [°]
UL2: 560	14	20	1900	23	0.14 / 1.70	180	0.605 / 28	
UL4: 1440	18	100	1900	30	0.00	200		0.30*
UL5: 3000	-	20	1840	24	0.225 / 0.55	180	1.200 / 36	
UL6: 1200	>>50	>>300	2000	36,5	0.00	75-300		0.30*
UL7: 3000	>>50	>>300	2000		2.00	600		

Qc=resistenza alla punta γ_{nat} =peso specifico naturale ϕ =angolo-d'attrito C'=coesione drenata
Cu=coesione non drenata E'=modulo di deformazione Eed=modulo edometrico ν_t =modulo di poisson
(* parametri non misurati dedotti da dati bibliografici)

Categorie di sottosuolo - Condizioni topografiche - Rischio liquefazione

- Per la definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con quanto richiesto dalla normativa vigente per edifici in classe d'uso III dedicati alla pubblica istruzione è stata eseguita una Analisi di Risposta Sismica Locale che ha permesso la ricostruzione dello spettro elastico del sito interessato dall'intervento. Come evidenziato nel paragrafo attinente, l'analisi ha permesso di accertare come le locali condizioni sismo-statigrafiche locali determinino condizioni di amplificazione non esplicitate dallo scenario delle categorie di sottosuolo di primo riferimento. La categoria indicata in prima istanza dal valore della velocità



delle onde S nella profondità di 30 mt dal piano campagna, è risultata essere di “tipo C” (depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti e da valori di velocità delle Vs30 compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec) caratterizzata da un valore medio della Vs30, pari a **Vs30=230 m/sec**. L'analisi HVSR ha evidenziato un picco di frequenza significativo in corrispondenza del valore **f₀=0.90 Hz**

- Per condizioni topografiche superficiali semplici viene adottata la classificazione indicata nella Tabella 3.2.IV delle NTC DM2008. Data una inclinazione del piano campagna del sito in oggetto pari a **i=1°** il sito rientra nella categoria: **T1**.

- Tenendo conto della bassa sismicità dell'area, si rammenta ai Sigg. Progettisti che per magnitudo massima attesa inferiore a M=5 (vedi paragrafo relativo alla Analisi di Risposta Sismica Locale) la normativa prevede la possibilità di omettere la verifica a liquefazione dei terreni di fondazione.



5 CONCLUSIONI

In relazione a quanto esposto nei capitoli precedenti, ai quali si rimanda, si riassumono di seguito le caratteristiche geologiche e geotecniche del sito interessato dall'intervento (**LON=12,468 – LAT=41,855**):

Su incarico del UFFICIO PATRIMONIO – UNIVERSITA' DI ROMA TRE è stata redatta la presente Relazione Geologica-Geofisica con Indagini Geognostiche in allegato al progetto definitivo: "EX VASCA NAVALE 'II LOTTO' – FACOLTA' DI ECONOMIA. RISTRUTTURAZIONE E AMPLIAMENTO" in località Via della Vasca Navale 105b - Roma.

In particolare, lo studio eseguito, è stato finalizzato alla definizione delle caratteristiche sismiche del sottosuolo interessato dall'intervento e alla verifica delle caratteristiche geologiche, geotecniche ed idrogeologiche del sito già esaurientemente trattate nelle relazioni geologica, geotecnica e geologico-tecnica allegate alla precedente progettazione definitiva e redatte nel novembre 2001 dal team coordinato dai Prof.ri Andrea Vidotto e Maurizio Parotto alle quali si rimanda.

A corredo della presente relazione sono state eseguite le seguenti indagini integrative:

- n. 1 **sondaggio geognostico** spinto fino profondità 30.00 mt da pc (S1-II lotto) attrezzato per l'esecuzione di prove down hole;
- n. 2 **indagini geofisiche sismiche di tipo MASW** ortogonali;
- n. 1 **misura di microtremori HVSr** (in corrispondenza dell'incrocio delle masw);
- n. 1 **prova down hole nel foro S1-II lotto** fino a -30.0 mt per ciascun edificio);
- n. 1 **analisi di risposta sismica locale**;

necessarie ad una caratterizzazione sismica preliminare ed ad una rapida verifica del modello geotecnico proposto nelle precedenti campagne di indagini. La ricostruzione stratigrafica e la parametrizzazione geomeccanica riportate nella presente relazione sono quindi basate sulle indagini e sul modello proposto nel 2001 dai Sigg. Professori, lievi modifiche sono state apportate dal sottoscritto in merito ai terreni più superficiali interessati da recentemente da operazioni di scavo (sondaggi archeologici). Si consiglia in fase di progettazione esecutiva il commissionamento di una più accurata campagna di indagini geofisiche utili a confermare o perfezionare il modello sismostratigrafico proposto nel presente studio.

QUADRO GEOLOGICO

Morfologia: Il sito studiato ricade all'interno dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere ed è ubicato nel tessuto metropolitano di Roma (vedi *allegati*: Ubicazione dell'area), in sponda sinistra della piana



alluvionale del Tevere (meandro Ostiense), ad una quota media di circa 14.0 mt slm. La pendenza del sito è inferiore al 2% con blanda esposizione verso W. Il comparto interessato dall'intervento è costituito da un'area debolmente rilevata (+3.5 mt circa rispetto al pc di Via della Vasca Navale) ottenuta tramite la messa in posto di una coltre di terreno di riporto dello spessore massimo di circa 5 mt; all'interno dell'area è presente il relitto della struttura in ca della vasca navale di Roma. Il sito in oggetto non risulta compreso all'interno di perimetrazioni di rischio da parte dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere. Per quanto concerne il rischio esondazione si rimanda alla trattazione esaustiva presente all'interno della citata relazione geologica redatta in data novembre 2001.

Geologia: Il sito in oggetto risulta interessato dalla presenza in affioramento di depositi alluvionali limoso-sabbiosi per uno spessore di circa 51 mt (qa), sormontati da circa 5.0 mt di terreno di riporto di epoca recente. Al di sotto delle alluvioni è presente un banco di ghiaie e sabbie dello spessore medio di circa 10 mt (qa), sovrastante il substrato argilloso-marnoso delle Argille di Monte Vaticano in estensione in profondità per spessori indefiniti.

Idrogeologia: L'assetto idrogeologico è ricostruito esclusivamente sulla base di quanto riportato nelle precedenti indagini. L'area risulta interessata dalla presenza dell'Unità Idrogeologica dei depositi Alluvionali Recenti ed Attuali (Capelli, Mazza, Taviani; rev 2006) Nella zona tale complesso risulta acquifero in livelli disomogenei rispettivamente sostenuti e confinati tra due acquiclude costituiti dal potente banco limi e argille torbosi e dal substrato delle argille di Monte Vaticano (Pm). La prima falda, di tipo freatico, si rinviene all'interno delle alternanze di limi e sabbie fini e (prevalentemente) in tutto il pacco di sabbie sottostanti, ad una profondità di circa -11.60 mt da pc del sondaggio **S1-II lotto**. La seconda falda, di tipo artesiani, si rinviene all'interno delle sabbie e ghiaie basali, intorno a quota - 56.0 mt da pc sondaggio S1-II lotto, e risale fino ad una quota di -13.0 mt da pc. Le precedenti indagini segnalano la presenza di accumuli idrici dovuti al fondo della vasca navale ammalorato e localizzati a quota -7.0 mt da pc attuale del sondaggio **S1-II lotto** non rilevata durante l'esecuzione del sondaggio. Tale quota risulta stratigraficamente caratterizzata dalla presenza di limi compatti, sembra quindi improbabile una continuità laterale di tali accumuli.

Sismicità: L'area metropolitana romana non ricade all'interno delle zone sismogenetiche censite all'interno del Progetto INGV-ZS9 (Meletti-Valensise, 2004) e non risultano localizzati, al suo interno, centri sismici minori. In letteratura viene citato un solo evento storico ambientato nella metropoli ed ubicato in corrispondenza di Via del Teatro di Marcello, caratterizzato da una magnitudo stimata come compresa tra 5 e 6 gradi richter, responsabile, oltre che di diversi crolli in edifici fatiscenti, anche del crollo delle arcate superiori del Colosseo. L'area romana è però circondata da numerosi centri sismici in grado di provocare risentimenti importanti in occasione di eventi di magnitudo elevata (centri sismici dell'Aquilano, Umbro-



Reatino, Reatino e Lazio Meridionale; Area Costiera Tirrenica e del Litorale Laziale; Monti Simbruini, area di Monterotondo e del Viterbese; Area vulcanica dei Colli Albani). La nuova Zonazione Sismica della Regione Lazio, realizzata in collaborazione con l'ENEA, classifica l'ex XII Municipio del Comune di Roma all'interno della "Zona 2B", caratterizzata da una pericolosità sismica di base, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, pari a $0.15g < a_g < 0.20g$.

UNITA' LITOTECNICHE

Stratigrafia: (da piano campagna **Sondaggio S1 – Il lotto** quota 14.50 mt slm)

0.00 – 4.70 mt da pc: UL1 (T1) Terreno di Riporto

$\gamma_{nat1} = 1820 \text{ daN/m}^3$ $\phi_1 = 27^\circ$ $C'_1 = 0.05 \text{ daN/cm}^2$ $E' = 180 \text{ daN/cm}^2$

4.70 – 11.60 mt da pc: UL2 (T2) Argille con limo avana

$\gamma_{nat2} = 1900 \text{ daN/m}^3$ $\phi_2 = 23^\circ$ $C'_2 = 0.14 \text{ daN/cm}^2$ $E_{ed2} = 180 \text{ daN/cm}^2$
 $\gamma_{sat2} = 1900 \text{ daN/m}^3$ $Cu_2 = 1.70 \text{ daN/cm}^2$ $e_2 = 0.605 \text{ daN/cm}^2$ $W_2 = 28 \%$

11.60 – 26.00 mt da pc: UL4 (T4) Sabbie da fini a grossolane

$\gamma_{nat4} = 1900 \text{ daN/m}^3$ $\phi'_4 = 30^\circ$ $C'_4 = 0.00 \text{ daN/cm}^2$ $E'_4 = 200 \text{ daN/cm}^2$

26.00 – 56.00 mt da pc: UL5 (T5) Argilla con limo torbosa

$\gamma_{nat5} = 1840 \text{ daN/m}^3$ $\phi_5 = 24^\circ$ $C'_5 = 0.225 \text{ daN/cm}^2$ $E_{ed5} = 75-300 \text{ daN/cm}^2$
 $\gamma_{sat5} = 1840 \text{ daN/m}^3$ $Cu_5 = 0.55 \text{ daN/cm}^2$ $e_5 = 1.200 \text{ daN/cm}^2$ $W_5 = 36 \%$

56.00 – 66.00 mt da pc: UL6 (T6) Sabbie medie e grossolane e ghiaie sabbiose addensate

$\gamma_{nat6} = 2000 \text{ daN/m}^3$ $\phi'_6 = 36,5^\circ$ $C'_6 = 0.00 \text{ daN/cm}^2$ $E'_6 = 350 \text{ daN/cm}^2$

66.00 > 100.00 mt da pc: UL7 (T7) Argille di base

MODELLO GEOTECNICO



Parametri di progetto:

dalla base della fondazione, – 6.00 da p.c. ante operam sondaggio S1-II lotto):

Falda=-5.6 mt da p.fond. Terreno di fondazione= UL6 Volume significativo=UL2-UL4-UL5-UL6-UL7

Spess. cm	NSPT	Qc [daN/cm ²]	γ [daN/m ³]	ϕ [°]	C' / Cu [daN/cm ²]	E' / Eed [daN/cm ²]	e / W%	ν_t [°]
UL2: 560	14	20	1900	23	0.14 / 1.70	180	0.605 / 28	
UL4: 1440	18	100	1900	30	0.00	200		0.30*
UL5: 3000	-	20	1840	24	0.225 / 0.55	180	1.200 / 36	
UL6: 1200	>>50	>>300	2000	36,5	0.00	75-300		0.30*
UL7: 3000	>>50	>>300	2000		2.00	600		

Qc=resistenza alla punta γ_{nat} =peso specifico naturale ϕ =angolo-d'attrito C'=coesione drenata
Cu=coesione non drenata E'=modulo di deformazione Eed=modulo edometrico ν_t =modulo di poisson
(* parametri non misurati dedotti da dati bibliografici)

Analisi di risposta sismica locale e Categorie di sottosuolo: Per la definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con quanto richiesto dalla normativa vigente per edifici in classe d'uso III dedicati alla pubblica istruzione è stata eseguita una Analisi di Risposta Sismica Locale finalizzata alla ricostruzione dello spettro elastico del sito interessato dall'intervento. La categoria indicata in prima istanza dal valore medio della velocità delle onde S nella profondità di 30 mt dal piano campagna, pari a **Vs30=230 m/sec** è risultata essere di "tipo C": depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti e da valori di velocità delle Vs30 compresi tra 180 e 360 mt/sec. Vs30 compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec). La relazione tra spettro elastico in fondazione calcolato mediante analisi della Risposta Sismica Locale e quello semplificato corrispondente alla categoria di sottosuolo indicata in prima istanza dal valore della velocità delle onde S permette di verificare come l'assetto sismostatigrafico locale, ricostruito in funzione dei dati disponibili, determini condizioni di amplificazione non esplicitate dallo scenario delle categorie di sottosuolo di primo riferimento. L'osservazione degli spettri elastici evidenzia fenomeni di assorbimento della sollecitazione dinamica allo stato limite SLC associati a probabili condizioni di degrado dei terreni sotto sollecitazione ciclica; tali fenomeni dovranno essere tenuti in debito conto in fase di progettazione esecutiva, nell'ambito del calcolo dei cedimenti ammissibili in fondazione. L'analisi HVSR ha evidenziato un picco di frequenza significativo in corrispondenza del valore **f₀=0.90 Hz**



Condizioni topografiche : Per condizioni topografiche superficiali semplici viene adottata la classificazione indicata nella Tabella 3.2.IV delle NTC DM2008. Data una inclinazione del piano campagna del sito in oggetto pari a $i=1^\circ$ il sito rientra nella categoria: **T1**.

Rischio liquefazione: Tenendo conto della bassa sismicità dell'area, si rammenta ai Sigg. Progettisti che per magnitudo massima attesa inferiore a $M=5$ (vedi paragrafo relativo alla Analisi di Risposta Sismica Locale) la normativa prevede la possibilità di omettere la verifica a liquefazione dei terreni di fondazione.

Guidonia 30/09/2013

Il tecnico: Dott. Geol. Attilio Vitali

