

**Indagine geologica e sismica**

Valutazione vulnerabilità sismica scuola elementare "don P. Borghi"

Canolo di Correggio (RE)

Committente:**Amministrazione Comunale**

Corso Mazzini 33

Correggio (RE)

INDICE

<i>PREMESSA ED INDIVIDUAZIONE CARTOGRAFICA</i>	<i>1</i>
<i>CENNI di GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA TERRITORIALE</i>	<i>1</i>
Cenni sulla profondità di falda	2
<i>MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO</i>	<i>2</i>
IPOTESI di Verifica SLU-GEO – Parametri del sottosuolo caratteristici	3
<i>Stato limite ultimo di resistenza del terreno - SLU</i>	<i>4</i>
Ipotesi Carico limite dell'insieme fondazione-terreno	5
Scorrimento sul piano di posa □	7
<i>Stabilità globale - SLE</i>	<i>8</i>
Analisi di compatibilità tra i carichi gravanti sulle fondazioni dell'edificio esistente ed il carico ammissibile del terreno	8
<i>VERIFICHE SISMICHE (NTC 14-1-08)</i>	<i>9</i>
Caratterizzazione Sismica del Territorio	9
Categorie di suolo di fondazione (Azione sismica di progetto [V_{s30}]).	14
Indagine sismica Microtremori	15
<i>EFFETTI DI SITO</i>	<i>20</i>
Amplificazione segnale sismico	20
Stima analitica degli spettri di risposta (NTC 08)	22
Suscettività alla liquefazione in condizioni sismiche	24
<i>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</i>	<i>39</i>

Tavole

Ubicazione area	Tav. 1
Planimetria ubicazione prove	Tav. 2
Planimetria Prove Microtremori strutturali	Tav. 3
<i>Schede prove geognostiche CPT</i>	
<i>Scheda prova Masw (sismica attiva)</i>	
<i>Schede indagine microtremori (nel testo)</i>	

Allegato (Tecnogeofisica snc)

Relazione tecnica EDI 050/12:

Indagini Diagnostiche scuola elementare Canolo



PREMESSA ED INDIVIDUAZIONE CARTOGRAFICA

Le analisi ed indagini geologiche e sismiche, oggetto della presente relazione, sono relative al progetto di valutazione vulnerabilità (e/o miglioramento) sismica di 1 struttura in muratura:

- Scuola elementare "Don Pasquino Borghi"

in prossimità del margine ovest della frazione di Canolo di Correggio (RE), in via Frassinara n. 2 a Canolo comune di Correggio(RE).

Le indagini e la modellazione geologica e sismica del sottosuolo, fanno riferimento a leggi nazionali, in materia di Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni:

- 1) *Ord. P.C.M. n. 3274/2003 e succ. mod. e integrazioni*
- 2) *DM 14-1-08 Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*
- 3) *Istruz. Applicazioni NTC 14-1-08 (Circ. del 26-2-09) Consiglio Sup. LL PP.*

Committente:

Amministrazione Comunale
Corso Mazzini, 33
Correggio (RE).

L'area di intervento dal punto di vista cartografico è individuata in:

- CTR Reg. Emilia Romagna: elemento Cognento n° 183132 (scala 1:5.000);

L'assetto topografico dell'area in analisi presenta le seguenti caratteristiche:

Pianeggiante,

quote medie assolute del piano stradale e del piano campagna circa all'intorno della scuola in esame = 26.2 m slm

CENNI di GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA TERRITORIALE

CENNI GEOLOGICI

La zona studiata appartiene al bacino subsidente Pliocenico Quaternario della Pianura Padana costituito, nella coltre sedimentaria più recente, dai depositi alluvionali dei fiumi alpini ed appenninici. Questi ultimi, nelle passate esondazioni, hanno deposto materiali con granulometria diversa in relazione alla distanza dalle fasce pedemontane.

A ciò è conseguita una differenziazione delle aree planari in settori con distinti caratteri litologico sedimentari. Quello in cui ricade il Comune di Correggio (RE), è attribuibile alla fascia della Media Pianura Padana Appenninica.

Questa è formata prevalentemente da miscele ternarie di terreni fini, quali argille-limi e sabbie, che costituiscono una successione d'orizzonti sostanzialmente argilloso limosi con intercalati livelli sabbiosi in parte lentiformi che si ripetono nel sottosuolo per spessori di 200 ÷ 250 m, com'evidenziano le perforazioni di pozzi per acqua e le prospezioni geognostiche eseguite da AGIP. Superati i depositi alluvionali più superficiali sono presenti livelli argilloso-sabbiosi e sabbioso-argillosi e livelli torbosi, contenenti fossili, permeati da acque dolci sino a circa -400 ÷ -500 m dal piano campagna, quota circa alla quale compaiono le acque salmastre in zona.

GEOMORFOLOGIA

L'attuale assetto geomorfologico del territorio di Correggio, è diretta conseguenza delle antiche variazioni del reticolo idrografico (esondazioni naturali); successivamente l'uomo, ha ulteriormente modificato il paesaggio, con interventi antropici: bonifiche, canalizzazioni, urbanizzazioni, ecc.

La risultante di tutte queste azioni (naturali e antropiche dell'uomo) è una superficie topografica essenzialmente pianeggiante.

Localmente il territorio in analisi, a piatta morfologia superficiale, è interrotto dalla presenza di lievi dossi morfologici naturali (*paleoalvei* = *antichi tracciati fluviali non più attivi*).

Tali dossi-paleoalvei nel territorio comunale si sviluppano essenzialmente in direttrice sud-ovest nord-est, attribuibili sostanzialmente ad antichi tracciati dei torrenti: *Crostolo e Tresinaro*.

In particolare:

circa in corrispondenza del tracciato della strada Fosdondo Campagnola ad est dell'area in analisi, è rilevabile un dosso-paleoalveo, sviluppato verso N-NE.

Il Crostolo infatti, sino circa al 12° secolo d.C., prima della rotta del Po a Ficarolo, (tra il 1152 ed il 1192: *Ciabatti, 1966*), passava ad E di Reggio E. e proseguiva verso NE passando nell'area compresa tra Budrio, Correggio e Cognento.

L'evoluzione idrografica naturale dei corsi d'acqua, è stata poi in tempi storici sensibilmente influenzata e modificata dall'uomo, da carte storiche del 1600 - 1700, si possono infatti osservare antichi tratti fluviali, con evidenti tracce di opere di rettifica e regimazione antropica.

Quanto esposto trova riscontro nelle indagini penetrometriche eseguite che evidenziano alternanze con presenza nelle cpt eseguite di alcuni livelli lenticolari di sabbie limose in genere fra -4 a -6/-7 m da pc, inglobati in una sequenza complessivamente argilloso limosa dei primi 13-15 m di sottosuolo.

Cenni sulla profondità di falda

Il livello della falda freatica, rilevato nei fori delle prove penetrometriche eseguite nel contesto della presente analisi (febbraio 2012) hanno rilevato la presenza di acqua nel foro delle cpt a partire da -1.7 m circa da pc.

Tale livello trova riscontro anche da misure idrogeologiche eseguite nel 1999 nel contesto di analisi territoriali per Varianti al PRG di Correggio ove all'intorno dell'abitato di Canolo, la piezometria della falda freatica, era indicata a circa -2/2.5 m da pc, in accordo con i rilievi diretti sopra esposti.

Inoltre la presenza di terreno essenzialmente argilloso nei primi 2/3 m di sottosuolo, può causare il confinamento della falda, a tale profondità e come conseguenza non si dovrebbe notare risalita di acqua, in scavi sino ad avvenuta asportazione o perforazione dei tali livelli a bassa permeabilità circa dei primi 2 m di sottosuolo.

MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

METODICA Indagini E CRITERI GENERALI

Le indagini geognostiche CPT eseguite nel sito in analisi, hanno permesso di evidenziare gli aspetti geologico-geotecnici e di riconoscere le caratteristiche del sottosuolo della zona di sedime dell'edificio in oggetto:

Scuola elementare "don P. Borghi"

Sono stati anche indagati 30 m di sottosuolo dal punto di vista sismico.

In base a quanto previsto dal testo NTC 14-1-08, dato che le strutture in analisi, ad uso scolastico "*quindi con possibilità di affollamenti superiori al normale uso e con funzioni pubblica*", sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Vita Nominale (V_N):

≥ 50 anni

Classe d'uso (C_U):

III coeff. 1.5

Periodo riferimento azione sismica (V_R): $V_N \cdot C_U = \geq 75$ anni

Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno

GEO

Design Approach: DA 2 combinazione "unica"

coeff. parziali A1, M1, R3

Stato limite di esercizio previsto

SLV (salvaguardia della Vita)

Probabilità di superamento evento sismico (P_{VR})

10%

Limite periodo di ritorno (TR) per SLV

713 anni

In base alle indagini eseguite si è fatto riferimento a valori "caratteristici" prossimi ai valori medi dei parametri geotecnici, propri del sottosuolo coinvolto, (cioè del "volume significativo" di terreno), senza trascurare il contributo della coesione efficace del terreno, prendendo in considerazione meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a medio-lungo termine.

Con tale presupposto, è quindi consigliato considerare le opere di fondazione, come a "sufficiente rigidità", cioè in grado di trasferire le forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, quindi con compensazione (parziale) delle eterogeneità litostratigrafiche.

Si ricorda che, con la discretizzazione sopra esposta, la verifica dello stato limite di resistenza della struttura (verifica STR), dovrà prevedere che le azioni di progetto in fondazione, derivanti da un DA 2 combinazione "unica", siano ottenute da analisi strutturale, eseguita mediante l'uso dei coefficienti parziali del gruppo A1.

IPOTESI di Verifica SLU-GEO – Parametri del sottosuolo caratteristici

Per individuare le caratteristiche litologiche di consistenza dei terreni interessati dalla struttura in analisi, in accordo con il tecnico incaricato della valutazione di vulnerabilità sismica (Ing. Forti) sono state eseguite 3 prove CPT ubicate come indicato in Tav. 2.

Le prove cpt sono state effettuate utilizzando un penetrometro statico di tipo olandese, conforme alla certificazione CE, da 120 KN, mod. TG63/200.

- Dispositivo di spinta: 120 kN;
- Sistema acquisizione dati con cella a trasduttore di pressione e lettura digitale;
- Punta con manicotto di Begemann (Friction Sleeve Cone);
- Anello allargatore sulla seconda/terza asta.

Le CPT, hanno raggiunto profondità di -11/-15 m dal piano campagna al momento delle prove. I dati geotecnici sono rilevabili nei logs penetrometrici allegati, contraddistinti da:

- | | | |
|---------------------------------|---|-----------------|
| ◆ log di destra tratto continuo | = Resistenza alla punta: | q_c (kg/cmq). |
| ◆ istogramma di sinistra | = Resistenza unitaria ad attrito laterale: | f_s (kg/cmq). |
| ◆ log di sinistra punti | = Rapporto di Begemann o Indice delle Resistenze: | q_c/f_s . |

In base al rapporto di Begemann che indica la componente litologica dei terreni sondati, è stato possibile riconoscere la successione litostratigrafica del sito in analisi, descritta dall'alto in basso rispetto al piano stradale delle prove cpt (=pc).

Ogni orizzonte litologico di seguito indicato, è caratterizzato dai valori di resistenza alla punta e resistenza ad attrito laterale locali, rispettivamente: q_c e f_s , rappresentativi delle caratteristiche meccaniche medie dell'unità litotecnica in analisi:

Ad esclusione circa dei primi 80-100 cm di sottosuolo alterati da pratiche antropiche e/o costituiti da materiali di riporto o scadenti i terreni investigati, possono essere raggruppati, in unità litotecniche.

Unità Litotecnica n°1*da -1.0 a -3.0 m da p.c.:*

Orizzonte argilloso-limoso a medio grado di consistenza.

 $qc = 7 \div 11 \text{ kg/cmq.}$ $fs = 0.25/0.35.$ **Unità Litotecnica n°2***da -3 a -4.5 m da p.c.:*

Alternanze di livelli limosi con inclusi alcuni orizzonti lenticolari limo sabbiosi in cpt 1-2

 $qc = 12 \div 18-20 \text{ kg/cmq.}$ $fs = 0,25 \div 0,4 \text{ kg/cmq.}$ **Unità Litotecnica n°3***da -4.5 a -5.5 m da p.c.*

Orizzonte argilloso e/o torboso a medio bassa consistenza.

 $qc = 5 \div 8 \text{ kg/cmq.}$ $fs = 0,2 \div 0,3 \text{ kg/cmq.}$ **Unità Litotecnica n°4***da -5.5 a -7 m da p.c.*

Alternanze sabbiose limose e sabbiose a grado di compressibilità medio basso on incluso intercalazioni limose e limo argillose che divengono i litotipi predominanti nella verticale cpt2.

 $qc = 30 \div 36 \text{ kg/cmq in cpt1-3 mentre in cpt2 } qc = 10 \div 16-20 \text{ Kg/cmq.}$ $fs = 0.3 \div 0,45 \text{ kg/cmq.}$ **Unità Litotecnica n°5***da -7 a -11 m da p.c.*

Alternanze argillose e argilloso limose a discreta continuità laterale anche nel grado di compressibilità di tipo medio basso

 $qc = 12 \div 12/14 \text{ kg/cmq.}$ $fs = 0.45 \div 0,65 \text{ kg/cmq.}$ **Unità Litotecnica n°6***da -11 a -15 m da p.c.*

Bancata essenzialmente argillosa a basso grado di compressibilità, che alla base contiene fra -13.5/-15 m (in cpt 3) una lente sabbioso limosa consistente

 $qc = 22 \div 28 \text{ kg/cmq.}$ $fs = 0.7 \div 0,9 \text{ kg/cmq, mentre alla base dell'unità nella lente sabbioso limosa } fs = 0.3/0.45 \text{ Kg/cmq.}$ ***Stato limite ultimo di resistenza del terreno - SLU***

Nella valutazione della resistenza cui corrisponde la verifica allo stato limite ultimo del terreno, deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove Ed = valore di progetto dell'azione o effetto dell'azione Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Sempre nel contesto di quanto esposto, le pressioni trasmesse dalle azioni al sottosuolo, dovranno rientrare nel campo di reazione elasto-plastico delle terre.

Per la risoluzione della disequazione sopra esposta si deve tener conto che:

cioè:

$$Ed = \gamma_E * E$$

 e

:

1

$$Rd^* = \frac{R}{\gamma_R}$$

 γ_R

- Effetto delle azioni sono sempre espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_E F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

- Nella formulazione di Rd^* compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Allo stato attuale di progetto, come sopra accennato, la verifica della suddetta condizione, deve

essere effettuata impiegando, un Approccio progettuale (o Design Approach = DA) di tipo 2 in combinazione "Unica", da adottare nelle verifiche geotecniche, cioè:

DA 2 combin. UNICA → A1+M1+R3.

In base a quanto sopra ed alle tabelle G.2.II e G.4.I (cfr. NTC 14-1-08), si ottengono i seguenti coefficienti parziali da applicare, ai rispettivi parametri geotecnici:

coefficienti parziali M1

$\gamma_\phi = 1.0$ da applicare a Tangente angolo resistenza al taglio

$\gamma_c = 1.0$ da applicare a Coesione efficace

$\gamma_{cu} = 1.0$ da applicare a Resistenza non drenata

$\gamma_\gamma = 1.0$ da applicare a Peso unità di volume del terreno

coefficienti parziali R3:

$\gamma_R = 2.3$ da applicare alle verifiche di capacità portante

$\gamma_R = 1.1$ da applicare alle verifiche di scorrimento

Da tale elaborazione è possibile ricavare i parametri geotecnici **caratteristici**, che in fase di calcolo possono essere utilizzati nella verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO).

Come previsto da cap. 6.4.2.1 del NTC, la resistenza del complesso geotecnico, devono soddisfare gli stati limiti:

- 1 SLU: Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- 2 SLU: Collasso per scorrimento sul piano di posa cioè verifica che in alcuni punti del terreno, si formino zone di deformazioni plastiche di rifluimento laterale
- 3 SLE: Stabilità globale (cioè calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni e confrontarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, imposti dal progettista-committente, tenendo conto che queste verifiche agli stati limite di esercizio **possono risultare più restrittive** di quelle allo stato limite ultimo SLU).

Ipotesi Carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La verifica SLU GEO può essere realizzata utilizzando parametri corretti con gli idonei coefficienti geotecnici parziali sopra esposti.

Il valore della Resistenza di progetto R, per fondazioni dirette, può essere realizzata utilizzando la relazione trinomia per la valutazione della resistenza limite (Terzaghi, modificata ed aggiornata da Meyerhof, Hansen e Vesic) sotto indicata:

$$R = c'_d N'_{cs} J_{c+} q_0 N'_q J_{q+} + 0.5 \gamma B N'_\gamma s_\gamma J_\gamma$$

dove:

N'_c, N'_q, N'_γ = Coefficienti di capacità portante in funzione di ϕ'_d . Si adottano i valori N' in rapporto al tipo di compressibilità dei litotipi riscontrati.

s_c, s_γ = Fattori di forma funzione del rapporto B/L

J_c, J_q, J_γ Coefficienti di Nihem funzione dell'angolo d'attrito di progetto (ϕ'_d) e di quello d'inclinazione del carico o del piano di appoggio

q_0 = Peso efficace del terreno al piano d'incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kg/cmq

γ_d = Peso di volume di progetto in kg/cm³

c'_d = Coesione efficace di progetto in kg/cmq

B = Larghezza della fondazione in cm

L = Lunghezza della fondazione in cm

L'analisi per ottenere parametri caratteristici, è stata svolta partendo dai valori di resistenza di terreno (q_c, f_s) desunti dalle prove cpt direttamente eseguite in situ, da cui è possibile ottenere i

valori di coesione non drenata, c_u , dalla relazione di Begemann e angolo d'attrito interno apparente, ϕ' , dalle correlazioni di Righi e Marchi.

Noti questi valori di base, secondo l'approccio (NTCO8 ed Ec8) delle Variabili Aleatorie, ed in base Design Approach scelto per il caso in esame, il parametro che determina il comportamento del terreno è il valore medio nell'ambito di una certa superficie o del volume di sottosuolo definito "volume significativo".

Dati tali presupposti i primi 5/6 m, sono discretizzati secondo caratteri granulometrici e di resistenza, in strati omogenei, per ognuno dei quali sono ricavati i valori c_u , c' e ϕ' secondo le suddette relazioni.

Dai valori caratteristici, secondo i coefficienti parziali (M1) sopra indicati, si ottengono i valori geotecnici di progetto (C_{ud} , c'_d , γ_d e ϕ'_d).

In base a quanto sopra sono stati assunti i seguenti parametri:

Parametro geotecnico	Valori caratteristici (X_k)	Valori di progetto (X_d)
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k = 1.85 \text{ ton/mc}$	$\gamma_d = 1.85 \text{ ton/mc}$
Resistenza non drenata	$C_{uk} = 0.28 \text{ kg/cm}^2$	$C_{ud} = 0.28 \text{ kg/cm}^2$
Coesione efficace	$C'_{k} = 0.12 \text{ kg/cm}^2$	$C'_{d} = 0.12 \text{ kg/cm}^2$
Angolo resistenza al taglio	$\phi'_k = 19^\circ$	$\phi'_d = 19^\circ$

Questi valori, sono stati determinati con riferimento ai valori medi di resistenza alla penetrazione (q_c) relativi alla zona d'influenza sotto la fondazione e lateralmente alla stessa (che secondo Meyerhof in genere variano da $0,5B$ sopra la base, sino ad almeno $0.8-1,5/3 B$ sotto/lateralmente ad essa in terreni a normal consolidazione).

Tale porzione di terreno, affonda solidalmente alla fondazione, unitamente al volume definito "involuppo della spirale logaritmica delle sollecitazioni", generato dal cuneo di penetrazione delle fondazioni, nel contesto dell'insieme opera-terreno.

In presenza di fondazioni continue ipotizzate con piano di posa a -1 m da pc, si sono adottati, per le simulazioni di calcolo, i parametri C_{ud} , c'_d , γ_d e ϕ'_d suddetti, (facendo riferimento per le quote di posa delle fondazioni, al pc= piano campagna al momento d'esecuzione della cpt):

- Peso di volume del terreno (γ_d) = 1.9 ton/mc
- Profondità rilevata x falda freatica -1.7 m circa da pc (febbraio 2012)
- (IPOTESI) Prof. posa delle fondazioni (D) = -1.0 m da pc (escludendo lo strato superficiale rimaneggiato $D'=0.8 \text{ m}$)

Verifica SLU capacità portante verifica a breve termine – tensioni totali	condizioni statiche: Verifica a medio-lungo termine – tensioni efficaci
$\phi_{ud} = 0^\circ$	$\phi'_d = 19^\circ$
$c_{ud} = 0,28 \text{ kg/cm}^2$	$c'_d = 0,12 \text{ kg/cm}^2$
$R = c_{ud} \times 5,2 + \gamma_d h =$	$R = 0,12 \times 10 + 0,152 \times 4,3 + 0,5 \times 0,0009 \times 90 \times 1,9 =$
$R = 0,28 \times 5,2 + (0,0019 \times 80)$	$R = 1,20 + 0,654 + 0,077 = 1,93 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente parziale $\gamma_k = 2,3$	
$R_d = (1,456/2,3 + 0,152)$	$R_d = 1,93/2,3$
$R_d = 0,78 \text{ kg/cm}^2$	$R_d = 0,84 \text{ kg/cm}^2$

Verifica SLU capacità portante

condizioni Dinamiche

Poiché nell'analisi della capacità portante della fondazione, l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel terreno del sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione (effetto inerziale); con ipotesi di modellazione Pseudo-statica tali effetti sismici, analizzati tramite la *sola componente orizzontale*, possono essere portati in conto nel calcolo in condizioni dinamiche mediante l'introduzione di coefficienti sismici correttivi, rispettivamente K_{hi} e K_{hk} definiti rispettivamente dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticali dei carichi trasmessi in fondazione e dell'accelerazione max attesa. Introducendo K_{hi} e K_{hk} nella formula di *Terzaghi (mod da Meyerhof, Hansen e Vesic)* applicando il primo K_{hi} (ipotizzando un angolo di inclinazione sismico del carico $\omega_{max} = 5^\circ$) a tutti i coefficienti di capacità portante, mentre il secondo K_{hk} solo al fattore di capacità portante N_γ , (come riportato in "Istruzioni applicazione NTC08" - Circolare Consiglio sup. lav. Pubb. 26-2-09) si ottiene per $Z\gamma = (1 - K_h/tg\phi)^{0.35}$ come previsto da EC8 cap. 6:

verifica a breve termine – tensioni totali

$\phi_{ud} = 0^\circ$	$c_{ud} = 0,28 \text{ kg/cm}^2$
-----------------------	---------------------------------

$$R = c_{ud} \times 4,64 + \gamma h =$$

$$R = 0,28 \times 4,64 + (0,0019 \times 80)$$

$$R_d = (1,3/2,3 + 0,152)$$

$$R_d = 0,72 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica a medio-lungo termine – tensioni efficaci

$\phi'_d = 19^\circ$	$c'_d = 0,12 \text{ kg/cm}^2$
----------------------	-------------------------------

$$R = 0,12 \times 8,92 + 0,152 \times 3,83 + 0,5 \times 0,0009 \times 90 \times 0,95 =$$

$$R = 1,07 + 0,58 + 0,038 = 1,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_d = 1,69/2,3$$

$$R_d = 0,74 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente parziale $\gamma_k = 2,3$

Scorrimento sul piano di posa □

La verifica del collasso allo scorrimento come previsto da NTC08, non è possibile poiché allo stato attuale non sono noti i valori strutturali N_b (sollecitazione verticale alla base della fondazione) e V_b (sollec. Orizzontale alla base della fondazione).

E' stata quindi comunque eseguita una verifica della pressione d'inizio delle plasticizzazioni ai bordi di fondazione, utilizzando la relazione di Froehlich:

$$\sigma_{rf} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot ctg\phi)}{ctg\phi - (\pi/2 - \phi)}$$

dove:

 σ_{rf} = carico critico al limite di rifluimento

 γ = peso di volume del terreno in ton/mc

 h = profondità del piano di posa delle fondazioni

 ϕ_d = angolo d'attrito di progetto dei terreni

 c_d = coesione di progetto in kg/cm²

ottenendo, per:

Ipotesi fondazioni continue:
Ipotesi fondazioni continue:
verifica a breve termine – tensioni totali

$\phi_{ud} = 0^\circ$	$c_{ud} = 0,28 \text{ kg/cm}^2$
-----------------------	---------------------------------

$$\sigma_{rf} = \pi \cdot c_u + \gamma h =$$

$$\sigma_{rf} = (\pi \cdot 0,28) + 0,152 =$$

$$\sigma_{rf} = 1,031 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica a medio-lungo termine – tensioni efficaci

$\phi'_d = 19^\circ$	$c'_d = 0,12 \text{ kg/cm}^2$
----------------------	-------------------------------

$$\sigma_{rf} = \alpha(\gamma h + c'_d \cdot ctg\phi'_d)$$

$$\sigma_{rf} = 1,88 [0,152 + 0,12 \cdot ctg 19] =$$

$$\sigma_{rf} = 0,94 \text{ kg/cm}^2$$

Assumendo un valore di resistenza di progetto (in condizioni dinamiche) pari circa a:

$$R_d = 0,74 \text{ kg/cm}^2$$

si ottengono coefficienti di sicurezza variabili fra:

$$\gamma_R = 1,03 - 0,94/0,74 \approx 1,39 - 1,27$$

Dato che per verifiche allo stato limite allo scorrimento, il valore del coefficiente parziale (R_3) a scorrimento richiesto dal NTC 14-1-08, (γ_R) deve risultare almeno pari a 1.1, ne consegue che, in

base a questa analisi PRELIMINRE, basata sulla verifica di fenomeni di plasticizzazione ai bordi di fondazione, i terreni di sottofondazione possono essere considerati verificati, poiché i valori ottenuti, sono superiori al valore di sicurezza indicato dalle norme (γ_R).

In fase di progettazione-verifiche esecutive si dovrà comunque, effettuare la verifica del collasso per scorrimento sul piano di fondazione (come indicato dal NTC08), successivamente alla definizione delle sollecitazioni strutturali verticali ed orizzontali alla base della fondazione stessa.

Stabilità globale - SLE

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa, le componenti verticali di tali spostamenti (cedimenti) assumono valori valutabili in relazione alle dimensioni fondali e devono corrispondere ai valori fissati per le caratteristiche prestazionali, scelte per la struttura in elevazione.

Il progettista delle strutture in accordo con la committenza, dovrà, verificare la congruità fra carico strutturale di progetto (Ed), cedimento Sd calcolato (o di progetto) e quest'ultimo dovrà risultare congruente alla soglia massima tollerabile (Sc) stabilita dal progettista-committente, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura da realizzare.

Calcolo Sd

I cedimenti di un terreno assoggettato ad un sovraccarico, risultano in genere costituiti dai contributi dovuti a:

- fenomeni di cedimento immediati,
- alla consolidazione
- alla compressione secondaria (o viscosità)

secondo la formula:

$$Sd = Sd_i + Sd_c + Sd_s$$

In terreni non coesivi e nelle argille non sature è prevalente il contributo del cedimento immediato (Sd_i) eventualmente accompagnato da una piccola o trascurabile componente viscosa (Sd_s).

L'entità dei cedimenti di consolidazione (Sd_c) è predominante nei suoli coesivi saturi, ad eccezione dei terreni molto organici, nei quali può essere prevalente il termine viscoso.

In particolare la teoria della consolidazione, tende a stimare molto bene, l'entità del cedimento Sd_c in genere sovrastimando entro limiti accettabili (J.E. Bowles-91), quindi a favore della sicurezza.

Le previsioni risultano migliori per argille inorganiche a bassa sensitività che per altri terreni.

Molta cura va riposta nel calcolo, quando si è in presenza di spessi strati di argilla altamente organica, in quanto il contributo viscoso può risultare essenziale.

[Si ricorda che la verifica agli stati limite di esercizio (SLE) potrebbe risultare più restrittiva di quella allo stato limite ultimo (SLU)].

Analisi di compatibilità tra i carichi gravanti sulle fondazioni dell'edificio esistente ed il carico ammissibile del terreno

In relazione al scopi di progetto (valutazione vulnerabilità sismica) per l'edificio residenziale in esame, sarà necessario in fase esecutiva verificare in dettaglio, larghezza e tipologia delle fondazioni esistenti (**presumibilmente continue**).

Noti questi parametri in base all'indagine geognostica eseguita nel contesto della presente relazione, è importante verificare se i carichi gravanti sul terreno di fondazione, in base alla nuova distribuzione dei carichi strutturali derivanti dalla ristrutturazione, sono compatibili e non superiori al valore di resistenza del terreno (carico d'esercizio) in corrispondenza di tale struttura.

A tale scopo, in base alla relazione di calcolo sopra esposta ed ipotizzando la posa delle fondazioni continue a – 1,2 m d pc, in base alle ipotesi considerate nel capitolo “**IPOTESI Stato limite Ultimo di resistenza del terreno - SLU**” si è ottenuto una resistenza (carico ammissibile) in condizioni dinamiche pari a:

$$R_d \approx 0.74 \text{ kg/cmq.}$$

Lo studio tecnico incaricato dell'analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio, dall'analisi dei carichi strutturali gravanti sulle fondazioni esistenti, dovrà verificare che il carico gravante su ogni trave di fondazione, in base alle dimensioni della stessa, non superi il valore di Resistenza del terreno (carico ammissibile) sopra indicato.

In tal caso la compatibilità fra Resistenza del terreno, dimensione fondale ed azioni gravanti sulla struttura può considerarsi verificata.

Nel caso siano presenti settori dell'edificio, con valori di pressione al suolo, derivanti da particolari combinazioni delle Azioni, discretamente maggiori di quello sopra indicato la verifica non è soddisfatta e sarà quindi necessario, per ottenere congruenza e compatibilità con la Resistenza del terreno (in condizioni dinamiche) sopra indicata:

- allargare le solette fondali
- valutare per le fondazioni, eventuali interventi di consolidamento del terreno (jetting) o in alternativa micropali (o altre tipologie di intervento che consentano di ottenere $E_d \leq R_d$).

VERIFICHE SISMICHE (NTC 14-1-08)

Caratterizzazione Sismica del Territorio

Con riferimento alla caratterizzazione sismica della zona d'intervento e del territorio comunale, si ritiene utile puntualizzare quanto segue:

- ◆ *la nuova Ordinanza P.C.M. n° 3274 del marzo 2003, pubblicata Supl. Ord. N° 72 della G.U. n° 105 del 8/5/03, contiene le norme ed i criteri generali per la nuova classificazione sismica del territorio nazionale, con classificazione per la Regione Emilia Romagna di 105 comuni in zona 2 (di cui 16 di nuovo inserimento), 214 comuni in zona 3 (tutti di nuovo inserimento) e 22 comuni in zona 4 (tutti di nuovo inserimento).*
- ◆ *In base ad All. 1 ed alle relative “Norme Tecniche” dell’Ordinanza 3274 DPCM sono distinte 4 zone, caratterizzate ognuna da una propria accelerazione d’ancoraggio dello spettro sismico di risposta elastico; il comune di **Correggio** è stato classificato in zona 3 con accelerazione orizzontale d’ancoraggio (a_g/g) che nell’ordinanza è indicata pari a 0,15.*
- ◆ *dal 1-7-09 è entrato in vigore le nuove Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) del 14-1-08 e relativi allegati, quindi in riferimento alla caratterizzazione dell’azione sismica del sito d’intervento, si devono preliminarmente valutare:*
 - eventuali possibili fenomeni di instabilità e di cedimento permanenti, causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento o fenomeni di amplificazione locale in caso di terremoto (art. 2.5 All.2 e art. 2.3 All. 4 vedi O.P.C.M. 3274/03 e O.P.C.M. 3431/05)
 - nell’ambito della valutazione dello Spettro di Risposta Elastico per tutti i nuovi interventi, deve essere determinato il parametro S della normativa del 2003 (a seconda del profilo stratigrafico e topografico del terreno) quindi stabilire la Categoria del suolo di fondazione (in base a quanto disposto dal art. 3.1 All. 2 vedi

Indagine sismica Masw

Lo scopo di un'indagine sismica di tipo MASW appositamente eseguita, nel sito d'intervento, consente la determinazione diretta della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio - Sh/Sv) dei terreni del sottosuolo in esame e da queste si ottiene una corretta caratterizzazione della categoria sismica, del sottosuolo dell'area in oggetto.

L'indagine sismica adottata, Masw (in sismica attiva) è stata scelta in funzione delle limitazioni che affliggono in genere misure di onde Sh in metodi a rifrazione tradizionali (come ad es. difficoltà di generazione di onde polarizzate Sh o inversioni di velocità identificabili con difficoltà o valutabili con costosi lunghi ed impegnativi metodi sismici in foro Cross-Hole e/o Down-Hole).

La tecnica non invasiva sismica (Masw), è una tecnica di superficie, ampiamente testata (perfezionata già dal 1999) ed è contemplata fra le indagini per la definizione rigorosa del profilo di Vs per caratterizzazione sismica del sito (NTC-08 e ad es. Lai, Foti e Rota "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione - IUSS Press Eucentre 2009) e risulta migliore per la caratterizzazione del primo sottosuolo.

Tecniche basate su utilizzo di registrazioni di microtremiti di origine naturale e/o antropica (tecniche passive) possono caratterizzare infatti il sottosuolo più in profondità, da diverse decine sino (alle volte) anche a cento metri (Lai et alii - IUSS Press Eucentre 2009) ma con minor risoluzione per la zona prossima alla superficie, che invece più interessa.

Diversi autori (Lachet e Bard 94, Bard 99, De Ferrari et alii - Università studi di Genova 2008) per terreni alluvionali quali quelli in oggetto, segnalano inoltre che sistemi d'acquisizione in sismica passiva, sono poco idonei, in quanto l'utilizzo di tecniche passive, per la definizione del profilo vs/profondità, è possibile o consigliabile nel caso di:

- intenso "rumore antropico" (che impedisce o maschera l'acquisizione dei dati in sismica attiva)
- discreto contrasto di impedenza sismica ($>2,5-3$) fra il substrato (sismico) ed il materasso alluvionale sovrastante.
- è Importante l'interramento del sensore sismico passivo (per migliorare l'accoppiamento sensore-terreno), quindi altri autori (Konno e Ohmachi 98, Bard 99, Bindi et alii 2000, Parolai et alii 2002) consigliano di evitare terreni caratterizzati da: erba, fango, terreno saturo, neve, ghiaccio, materiali incoerenti in superficie (ghiaia, ciottoli, quindi piazzali rilevati ecc.), coperture artificiali con piastrelle, superfici sintetiche, parquet ecc.

In base a quanto sopra, per caratterizzare in modo corretto il sottosuolo, dal punto di vista del profilo Vs/profondità è stata realizzata un'indagine:

prospezione Masw, (rilevazione onde di Rayleigh - tecnica in sismica attiva)

La Base Masw eseguita, per le possibilità operative presenti in corrispondenza del sito di intervento, presenta lunghezza (Compreso il punto di shot) e geometria come sotto indicato:

➤ Numero geofoni	24
➤ Spaziatura geofoni	1.5 m
➤ Lunghezza stendimento geofonico	34.5 m
➤ Distanza punto di shot da ultimo geofono	15 m
➤ Lunghezza complessiva	49.5 m

Con tecnica Masw (indagine sismica non invasiva di superficie) si ottiene una modellazione del sottosuolo, basandosi sulla propagazione delle onde di Rayleigh, oggi realizzata mediante approcci multi stazioni, che risultano robusti ed efficienti (Foti, 2000; Lai e Wilmanski, 2005) rispetto ai primi approcci del metodo, che si basavano essenzialmente su 2 ricevitori (Prova Sasw - Stoke et al., 1994).

Queste prove (masw-sasw) sfruttano la proprietà della dispersione geometrica, che rende la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh (V_R) dipendente dalla frequenza di eccitazione in mezzi verticalmente eterogenei.

L'onda di R. costituisce un particolare tipo d'onda sismica ed è facilmente individuabile in quanto ha una velocità differente dai treni d'onda delle onde P ed S risultando più lenta anche di queste ultime, con una velocità di propagazione $V_R \approx 0,9 \div 0,96 V_s$ (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO)

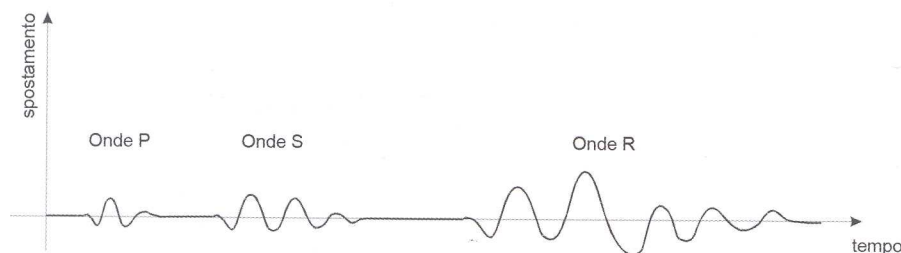


Fig. 1 : sismogramma che evidenzia l'arrivo distinto di onde P, S e di Rayleigh (da Crespellani e Facciorusso "Dinamica dei terreni")

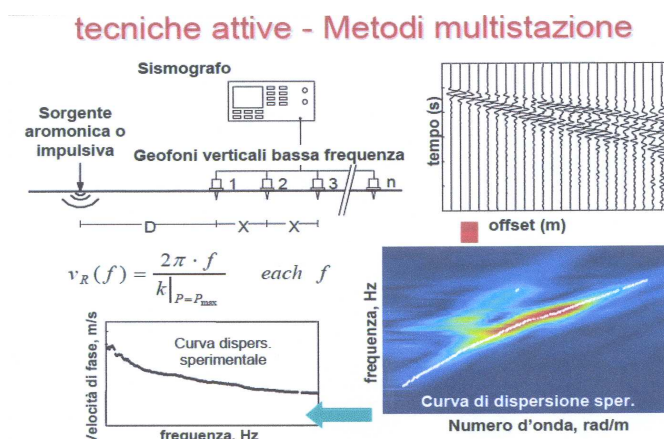
L'onda di Rayleigh si trasmette infatti sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo ed è il risultato dell'interferenza e della combinazione d'onde sismiche di pressione (P-waves) e onde di taglio polarizzate verticalmente (Sv-waves).

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione dinamica (alla stregua di un "piccolo sisma") e nel registrare le vibrazioni prodotte sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

Il profilo di V_s viene determinato attraverso la soluzione di un problema matematico di inversione della curva di dispersione (V_R in funzione della frequenza).

In un mezzo reale stratificato avviene una dispersione delle onde prodotte; in altre parole, una deformazione del treno d'onda, dovuto alla variazione della velocità di propagazione, con la frequenza, che varia in relazione alle caratteristiche di "rigidezza" di ogni singolo strato.

Nella figura sotto esposta (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO) è ben riassunto il processo di acquisizione ed il passaggio alla curva di dispersione:



Gli elementi a bassa frequenza penetrano quindi più in profondità, con velocità di fase in genere più alta, rispetto alle componenti ad alta frequenza.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, visualizzato dai grafici $V(\text{fase})/f(\text{frequenza})$, tramite programmi di elaborazione, è convertito in profili V_s / profondità.

Interpretazione dati acquisiti

Prospezione MASW onde di Rayleigh

L'interpretazione delle tecniche di rilievo sismico MASW traggono spunto come sopra accennato dalle prime tecniche studiate da Nazarian e Stokoe (1984-94) che per primi hanno presentato il metodo SASW che utilizzava una sorgente d'impulso e 2 soli sismometri di rilevazione (1 Hz).

Tale tecnica come d'altronde anche la Masw, è basata sul fatto che osservando il segnale che si propaga nel suolo a seguito di una energizzazione, è noto che la quasi totalità dell'energia (circa 2/3 o più) si propaga tramite onde superficiali (onde di Rayleigh).

A tale scopo Park et Alii (1999) hanno studiato e sviluppato il metodo MASW, per sopperire alle difficoltà d'applicazione, della tecnica Sasw in diverse situazioni.

La differenza principale è l'utilizzo simultaneo di 24 (o più) geofoni (sismometri polarizzati verticalmente a bassa frequenza - 4,5 Hz) per consentire di ricavare numerosi profili di velocità Vs, ottenuti dallo studio delle velocità di fase, dei numerosi treni d'onda di Rayleigh, che sono registrati ai sismometri.

A tal proposito onde evitare erronee credenze, è utile fare alcune precisazioni circa la tecnica Masw:

1. le basi teoriche della tecnica di Acquisizione Masw, (analisi ed elaborazione delle onde di superficie di Rayleigh) sono completamente diverse dai postulati alla base delle classiche indagini sismiche in onde P od S (simica a riflessione o rifrazione).
2. nell'acquisizione con tecnica Masw, non è quindi possibile attribuire alla tecnica un classico coefficiente geometrico, che esprime la profondità di investigazione in funzione della lunghezza della stesa sismica, (come nella riflessione o nella rifrazione), ove infatti le metodiche di interpretazione si basano sui tempi di arrivo ai geofoni delle onde riflesse o rifratte (quindi si misurano dei tempi).
3. nelle Masw invece **NON SI MISURANO DEI TEMPI** ma viene eseguita una trattazione spettrale dei sismogrammi e mediante trasformata di Fourier si restituisce lo spettro del segnale sismico nel dominio frequenza (f) n° d'onda (k) detto anche dominio f-k.

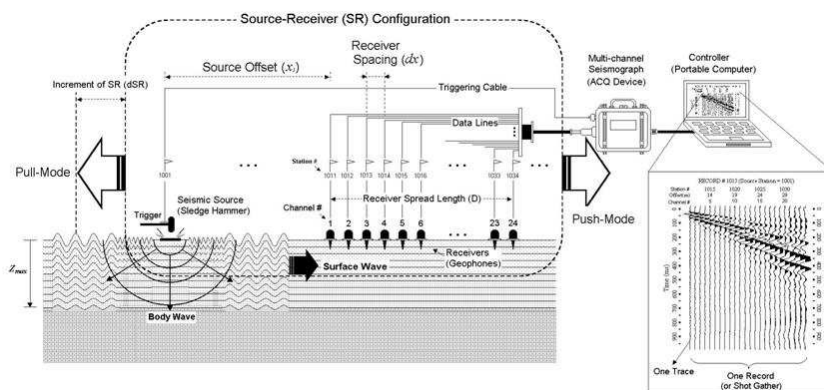
A chi opera correntemente ed utilizzando criteri di qualità in campo sismico, è noto infatti che è assolutamente controproducente imporre l'uso di array lunghi o esageratamente lunghi, in modo particolare se per far questo, a causa della presenza di stratigrafia variabile lungo la stesa, i ricevitori collocati nella prima parte dell'array danno informazioni discordanti con quelle ottenute dall'ultima parte dell'array, in questi casi, sono quindi da considerarsi poco utili ed fonte di un cospicuo segnale di disturbo.

La sorgente di shot che è sempre posizionata esternamente all'array, fa parte integrante della lunghezza della stesa (infatti nell'elaborazione si deve sempre esplicitare la distanza dello shot dal 1° geofono) ed è posta ad una distanza che deve essere un buon compromesso tra alcune problematiche:

- se la sorgente dello shot è troppo vicina all'array, l'approssimazione di onda piana, specialmente per i primi geofoni dell'array (molto vicini alla sorgente) può difficilmente ritenersi validata, quindi nella fase di elaborazione dei dati, possono prodursi risultati affetti da errori.
- la soluzione al problema precedente potrebbe **teoricamente** essere quella di portare la sorgente molto lontano, (almeno 10 volte la lunghezza dell'array), ma sfortunatamente sarebbe richiesta una potenza (da associare all'energizzatore) troppo elevata, difficilmente attuabile soprattutto quando si opera in ambito urbano.
- questo tema è molto acceso e discusso da vari autori ma praticamente inconcludenti, in quanto è dimostrabile (con simulazioni matematiche) che non può esistere una soluzione univoca.
- si può quindi considerare come IDONEA (o minima) la distanza tra sorgente e 1° geofono es. a 2 o 3 volte la spaziatura degli stessi, ottenendo in tal modo un incremento di acquisizione e di risoluzione sugli strati superficiali, mentre portando lo shot a 5 o 8 volte la spaziatura, si ottengono dati e maggior risoluzione per una analisi in profondità.
- con spaziatura dei geofoni ridotta, per ottenere dati in profondità si può aumentare la distanza del punto di energizzazione, avendo a disposizione prove dirette (CPT-DPM sondaggi ecc.) che consentono il miglioramento e la taratura della risoluzione superficiale.

I geofoni possono quindi essere spazati da 0,5 sino ad un max di circa 8-10 m (in funzione come sopra ricordato del sistema di energizzazione) e forniscono una ridondanza statistica delle misure delle velocità di fase, avvalorandone quindi la veridicità (rispetto al metodo Sasw che si basava solo su di un'unica misura).

Le tracce dei sismogrammi, possono essere salvate nel dominio temporale, permettendo quindi di distinguere ed evidenziare (nel record di registrazione) le onde di Rayleigh, caratterizzate da elevata ampiezza di segnale (la quasi totalità dell'energia prodotta si ripartisce nelle onde di Rayleigh).



Dal sismogramma tramite una trasformata (Fourier) si ottiene lo spettro nel dominio, **frequenza (f) – numero d'onda (k)**, e da quest'ultimo, dall'analisi cui corrispondono i massimi spettrali (senza trascurare i modi superiori se presenti) si può risalire alla curva di dispersione (cioè un grafico ampiezza/frequenza) mediante la relazione:

$$V_R(f) = f/k.$$

che consente di individuare il segnale proprio, relativo alle onde superficiali di Rayleigh, che interessano tale metodologia.

Il processo iniziale di individuazione della curva di dispersione caratteristica del sito in esame, è ottenuto tramite il software (**SWAN** vers. 2008) seguito poi da una fase di elaborazione-interpretazione, tramite "analisi spettrale". Si procede sostanzialmente nella risoluzione del cosiddetto problema inverso: a partire dalla curva di dispersione misurata in situ, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri sismici, secondo il seguente schema:

- Concatenazione dei file contenenti i record di registrazione in situ.
- fase di pre-processing per "ottimizzare" i record stessi in modo da migliorare la qualità dell'interpretazione cioè eventuale filtraggio o "pulizia" dei dati grezzi.
- Passaggio dal sismogramma al dominio spettrale mediante trasformata FK.
- Analisi spettrale mediante Picking dei punti dello spettro, per ottenere la curva di dispersione sperimentale; la procedura consiste nel trovare per ogni frequenza dei massimi assoluti/relativi dello spettro FK, finalizzata alla individuazione del modo fondamentale di propagazione dell'onda (ovvero quello a velocità minore), senza trascurare (analisi multimodale) di ricercare anche eventuali modi superiori (se presenti).
- Estrazione curva di dispersione sperimentale mediante la procedura sopra indicata dallo spettro FK.
- Inversione: tale procedura è avviata allo scopo di ottimizzare un modello stratigrafico che sia relativo e sovrapponibile alla curva di dispersione sperimentale propria del sito; in tale procedura il programma SWAN utilizza una tecnica di inversione lineare tipo OCCAM che presenta il vantaggio di minimizzare l'errore quadratico medio tra dati sperimentali e dati teorici. In linea generale come in gran parte dei processi di inversione (definiti "try and error") l'inversione viene fermata quando un determinato parametro, definito ϵ (cioè la differenza fra dato osservato e dato calcolato) è in genere $< 2-3\%$. L'inversione OCCAM, utilizzando differenze quadratiche medie, dà risultati ancora migliori, di un'inversione lineare classica, dato che quando si raggiunge lo stop dell'inversione (ϵ_{MIN}) cioè un valore percentualmente molto piccolo, la sovrapposizione delle curve è davvero molto buona.
- Fase di ottimizzazione e di taratura della curva teorica, realizzata contestualmente alla procedura d'inversione, con inserimento (eventuale) di strati sino ad un max di 30, assegnazione di moduli di Poisson e taratura dello spessore degli strati mediante confronto con prove dirette (prove penetrometriche, stratigrafie di sondaggio, colonne di perforazioni di pozzi ecc.) ed eseguendo ulteriori processi di inversione allo scopo di raffinare il risultato ottenuto, cioè una curva di dispersione teorica finale molto ben sovrapposta a quella sperimentale.

L'obiettivo finale è l'ottenimento di un profilo verticale delle Vs, minimizzando le imprecisioni (risultati random), ottenendo quindi un modello finale ad elevata attendibilità e mediante le tarature apportate, fortemente rappresentativo, del reale profilo Vs/profondità del sito in analisi, come d'altronde suggerito anche da ricercatori in ambito geofisico (es. Dal Moro et alii Gruppo Esplor. Geofisica - Dip. Geol e Scienze Marine Univ. Trieste "cosa migliore è confrontare lo spettro di velocità osservato, con le curve teoriche di dispersione di un modello che riteniamo plausibile per l'area sotto esame.").

- I dati della prospezione Masw ed in particolare il grafico “velocità sismica Vs – profondità”, è contenuto nella allegata scheda: **Prospezione Sismica di Superficie –MASW** file: **Mw_Canolo**
- ove sono riportati:
 - Committente, cantiere, località, nome file, strumentazione utilizzata e caratteristiche indagine, data, direttore lavori e i risultati dell’elaborazione:
 - ✧ Sismogramma misurato in campagna rappresentato nel dominio spazio/tempo
 - ✧ Spettro FK - Frequenza (Hz) / Numero d’onda (rad/m)
 - ✧ Sovrapposizione tra curva di dispersione e curva teorica nel dominio Frequenza (Hz) / Velocità di Fase (m/s)
 - ✧ Grafico del modello della velocità – Velocità Vs (m/s) / Profondità (m)

Osservazioni e Considerazioni sulle tecniche di inversione:

- Le tecniche d’inversione possono fornire soluzioni non univoche, ma proprio per ovviare a questa possibilità, si eseguono TARATURE, con dati reali del sito (prove cpt, stratigrafie, pozzi ecc.) utilizzando anche parametri che esprimono la “rigidezza” degli strati individuati (es. coeff. Poisson), proprio per indirizzare l’inversione verso un modello molto vicino a quello reale.
- La funzione obiettivo (il misfit tra dato osservato e dato calcolato) è prossima a zero, solo in caso ideale in assenza di rumore; per questo motivo il sismogramma può essere trattato o filtrato per ridurre al minimo od eliminare eventuali rumori o disturbi esterni, che non hanno nulla a che fare con l’onda sismica che stiamo analizzando.
- E’ fuorviante e sbagliato attribuire una percentuale di errore eseguendo una operazione di alterazione delle velocità sismiche, ottenute dall’esecuzione dei dettagliati processi di inversione sopra esposti.
- Esempio attribuendo un errore globale del $\pm 10\%$, quindi alterando le velocità sismiche ottenute moltiplicando $\cdot 0,9$ le Vs dei singoli strati, perché in tal modo si **annienta** completamente l’elaborazione Masw, che è stata fatta con cura ed esperienza secondo principi codificati e consolidati.
- Infatti ipotizzando possa esistere un modello Vs/profondità analogo a quello definito con l’interpretazione corretta della prova Masw, ma con velocità alterate (cioè diminuite/aumentate del 10%) si otterrebbe un Match fra curva sperimentale e teorica **completamente non attendibile**. A titolo di esempio si allegano alcune figure che illustrano tale erronea operazione di alterazione delle Vs calcolate:

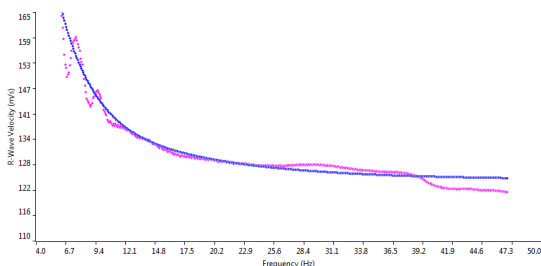


Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica (blu) ottenuta dal processo inversione Masw dominio frequenza/velocità.

Si noti la quasi perfetta corrispondenza del fitting fra le due curve

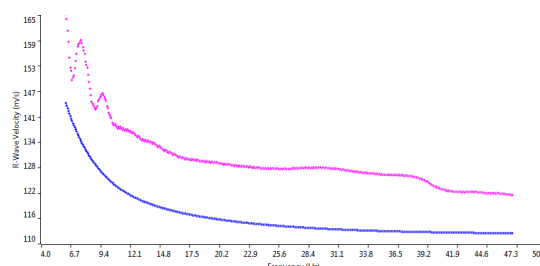


Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica “alterata” modificando le Vs diminuendole erroneamente del 10% (blu) dominio frequenza/velocità.

Si noti la completa “sfasatura” della curva teorica sinonimo di un allontanamento dalla reale stratigrafia sismica che caratterizza il sito quindi un modello NON ACCETTABILE

Le curve di dispersione sopra esposte sono riferite ad un **generico** sito, con stratificazione a 5 strati, mantenuti identici nelle 2 simulazioni, con coefficienti di Poisson assegnati uguali nelle 2 simulazioni (variabili fra 0.45-0.48); nell’esempio sopra riportato si otterrebbe infatti una $V_{s30} \approx 188$ m/sec [grafico a sinistra - **elaborazione corretta**] e $V_{s30} \approx 170$ m/sec [grafico a destra- **completamente fuori fitting**].

Categorie di suolo di fondazione (Azione sismica di progetto [V_{s30}]).

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto (come previsto da art. 3.2 del DM 14-I-08) sono stati esaminati i dati ottenuti dalle prospezioni sismiche di superficie, per la caratterizzazione del sottosuolo basata sulla misura diretta dei valori della velocità media delle onde di taglio Vs.

Da tale analisi (metodo sismico attivo-MASW) si rileva un tendenziale progressivo lento incremento

con la profondità dei relativi valori di velocità delle onde Vs, di seguito riassunti:

strato n°	Velocità onde S (Vs)	Profondità base strato (m)	Spessore singolo strato (m)
1	115	1.02	1.02
2	144	3.24	2.22
3	137	5.76	2.52
4	196	8.75	2.99
5	184	12.03	3.28
6	168	14.44	2.41
7	229	18.21	3.77
8	345	30.0	11.79

In base a quanto sopra, la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 14-1-08), ai vari strati sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità Vs direttamente misurate, consentendo di ottenere la Vs₃₀, cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}} \quad \text{dove}$$

h_i = spessore dello strato i-esimo

V_{si} = velocità onde S nello strato i-esimo

N = numero strati considerati

Ottenendo in base ai dati sopra esposti, ed in base a quanto previsto da art. 3.2.2 NTC08, "Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse,", quindi in base alla IPOTESI di profondità a circa -1.0 m da pc:

Prospezione MASW

V_{s30} = 222 m/sec (da -1 a -31 m)

Da cui si evince che entrambi i valori ottenuti, corrispondono alla **categoria del suolo di fondazione di tipo C** (cfr. All.2 Ord. PCM 3274/03 e art. 3.2.2 DM 14-1-08), poiché tale categoria è caratterizzata da valori di V_{s30} variabili fra 180 e 360 m/sec.

Indagine sismica Microtremori

In base alla necessità di valutare il confronto fra la frequenza fondamentale del sottosuolo e possibili interferenze con il 1° modo di vibrare degli edifici sono stati eseguiti n. 3 punti di stazione per l'acquisizione dei microtremori sismici come di seguito descritto:

- Tromino P0 (piano terra)
- Tromino P1 (piano 1°)
- Tromino P2 (piano 2° sottotetto)

(vedi tav. 2-3).

Per l'acquisizione dei dati di microtremore sismico, è stato utilizzato uno degli strumenti più diffusi per l'acquisizione di dati in sismica passiva a stazione singola, denominato "TROMINO"®, certificato e coperto da brevetto internazionale.

Tale strumentazione appositamente progettata e costruita da Micromed spa, rappresenta la nuova generazione di strumenti digitali per la misura ad alta risoluzione del rumore sismico ambientale ed anche per la misura di vibrazioni antropiche, indotte su strutture (norma Din4150 e UNI 9916).

Tecnicamente è un sismografo appositamente studiato per il rilievo del microtremore sismico,

nell'intervallo di frequenze fra 0,1 e 512 Hz, mediante l'impiego di masse strumentali molto ridotte, con una struttura rigida non risonante e costruita con materiali non diffrangenti.

I sensori sono costituiti da una terna di velocimetri smorzati che trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore e dinamica ≥ 23 bit.

Queste caratteristiche strumentali consentono una elevata accuratezza nella misura dei dati, maggiore di 10^{-4} , sulle componenti spettrali maggiori/uguali a 0,1 Hz.

Praticamente si tratta di installare solidalmente il Tromino al suolo (nel caso di misure per la frequenza del sottosuolo) o di appoggiarlo, eventualmente mediante l'uso di piedini regolabili (nel caso di misure di frequenza su strutture con pavimentazioni non perfettamente orizzontali) e di misurare il tremore sismico, con durata di registrazione adeguata alla frequenza minima di interesse per il sito e/o la tipologia d'indagine in analisi.

Per le misure sul suolo si ipotizza di misurare la frequenza della coltre sedimentaria, di copertura del bedrock sismico (quindi con spessore max ipotizzato non superiore a 300 m), da ciò ne deriva una stima (in prima approssimazione) della frequenza dell'ordine di circa 0.5 Hz, che equivale ad un periodo $T = 2$ sec.

Pertanto per poter "osservare" e registrare con Tromino® queste frequenze, si tratta di mantenere in acquisizione lo strumento per una durata minima teorica di almeno 2 sec. Poiché poi il metodo si basa su tecniche di risoluzione spettrale elevata, il segnale viene acquisito su finestre temporali di almeno 10 volte più lunghe.

E' opportuna, ed indispensabile, anche una ridondanza statistica (30-40 ripetizioni), che consente di mediare opportunamente le registrazioni, per evitare di interpretare rumori "locali" random.

In sintesi, per ottenere un'acquisizione di rumore sismico (microtremore) a scopi stratigrafici anche profondi, si devono quindi analizzare dati con durata di acquisizione minime di 15 minuti per il terreno e di 5-6 m per le misure eseguite su strutture.

Il risultato della acquisizione eseguita nel sito in esame è quindi analizzato mediante il codice di calcolo 'Grilla' (appositamente sviluppato da Micromed), che consente di archiviare, analizzare e permettere la revisione del segnale misurato in sito.

Tale software consente di realizzare approfondite analisi spettrali di base e procedure per analisi HVSR secondo procedure codificate dal progetto di ricerca SESAME (2005).

I passi principali sono:

- ◆ uso di strumentazione certificata e/o verificata da opportune commissioni (tecnico - scientifiche).
- ◆ analisi dettagliata dello spettro di Fourier delle componenti verticali del segnale per individuare ed eliminare componenti "monocromatiche" (possibile rumore antropico)
- ◆ eliminare (in genere la sequenza completa è di suddividere l'acquisizione in sottofinestre di 20 sec) le sottofinestre con contenuti TRANSIENTI, cioè le porzioni di segnale contenenti transienti legati a sorgenti vicine al sensore (cioè passi o passaggi di autoveicoli).
- ◆ calcolo H/V per ogni sottofinestra selezionata mediante:
 - eliminazione segnale di eventuali offset
 - calcolo spettri di Fourier
 - Smoothing degli spettri Fourier per minimizzare effetti d'instabilità numerica del computo dei rapporti, ottimizzando caso x caso la % di smoothing, per evitare di alterare le caratteristiche dello spettro intrinseco e quindi della curva H/V che ne deriva
 - Calcolo delle curve H/V in componente N-S - E-O - verticale
- ◆ Stima del valore medio dei rapporti spettrali per ciascuna sottofinestra e definizione deviazione standard



- ◆ Identificazione curve H/V dei picchi statisticamente più significativi e stima indice di affidabilità da opportuni test statistici che permettono di definire l'affidabilità della curva H/V ed identificare il picco più significativo su criteri quantitativi.
- ◆ Se l'acquisizione viene eseguita in diverse condizioni d'acquisizione: es. esecuzione in diverse ore del giorno, diverso processing dei dati, diverse condizioni atmosferiche ecc., i risultati della curva H/V devono risultare paragonabili.

Il risultato dell'elaborazione è il grafico del "Rapporto spettrale orizzontale su verticale" che mette in evidenza (se presenti) picchi di amplificazione del segnale ($HVSR > 1$) dovuti alla presenza nel sottosuolo di contrasti di impedenza sismica fra gli strati che innescano amplificazioni del segnale sismico.

Il valore finale del HVSR in funzione della frequenza espresso nel grafico è indicato da una linea rossa che indica la media RMS delle componenti orizzontali rispetto alle verticali, mentre l'intervallo di confidenza (95%) relativo all'ampiezza HVSR è dato dalle linee nere sottili.

Per mettere in luce i modi di vibrare di una struttura è invece necessario rimuovere dalle registrazioni l'effetto del sottosuolo, mediante la tecnica SSR (Standard Spectral Ratio) che esplica in fase interpretativa mediante programma Grilla, grosso modo deselectando la traccia dei microtremoni eseguita a livello della fondazione da quelle acquisite ai vari piani della struttura, successivamente l'acquisizione fatta sulla struttura al piano di fondazione sarà assegnata come valore "zero" di riferimento del sito, (rispetto cui le altre tracce dei microtremoni fatte ai vari piani saranno deconvolte).

Le curve che evidenziano i modi di vibrare della struttura in analisi sono riassunte nel grafico "Amplitude Spectral ratio".

A seguire sono le schede delle singole registrazioni:

CANOLO, CAN SC TER**Picco H/V a 0.75 ± 0.04 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).**

Strumento: TRZ-0099/01-10

Inizio registrazione: 27/02/12 16:35:07 Fine registrazione: 27/02/12 16:55:08

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

0.75 > 0.50OK615.0 > 200OKSuperato 0 volte su 37OK

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 68% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

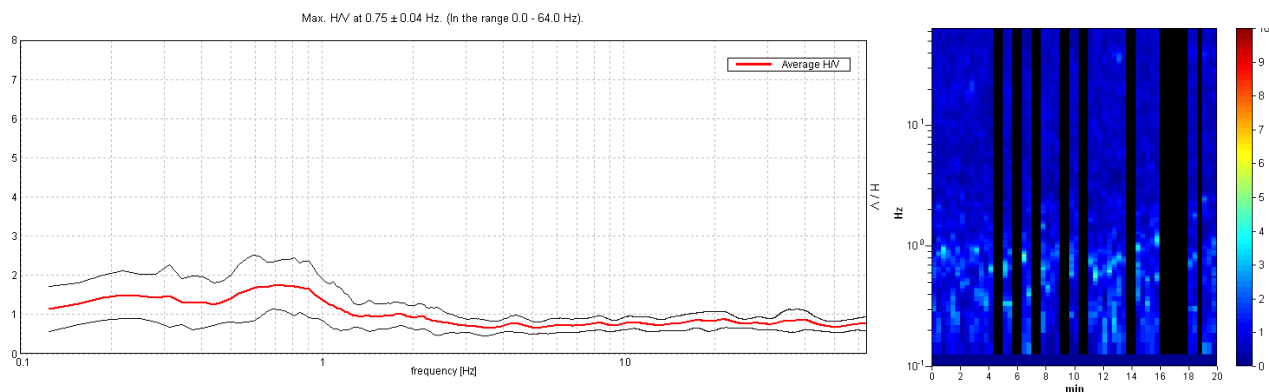
Lunghezza finestre: 20 sNO2.281 HzOK1.75 > 2NO|0.02577| < 0.05OK0.01933 < 0.1125OK0.3219 < 2.0OK

Tipo di lisciamento: Triangular window

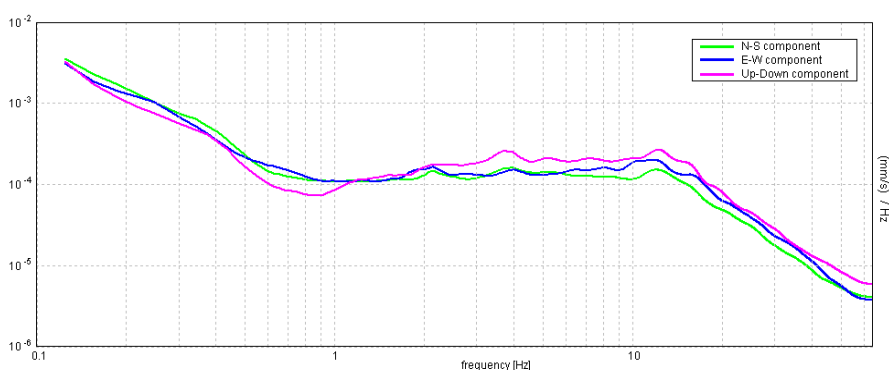
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

SERIE TEMPORALE H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



[Secondo le linee guida SESAME, 2005:

- i primi 3 criteri della voce 1) definiscono se la registrazione è stata condotta x un tempo sufficientemente lungo rispetto alla frequenza del picco
- i secondi 6 criteri della voce 2) dovrebbero stabilire se il picco è significativo dal punto statistico; è consigliato che ne siano soddisfatti il più possibile ma non necessariamente lo devono essere tutti, infatti una registrazione eseguita correttamente su roccia darebbe NO su tutti questi 6 criteri]

Tabella Criteri progetto SESAME

Picco H/V a 0.75 ± 0.04 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Voce 1)		Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]	
$f_0 > 10 / L_w$	0.75 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	615.0 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 37	OK	

Voce 2)		Criteri per un picco H/V chiaro [dovrebbero essere soddisfatti il maggior numero possibile]	
Esiste f^* in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^* in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$	2.281 Hz	OK	
$A_0 > 2$	1.75 > 2		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.02577 < 0.05$	OK	
$\sigma_t < e(f_0)$	$0.01933 < 0.1125$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3219 < 2.0$	OK	



L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Microtremori, Struttura (Scuola Canolo)**Can sc P0/ Can Sc P1/ Can Sc P2**

Strumento: TRZ-0099/01-10

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h10'00".

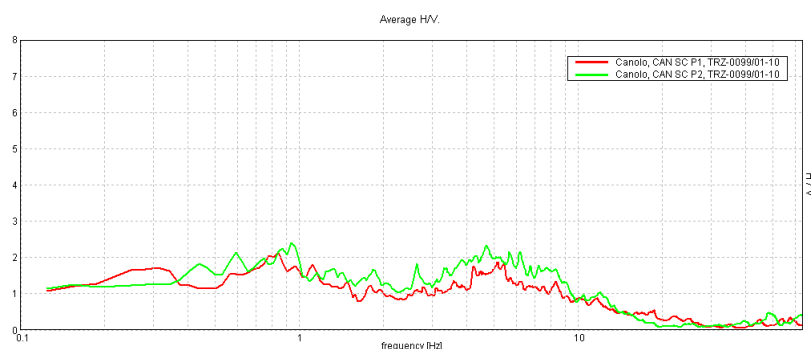
Analizzato 53/77% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

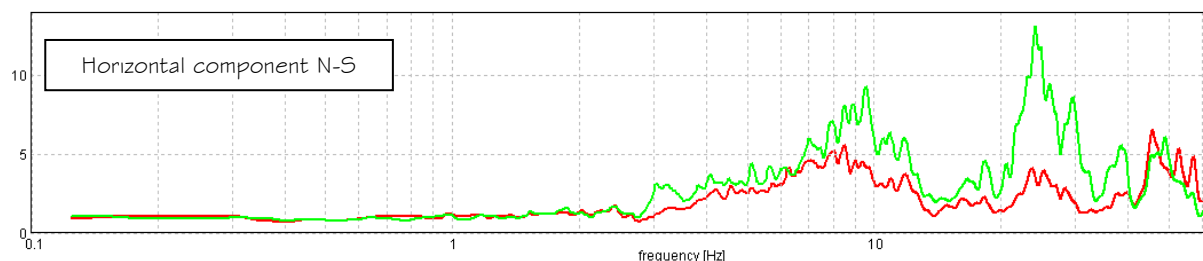
Lunghezza finestre: 20 s

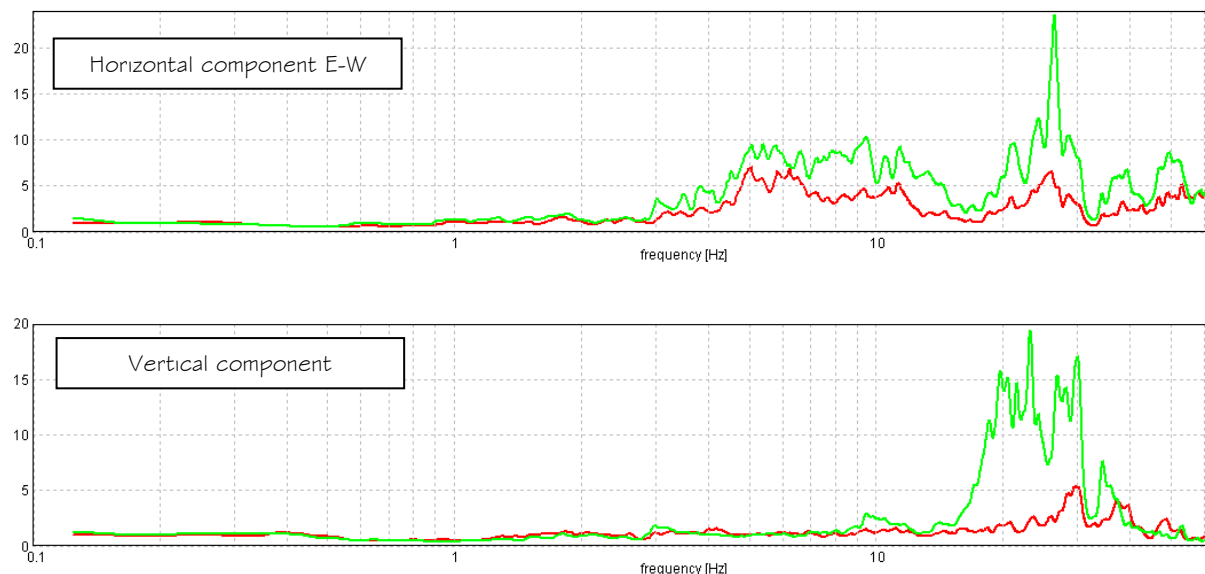
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 2%

Amplitude Spectral ratio

A seguire i singoli grafici dei modi delle component N-S, E-W e V (verticali)





Dal grafico “Amplitude Spectral ratio”, si nota che la struttura analizzata (scuola in muratura) presenta picco di frequenza principale delle componenti N-S del Tromino (orientato durante le misure sempre con il N dello strumento verso OVEST cioè con asse N-S strumentale parallelamente ai muri portanti longitudinali della scuola circa subparalleli a via Frassinara) a circa **7/10-12 Hz** per le componenti N-S ed E-W, con fascia cuspidata netta anche fra **20-30 Hz** (ma quindi di scarso interesse ingegneristico a queste alte frequenze).

Dal confronto con il grafico con il grafico del rapporto spettrale H/V relativo al terreno naturale, si nota che il terreno presenta prima frequenza fondamentale di vibrazione (Frequenza Fondamentale) a circa **0.75 ± 0.04 Hz** quindi non sovrapposta a quella strutturale (variabile fra 7-12 Hz).

A titolo indicativo si segnala, che le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendono grosso modo dalla loro altezza; in linea di massima si può osservare che per edifici standard in c.a. ad un piano, in genere si hanno frequenze inferiori o paragonabili a 10-12 Hz, per edifici più alti (es. circa 15 piani) potrebbero rilevarsi frequenze prossime a 1 Hz.

Il max rapporto spettrale H/V rilevato sul terreno naturale (0.75) indica un possibile bed rock sismico a profondità maggiore 100 m.

EFFETTI DI SITO

Amplificazione segnale sismico

Da quanto sopra è possibile quindi realizzare la previsione delle modificazioni locali del moto sismico che possono essere indotte nel terreno dal passaggio delle onde sismiche.

L'obiettivo è la suddivisione del territorio o dell'area in esame in sottozone, con l'indicazione delle aree sismicamente critiche durante i terremoti.

In generale i siti sismicamente critici possono essere contraddistinti da aspetti scatenanti dell'amplificazione sismica dovuta a:

- aspetti legati alla presenza nel sito di faglie sismogenetiche e/o faglie attive che possano mobilizzarsi in occasione di eventi sismici e generare possibili scorrimenti e rotture del terreno in superficie
- aspetti legati al verificarsi di fenomeni di instabilità durante l'evento sismico e quindi costituire zone potenzialmente instabili per frana

- aspetti legati a possibili fenomeni d'amplificazione del moto sismico

Nel sito in esame allo stato attuale delle conoscenze (bibliografiche) non sono presenti, (o non sono mai stati segnalati) scenari correlabili ai primi 2 punti sopra indicati, per la cui valutazione scientifica necessiterebbero approfonditi e costosi studi territoriali eseguiti ad hoc, che esulano dagli scopi del presente report.

L'unico aspetto da prendere in considerazione per la zonazione del sito, in relazione a possibili effetti locali d'amplificazione, sono quelli dovuti alla presenza di un deposito alluvionale stratificato che ricopre il bedrock sismico, presente però probabilmente a profondità > 100 m, nel sottosuolo.

A tale scopo è possibile valutare i valori d'accelerazione massima al suolo, di ciascuna categoria (sismica) di sottosuolo cui è associato un fattore d'amplificazione denominato fattore di sottosuolo S (Soil factor - per sottosuoli da B ad E), che moltiplica l'accelerazione max su affioramento rigido (sottosuolo tipo A) indicata da EC8 come a_{gR}

$$a_{max} = S \times a_{gR}$$

I valori del Soil factor "S" sono desumibili da tabelle (Del. 112-07) e/o suddivise a seconda della magnitudo come in EC8 (terremoti di tipo 1: $M > 5,5$ e terremoti di tipo 2 $M \leq 5,5$), oppure possono essere calcolati analiticamente ed in particolare:

$$S = S_s \times S_T$$

Dove S_s = coefficiente d'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente d'amplificazione topografica

Come indicato da **Tabella 3.2.IV (DM 14-I-08)**, ove in base alla morfologia, il sito in esame è in categoria topografica **T1**, cui è assegnato un valore di $S_T = 1$, quindi influente nel calcolo di effetti locali di amplificazione del segnale sismico.

La caratterizzazione sismica, per la definizione delle categorie di suolo di fondazione, ha evidenziato un sottosuolo di tipo C, quindi il calcolo del fattore di amplificazione (FA) è stato quindi ricavato, per maggior dettaglio, come previsto da tab 3.2.V del DM 14-01-08 NTC, con caratterizzazione numerica del parametro S_s :

$$S_s = 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

Ove F_0 = valore del fattore amplificazione spettrale massima, in accelerazione orizzontale



Per una determinazione numerica, del Valore di F_0 è stato utilizzato un particolare simulatore (GeoStru Software), che è in grado di interpolare i dati di una maglia elementare di almeno 4 epicentri sismici all'intorno del sito d'interesse, inserendo le coordinate di latitudine e longitudine in gradi con notazione decimale del sito da analizzare.

I risultati di tale elaborazione, con cui si definisce analiticamente con precisione, il valore di a_g , F_0 e T_c^* del sito d'interesse, sono riportati in

figura con indicazione:

- il segna punto rosso il punto prescelto per il calcolo, (scuola elementare Canolo)
- la località più vicina al punto di calcolo, Correggio RE.
- i 4 punti della maglia impiegata del reticolo di riferimento

Dati del sito

Latitudine: 44.799754 Longitudine: 10.747971

**Dati sulla costruzione**

Classe d'uso: 3

Vita Nominale: 50 anni

Coefficiente d'uso: 1.5

Vita di riferimento: 75. anni

Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.100000 (SLV) Periodo di ritorno: 713 (anni)

Punti impiegati sulla maglia di riferimento

Sito 1 ID: 15390	Lat: 44,8033Lon: 10,7436	Distanza: 513,148
Sito 2 ID: 15391	Lat: 44,8049Lon: 10,8139	Distanza: 5145,827
Sito 3 ID: 15613	Lat: 44,7549Lon: 10,8162	Distanza: 7356,757
Sito 4 ID: 15612	Lat: 44,7533Lon: 10,7459	Distanza: 5276,438

Valori finali calcolati

ag = 0.174 g

Fo = 2.536

Tc* = 0.276 sec

Dai dati sopra esposti assumendo ag = 0.174g e con Fo pari a 2.536 si ottiene:

$$S_s = 1.435$$

Da quanto sopra, assumendo il parametro Ss sopra definito per via numerica, poiché più preciso di altri valori tabellati, l'accelerazione max superficiale da considerare omogenea per l'area d'intervento, può essere assunta pari a:

$$a_{max} = 0.25 g$$

Stima analitica degli spettri di risposta (NTC 08)

Dai dati sopra ottenuti è possibile simulare lo spettro di risposta elastico in accelerazione riferito convenzionalmente ad uno smorzamento del 5%, validi per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4 sec.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro dovrà essere definito mediante apposite e particolari analisi.

Per la definizione dello spettro di risposta sono stati calcolati i periodi T_B , T_C e T_D per i quali è necessario conoscere i parametri C_C (da Tab 3.2V del Dm 14-I-08) e T_C^* (calcolato e sopra esposto) tramite le seguenti formule:

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C T_C^*$$

$$T_D = 4 \times a_g / g + 1.6$$

Cui corrispondono le seguenti accelerazioni spettrali $S_C(T)$:

Componenti orizzontali

$$T_B \leq T < T_C \quad S_C(T) = a_g * S * \eta * F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_C(T) = a_g * S * \eta * F_0 * (T_C / T)$$

$$T_D \leq T \quad S_C(T) = a_g * S * \eta * F_0 (T_C T_D / T^2)$$

Componenti Verticali

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{VE}(T) = a_g * S * \eta * F_V$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{VE}(T) = a_g * S * \eta * F_V * (T_C / T)$$

$$T_D \leq T \quad S_{VE}(T) = a_g * S * \eta * F_V (T_C T_D / T^2)$$

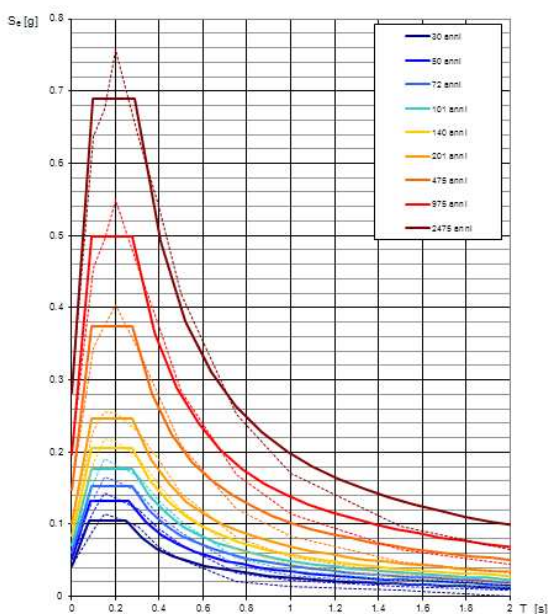
Dove

η = fattore correzione del coefficiente smorzamento viscoso ξ (per $\xi=5\%$ $\eta=1$) per valori di smorzamento diversi da 5% $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot (a_g/g)^{0.5}$$

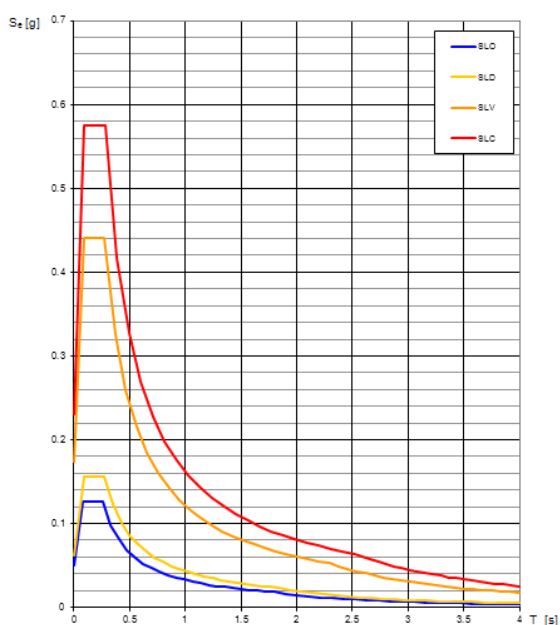
Ottenendo quindi:

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento

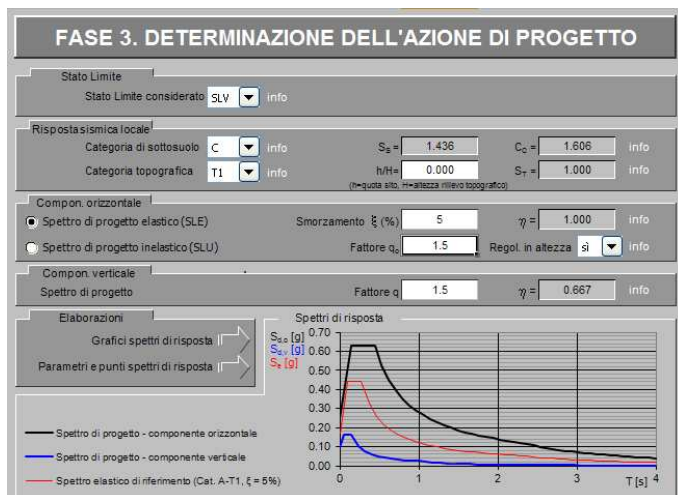
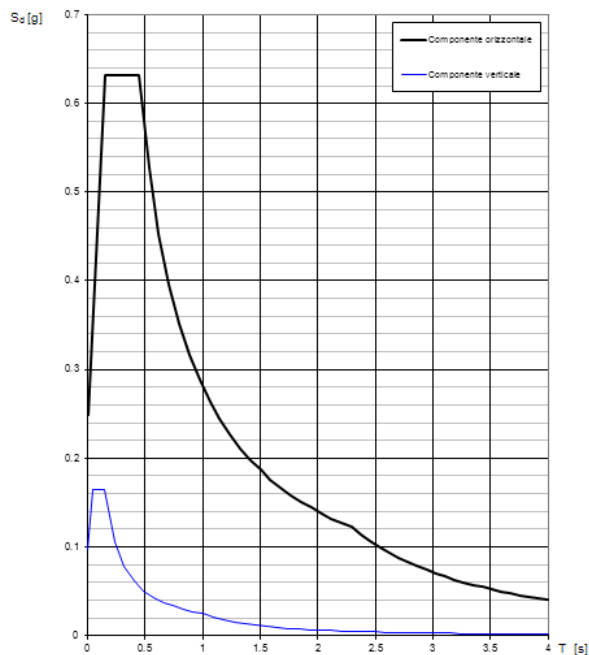


NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Per ottenere gli spettri di risposta elastici, introducendo il periodo fondamentale di struttura T_1 ed

il fattore di struttura q , (devono essere forniti da Ing. strutturista), si possono ricavare gli spettri di progetto.

Nella "FASE 3" del programma (Spettri-NTC ver. 1.0.3 da sito cslp.it) viene richiesto il fattore di struttura q_0 , che rappresenta la duttilità generale della tipologia strutturale (valore indicato da Ing. strutturista).

In mancanza di tale valore, conoscendo solo indicativamente il valore di q (per il caso in esame ipotizzando $q=1,5$): si è inserito tale valore al posto di q_0 , supponendo l'edificio regolare in altezza, in considerazione che $q=q_0 \times K_r$ e in caso di regolarità in altezza è possibile assumere in prima approssimazione $K_r=1$.

[gli spettri sopra esposti hanno quindi solo valore di max indicativo e dovranno essere ricalcolati in dettaglio in fase di progetto esecutivo, utilizzando i reali parametri progettuali corretti, al momento solo ipotizzati]

Suscettività alla liquefazione in condizioni sismiche

Nel sito in esame nel contesto della presente analisi, si è sviluppato il calcolo di verifica liquefacibilità, prendendo in considerazione le prove cpt, direttamente eseguite in corrispondenza delle strutture in analisi.

A tale scopo si ricorda che:

- in un terreno saturo **non coesivo** può verificarsi in caso di sisma l'aumento della pressione interstiziale,
- possono quindi generarsi deformazioni permanenti significative od addirittura l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno (liquefazione)
- nel caso di fondazioni superficiali, la probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o NULLA se almeno si verifica una o più delle seguenti condizioni (Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica Dip. Prot. Civile 2008):

- 1) Eventi attesi di magnitudo $M < 5$
- 2) il terreno sabbioso saturo è presente a prof. maggiore di 15 m
- 3) accelerazione massima attesa in superficie in condizione free-field $< 0.1g$
- 4) se $a_g/g \leq 0,15$ e al contempo lo strato granulare da verificare soddisfa una delle seguenti condizioni:
 - contenuto in argilla $> 20\%$ ed indice di plasticità $IP > 10$,
 - contenuto in limo $> 35\%$ e resistenza $N_{I(60)} > 20$
 - frazione fine trascurabile ($\leq 5\%$) e resistenza $N_{I(60)} > 25$

dove $N_{I(60)}$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{spt} normalizzato per uno sforzo efficace di confinamento (profondità) pari a 100 KPa e ad un fattore energetico di esecuzione della prova di 0,6, cioè:

$$N_{I(60)} = N_{SP} \times C_N, \text{ con } C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^{0.5}$$

In relazione alle prove effettuate ed alle sequenze Litotecniche riscontrate, come meglio nel precedente capitolo "Ipotesi di Verifica stato limite ultimo (SLU-GEO)", in corrispondenza delle cpt effettuate, nel sottosuolo sono stati rilevati orizzonti a spessore idoneo ad essere assoggettati a verifica alla liquefacibilità, fra -5/-7 m da pc.

Sugli orizzonti indicati è stata quindi eseguita la verifica quantitativa di suscettibilità alla liquefazione.

In base ai dati di magnitudo rilevati nel Catalogo Parametrico **CPTI04**, per la zona di CORREGGIO con un raggio di 50 Km di ricerca sono noti valori medi di M_w variabili fra 4,5÷5,2 con alcuni episodi max che hanno raggiunto grado 5,44 (correggio-1996) e/o 5.48/5,81 (ferrara-1570/1346) o 5.85 appennino modenese 1501.

Inoltre si fa anche riferimento alla recente crisi sismica avvenuta in Pianura Padana con eventi del 20/29-5-12 che hanno raggiunto magnitudo momento $M_w=5.65/5.9$.

**CPTI04 - Risultato dell'interrogazione per parametri**

Interrogazione effettuata sui seguenti parametri:

Area circolare con centro C (44.770, 10.779) e raggio 50 km
con valore Io tra 4 e 11

N	Tr	Anno	Me	Gi	Or	Me	Se	AE	Rt	Np	Im	Io	TI	Lat	Lon	TL	Maw	Daw	TW	Mas	Das	TS	Msp	Dsp	SSP	TS	TE	Moft	Nnt	Ncpt
5	DI	-91						Modena-Reggio Emilia	CFTI	3	85	80		44.65	10.78	A	5.66	0.17		5.53	0.25		5.53	0.25	913	G	24		5	
53	DI	1249	9	16	30			Modena	CFTI	4	75	65	M	44.65	10.93	A	5.03	0.33		4.60	0.49		4.80	0.45	912	G	115	595	53	
90	DI	1485	1	31				CASTELNUOVO	DOM	1	35	55		44.81	10.564	A	4.63	0.13		4.00	0.20		4.25	0.19	912	A		596	90	
99	DI	1486	2	22	11			Ferrara	CFTI	14	75	75		44.92	11.02	A	5.81	0.24		5.75	0.35		5.75	0.35	912	G	149	862	99	
123	DI	1399	7	20	23			Modenese	CFTI	6	70	70		44.47	11.07	A	5.40	0.16		5.15	0.24		5.31	0.22	913	G	169	757	123	
130	DI	1409	11	15	11	15		Parma	CFTI	5	70	60	M	44.8	10.33	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G	173	598	130	
144	DI	1468	6	11	20			Farmense	CFTI	12	80	80		44.85	10.23	A	5.62	0.17		5.47	0.26		5.61	0.26	913	G	181	599	144	
159	DI	1465	4	6	21	30		VERONA	DOM	11	35	55		45.12	10.661	A	4.63	0.13		4.00	0.20		4.25	0.19			238	159		
160	DI	1465	4	15	14	40		Reggio Emilia	CFTI	6	65	65		44.7	10.63	A	5.03	0.33		4.60	0.49		4.80	0.45	913	G	192	600	160	
171	DI	1474	3	11	20	30		MODENA	DOM	12	60	60		44.647	10.925	A	4.89	0.17		4.39	0.26		4.61	0.24	912	G		601	171	
195	DI	1501	6	5	10			Appennino modenese	CFTI	19	90	85	M	44.52	10.85	A	5.85	0.11		5.82	0.16		5.82	0.16	913	G	204	602	195	
202	DI	1505	1	3	2			Bologna	CFTI	31	70	70		44.48	11.25	A	5.47	0.09		5.25	0.14		5.41	0.13	913	G	207	762	202	
242	DI	1547	2	10	13	20		Reggio Emilia	CFTI	13	80	70	M	44.7	10.63	A	5.21	0.25		4.86	0.37		5.05	0.34	913	G	223	603	242	
264	DI	1572	6	4	22			PARMA	DOM	8	70	70		44.851	10.422	A	5.13	0.23		4.74	0.34		4.99	0.32	913	A		604	264	
266	DI	1574	3	17	2	40		FINALE EMILIA	DOM	4	70	70		44.833	11.294	A	5.12	0.22		4.73	0.33		4.92	0.31	912	G		605	266	
279	CP	1586	1	12	12			SPILAMBERTO	POSS5			60		44.583	11		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		606	279	
281	DI	1591	5	24				REGGIO EMILIA	DOM	4	60	60		44.697	10.631	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		607	281	
304	DI	1608	1	6				REGGIO EMILIA	DOM	2	60	60		44.697	10.631	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		608	304	
333	DI	1628	11	4	15	15		PARMA	DOM	8	70	70		44.801	10.329	A	5.17	0.30		4.80	0.45		4.99	0.42	913	G		609	333	
362	DI	1660						MODENA	DOM	1	55	55		44.647	10.925	A	4.83	0.26		4.00	0.20		4.25	0.19	912	G		610	362	
374	DI	1671	6	20				RUBIERA	DOM	13	70	70		44.709	10.814	A	5.34	0.15		5.06	0.22		5.23	0.20	912	G		611	374	
501	DI	1732	2	27				PARMA	DOM	1	60	60		44.801	10.329	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		612	501	
589	DI	1774	3	4				PARMA	DOM	2	60	60		44.801	10.329	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		613	589	
609	DI	1780	2	6	4			Bolognese	CFTI	7	65	55	M	44.62	11.32	A	4.85	0.11		4.32	0.16		4.54	0.15	912	G	323	766	609	
703	DI	1806	2	12				NOVELLARA	DOM	28	70	70		44.862	10.671	A	5.26	0.16		4.93	0.24		5.11	0.22	912	A		875	703	
717	DI	1810	12	23		45		NOVELLARA	DOM	33	70	70		44.898	10.712	A	5.28	0.10		4.97	0.13		5.15	0.14	912	A		876	717	
720	DI	1811	7	15	22	44		SASSUOLO	DOM	21	70	70		44.572	10.728	A	5.24	0.19		4.91	0.28		5.09	0.26	913	G		614	720	
740	DI	1812	12	9	18	52		LANGHIRANO	DOM	27	75	75		44.668	10.286	A	5.57	0.10		5.40	0.15		5.55	0.15	913	G		615	740	
791	DI	1831	9	11	18	15		Reggiano	CFTI	24	75	75		44.75	10.55	A	5.48	0.13		5.27	0.19		5.43	0.18	913	G	378	616	791	
798	DI	1932	3	13	3	30		Reggiano	CFTI	93	75	75		44.77	10.47	A	5.59	0.07		5.42	0.10		5.57	0.10	913	G	382	617	798	
871	DI	1850	9	18	6	10		MODENA	DOM	7	60	60		44.614	10.965	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	912	G		618	871	
906	DI	1857	2	1				FARMENSE	DOM	22	65	65		44.749	10.45	A	5.26	0.12		4.94	0.19		5.12	0.17	913	G		619	906	
966	CP	1969	12	13	2	53		SERRAMAZZONI	POSS5					44.5	10.75		5.03	0.33		4.60	0.49		4.80	0.45	913	G		620	966	
984	DI	1973	5	16	19	35		REGGIANO	DOM	15	65	65		44.612	10.701	A	5.13	0.20		4.74	0.29		4.93	0.27	913	G		621	984	
988	DI	1973	9	17				LIGURIA ORIENTALE	DOM	65	65	65		44.497	10.283	A	5.52	0.13		5.32	0.19		5.47	0.18	916	A		537	988	
1124	DI	1886	10	15	2	20		COLLECCHIO	DOM	44	60	60		44.75	10.306	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		623	1124	
1144	DI	1889	3	8	2	47		BOLOGNA	DOM	32	60	60		44.518	11.237	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		773	1144	
1190	CP	1992	5	17	3	15		CARPINETO	POSS5	24	75	75		44.45	10.517	A	4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		551	1190	
1291	DI	1898	3	4				CALESTANO	DOM	260	70	65		44.503	10.214	A	5.07	0.09		4.65	0.14		4.85	0.13	913	G		584	1291	
1337	CP	1901	1	20	6	30		POGGIO RUSCO	POSS5					45	11.1		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36			880	1337		
1385	DI	1904	2	25	18	47	50	Reggiano	CFTI	62	70	60		44.48	10.63	A	5.13	0.07		4.75	0.11		4.94	0.10	913	G	461	624	1385	
1452	CP	1905	6	23	3	19	58	FINALE EMILIA SUD	POSS5					44.8	11.3		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	912	G		551	1452	
1504	CP	1909	3	18	2	51	52	CARPINETO	POSS5					44.5	10.5		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		625	1504	
1590	DI	1911	11	25	20	55		VAL DI TARO	DOM	73	50	50		44.597	10.279	A	4.85	0.14		4.32	0.21		4.55	0.19	913	G		587	1590	
1622	DI	1915	10	10	23	10		REGGIO EMILIA	DOM	30	65	60		44.732	10.469	A	5.01	0.08		4.57	0.12		4.78	0.11	913	G		626	1622	
1739	DI	1923	6	25	15	12		FORMIGINE	DOM	22	60	60		44.595	10.799	A	5.21	0.05		4.56	0.05		5.05	0.07	913	G		627	1739	
1784	DI	1926	6	28	21	15		REGGIANO	DOM	2	40	40		44.488	10.487	A	4.41	0.11		3.97	0.16		4.22	0.15	913	G		628	1784	
1808	DI	1928	6	13	8			CARPI	DOM	35	70	65		44.797	10.872	A	4.85	0.09		4.32	0.13		4.54	0.12	912	G		584	1808	
1821	DI	1929	4	20	1	9	46	Bolognese	CFTI	639	80	70	M	44.47	11.13	A	5.55	0.02		5.36	0.03		5.51	0.03	913	G	495	774	1821	
1843	CP	1930	9	24	19	10	55	SCANDIANO	POSS5					44.6	10.6		4.83	0.26		4.30	0.39		4.53	0.36	913	G		629	1843	
1859	DI	1931	6	10	17	2		MOENENSE	DOM	14	40	40		44.541	11.021	A	4.84	0.09		4.31	0.13		4.54	0.12	913	G		630	1859	
1897	DI	1934	9	18	9	37		VIGNOLA	DOM	6	40	40		44.495	11.012	A	4.80	0.14		3.80	0.21		4.06	0.19	913	G		631	1897	
1931	CP	1937	9	17	12	19	5	PARMA OVEST	POSS5					44.8	10.3		4.56	0.11		3.59	0.1									

Dal rapporto fra questi parametri si ottiene un valore numerico, del potenziale di liquefazione tramite il coefficiente di sicurezza FS_L :

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \times MSF$$

ove MSF = *fattore di scala in funzione della magnitudo attesa*

Valutazione domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR (Cyclic Stress Ratio)

Tale metodo, basato inizialmente su studi di Seed e Idriss, è stato ulteriormente perfezionato nel tempo da diversi autori (Youd e Idriss-97, Youd et alii-2001, Finn-2002).

La procedura codificata, consiste nel valutare dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno, alla profondità in analisi, corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione, che diminuisce con la profondità r_d , e consente di ottenere il valore di CSR mediante la relazione:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

dove:

0.65= fattore peso introdotto da Seed che tiene conto del numero di sforzi ciclici richiesti per produrre lo stesso aumento di pressione dei pori per irregolare movimento del terreno durante il sisma.

σ_{v0} = tensione verticale totale

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

a_{max} = accelerazione massima alla superficie

g = accelerazione di gravità (pari a 9.81 m/sec²)

r_d = fattore riduzione delle tensioni alla prof di calcolo

per profondità	$z \leq 9.15$ m	$rd = 1 - 0.00765 \cdot z$
mentre	$9.15 < z \leq 23$ m	$rd = 1.174 - 0.0267 \cdot z$
(con z = prof in metri da pc)		

Valutazione capacità di resistenza alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Sono diverse le formule per calcolare la CRR, proposte da diversi autori negli anni, fra cui anche sistemi empirici semplificati ed abachi.

La formula più classica, testata negli anni e contenuta nelle recenti norme AGI "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica (Linee guida marzo 2005) associa a valori di resistenza alla penetrazione 'normalizzata' (prove CPT o SPT), il valore di CRR secondo le formule di Robertson e Wride (1998) in funzione del contenuto in materiali fini e riferito ad un terremoto di magnitudo 7,5:

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se} \quad (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se} \quad 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$$

$(q_{c1N})_{CS}$ = resistenza alla punta normalizzata

A sua volta $(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} \cdot K_c$ e $q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / P_a)$

Con

$C_q = (P_a / \sigma'_{v0})^n \leq 1,7$ fattore normalizzazione della resistenza alla punta

P_a = pressione atmosferica di riferimento (1 atm ≈ 100 KPa)

q_c = valore resistenza penetrometrica in situ

n = esponente di sforzo in funzione della litologia utilizzato anche per il calcolo del indice I_c (Robertson e Wride-88/90)

Da quanto sopra, il 1° dato da ottenere è l'Indice I_c e relativo esponente di sforzo (n), che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se $I_c > 2,6$ ed $n=1$ allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato
- 2) se $I_c < 2,6$ il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con $n=0,5$
- 3) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c < 2,6$ il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{cIN}
- 4) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con $n=0,7$ ed il valore del nuovo I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{cIN}

L'indice I_c è calcolato con le seguenti relazioni:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad \text{ove}$$

$$Q = [(q_c - \sigma_{v0} / P_a)] \cdot [(Pa / \sigma'_{v0})^n] \quad F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \cdot 100\%$$

e per il coefficiente K_c da Robertson e Wride 98:

Per	$I_c \leq 1,64$	$K_c = 1.0$
Per	$I_c > 1,64$	$K_c = -0.403 \cdot I_c^4 + 5.581 \cdot I_c^3 - 21.63 \cdot I_c^2 + 33.75 \cdot I_c - 17.88$

Inoltre il contenuto in fini (FC) può essere calcolato come $FC = 1.75 \times I_c^{3.25} - 3.7$

Correzione dei valori di CRR e CSR

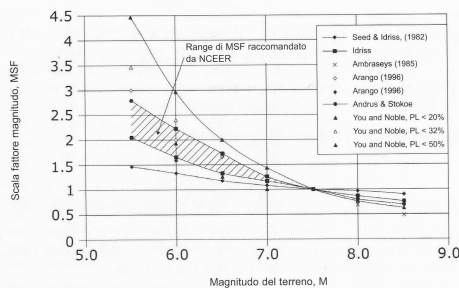


Figura 2.18. Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori (da Youd e Noble, 1997)

Per terremoti di magnitudo minore o maggiore di 7,5 il valore CRR deve essere corretto secondo la equazione $CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$, ove il coefficiente di correzione MSF, (arrotondato a favore di sicurezza) assunto in base alla magnitudo max attesa, è stato inserito nei calcoli assumendo il "range di MSF raccomandato da NCEER" la cui funzione (fascia a tratteggio in figura) media la fascia dei valori ottenuti da varie formulazioni di diversi autori (da Youd & Noble 1997) da utilizzare in questo caso per $M < 7,5$.

Inoltre CSR è corretto (in caso di magnitudo diversa da 7.5) per l'effetto di aumento non-lineare della resistenza di liquefazione con incremento dello stress effettivo iniziale del sovraccarico.

Il valore numerico di questo fattore di correzione è funzione dei valori di densità relativa (Dr) che nel caso di test CPT è determinata dalla relazione di Jamiolkowski et al. (1985).

Numeri autori nonché la normativa sismica in Regione Emilia Romagna, attribuisce al coefficiente di sicurezza F_{SL} i seguenti significati:

- $F_{SL} > 1$ **si possono escludere fenomeni di liquefazione**
- $F_{SL} < 1$ **è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.**

Ottenuto il parametro F_{SL} è possibile operare una stima del potenziale di liquefazione del sito in esame tramite l'Indice del potenziale di Liquefazione (I_L), che rappresenta una stima degli effetti della liquefazione, in base allo spessore e profondità delle zone eventualmente liquefacibili.

Il valore di I_L è solitamente calcolato sino a 15 m di profondità, ottenuto da formulazioni di Iwasaki et Al. (1982), asserendo che la severità dell'evento di liquefazione, è tendenzialmente proporzionale ai fattori:

- Spessore dello strato liquefacibile
- Prossimità dello strato liquefacibile alla superficie
- Fattore di sicurezza $F_s < 1$.

Il valore di I_L è ottenuto dalla relazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

Dove:

se $F_s > 1$ $F(z) = 0$
 $F_s \leq 1$ $F(z) = 1 - F_s$
 $w(z) = 10 - 10(z/z_{crit})$ (z = prof. in m)
 dz incremento differenziale profondità

l'equazione integrale sopra esposta fornisce i valori di I_L nel campo 0-100, con le seguenti classi di rischio:

I_L	Rischio Suscettibilità liquefazione
$I_L = 0$	Molto prob. non si ha liquefazione
$0 \leq I_L < 5$	Rischio liquefazione basso
$5 \leq I_L < 15$	Rischio Liquefazione Alto.
$I_L > 15$	Rischio Molto alto

References per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s , sopra esposto:

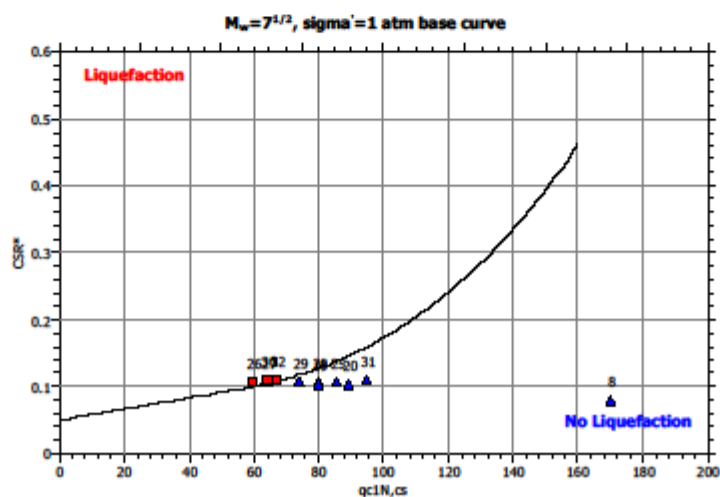
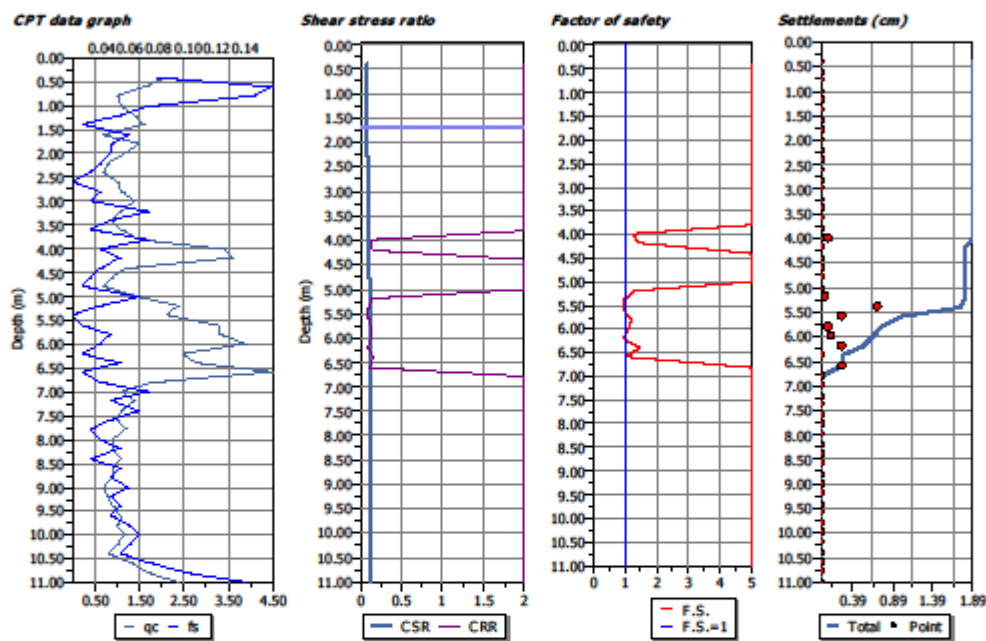
- Andrus D R, Piratheepan P, Ellis S B, Zhang J, Juang C H (2004) Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24
- Li K D, Juang C H, Andrus D R (2007) Index Properties-Based Criteria for Liquefaction Susceptibility of Clayey Soils: A Critical Assessment, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-2: General rules for buildings.
- Gutierrez M, Duncan J M, Woods C, Eddy M (2003), Development of a Simplified Reliability - Based Method for Liquefaction Evaluation, Civil and Environmental Engineering - Virginia Polytechnic Institute & State University.
- Idriss M I, Boulanger R W (2004) Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Department of Civil & Environmental Engineering - University of California.
- Iwasaki T, Tokida K, Tatsuko F, Yasuda S (1978) A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various site in Japan, Proc. 2nd. Int. Conf. on microzonation, San Francisco, Vol.2.
- Zhang G, Robertson P K, Brachman R W I (2002) Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, Can. Geotechnical Journal, Vol. 39, pp. 1168-1180.
- Ishihara K, Yoshimine M (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188
- Yoshimichi T, Ishihara K, Sawada S (2004) Settlement of Silty Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 44, No. 5, pp. 135-148.
- Juang C H, Fang Y S, Khor H E (2006) First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT, Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132
- Juang C H, Yuan H, Lee D H, Ku C S (2001) Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, pp. 241-258.
- Lunne T, Robertson P K, Powell M J J (1997) Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
- Olsen R S (1997) Cyclic liquefaction based on the cone penetration test", Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York as Buffalo, pp. 225-276.
- Olson M S, Stark D T (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129.
- Robertson P K, Wride C E (1997) Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT, Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, State University of New York as Buffalo, pp. 41-87.
- Robertson P K, Campanella R G (1985) Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111
- Seed et al (2003) RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30.
- Youd L T, Idriss I M (1996) Proceedings of the NCEER Workshop on the Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, Utah. Cetin K O, Seed B R, Kiureghian A, Tokimatsu K, Harder L F, Kayen R E, Moss R S (2006) Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130. Moss R S, Seed B R, Kayen R E, Stewart J P, Kiureghian A, Cetin O K (2006) CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132.



GeLogismiki
Geotechnical Engineering Software
License in use to TECNOGEO dr. R. Triches
Via Pascoli n. 53 - 41012 Carpi (MO) ITALY

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**Project title : vulnerabilità sismica scuola Canolo "don P. Borghi"****Project subtitle : verifica liquefazione Cpt1****Input parameters and analysis data**

In-situ data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	1.70 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	5.90
Analysis method:	Robertson (1998)	Peak ground acceleration:	0.26 g
Fines correction method:	Robertson (1998)	User defined F.S.:	1.00



Segue (dati verifica liquefacibilità cpt 1):



This software is licensed to : Riccardo Triches

:: Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _s	I _L	Point ID	F	w _s	I _L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.07	7.30	0.11
27	0.03	7.20	0.05	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.04	6.90	0.05
31	0.00	6.80	0.00	32	0.01	6.70	0.01
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00

Overall potential I_L : 0.22

I_L = 0.00 - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 I_L > 15.00 - Liquefaction certain

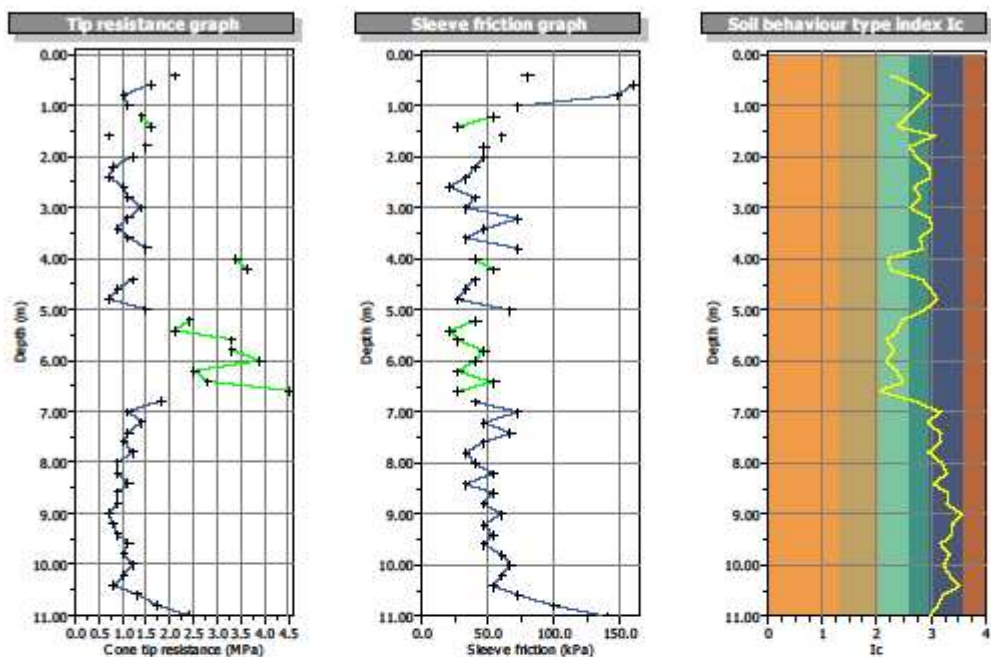
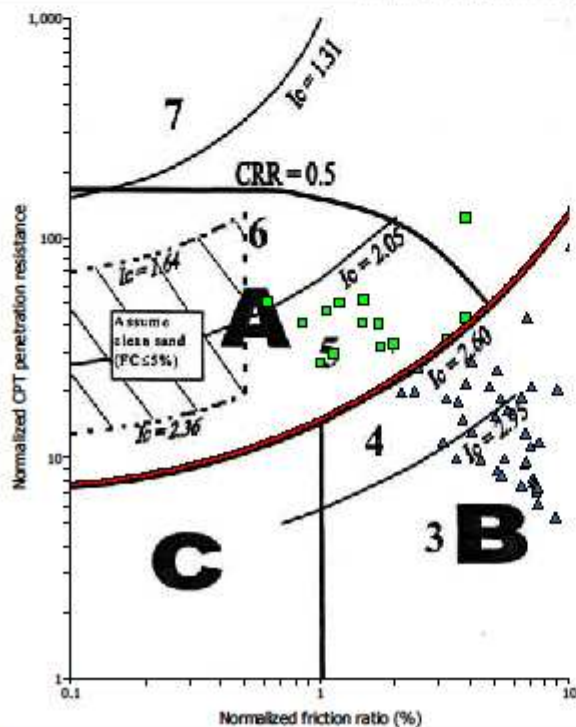
Segue (dati verifica liquefacibilità cpt 1):

**GeLogismiki**

Geotechnical Engineering Software

License in use to TECNOGEO dr. R. Triches

Via Pascoli n. 53 - 41012 Carpi (MO) ITALY

**Summary of liquefaction potential**

Zone A: Cyclic liquefaction possible - depends on size and duration of cyclic loading.
Zone B: Liquefaction unlikely - check other criteria.
Zone C: Flow/cyclic liquefaction possible - depends on soil plasticity and sensitivity as well as size and duration of cyclic loading.

— I_c cutoff value (2.60)

▲ Point does not meet criteria (assumed not susceptible to liquefaction)

■ Point meets criteria and will be tested

Total points: 54
 Points accepted for testing: 14
 Points excluded for testing: 40

Soil type index legend

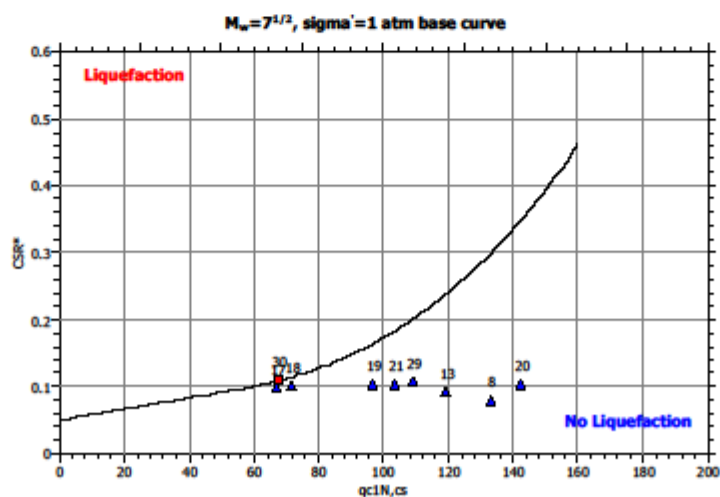
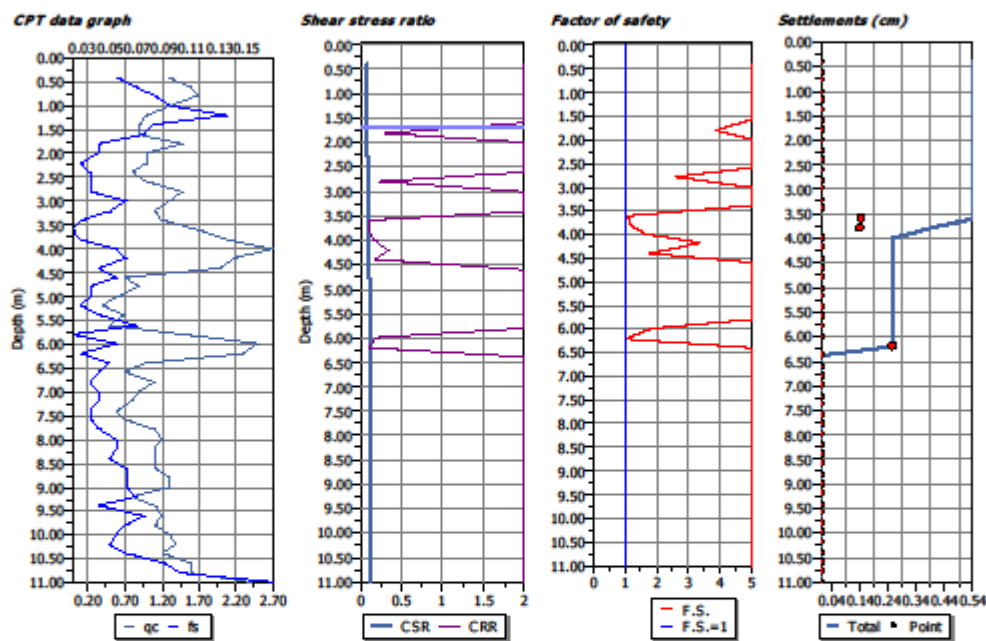
- Gravelly sand to dense sand
- Sands: clean sand to silty sand
- Sand mixtures: silty sand to sandy silt
- Silt mixtures: clayey silt to silty clay
- Clays: silty clay to clay
- Organic soils: peats



GeLogismiki
Geotechnical Engineering Software
License in use to TECNOGEO dr. R. Triches
Via Pascoli n. 53 - 41012 Carpi (MO) ITALY

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**Project title : vulnerabilità sismica scuola Canolo "don P. Borghi"****Project subtitle : verifica liquefazione Cpt12****Input parameters and analysis data**

In-situ data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	1.70 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	5.90
Analysis method:	Robertson (1998)	Peak ground acceleration:	0.26 g
Fines correction method:	Robertson (1998)	User defined F.S.:	1.00



Segue (dati verifica liquefacibilità cpt 2):



This software is licensed to : Riccardo Triches

:: Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _s	I _L	Point ID	F	w _s	I _L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.00	6.70	0.00
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00

Overall potential I_L : 0.00

I_L = 0.00 - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probable
 I_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probable
 I_L > 15.00 - Liquefaction certain

Segue (dati verifica liquefacibilità cpt 2):

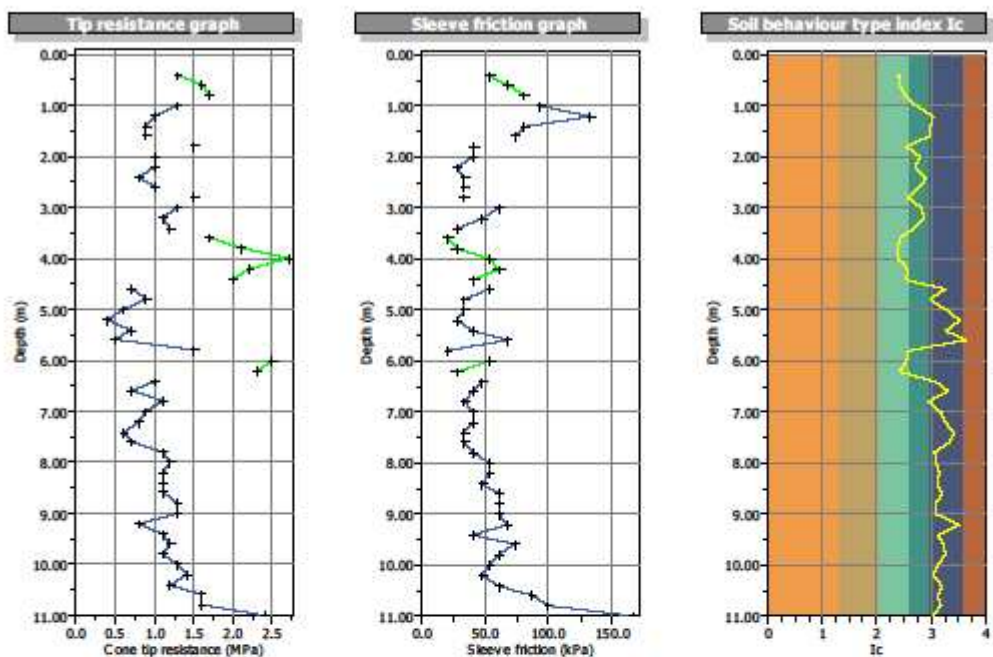


GeLogismiki

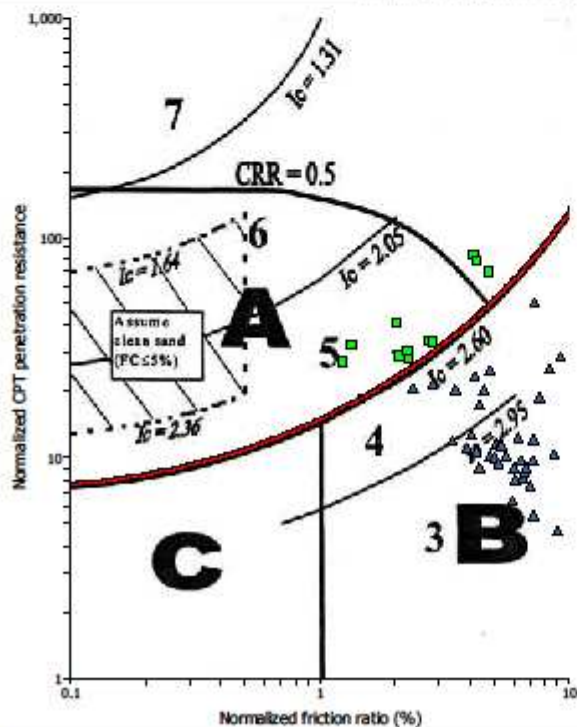
Geotechnical Engineering Software

License in use to TECNOGEO dr. R. Triches

Via Pascoli n. 53 - 41012 Carpi (MO) ITALY



Summary of liquefaction potential



Zone A: Cyclic liquefaction possible - depends on size and duration of cyclic loading.
Zone B: Liquefaction unlikely - check other criteria.
Zone C: Flow/cyclic liquefaction possible - depends on soil plasticity and sensitivity as well as size and duration of cyclic loading.

— I_c cutoff value (2.60)

▲ Point does not meet criteria (assumed not susceptible to liquefaction)

■ Point meets criteria and will be tested

Total points: 54
 Points accepted for testing: 12
 Points excluded for testing: 42

Soil type index legend

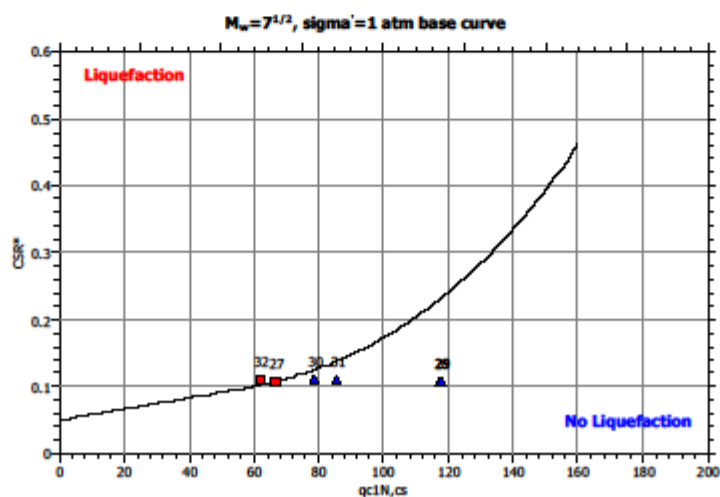
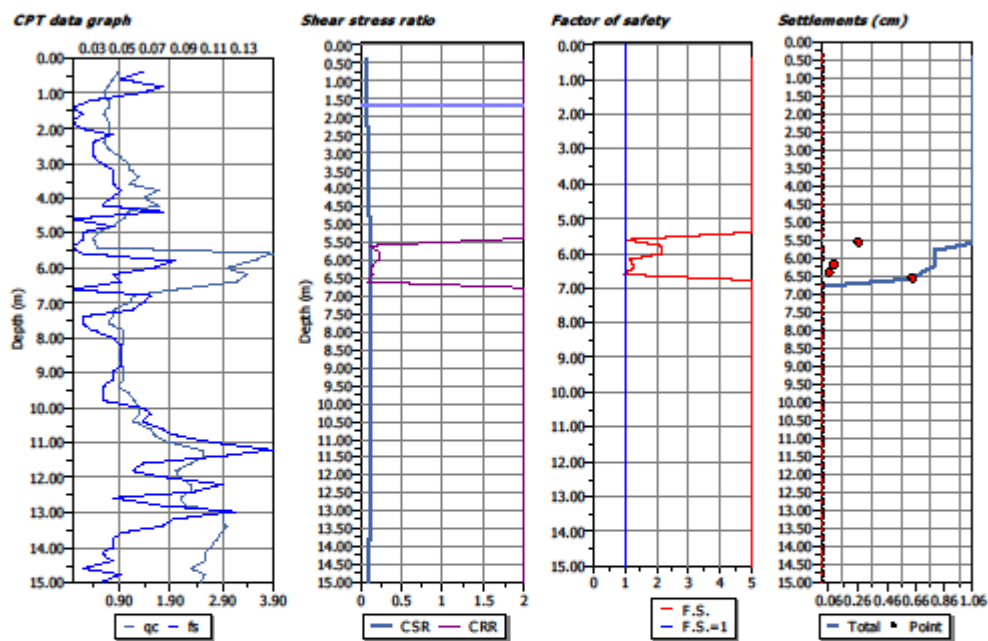
- Gravelly sand to dense sand
- Sands: clean sand to silty sand
- Sand mixtures: silty sand to sandy silt
- Silt mixtures: clayey silt to silty clay
- Clays: silty clay to clay
- Organic soils: peats



GeLogismiki
Geotechnical Engineering Software
License in use to TECNOGEO dr. R. Triches
Via Pascoli n. 53 - 41012 Carpi (MO) ITALY

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**Project title : vulnerabilità sismica scuola Canolo "don P. Borghi"****Project subtitle : verifica liquefazione Cpt3****Input parameters and analysis data**

In-situ data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	1.70 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	5.90
Analysis method:	Robertson (1998)	Peak ground acceleration:	0.26 g
Fines correction method:	Robertson (1998)	User defined F.S.:	1.00



Segue (dati verifica liquefacibilità cpt 3):



This software is licensed to : Riccardo Triches

:: Overall liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _s	I _L	Point ID	F	w _s	I _L
1	0.00	9.80	0.00	2	0.00	9.70	0.00
3	0.00	9.60	0.00	4	0.00	9.50	0.00
5	0.00	9.40	0.00	6	0.00	9.30	0.00
7	0.00	9.20	0.00	8	0.00	9.10	0.00
9	0.00	9.00	0.00	10	0.00	8.90	0.00
11	0.00	8.80	0.00	12	0.00	8.70	0.00
13	0.00	8.60	0.00	14	0.00	8.50	0.00
15	0.00	8.40	0.00	16	0.00	8.30	0.00
17	0.00	8.20	0.00	18	0.00	8.10	0.00
19	0.00	8.00	0.00	20	0.00	7.90	0.00
21	0.00	7.80	0.00	22	0.00	7.70	0.00
23	0.00	7.60	0.00	24	0.00	7.50	0.00
25	0.00	7.40	0.00	26	0.00	7.30	0.00
27	0.00	7.20	0.00	28	0.00	7.10	0.00
29	0.00	7.00	0.00	30	0.00	6.90	0.00
31	0.00	6.80	0.00	32	0.06	6.70	0.09
33	0.00	6.60	0.00	34	0.00	6.50	0.00
35	0.00	6.40	0.00	36	0.00	6.30	0.00
37	0.00	6.20	0.00	38	0.00	6.10	0.00
39	0.00	6.00	0.00	40	0.00	5.90	0.00
41	0.00	5.80	0.00	42	0.00	5.70	0.00
43	0.00	5.60	0.00	44	0.00	5.50	0.00
45	0.00	5.40	0.00	46	0.00	5.30	0.00
47	0.00	5.20	0.00	48	0.00	5.10	0.00
49	0.00	5.00	0.00	50	0.00	4.90	0.00
51	0.00	4.80	0.00	52	0.00	4.70	0.00
53	0.00	4.60	0.00	54	0.00	4.50	0.00
55	0.00	4.40	0.00	56	0.00	4.30	0.00
57	0.00	4.20	0.00	58	0.00	4.10	0.00
59	0.00	4.00	0.00	60	0.00	3.90	0.00
61	0.00	3.80	0.00	62	0.00	3.70	0.00
63	0.00	3.60	0.00	64	0.00	3.50	0.00
65	0.00	3.40	0.00	66	0.00	3.30	0.00
67	0.00	3.20	0.00	68	0.00	3.10	0.00
69	0.00	3.00	0.00	70	0.00	2.90	0.00
71	0.00	2.80	0.00	72	0.00	2.70	0.00
73	0.00	2.60	0.00	74	0.00	2.50	0.00

Overall potential I_L : 0.09I_L = 0.00 - No liquefactionI_L between 0.00 and 5.00 - Liquefaction not probableI_L between 5.00 and 15.00 - Liquefaction probableI_L > 15.00 - Liquefaction certain

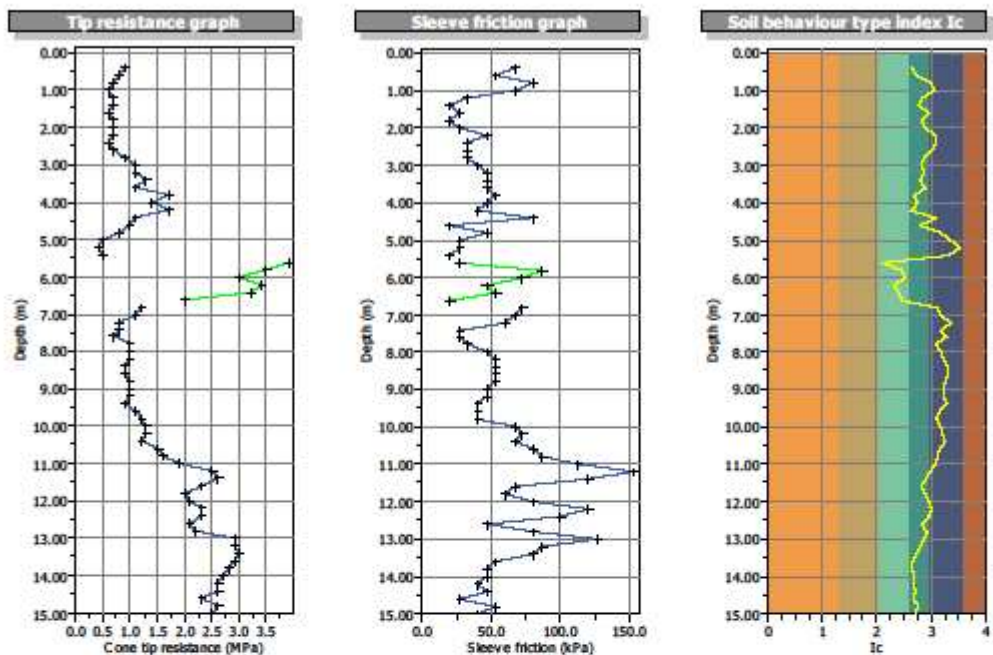
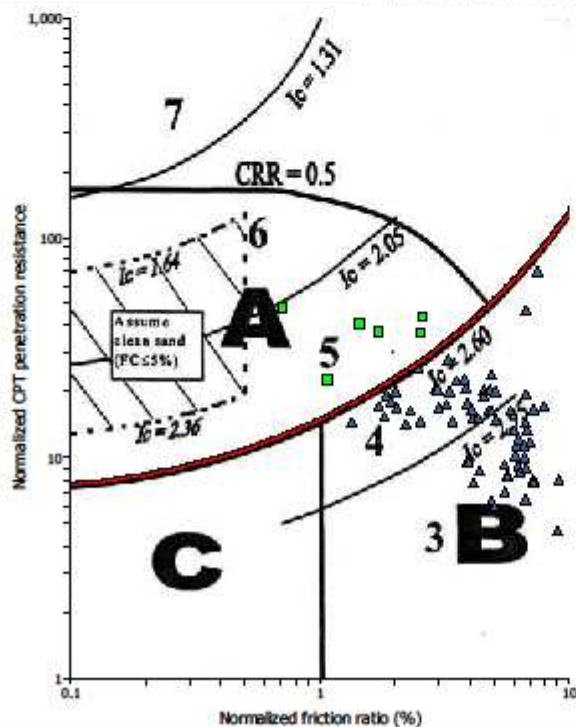
Segue (dati verifica liquefacibilità cpt 3):

**GeLogismiki**

Geotechnical Engineering Software

License in use to TECNOGEO dr. R. Triches

Via Pascoli n. 53 - 41012 Carpi (MO) ITALY

**Summary of liquefaction potential****Zone A:** Cyclic liquefaction possible - depends on size and duration of cyclic loading.**Zone B:** Liquefaction unlikely - check other criteria.**Zone C:** Flow/cyclic liquefaction possible - depends on soil plasticity and sensitivity as well as size and duration of cyclic loading.— I_c cutoff value (2.60)

▲ Point does not meet criteria (assumed not susceptible to liquefaction)

■ Point meets criteria and will be tested

Total points: 74
 Points accepted for testing: 6
 Points excluded for testing: 68

Soil type index legend

- Gravelly sand to dense sand
- Sands: clean sand to silty sand
- Sand mixtures: silty sand to sandy silt
- Silt mixtures: clayey silt to silty clay
- Clays: silty clay to clay
- Organic soils: peats

LiqIT v.4.7.7.1 - Soil Liquefaction Assessment Software

1

Da quanto sopra sono stati ottenuti i risultati sotto esposti:



verticale n.	Tot punti Analizzati/Verificati con calcolo di Fs	Punti con Fs <1	Valore tot. I_L della verticale cpt	Valore Fs	Punto n./prof. (Con Fs<1)	Spessore strato esaminato (m)
Cpt1	54/14	4	0.22	0.93	26/-5.4	0.2
				0.97	27/-5.6	0.2
				0.96	30/-6.2	0.2
				0.99	32/-6.6	0.2
Cpt2	54/12	1	0.00	1.00	27/-5.6	0.2
Cpt3	74/6	2	0.09	1.00	27/-5.6	0.2
				0.94	32/-6.6	0.2

Da cui si evince che dalle verifiche sopra esposte, solo 4 punti in cpt1, 1 in cpt2 e 2 in cpt3 (quindi prob. non continui lateralmente ad eccezione del livelletto con spessore di 20 cm a -5,6 m) ed a spessore molto ridotto (0,2m) sono risultati con $F_s < 1$.

Ogni verticale viene infatti discretizzata in straterelli di 20 cm di spessore, numerati progressivamente dall'alto, quindi dai dati delle tabelle sopra esposte, si nota che i livelli con $F_s < 1$ sono solo alcuni straterelli isolati inoltre il valore del rischio di potenziale Liquefazione I_L , è < 1 e molto prossimo a zero, quindi se ne può dedurre che il Rischio di fenomeni di liquefazione può essere considerato come:

Rischio Suscettibilità liquefazione	
$0 \leq I_L < 5$ (valore $I_L < 1$ e molto vicini a 0)	varia da "basso a Molto prob. non si ha liquefazione"

Si ricorda in ogni caso ed a maggior chiarezza che **comunque** qualora, come nel caso in esame, alcuni dei punti verificati (con spessore molto ridotto) presentano coefficienti $F_s < 1$ (ma molto prossimi a 1), con indicazione di un potenziale fenomeno di liquefazione, non necessariamente questo produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture interagenti con il terreno.

Infatti ammettendo che il fenomeno di liquefazione sia avvenuto, possono **eventualmente** verificarsi riduzioni di capacità portante e cedimenti, a seconda di diversi parametri, tra cui:

caratteri peculiari
1. spessore ed estensione (continuità laterale) dello strato liquefatto
2. spessore di materiale non soggetto a liquefazione che ricopre quello liquefatto,
3. pendenza del terreno,
4. eventuale prossimità dello strato liquefatto alla superficie libera

Quindi anche nel caso che alcuni valori di verifica alla liquefazione, non siano ritenuti soddisfatti, è consigliabile valutare la stima degli effetti indotti sull'opera in analisi, prima di prevedere interventi di miglioramento o consolidamento dei terreni.

Ad esempio se per l'opera in esame è richiesta una classe A di prestazione, allora è richiesto che la liquefazione non avvenga, con riferimento ad un terremoto di livello L_2 .

Per classi di prestazione B o C (in particolare in zone a bassa sismicità), la liquefazione non deve necessariamente essere evitata a priori (soprattutto per terremoti di livello L_2), ma se ipotizzata dalle verifiche, ne possono essere attentamente stimati gli effetti (cfr. norme AGI marzo 2005 Cap. 7.8).

Alcune metodologie semplificate consentono, con sensibili approssimazioni, di stimare gli eventuali effetti della liquefazione.

Le verifiche suscettibilità alla liquefazione sopra esposte, sono state eseguite **a favore di sicurezza**, cioè imponendo un $M_w=5.9$ (valore non ancora ufficializzato per la zona in esame).

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In relazione alla valutazione del carico ammissibile sui terreni, si evince che quest'ultimo è funzione del tipo di variabilità verticale e laterale, del grado di compressibilità e delle diverse sollecitazioni nei litotipi sottostanti le fondazioni, funzione delle differenti tipologie fondali e dimensioni delle stesse.

In relazione al piano d'incastro delle opere fondali, si ricorda che queste ultime devono sempre essere congruenti alle indicazioni sotto riportate:

- *Sottostare alla max profondità del gelo del terreno (per le nostre zone, pari almeno a circa 50-60 cm)*
- *Essere più profonde di zone soggette a considerevoli variazioni di volume per fluttuazioni dell'umidità, in superficie.*
- *Sottostare l'eventuale strato sovra consolidato più superficiale*

E' quindi importante che le fondazioni siano incastrate a profondità tale da non risentire delle variazioni stagionali del tenore d'umidità, perché il terreno più superficiale, a composizione essenzialmente argillosa, può essere soggetto a rigonfiamenti nella stagione autunnale invernale e disidratazione con fessurazioni in quella estiva.

Verifiche geotecniche allo SLU

carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Dalle verifiche geotecniche svolte, risulta, utilizzabile il seguente valore per la Resistenza R_d^* , per fondazioni dirette e relativo piano di posa:

Resistenza
 $R_d^* = 0.74 \text{ kg/cmq}$
(valore in condizioni dinamiche)

Piano di posa (IPOTIZZATO)
 $D = -1.0 \text{ m}$
da piano campagna al momento delle cpt

scorrimento sul piano di posa □

come sopra ricordato in mancanza dei valori strutturali V_b e N_b tale verifica non è impostabile; in alternativa è stato però valutato l'effetto di plasticizzazioni ai bordi di fondazione, che con un valore di resistenza di progetto (cond. Dinamiche) pari a: $R_d^* = 0.74 \text{ kg/cmq}$ ha dato coefficiente di sicurezza: $\gamma_R \cong 1,27/1.39 >$ del valore 1.1 previsto da NTC08.

Verifiche geotecniche allo SLE

Stabilità globale □

La determinazione dei valori di S_d (cedimenti di progetto) e S_c (soglia massima tollerabile dei cedimenti caratteristici) negli stati Limite di Esercizio e quindi del relativo carico massimo tollerabile, sono legati alle azioni trasmesse in fondazione.

I terreni infatti subiscono (in base alle azioni trasmesse) deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa; le componenti verticali di tali spostamenti (cedimenti) assumono valori valutabili in relazione alle dimensioni fondali e devono corrispondere ai valori massimi fissati (dal progetto) per le caratteristiche prestazionali, scelte per la struttura in elevazione.

Il progettista delle strutture in accordo con la committenza, dovrà in fase esecutiva, verificare la congruità fra carico strutturale di progetto (E_d), cedimento S_d di progetto.

Quest'ultimo dovrà risultare congruente alla soglia massima tollerabile (S_c) stabilita dal progettista-committente, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura da verificare.

In relazione alla possibilità di esecuzione od utilizzo di pozzi idrici freatici, si sconsiglia l'esecuzione di nuovi pozzi od utilizzare opere d'emungimento esistenti, nelle vicinanze dell'edificio in esame, dato che prelevando acqua dal primo sottosuolo (pozzi freatici), si potrebbero innescare fenomeni di consolidazione non controllata dei terreni al di sotto delle fondazioni, causando fenomeni di assestamento non prevedibili, con possibilità di innescare lesioni negli edifici fuori terra.

Si ricorda inoltre che le opere di emungimento di acqua dal sottosuolo devono essere sempre eseguite con la massima attenzione ed opportunamente disciplinate e progettate, in ottemperanza ai dettati del D.M. 11-3-88 comma I: Emungimenti da falde idriche.

In base alla nuova classificazione sismica il comune di **Correggio**, è classificato in zona 3, a medio basso valore di sismicità, con accelerazione orizzontale di ancoraggio [ag/g] come DETTAGLIATAMENTE calcolato in base alle norme NTC 08 pari per ipotesi SLV x una classe d'uso (C_U III) $ag/g = 0.174$.

Nel contesto della definizione dell'azione sismica di progetto (cfr. All2 Ord. 3274/03) in base alle indagini sismiche direttamente eseguite, è possibile attribuire al sito di intervento, una **Categoria del suolo di fondazione di tipo C**, poiché dalle indagini svolte risulta una velocità delle onde di taglio pari a $V_{s30} = 222$ m/sec, calcolata fra 1-31 m da pc.

In base a quanto previsto da DM 14-01-08 Norme Tecniche per le Costruzioni, si evince che i terreni del sottosuolo dell'area:

- non sono stati rilevati spessori "importanti", soggetti a fenomeni di liquefazione; (si segnalano alcuni punti [4 in cpt1, 1 in cpt2 e 2 in cpt3] delle verticali eseguite con $F_s < 1$ (ma molto prossimi a 1), si tratta di livelletti a debole spessore [0,2 m] e non continui lateralmente ad eccezione del livelletto a spessore 20 cm presente a -5,6 m).
- In relazione a fenomeni locali di amplificazione stratigrafica, dalle analisi sopra esposte in dettaglio, considerando il coefficiente d'amplificazione stratigrafico, calcolato l'accelerazione orizzontale di picco max superficiale nell'area d'intervento, può essere assunta pari a:

$$a_{max} = 0.25g \text{ (come da NTC08)}$$

(durante l'ultima crisi sismica emiliana parrebbe aver raggiunto 0.264g)

In riferimento ai parametri utilizzati nelle verifiche geotecniche e sismiche in base al DM 14-1-08, sono stati considerati i seguenti valori:

Vita Nominale (V _N):	≥ 50 anni
Classe d'uso (C _U):	III coeff. 1.5
Periodo riferimento azione sismica (V _R):	V _N *C _U = ≥75 anni

Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno	GEO
Design Approach: DA 2 combinazione "unica"	coeff. parziali A1, M1, R3
Stato limite di esercizio previsto	SLV (salvaguardia della Vita)
Probabilità di superamento evento sismico (P _{VR})	10%
Limite periodo di ritorno (TR) per SLV	713 anni

accorgimenti ed attenzioni:

- (a) non prevedere per eventuali nuovi corpi o porzioni edilizie, da realizzare in aderenza a quelle esistenti, l'utilizzo di elementi strutturali/fondali di quelle esistenti, in modo che l'evoluzione della consolidazione nei terreni di fondazione, possa svilupparsi indipendentemente dal coinvolgimento delle strutture preesistenti.
- (b) In ogni caso per porzioni e/o edifici contigui dovrà essere prevista un'adeguata distanza dalle strutture adiacenti, in modo da garantire adeguati giunti sismici antimartellamento.

Carpi li 06-06-12

Dr. Geol. RICCARDO TRICHES

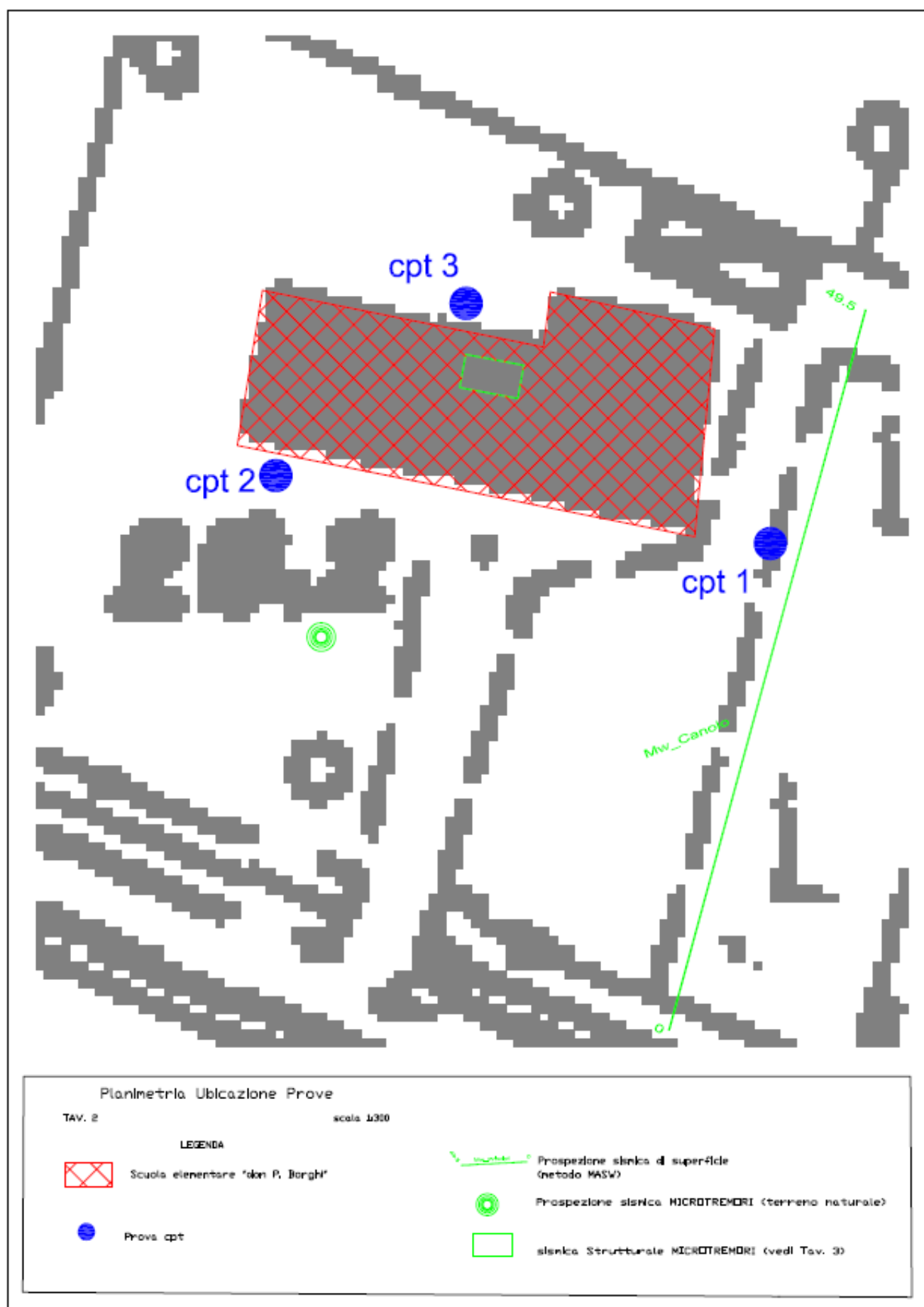
Planimetria Ubicazione Area

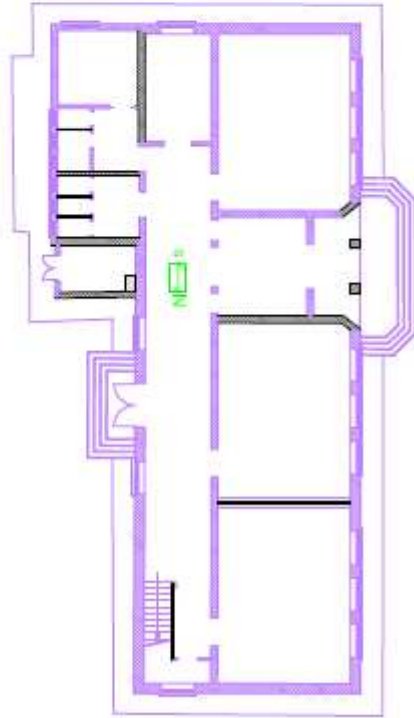
Tav. 1

scala 1:5000

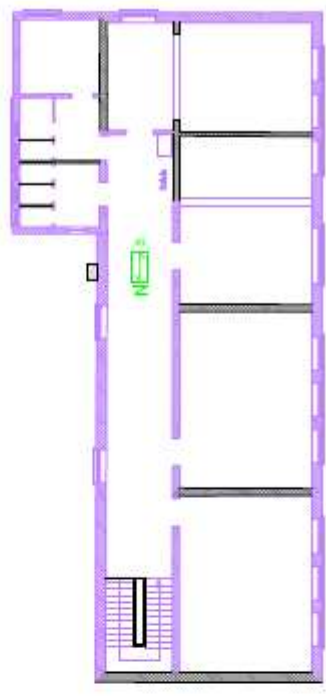
CTR 183132 Cognento



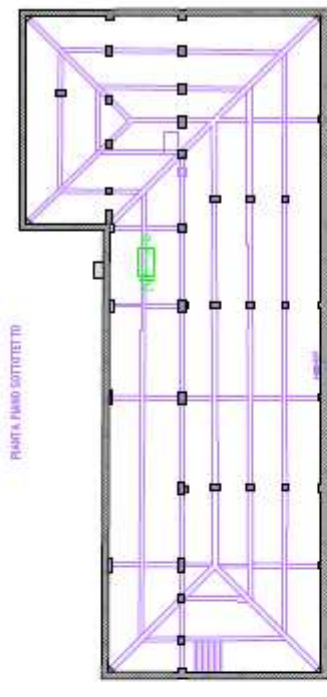




Piano Terra (P0)



Piano Primo (P1)



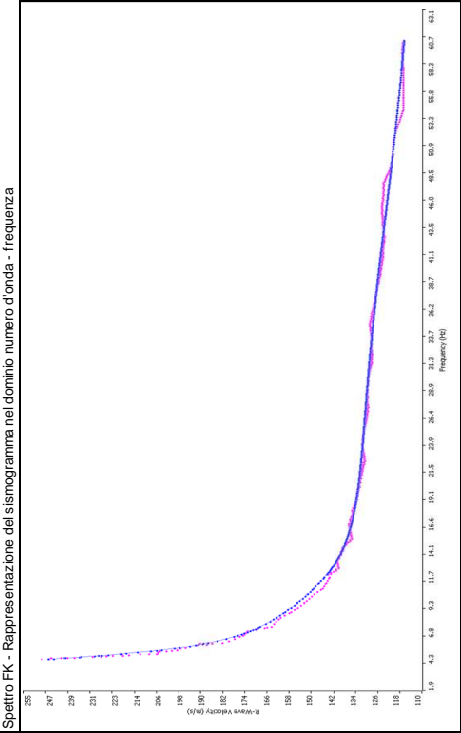
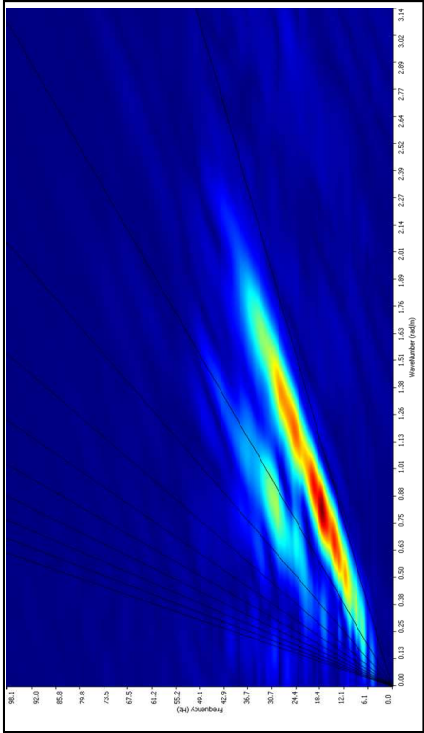
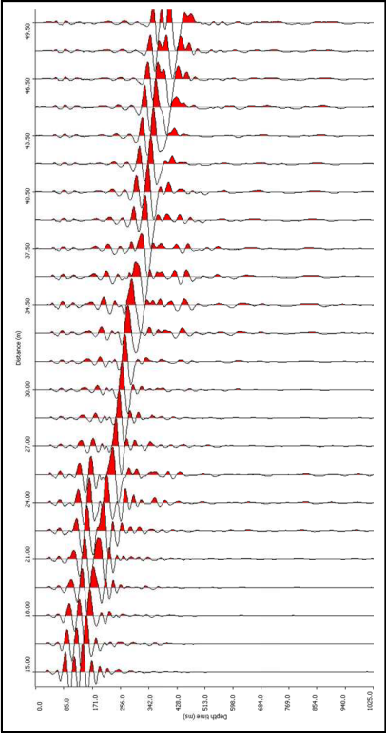
Piano Secondo (P2 sottotetto)



Planimetria Prove Microtremori strutturali
TAV. 3
scala 1:200

LEGENDA

-  S Microtremori su struttura (ubicazione strumental)
-  S Asse N-S strumentale



Sovrapposizione curva di dispersione calcolata /curva teorica rappresentata nel dominio Frequenza/Velocità

V_{s30} calcolata in base al art. 3.2.2. del NTC08

Prof. posa fondazione in m da pc= 1

$V_s \ 1 / 31 = 222 \text{ m/sec}$

PROFONDITA' FONDAZIONE COMUNICATA DAL PROGETTISTA/COMMITTENTE

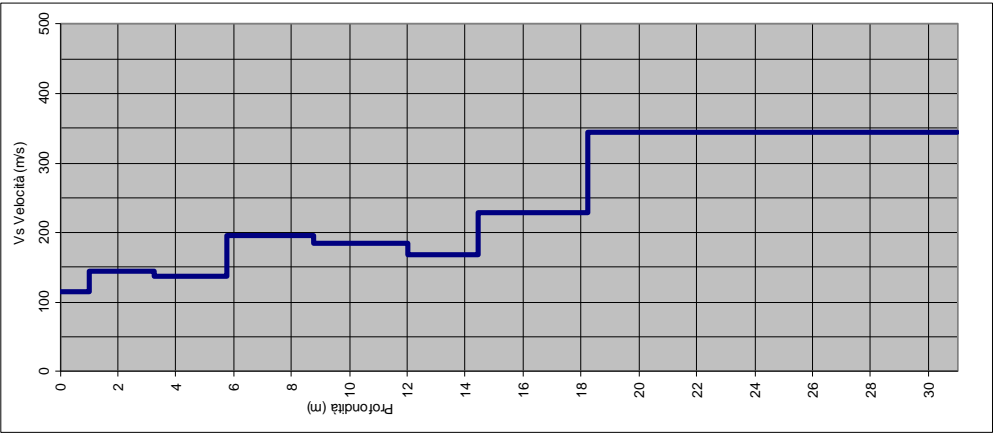


Grafico velocità/profondità onde di taglio Vs

Risultati elaborazione			
Strato	Profondità da	Spessore a	Vel m/sec
Strato1	0.00	1.02	1.02
Strato2	1.02	3.24	2.22
Strato3	3.24	5.76	2.52
Strato4	5.76	8.75	2.99
Strato5	8.75	12.03	3.28
Strato6	12.03	14.44	2.41
Strato7	14.44	18.21	3.77
Strato8	18.21	30.00	11.79

$$V_{s\ 30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s\ i}}}$$
$$V_{s30} = 213 \text{ m/sec}$$

velocità calcolata dal p.c. naturale

Si ricorda che in base all'art 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008 la Vs 30 di progetto è riferita al piano di imposta delle fondazioni superficiali o alla testa dei pali in caso di fondazioni profonde od opere di sostegno di terreni naturali.

Caratteristiche Indagine			
Ubicazione indagine			
Sismografo	PASI SG24		
Geofoni	Geospace		
N° geofoni a 4,5Hz	24		
Spaziatura geofoni	1.5		m
Lunghezza sterndimento geofonico	34,5		m
Energizzazione	15		m
Lunghezza totale sterndimento	49,5		m

PROSPERAZIONE SISMICA DI SUPERFICIE	
METODOLOGIA MASW	
COMMITTENTE:	
Comune di Correggio	
LOCALITA':	
Canolo di Correggio (RE)	
CANTIERE:	
Scuola di Canolo	
TECNOGEOFISICA snc	
Via Malta, 2 - 41012 Carpi (MO)	
TEL. 059/693491 CELL. 348/7442774	
info@tecnogeofoisica.com	
www.tecnogeofoisica.com	

TECNOGEOFISICA S.n.c.

via Malta, 2 - Carpi (MO)

www.tecnogeo fisica.com

info@tecnogeo fisica.com

Prova CPT n°

1

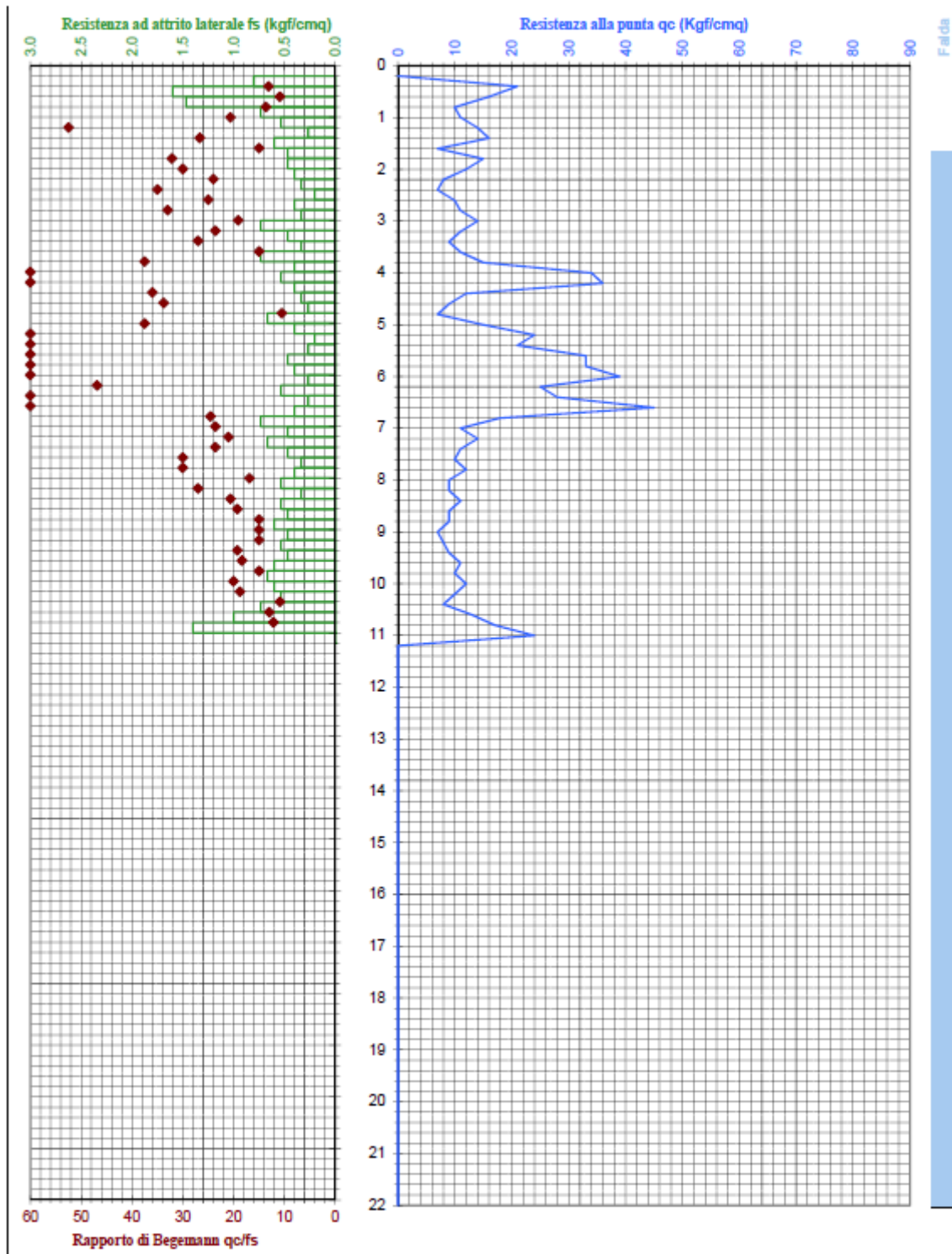
QUOTA: piano campagna

DATA: 22-feb-12

CANTIERE: Scuola di Canolo - Correggio (RE)

COMMITTENTE:

Comune di Correggio

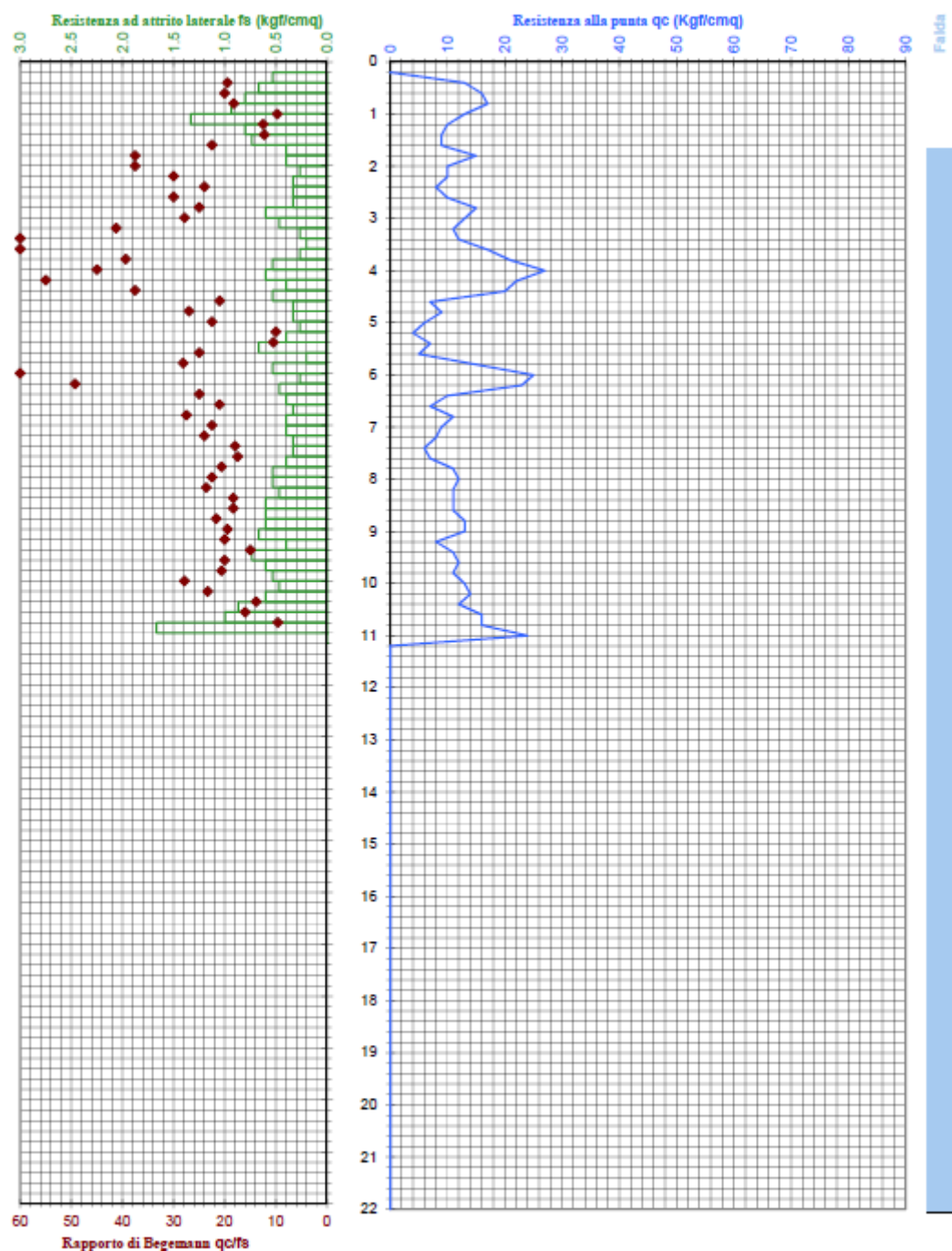


TECNOGEOFISICA S.n.c.
via Malta, 2 - Carpi (MO)
www.tecnogeo fisica.com
info@tecnogeo fisica.com

Prova CPT n° 2

QUOTA: piano campagna
DATA: 22-feb-12
CANTIERE: Scuola di Canolo - Correggio (RE)

COMMITTENTE:
Comune di Correggio



TECNOGEOFISICA S.n.c.

via Malta, 2 - Carpi (MO)

www.tecnogeofisica.com

info@tecnogeofisica.com

Prova CPT n°

3

QUOTA: piano campagna

DATA: 22-feb-12

CANTIERE: Scuola di Canolo - Correggio (RE)

COMMITTENTE:

Comune di Correggio

