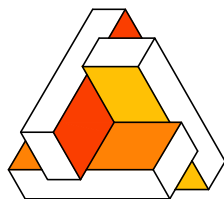


PROVINCIA DI RAVENNA

Ente gestore:

Ente proprietario:



ACER
AZIENDA CASA EMILIA-ROMAGNA
DELLA PROVINCIA DI RAVENNA

CF e P.IVA 00080700396 V.le Farini, 26 - 48121 Ravenna
tel. 0544 210111 - fax 0544 34146 - info@acerravenna.it



**COMUNE DI
FAENZA**

Piazza del Popolo n. 31 - C.A.P. 48018
Telefono 0546691111 - Fax 0546691499

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Progettista Architettonico e coordinamento

Ing. Elisabetta Rivola (A.C.E.R.)

Progettista Impianti elettrici e meccanici

Ing. Salvatore Pillitteri (A.C.E.R.)

Progettista Strutture

Ing. Cangini Daniele

Coordinamento sicurezza:

Ing. Salvatori Muzio

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA

DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI EDIFICIO
SITO IN VIA PONTE ROMANO, 28 - FAENZA (RA)

REALIZZAZIONE DI 6 ALLOGGI DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO 2° STRALCIO

File name: 03 PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO AGOSTO 16.dwg

Disegnatore: Geom. Fiumana G.

Scale grafiche:

Relazione geologica - Tecnica

RS.02

Emissione 12/04/16

Agg. 14/09/16

Agg. 22/11/16

PROVINCIA DI RAVENNA

COMUNE DI FAENZA

**"INDAGINE GEOGNOSTICA SUL TERRENO DI FONDAZIONE DEL
PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA RESIDENZIALE
PUBBLICA DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI EDIFICIO SITO IN
VIA PONTE ROMANO, 28 - FAENZA (RA)"**

RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA

(CON PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA)

COMMITTENTE:

**ACER Ravenna
Viale Farini 26 -
48121 Ravenna**

REDATTO:

Dott. Geol. Oberdan Drapelli

N°938 ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA ROMAGNA

REV.	0	EMISSIONE MAGGIO 2016		
	1			
	2			

**DRAPPELLI DR. OBERDAN -GEOLOGO-
STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
48100 RAVENNA, VIA CERCHIO 57
TEL E FAX 0544-202700 CELL. 338 8439633
E-MAIL oberdandrapelli@aliceposta.it
C.F. DRP BDN 68T22 H199Z P.IVA 01442260392**

INDICE:

1: GENERALITA'	2
2: MODELLO GEOLOGICO.....	4
3: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO	5
3.1: STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO	7
4: MODELLO GEOTECNICO	8
4.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	8
4.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	9
4.3: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO	10
4.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"	11
4.5. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE).....	12
4.6. PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI	16
5: SISMICITA' DELL'AREA	17
5.2: STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	20
6: CONCLUSIONI	22

1: GENERALITA'

Su incarico della committenza si è redatta la presente relazione geologica a corredo del progetto progetto di riqualificazione edilizia residenziale pubblica, demolizione e ricostruzione di edificio sito in via ponte romano, 28 - Faenza (Ra). Il presente studio inteso a verificare l'idoneità dell'area da un punto di vista geologico e geotecnico agli usi proposti, e' basato sull'analisi estesa ad un adeguato intorno degli aspetti geomorfologici, litologici, e idrologici in modo da caratterizzare l'area nel suo insieme in quanto rivestono particolare importanza ai fini della futura edificazione. Una volta definiti gli obbiettivi dell'indagine, si e' proceduto alla raccolta dei dati esistenti in bibliografia ed ai sopralluoghi di campagna. Per la realizzazione dell'intervento, si sono realizzate due prove penetrometriche statiche andate a rifiuto strumentale alla profondità di circa 12 metri dal piano dell'area cortilizia in modo da acquisire i parametri litologici e geotecnici necessari a verificare l'edificabilità e si è realizzata una relazione geofisica mediante la misura di H/V per la determinazione della Vs 30.



planimetria

2: MODELLO GEOLOGICO

Il comune di Faenza è situato al margine esterno dell'Appennino Settentrionale, in corrispondenza della bassa valle del F. Lamone. L'assetto geologico risulta quindi in stretta connessione con l'evoluzione della catena appenninica e più specificatamente del settore indicato come 'autoctono romagnolo, definito da uno stile tettonico che vede associate strutture compressive, rappresentate principalmente da pieghe, pieghe-faglie e sovrascorrimenti ad ampio raggio ad orientamento appenninico NW-SE., e strutture distensive ad orientamento sia appenninico sia trasversale. Per quel che riguarda le unità litostratigrafiche, nell'area sono presenti i depositi più recenti appartenenti alle successioni sedimentarie marine plio-pleistoceniche e le unità alluvionali appartenenti al ciclo di deposizione continentale del pleistocene medio superiore. I depositi marini affiorano principalmente lungo i versanti vallivi e nei tratti erosivi dei corsi d'acqua e sono rappresentati dalla formazione delle Argille grigio-azzurre (Pleistocene inferiore) e dalla formazione delle Sabbie gialle (Pleistocene inf.-medio). Entrambe le formazioni formano una struttura ad assetto monoclinale. Al di sopra delle formazioni marine poggiano, in discordanza, varie unità alluvionali (età Pleistocene medio-superiore), a granulometria eterogenea, variabile da ghiaie grossolane ad argille limose, che costituiscono le superfici terrazzate più antiche presenti nell'alta pianura (terrazzi I° e II° ordine; Formazione di Olmatello; Peliti di copertura delle Sabbie gialle). Queste unità immergono verso NE fino a scomparire al di sotto dei depositi alluvionali più recenti che caratterizzano la media pianura. Questi depositi, di età tardo Pleistocene-Olocene, sono anch'essi formati da sedimenti a granulometria variabile da ghiaie ad argille limose e rappresentano l'apparato di conoidi di deiezione terrazzato del F. Lamone. Infine a nord del limite esterno delle conoidi si ritrovano i depositi alluvionali di bassa pianura costituiti da sedimenti a granulometria variabile dalle sabbie alle ghiaie distribuite in modo conforme alle modalità di deposizione degli ambienti fluviali, quindi

granulometrie decrescenti da monte a valle e dalle aree prossime all'asta del corso d'acqua verso le zone interfluviali.

3: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

Come accennato in precedenza, per la realizzazione e la stesura della relazione si sono realizzate due prove penetrometriche statiche spinte a rifiuto strumentale fino alla profondità di 12.00 metri. Le prove sono state eseguite al piano campagna originario che risulta essere coincidente con il piano delle strade circostanti. Le prove sono state eseguite con attrezzo Pagani da 20 tonnellate di spinta massima con punta meccanica (tipo Begemann). Si sono eseguite misure, ogni 20 cm di avanzamento, di resistenza alla punta locale (R_p) e misure di resistenza all'attrito laterale locale (R_f). Si è inoltre calcolato il rapporto R_p/R_f utile alla interpretazione stratigrafica. La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale (punta / manicotto tipo "Begemann").

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\emptyset = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta conica..... $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono..... $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto... $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

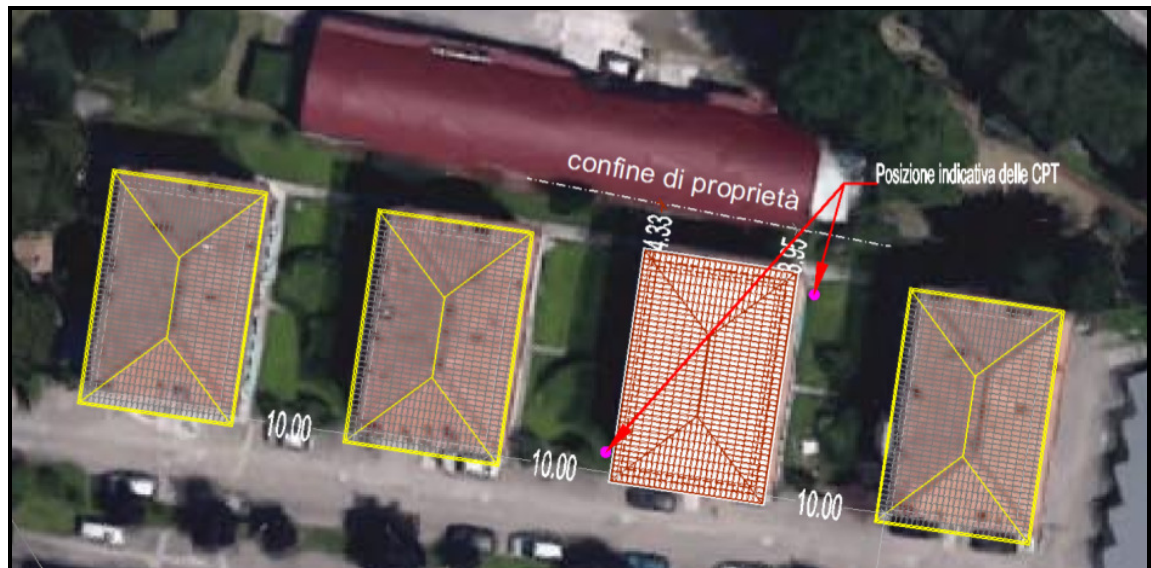
Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture dei manometri, durante l'infissione dello strumento):

- **qc** (kg/cm²) = resistenza alla punta (conica)
- **fs** (kg/cm²) = resistenza laterale (manicotto)
- **Rt** (kg) = resistenza totale (aste esterne)

Oltre all'elaborazione dei **valori di resistenza** del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto Q_c / F_s fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero in base ai valori di Q_c e del rapporto $FR = (F_s / Q_c) \%$ (Esperienze di Schmertmann 1978).

Il livello della falda è variabile e si attesta in profondità nelle ghiaie, ed è soggetto a variazioni stagionali. I diagrammi delle prove eseguite e l'ubicazione sono in calce allegate. attualmente la falda si attestava ad una profondità di circa 8.50/9.00 metri.

Per la classificazione sismica del terreno si è realizzata una indagine geofisica mediante tromino digitale; tale indagine è stata realizzata dal dott. geol Strocchi Stefano.



ubicazione indagini in situ

3.1: STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Le prove penetrometriche eseguite nell'area in esame, sono risultate sostanzialmente omogenee e la stratigrafia ad esse correlata, viene di seguito riportata.

1. 0.00 m a – 0.80 m circa: TERENO RIPORTO CON MACERIE.
2. -0.80 m a – 3.20 m circa: ARGILLA LIMOSA MADIAMENTE CONSOLIDATA.
3. . -3.20 m a – 3.80 m circa: SABBIA LIMOSA.
4. -3.80 m a – 6.20 m circa: ARGILLA LIMOSA/LIMO ARGILLOSO.
5. -6.20 m a – 7.20 m circa: ARGILLA LIMOSA SABBIOSA.
6. -7.20 m a – 8.20 m circa: SABBIA ADDENSATA CON GHIAIA.
7. -8.20 m a – 9.40 m circa: ARGILLA LIMOSA.
8. -9.40 m a – 10.60 m circa: SABBIA ADDENSATA.
9. -10.60 m a – 12.00 m circa: GHIAIA GROSSOLANA ADDENSATA.

4: MODELLO GEOTECNICO

4.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sono stati calcolati i valori caratteristici **X_k** dei parametri del terreno, acquisiti attraverso le indagini geognostiche e alle conoscenze dell'area in esame. I valori caratteristici **X_k** si definiscono calcolando il 5° percentile della distribuzione media della serie di dati ottenuti dalle prove CPT. Tale stima cautelativa indica un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei risultati ottenibili da una serie illimitata di prove, ossia al di sopra del quale troviamo il 95% dei valori della distribuzione media della serie di dati (coesione non drenata **C_u** e angolo d'attrito **Ø**).

Successivamente applicando il fattore riduttivo **Y_M**, sono stati calcolati i valori di progetto della resistenza del terreno **X_d**.

I valori caratteristici sono:

- la coesione non drenata **C_{uk}** (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)
Ø_k

mentre i corrispondenti valori di progetto sono:

- la coesione non drenata **C_{ud}** (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)
Ø_d

MODELLO GEOTECNICO E VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito è riportato il modello stratigrafico ed i valori caratteristici dei litotecnici individuati.

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	γ (t/mc)	$\emptyset m$	$\emptyset k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cm ^q	Ey Kg/cm ^q	Ni
0.00/0.80	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.80/3.20	18.22	16.32	1.91	1.96	27	25	78	73	90	65	0.40
3.20/3.80	42.21	37.01	1.92	1.96	33	30	--	--	90	93	0.30
3.80/6.20	12.11	18.36	1.90	1.93	24.0	21.5	66	64	69	90	0.35
6.20/7.20	22.38	16.32	1.92	1.97	28	25	88	82	90	65	0.40
7.20/8.20	99.21	38.36	1.96	1.99	35	33	--	--	120	98	0.30
8.20/9.40	15.32	19.23	1.94	1.97	25	22	70	66	90	65	0.40
9.40/10.60	55.02	44	1.96	1.98	33	30	--	--	100	98	0.30
10.60/12.00	270.0	55.02	2.05	2.20	37	35	--	--	250	100	0.25

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche all'approccio 1 combinazione 2. in questo caso si fornisce il fattore di sicurezza (o fattore riduttivo) γ_M utilizzato nei calcoli è quello relativo all'**approccio 1 combinazione 2** (in questa quindi si usano i valori della colonna (M2)):

$\gamma_{\phi'} = 1,25$ per i terreni granulari e $\gamma_{cu} = 1,4$ per i terreni coesivi

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_v	1,0	1,0

4.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche. Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Il valore E_d si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove:

E_k = valore caratteristico dell'azione

F_k = azione caratteristica di progetto

X_k = parametro geotecnico caratteristico di progetto

a_d = geometria di progetto

γ_F = coefficiente parziale per le azioni

γ_E = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

γ_M = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$.

Il valore R_d si ricava dalla funzione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

4.3: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

La verifica della suddetta condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono

previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nella scelta dell'approccio di progetto bisogna tener conto che le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite (SLU di tipo geotecnico):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

Tabella 6.4.1 (dell' NTC 2008) - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

4.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"

Il comune di FAENZA (RA) ricade in Zona 2, ai sensi del OPCM 3274 del 20 marzo 2003 e successive variazioni, quindi la combinazione delle azioni da impiegare per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E è la seguente (v. § 2.5.3 dell' NTC 2008):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \text{ (v. § 2.5.5 dell' NTC 2008)}$$

Dove:

- E sono le azioni derivanti da terremoti;
- G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- P è la pretensione o precompressione (se permanenti)
- Q azioni variabili nel tempo

ψ rappresenta la durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile (quasi permanente, frequente, raro).

Quanto detto fin ora dovrà essere usato per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo ed applicato ai valori di E_d fornito dal progettista assieme agli altri fattori riferiti alla struttura vera e propria (carichi tipo di fondazione ecc.) e decidendo quale tipo di approccio si intende intraprendere.

4.5. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)

L'edificio per il quale si va a predisporre l'adeguamento sismico, è stato realizzato mediante fondazioni superficiali su travi dimensioni. Si sono eseguiti i calcoli facendo riferimento ad una trave tipo di dimensioni $b=0.80$ metri impostati alla profondità di circa 1.00 metri dal piano di esecuzione della prova penetrometrica (dimensioni indicative). Per la determinazione della R_d si utilizzata la formula di Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8).

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza: $E_d \leq R_d$

Dove E_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

IL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE E' CALCOLATO COME SEGUE:

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen}\phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \text{sen}\phi'$ per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Il calcolo dello stato limite ultimo viene effettuato sia in condizioni statiche (senza sisma) sia in condizioni dinamiche (con sisma)

Per modificare quanto sopra descritto con i parametri sismici, occorre inserire nella forma precedente i fattori correttivi .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_o è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti k_o e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_o = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Dove:

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$TR = -VR / \ln(1 - PVR)$$

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

FONDAZIONE SU TRAVE DI BASE B=0.80 IMPOSTATI A -1.00 m

SLU STATO LIMITE ULTIMO

1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
 Pressione limite 3.12 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.88 Kg/cm³

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale R3 che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.I (dell' NTC 2008).

Si è inoltre calcolata la SLE di una fondazione a platea di spessore 50 cm impostata prevedendo uno scavo di 1.81 m dall'attuale piano campagna.

SLU STATO LIMITE ULTIMO

1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
 Pressione limite 4.18 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.85 Kg/cm³

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale R3 che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.I (dell' NTC 2008).

4.6. PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI

Si assumono come sovraccarichi applicati al terreno i valori di pressione ammissibile media sopra calcolati. Definendo i seguenti parametri [ΔP_n = incremento di carico dello strato n; m_{vn} = indice di compressibilità volumetrica dello strato n, dedotto da correlazioni empiriche con R_p (resistenza alla punta misurata con il penetrometro), dedotte da tabella ; H_n = spessore dello strato n; ΔS_n = cedimento dello strato n; S_{TOT} = cedimento totale] ed applicandoli alla formula $\Delta S_n = \Delta P_n \times m_v \times H_n$ si sono ottenuti i seguenti cedimenti.

TERRENI COESIVI		TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI		TERRENI GRANULARI	
R_p (kg/cm ²)	$\alpha = M_o/R_p$	umidità W %	$\alpha = M_o/R_p$	R_p (kg/cm ²)	$\alpha = M_o/R_p$
≤5	5.0	≤ %05	3.0	≤5	3
10	4.0	100%	1.5	100	3
15	3.3	200%	1.0	200	3

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su trave, che scarica una pressione di esercizio (SLE) di circa 0.80 kg/cm² si sono ottenuti i seguenti cedimenti:

$$S_{TOT} = 3.21 \text{ cm}$$

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su platea, che scarica una pressione di esercizio (SLE) di circa 0.80 kg/cm² (decurtato del peso del terreno scavato) si sono ottenuti i seguenti cedimenti:

$$S_{TOT} = 3.96 \text{ cm}$$

Come previsto ci si può attendere cedimenti apprezzabili ma usuali per la tipologia del terreno e per la tipologia di intervento edilizio, rimanendo pur sempre entro limiti accettabili. Questo valore calcolato è però riferito ad una fondazione di quel tipo impostata sul terreno naturale.

5: SISMICITA' DELL'AREA

La sismicità dell'area di costruzione viene regolata dal Decreto ministeriale 14 settembre 2005, recante "Norme tecniche per le costruzioni" – di seguito denominato "Decreto ministeriale" – entra in vigore il 23 ottobre 2005, trenta giorni dopo la sua pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale, avvenuta il giorno 23 settembre 2005.**2.** Il Decreto ministeriale detta la normativa tecnica nazionale per le costruzioni, di cui all'art. 54 del D.Lgs. n. 112/1998 e alle altre leggi citate nell'art. 1 dello stesso Decreto ministeriale. Questa prima classificazione costituiva il riferimento necessario per l'applicazione della normativa tecnica prevista dalla medesima Ordinanza.

Quindi anche il comune di Faenza è entrato a far parte delle aree definite a "rischio sismico" e inserita in zona 2; la nuova classificazione sismica mette il territorio del comune di Faenza in zona sismica 2 con accelerazione pari **a 0.25 g secondo la normativa nazionale.**

Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, e in assenza di indagini profonde, il sottosuolo presenta caratteristiche tipiche della categoria "C" aventi una VS30 compresa tra 180 m/sec e 360 m/sec che corrisponde ad un valore di $N_{spt} < 50$ cu < 250 kPa

Questo valore viene calcolato mediante la restituzione dell'indagine geofisica effettuate nei pressi del lotto in esame che ha dato un valore di Vs30 di circa **231 m/sec.**

Parametri sismici

Sito in esame.

latitudine: 44,2879425689664

longitudine: 11,8909828717712

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 17848 Lat: 44,2740Lon: 11,8846 Distanza: 1634,097

Sito 2 ID: 17849 Lat: 44,2749Lon: 11,9543 Distanza: 5246,173

Sito 3 ID: 17627 Lat: 44,3249Lon: 11,9531 Distanza: 6425,467

Sito 4 ID: 17626 Lat: 44,3240Lon: 11,8832 Distanza: 4053,291

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,066 g

Fo: 2,404

Tc*: 0,262 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,084 g

Fo: 2,396

Tc*: 0,270 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,204 g

Fo:	2,439
Tc*:	0,303 [s]
Prevenzione dal collasso (SLC):	
Probabilità di superamento:	5 %
Tr:	975 [anni]
ag:	0,256 g
Fo:	2,495
Tc*:	0,315 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,630
St:	1,000
Kh:	0,020
Kv:	0,010
Amax:	0,972
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,620
St:	1,000
Kh:	0,025
Kv:	0,013
Amax:	1,240
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,400
Cc:	1,560
St:	1,000
Kh:	0,080
Kv:	0,040
Amax:	2,802

Beta: 0,280
SLC:
Ss: 1,320
Cc: 1,540
St: 1,000
Kh: 0,095
Kv: 0,047
Amax: 3,310
Beta: 0,280

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

[Geostru software - www.geostru.com](http://www.geostru.com).

5.2: STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Essendo gli strati sabbiosi saturi presenti nei primi 15/20 metri di profondità quelli potenzialmente liquefacibili, occorre valutare tale potenzialità di liquefazione per gli eventuali strati granulari di potenza superiore al metro, riscontrati nel corso della prova CPT

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15/20 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori > 1,00 m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione.

Per la verifica a liquefazione si è utilizzata la procedura semplificata originariamente sviluppata da Seed & Idriss (1971), basata sulla

correlazione della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR ed un parametro definito domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma CSR. La valutazione della resistenza alla liquefazione CRR è stata eseguita sulla base dei valori di resistenza alla punta q_c ottenuti dalle prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT, opportunamente trasformati in N° colpi prova SPT attraverso la metodologia proposta da Jefferies & Davies (1993):

$$N_{SPT} = q_c / \{0,85[1 - (I_c / 4,75)]\}$$

dove q_c è espresso in MPa e I_c è l'indice di comportamento di terreno calcolato in accordo a Jefferies ($2,05 < I_c < 2,60$ da sabbie limose a limi sabbiosi).

Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR.

Il valore di CRR ottenuto si riferisce ad eventi sismici di magnitudo M pari a 7,5; diversi studi hanno permesso di definire un fattore di scala per la magnitudo sismica di riferimento, denominato MSF.

Nelle verifiche è stato adottato un fattore di scala modificato secondo il metodo NCEER (Seed R. B. et al; 1997, 2003)

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Nspt: N° colpi prova SPT (ricavati dai valori medi di **Rp** per i singoli strati considerati); **Nspt'**: valore normalizzato in funzione della profondità dello strato; σ_{vo} : Pressione totale di confinamento; σ'_{vo} : Pressione efficace di confinamento; **CSR**: Tensione tangenziale ciclica; **CRR**: Resistenza terreno alla liquefazione; **Fsl**: Coefficiente di sicurezza.

Prof. (m) CPT1	% fine	Rp (Kg/cm ²)	Nspt	Nspt'	σ_{vo} (Kg/cm ²)	σ'_{vo} (Kg/cm ²)	CSR	CRR	MSF	FSL
9.40/10.60	17.21	44	18	14.21	3.25	1.66	0.23	0,160	1.5	1.35

le ghiaie di fondo non sono soggette a tale fenomeno in caso di sisma e i sottili livelli sabbiosi presenti nella colonna non saranno soggetti a liquefazione sia perché sono molto sottili sia in quanto questo fenomeno si innesca solo in presenza di falda superficiale.

6: CONCLUSIONI

- La falda freatica è presente nell'area a grande profondità nelle ghiaie salvo una falda temporanea che si potrebbe avere nel caso di evento meteorologico continuo.
- La stratigrafia desunta dalla C.P.T. indica una improbabilità di liquefazione del terreno in caso di evento sismico nell'area interessata e nell'immediato intorno in quanto in prevalenza coerente; i livelli debolmente sabbiosi hanno un contenuto elevato di limo.
- Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, e in assenza di indagini profonde, il sottosuolo presenta caratteristiche tipiche della categoria "C" aventi una VS30 compresa tra 180 m/sec e 360 m/sec che corrisponde ad un valore di $N_{spt} < 50$ $c_u < 250$ kPa. Questo valore viene calcolato mediante la restituzione dell'indagine geofisica effettuate nei pressi del lotto in esame che ha dato un valore di Vs30 di circa **231 m/sec**.

➤ FONDAZIONE NASTRIFORME

SLU STATO LIMITE ULTIMO

1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite 3.12 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.88 Kg/cm³

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale R3 che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.1 (dell' NTC 2008).

Si è inoltre calcolata la SLE di una fondazione a platea di spessore 50 cm impostata prevedendo uno scavo di 1.81 m dall'attuale piano campagna.

SLU STATO LIMITE ULTIMO

1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)
Pressione limite 4.18 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1.85 Kg/cm³

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale R3 che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.1 (dell' NTC 2008).

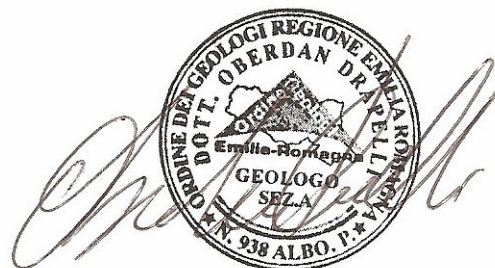
- Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su travi, che scarica una pressione di esercizio (SLE) di circa 0.80 kg/cm² si sono ottenuti i seguenti cedimenti:

$$S_{TOT} = 3.22 \text{ cm}$$

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su platea, che scarica una pressione di esercizio (SLE) di circa 0.80 kg/cm² (decurtato del peso del terreno scavato) si sono ottenuti i seguenti cedimenti:

$$S_{TOT} = 3.96 \text{ cm}$$

RAVENNA MAGGIO 2016



Dott. Geol. Stefano Strocchi
Via Atalarico 64 Ravenna
Cell. 3409372344
e-mail: stefanostrocchi@libero.it
C.F. STRSFN69D23H199E
P.IVA: 02380010393



PROVINCIA DI RAVENNA

COMUNE DI FAENZA

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA
RESIDENZIALE PUBBLICA
DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DI EDIFICIO
SITO IN VIA PONTE ROMANO 28

RELAZIONE GEOFISICA

INDAGINE HVSR PER LA STIMA DEL PARAMETRO VS30

(ai sensi D.M. 14 Gennaio 2008 – D.P.R. 5 Giugno 2001, n. 328)

Committente: **GEOLOG s.r.l.** Via della Lirica 15 - 48100 Ravenna

Maggio 2016

Dr. Geol. Stefano Strocchi



INDICE

1 - PREMESSA.....	Pag. 2
2 - REFERIMENTI NORMATIVI.....	Pag. 2
3 - STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA UTILIZZATA.....	Pag. 3
3.1 Premessa.....	Pag. 3
3.2 Misura a stazione singola del microtremore sismico.....	Pag. 3
4 - INTERPRETAZIONI DELLE MISURE ESEGUITE.....	Pag. 6
5 - CONCLUSIONI.....	Pag. 9
ALLEGATI.....	Pag. 10

1. PREMESSA

La presente relazione geofisica finalizzata alla stima del parametro V_{S30} è stata redatta su incarico della Società Geolog s.r.l. a supporto del progetto di riqualificazione edilizia residenziale pubblica consistente in demolizione e ricostruzione di edificio sito in Via Ponte Romano, 28, nel territorio comunale di Faenza (RA).

Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, D.M. 14.01.2008 e relativa circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 617/2009.

Per la definizione della pericolosità sismica di base del sito, ai sensi del § 3.2 N.T.C. e § C3.2 della Circolare, è stata eseguita un'indagine geofisica basata sulla misura del rumore sismico (microtremore) del sottosuolo, mediante l'utilizzo di strumentazione tomografica portatile, finalizzata alla stima delle frequenze fondamentali di risonanza del sottosuolo e alla definizione della V_{S30} e dell'amplificazione sismica del sito mediante il rapporto HVSr.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

La realizzazione del presente studio è stata eseguita in ottemperanza alle indicazioni fornite dalla normativa vigente con particolare riferimento alle seguenti norme:

DECRETO MINISTERIALE 14 GENNAIO 2008

“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Punto 7.11.3 – Risposta sismica e stabilità del sito

CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009, N. 617

“Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

“Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale”.

D.P.R. 5 GIUGNO 2001, N. 328

Articolo 41 – Attività professionali

“punto c) le indagini geognostiche e l'esplorazione del sottosuolo anche con metodi geofisici; le indagini e consulenze geologiche ai fini della relazione geologica per le opere di ingegneria civile mediante la costruzione del modello geologico-tecnico; la programmazione e progettazione degli interventi geologici e la direzione dei lavori relativi, finalizzati alla redazione della relazione geologica...;”.

ASSEMBLEA LEGISLATIVA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA DAL D.A.L. N. 112/2007

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi **dell'art. 16 comma 1 della LR 20/2000** “disciplina generale sulla tutela ed uso del territorio”, in merito a “indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica”

3. STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA UTILIZZATA

3.1 Premessa

Ai fini del presente studio sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche;

- **n. 1 analisi del microtremore passiva con TROMINO** al fine di valutare l'intervallo all'interno del quale risuona il terreno fornendo un intervallo di frequenza di risonanza (f_r), l'andamento delle velocità V_s con la profondità; il tipo di stratigrafia si basa sul concetto di *contrasto di impedenza*.
Per *strato* si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

3.2 Misura a stazione singola del microtremore sismico

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Verticale Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio V_s** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. E' necessario, per affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la V_{s30} e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 metri di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri.

Il principio su cui si basa la presente tecnica in termini di stratigrafia del sottosuolo è rappresentato dalla definizione di *strato* inteso come una unità distinta da quella sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s ;
2. dal percorso dell'onda sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
3. dalla risposta dello strumento.

Il rumore sismico ambientale è generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale modello *Tromino* che rappresenta la nuova generazione di strumenti leggeri e compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni.

Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz.

I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna da 512 Mb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

I dati ottenuti sono stati convertiti in file ASCII mediante software "*Grilla*", fornito a supporto dello strumento utilizzato, quindi elaborati per ottenere spettri di velocità in funzione della frequenza.

In fase operativa si sono seguite le seguenti operazioni:

1. il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo dell'ordine delle decine di minuti (circa 20 minuti);
2. la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
3. per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti;
4. per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali tra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale;
5. vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.

Per considerare la misura ottenuta come una stima dell'ellitticità delle onde di Rayleigh è necessario che:

1. i rapporti H/V ottenuti sperimentalmente siano "stabili" ovvero frutto di un campionamento statistico adeguato;
2. gli effetti di sorgente siano stati effettivamente mediati ovvero non ci siano state sorgenti "dominanti";
3. la misura non contenga errori sistematici (per esempio dovuti ad un cattivo accoppiamento dello strumento con il terreno).

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSR) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e

Ben-Menahem e Singh (1981).

Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati, in qualsiasi intervallo di frequenze e in qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori).

Operativamente si costruisce un modello teorico HVSR avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita; successivamente, tramite specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale.

In questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde VS.

Il metodo HVSR consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale).

Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale H/V) con quello effettivamente misurato in superficie.

Considerando due strati con differente impedenza acustica, la **frequenza di risonanza (fr)** è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio Vs del primo strato dalla seguente relazione:

$$fr = V_{s1} / 4 h_1$$

V_{s1} = velocità delle onde S del primo strato;

h_1 = spessore primo strato.

Nakamura (1989) ha inoltre dimostrato che i massimi dei rapporti spettrali H/V consentono di individuare correttamente la frequenza e quindi il periodo fondamentale di risonanza per le onde S.

Negli ultimi anni un progetto europeo denominato SESAME (Site Effects Assessment using Ambient Excitations) si è occupato di stabilire delle linee guida per la corretta esecuzione delle misure di microtremore ambientale in stazione singola e array.

Esso ha anche fornito dei criteri per valutare la bontà delle curve HVSR e la significatività dei picchi H/V eventualmente trovati.

La registrazione è avvenuta impostando i seguenti parametri strumentali:

- Frequenza di campionamento 128 Hz;
- Durata 16 minuti;
- Orientamento strumento nord-sud.

Allo scopo di ottenere i dati necessari al calcolo del parametro Vs30 è stato utilizzato un tromografo digitale, "TROMINO ENGY" (Micromed S.p.A.) dotato di 3 canali velocimetrici (N-S, E-W, Up-Down) ad alto guadagno per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale (fino a ~1.5 mm/s); il sistema opera nell'intervallo di frequenze 0.1–1024 Hz.

4. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE ESEGUITE

L'inversione della curva H/V sperimentale per ottenere un profilo delle onde di taglio S è stata vincolata sulla base di prove CPT fornite dalla Committenza.

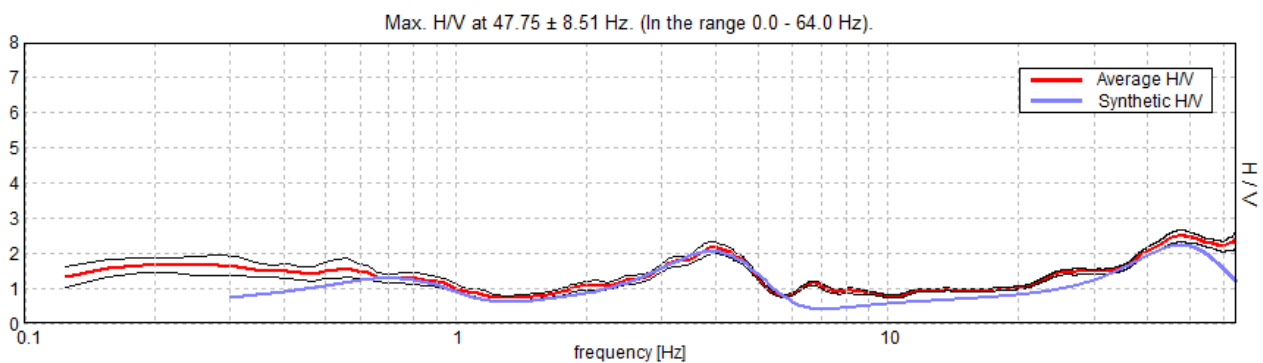
L'interpretazione dei dati ottenuti dal rilievo del rumore sismico consente sia di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del substrato litoide inteso come bedrock sismico sia di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche e i cambi litologici presenti nell'immediato sottosuolo.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del moto fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si può ricavare il valore della frequenza caratteristica del sito.

Sapendo che ad ogni picco di frequenza corrisponde una profondità (metri) dell'orizzonte che genera il contrasto di impedenza si è potuto estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo. L'ampio range di frequenze acquisite dallo strumento utilizzato (0.1 ÷ 128 Hz) non ha evidenziato contrasti di impedenza attribuibili alla presenza di rifrattori sismici.

Il fit della curva H/V ha permesso di ricostruire in modo approssimato il profilo di Vs fino alla profondità di circa 98 metri e la frequenza caratteristica di risonanza di sito, generata dal contrasto sismico più elevato all'interno del range di frequenza di interesse ingegneristico, corrisponde al riflettore individuato alla frequenza di circa 4 Hz con valore del rapporto H/V superiore a 2 (contrasto di impedenza medio-basso).

Si ritiene importante, vista l'ampiezza e la frequenza dei picchi spettrali registrati, considerare l'intervallo frequenziale di circa 3,90÷4,10 Hz come range di possibili valori di vibrazione del terreno in caso di evento sismico di magnitudo rilevante poiché d'interesse ingegneristico – strutturale.



La curva sperimentale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.

E' oramai consolidata, infatti, l'ipotesi che le costruzioni subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale dei terreni investiti da un'onda sismica e quella naturale della struttura. Dal punto di vista analitico, la vibrazione di un edificio è governata soprattutto dalla sua altezza ed esiste una relazione empirica che lega la frequenza di vibrazione di un

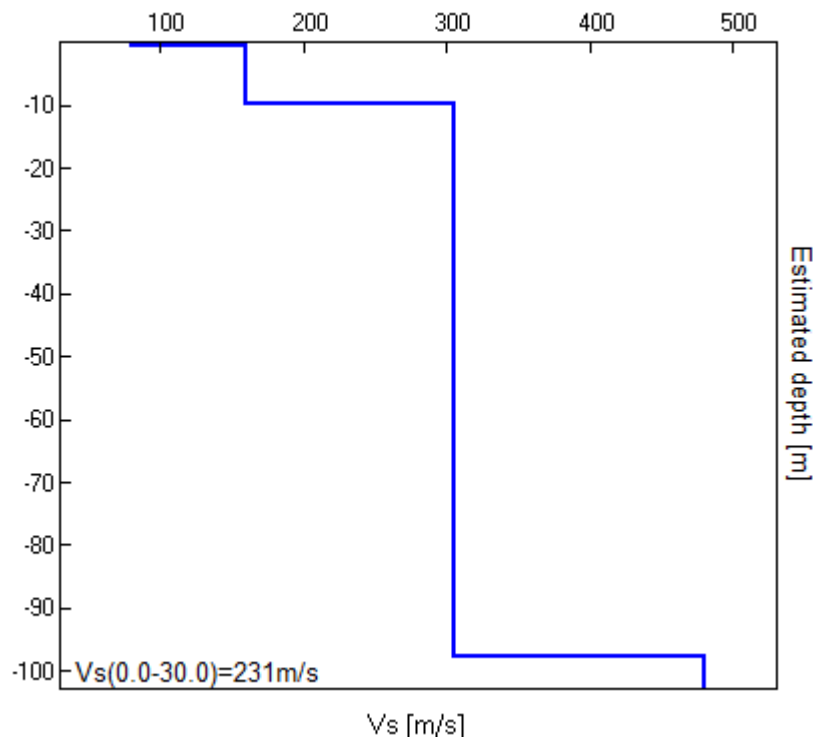
edificio e la sua altezza ($f = 10-12/n$ piani); pertanto, la frequenza individuata potrebbe indurre effetti di “doppia risonanza” in edifici di altezza corrispondente a circa 2-3 piani.

La ricostruzione del modello sismostratigrafico, finalizzato alla stima della V_{s30} , non ha raggiunto profondità tali da individuare il bedrock sismico; il modello di inversione individuato evidenzia una crescita di velocità di propagazione delle onde sismiche correlabile ad un aumento della rigidità del sottosuolo.

TABELLA 1 – MODELLO DI INVERSIONE

Profondità (bottom layer) [m]	Spessore sismostrati [m]	Vs [m/s]	Interpretazione stratigrafica
0.40	0.40	80	Suolo soffice
9.70	9.30	160	Copertura soffice
97.70	88.00	305	Copertura mediamente rigida
>97.70	/	480	Copertura rigida

La ricostruzione dei profili sismo-stratigrafici ha evidenziato la presenza di materiali poco consistenti nei primi 10 metri circa di profondità, caratterizzati da una velocità di propagazione delle onde S attorno a 160 m/s, mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità del sottosuolo diventa gradualmente elevato, con valori di Vs compresi tra 305 e 480 m/s circa.



La stima del parametro V_{s30} è stata effettuata, come esplicitamente richiesto dalle N.T.C. del 14 Gennaio 2008. Per l’assegnazione della categoria di sottosuolo. Dall’indagine sismica effettuata e dai modelli

sismici ricavati è stato possibile calcolare la velocità di propagazione delle onde di taglio fino a 30 metri dal piano campagna. E' stato quindi possibile stimare, tramite la relazione

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum h_i / V_{Si}}$$

in cui h_i e V_{Si} indicano lo spessore espresso in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori, la velocità delle onde V_s a 30 metri dal piano campagna (V_{S30}) come esplicitamente richiesto dalla normativa vigente:

$$V_{S30} (0.00 \div 30.00) = 231 \text{ m/s.}$$

CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO SECONDO LA NUOVA NORMATIVA SISMICA ITALIANA O.P.C.M. N. 3274/2003 – NTC 14/01/2008		
Suolo	Descrizione geotecnica	Vs30(m/s)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m	>800
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360÷800
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri	180÷360
D	Depositi granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti	<180
E	Strati superficiali allentati (5 – 20 m) tipo C e D soprastanti substrato tipo A	
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (IP>40) e contenuto d'acqua	<100
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	

Classificazione della categoria di sottosuolo secondo quanto previsto nella tabella 3.2.II delle NTC:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, secondo la classificazione indicata nelle nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M 14/01/2008), in base ai risultati dell'indagine geofisica HVSR il suolo di fondazione va classificato all'interno della seguente categoria di sottosuolo:

categoria C:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).”

5. CONCLUSIONI

Si riepiloga quanto esposto nella presente relazione riguardante le indagini geofisiche per la definizione del modello sismico del sottosuolo a supporto del progetto di riqualificazione edilizia residenziale pubblica consistente in demolizione e ricostruzione di edificio sito in Via Ponte Romano, 28, nel territorio comunale di Faenza (RA).

Dal punto di vista della risposta sismica, il rilievo dei microtremori con il metodo di Nakamura ha posto in luce, nell'intero sito, la presenza di un intervallo frequenziale attorno a circa 4,00 Hz (periodo 0,25 secondi), d'interesse ingegneristico – strutturale, nel quale è possibile l'insorgere di fenomeni di doppia risonanza struttura-terreno.

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal seguente studio, si ritiene opportuno inserire il sito in oggetto di studio nella **Categoria C**: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).”*.

Si sottolinea che il suolo, se alla verifica alla liquefazione o per notizie storiche, dovesse risultare liquefacibile, passerebbe dalla categoria C alla categoria S2. L'indicazione della categoria di suolo si riferisce al solo valore di V_s 30 misurata e la classificazione è valida una volta che si sia esclusa l'appartenenza a suoli di tipo S2.

Infine, il geologo incaricato, sulla base della conoscenza stratigrafica dell'area derivata dalla sua esperienza professionale e dalle indagini geognostiche condotte nel sito in oggetto, nonché considerando le caratteristiche dell'opera in progetto e la tipologia di fondazioni, è tenuto a validare l'attribuzione alla suddetta categoria o considerare, ai sensi del DM 14/01/2008, un approfondimento mediante uno studio di risposta sismica locale.

GEOLOGO

STEFANO STROCCHI



ALLEGATI

Ubicazione indagini in sito



INDAGINE GEOFISICA PASSIVA HVSr



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA: UBICAZIONE INDAGINE HVSr

ALLEGATI

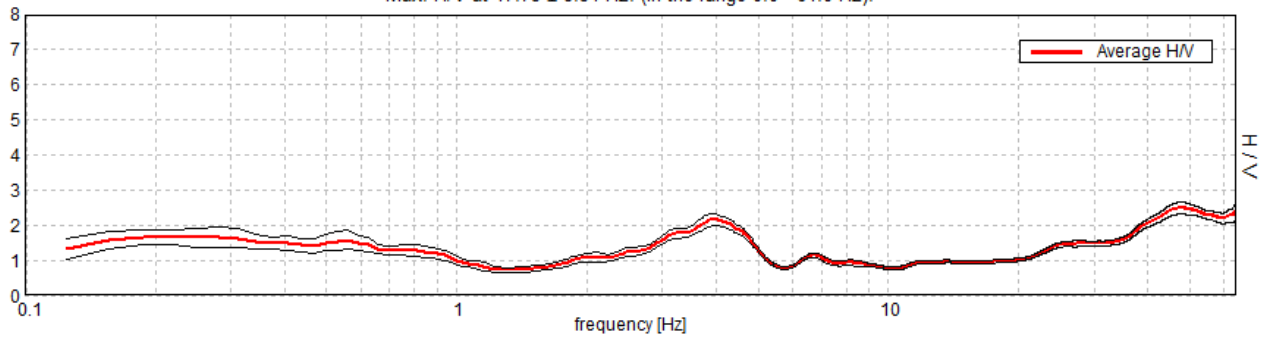
Report Indagine Geofisica mediante Rilievo dei Microtremori

FAENZA, VIA PONTE ROMANO 28 - INDAGINE HVSR

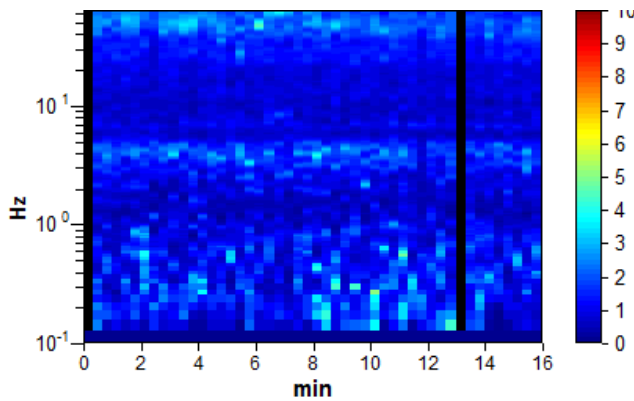
Strumento: TE3-0085/01-14
Formato dati: 32 byte
Fondo scala [mV]: 51
Inizio registrazione: 04/05/16 14:00:51 Fine registrazione: 04/05/16 14:16:52
Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN ; sync sync
Durata registrazione: 0h16'00". Analizzato 96% tracciato (selezione manuale)
Freq. campionamento: 128 Hz
Lunghezza finestre: 20 s
Tipo di lisciamento: Triangular window
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

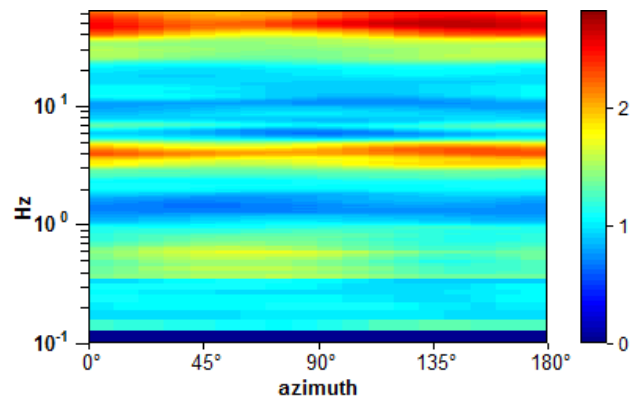
Max. H/V at 47.75 ± 8.51 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



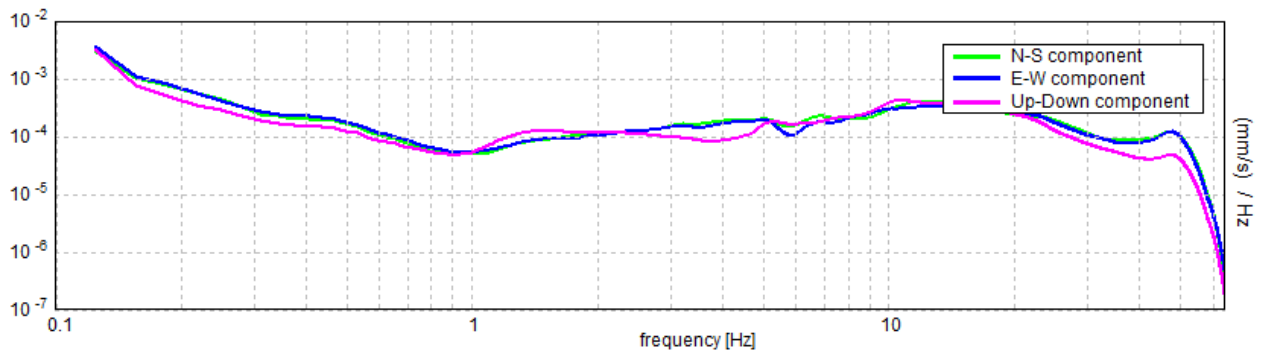
SERIE TEMPORALE H/V



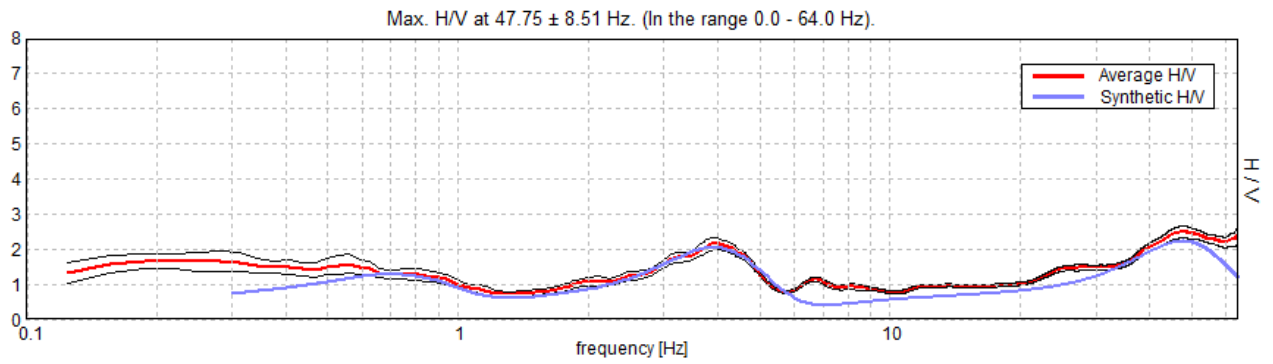
DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

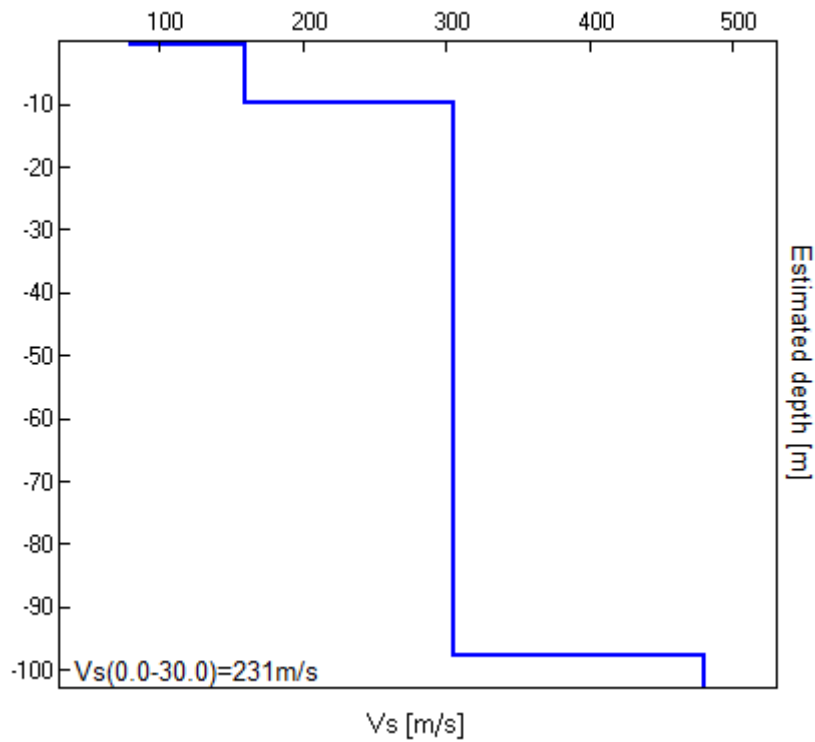


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.40	0.40	80	0.42
9.70	9.30	160	0.42
97.70	88.00	305	0.42
inf.	inf.	480	0.40

Vs(0.0-30.0)=231m/s



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 47.75 ± 8.51 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	47.75 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	43930.0 > 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 1285	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	22.875 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	2.48 > 2	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.17822 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	8.51016 < 2.3875		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.1714 < 1.58	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

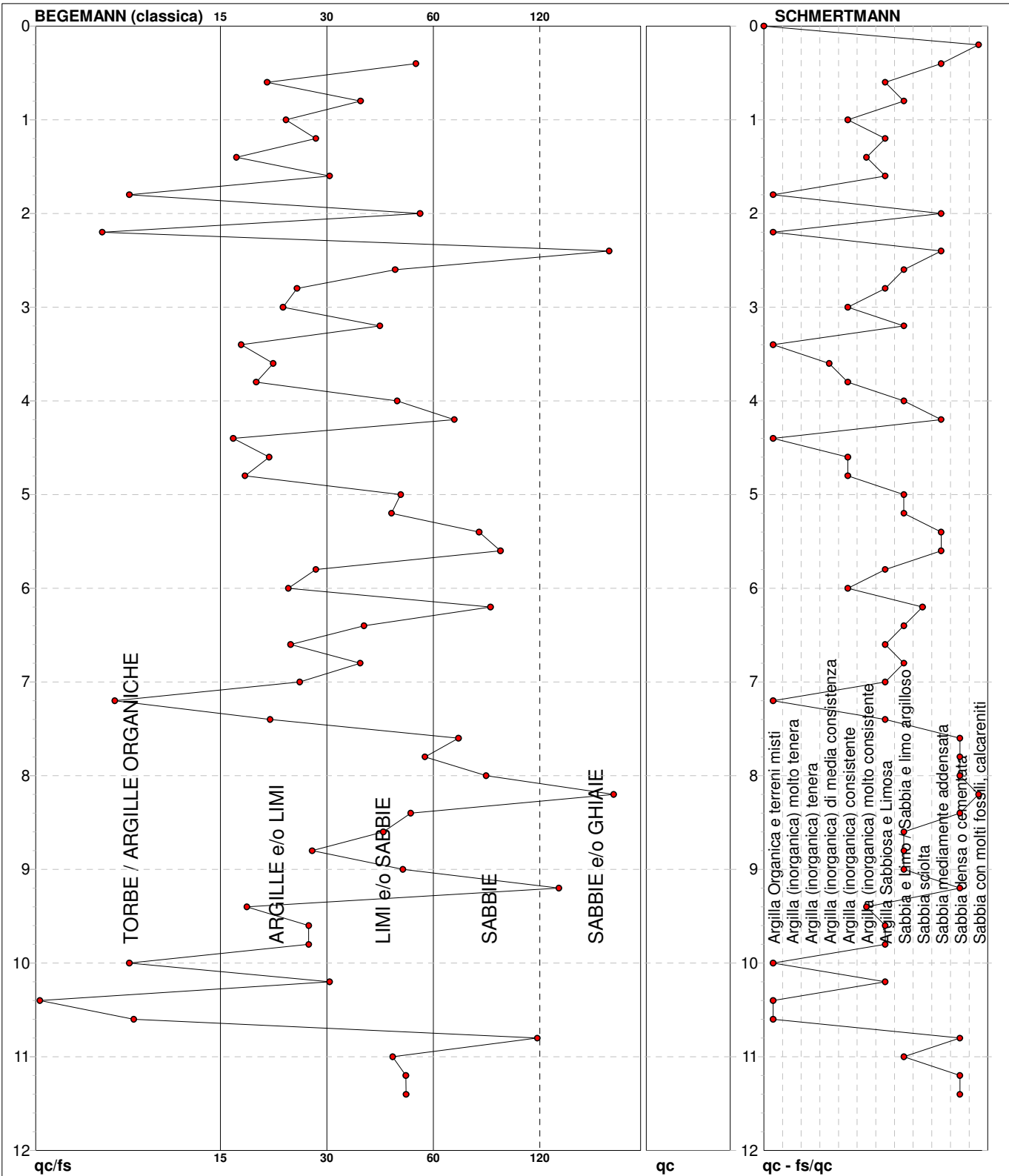
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	2
riferimento	057-2016
certificato n°	57-2-16

Committente: **ACER RAVENNA**
 Cantiere: **ADEGUAMENTO SISMICO**
 Località: **FAENZA VIA PONTE ROMANO**

U.M.: **kg/cm²** Data exec.: 29/05/2016
 Scala: 1:60 Data certificato: 12/05/2016
 Pagina: 1
 Elaborato: Falda: -8.50 m



Torbe / Argille org. :	10 punti, 16.95%	Argilla Organica e terreni misti:	8 punti, 13.56%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	11 punti, 18.64%
Argille e/o Limi :	23 punti, 38.98%	Argilla (inorganica) media consist.:	1 punto, 1.69%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	12 punti, 20.34%
Limi e/o Sabbie :	17 punti, 28.81%	Argilla (inorganica) consistente:	6 punti, 10.17%	Sabbia sciolta:	1 punto, 1.69%
Sabbie:	7 punti, 11.86%	Argilla (inorganica) molto consist.:	2 punti, 3.39%	Sabbia mediamente addensata:	6 punti, 10.17%
Sabbie e/o Ghiaie :	3 punti, 5.08%			Sabbia densa o cementata:	8 punti, 13.56%
				Sabbia con molti fossili, calcareniti:	2 punti, 3.39%

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

1

riferimento

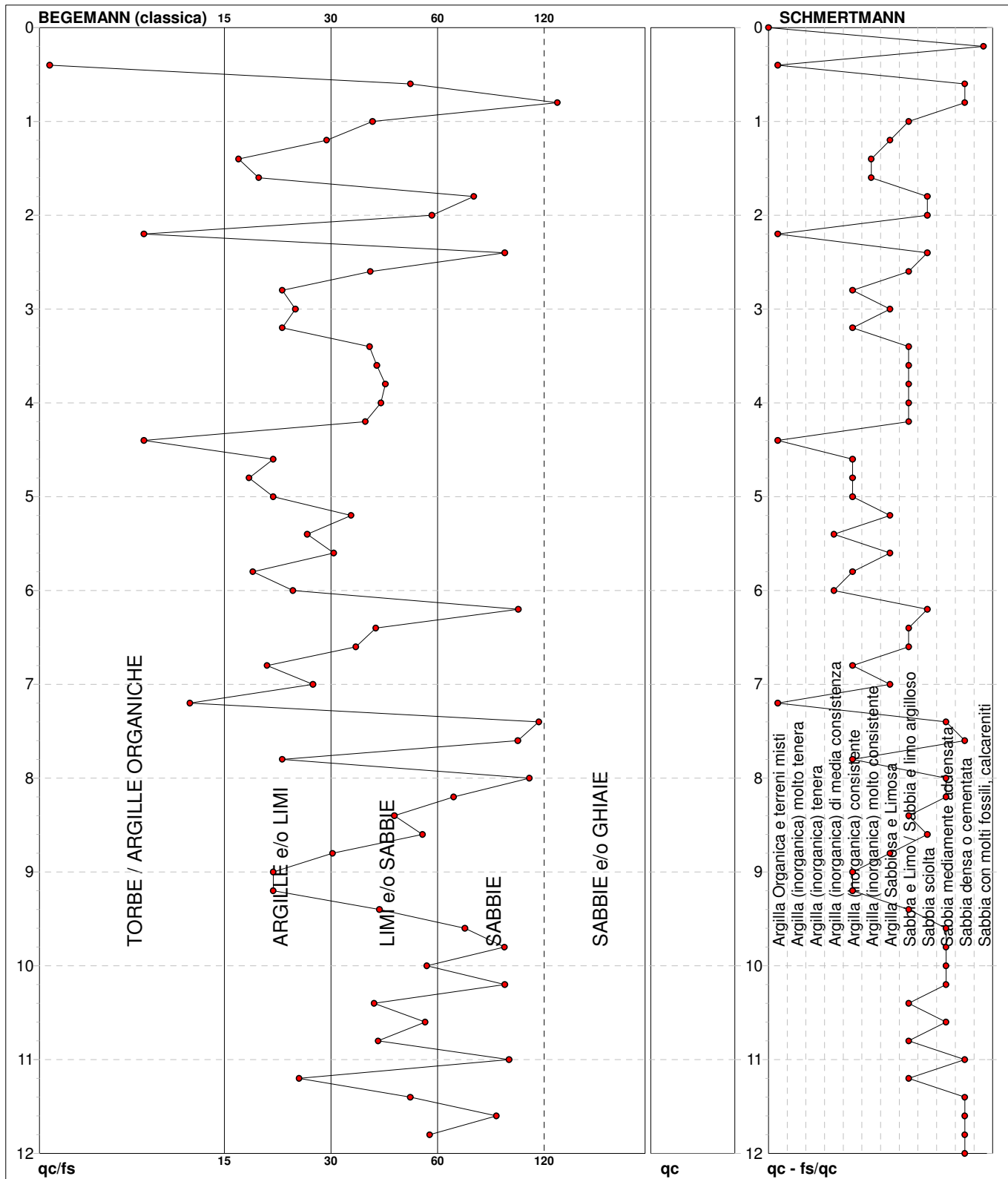
057-2016

certificato n°

57-1-16

Committente: **ACER RAVENNA**
 Cantiere: **ADEGUAMENTO SISMICO**
 Località: **FAENZA VIA PONTE ROMANO**

U.M.: **kg/cm²** Data eseg.: 02/05/2016
 Scala: 1:60 Data certificato: 12/05/2016
 Pagina: 1
 Elaborato: Falda: -8.50 m



Torbe / Argille org. :	5 punti, 8.47%	Argilla Organica e terreni misti:	4 punti, 6.78%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	6 punti, 10.17%
Argille e/o Limi :	20 punti, 33.90%	Argilla (inorganica) media consist.:	2 punti, 3.39%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	14 punti, 23.73%
Limi e/o Sabbie :	21 punti, 35.59%	Argilla (inorganica) consistente:	10 punti, 16.95%	Sabbia sciolta:	5 punti, 8.47%
Sabbie:	13 punti, 22.03%	Argilla (inorganica) molto consist.:	2 punti, 3.39%	Sabbia mediamente addensata:	8 punti, 13.56%
				Sabbia densa o cementata:	7 punti, 11.86%
				Sabbia con molti fossili, calcareniti:	1 punti, 1.69%

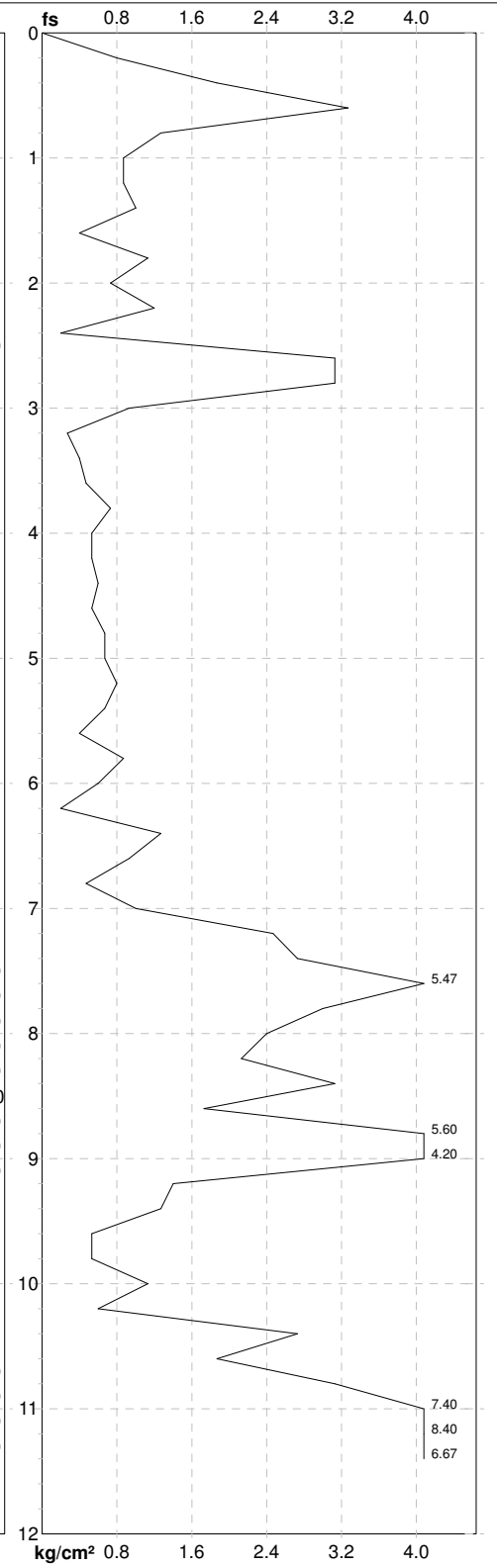
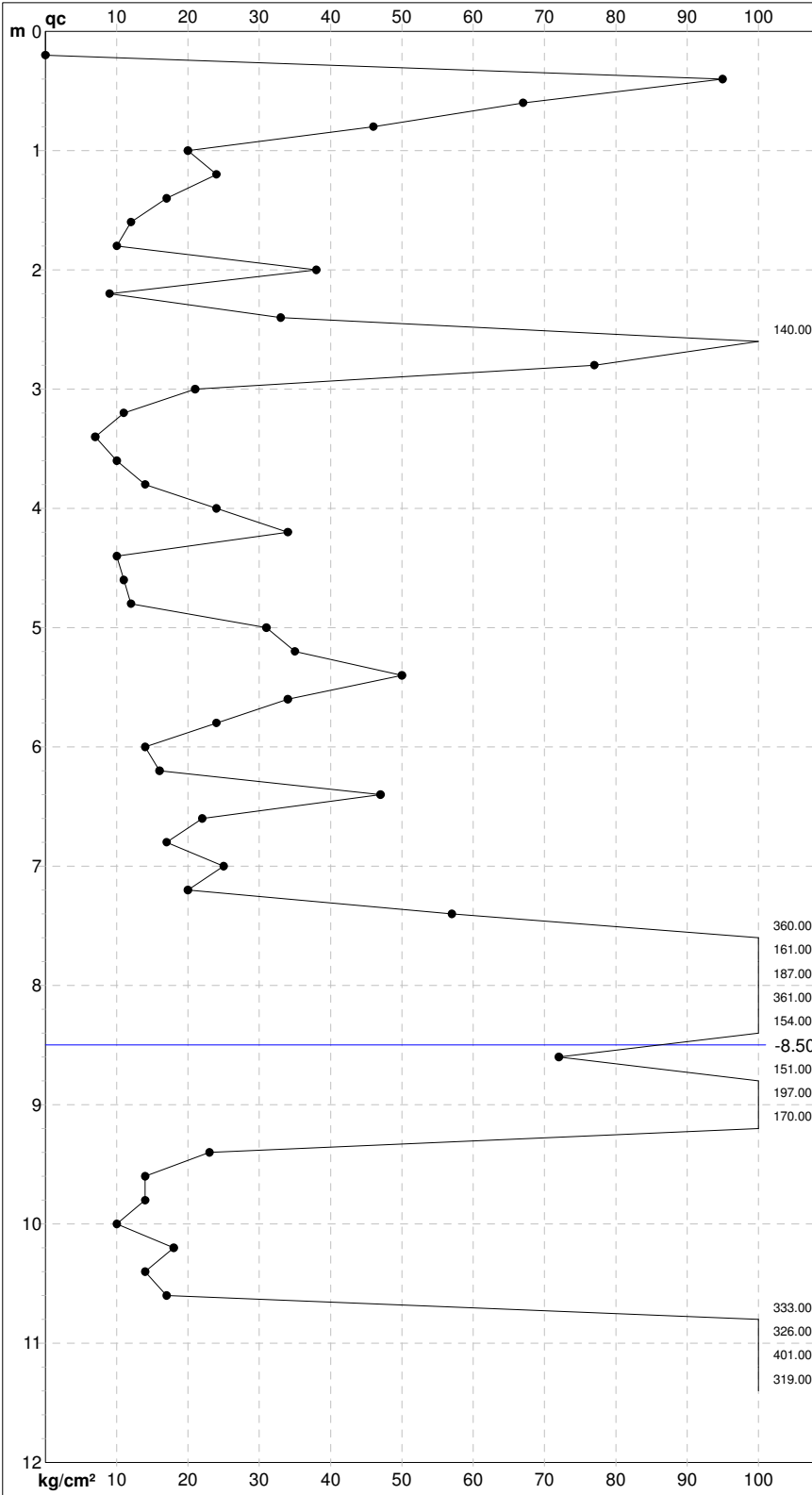
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT	2
riferimento	057-2016
certificato n°	57-2-16

Committente: **ACER RAVENNA**
 Cantiere: **ADEGUAMENTO SISMICO**
 Località: **FAENZA VIA PONTE ROMANO**

U.M.: **kg/cm²** Data esec.: 29/05/2016
 Scala: 1:60 Data certificato: 12/05/2016
 Pagina: 1 Quota inizio: P.CORTILE
 Elaborato: Falda: -8.50 m



	Penetrometro: TG63-200 Responsabile: Assistente:	Preforo: m Corr.astine: kg/ml Cod. punta:
--	--	---

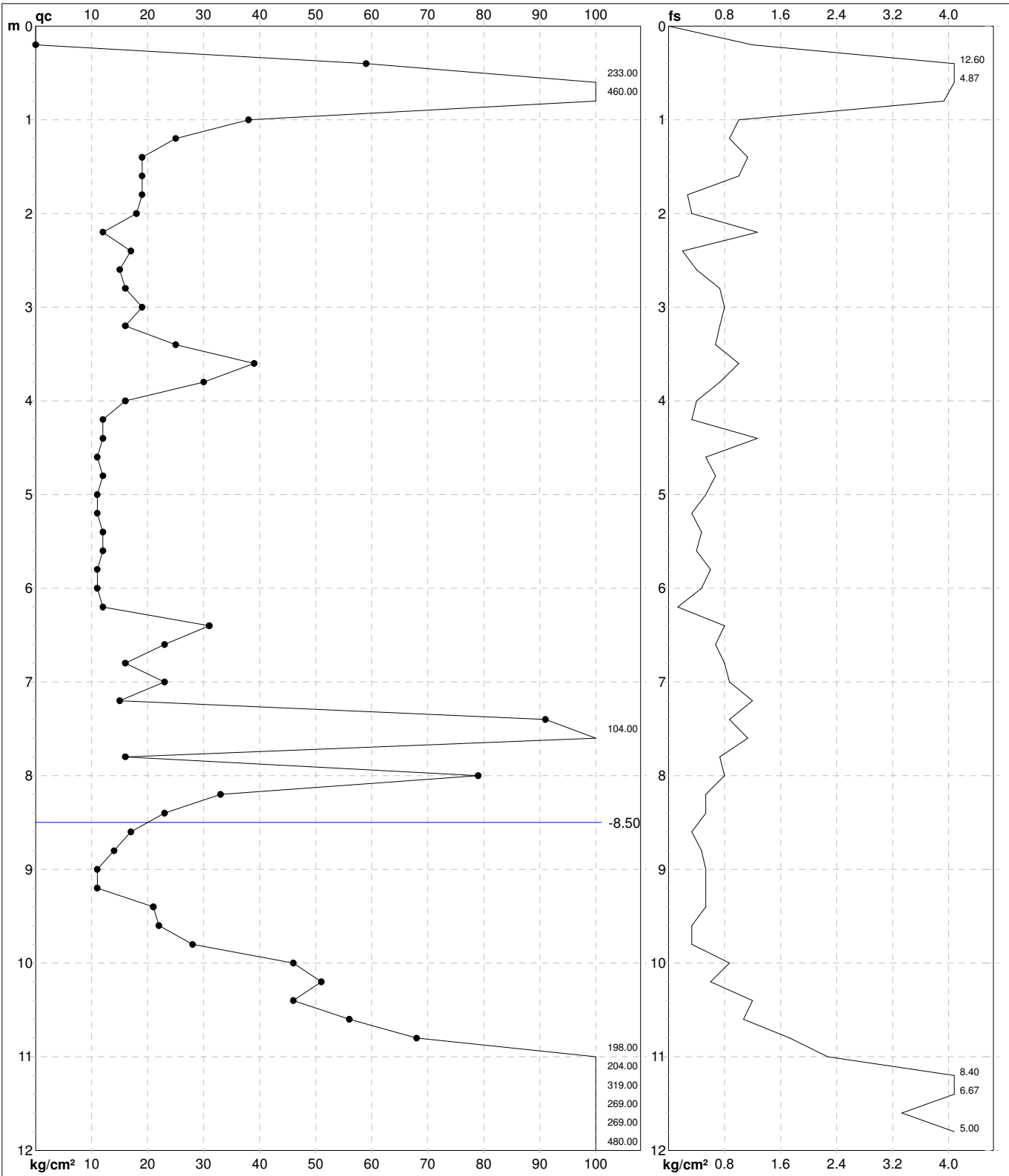
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT	1
riferimento	057-2016
certificato n°	57-1-16

Committente: **ACER RAVENNA**
 Cantiere: **ADEGUAMENTO SISMICO**
 Località: **FAENZA VIA PONTE ROMANO**

U.M.: **kg/cm²** Data esec.: 02/05/2016
 Scala: 1:60 Data certificato: 12/05/2016
 Pagina: 1 Quota inizio: P.CORTILE
 Elaborato: Falda: -8.50 m



Penetrometro: TG63-200	Preforo: m
Responsabile:	Corr.astine: kg/ml
Assistente:	Cod. punta: