

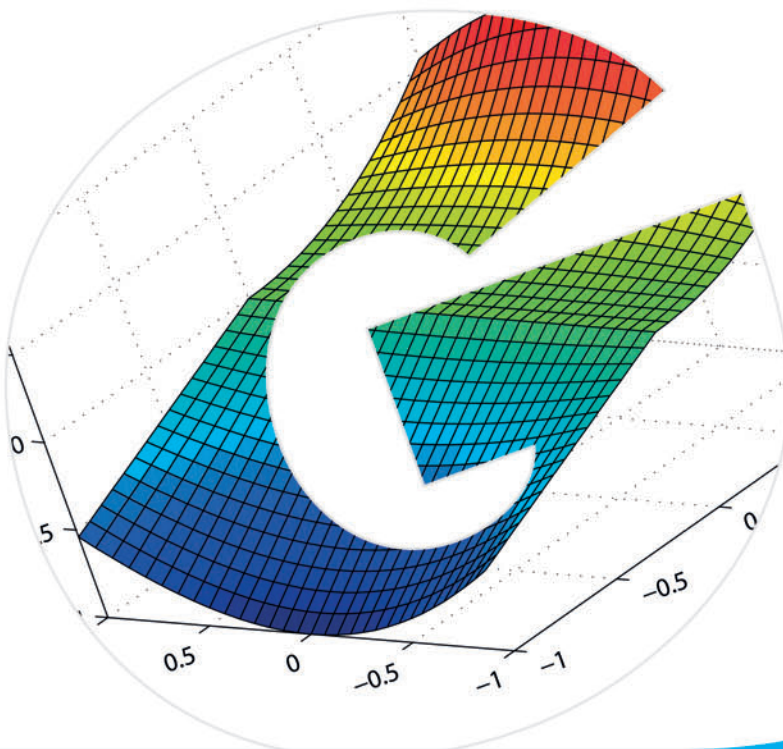


Dario Flaccovio Editore

Francesco Roccaforte - Caterina Cucinotta

STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI IN GEOFISICA APPLICATA

Correlazione tra parametri sismici e geotecnici
per la pratica professionale



- Parametri di classificazione - Parametri fisici - Parametri della storia tensionale ✓
- Parametri di resistenza penetrometrica - Parametri di resistenza al taglio ✓
- Parametri di rigidezza o deformabilità - Parametri di compressibilità e permeabilità ✓
- Risposta sismica locale e liquefazione ✓



Francesco Roccaforte Caterina Cucinotta

Stima dei parametri geotecnici in geofisica applicata

**CORRELAZIONI TRA PARAMETRI SISMICI E GEOTECNICI
PER LA PRATICA PROFESSIONALE**



Dario Flaccovio Editore

F. Roccaforte - C. Cucinotta

STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI IN GEOFISICA APPLICATA

ISBN 9788857904573

© 2015 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: maggio 2015

Cucinotta, Caterina <1963->

Stima dei parametri geotecnici in geofisica applicata : correlazioni tra
parametri sismici e geotecnici per la pratica professionale / Caterina
Cucinotta, Francesco Gaetano Roccaforte. - Palermo : D. Flaccovio, 2015.
ISBN 978-88-579-0457-3

1. Indagini geotecniche.

I. Roccaforte, Francesco Gaetano <1958->.

624.151 CDD-22

SBN PAL0279544

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, maggio 2015

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

Indice

Premessa

1. Cenni introduttivi	pag. 11
2. Parametri di classificazione	» 13
2.1. Correlazioni parametri di classificazione- V_s o V_p	» 13
2.1.1. Profilo di rigidezza del sottosuolo	» 13
2.1.2. Stima delle caratteristiche granulometriche	» 14
2.1.3. Stima delle caratteristiche di plasticità	» 18
2.2. Sviluppi con altre correlazioni	» 19
2.2.1. Stima dei diametri efficaci	» 19
2.2.2. Stima del contenuto di argilla in funzione di IP o di LL	» 22
2.2.3. Capacità portante e coefficiente di Winkler- V_s	» 23
3. Parametri fisici	» 27
3.1. Correlazioni parametri fisici- V_s	» 27
3.1.1. Correlazioni peso di volume- V_s	» 27
3.1.2. Correlazioni indice dei vuoti- V_s	» 28
3.1.3. Correlazioni densità relativa- V_s	» 31
3.2. Sviluppi con altre correlazioni	» 33
3.2.1. Stima del peso di volume secco e umido	» 33
3.2.2. Stima del peso di volume in funzione di Dr o N_{SPT}	» 34
3.2.3. Stima dell'indice dei vuoti in funzione di Dr o N_{SPT}	» 35
3.2.4. Correlazioni densità relativa-angolo di resistenza al taglio	» 36
4. Parametri della storia tensionale	» 39
4.1. Correlazioni pressione di preconsolidazione- V_s o G_{max}	» 39
4.2. Sviluppi con altre correlazioni	» 41

4.2.1. Correlazioni σ'_p o OCR-indice dei vuoti	»	41
4.2.2. Correlazioni coefficiente di spinta a riposo Ko-OCR	»	41
4.2.3. Correlazioni σ'_p o Ko- N_{SPT}	»	43
4.2.4. Correlazioni Ko-indice di plasticità	»	43
5. Parametri di resistenza penetrometrica	»	45
5.1. Correlazioni N_{SPT} - V_s	»	45
5.2. Correlazioni qc - V_s	»	50
5.3. Sviluppi con altre correlazioni	»	51
5.3.1. Correlazioni Dr e φ - N_{SPT}	»	52
5.3.2. Correlazioni Cu - N_{SPT}	»	56
5.3.3. Resistenza al taglio drenata- N_{SPT} o qc per terreni coesivi	»	59
5.4. Ricostruzione di una correlazione locale V_s - N_{SPT}	»	61
6. Parametri di resistenza al taglio	»	69
6.1. Correlazioni φ - V_s	»	69
6.2. Correlazioni Cu - V_s o G_{max}	»	70
6.3. Sviluppi con altre correlazioni	»	72
6.3.1. Resistenza al taglio drenata per terreni granulari	»	72
6.3.2. Resistenza al taglio non drenata per terreni coesivi	»	74
6.3.3. Stima della sensitività delle argille	»	75
6.3.4. Stima del potenziale di rigonfiamento delle argille	»	76
6.3.5. Resistenza al taglio drenata per terreni coesivi.....	»	79
7. Parametri di rigidezza o deformabilità	»	85
7.1. Correlazioni rigidezza per piccole deformazioni- V_s	»	85
7.2. Sviluppi con altre correlazioni per piccole deformazioni	»	86
7.2.1. Rapporto G_{max}/Cu	»	86
7.2.2. G_{max} in funzione delle variabili di stato.....	»	88
7.2.3. G_{max} in funzione della sola pressione di confinamento	»	92
7.2.4. Correlazioni G_{max} - N_{SPT}	»	94
7.3. Correlazioni parametri di rigidezza per grandi deformazioni- V_s	»	95
7.4. Sviluppi con altre correlazioni per grandi deformazioni	»	102
7.4.1. Moduli elastici “operativi” per terreni granulari	»	102
7.4.2. Moduli elastici “operativi” per terreni coesivi	»	104

8. Parametri di compressibilità e permeabilità	» 109
8.1. Parametri di compressibilità	» 110
8.1.1. Stima degli indici C_c e C_s	» 110
8.1.2. Stima del coefficiente C_v	» 113
8.2. Coefficiente di permeabilità	» 114
8.2.1. Stima di k in funzione di V_s	» 114
8.2.2. Stima di k con altre correlazioni	» 115
9. Risposta sismica locale e liquefazione	» 119
9.1. Risposta sismica locale	» 120
9.1.1. Velocità sismica equivalente $V_{s_{30}}$	» 120
9.1.2. Fattore di amplificazione litologico	» 123
9.1.3. Fenomeno di risonanza	» 127
9.2. Liquefazione	» 128
9.2.1. Calcolo del CSR	» 130
9.2.2. Calcolo del CRR in funzione di V_s	» 130
9.2.3. Calcolo del CRR in funzione di N_{SPT}	» 132
9.3. Consigli pratici nella valutazione del rischio di liquefazione	» 135
9.4. Liquefazione in terreni a granulometria fine	» 137
9.5. Verifica di resistenza a liquefazione: analisi di un caso reale	» 138

Premessa

L'uso sempre più frequente di prove geofisiche in situ (sismica a rifrazione, *down-hole*; *cross-hole*, MASW, ecc.), finalizzate generalmente alla misura delle velocità sismiche e alla caratterizzazione sismica del sottosuolo (calcolo di $V_{s_{30}}$ e della categoria di sottosuolo), consente di procedere anche alla definizione dei principali parametri geotecnici dei terreni tramite l'applicazione di correlazioni empiriche con le velocità sismiche.

La presente rassegna di correlazioni tra parametri sismici (velocità sismiche o modulo di taglio) e parametri geotecnici rappresenta un utile strumento di riferimento nella pratica professionale e nello stesso tempo riporta una notevole mole di indicazioni bibliografiche, quasi mai in italiano, necessaria per eventuali approfondimenti.

Allo scopo di fornire un quadro della problematica sufficientemente completo, i successivi capitoli sono organizzati con riferimento alle correlazioni dirette tra V_s (o V_p o G_0) e il parametro fisico-meccanico, oltre ai possibili sviluppi con l'applicazione di altre correlazioni. Per consentire di acquisire con rapidità i riferimenti bibliografici, le fonti sono riportate a piè di pagina.

1. Cenni introduttivi

Le correlazioni tra i parametri sismici (V_s o V_p o G_0), acquisibili tramite prove geofisiche in situ, e i parametri geotecnici sono spesso trascurate, nonostante consentano una evidente limitazione dei costi di indagine, soprattutto quando si utilizzano prove non invasive. Queste correlazioni, in qualunque caso, devono essere utilizzate con spirito critico, avendo presente il loro carattere empirico, per cui non si può prescindere da una conoscenza delle caratteristiche geo-litologiche e del comportamento geotecnico dei terreni.

La diffusione delle prove geofisiche in situ è legata alla possibilità di utilizzo anche su terreni dove le altre prove in situ (es. SPT o CPT) non risultano affidabili e di determinazione di valori medi e non puntuali dei parametri geotecnici, riferendoli al loro stato iniziale e a volumi di terreno rappresentativi dei caratteri megastrutturali dei depositi (Lai, 2000)¹.

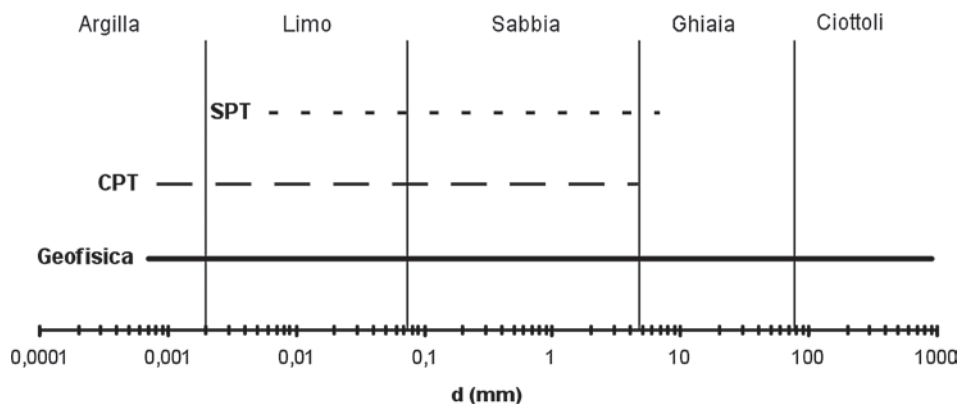


Figura 1.1. Campi di utilizzo delle prove in situ per tipi di terreno

¹ Lai C.G. et al. (2000), *Caratterizzazione geotecnica dei terreni mediante l'uso di tecniche geofisiche*. Riv. It. Geotecnica, Numero speciale: sviluppi nell'esecuzione e nell'impiego delle indagini geotecniche, 99-118.

Le relazioni esistenti tra le velocità sismiche (onde di compressione V_p e onde di taglio V_s) e tra queste e i moduli a piccole deformazioni risultano:

$$V_p = V_s \cdot [(1 - \nu)/(0,5 - \nu)]^{0,5}$$

- modulo di taglio $G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \gamma/g \cdot V_s^2$
- modulo di Young $E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$
- modulo edometrico $M_0 = \rho \cdot V_p^2 = \gamma/g \cdot V_p^2$

con

ν = coefficiente di Poisson

γ = peso di volume del terreno

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

2. Parametri di classificazione

2.1. Correlazioni parametri di classificazione- V_s o V_p

2.1.1. Profilo di rigidità del sottosuolo

Il profilo sismico, rilevato attraverso prove geofisiche in situ (es. DH, MASW, ecc.), consente di identificare lo spessore di orizzonti con valori di V_s a diversa rigidità.

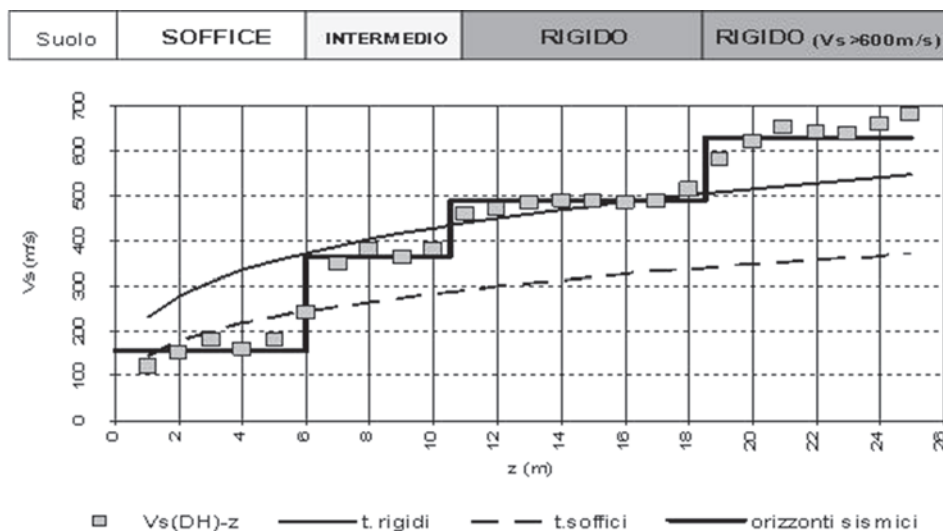


Figura 2.1. Profilo sismico V_s e orizzonti a diversa rigidità

A questo proposito il profilo sismico rilevato viene messo a confronto con le curve V_s -profondità per terreni rigidi e soffici proposte da Lew e Campbell (1985)¹:

$$\text{Ln}V_s = \text{Ln}K + n \cdot \text{Ln}(z + c)$$

¹ Lew M. e Campbell K.W. (1985), *Relationships between shear wave velocity and depth of overburden*. Proc. of a Session on Measurement and Use of Shear Wave Velocity for Evaluating Dynamic Soil Properties, Denver.

con le costanti K , c ed n definite in funzione del tipo di suolo² e avendo cura di convertire V_S da ft/s in m/s e z da feet in m, per cui risulta:

$$V_S = 0,305 \cdot [\exp(\text{Ln}K + n \cdot \text{Ln}(z \cdot 3,281 + c))]$$

Tabella 2.1. Valori delle costanti K , c ed n (fonte: Lew e Campbell, 1985)

Tipo di suolo	K	c	n
Rigido	6,259	0,280	0,54
Soffice	5,393	0,385	5,33

Le precedenti correlazioni tra V_S (in m/s) e z (in m) possono essere approssimate in termini di equazioni di potenza:

- per terreni rigidi: $V_S = 229,71 \cdot z^{0,2697}$
- per terreni soffici: $V_S = 144,51 \cdot z^{0,2822}$

mentre analoghe correlazioni sono riportate da Campbell et al. (1979)³:

- per terreni rigidi: $V_S = 240 \cdot (z + 0,6)^{0,349}$
- per terreni soffici: $V_S = 88 \cdot (z + 1,2)^{0,45}$

2.1.2. Stima delle caratteristiche granulometriche

Una prima valutazione, sia pure speditiva, delle caratteristiche granulometriche può essere eseguita definendo il tipo di suolo o fattore F tramite la correlazione proposta da Ohta e Goto (1978)⁴, riportata in questa sede in funzione di V_S e della profondità (z):

$$F = V_S / (78,98 \cdot z^{0,312})$$

² Con il termine “suolo”, in senso sismologico, si intende qualsiasi tipo di materiale (roccioso o sciolto) su cui è modellata la superficie topografica.

³ Campbell K.W. et al. (1979), Correlations of seismic velocity with depth in Southern California. UCLA-ENG-7965. University of California, Los Angeles.

⁴ Ohta Y. e Goto N. (1978), *Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes*. Earthquake Eng. Structural Dynamics, 6, 167-187.

Tabella 2.2. Valore di F per tipo di suolo (fonte: Ohta e Goto, 1978)

F	Tipo di suolo
1,000	Argilla
1,260	Sabbia fine
1,282	Sabbia media
1,422	Sabbia grossa
1,641	Sabbia e ghiaia
2,255	Ghiaia

Il diametro medio dei grani si può stimare secondo la correlazione di Iysan (1996)⁵, valida per sabbie, in questa sede sviluppata per inversione, con o senza l'utilizzo della pressione efficace (σ'_v in t/m^2):

$$d_{50} = (Vs/408)^{1/0,247}$$

$$d_{50} = [Vs/(45,83 \cdot \sigma_v^{0,409})]^{1/0,289}$$

Per una valutazione granulometrica si può fare riferimento anche all'indice del tipo di comportamento del terreno I_c (*Soil behavior type index*) di Robertson e Wride (1997)⁶, calcolato in base alla correlazione con il modulo di taglio iniziale proposta da Mayne (2006)⁷, che sviluppata per inversione e posto $G_0 = (\gamma/g) \cdot Vs^2$ diventa:

$$I_c = -0,7174 \cdot \ln [Vs^2/(9,81 \cdot z)] + 6,3211$$

I valori di I_c consentono di distinguere i terreni a comportamento granulare da quelli a comportamento coesivo ($I_c > 2,6$) e di procedere ad una preliminare classificazione granulometrica e alla stima del contenuto di fine ($F_c = \%$ passante al setaccio 0,074 mm) secondo la correlazione di Robertson e Fear (1995)⁸, praticamente uguale a quella riportata da Davies (1999)⁹ nella seguente forma:

$$F_c (\%) = 42,4179 \cdot I_c - 54,8574$$

⁵ Iysan R. (1996), *Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results*. Tech. J. Chamber Civil Eng. Turkey, 7, 1187-1199.

⁶ Robertson P.K. e Wride C.E. (1997), *Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT*. Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City (Utah).

⁷ Mayne P.W. (2006), *Undisturbed sand strength from seismic cone tests*. Geomechanics and Geoenvironment: An International Journal, 1, 4, 239-257.

⁸ Robertson P.K. e Fear C.E. (1995), *Application of CPT to evaluate liquefaction potential*. CPT '95, Linköping, Swedish Geotechnical Society, 3, 57-79.

⁹ Davies M.P. (1999), *Piezocone technology for the geoenvironmental characterization of mine tailings*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver.

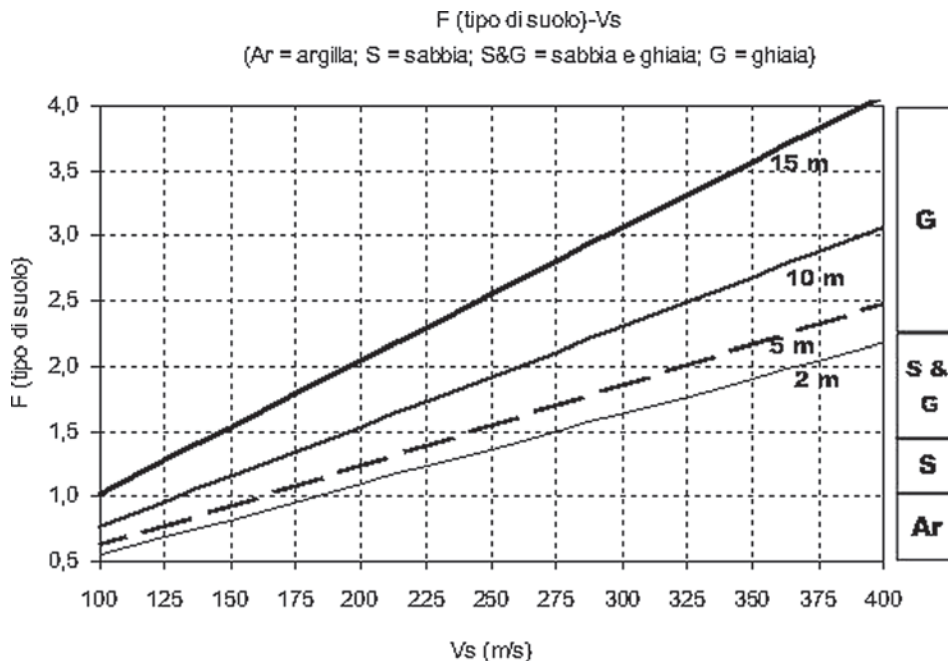


Figura 2.2. Tipo di suolo per profondità in funzione di Vs

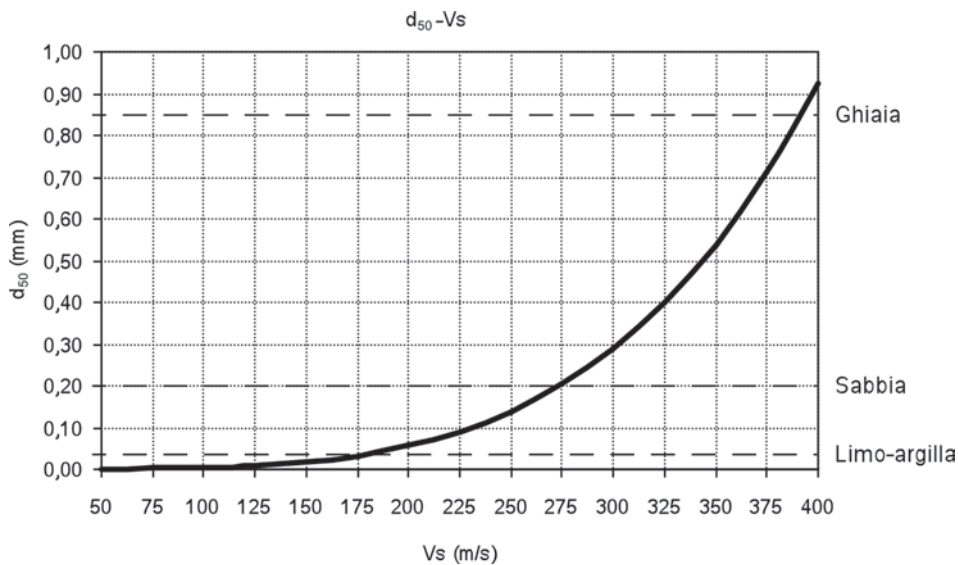


Figura 2.3. Andamento del diametro medio e classificazione granulometrica in funzione di Vs

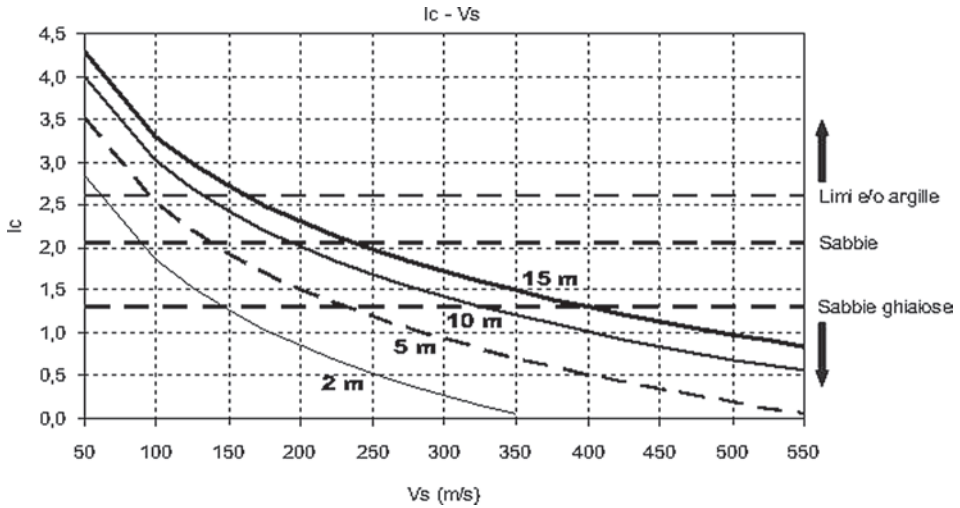


Figura 2.4. Andamento dell'indice I_c per la profondità in funzione di V_s

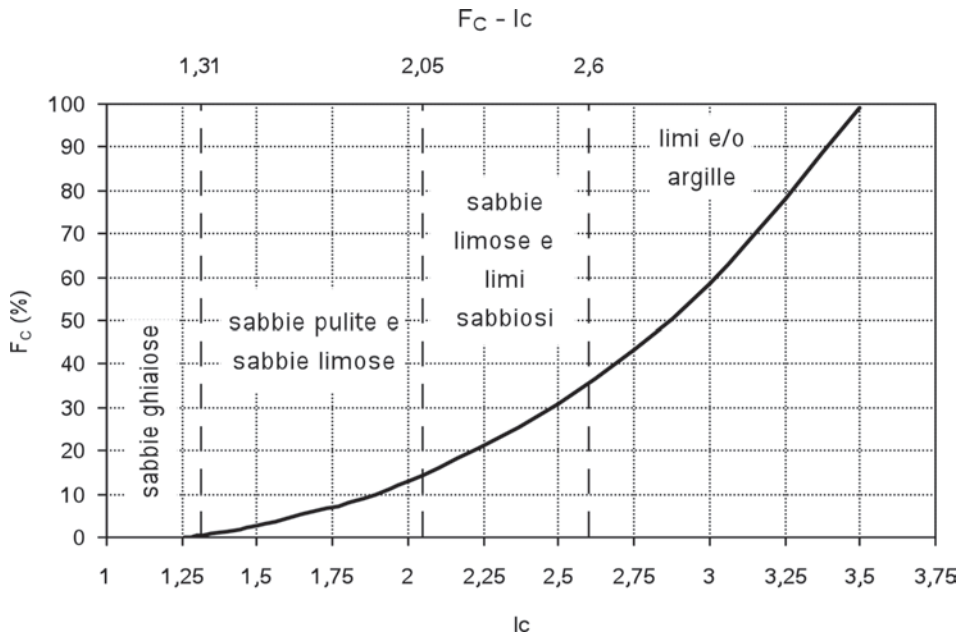


Figura 2.5. Andamento del contenuto di fine in funzione di I_c

Tabella 2.3. Valori dell'indice I_c e di F_c per tipi di terreno

$I_c > 2,60$	$2,05 < I_c < 2,60$	$1,31 < I_c < 2,05$	$I_c < 1,31$
L/A = limi e/o argille	SL = sabbie limose e limi sabbiosi	S = sabbie pulite e sabbie limose	SG = sabbie ghiaiose e sabbie
$F_c = 1,75 \cdot I_c^{3,25} - 3,7$ (con $F_c = 0$ per $I_c < 1,26$ e $F_c = 100$ per $I_c > 3,5$)			

2.1.3. Stima delle caratteristiche di plasticità

Le correlazioni limiti di Atterberg in funzione delle onde sismiche longitudinali (V_p) sono riportate da Fener et al. (2005)¹⁰:

$$LL = -32,71 \cdot \ln V_p + 242,27$$

$$LP = -16,23 \cdot \ln V_p + 120,81$$

$$IP = -16,49 \cdot \ln V_p + 121,95$$

e consentono di procedere alla classificazione della plasticità o alla classificazione dei terreni argillosi sull'abaco di Casagrande (1956)¹¹ o su quello più recente di Polidori e Gori (2005)¹².

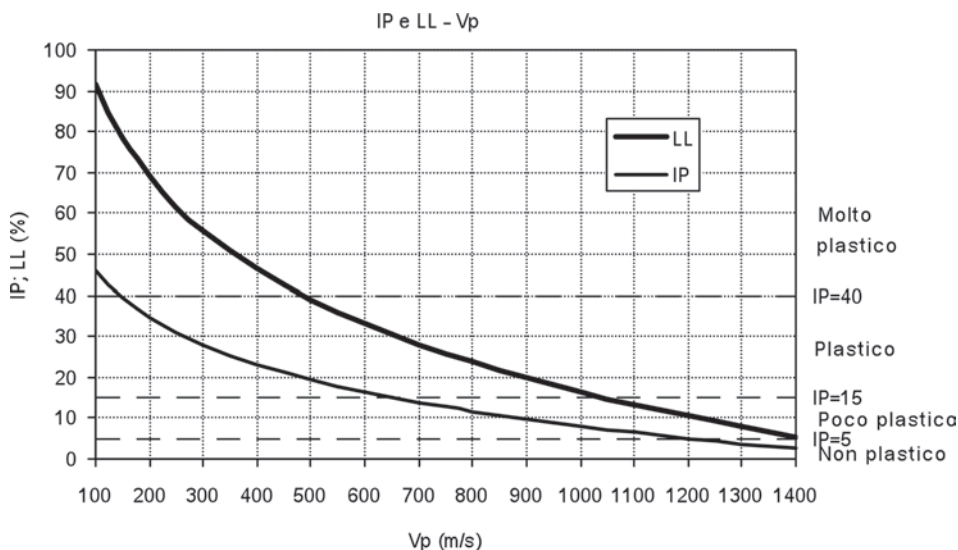


Figura 2.6. Andamento di IP e LL e classificazione della plasticità in funzione di V_s

¹⁰ Fener M. et al. (2005), *Correlations between P-wave velocity and Atterberg limits of cohesive soils*. Canadian Geotechnical Journal, 42, 2, 673-677.

¹¹ Casagrande A. (1948), *Classification and identification of soils*. Trans. ASCE, 113, 901-991.

¹² Polidori E. e Gori U. (2005), *Classificazione dei terreni argillosi*. Giorn. Geol. Appl., 2, 249-254.

Tabella 2.4. Classificazione della plasticità

<i>IP</i>	Descrizione
< 5	Non plastico
5÷15	Poco plastico
15÷40	Plastico
> 40	Molto plastico

2.2. Sviluppi con altre correlazioni

I dati ricavati, come riportato nei successivi capitoli, tornano utili per una stima di numerosi parametri geotecnici, tra cui:

- i parametri di resistenza al taglio drenata per terreni coesivi normalconsolidati e sovraconsolidati;
- il coefficiente di permeabilità;
- i parametri di compressibilità.

In questa sede si riportano una serie di correlazioni per la stima di alcuni parametri granulometrici e per la valutazione della capacità portante.

2.2.1. Stima dei diametri efficaci

Per una stima del diametro medio (o diametro dei granuli al passante del 50%) si può procedere in funzione dell'indice I_C con il seguente criterio:

- si calcola preliminarmente $(qc/p_a)/N_{60}$ tramite la correlazione di Lunne et al. (1997)¹³:

$$(qc/p_a)/N_{60} = 8,5 \cdot (1 - I_C/4,6)$$

- si calcola d_{50} sviluppando per inversione la correlazione di Kulway e Mayne (1990)¹⁴:

$$d_{50} = [0,153 \cdot (qc/p_a)/N_{60}]^{1/0,26}$$

Combinando le precedenti espressioni si perviene al valore di d_{50} direttamente in funzione di I_C :

$$d_{50} = 2,747 \cdot (1 - I_C/4,6)^{1/0,26}$$

¹³ Lunne T. et al. (1997), *Cone Penetration Testing in geotechnical practice*. EF Spon/Blackie Academic, Routledge Publishers, London.

¹⁴ Kulhawy F.H. e Mayne P.W. (1990), *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto (Ca).

L'indice qc rappresenta la resistenza alla punta della prova CPT, mentre l'indice N_{60} si riferisce alla resistenza penetrometrica N_{SPT} normalizzata ad un rendimento energetico standard del 60%. In base alla configurazione della prova SPT correntemente adoperata in Italia, che ha rendimento energetico $ER_m = 60\%$, si può porre (Cestari, 1990)¹⁵:

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER_m / 60) = N_{SPT}$$

Tabella 2.5. Valori di $(qc/p_a)/N_{60}$, F_c e d_{50} per tipi di suolo

Tipo di suolo	I_c	$(qc/p_a)/N_{60}$ (Lunne et al., 1997)	F_c (%) (Davis, 1999)	d_{50} (mm) (Kulway e Mayne, 1990)
Argilla o limi	2,95÷3,60	3,0÷1,8	70,3÷97,8	0,053÷0,0078
Limi	2,60÷2,95	3,7÷3,0	55,4÷70,3	0,053÷0,112
Sabbie limose e limi sabbiosi	2,05÷2,60	4,7÷3,7	32,1÷55,4	0,112÷0,282
Sabbie pulite e sabbie limose	1,31÷2,05	6,1÷4,7	0,7÷32,1	0,757÷0,112
Sabbia ghiaiosa o sabbia densa	< 1,31	> 6,1	< 0,7	> 0,757

Il diametro efficace al passante del 10% (d_{10}), parametro necessario nei calcoli della permeabilità dei terreni granulari, è correlato da Ismail (2008)¹⁶ all'indice N_{SPT} :

$$d_{10} = 0,001 \cdot N_{SPT}^{0,0858}$$

con validità per $N_{SPT} < 35$, o all'indice di plasticità (per $IP < 20$):

$$d_{10} = 2,0E-05 \cdot IP^2 - 6,0E-04 \cdot IP + 5,9E-03$$

o, infine, al limite liquido:

$$d_{10} = 3,0E-05 \cdot LL^2 - 2,0E-03 \cdot LL + 3,94E-02$$

Queste correlazioni sono basate su un campione di dati limitato, per cui la stima di d_{10} risulta molto approssimativa, mentre più significativa si ritiene la correlazione con l'angolo di attrito (Slávik, 2012)¹⁷:

$$\varphi = 36 + 2,75 \text{ Log}d_{10}$$

¹⁵ Cestari F. (1990), *Prove geotecniche in sito*. Ed. Geo-Graph, Segrate, MI.

¹⁶ Ismail M.M. (2008), *Mathematical correlations between the effective diameter of Soil and other properties*. Engineering and Technology, 26,10, 1274-1281.

¹⁷ Slávik I. (2012), *Physical and mechanical properties of coal fuel ashes*. Roczniki inżynierii Budowlanej – Zeszyt, 12, 55-60.

per cui sviluppando per inversione si ottiene:

$$d_{10} = 8E-14 \cdot \exp(0,8373 \cdot \varphi)$$

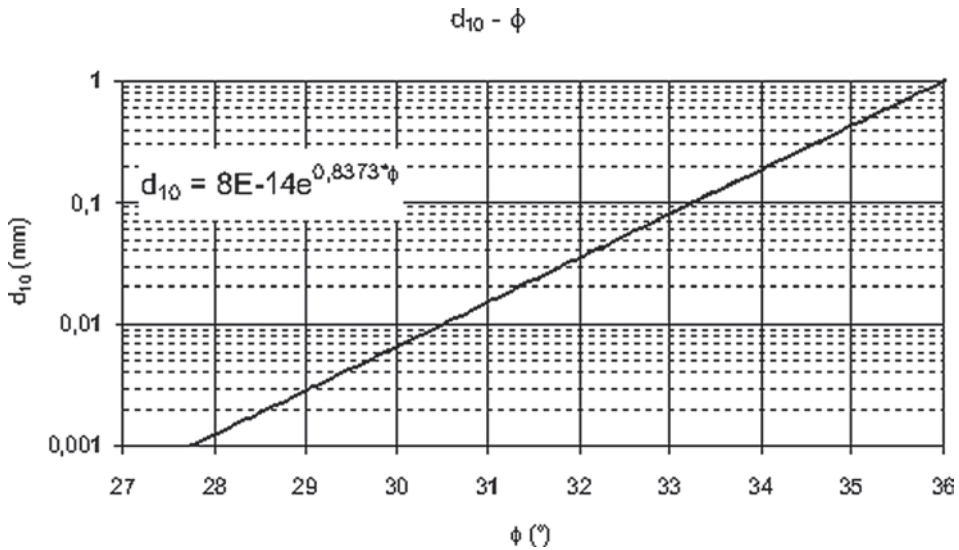


Figura 2.7. Andamento del diametro efficace d_{10} in funzione dell'angolo di attrito

Si fa riferimento, infine, alla correlazione tra porosità e coefficiente di uniformità, definito come il rapporto d_{60}/d_{30} , proposta da Vucovic e Soro (1992)¹⁸ e Kasenow (2002)¹⁹:

$$n = 0,255 \cdot (1 + 0,83^{C_u})$$

sviluppata anche in termini di indice dei vuoti:

$$e = (1 + 0,83^{C_u}) / (2,922 - 0,83^{C_u})$$

¹⁸ Vukovic M. e Soro A. (1992), *Determination of hydraulic conductivity of porous media from grain-size composition*. Water Resources Publications, Littleton, Colorado.

¹⁹ Kasenow M. (2002), *Determination of hydraulic conductivity from grain size analysis*. Water Resources Publications, Littleton, Colorado.

L'andamento dei valori di Cu in funzione della porosità e dell'indice dei vuoti, invertendo le precedenti relazioni, può essere approssimato tramite le seguenti equazioni esponenziali, valide nell'intervallo di $e = 0,38 \div 1,00$:

$$Cu = 91,985 \cdot \exp(-5,2662 \cdot e) \quad Cu = 651,79 \cdot \exp(-13,938 \cdot n)$$

da cui si può classificare un terreno a granulometria uniforme ($Cu > 2$), poco gradato ($Cu = 2 \div 6$) o ben gradato ($Cu > 6$), cioè con curva granulometria molto estesa.

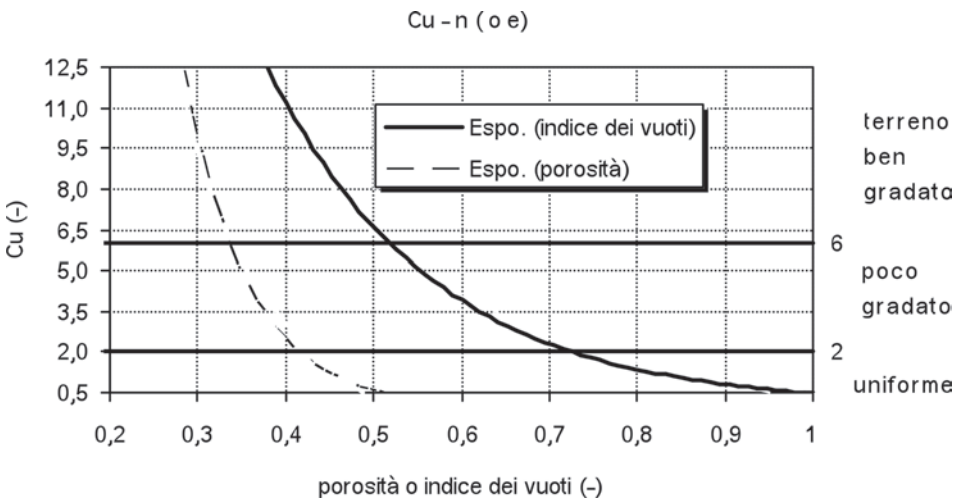


Figura 2.8. Andamento di Cu in funzione dell'indice dei vuoti (o della porosità)

2.2.2. Stima del contenuto di argilla in funzione di IP o di LL

Il contenuto in argilla²⁰ (CF), inteso in questo caso come la frazione fine con diametro $< 0,005$ mm, viene correlato da Kong e Yang (1998)²¹ con l'indice di plasticità:

$$CF = 51,125 \cdot \ln(IP) - 127,72$$

²⁰ Il contenuto in argilla corrisponde in base ad altre normative di classificazioni (es.: AGI, 1990 o BS5390, 1961) alla frazione con diametro $d < 0,002$ mm.

²¹ Kong S.K. e Yang D.Q. (1998), *Shear strength characteristics of residual soils from sedimentary Jurassic Formation in Singapore*. Thirteenth Southeast Asian Geotechnical Conf., 16-20 November, Taipei, Taiwan, 1073-1079.

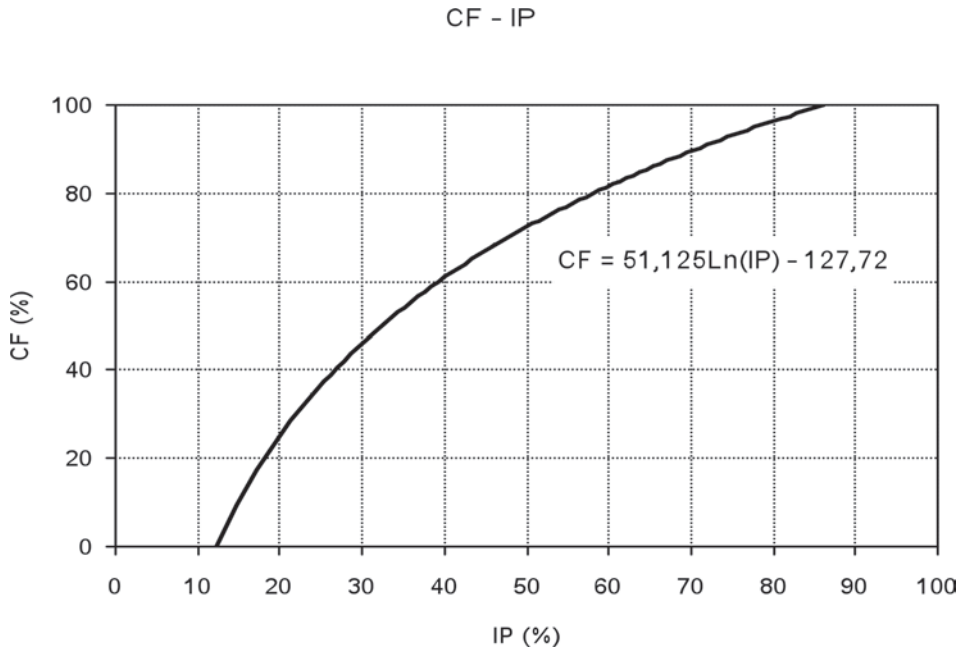


Figura 2.9. Andamento del contenuto di argilla in funzione di IP

Muzamir et al. (2010)²² riportano il range di valori del limite di liquidità in funzione di CF per argille siltose soffici proposto da Saiful (2004), da cui si ricava la seguente correlazione media:

$$CF = 1,5425 \cdot LL - 40,224$$

2.2.3. Capacità portante e coefficiente di Winkler – V_s

La capacità portante ultima dei terreni di fondazione (q_{ult} in kN/m^2 o kPa) in funzione di V_s si può calcolare secondo Keceli (2012)²³

$$q_{ult} = 0,1 \cdot \gamma \cdot V_s$$

e sostituendo al posto del peso di volume la relazione riportata dallo stesso autore ($\gamma = 4,3 \cdot V_s^{0,25}$) risulta:

$$q_{ult} = 0,43 \cdot V_s^{1,25}$$

²² Muzamir bin H. et al. (2010), *The correlations and soil properties analysis of Temerloh, Pahang*. J. Eng. Tech., 1,1, 63-74.

²³ Keceli A. (2012), *Soil parameters which can be determined with seismic velocities*. Jeofizik, 16, 17-29.

Il carico ammissibile si stima in base ad un fattore di sicurezza F_s , praticamente uguale al rapporto Vp/Vs , per cui:

$$q_{amm} = q_{ult}/F_s = (0,1 \cdot \gamma \cdot Vs)/(Vp/Vs) = G_{max}/Vp$$

o in alternativa:

$$\begin{aligned} q_{amm} &= 0,123 \cdot Vs^{1,25} && \text{per } Vs < 400 \text{ m/s} \\ q_{amm} &= 0,143 \cdot Vs^{1,25} && \text{per } Vs = 400 \div 700 \text{ m/s} \end{aligned}$$

In assenza di misure dirette di Vp si può procedere ad una stima in base al rapporto Vp/Vs riportato da Keceli (2012) per vari tipi di terreni.

Tabella 2.6. Rapporto Vp/Vs per tipi di terreno (fonte: Keceli, 2012)

Tipo di terreno	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Vp/Vs	Fattore di sicurezza (F_s)
Roccia dura e massiccia	6000÷4200	4000÷2700	1,45÷1,50	1,50
Suolo molto rigido	4200÷3000	2700÷1500	1,5÷2,0	1,5÷2,0
Suolo rigido	3000÷2000	1500÷700	2÷3	2
Suolo moderatamente rigido o alterato	2000÷1500	700÷400	3÷4	3
Suolo sciolto e soffice	1500÷600	400÷100	4÷6	3÷4
Suolo soffice e saturo	> 1300	> 100	5÷8	4÷5

La capacità portante del terreno di fondazione viene stimata anche in funzione solo di Vs secondo la relazione proposta da Imai e Yoshimura (1976)²⁴:

$$q_{ult} = Vs^{2,4}/1590$$

La valutazione di q_{ult} consente di calcolare il modulo di reazione del terreno (o coefficiente di reazione o costante di sottofondo o coefficiente di Winkler), dato per definizione dal rapporto tra carico e cedimento, tramite la nota relazione empirica di Bowles (1997)²⁵:

$$k \text{ (kN/m}^3\text{)} = 40 \cdot q_{ult}$$

che in funzione di Vs , sostituendo q_{ult} con la relazione di Keceli (2012) o con quella di Imai e Yoshimura (1976), diventa:

$$k = 17,2 \cdot Vs^{1,25} \text{ o } k = 0,025 \cdot Vs^{2,4}$$

²⁴ Imai T. e Yoshimura M. (1976), *The relation of mechanical properties of soils to P and S-wave velocities for soil ground in Japan*. Urana Research Institute, OYO Corporation.

²⁵ Bowles J.E. (1997), *Foundation analysis and design*. 5th ed., McGraw-Hill, New York.

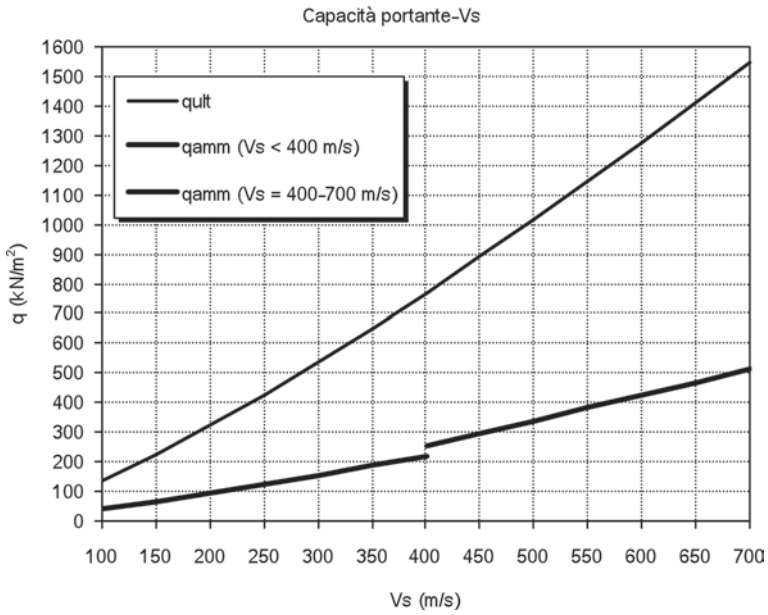


Figura 2.10. Andamento della capacità portante in funzione di V_s

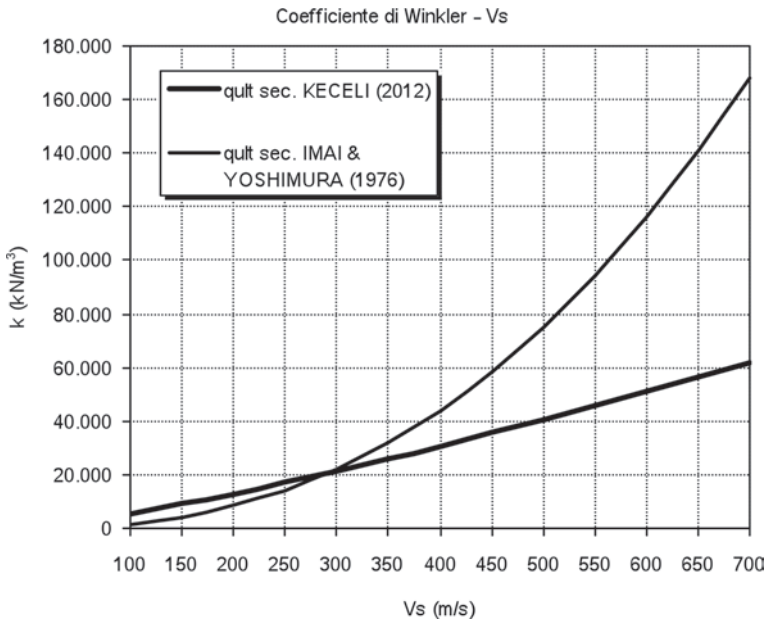


Figura 2.11. Andamento del coefficiente di Winkler in funzione di V_s

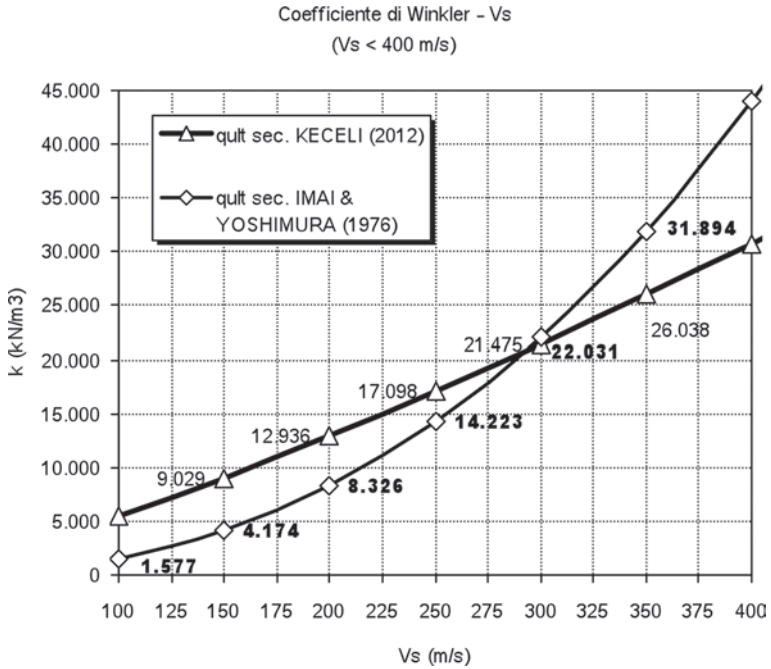


Figura 2.12. Valori del coefficiente di Winkler per Vs < 400 m/s

La capacità portante e il modulo k non sono proprietà intrinseche del terreno, cioè determinabili a prescindere dalla geometria delle fondazioni, dalla distribuzione dei carichi, dalle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo. In qualunque caso le stime con le precedenti relazioni, ancorché non molto accurate, forniscono una soddisfacente indicazione del comportamento effettivo del terreno.

3. Parametri fisici

3.1. Correlazioni parametri fisici- V_s

3.1.1. Correlazioni peso di volume- V_s

Il peso di volume saturo (γ_{sat} in kN/m^3) viene calcolato in funzione di V_s e della profondità (z) tramite le relazioni proposte rispettivamente da Mayne et al. (1999)¹ e da Mayne (2001)²:

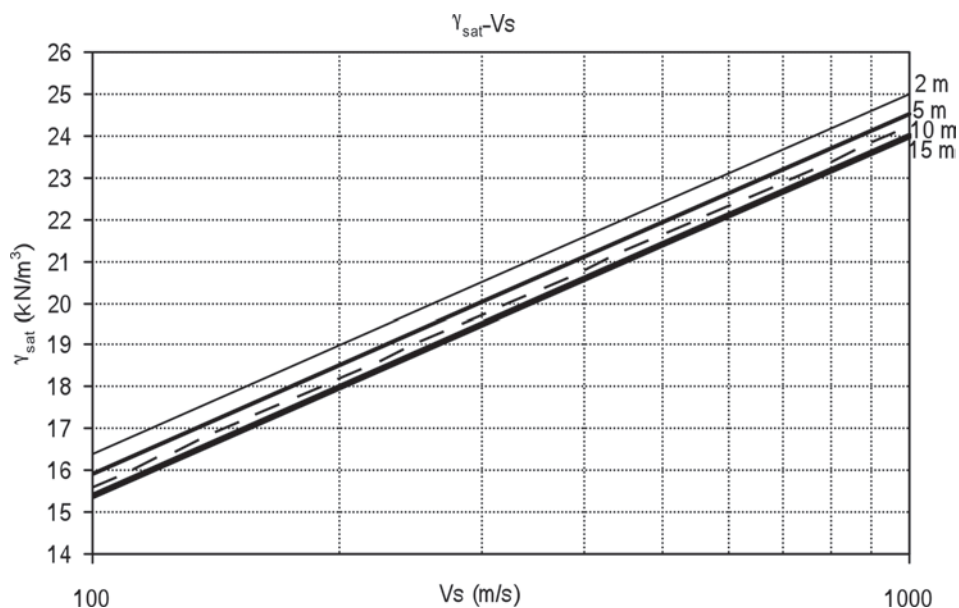


Figura 3.1. Andamento del peso di volume saturo con la profondità in funzione di V_s

¹ Mayne P.W. et al. (1999), *Small and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests*. Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, 1, 419-426.

² Mayne P.W. (2001), *Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests*. Proc. Int. Conf. on In-Situ Measurements of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, 27- 47.

$$\gamma_{sat} = 8,32 \cdot \text{Log}(Vs) - 1,61 \cdot \text{Log}(z)$$

$$\gamma_{sat} = 8,63 \cdot \text{Log}(Vs) - 1,18 \cdot \text{Log}(z) - 0,53$$

mentre Keceli (2012), come già segnalato, propone:

$$\gamma = 4,3 \cdot Vs^{0,25}$$

Tezcan et al. (2009)³ riportano una correlazione tra peso di volume e velocità delle onde longitudinali Vp , tenendo conto del tipo di terreno:

$$\gamma = \gamma_o + 0,002 \cdot Vp$$

Tabella 3.1. Valori di γ_o per tipi di terreno (fonte: Tezcan et al., 2009)

Tipo di terreno	Sabbie sciolte, silt e argilla	Sabbie dense e ghiaie	Marne, argilliti e conglomerati	Arenarie fratturate, tufi, scisti	Rocce dure
γ_o (kN/m ³)	16	17	18	20	24

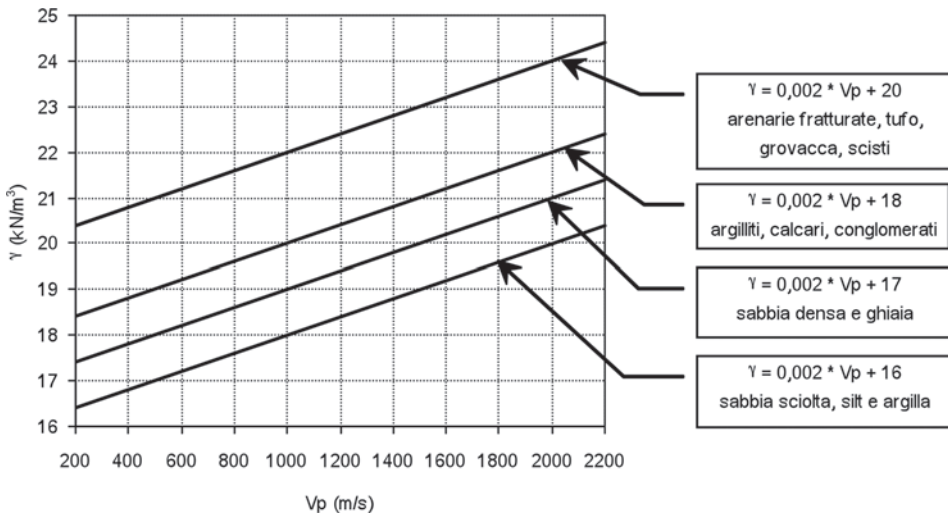


Figura 3.2. Correlazioni peso di volume- Vp per tipi di terreno (fonte: Tezcan et al., 2009)

3.1.2. Correlazioni indice dei vuoti- Vs

Le correlazioni tra l'indice dei vuoti e la velocità delle onde di taglio sembrano avere una giustificazione fisica più convincente rispetto a quelle più diffuse tra

³ Tezcan S.S. et al. (2009), *Seismic technique to determine the allowable bearing pressure for shallow foundations in soils and rocks*. Acta Geophysica, 57, 2, 400-412.

V_s e N_{SPT} tanto da segnalare in alcuni casi l'effetto del cosiddetto *aging*, cioè del progressivo miglioramento nel tempo delle caratteristiche di resistenza dovuto allo stato di aggregazione del materiale e alla cementazione.

L'indice dei vuoti può essere stimato tramite la correlazione in funzione di V_s proposta da Burns e Mayne (1996)⁴:

$$e_o = 121 \cdot V_s^{-1,0} \cdot z^{0,22}$$

mentre Siro (1990)⁵, con riferimento ai dati provenienti dalla microzonazione di Los Angeles (Fumal e Tinsley, 1985⁶; Ziony, 1985⁷), propone:

$$V_s = 42,9 + 94,1/e^2$$

Le correlazioni riportate da Siro (1990), rielaborate in funzione di V_s , consentono di definire le seguenti equazioni di potenza:

- limite superiore: $e = (V_s/262,47)^{-1,0016}$
- limite inferiore: $e = (V_s/136,38)^{-0,6005}$

Hardin e Richart (1963)⁸ riportano una correlazione V_s - e che tiene conto anche della tensione efficace media:

$$V_s = (a - 44,6 \cdot e) \cdot \sigma_m^{0,25}$$

con V_s in m/s, σ_m^2 in kPa e con il parametro a variabile tra 91,85 e 79 rispettivamente per $F_c = 0,15 \div 30\%$. Il valore dell'indice dei vuoti in funzione di V_s si calcola per inversione della precedente relazione:

$$e = 0,0224 \cdot [a - (V_s/\sigma_m^{0,25})]$$

⁴ Burns S.E. e Mayne P.W. (2002), *Analytical cavity expansion-critical state model for piezocone dissipation in fine-grained soils*. Soils and Foundations, 42,2,131-137.

⁵ Siro L. (1990), *Indagini geofisiche, geologiche e geotecniche per la definizione del modello geometrico-meccanico necessario nel calcolo della risposta sismica locale*. Atti VII Congr. Naz. Ordine dei Geologi, Roma, 139-150.

⁶ Fumal T.E. e Tinsley J.C. (1985), *Mapping shear-wave velocities of near-surface geologic materials. Evaluating earthquake hazard in the Los Angeles Region – an earth-science perspective*. U.S.G.S., Prof. Paper 1360, Washington, DC.

⁷ Ziony J.I. (Ed.). (1985), *Evaluating earthquake in the Los Angeles region*. U.S.G.S., Prof. Paper, 1360. Washington, DC.

⁸ Hardin B.O. e Richart F.E. (1963), *Elastic wave velocity in granular soils*. J. Soil Mech. Foundation, 89, 1, 33-65.

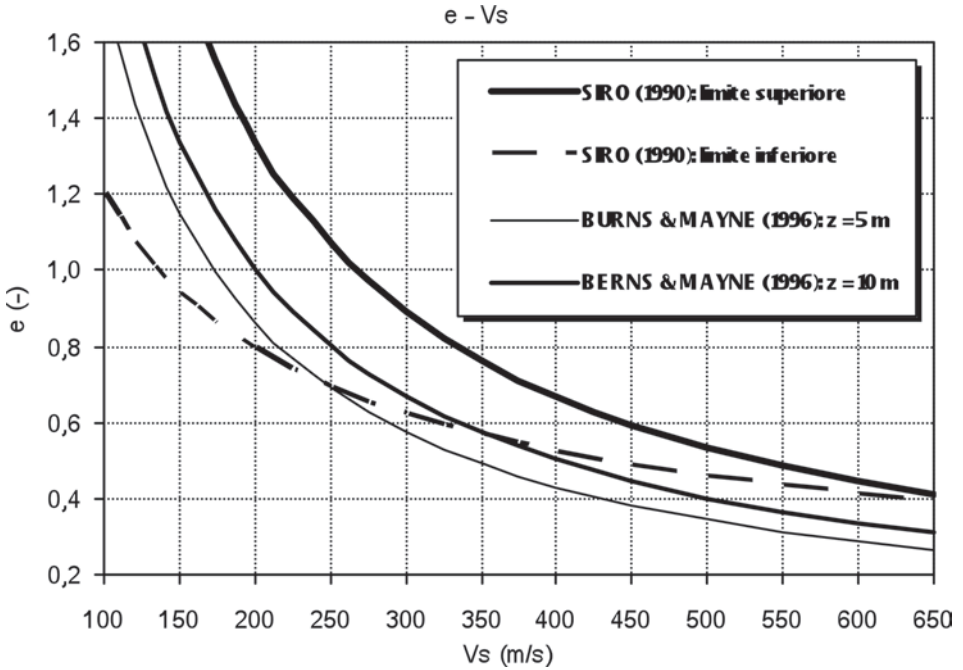


Figura 3.3. Andamento dell'indice dei vuoti in funzione di Vs

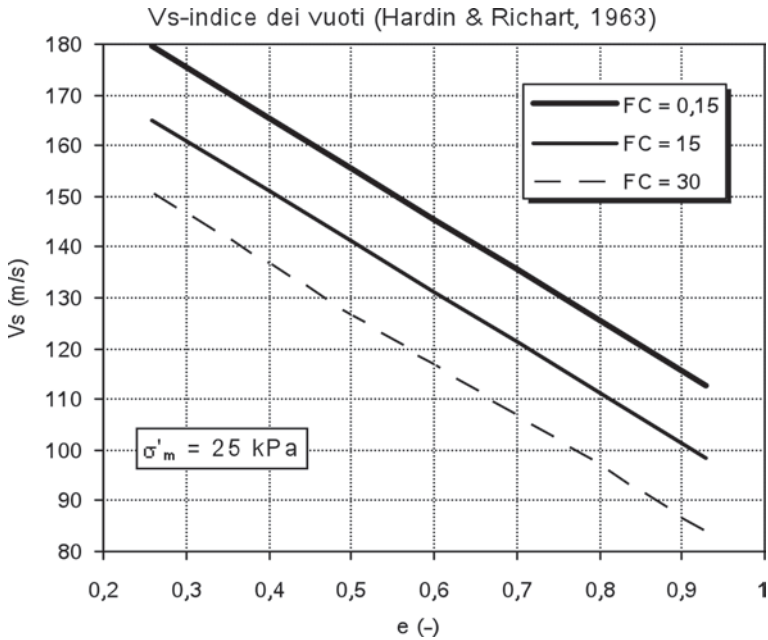


Figura 3.4. Andamento dell'indice dei vuoti in funzione di Vs per contenuto di fine

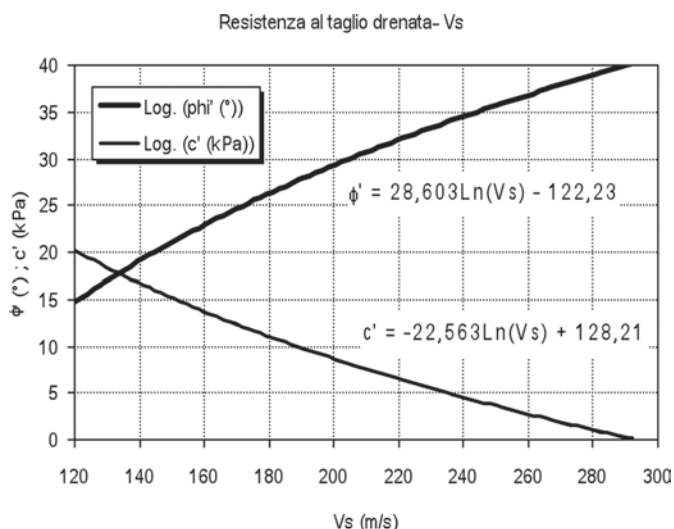


Figura 5.10. Andamento della resistenza al taglio drenata (c' e ϕ') in funzione di V_s

5.4. Ricostruzione di una correlazione locale V_s-N_{SP}

La disponibilità di valori di N_{SPT} e di V_s , misurati negli stessi fori di sondaggio e a profondità praticamente uguali, ha consentito di ricostruire una correlazione locale V_s-N_{SPT} e di segnalare la sua coerenza con alcune correlazioni riportate nella letteratura.

Tabella 5.6. Valori di N_{SPT} e V_s misurati nell'ambito della F.ne di Messina

Sondaggio	z (m)	N_1	N_2	N_3	N_{SPT}	V_s (m/s)
S1	2	10	8	9	17	212,11
	4	5	6	8	14	232,72
	6	14	23	41	64	313,29
	8	23	21	19	40	282,45
	10	16	24	29	53	457,19
	12	28	33	34	77	478,49
S2	6	13	20	21	41	283,98
	8	19	27	35	62	351,84
	10	27	33	34	77	411,64
	12	21	27	30	57	399,63
S3	6	21	39	43	82	302,87
	8	31	43	R	62	367,81
	10	18	40	41	81	337,93
	12	29	42	46	88	324,71

I dati sono stati acquisiti nell'ambito di prove in situ finalizzate alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo in corrispondenza del Policlinico Universitario di Messina, localizzato su un deposito sabbioso con frazione fine anche rilevante ($F_C = 15-50\%$) e con lenti francamente ghiaiose, di età olocenico-pleistocenica, noto nella letteratura geologica come Formazione di Messina o Ghiaie di Messina.

I valori di N_{SPT} posti uguali a N_{60} e acquisiti con l'utilizzo del campionatore standard, e delle velocità sismiche di taglio V_s , misurate tramite prove *down-hole*, sono riportati in tabella 5.6 rispetto alla profondità di prova e con l'indicazione del sondaggio di riferimento.

Un valore di N_{SPT} altrimenti considerato "a rifiuto", è stato recuperato secondo una procedura, proposta da Palmer e Stuart (1957)⁵⁶ sia pure in altri contesti, che fornisce risultati accettabili rispetto a quelli adottati con la procedura standard:

$$N_{SPT} = 2 \cdot N_1$$

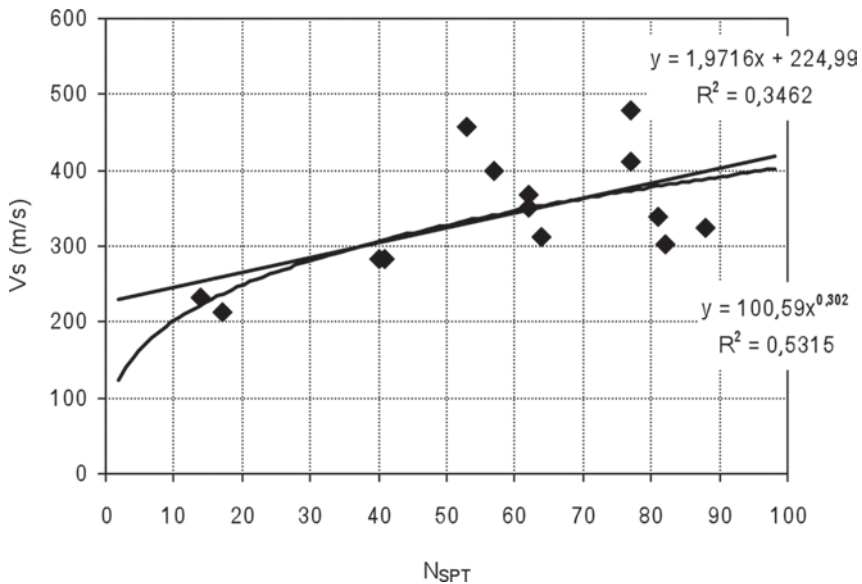


Figura 5.11. Correlazione locale V_s-N_{SPT}

La correlazione V_s-N_{SPT} è stata interpolata tramite una equazione lineare e una di potenza con quest'ultima sufficientemente affidabile in base al maggiore coefficiente di determinazione ($R^2 = 0,53$):

$$V_s = 100,59 \cdot N_{SPT}^{0,302}$$

⁵⁶ Palmer D.J. e Stuart J.G. (1957), *Some observations on the Standard Penetration Test and a correlation of the test with a new penetrometer*. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Londra.