

**NUOVA CABINA DI SEZIONAMENTO A 132 kV FRANCHINI ACCIAI –
SUO COLLEGAMENTO AEREO CON ELETTRODOTTO A 132 kV IN
SINGOLA TERNA ALL’ESISTENTE CABINA PRIMARIA DI “BRANDICO”
E RELATIVE OPERE ACCESSORIE NEI COMUNI DI BRANDICO E
MAIRANO (BS)**

Comuni di Brandico e Mairano

Relazione Geotecnica Preliminare

IL TECNICO

Dott. Ing. Marco Franceschini

*Ingegnere certificato Cert'Ing - 2° livello n° BOB-338-BO17;
comparto: geotecnica, specializzazione: fondazioni e opere di sostegno,
modellazione geotecnica, geotecnica sismica*



00	09/01/2018	Prima emissione	Marco Franceschini		

Questo documento contiene informazioni di proprietà e-distribuzione SpA e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto. E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di e-distribuzione SpA .

This document is property of e-distribuzione SpA . It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by e-distribuzione SpA .

Sommario

1	Introduzione	5
2	Normativa tecnica e documenti tecnici di riferimento	7
2.1	Norme	7
2.2	Documentazione di riferimento.....	7
2.2.1	Articoli e libri generali.....	8
2.2.2	Interpretazione prove CPT ed SPT	8
2.2.3	Pali di fondazione.....	8
2.2.4	Articoli sulle capacità portanti di fondazioni superficiali in campo statico e sismico	9
3	Piano di indagine geognostica – Fase preliminare	10
4	Elenco sostegni facenti parte della linea in oggetto	12
5	Carichi gravanti alla base dei sostegni per il progetto preliminare delle fondazioni.....	13
6	Interpretazione indagini geotecniche.....	14
7	Modello geotecnico generale.....	24
7.1	Modello geotecnico per verifica di fondazioni profonde su pali	24
7.2	Modello geotecnico per verifica di fondazioni superficiali	24
8	Parametrizzazione sismica del sito.....	25
8.1	Parametri di riferimento per l’azione sismica.....	25
9	Note sul livello di falda nel progetto delle fondazioni.....	26
10	Note in merito alla scelta del tipo di fondazioni adottate.....	27
11	Geometria delle fondazioni	29
11.1	Fondazioni superficiali.....	29
11.2	Fondazioni su pali.....	32
11.3	Riepilogo fondazioni.....	33
12	Criteri di progetto delle fondazioni superficiali.....	34
12.1	parte A: Analisi a Norme CEI 11-4 con azioni statiche.	35
12.2	parte B: Analisi in accordo con le Norme sismiche NTC2008.....	39
12.3	Cenni sul calcolo capacità portante in campo statico	40
12.4	Cenni sul calcolo capacità portante in campo sismico	41
13	Criteri di progetto delle fondazioni profonde	43
13.1	Capacità portante ultima di pali	43

13.1.1	Litologia incoerente, comportamento drenato.	44
13.1.2	Verifiche in ambito statico	45
13.1.3	Verifiche in ambito sismico	45
13.2	Capacità portante pali alle azioni orizzontali	46
13.3	Calcolo cedimento della palificata	47
13.3.1	Cedimento palo singolo	47
13.3.2	Cedimento gruppo di pali.....	47
13.4	Momento agente lungo il fusto dei pali	48
13.4.1	Momento inerziale.....	48
13.4.2	Momento cinematico.....	48
14	Computo volumi scavo/CLS – Ipotesi di fondazioni superficiali.....	49
15	Computo volumi scavo/CLS – Ipotesi di fondazioni profonde su pali	50
16	Computo volumi scavo/CLS – Ipotesi di opera completamente in cavo.....	51
17	Conclusioni	53

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 5 di/of 54

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il pre – dimensionamento delle fondazioni per il progetto nuova cabina di sezionamento a 132kV “FRANCHINI ACCIAI” e suo collegamento aereo con elettrodotto a 132kV in singola terna all’esistente cabina primaria di Brandico. Intervento che interessa i territori dei Comuni di Brandico e Mairano in provincia di Brescia.

La relazione è redatta al fine di determinare, per ogni picchetto, e scelta la tipologia della fondazione, le quantità di scavo e di calcestruzzo necessarie per la realizzazione della stessa.

In questa relazione verranno pertanto descritte e interpretate le prove geotecniche eseguite, elencati i sostegni presenti nella linea e i carichi sulle fondazioni, descritti i criteri per la scelta delle fondazioni e i metodi per il calcolo e verifica delle stesse ed infine fatto un elenco, picchetto per picchetto, della tipologia di fondazione e delle relative quantità (volumi di scavo e calcestruzzo).

È già il caso di accennare che, per ogni picchetto, ovvero per ogni tipologia di sostegno, in questa relazione verranno quantificate le quantità necessarie sia per realizzare una fondazione profonda che una fondazione superficiale, lasciando alla fase esecutiva la scelta della stessa.

Nei capitoli finali queste quantità vengono determinate, tra loro confrontate e anche messe a raffronto con le quantità necessarie per realizzare il tratto di linea in modo completamente interrato.

Questa ultima determinazione, in fatto di quantità è valutata con l’apporto dei tecnici Enel.

È il caso il precisare che **la presente relazione ha tutti i caratteri di un vaglio preliminare di progetto** per lo scopo sopra descritto e **in nessun caso questa relazione deve essere vista come una valutazione esecutiva degli aspetti litologici e geotecnici e delle fondazioni**; a questo scopo si rimanda al progetto esecutivo vero e proprio.

Per nessun caso, pertanto, i dati qui presenti devo essere visti come esecutivi, costruttivi ovvero cantierabili.

Rappresentazione della linea aerea.



Figura 02: Immagine riportata nello Studio Preliminare Ambientale (pag.57); indicato con la freccia magenta il posizionamento dei tralicci citati interferenti con elementi del RIM.



 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 7 di/of 54

2 **NORMATIVA TECNICA E DOCUMENTI TECNICI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Norme**

- [1] Norme CEI 11 – 4. V edizione Maggio 1998: “Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne”.
- [2] Legge 28/06/1986 N. 339
- [3] D.M. 05/08/1998: Norme Tecniche per la disciplina delle costruzioni ed esercizio delle linee elettriche aeree esterne
- [4] D.M.LL.PP. 21 Marzo 1988: “ Approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione a l’esercizio delle linee elettriche aeree esterne “
- [5] D.M.Infrastrutture e trasporti del 14.01.2008: “Norme tecniche per le costruzioni”.
- [6] Circolare Ministero Infrastrutture e trasporti del 02.02.2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14-01-2008.
- [7] D.M.LL.PP. del 05.11.1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [8] D.M.LL.PP. del 02.02.1974: Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.
- [9] D.M. 09/01/96 (Supplemento G.U. n. 29 del 05/02/96): Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche
- [10] UNI EN 1992-1-1: 2005: Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [11] Eurocodice 7 – UNI EN 1997-1: 2005 – “Progettazione Geotecnica. Parte 1: Regole generali”
- [12] Eurocodice 8 – UNI EN 1998-1: 2005 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
- [13] Eurocodice 8 – UNI EN 1998-5:2005: - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

2.2 **Documentazione di riferimento**

- [14] Piano delle opere, documento Enel 1182524, vers. 1-2017-05.
- [15] Presentazione delle osservazioni ai sensi dell’art. 19, comma 4, del D.Lgs. n.152/2006 e s.m.i. - Deliberazione della Giunta Comunale N. 77 in data 19.10.2017.
- [16] IDVIP [3702] Verifica di Assoggettabilità alla VIA. “Nuova cabina di sezionamento a 132kV “Franchini Acciai” e suo collegamento aereo con elettrodotto a 132kV in singola terna all’esistente cabina primaria di Brandico (Bs)”- Proponente “edistribuzione S.p.A.”. Richiesta di integrazioni. Ministero dell’Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare.
- [17] Relazione geologica e report indagini geofisiche e geotecniche redatta a cura del Dott. Geol. Rocco Carbonella.
- [18] Unificazione Nazionale fondazioni per sostegni Unificati.
- [19] Enel Distribuzione -Linee compatte a semplice terna a 132 – 150 kv – Sostegni a base stretta. Ed. n.1 ; Ottobre 1999.
- [20] Integrazione al piano delle opere, documento Enel 1182524, vers. 1-2018-01.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 8 di/of 54

Riferimenti tecnici

2.2.1 Articoli e libri generali

- [21] Associazione geotecnica Italiana: “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”. Linee Guida. Ed. Marzo 2005.
- [22] Cestari F.: Prove geotecniche in sito; Geo-Graph Ed., Segrate, 1990.
- [23] Tomlinson, M. J. – “Foundation design and construction” 7th edition. Prentice Hall, 2001.
- [24] Fleming K., Weltman A., Randolph M., Elson K. (2008). “Piling Engineering”. Taylor & Francis group.
- [25] Bond – A. Harris “Decoding EC7” Taylor e Francis Edition, 2009.
- [26] Salgado R.: The Engineering of Foundations. Mc Graw Hill, 2008.
- [27] Fellenius B.H. Basics of foundation design. Electronic edition. November 2009.
- [28] Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2011) – “Piles and Pile Foundations”. CRC Press.

2.2.2 Interpretazione prove CPT ed SPT

- [29] Robertson P.K., Cabal K.L. – “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering”. Gregg drilling, 4th edition July 2010.
- [30] Mayne P.W., Niazi F.S. – “Evaluation of EURIPIDES pile load tests response from CPT data”. International Journal of Geoenvironment Case Histories ©, Vol. 1, Issue 4, p. 367.
- [31] Mayne P.W., Coop M.R., Springman S.M., Huang A., Zornberg J.G. – «Geomaterial Behaviour and testing». 17th ICSMGE 2009 – Alessandria.
- [32] Mayne P.W., Christopher B.R. – “Manual on Subsurface Investigations”. National Highway Institute Publication, No. FHWA NHI-01-031. Federal Highway Administration, Washington, DC. July 2001.
- [33] Brinkgreve R.B.J. (2005). “Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application”. In J.A Yamamuro & V.N Kaliakin (Eds.), Soil Constitutive Models (pp. 69-98). Reston, Virginia: ASCE.
- [34] Robertson, P. K. (2012). Interpretation of in-situ tests – some insights. Mitchell Lecture - ISC'4 Brazil, Sept., 2012
- [35] Bruschi A. (2010) – “Prove geotecniche in situ. Guida alla stima delle proprietà geotecniche e alla loro applicazione alle fondazioni”. Dario Flaccovio Editore.
- [36] Tanzini M. (2011) – “L'indagine geotecnica. Caratterizzazione geotecnica delle terre e delle rocce attraverso prove in sito e di laboratorio”. Dario Flaccovio Editore.

2.2.3 Pali di fondazione

- [37] Tomlinson M.J. : Pile design and construction practice. E & FN Spon, 2004
- [38] Paulos e Davis – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – Dario Flaccovio Editore.
- [39] R. Berardi “Capacità portante di un singolo palo soggetto a carico assiale” – Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino – XVI Ciclo.
- [40] Battaglio – Lancellotta “Pali di fondazione nei terreni coesivi” – Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino – XII Ciclo.
- [41] Pasqualini “Pali di fondazione nei terreni non coesivi” – Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino – XII Ciclo.
- [42] Bauduin, V.U.B. – “Design of axially loaded compression piles according to Eurocode 7”.
- [43] Prezzi M., Seo H – “Analytical solutions for a vertically loaded pile in multilayered soil”. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal Vol. 00, No. 00, xxxx 2006.
- [44] Mayne P.W., Niazi F.S. – «Case history of pile capacity and load-settlement response by SCPTu». CIGMAT 2009.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 9 di/of 54

- [45] Viggiani C., Mandolini A., Russo G. – “Piles and pile foundations”. Taylor & Francis, 2011.
- [46] Poulos, H.G. (2011). The De Mello foundation engineering legacy. Soils and rocks, San Paolo, 34(1): 3-31, January – April 2011.
- [47] Franceschini M., Fiorelli F. (2012). “La resistenza non drenata nel progetto di fondazioni profonde: il caso delle argille plioceniche nel Comune di Collesalveti (LI)”. Il Geologo. Trimestrale dell’Ordine dei Geologi della Toscana. Anno XXIII n.89 Settembre 2012 p. 11-19.
- [48] Kulhawy H., Prakoso W.A., Akbas S.O. (2005). “Evaluation of capacity of rock foundation sockets”. American Rock Mechanics Association, USRMS 05-767.
- [49] Kulhawy H., Prakoso W.A. (2007). “Issues in evaluating capacity of rock socket foundations”. 16th Southeast Asian geotechnical conference 2007.
- [50] Hoek E., Brown E.T. “The Hoek-Brown failure criterion. A 1988 update”. 15th Canadian rock mechanics symposium.
- [51] Zhang L., Einstein H.H. (1998). “End bearing capacity of drilled shafts in rock”. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, July 1998, pp. 574-584.
- [52] Zhang L., Einstein H.H. (2000). “Nonlinear analysis of laterally loaded rock-socketed shafts”. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, November 2000, pp. 955-968.

2.2.4 *Articoli sulle capacità portanti di fondazioni superficiali in campo statico e sismico*

- [53] Associazione Geotecnica Italiana – Aspetti Geotecnica della Progettazione in Zona Sismica – Linee guida; Marzo 2005
- [54] Brinch – Hansen: “A revised and extended formula for bearing capacity”. Danish Geoth. Inst. Bull., 28, 1970.
- [55] R.Richards – D.Elms – M.Budhu: “Seismic bearing capacity and settlement of foundation”, Jour. Geoth. Engng. ASCE, Vol. 119, No.4, pp.662-674, 1993.
- [56] Franceschini – Carbonella Confronto tra i vari metodi di calcolo delle capacità portanti di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi in zona sismica. – INARCOS n.666 – Gennaio - Febbraio 2006.
- [57] R.Paolucci – A.Pecker: “Seismic bearing capacity of shallow strip foundation on dry soil”, Soil and Foundation, Vol. 37, No.3, pp.95-105, 1997
- [58] M.Maugeri – D.Novità: “Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity” Proc. Int. Conf. On Soil Dynamics and Earthquake Eng. 2004.
- [59] J.Kumar – Mohan Rao: “Seismic bearing capacity factors for spread foundations”; Geotechnique 52.No.2, pp.79-88, 2002.
- [60] D.Choudhury – K.Subba Rao: “Seismic bearing capacity of shallow strip foundation” Geoth and Geol. Engng. No.23, pp.403-418, 2005
- [61] G.Cortellazzo – A.Mazzuccato: “Eurocodice 7: fondazioni superficiali” RIG, n.2/3, pp.42-51, 1997
- [62] Pecker: “Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundation”; Proc. Of the 14th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., Balkema, Hamburg, pp. 262-268.
- [63] Franceschini M, Carbonella R., Rispoli F. 2012 – “Calcolo della capacità portante in zona sismica di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi: analisi, risvolti normativi ed applicazioni numeriche” Geologia Tecnica ed Ambientale n.1.
- [64] Carbonella R., Rispoli F., Franceschini M. - 2012 – “Fondazioni superficiali. Quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08 - Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi.”

3 PIANO DI INDAGINE GEOGNOSTICA – FASE PRELIMINARE

Al fine di rendere questo lavoro esaustivo allo scopo descritto nell'introduzione, si è previsto uno studio geologico e geotecnico preliminare della zona condotto attraverso l'analisi delle carte geologiche ed il recepimento di informazioni generali di carattere geologico, idrogeologico ed idrografico, oltre che morfologico.

Le stesse sono compiutamente ed esaustivamente trattate e descritte nella relazione geologica.

Inoltre per l'aspetto più puramente geotecnico che si prefigge questa relazione è stata condotta una campagna geognostica preliminare costituita dalle seguenti indagini:

- n. 4 prove penetrometriche statiche CPT;
- n. 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- n. 3 prove geofisiche superficiali per la misura del profilo verticale delle velocità di trasmissione delle onde sismiche di taglio Vs;
- n. 1 misura del periodo fondamentale di vibrazione del deposito mediante tecnica HVSr.

Si precisa che le prove DPSH sono il più delle volte eseguite in continuità con le prove CPT dove quest'ultime non sono riuscite a penetrare il terreno.

In altre parole, in merito alle indagini penetrometriche e alla loro tipologia, l'intenzione base prevista nel progetto delle indagini era l'esecuzione di prove penetrometriche statiche CPT; le stesse sono state eseguite dal piano di campagna fino dove possibile. Successivamente, vista la litologia sabbioso-ghiaiosa riscontrata, tale da portare a rifiuto le prove penetrometriche statiche, si è proceduto con l'esecuzione di prove dinamiche, peraltro corrette per parametrizzare tali litologie.

Le prove hanno interessato i **picchetti A, E, N, P** così come da schema qui a seguire riportato.



 <i>Infrastrutture e Reti Italia</i> <i>Distribuzione Territoriale Rete</i> <i>Lombardia Progettazione Lavori e</i> <i>Autorizzazioni</i>	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 11 di/of 54

La posizione delle indagini è stata identificata allo scopo di avere informazioni puntuali su sostegni sede di indagine, o comunque vicini, che sono anche quelli con le sollecitazioni più importanti, ovvero sostegni capolinea e derivazione e sostegni d’angolo.

Allo stesso tempo, con approssimata interpolazione si possono avere informazioni sulle litologie medie per gli altri sostegni della linea.

Evidente che saranno informazioni approssimate ma pur sempre di una certa attendibilità ed adatte al livello preliminare che si prefigge il presente documento.

La scelta della tipologia di indagine è caduta su indagini tipo CPT/DPSH per la loro alta affidabilità e la loro speditezza, importante in questo frangente di progetto.

Le stesse permetteranno di ricavare i valori dei principali parametri geotecnici (in termini di parametri fisici, di resistenza e di deformabilità) per il progetto di fondazioni superficiali o di fondazioni profonde che si andranno più avanti ad ipotizzare nel corso della relazione.

Evidente che nella fase progettuale esecutiva vera e propria il piano di indagine sarà decisamente incrementato e reso più accurato, prevedendo anche l’esecuzione di due sondaggi, oltre che una prova penetrometrica in corrispondenza di ogni picchetto.

Evidente che le 4 prove eseguite in questa sede faranno testo e saranno utilizzate anche per la fase esecutiva.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 12 di/of 54

4 ELENCO SOSTEGNI FACENTI PARTE DELLA LINEA IN OGGETTO

Nel seguente prospetto si riportano, per ognuno dei picchetti della linea, i sostegni previsti e le relative principali caratteristiche.

I picchetti sono identificati sia per mezzo di una numerazione progressiva sia per mezzo di lettere, così da ritrovare corrispondenza con l'identificativo assunto nella conduzione delle indagini geognostiche.

N.		TIPO	SERIE	PRESTAZIONI			INTERASSE ALLA BASE m
				Lm m	δ SESSADEC	K	
0	A	E 18	UNIFICATO	130	0° + Cap.	0.10	4.30
1	B	RSE 18	BASE STRETTA	260	0°	0.10	2.15
2	C	RSE 18	BASE STRETTA	260	0°	0.10	2.15
3	D	RSE 18	BASE STRETTA	260	0°	0.10	2.15
4	E	SP 15	MONOSTELO	250	90°	0.00	
5	F	RSE 18	BASE STRETTA	250	0°	0.10	2.15
6	G	RSE 18	BASE STRETTA	250	0°	0.10	2.15
7	H	RSE 18	BASE STRETTA	250	0°	0.10	2.15
8	I	RSE 18	BASE STRETTA	250	0°	0.10	2.15
10	L	VSE 18	BASE STRETTA	250	7°	0.10	2.55
11	M	RSE 18	BASE STRETTA	250	0°	0.10	2.15
12	N	VSE 18	BASE STRETTA	250	7°	0.10	2.55
13	O	RSE 18	BASE STRETTA	250	0°	0.10	2.15
14	P	E 27	UNIFICATO	250	90°	0.10	5.70
15	Q	E 27	UNIFICATO	130	0°+Cap.	0.10	5.70

Si tratta di un totale di n. 15 picchetti, di cui:

- n. 3 sostegni unificati (tralici a base larga) utilizzati con angolo a 90° o capolinea;
- n. 11 sostegni a traliccio a base stretta, tutti di altezza H= 18 m, di cui 9 in rettilineo e due con un piccolo angolo;
- 1 sostegno monostelo progettato appositamente allo scopo.

Dal punto di vista geotecnico e del progetto preliminare delle fondazioni:

- i picchetti 0 e 4 andranno trattati singolarmente;
- i picchetti 14 e 15 potranno essere accorpati, così come 10 e 12;
- un unico progetto preliminare potrà essere sviluppato per tutti gli altri sostegni che prevedono l'utilizzo di un sostegno di rettilineo RSE 18.

Evidente che in fase esecutiva, anche alla luce delle indagini puntuali picchetto per picchetto che saranno condotte (come già affermato al capitolo 3), ogni sostegno sarà studiato in modo specifico a avrà la sua fondazione progettata con i parametri geotecnici specifici.

5 CARICHI GRAVANTI ALLA BASE DEI SOSTEGNI PER IL PROGETTO PRELIMINARE DELLE FONDAZIONI

In questo capitolo si riportano i carichi agenti alla base delle diverse tipologie di sostegno per il dimensionamento preliminare delle rispettive fondazioni.

I carichi sono tutti di natura statica e calcolati secondo le norme CEI 11-4 [1] e sono da considerare preliminari rispetto ad un progetto esecutivo vero e proprio.

Tali carichi sono ricavati:

- nel caso di sostegni Unificati, dai documenti della Unificazione stessa;
- per i sostegni a base stretta da una valutazione preliminare operata dallo scrivente;
- per il sostegno poligonale da un progetto di massima già redatto, sempre dallo scrivente, al fine di renderlo costruttivo in fase di progetto esecutivo.

N.		TIPO	PIEDI SEPARATI		BLOCCO UNICO						
			COMPR daN	STRAPP daN	ΣV daN	ΣT daN	ΣL daN	MT daN*m	ML daN*m	Mris daN*m	
0	A	E 18	68500	62950							
1	B	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
2	C	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
3	D	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
4	E	SP 15			10571	16422	1294	252215	20830	23074	
5	F	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
6	G	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
7	H	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
8	I	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
10	L	VSE 18			8900	13600	1260	243100	26526	244543	
11	M	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
12	N	VSE 18			8900	13600	1260	243100	26526	244543	
13	O	RSE 18			6670	6560	3480	96800	76350	123300	
14	P	E 27	74400	67800							
15	Q	E 27	74400	67800							

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 14 di/of 54

6 INTERPRETAZIONE INDAGINI GEOTECNICHE

La campagna di indagini geognostiche che sono state condotte in questa fase preliminare di progettazione è stata descritta al capitolo 3.

Ogni indagine condotta è mirata in modo specifico alla determinazione di particolari parametri geotecnici, propedeutici per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione in oggetto.

- *Prove CPT*: conoscenza continua con la profondità della resistenza all'avanzamento della punta conica e dell'attrito laterale sviluppato sulla sua superficie. Mediante interpretazione di questi dati deduzione del profilo litologico e stratigrafico e dei principali parametri fisici, di resistenza e di deformabilità dei suoli investigati mediante un'ampia disponibilità di correlazioni desunte dai più aggiornati studi condotti a livello scientifico internazionale. Possibilità di misurare il livello della falda e di prelievo di campioni applicando alla punta del penetrometro un campionatore Shelby.
- *Prove DPSH*: mediante interpretazione di questi dati deduzione del profilo litologico e stratigrafico e dei principali parametri fisici, di resistenza e di deformabilità dei suoli investigati mediante un'ampia disponibilità di correlazioni desunte dalla bibliografia internazionale. Tali indagini mal si prestano ad investigare terreni a carattere coesivo ma **spesso risultano essere le uniche percorribili qualora ci si trovi invece ad indagare terreni incoerenti**, specialmente se cementati, o rocce fratturate in quanto prove quali le CPT non sono in grado di avanzare in questi tipi di terreni molto compatti e resistenti.

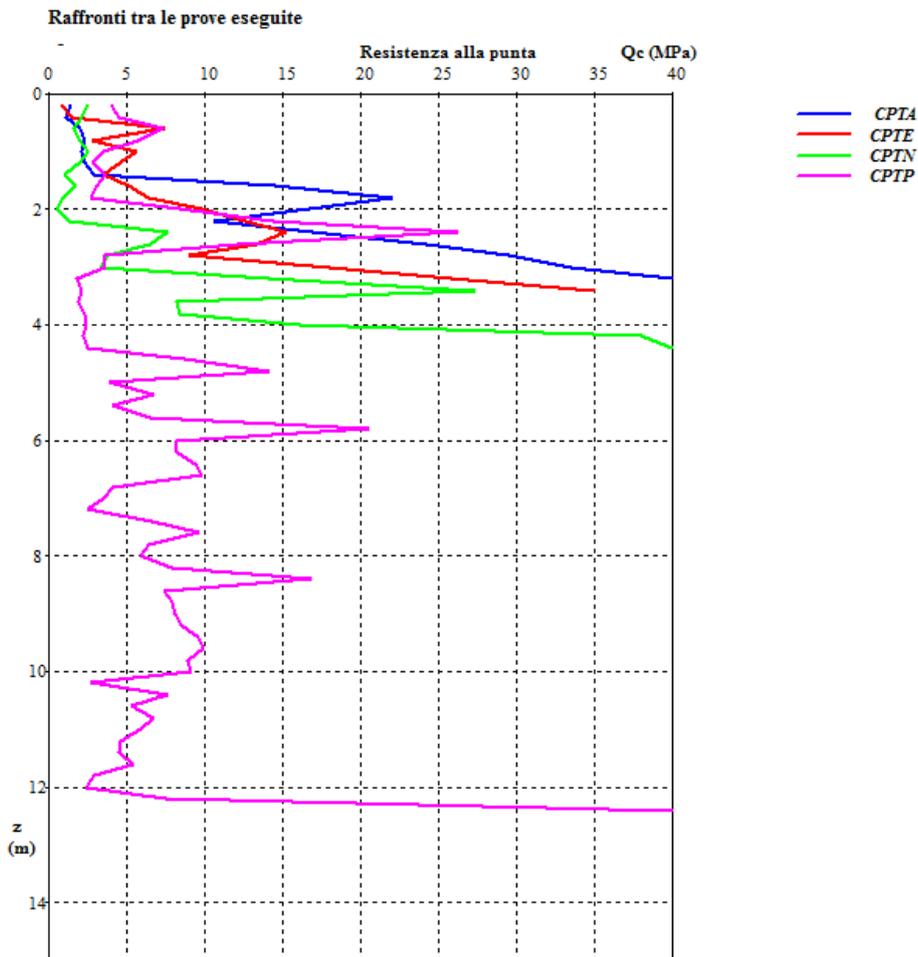
In fase di progettazione esecutiva la campagna di indagine geognostica sarà integrata con ulteriori prove, condotte in sito come in laboratorio, tra cui, ad esempio:

- *Sondaggi a carotaggio continuo*: determinazione del profilo litologico e stratigrafico, anche in presenza di materiali grossolani non attraversabili da un penetrometro statico. Misura del livello di falda, prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio.
- *Proprietà fisiche dei suoli*: peso specifico, contenuto naturale d'acqua, ecc.
- *Limiti*: classificazione dei materiali coesivi.
- *Analisi granulometriche*: classificazione dei materiali incoerenti.
- *Prove di taglio diretto*: determinazione dei parametri di resistenza efficaci dei suoli.
- *Prove edometriche*: per materiali coesivi, ottenimento della pressione di preconsolidazione, del grado di sovra consolidazione OCR, dei parametri di compressibilità primaria (cedimento edometrico) e secondaria (cedimento viscoso). Modulo elastico in condizioni edometriche.
- *Prove triassiali consolidate e drenate TX CD*: moduli elastici del terreno per diversi livelli di deformazione.
- *Prove triassiali consolidate e non drenate TX CIU*: resistenza non drenata nei materiali coesivi.
- *Prove di espansione laterale libera ELL*: resistenza non drenata nei materiali coesivi.

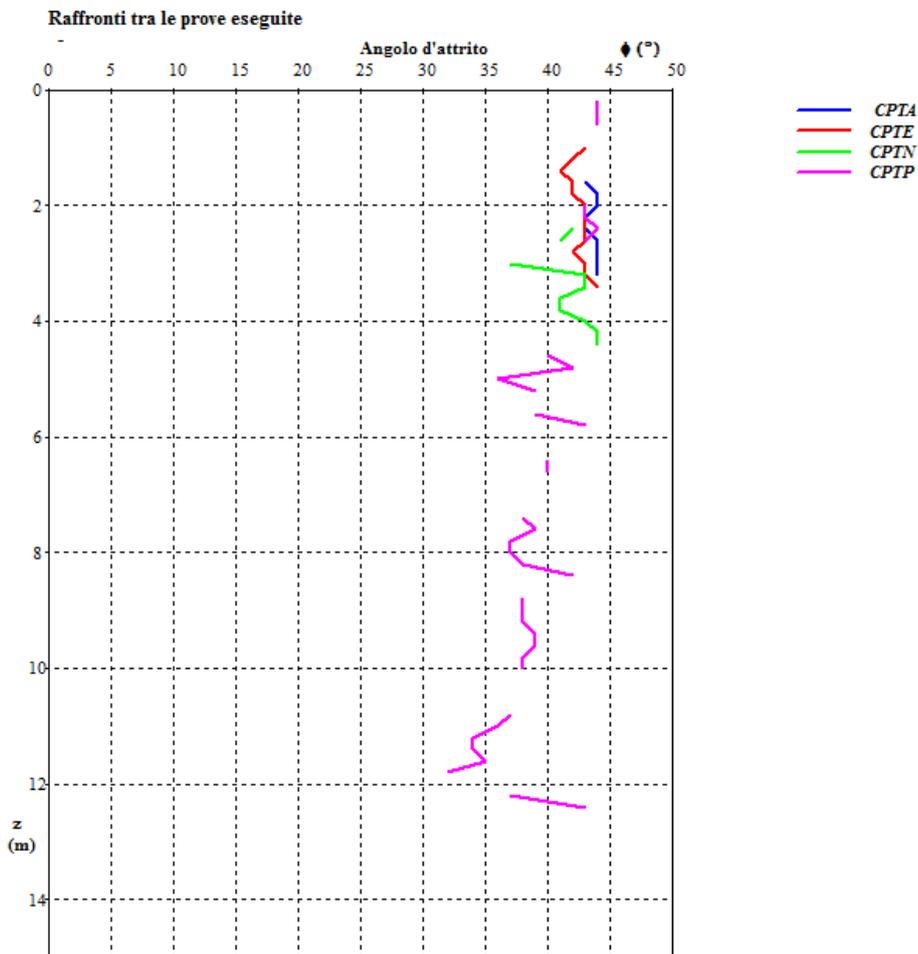
Si riportano nei punti seguenti le interpretazioni delle indagini condotte nella campagna preliminare.

➤ Interpretazione prove penetrometriche statiche CPT

Resistenza alla punta

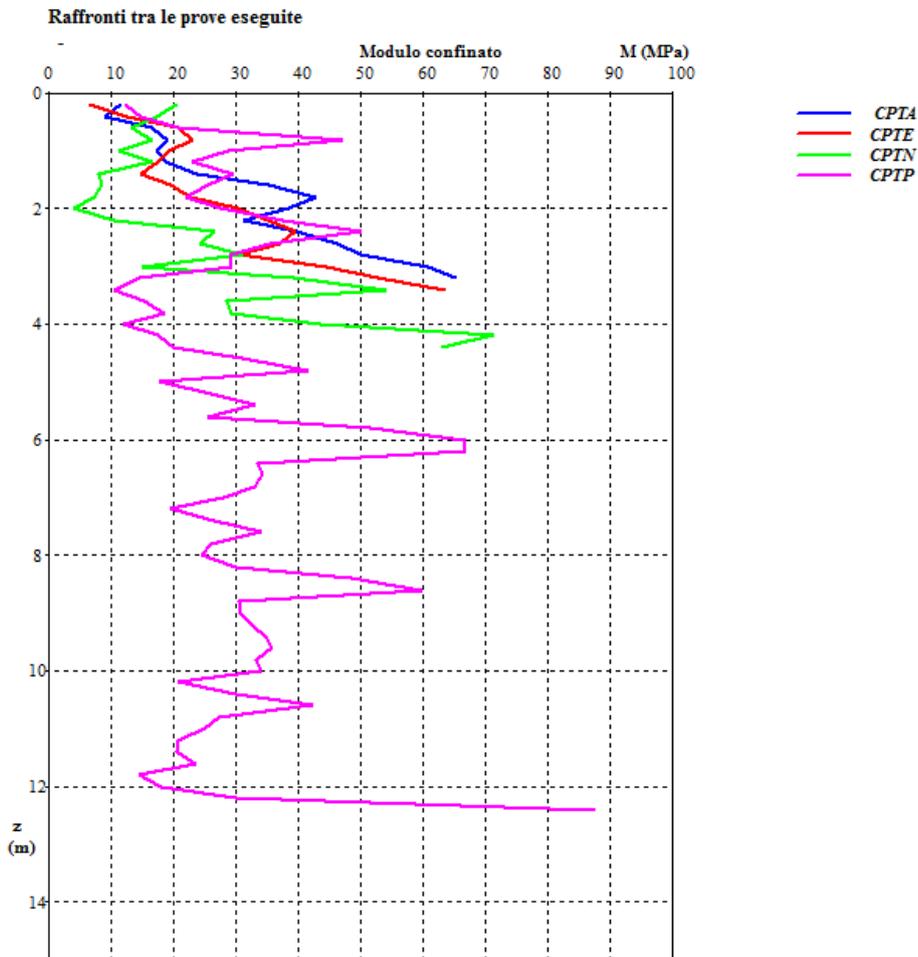


Angolo di attrito



PGS_CPT ver. 3.0 ©Dario Flaccovio Editore

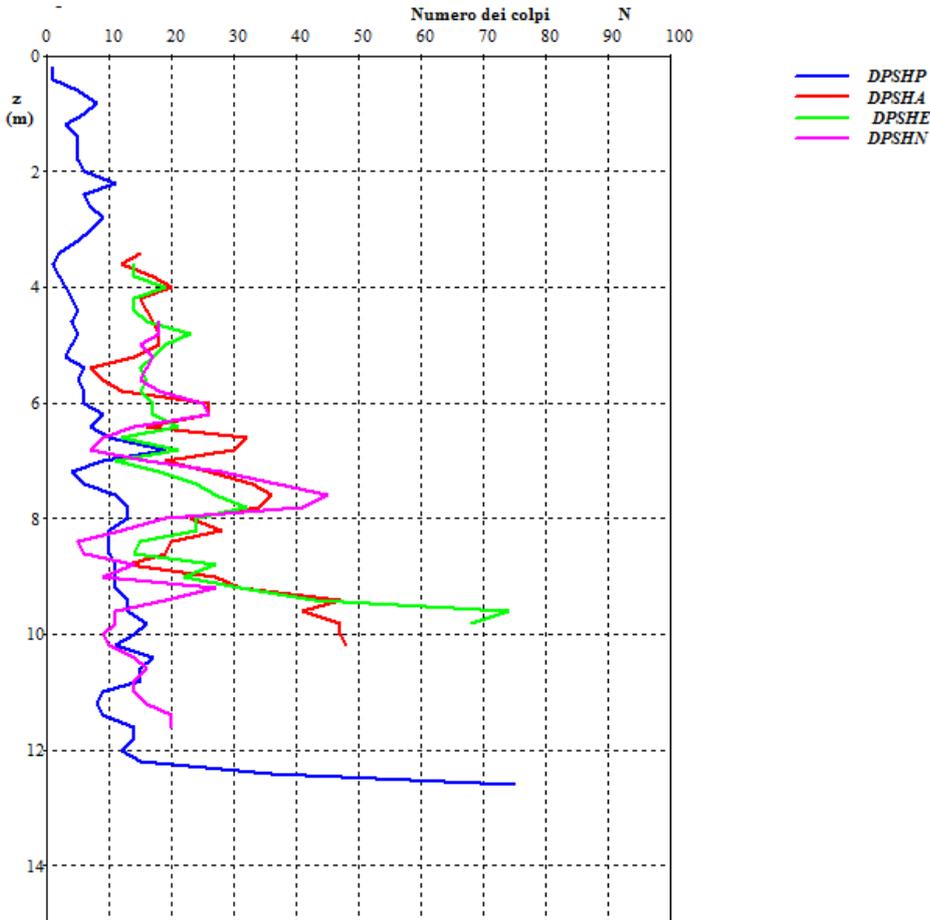
Modulo di deformabilità.



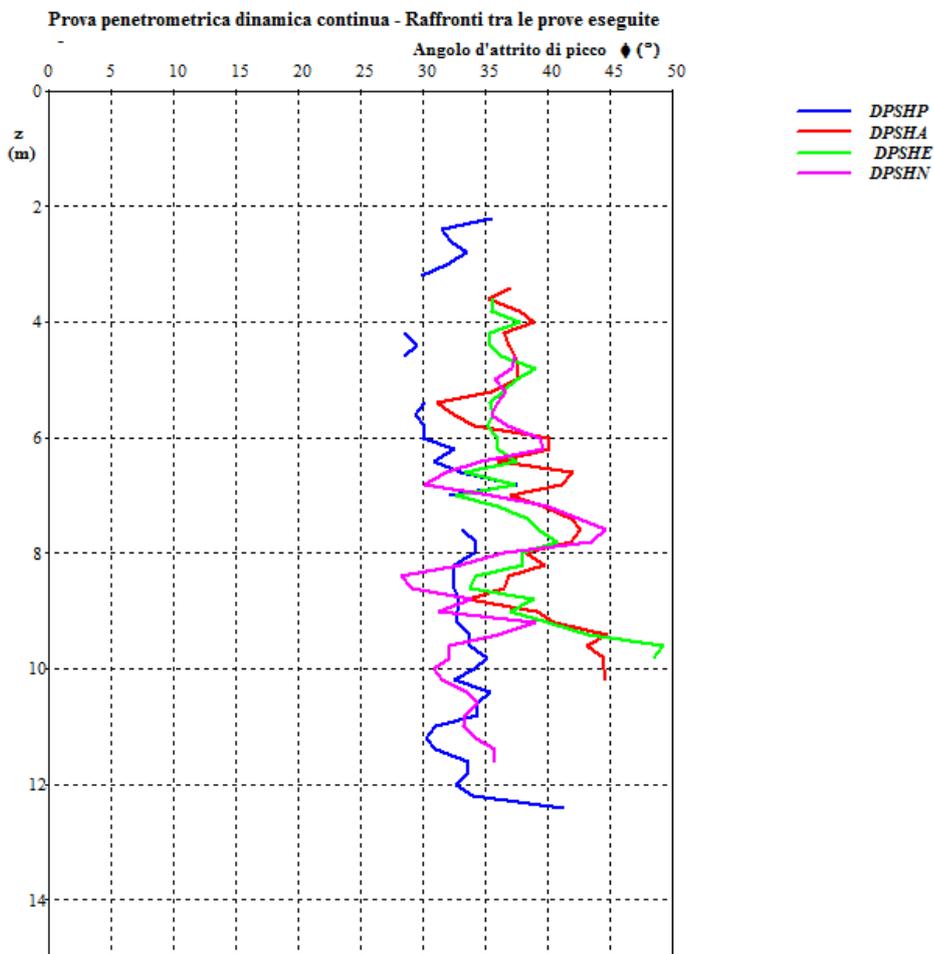
➤ Interpretazione prove penetrometriche dinamiche DPSH

Numero di colpi

Prove penetrometriche dinamiche - Raffronti tra le prove eseguite



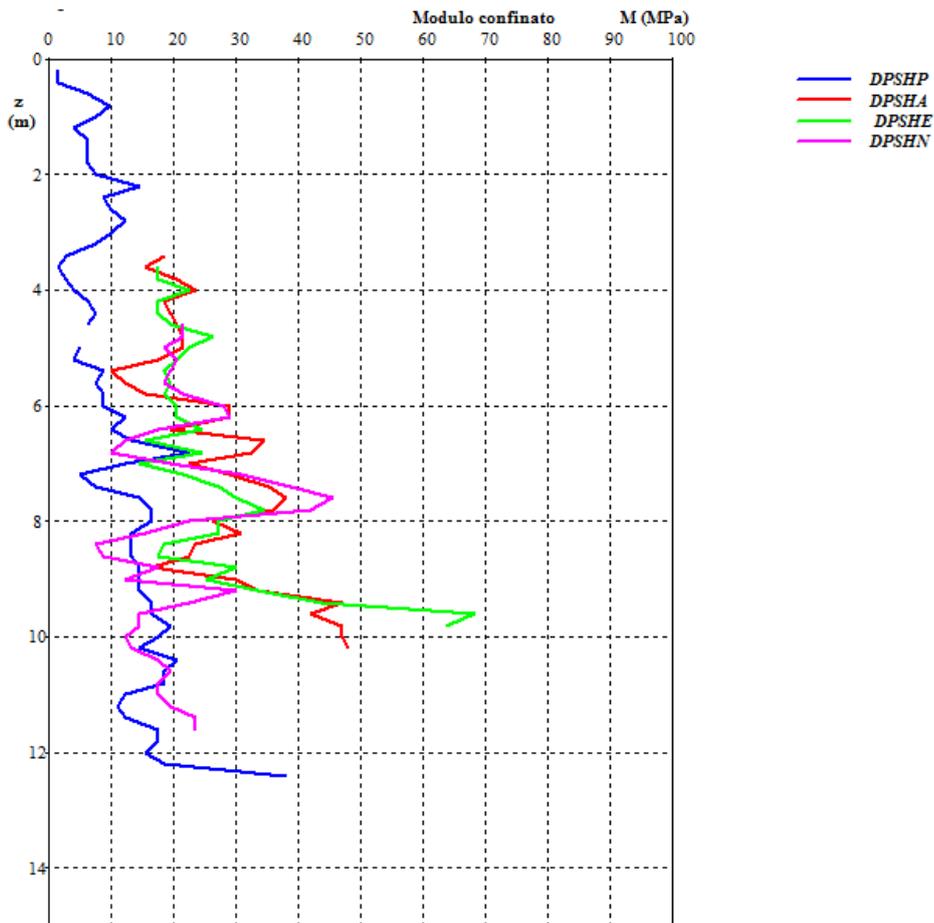
Angolo di attrito



PGS_DP ver. 3.2 ©Dario Flaccovio Editore

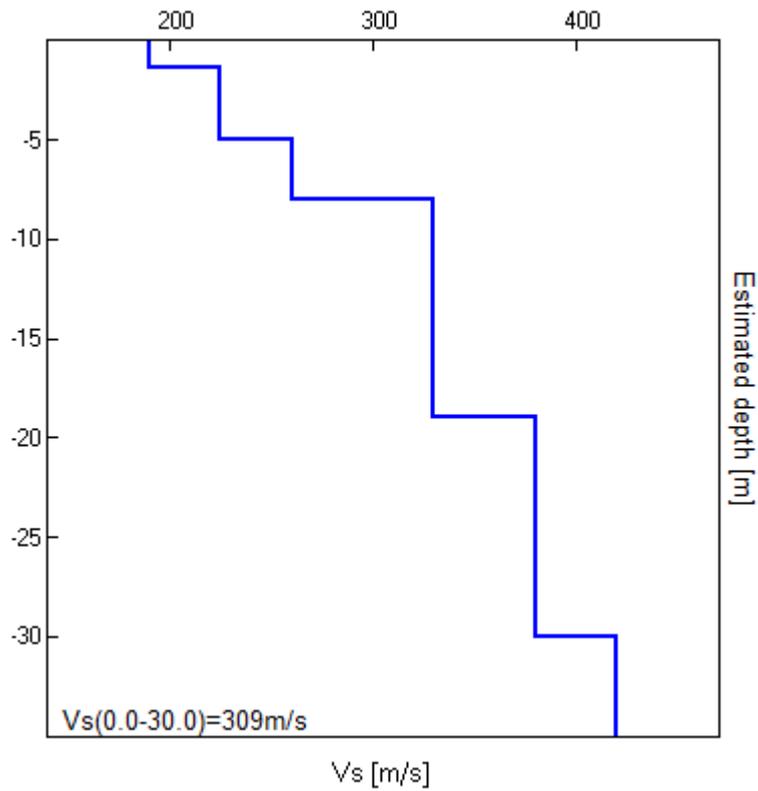
Modulo deformativo.

Prova penetrometrica dinamica continua - Raffronti tra le prove eseguite



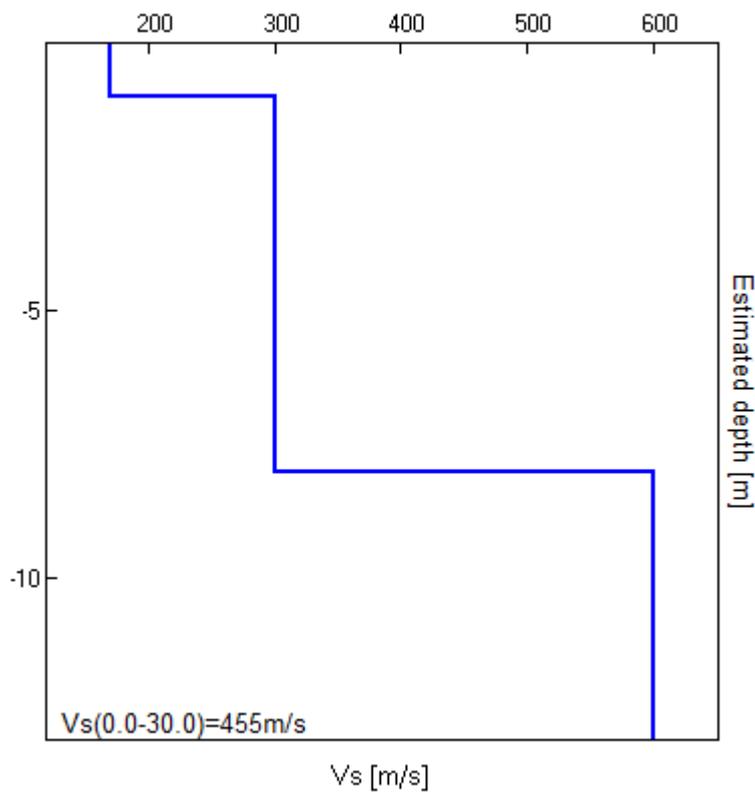
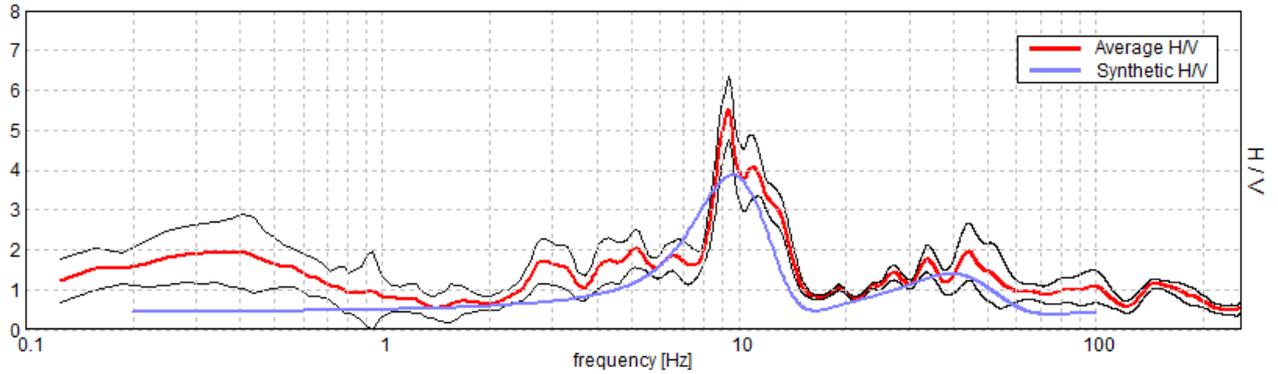
➤ Interpretazione prove geofisiche

Picchetto A

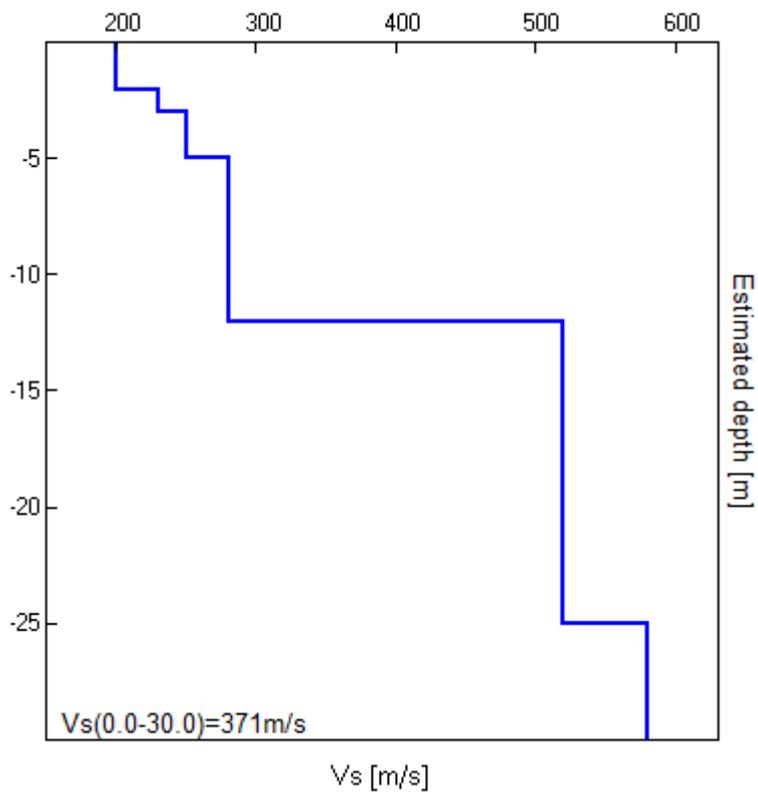


Picchetto E

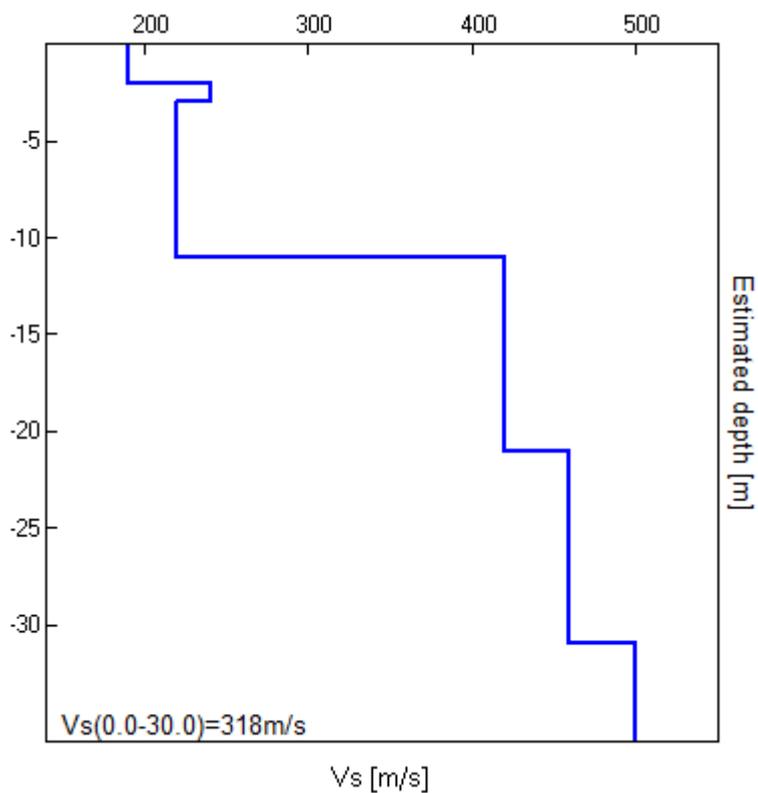
Max. H/V at 9.38 ± 0.31 Hz. (In the range 0.0 - 60.0 Hz).



Picchetto N



Picchetto P



e-distribuzione Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 24 di/of 54

7 MODELLO GEOTECNICO GENERALE

A valle dell'interpretazione delle indagini geognostiche condotte in questa fase preliminare di progettazione è stata determinata la parametrizzazione geotecnica a seguire riportata.

Per gli scopi che si prefigge il presente documento, descritti nell'introduzione, la scelta è stata quella di fare riferimento ad un modello geotecnico unico per l'intera linea, determinato ponderando i risultati delle prove eseguite sull'intero sviluppo della linea.

Chiaramente in fase di progettazione esecutiva, quando saranno eseguite indagini specifiche in ogni picchetto, ciascuna fondazione in ogni picchetto sarà verificata facendo riferimento ad un modello specifico.

7.1 Modello geotecnico per verifica di fondazioni profonde su pali

Le indagini geognostiche hanno evidenziato essenzialmente la presenza di terreni di carattere incoerente, costituiti nei primi metri di profondità da sabbie seguite da ghiaie più compatte e resistenti.

Lo spessore dello strato di sabbie che precede le ghiaie varia da picchetto a picchetto.

Strato			Angolo resistenza taglio ϕ
	da m	a m	°
Sabbie	0.0	2.0	28
Sabbie	2.0	variabile	30
Ghiaie	variabile	-	35

7.2 Modello geotecnico per verifica di fondazioni superficiali

La verifica di fondazioni superficiali sarà condotta considerando la presenza di un terreno incoerente al piano di imposta delle stesse, quindi in condizioni drenate. Si farà riferimento ai seguenti parametri di resistenza:

$$\phi = 28^\circ$$

Tali valori sono stati dedotti ponderando i valori di resistenza dei terreni tra circa -2.0 e -3.0 metri di profondità dal p.c., per considerare i bassi valori di tensione litostatica presenti a queste profondità che ne influenzano la resistenza.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 25 di/of 54

8 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

In accordo con i precetti normativi riportati in [5] e [12] è necessario caratterizzare il suolo presente in sito dal punto di vista sismico in modo da tenere in considerazione, seppur con una metodologia semplificata, degli effetti di amplificazione stratigrafica di sito: questi possono indurre effetti di amplificazione del segnale della sollecitazione sismica in ingresso dal bedrock.

In sito sono state condotte prove geofisiche superficiali i cui risultati sono stati riportati al capitolo 6. Tali indagini consentono di classificare il suolo presente in sito come appartenente alla categoria C (in accordo con quanto esposto in [5] in tabella 3.2.II).

8.1 Parametri di riferimento per l'azione sismica

- Vita nominale: 50 anni
- Classe d'uso: IV
- Periodo di riferimento: 100 anni
- Categoria del sottosuolo: categoria C
- Categoria topografica: T1
- Amplificazione topografica: $S_T = 1.0$

Si riportano a seguire i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base del sito oggetto di intervento.

Stato Limite	T_r (anni)	a_g/g (-)	F_o (-)	T^*_c (s)
Operatività	60	0.057	2.403	0.240
Danno	101	0.073	2.418	0.257
Salvaguardia Vita	949	0.180	2.403	0.288
Prevenzione Collasso	1950	0.227	2.447	0.296

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 26 di/of 54

9 NOTE SUL LIVELLO DI FALDA NEL PROGETTO DELLE FONDAZIONI

In merito alla linea in oggetto, è stato analizzato con scrupolo la possibile situazione idraulica dei terreni oggetto di indagine e di successivo progetto.

Questo in quanto il dimensionamento delle fondazioni, soprattutto superficiali, è molto sensibile al livello di prevalenza della falda, visto che la sua azione va direttamente ad incidere sulla stabilità dell'opera.

In sede di esecuzione delle indagini geognostiche il Dott. Geol. Carbonella ha valutato il livello di falda ma ciò non rappresenta che una “fotografia” dello stato giornaliero o al massimo stagionale del valore della stessa, mentre a livello progettuale bisogna cercare di controllare tutte le condizioni possibili.

Ciò è consueto nella progettazione geotecnica dove, nelle verifiche agli stati limiti ultimi, *“la falda deve essere posta nel punto più sfavorevole, ancorché realistico”*.

Vista l'importanza di questo fattore sulla stabilità (e quindi sulla sicurezza delle fondazioni), **si ritiene che l'assunzione più ragionevole, e progettuale coerente con un predimensionamento di fondazioni superficiali, sia quella che contempla anche il caso in cui la falda si trovi ad una profondità di 1.5 ÷ 2.0 metri dal piano di campagna.**

Tale considerazione potrà essere rivista in sede di progettazione esecutiva alla luce dell'esecuzione di indagini specifiche in ogni picchetto della linea.

Questa assunzione è **da vedersi come valutazione di una situazione estrema** ma comunque possibile e quindi dimensionante per le fondazioni stesse.

In quanto condizione estrema, sarà considerata in condizioni ultime (vedi concetto di Stato Limite Ultimo SLU come da NTC2008 [5]) **ma non in condizioni di esercizio** (vedi Stato Limite di Esercizio SLE), come ad esempio nella valutazione dei cedimenti della fondazione.

D'altra parte si ritengono non realistiche situazioni con falda sottostante ad un livello ancora più prossimo al piano campagna in quanto le misurazioni effettuate non danno riscontri in tali termini, così come le condizioni geologiche ed idrografiche locali.

L'ipotesi di assenza di falda, in realtà, nel calcolo è comunque SEMPRE tenuta in considerazione perché può risultare la più gravosa per la pressione esercitata dalla fondazione sul terreno poiché lo sforzo normale verticale non viene sgravato della componente della sottospinta idraulica.

Ma l'ipotesi con presenza di falda può risultare prioritaria, e dimensionante, per le verifiche di stabilità al ribaltamento, così come per la verifica delle fondazioni su pali sottoposte a trazione.

Per tali motivi entrambe le situazioni limite (assenza e presenza di falda) sono sempre considerate nei calcoli di progetto.

Le ipotesi appena esposte sono quelle che godono di una valenza tecnica maggiormente ricca di giustificazioni.

In aggiunta a tutto ciò, si veda anche quanto esposto al capitolo 10.

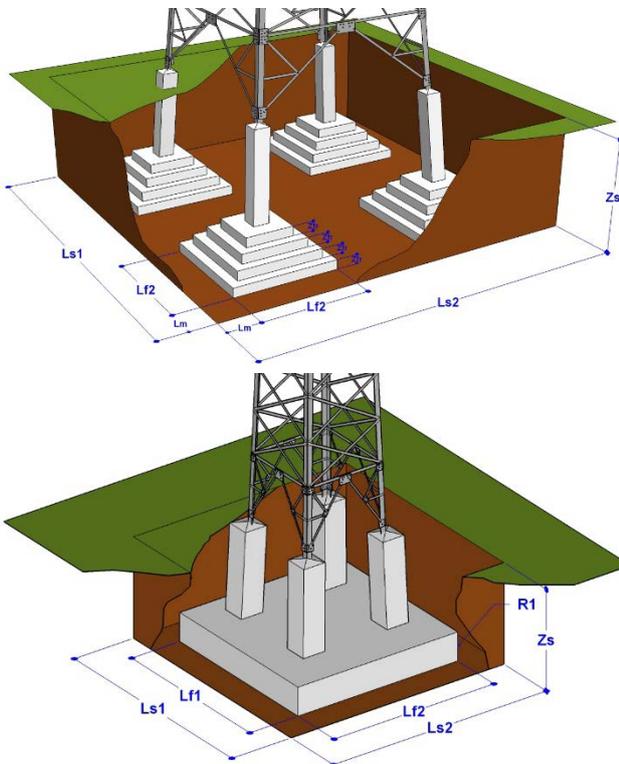
10 NOTE IN MERITO ALLA SCELTA DEL TIPO DI FONDAZIONI ADOTTATE

Come già anticipato, per ogni picchetto, o meglio per ogni tipologia di sostegno, verrà identificata la fondazione superficiale e la fondazione profonda che meglio verifica la resistenza sulla base delle sollecitazioni note ed indicate al capitolo apposito.

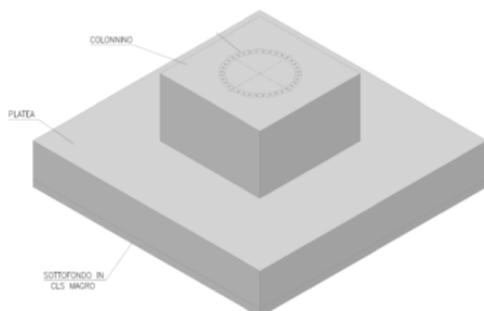
Relativamente al caso di fondazioni superficiali si farà riferimento a:

- Nel caso di sostegni a traliccio unificati (a base larga) fondazioni a plinto a piedini separati del tipo LF206/5.
Il codice indicato fa riferimento alla Unificazione Nazione Enel sulle fondazioni ed è relativo alle fondazioni con piano di imposta più elevato rispetto al consueto, che si può trovare nelle tipologia 106, al fine di tenere conto della presenza della falda.
- Nel caso di sostegni a traliccio a base stretta fondazioni a blocco unico, costituite da una unica soletta di fondazione a base quadrata sormontata da 4 pilastri per la posa ed ancoraggio dei monconi di base dei sostegni;
- Nel caso del sostegno monostelo poligonale una fondazione a plinto costituita da una soletta inferiore a base quadrata sormontata da un dado nel quale trova alloggiamento ed ancoraggio la gabbia di tirafondi che vincola il sostegno alla fondazione.

Di seguito schematici delle fondazioni sopra indicate.

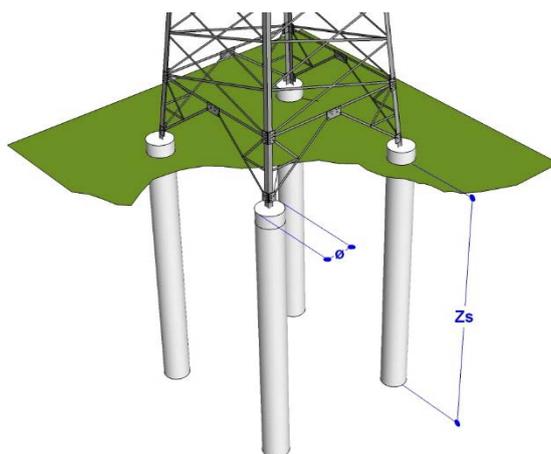


VISTA ISOMETRICA



Relativamente al caso di fondazioni profonde su pali si farà riferimento:

- Alla configurazione che prevede un singolo palo trivellato in corrispondenza di ciascun montante dei sostegni in elevazione sia per i tralicci a case stretta che a base larga;
- Nel caso del sostegno monostelo poligonale una fondazione costituita da un plinto (soletta inferiore a base quadrata più dado) che collega 4 pali trivellati posti al suo intradosso.



11 GEOMETRIA DELLE FONDAZIONI

Di seguito una schematica descrizione delle fondazioni al solo scopo di valutare, successivamente, i valori di volumi di scavo e di calcestruzzo.

La geometria potrà essere figlia di leggere modifiche in fase esecutiva sia per una valutazione maggiormente di dettaglio delle azioni agenti sulle fondazioni sia per la litologia, picchetto per picchetto, del sedime sede delle fondazioni.

11.1 Fondazioni superficiali.

➤ **Fondazioni unificate a piedi separati tipo LF 206/5 per tralicci a base larga**

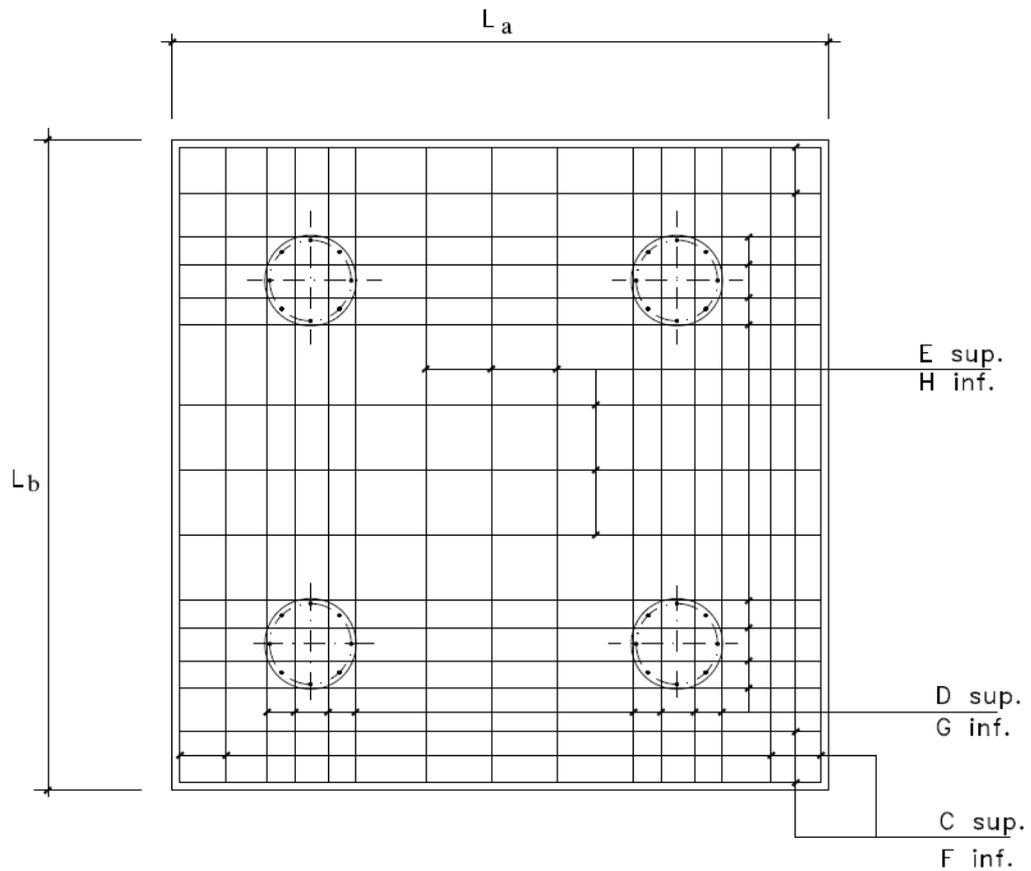
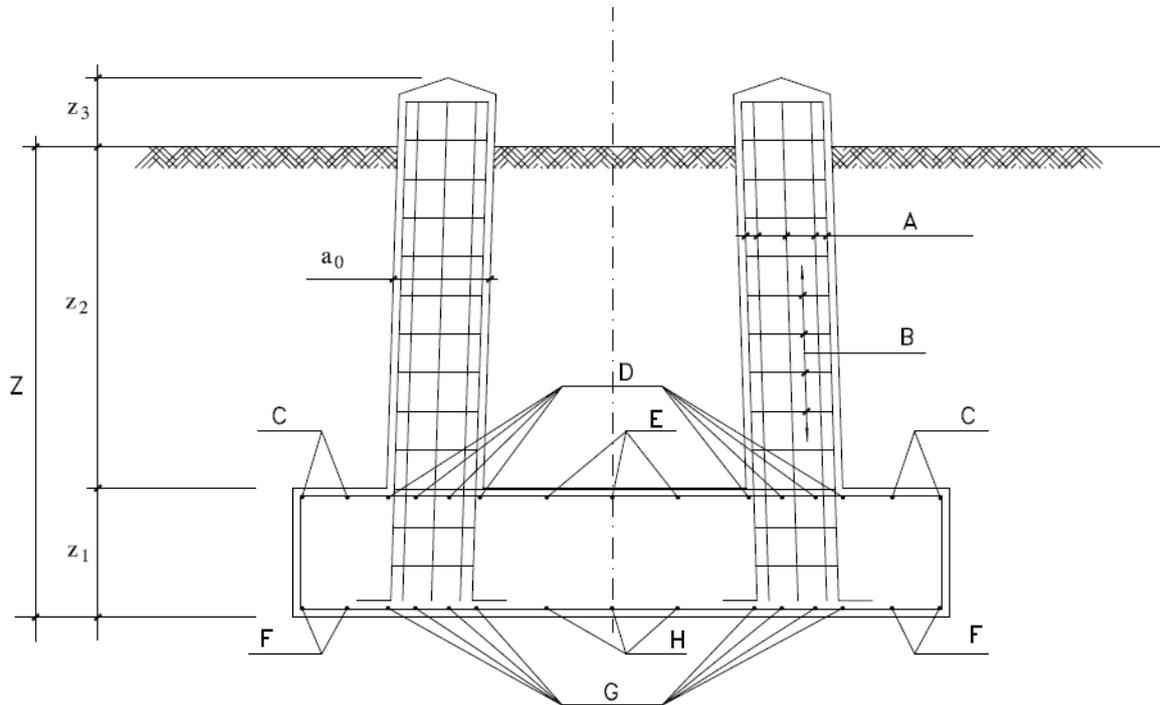
Le dimensioni principali sono le seguenti:

- numero riseghe n. 3: spessore cm 20-25-30;
- larghezza solette: m. 4.05, m. 3.85, m. 2.35.
- dimensioni pilastro: sezione quadrata lato 80 cm.
- altezza complessiva nel terreno m. 2.45;

➤ **Fondazioni a blocco unico per tralicci a base stretta**

Con riferimento allo schema a seguire riportato, si riportano le principali dimensioni delle fondazioni adottate per i tralicci a base stretta di rettilineo (sostegni tipo RSE 18) e con angolo (sostegni tipo VSE 18).

Palo		Dimensioni fondazione (m)					
Tipo	H	La	a ₀	Z	z ₁	z ₂	z ₃
RSE	18	4.4	0.7	2.9	0.8	2.1	0.3
VSE	18	5.6	0.7	3.0	1.1	1.9	0.3

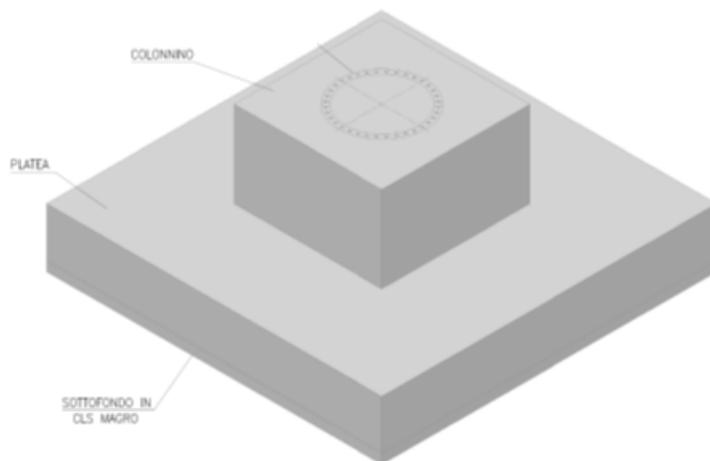


➤ **Fondazione a plinto per sostegno monostelo poligonale**

Le dimensioni principali sono le seguenti:

- larghezza soletta inferiore (quadrata): m. 6.60
- altezza soletta inferiore: m. 0.90
- altezza complessiva m. 2.80
- altezza fuori terra m. 0.30

VISTA ISOMETRICA

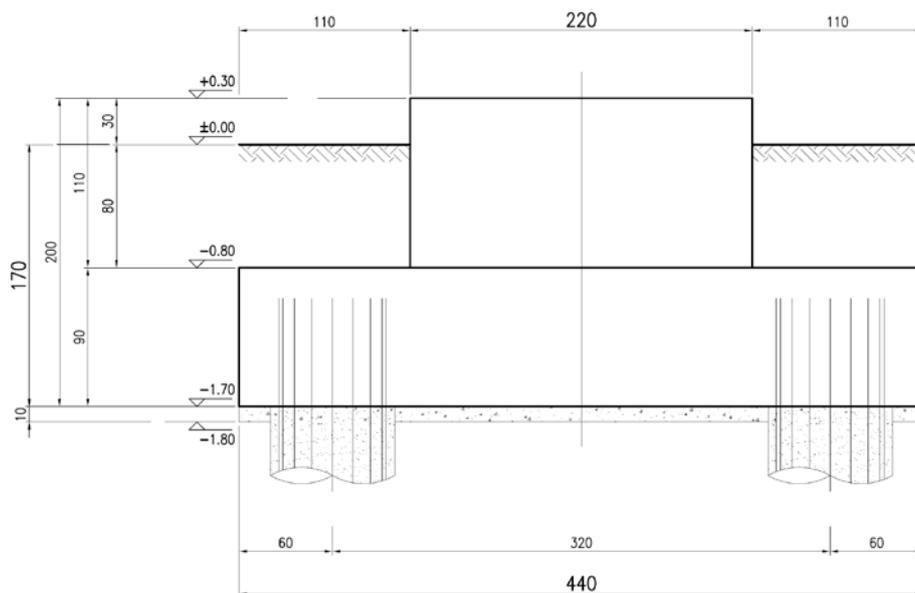


11.2 Fondazioni su pali.**➤ Fondazione a plinto su pali per sostegno monostelo poligonale**

Le dimensioni principali sono le seguenti:

- Lato soletta quadrata collegamento pali: 4.40 m
- Altezza Totale fondazione: 2.00 m
- Fuori terra fondazione 0.30 m
- Diametro pali: 0.80 m
- Numero pali: 4
- Lunghezza pali (profondità punta): -14.0 m da p.c.

Si riportano alcuni semplici schemi della fondazione in maniera tale da chiarire le dimensioni appena riportate.



Sezione verticale - direzione trasversale e longitudinale

➤ Fondazione a plinto su pali per sostegni a traliccio.

Per i sostegni a traliccio si considera sempre la configurazione con un palo trivellato di fondazione in corrispondenza di ogni montante, si hanno pertanto n.4 pali per ogni sostegni a traliccio.

Si ipotizzano pali di dia. 1.20 m per i sostegni unificati a base larga e pali di dia. 0.80 m per i sostegni a base stretta.

La lunghezza di questi pali è indicativamente tra i 16 e i 20.0 metri dal piano di campagna.

11.3 Riepilogo fondazioni.

Di seguito una tabella d riepilogo delle fondazioni analizzate e dedotte di prima approssimazione.

N.		TIPO	SERIE	PALI		FOND SUP
				ϕ (mm)	L (m)	
0	A	E 18	UNIFICATO	1200	14	Piedini separati LF 206/5
1	B	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
2	C	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
3	D	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
4	E	SP 15	MONOSTELO	800	14	Plinto B=6.6 H=2.5
5	F	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
6	G	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
7	H	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
8	I	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
10	L	VSE 18	BASE STRETTA	800	16	Blocco unico B=5.6 H=3.0
11	M	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
12	N	VSE 18	BASE STRETTA	800	16	Blocco unico B=5.6 H=3.0
13	O	RSE 18	BASE STRETTA	800	14	Blocco unico B=4.4 H=2.9
14	P	E 27	UNIFICATO	1200	14	Piedini separati LF 206/5
15	Q	E 27	UNIFICATO	1200	14	Piedini separati LF 206/5

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 34 di/of 54

12 CRITERI DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Si descrivono in questo capitolo i criteri di progetto delle fondazioni superficiali. Ciò sia per quanto riguarda quelli applicati nella presente fase preliminare di progettazione sia, in senso generale, anticipando quelli che saranno impiegati in fase di progettazione esecutiva.

In generale, per il dimensionamento e la verifica delle fondazioni superficiali, vengono assunti i seguenti criteri:

⇒ I momenti sono riferiti al piano di imposta della fondazione.

⇒ La verifica di stabilità è eseguita come indicato in CEI 11-4, art. 2.5.03, considerando il peso di terreno direttamente sovrastante la fondazione, oltre al peso del blocco e del sostegno.

⇒ Come visto al capitolo 7, al piano di imposta delle fondazioni si riscontrano terreni incoerenti. Le verifiche delle fondazioni saranno condotte in condizioni drenate facendo riferimento al parametro ϕ (angolo di resistenza al taglio del terreno).

NOTA:

Dovrà essere operato un adeguato costipamento del terreno di riempimento dello scavo, reso necessario per la posa in opera della fondazione, al fine di garantire al materiale di riempimento il previsto peso, e che fornisca l'adeguata resistenza nelle verifiche di stabilità.

NOTA:

In merito alla reazione laterale del terreno, prevista dalle Norme CEI 11-4 [1], si fa presente che in campo statico essa sarà considerata con i criteri indicati ai punti seguenti mentre in campo sismico verrà posta pari a zero in quanto il terreno non costituisce una fonte di resistenza ma introduce la forzante sismica.

⇒ nel caso di verifica sia statica che sismica per la fondazione, la stessa si divide tecnicamente in due parti A e B, sotto descritte.

12.1 parte A: Analisi a Norme CEI 11-4 con azioni statiche.

Viene condotta la verifica di stabilità, il calcolo della pressione massima sul terreno e la verifica delle sezioni significative in cemento armato della soletta come indicato in CEI 11-4, art. 2.5.03, considerando il peso di terreno direttamente sovrastante la platea, oltre al peso del blocco e del palo.

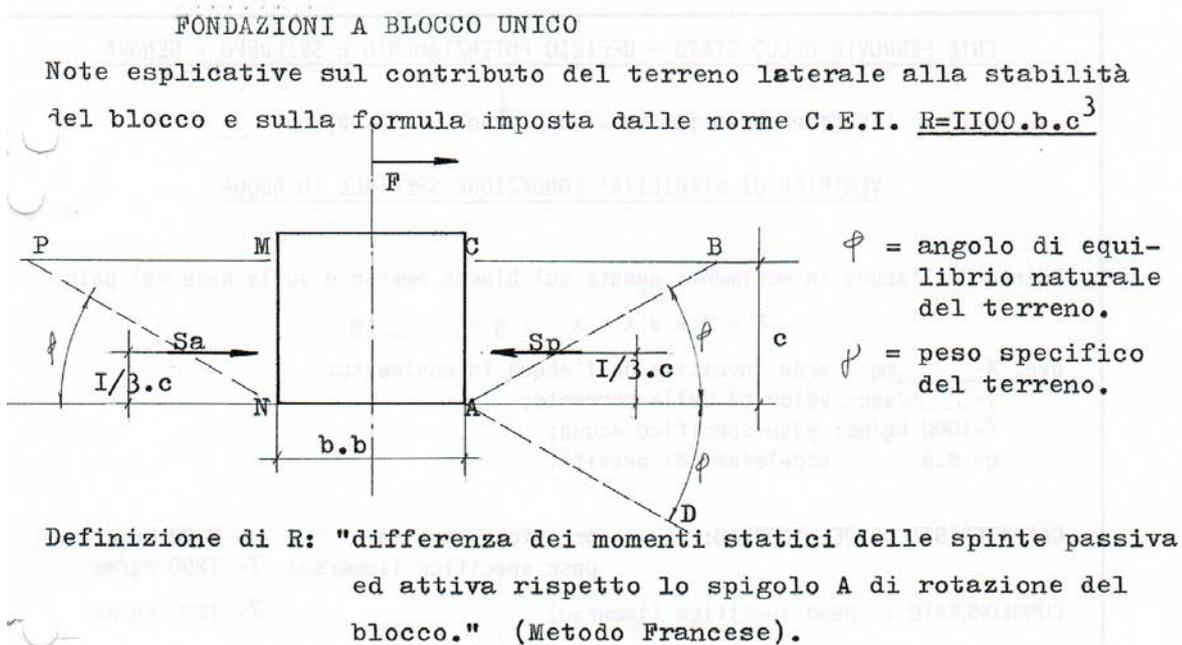
Nel dimensionamento e nella verifica della fondazione con le sollecitazioni a Norme CEI 11-4 vengono utilizzati i casi di carico maggiormente gravosi.

La pressione resistente limite del terreno è calcolata impiegando la teoria di Brinch-Hansen per le condizioni drenate e non drenate, in funzione delle proprietà del terreno riscontrato al piano d'imposta della fondazione.

A tale valore limite viene infine applicato un coefficiente globale di sicurezza pari a 3.0.

In campo statico nella verifica di stabilità della fondazione viene tenuto in considerazione anche il **contributo offerto dalla reazione laterale del terreno.**

I presupposti teorici a questo aspetto della verifica di una fondazione secondo Norme CEI sono esplicitati nel seguente documento, del quale si riporta un estratto.



S_a = spinta attiva é la pressione esercitata sulla parete del blocco dal terreno contenuto in PMN

S_p = spinta passiva é la pressione sulla parete del blocco esercitata dal terreno contenuto in ACBD e che si manifesta quando viene applicata la forza F

S = reazione del terreno laterale = $S_p - S_a$ é la forza che si oppone al ribaltamento ed é applicata ad $I/3 \cdot c$ dal piano di appoggio.

$$S_a = I/2 \cdot \gamma \cdot c^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \cdot b$$

$$S_p = I/2 \cdot \gamma \cdot c^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) \cdot b$$

$$S = I/2 \cdot \gamma \cdot c^2 \cdot [\text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) - \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)] \cdot b$$

R = momento statico che esprime la resistenza del terreno = $S \cdot c/3$

$$R = I/6 \cdot \gamma \cdot c^3 \cdot [\text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) - \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)] \cdot b$$

Le norme C.E.I. impongono convenzionalmente, per tutti i tipi di terreno:

$$\gamma/6 \cdot [\text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) - \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)] = 1100 \quad \text{per cui}$$

$$R = 1100 \cdot b \cdot c^3$$

Com'è possibile desumere da quanto riportato, il contributo R di reazione laterale del terreno è definito come la **“differenza dei momenti statici delle spinte passiva ed attiva rispetto allo spigolo A di rotazione del blocco”**. Questo secondo la cosiddetta “teoria Francese”.

A seguito di alcuni passaggi analitici si perviene a definire il coefficiente di reazione laterale R come:

$$R = I/6 \cdot \gamma \cdot c^3 \cdot [\text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) - \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)] \cdot b$$

$$R = \frac{\gamma}{6} \cdot c^3 \cdot \left[\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right] \cdot b$$

Nella quale il contributo che non dipende dalla geometria della fondazione, quindi dai termini c e b , e cioè:

$$\frac{\gamma}{6} \cdot \left[\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right]$$

Viene **convenzionalmente** imposto dalle Norme CEI, **per tutti i tipi di terreno**, pari a 1100 (1079).

$$\frac{\gamma}{6} \cdot \left[\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right] = 1100$$

Si evince da tale espressione come il terreno sia caratterizzato solo attraverso il suo peso specifico γ , **senza specificare se tale valore sia un peso specifico saturo, efficace, ecc**, e per mezzo dell'angolo di resistenza al taglio ϕ .

Tale espressione, come detto valida secondo le Norme CEI [1] per tutti i tipi di terreno, fa quindi implicitamente riferimento ad un terreno di tipo incoerente/granulare.

In merito alla **possibile presenza di falda freatica** che interessi la fondazione si evidenziano i seguenti aspetti:

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 37 di/of 54

- Nella teoria precedentemente riportata inerente il calcolo del contributo resistente del terreno posto lateralmente alla fondazione non si fa cenno alla presenza di falda e non si indicano modifiche da apportare al calcolo di questo contributo in tali condizioni.
- Nelle Norme CEI 11-4 non sono indicate modifiche da apportare al coefficiente di reazione laterale in caso si riscontri la presenza di falda. Cioè il coefficiente:

$$\frac{\gamma}{6} \cdot \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] = 1100$$

- Rimane numericamente invariato anche in presenza di falda, visto che non viene indicato il contrario.
- Il coefficiente di reazione laterale è **espressamente definito** come la *“differenza dei momenti statici delle spinte passiva ed attiva rispetto lo spigolo A di rotazione del blocco”*.
- In presenza di falda, questa esercita sulla fondazione una spinta di tipi idrostatico, cioè avente intensità omogenea ed isotropa in tutte le direzioni. Chiaro che la risultante di queste spinte, ai due lati della fondazione, risulta autoequilibrata.
- Poiché il coefficiente di reazione laterale è definito mediante equilibrio delle spinte in direzione orizzontale, volendo tenere in considerazione non solo i contributi di spinta attiva e passiva ma anche la spinta idrostatica, per quanto appena affermato la condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale risulterebbe invariata data la natura idrostatica della spinta dell’acqua.
- ***Si ritiene che ciò risulti concettualmente sufficiente a supportare l’affermazione che il contributo di reazione laterale del terreno non si modifichi neanche in presenza di falda.***

In ogni caso, come **ragionevole cautela a seguito degli approfondimenti prima riportati**, si ritiene che:

- Le lavorazioni legate alla costruzione della fondazione e la successiva presenza della fondazione stessa nel terreno possano alterare il livello della falda, facendo sì che esso non si attesti più alla stessa quota ai due lati dell’opera. Ciò può creare un disequilibrio delle spinte tale per cui il coefficiente di reazione laterale possa modificarsi.
- Il peso specifico del terreno immerso ($\gamma' = \gamma - \gamma_{\text{water}}$) assume un valore pari a circa il 50 % de peso specifico del terreno. Quindi si può cautelativamente assumere un valore del coefficiente di reazione laterale che sia ridotto, rispetto a quello indicato nelle Norme CEI [1], dello stesso valore.
- Si ritiene che in quest’ottica potrebbe essere lecito assumere un coefficiente di reazione laterale, in presenza di falda, pari a **550 daN/m³**.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 38 di/of 54

Riepilogando, **le verifiche delle fondazioni in campo statico saranno condotte considerando tre condizioni limite:**

1) ASSENZA DI FALDA

Coefficiente di reazione laterale = 1079 daN/m³

- Questa condizione, massimizzando lo sforzo normale agente a livello del piano di imposta della fondazione, può risultare la peggiore in termini di verifiche di capacità portante.

2) PRESENZA DI FALDA

Coefficiente di reazione laterale = 1079 daN/m³

- Questa condizione, minimizzando lo sforzo normale agente a livello del piano di imposta della fondazione, risulta la peggiore per le verifiche di stabilità.
- Poiché, come visto, non sussistono precise evidenze teoriche che indichino come il contributo della reazione laterale vada modificato in presenza di falda, si ritiene tale condizione quella consona e corretta per eseguire le verifiche della fondazione in presenza di falda.

3) PRESENZA DI FALDA

Coefficiente di reazione laterale RIDOTTO = 550 daN/m³

- Questa condizione viene presa in considerazione a seguito di quanto precedentemente affermato.
- La fondazione viene dimensionata perché le verifiche di stabilità e di resistenza risultino comunque soddisfatte anche sotto tali ipotesi, anche se al limite.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 39 di/of 54

12.2 parte B: Analisi in accordo con le Norme sismiche NTC2008.

Per quanto riguarda il campo sismico, viene determinata, per la fondazione progettata e per la condizione di carico sismica massima:

- la verifica di stabilità;
- la verifica geotecnica di capacità portante della fondazione, mediante confronto tra lo sforzo normale agente ed il valore di progetto della resistenza del terreno;
- la verifica delle sezioni maggiormente significative in cemento armato.

Anche in questa analisi si considera, seguendo le indicazioni indicate anche in CEI 11-4, art. 2.5.03, il peso di terreno direttamente sovrastante la platea, oltre al peso del blocco e del palo.

Per quanto riguarda la verifica della fondazione in campo sismico, condotta in accordo con le Norme NTC2008 [5], essendo tali Norme basate su criteri progettuali semiprobabilistici allo Stato Limite con approccio ai coefficienti parziali di sicurezza, si precisa che:

- Se la struttura in elevazione dovesse essere stata calcolata in campo sismico considerando un comportamento dissipativo per mezzo dell'adozione di un coefficiente di struttura q maggiore dell'unità, in accordo con il punto 7.2.5 delle [5] le azioni flessionali trasmesse dal sostegno in fondazione saranno incrementate per mezzo di un coeff. di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1.10$.
- Nelle verifiche della fondazione si considerano agenti anche le forze d'inerzia legate alla massa del plinto e del terreno di riempimento su di esso direttamente gravante. Tali masse sono accelerate per mezzo del coefficiente sismico K_h , definito nelle [5] al § 7.11.3.5.2., applicando cautelativamente la risultante forze d'inerzia sismica a metà dell'altezza di infissione della fondazione nel terreno.
- Nella valutazione del K_h il coefficiente β_s di riduzione dell'azione sismica viene considerato pari all'unità [53], [61].
- Come già affermato, il contributo dovuto alla reazione laterale del terreno non viene contemplato nelle verifiche sismiche della fondazione.
- In accordo con i criteri progettuali delle Norme [5], la verifica geotecnica di capacità portante della fondazione in campo sismico si conduce non per confronto tra pressioni agenti e resistenti ma per confronto di forze. Vengono cioè confrontati lo sforzo normale agente a livello del piano di imposta della fondazione (E_d) e la forza resistente offerta dal terreno (R_d), calcolata con approccio plastico alla Prandtl applicando una pressione resistente costante sull'area di impronta efficace della fondazione, definita dalla larghezza efficace $B' = B - 2e$.
- Le verifiche in campo sismico della fondazione sono condotte con riferimento all'approccio progettuale 2, così come definito dalle Norme [5] al § 6.4. **Al valore di resistenza limite è applicato un coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza $\gamma_R = 2.3$.**
- Ricerche scientifiche condotte hanno mostrato come l'azione sismica modifichi la capacità portante di terreni incoerenti, rispetto al valore calcolato in campo statico. Data però la velocità della sollecitazione sismica è stato anche mostrato come, al contrario, i terreni coesivi, a comportamento non drenato, non modificano la loro capacità portante rispetto al campo statico in quanto le sovrappressioni neutre non hanno sufficiente tempo per essere dissipate e quindi la risposta non drenata di questi terreni non si modifica.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 40 di/of 54

- Quando la fondazione interessa al piano di imposta un terreno coesivo la capacità portante limite sarà determinata, anche per il caso di sollecitazione sismica, impiegando il metodo di Brinch-Hansen [51]. Essendo diverse le Norme di riferimento in campo statico [1] e sismico [5] per le due verifiche, come detto cambieranno i criteri di sicurezza ed i coefficienti di sicurezza applicati a tale valore limite.
- Quando la fondazione interessa al piano di imposta un terreno incoerente, in campo statico la pressione limite sarà calcolata col metodo di Brinch-Hansen mentre in campo sismico col metodo di Maugeri [55], [53], [61].

In definitiva, si ritiene che quanto esposto per punti in questo capitolo sia la metodologia più corretta per la verifica geotecnica di fondazioni superficiali in campo statico e sismico, in quanto rispetta nel primo caso i criteri progettuali delle Norme CEI 11-4 [1] e nel secondo quelli delle NTC2008 [5], che sono profondamente diversi.

12.3 Cenni sul calcolo capacità portante in campo statico

La capacità portante di fondazioni superficiali in assenza di carichi sismici è un argomento estensivamente analizzato in rigorosi e dettagliati studi nel corso degli anni e molti sono i libri e le bibliografie che riportano tali lavori.

Di seguito, e in accordo con [11], si specifica il calcolo della capacità portante con il metodo di Brinch – Hansen, le cui formule generali per la determinazione della capacità portante, sono:

Terreni di origine non coesivi:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q i_q d_q$$

Terreni di natura coesiva:

$$q_{LIM} = (2 + \pi) C u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Nel caso di terreno incoerente può essere applicata la formula così come riportata in EC7 [11]; in questo caso nella classica formula di Brinch Hansen il coefficiente N_{γ} viene presentato non con il valore tipico di Vesic, ovvero come:

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

ma con:

$$N_{\gamma} = 2(N_q - 1) \tan \phi.$$

Questo fatto può portare a differenze sostanziali nella valutazione del valore di N_{γ} ; tale differenza va da circa un 40% per angoli di attrito bassi ($\phi=20^\circ$) a circa il 5% per angoli alti ($\phi=35^\circ-40^\circ$).

12.4 Cenni sul calcolo capacità portante in campo sismico

Con il nascere di molte normative sempre più dettagliate che trattano della progettazione di strutture in zona sismica, tra cui l'Eurocodice 8, e con le verifiche agli stati limite che forniscono fattori di sicurezza più restrittivi, sono state eseguite numerose ricerche al fine di analizzare il problema della capacità portante in zona sismica legandola, con maggior rigore, alle caratteristiche sismiche del sito, ovvero alle caratteristiche di accelerazione orizzontale massima sul suolo a_g e al fattore S che tiene conto del profilo stratigrafico. In altre parole, in aggiunta alle forze dovute alla gravità, la capacità portante viene legata al fattore:

$$k_h = \frac{a_g \cdot S}{g}$$

Tutti questi metodi fanno riferimento solo al calcolo della capacità portante in campo sismico in terreni dotati di angolo di attrito.

Le metodologie per eseguire il calcolo di capacità portante di fondazioni su terreni dotati di angolo d'attrito sono riportate in [52] ÷ [57] e [59] ÷ [61].

L'applicazione nel calcolo della capacità portanti di un metodo che tenga conto della eccitazione sismica in funzione di a_g ed S nei terreni incoerenti è da ritenersi strettamente necessaria.

Tra i vari metodi presenti in letteratura e tutti analizzati in [53]; in questo lavoro verrà applicato il metodo di Maugeri [55].

Tale metodo si basa su uno studio condotto per via numerica mediante il metodo delle caratteristiche, metodo proposto da Sokolowskii per una analisi statica, e modificato dagli autori per una condizione di sollecitazione pseudo-statica attraverso la descrizione di un modello numerico che permette di trovare i valori dei fattori di capacità portante N_i ridotti per la presenza del sisma, per valori dell'angolo di attrito variabile tra 10° e 50° .

I valori di N_i ottenuti vengono rapportati a quelli tipici statici ottenendo così dei coefficienti correttivi indicati rispettivamente come h_q , h_c e h_γ .

Tali coefficienti h_i sono rappresentati attraverso delle funzioni interpolanti di tipo polinomiale cubiche in funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e del coefficiente sismico k_h .

Nel metodo la consueta formula di Brinch-Hansen, viene riscritta introducendo i coefficienti correttivi h_i nel seguente modo:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N \gamma_s i_\gamma \cdot h_{\gamma f} + c N_c s_c d_c i_c \cdot h_{cf} + q N_q s_q i_q d_q \cdot h_{qf}$$

dove i valori di h sono dati da:

⇒ fattore di scorrimento:
$$h_{\gamma,f} = B(k_h^2 \cdot f) + C(k_h \cdot f) + 1$$

⇒ fattore di coesione:
$$h_{c,f} = D(k_h^2 \cdot f) + E(k_h \cdot f) + 1$$

⇒ fattore di sovraccarico:
$$h_{q,f} = H(k_h^2 \cdot f) + I(k_h \cdot f) + 1$$

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 42 di/of 54

I coefficienti B, C, D, E H, ed I sono anch’essi funzioni polinomiali di ϕ e di kh.

Ricerche condotte mostrano che in presenza di terreni dotati di coesione, ovvero in campo non drenato, il sisma non influisce in modo significativo sulla capacità portante di una fondazione superficiale. Qualora ci si trovi in presenza di terreno coesivo, non verrà condotto il calcolo della capacità portante sismica ma anche in tale situazione si farà riferimento al suo valore statico.

In accordo con le recenti Istruzioni [6] e più precisamente con il punto C.7.11.5.3.1. inoltre, il fattore kh che incide sul calcolo della capacità portante in zona sismica può essere scritto come (punto 7.11.3.5.2. delle NT2008 [5]):

$$k_h = \beta_m a_g \cdot S / g$$

Con i valori di β_m di tabella 7.11.I.

I valori di β_m sono sempre inferiori a 0.30; la teoria sulla quale si basano è ancora decisamente incerta e non priva di forti incertezze [53], [61].

In questo caso, sotto la responsabilità del sottoscritto progettista geotecnico e in accordo con quanto sopra citato, tale coefficiente viene posto pari all’unità.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 43 di/of 54

13 CRITERI DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

13.1 Capacità portante ultima di pali

La capacità portante assiale a compressione di un palo è distinguibile in due componenti: una **attritiva**, che si genera lungo la superficie laterale dei pali (resistenza laterale), ed una di **punta**, il cui meccanismo resistente è in qualche maniera simile a quello di una fondazione superficiale (di area molto minore ma con molto più approfondimento nel terreno).

Il primo meccanismo è molto più rigido del secondo ed inizia a manifestarsi già per piccoli valori di scorrimento relativo palo - terreno (cedimenti verticali).

Per valori di cedimento molto maggiori, anche di ordini di grandezza, si mobilita la portata di punta; proprio per non considerare valori non realistici di tale componente, che in ogni caso sarebbero da ignorare a causa di criteri legati alla funzionalità dell'opera, se ne calcola solitamente l'entità per prefissati valori di spostamento verticale (1 – 5 % del diametro del palo).

Nella letteratura scientifica internazionale sono reperibili numerosi e ben studiati metodi di calcolo della capacità portante di pali di fondazione: metodi per il calcolo della resistenza laterale, in suoli coesivi o incoerenti, direttamente dai parametri di resistenza dei materiali o per correlazione diretta con prove in sito (in particolar modo penetrometriche statiche CPT), metodi per il calcolo della portata di punta a rottura, per certi valori di cedimento del palo, basandosi sui parametri di resistenza o, ancora, per correlazione diretta con prove in sito.

Chiaro che non è possibile, né necessario, riportare un compendio di tutti questi metodi. Nei paragrafi che seguono sono riportate le formulazioni più note al fine di chiarire l'approccio al calcolo della capacità portante di pali di fondazione.

Si vuole però chiarire che nel progetto potranno essere usati anche metodi diversi, la cui adeguatezza sarà valutata e discriminata dal progettista di volta in volta in funzione delle condizioni lito-stratigrafiche riscontrate.

Nei paragrafi che seguono si riportano i metodi di calcolo che si correlano ai parametri di resistenza del terreno, per il caso di suoli a comportamento incoerente o a comportamento drenato.

Ciò perché, come spiegato al capitolo 7, le unità litologiche riscontrate saranno descritte in termini di parametri di resistenza al taglio drenati, per mezzo dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e trascurando il contributo della coesione efficace c' .

13.1.1 Litologia incoerente, comportamento drenato.

Nel caso in cui il comportamento del terreno possa essere descritto in termini di tensioni efficaci, la tensione tangenziale laterale vale:

$$\tau_{lat} = K \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi$$

Nella quale K è il coefficiente di spinta orizzontale, valutato in accordo con quanto ricavato da Chen & Kulhawy (1994, vedi [36]) per pali trivellati con fanghi bentonitici o con tecniche analoghe di trivellazione. In particolare:

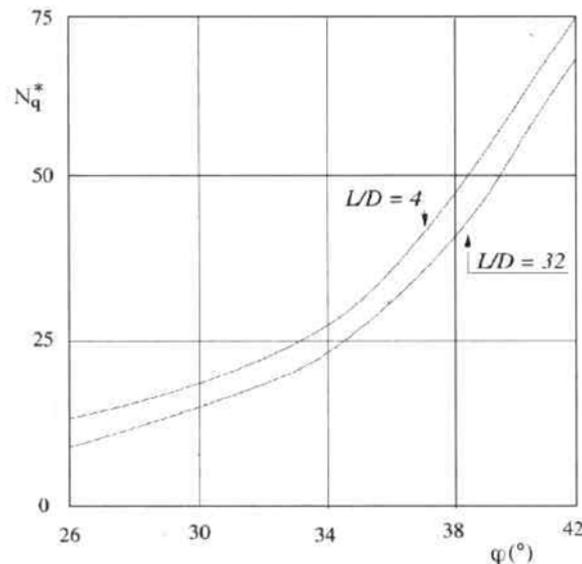
$$K = 0.92 \cdot K_0$$

Nella quale K_0 è il coefficiente di spinta a riposo $K_0 = (1 - \sin \phi)$.

La **resistenza di punta** è stata invece calcolata secondo la teoria di Berezantsev (1963, vedi [36]):

$$Q_b = A_b \cdot \sigma_v \cdot N_q^*$$

Nella quale N_q^* è un fattore di capacità portante che varia in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ (vedi grafico seguente), mentre A_b è l'area di base del palo e σ_v la tensione litostatica alla profondità della punta del palo.



I valori di resistenza, alla punta e per attrito laterale, così calcolati sono dei valori di capacità portante limite.

Molto importante, ma spesso invece trascurato nella pratica, è il contributo del peso proprio del palo.

Nella resistenza a compressione, data dalla somma della componente laterale e di quella di punta, il valore del peso proprio del palo è considerato come carico gravante, ovvero come una azione permanente.

A trazione, invece (condizione nella quale la resistenza è naturalmente uguale alla sola componente attrittiva laterale), la resistenza aumenta a causa del peso proprio del palo, considerato come azione permanente favorevole.

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 45 di/of 54

13.1.2 Verifiche in ambito statico

In ambito statico le verifiche di capacità portante assiale dei pali di fondazione sono condotte con riferimento alle norme CEI 11-4 [1] le quali fanno riferimento a criteri progettuali alle tensioni ammissibili. In accordo con tale normativa tecnica il valore ammissibile della capacità portante dei pali sarà dedotto dal rispettivo valore ultimo dividendolo per un opportuno coefficiente di sicurezza globale. In particolare, nel caso di pali di fondazione, tale coefficiente di sicurezza vale 2.50.

È stata considerata anche una riduzione della resistenza limite laterale a trazione dei pali: la resistenza laterale che il palo riesce ad esplicare quando soggetto a compressione è maggiore di quella che si manifesta quando invece il palo è soggetto a trazione. La riduzione della resistenza limite laterale del palo nelle verifiche a trazione, basandosi su studi bibliografici (Mayerhof, Te Kamp [36]), è stata valutata nell'ordine del 75%.

13.1.3 Verifiche in ambito sismico

La normativa tecnica vigente per le costruzioni in ambito sismico è il D.M. 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, NTC 2008 [5], e relative Istruzioni [6].

Le NTC 2008 [5] prevedono una precisa procedura per la determinazione del valore di progetto della portata assiale di pali di fondazione.

In particolare questa procedura di calcolo è illustrata al § 6.4.3.1.1 delle [5]. Essa prevede una discriminazione dei coefficienti parziali di sicurezza in funzione della tecnologia costruttiva del palo. Inoltre il valore caratteristico della resistenza del palo è legato ai valori ultimi determinati mediante formulazioni analitiche (sulla scorta, cioè, dei parametri del modello geotecnico) per mezzo di coefficienti di correlazione ξ_i che decrescono all'aumentare del numero di verticali indagate mediante indagini geotecniche.

Si ricorda che col termine “verticali indagate” non si intende il numero di prove condotte (esempio sondaggi o penetrometriche statiche CPT che danno informazioni continua lungo la verticale) ma il numero di valutazioni indipendenti di capacità portante condotte (vedi [39]). Ciò è teso a premiare la qualità di un modello geotecnico costruito sulla scorta di un numero maggiore di indagini.

Nelle verifiche di capacità portante in condizione sismica sarà impiegata questa procedura di calcolo.

Si farà riferimento all'approccio progettuale 2, così come definito dalle NTC 2008 [5].

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 46 di/of 54

13.2 Capacità portante pali alle azioni orizzontali

Nel caso di pali di fondazione verticali soggetti ad azioni orizzontali all'estremità superiore l'entità del carico limite sopportabile dal complesso palo-terreno può essere valutato impiegando la teoria di Broms (1964).

L'ipotesi fondamentale su cui si basa tale teoria è quella di considerare un comportamento dell'interfaccia palo – terreno di tipo rigido – perfettamente plastico. Broms assume inoltre che le deformazioni elastiche del palo non siano rilevanti allo scopo di determinarne il carico orizzontale limite, attribuendo anche a quest'ultimo un comportamento rigido perfettamente plastico.

Le casistiche largamente indagate, che possono fare affidamento anche su soluzioni di natura grafica proposte dall'autore stesso, riguardano il caso di terreno omogeneo (coesivo o incoerente). Tale metodo però può essere specializzato anche per casi particolari (terreno stratificato, presenza di falda idrica, ecc.). Il procedimento consiste nell'ipotizzare un meccanismo di rottura e di valutarne poi le condizioni di equilibrio, ricavando quindi il carico critico orizzontale limite.

Definita la tipologia di terreno un altro fattore importante consiste nello stabilire se le rotazioni in testa al palo siano libere o vincolate.

Nel caso di rotazioni impedito all'estremità superiore del palo, si possono configurare, a prescindere dalla tipologia di terreno, tre possibili meccanismi di rottura. Il primo meccanismo coinvolge i pali corti; la crisi nel terreno è causata da una traslazione rigida dell'elemento. Il secondo caso riguarda invece i pali di lunghezza intermedia, in cui la cerniera plastica si forma in corrispondenza del vincolo posto alla sommità del palo. Il terzo meccanismo è relativo ai pali lunghi e prevede la formazione di una seconda cerniera plastica, oltre a quella posta in corrispondenza dell'incastro in sommità. In quest'ultimo meccanismo l'ipotesi tradizionalmente fatta è che il vincolo sia posto a livello del piano di campagna.

Nel caso di rotazioni libere all'estremità superiore del palo, si possono configurare, a prescindere dalla tipologia di terreno, due possibili meccanismi di rottura. Il primo meccanismo coinvolge i pali corti; la crisi nel terreno è causata da una traslazione rigida dell'elemento. Il secondo meccanismo è relativo ai pali lunghi e prevede la formazione di una cerniera plastica.

13.3 Calcolo cedimento della palificata

13.3.1 Cedimento palo singolo

Esistono numerosi metodi per calcolare il cedimento di un palo isolato soggetto a carico assiale.

Nel presente lavoro si farà riferimento all'approccio sviluppato dal gruppo di lavoro del Prof. Salgado della Purdue University (2006).

Questo metodo di calcolo fornisce una soluzione esplicita al problema di un palo caricato verticalmente, posto in suolo stratificato, sotto l'ipotesi di validità del regime elastico di comportamento dei materiali.

Sono impiegati criteri energetici (principio di minimo dell'energia potenziale totale) per risolvere le equazioni differenziali che governano il problema.

La soluzione, che soddisfa la compatibilità degli spostamenti (soluzione cinematicamente ammissibile) in direzione verticale e radiale (rispetto all'asse palo), è stata ricavata per mezzo di integrazione numerica.

Essa fornisce lo spostamento verticale del palo in funzione della profondità, le curve di trasferimento del carico tra palo e terreno e lo spostamento verticale del terreno (considerato quindi come un mezzo continuo che risente degli spostamenti del palo anche nell'intorno dello stesso) in funzione della profondità e della distanza radiale del punto considerato dall'asse palo.

Per maggiori informazioni in merito si faccia riferimento a [40].

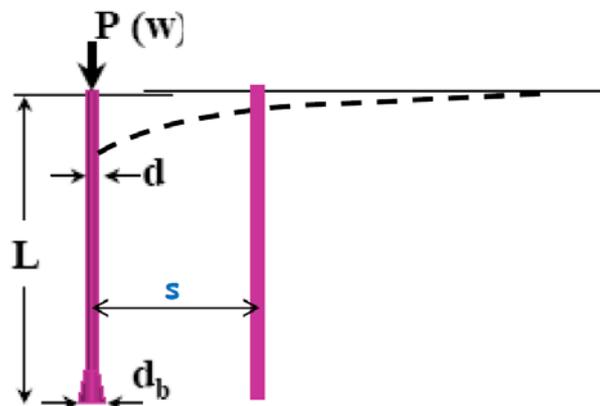
13.3.2 Cedimento gruppo di pali

Il cedimento di un gruppo di pali è sostanzialmente differente dal cedimento sviluppato da un palo singolo soggetto a carico assiale. Ciò è dovuto agli effetti di interazione reciproca tra i pali.

I pali sono posti nel terreno, un materiale eterogeneo che però deve essere pensato come un semispazio continuo. Quando un palo cede verticalmente perché soggetto ad un carico assiale il terreno circostante si deforma a causa del trascinamento operato dal palo.

In altri termini il campo di deformazioni sviluppato dal terreno non è puntuale ma continuo nello spazio e va ad interessare i pali del gruppo adiacenti che manifesteranno un cedimento anche se non direttamente caricati. Si veda a tal proposito la figura che segue.

Ciò è quello che si intende col termine di “interazione reciproca tra i pali”.



Sono stati sviluppati diversi approcci analitici per la valutazione analitica dei cosiddetti “effetti di gruppo” dei pali, ai quali si farà riferimento per determinare, sulla scorta del cedimento del palo singolo valutato al paragrafo precedente, il cedimento del gruppo di pali. Nel lavoro in oggetto si farà uso del metodo di Fleming.

Si veda a tal proposito quanto meglio dettagliato in [21].

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 48 di/of 54

13.4 Momento agente lungo il fusto dei pali

Il calcolo del momento agente lungo il fusto dei pali è essenziale per il dimensionamento dell'armatura longitudinale degli stessi.

Il momento sollecitante il fusto dei pali è dovuto alle forze orizzontali trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione, e da questa ai pali.

13.4.1 Momento inerziale

Le sollecitazioni, assiali e flessionali (tagli e momenti), che interessano il fusto dei pali di costituiscono le cosiddette **componenti inerziali** di sollecitazione del fusto dei pali in quanto dovute ai carichi trasmessi dai sostegni in elevazione alla rispettiva fondazione e quindi ai pali.

Il momento indotto lungo il fusto del palo dalle azioni orizzontali trasmesse in fondazione dalla struttura in elevazione viene valutato con metodo di Matlock & Reese, il quale fa riferimento ad un modello di suolo alla Winkler, costituito da un letto continuo di molle elastiche indipendenti la cui rigidità è caratterizzabile mediante la cosiddetta costante di sottofondo k .

13.4.2 Momento cinematico

Il sisma viene introdotto nella struttura in elevazione dalle fondazioni, che sono poste a contatto con il terreno.

Gli effetti che questo provoca sulle opere di fondazione sono suddivisibili in due contributi tra loro interagenti:

- Interazione cinematica
- Interazione inerziale

L'interazione cinematica tiene in considerazione delle deformazioni (e delle conseguenti sollecitazioni) indotte nelle strutture fondali dal passaggio delle onde sismiche: queste deformano il terreno e, con esso, anche le fondazioni.

L'interazione inerziale, invece, tiene conto delle sollecitazioni che la sovrastruttura, una volta che sia stata sismicamente eccitata, trasferisce in fondazione.

Quando un palo attraversa l'interfaccia tra due strati di terreno caratterizzati da un sensibile contrasto di rigidità, che equivale a dire un contrasto in termini di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , può generarsi all'interfaccia uno sforzo di taglio, al quale corrisponderà una sollecitazione flettente sul fusto del palo.

Questa componente di sollecitazione può risultare maggiore del momento calcolato con la forza di taglio applicata in testa al palo ed inoltre può verificarsi a profondità tali per cui era stato prevista una diminuzione delle armature longitudinali del palo.

Il momento cinematico sarà valutato impiegando alcune note teorie analitiche recepite dalla letteratura scientifica internazionale. In particolare il metodo di Dobry & O'Rourke, il metodo di Nikolaou, il metodo di Mylonakis e quello di DiLaora-Mandolini.

14 COMPUTO VOLUMI SCAVO/CLS – IPOTESI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per lo scavo si considera una larghezza leggermente maggiorata rispetto alla base di impronta della fondazione e allo stesso tempo lo scavo è sempre considerato verticale.

Per i rinterri delle fondazioni, si esclude in ogni caso la necessità di utilizzare terreni o materiali di diversa provenienza dagli scavi della fondazione stessa in quanto il volume estratto, dato l'ingombro della fondazione in CLS, sarà sempre superiore alla quantità necessaria al rinterro.

N.	TIPO	SERIE	FOND SUP	Volumi		Volumi CLS		Rinterro	Terreno risulta	
				scavo m ³		1x m ³	4x m ³			m ³
0	A	E 18	UNIFICATO	Piedini separati LF 206/5	225,8		11,0	44,0	181,8	44,0
1	B	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
2	C	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
3	D	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
4	E	SP 15	MONOSTELO	Plinto B=6.6 H=2.5	122,5			62,0	60,5	62,0
5	F	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
6	G	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
7	H	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
8	I	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
10	L	VSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=5.6 H=3.0	108,0			43,0	65,0	43,0
11	M	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
12	N	VSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=5.6 H=3.0	108,0			4,0	104,0	4,0
13	O	RSE 18	BASE STRETTA	Blocco unico B=4.4 H=2.9	66,8			22,0	44,8	22,0
14	P	E 27	UNIFICATO	Piedini separati LF 206/5	280,5		11,0	44,0	236,5	44,0
15	Q	E 27	UNIFICATO	Piedini separati LF 206/5	280,5		11,0	44,0	236,5	44,0
				totale m³ =	1726,6		439,0		1287,6	439,0

15 COMPUTO VOLUMI SCAVO/CLS – IPOTESI DI FONDAZIONI PROFONDE SU PALI

N.		TIPO	PALI HP1		Volumi scavo m ³	Volumi CLS m ³	Volumi scavo plinto m ³	Volumi cls plinto m ³	Reinterro m ³	Terreno risulta m ³	
			φ (mm)	L (m)							
0	A	E 18	1200	14	65,0	67,0			0	65,0	
1	B	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
2	C	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
3	D	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
4	E	SP 15	800	14	30,0	31,0	40,0	25,0	15,0	55,0	
5	F	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
6	G	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
7	H	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
8	I	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
10	L	VSE 18	800	16	34,0	35,0			0	34,0	
11	M	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
12	N	VSE 18	800	16	34,0	35,0			0	34,0	
13	O	RSE 18	800	14	30,0	31,0			0	30,0	
14	P	E 27	1200	14	65,0	67,0			0	65,0	
15	Q	E 27	1200	14	65,0	67,0			0	65,0	
totale m³											
					=	563,0	581,0	40,0	25,0	15,0	588,0

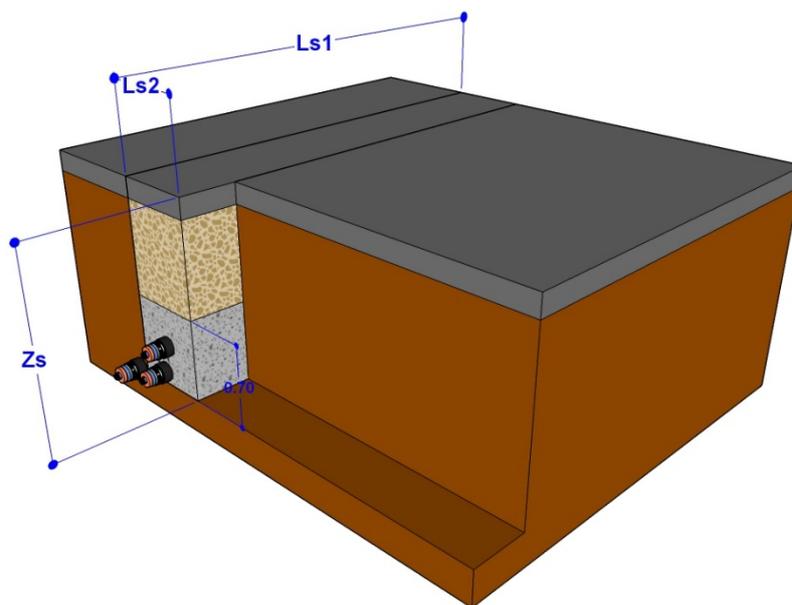
Volumi scavo totale: 603 mc

Volume cls totale: 606 mc

16 COMPUTO VOLUMI SCAVO/CLS – IPOTESI DI OPERA COMPLETAMENTE IN CAVO.

In collaborazione con i tecnici ENEL sono state valutate le quantità di scavo e di calcestruzzo per ipotesi in cavo.

Schema di cavo:



La buca giunti è indicata nel piano delle opere e ha dimensioni longitudinali di m. 8.00, trasversali di m. 3.00, altezza m.1.00 e interrata m. 1.00.

Con riferimento ai simboli sopra indicati e al fatto che la buca giunti è da considerare presente ogni 500.0 m, per una tratta di ml. 500.00 i volumi sono calcolati come di seguito indicato:

Tipo di scavo	Caratteristiche dello scavo				Volumi			
					Scavo	Getto CLS o magrone	Reinterro	Terreno di risulta
	L _{s1} m	L _{s2} m	Z _s m	N° n	V _s m ³	V _{cls} m ³	V _r m ³	V _{tr} m ³
Trincea	492,0	0,7	1,3	1	447,7	179,1	268,6	179,1
Buca giunti	8,0	3,0	2,0	1	48,0	6,5	0,0	48,0
					495,7	185,6	268,6	227,1
			Quantità definite		500	250	210	290

Con riferimento all'ipotesi di tracciato 7 indicata al Capitolo 1 dell'Integrazione al Piano delle Opere, le quantità totale per la soluzione in cavo sono pertanto:

Ipotesi 7					
Elettrodotto in cavo interrato con tratte ogni 500 m					
Lunghezza	Tratte	Volumi complessivi			
		Scavo	Getto CLS	Reinterro	Terreno di risulta
L_{IP1}	T	Vs	Vcls	Vr	Vtr
m	n	m ³	m ³	m ³	m ³
4.000	8	3.582	1.433	2.149	1.433
	7	336	46	0	336
		3.918	1.478	2.149	1.769
	Quantità definite	4000	1500	2200	1800

Con riferimento all'ipotesi di tracciato 5 indicata al Capitolo 1 dell'Integrazione al Piano delle Opere, le quantità totale per la soluzione in cavo sono pertanto:

Ipotesi 5					
Elettrodotto in cavo interrato con tratte ogni 500 m					
Lunghezza	Tratte	Volumi complessivi			
		Scavo	Getto CLS	Reinterro	Terreno di risulta
L_{IP1}	T	Vs	Vcls	Vr	Vtr
m	n	m ³	m ³	m ³	m ³
2.900	6	2.686	1.075	1.612	1.075
	5	240	33	0	240
		2.926	1.107	1.612	1.315
	Quantità definite	3000	1200	1700	1400

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 53 di/of 54

17 CONCLUSIONI

Oggetto della presente relazione è stato il pre – dimensionamento delle fondazioni per il progetto nuova cabina di sezionamento a 132kV “FRANCHINI ACCIAI” e suo collegamento aereo con elettrodotto a 132kV in singola terna all’esistente cabina primaria di Brandico. Intervento che interessa i territori dei Comuni di Brandico e Mairano in provincia di Brescia.

La relazione è stata redatta al fine di determinare, per ogni picchetto, e scelta la tipologia della fondazione, le quantità di scavo e di calcestruzzo necessarie per la realizzazione della stessa.

La linea aerea comprende un totale di n. 15 picchetti, di cui:

- n. 3 sostegni unificati (tralicci a base larga) utilizzati con angolo a 90° o capolinea;
- n. 11 sostegni a traliccio a base stretta, tutti di altezza H= 18 m, di cui 9 in rettilineo e due con un piccolo angolo;
- 1 sostegno monostelo progettato appositamente allo scopo.

Preliminarmente alla redazione della presente si è realizzato uno studio di indagine geotecnica costituita dalle seguenti indagini:

- n. 4 prove penetrometriche statiche CPT;
- n. 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- n. 3 prove geofisiche superficiali per la misura del profilo verticale delle velocità di trasmissione delle onde sismiche di taglio Vs;
- n. 1 misura del periodo fondamentale di vibrazione del deposito mediante tecnica HVSR.

In seguito sono state interpretate le prove geotecniche eseguite, elencati i sostegni presenti nella linea e i carichi sulle fondazioni, descritti i criteri per la scelta delle fondazioni e i metodi per il calcolo e verifica delle stesse ed infine fatto un elenco della tipologia di fondazione e delle relative quantità (volumi di scavo e calcestruzzo).

Per ogni picchetto, o meglio per ogni tipologia di sostegno, è stata identificata la fondazione superficiale e la fondazione profonda che meglio verifica la resistenza, di conseguenza sono state valutate le quantità necessarie sia per realizzare una fondazione profonda che una fondazione superficiale.

Le tipologie di fondazione sono esaurientemente descritte nei capitoli precedenti.

Nei capitoli conclusivi queste quantità sono tra loro confrontate e anche messe a raffronto con le quantità necessarie per realizzare il tratto di linea in modo completamente interrato.

In definitiva si riscontra che la **soluzione aerea, sia con fondazioni superficiali che con fondazioni profonde adotta circa la stessa quantità di calcestruzzo (500-600 mc) e di conseguenza la stessa quantità di terreno di risulta.**

La soluzione su fondazioni profonde impegna naturalmente circa la stessa quantità di scavo rispetto al calcestruzzo impiegato, mentre per le fondazioni superficiali la quantità di scavo è circa tripla rispetto al calcestruzzo impiegato (circa 1700 mc).

 Infrastrutture e Reti Italia Distribuzione Territoriale Rete Lombardia Progettazione Lavori e Autorizzazioni	COLLEGAMENTO 132 kV FRANCHINI ACCIAI – CABINA “BRANDICO” Relazione Geotecnica Preliminare	CODICE – CODE 1182524.04.04
		PAGINA - PAGE 54 di/of 54

Per la soluzione in cavo ci si è riferito alle due alternative previste dalla ipotesi 5 e dalla ipotesi 7 dell'Integrazione al Piano delle Opere, la prima di lunghezza m. 2.900 e la seconda di lunghezza m. 4.000.

Queste due soluzioni mettono in gioco quantità decisamente maggiori di scavo, calcestruzzo e terreno di risulta; rendendo le stesse più impegnative da gestire sia dal punto di vista temporale che tecnico, oltre a lavorazioni che attraversano più terreni e più porzioni di cantiere.

Infatti nella Ipotesi 7 si è di fronte a:

4000 mc di scavo che forniscono di conseguenza 1800 mc di terreno di risulta.

La soluzione 5 mette in gioco naturalmente quantità minori in quanto tratto più corto e comunque del tutto proporzionale attestandosi a:

3000 mc di scavo e 1400 mc d terreno di risulta.

Entrando in un **confronto tra le quantità impegnate nelle linee in cavo e in aereo**, nelle varie alternative sia per l'una che per l'altra, **è immediato vedere che i rapporti sono sempre a favore, ovvero con minori quantità impegnate, per la linea in aereo**, qualunque opzione si adotti.

Infatti, eseguendo una serie di rapporti tra la soluzione aerea e la soluzione in cavo, sempre lette dal punto di vista delle fondazioni e dalle movimentazioni del terreno, per quanto riguarda:

quantità di calcestruzzo impiegato: rapporto di circa 1:2; 1:3.

Per quanto riguarda i volumi di scavo:

rapporti vanno da 1:7; 1:5

se le due soluzioni in cavo sono rapportate con la soluzioni di tutte fondazioni profonde per la linea in aereo, mentre i

rapporti di stagliano tra 1:2.5 e 1:1.8 per il confronto tra soluzioni e in cavo e soluzione di fondazioni superficiali per la linea in aereo.

Infine i rapporti tra i terreni di risulta sono:

per la fondazioni su pali circa **1:3** e per le fondazioni superficiali circa **1:4**.