

# S.G.C. E78 GROSSETO-FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena-Ruffolo (Lotto 0)

## PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



**PROGETTISTI:**

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)  
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Alberto Rinaldi – Erre.vi.a. srl  
Ordine Ing. di Milano n. 16951

**IL GEOLOGO**

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica – Pro Iter srl  
Albo Geol. Lombardia n. A762

**COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

Ing. Enrico Moretti – Erre.vi.a. srl  
Ordine Ing. di Milano n. 16237

**VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO**

Ing. Raffaele Franco Carso

PROTOCOLLO

DATA



## 06 - OPERE D'ARTE

### 06.04 - Opere d'Arte Maggiori - Cavalcavia

06.04.01 - Cavalcavia Ramo Firenze-Fano svincolo Cerchiaia (CV.01)

Relazione di calcolo sottostrutture

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00CV01STRRE02A.pdf		
DPFI0081	D	20	CODICE ELAB. T00CV01STRRE02	A	-
D					
C					
B					
A	Emissione		Ottobre 2020	PISTONE	MARTIGNONI RINALDI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO



# INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
1.1	Descrizione dell'intervento.....	1
1.2	Inquadramento geografico.....	3
1.3	Inquadramento geologico e geomorfologico.....	3
<b>2</b>	<b>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>4</b>
2.1	Elaborati a carattere generale .....	4
2.2	Elaborati specifici .....	4
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>6</b>
3.1	Normativa tecnica di riferimento .....	6
3.1.1	Materiali .....	6
3.1.2	Costruzioni in c.a. e acciaio.....	6
3.1.2.1	Eurocodice 0 - "Criteri generali di progettazione strutturale" .....	6
3.1.2.2	Eurocodice 1 - "Azioni sulle strutture".....	6
3.1.2.3	Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo".....	6
3.1.2.4	Eurocodice 3 - "Progettazione delle strutture in acciaio".....	6
3.1.2.5	Eurocodice 4 - "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".....	7
3.1.3	Geotecnica.....	7
3.1.3.1	Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" .....	7
3.1.4	Sismica .....	7
3.1.4.1	Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" .....	7
3.2	Normativa tecnica nazionale .....	7
3.3	Bibliografia e altri riferimenti .....	7
<b>4</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>9</b>
4.1	Calcestruzzo .....	9
4.1.1	Calcestruzzo per magrone – C12/15.....	9
4.1.2	Calcestruzzo per pali di fondazione – C28/35.....	9
4.1.3	Calcestruzzo per elevazioni pile e spalle – C32/40.....	10
4.2	Acciaio .....	10
4.2.1	Acciaio in barre per calcestruzzo armato – B450C.....	10
4.3	Durabilità dei materiali.....	10
4.3.1	Conglomerati cementizi.....	10
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>13</b>
5.1	Parametri geotecnici.....	13
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO</b> .....	<b>14</b>
6.1	Descrizione dei criteri di calcolo .....	14
6.2	Software di calcolo .....	14
6.2.1	Calcolo palificate.....	14
6.2.2	Verifica sezioni strutturali generiche .....	15
<b>7</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA</b> .....	<b>16</b>
7.1	Combinazioni di carico .....	16
7.2	Verifica di resistenza Stati Limite Ultimi strutturali (SLU STR) .....	17
7.2.1	Sezioni in cemento armato .....	17
7.2.1.1	Verifica a presso/tenso flessione.....	17
7.2.1.2	Verifica a taglio .....	17
7.2.1.3	Verifica a punzonamento .....	19
7.3	Verifiche Stati Limite Ultimi geotecnici (SLU GEO).....	20

CV.01 – Relazione di calcolo sottostrutture

*RTP di progettazione:*

*Mandataria*



*Mandanti*



7.3.1	Verifica di capacità portante al carico limite dei pali (SLU GEO).....	21
7.3.1.1	Calcolo della capacità portante di progetto .....	21
7.3.1.2	Portata laterale .....	22
7.3.1.3	Portata di base.....	25
7.3.1.4	Calcolo curve di cedimento .....	27
7.3.2	Stima spostamenti dell'opera e del terreno (SLE STR).....	29
7.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio .....	29
7.4.1	Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione .....	29
<b>8</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>31</b>
8.1	Azioni permanenti strutturali ( $G_1$ ).....	31
8.1.1	Pesi propri.....	31
8.2	Azioni permanenti non strutturali ( $G_2$ ).....	31
8.2.1	Pesi propri.....	31
8.3	Spinta del terreno .....	31
8.3.1	Spinta a riposo .....	31
8.3.2	Pressioni idrostatiche .....	31
8.4	Scarichi agli appoggi .....	32
8.5	Azione sismica (E).....	35
8.5.1	Stati limite di progetto sismici .....	35
8.5.2	Definizione dell'azione sismica.....	35
8.5.2.1	Accelerazione di riferimento .....	36
8.5.2.2	Categoria di suolo.....	37
8.5.2.3	Categoria topografica .....	37
8.5.3	Azioni inerziali masse.....	37
8.5.4	Muri di sostegno.....	37
<b>9</b>	<b>ANALISI SPALLA.....</b>	<b>39</b>
<b>10</b>	<b>ANALISI PILE .....</b>	<b>40</b>

# 1 PREMESSA

La presente relazione tratta gli aspetti tecnico-stradali legati all'intervento in oggetto che riguarda la progettazione definitiva dell'adeguamento, da due a quattro corsie, del tronco stradale della SS n. 223 "di Paganico" nel tratto compreso tra lo svincolo con la Tangenziale Ovest di Siena (km 63.561 del tratto Grosseto-Siena) e lo svincolo di Ruffolo (km 2.800 del tratto Siena-Bettolle), comprensivo degli svincoli di inizio e fine intervento, al fine di realizzare un'arteria assimilabile ad una strada di tipo extraurbano principale (tipo B, a carreggiate separate - v. D.M. 05/11/2001), garantendo la continuità dell'Itinerario Internazionale E78 - S.G.C. "Grosseto - Fano".

## 1.1 Descrizione dell'intervento

Le opere geotecniche accessorie al completamento dell'opera sono:

- Spalla, per la spalla 1, fondata su 3x3 pali trivellati Ø1200 di lunghezza L=32.0m.
- Pila, per la pila 1, fondata su 3x2 pali trivellati Ø1200 di lunghezza L=25.0m;

Per la spalla si prevede la realizzazione di una fondazione di spessore pari a 1.50m e dimensione in pianta pari a 9.00x9.80m. Dall'estradosso della fondazione si eleveranno i muri d'ala della spalla per un'altezza variabile da 6.40m a 6.90m.

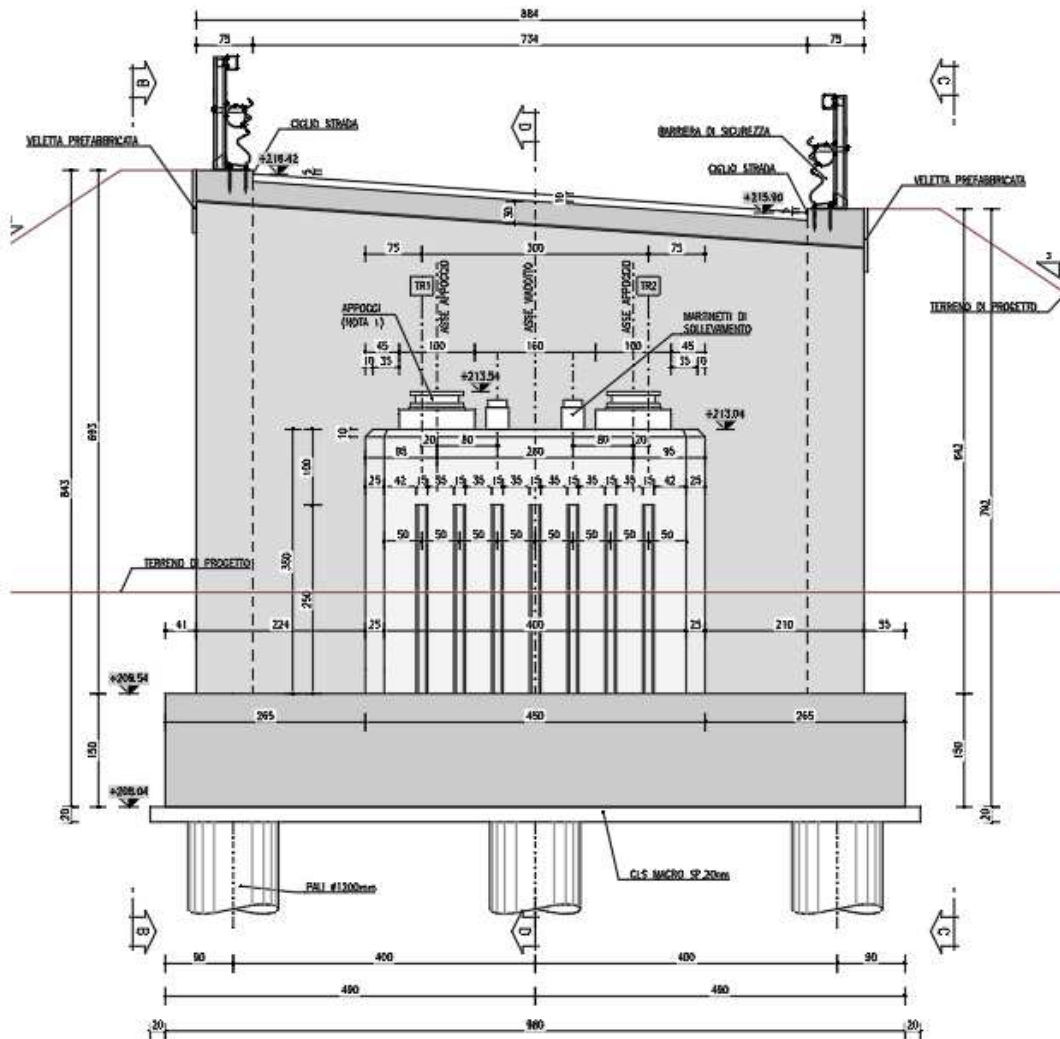


Figura 1: Spalla 1 – carpenteria elevazioni

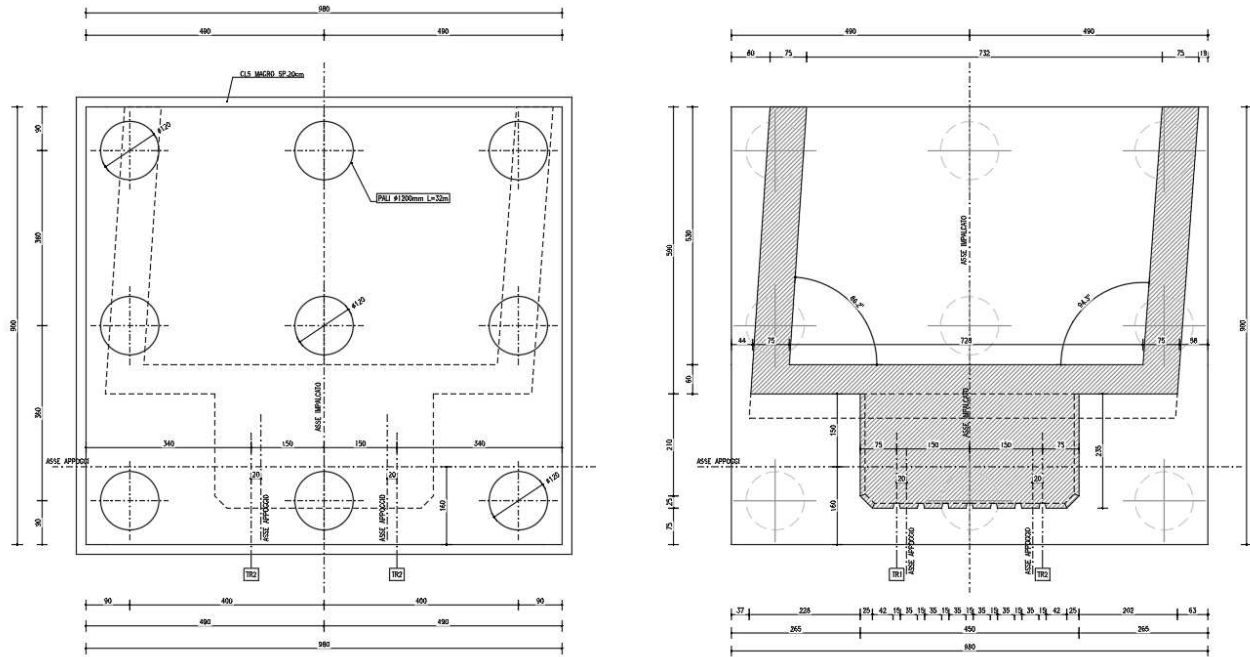


Figura 2: Spalla 1 – carpenteria fondazioni

Per le pile si prevede la realizzazione di una fondazione di spessore pari a 1.50m e dimensione in pianta pari a 9.00x5.80m. Dall'estradosso della fondazione si eleverà il fusto della pila per un'altezza di 11.00m.

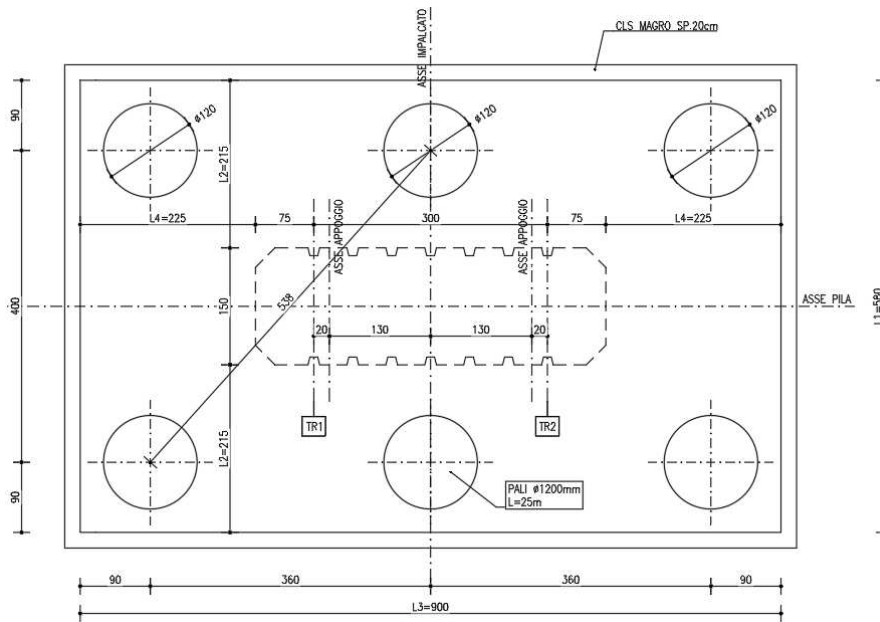


Figura 3: Pila 1 – carpenteria pianta

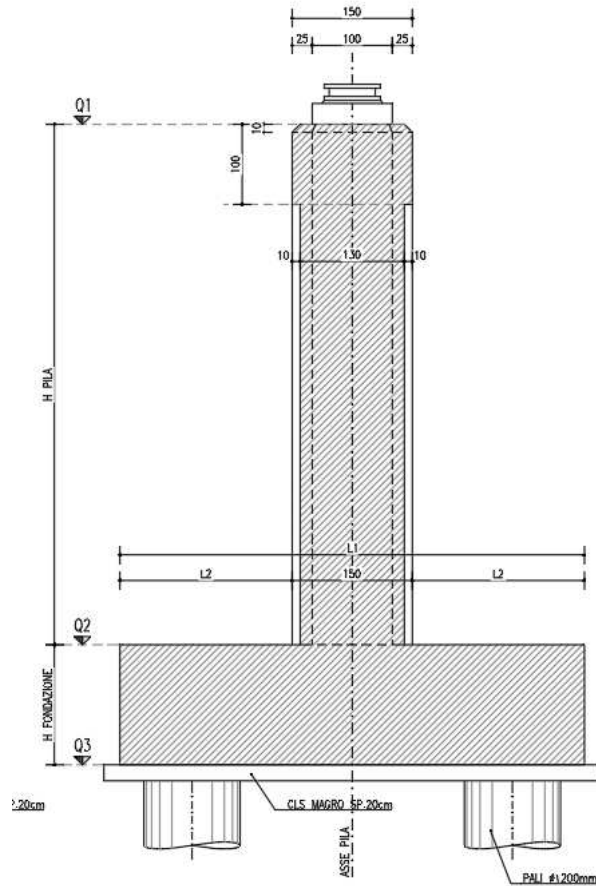


Figura 4: Pila 1 – carpenteria elevazioni

## 1.2 Inquadramento geografico

L'area di intervento è situata nel Comune di Siena.

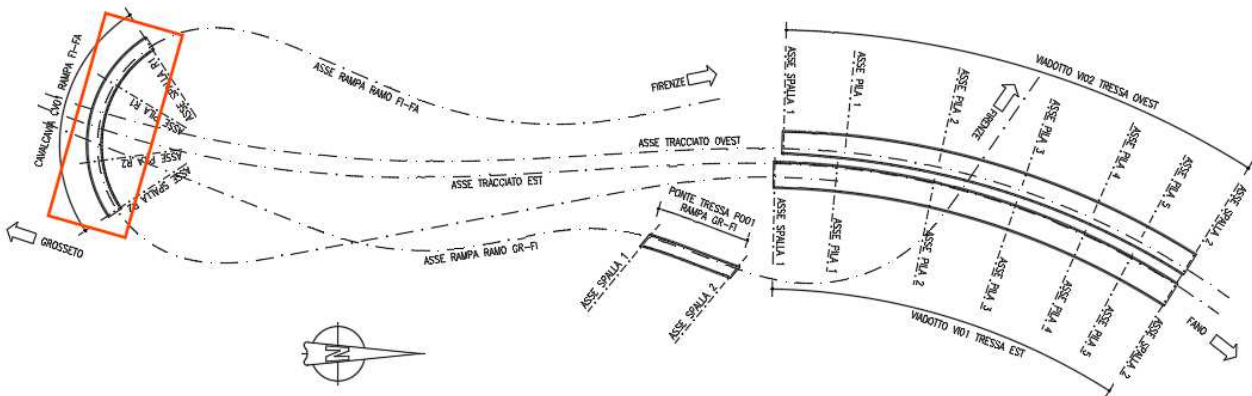


Figura 5: Area intervento – Pianta chiave

## 1.3 Inquadramento geologico e geomorfologico

In merito a tali aspetti si rimanda al [1] indicato negli elaborati di riferimento riportati a seguire.



## 2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Elaborati a carattere generale

- [1] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geologia – Relazione geologica e idrogeologica – Elaborato: T00GE01GEORE01A
- [2] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geotecnica – Relazione geotecnica generale – Elaborato: T00GE04GETRE01A
- [3] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Sismica – Relazione sismica – Elaborato: T00GE05GETRE02A

### 2.2 Elaborati specifici

- [4] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Generale – Tabella materiali – Elaborato: T00GE00STRDC01A
- [5] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Relazione di calcolo impalcato – Elaborato: T00CV01STRRE01A
- [6] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Planimetria impalcato, fondazioni, sezione longitudinale e trasversale – Elaborato: T00CV01STRDI01A
- [7] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Carpenteria impalcato – Tav.1 – Elaborato: T00CV01STRCP01A
- [8] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Carpenteria impalcato – Tav.2 – Elaborato: T00CV01STRCP02A
- [9] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Carpenteria spalla 1 – Elaborato: T00CV01STRCP03A
- [10] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Carpenteria spalla 2 – Elaborato: T00CV01STRCP04A
- [11] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Predalles impalcato –



Elaborato: T00CV01STRCP05A

[12] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d’arte – Opere d’arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Carpenteria pile – Elaborato: T00CV01STRCP06A

[13] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d’arte – Opere d’arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Schema di vincoli, appoggi, giunti, dettagli e finiture – Elaborato: T00CV01STRDC01A

[14] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d’arte – Opere d’arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Opere provvisoriali – Elaborato: T00CV01STRDI02A

[15] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d’arte – Opere d’arte maggiori – Cavalcavia – Cavalcavia ramo FI-FA svincolo Cerchiaia (CV.01) – Metodi costruttivi (Fasi costruttive, sistemi di varo) – Elaborato: T00CV01STRDI03A

## 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### 3.1 Normativa tecnica di riferimento

#### 3.1.1 Materiali

- [16] UNI EN 206-1 marzo 2006 – “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [17] UNI EN 197-1 marzo 2006 – “Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- [18] UNI EN 197-2 marzo 2001 – “Cemento - Valutazione della conformità”;
- [19] UNI 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1”;
- [20] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 07/02/2003 – “Linee guida per il calcestruzzo strutturale, Linee guida per il calcestruzzo strutturale ad alta resistenza, Linee guida per il calcestruzzo preconfezionato”;
- [21] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 05/04/2013 – “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”;
- [22] D.M. 16/02/2007 – “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”;
- [23] “Regolamento UE n°305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9 marzo 2011 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio”

#### 3.1.2 Costruzioni in c.a. e acciaio

##### 3.1.2.1 *Eurocodice 0 - “Criteri generali di progettazione strutturale”*

- [24] UNI EN 1990:2006;

##### 3.1.2.2 *Eurocodice 1 - “Azioni sulle strutture”*

- [25] UNI EN 1991-1-1:2004 – “Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- [26] UNI EN 1991-1-2:2004 – “Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco”;
- [27] UNI EN 1991-1-3:2004 – “Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve”;
- [28] UNI EN 1991-1-4:2005 – “Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento”;
- [29] UNI EN 1991-1-5:2004 – “Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche”;
- [30] UNI EN 1991-2:2005 – “Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;

##### 3.1.2.3 *Eurocodice 2 - “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”*

- [31] UNI EN 1992-1-1:2005 – “Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [32] UNI EN 1992-1-2:2005 – “Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”;
- [33] UNI EN 1992-2:2006 – “Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”;

##### 3.1.2.4 *Eurocodice 3 - “Progettazione delle strutture in acciaio”*

- [34] UNI EN 1993-1-1:2005 – “Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [35] UNI EN 1993-1-2:2005 – “Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”;
- [36] UNI EN 1993-1-5:2007 – “Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- [37] UNI EN 1993-1-8:2005 – “Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”;
- [38] UNI EN 1993-1-9:2005 – “Parte 1-9: Fatica”;
- [39] UNI EN 1993-1-10:2005 – “Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore”;

- [40] UNI EN 1993-2:2007 – “Parte 2: Ponti di acciaio”;
- [41] UNI EN 1993-3-1:2007 – “Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali”;
- [42] UNI EN 1993-5:2007 – “Parte 5: Pali e palancole”

#### 3.1.2.5 Eurocodice 4 - “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”

- [43] UNI EN 1994-1-1:2005 – “Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [44] UNI EN 1994-1-2:2005 – “Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”;
- [45] UNI EN 1994-2:2006 – “Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;

### 3.1.3 Geotecnica

#### 3.1.3.1 Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica”

- [46] UNI EN 1997-1:2005 – “Parte 1: Regole generali”;

### 3.1.4 Sismica

#### 3.1.4.1 Eurocodice 8 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”

- [47] UNI EN 1998-1:2005 – “Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- [48] UNI EN 1998-2:2009 – “Parte 2: Ponti”;
- [49] UNI EN 1998-5:2003 – “Parte 5: Fondazioni, opere di sostegno e geotecniche”

## 3.2 Normativa tecnica nazionale

- [50] D.M. Min. Il. TT. 17/02/2018 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”;
- [51] Circolare LL.PP. n°7 21/01/2019 - “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 febbraio 2018”;
- [52] CNR DT 207/2008 - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- [53] D.M. 31/07/2012 – “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”;
- [54] D.P.R. n°380 06/06/2001 – “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia”;

## 3.3 Bibliografia e altri riferimenti

- [55] Lancellotta R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [56] Migliacci – F. Mola – “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.” - Masson Italia Editori 1985
- [57] C. Cestelli Guidi - “Geotecnica e tecnica delle fondazioni” - Ulrico Hoepli Editore 1987
- [58] R. Lancellotta – “Geotecnica” - Edizioni Zanichelli 1987
- [59] Bowles J.E.: “Foundations Analysis and Design” 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- [60] Bustamante M., Ganeselli L. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.
- [61] H.G. Poulos, E.H. Davis. “Analisi e progettazione di fondazioni su pali”;
- [62] S. Rampello, L. Callisto L. Masini. “Spinta delle terre sulle strutture di sostegno”;
- [63] L.C. Reese, W.R.Cox, F.D. Koop [1974] - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975;
- [64] L.C. Reese, W.R.Cox, F.D. Koop [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975;
- [65] L.C. Reese, R.C. Welch [1975] - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456,

1975, pp. 633 – 649.

- [66] R.C. Welch, L.C. Reese [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo

#### 4.1.1 Calcestruzzo per magrone – C12/15

Classe minima	C12/15	
Classe di esposizione ambientale	X0	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	15.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	12.45 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	20.45 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} =$	27267 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	1.61 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.13 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_c =$	7.06 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	0.75 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	7.47 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	5.60 MPa

#### 4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione – C28/35

Classe minima	C28/35	
Classe di esposizione ambientale	XC2	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	35.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	29.05 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} =$	32588 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	2.83 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.98 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_c =$	16.46 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.32 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	17.43 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	13.07 MPa

#### 4.1.3 Calcestruzzo per elevazioni pile e spalle – C32/40

Classe minima	C32/40	
Classe di esposizione ambientale	XC2 – XD1 – XF4	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	40.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	33.20 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33643 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	3.10 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.17 MPa

##### Stato limite ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰

##### Stato limite di esercizio

Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	14.94 MPa

## 4.2 Acciaio

#### 4.2.1 Acciaio in barre per calcestruzzo armato – B450C

Classe	B450C	
Tensione caratteristica di rottura a trazione	$f_{tk}$	$\geq 540$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	$f_{yk}$	$\geq 450$ MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000 MPa

##### Stato limite ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 MPa
Valore ultimo della deformazione a trazione	$\epsilon_{cu} =$	10 ‰

##### Stato limite di esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 MPa
--------------------------	------------------------------	------------

## 4.3 Durabilità dei materiali

#### 4.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°7 per l'applicazione delle [50].

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con  $V_N = 50$  anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro riportati nella tabella successiva e, per strutture con  $V_N = 100$  anni, una maggiorazione di copriferro pari a  $\Delta c_{min} = +10$  mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori sono da aumentare di  $\Delta c_{min} = +5$  mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di  $\Delta c_{min} = -5$  mm.

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a  $\Delta c_{dev} = +10$  mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

**Tabella 1: Copriferrini minimi in mm ( $V_N = 50$  anni)**

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_0$	ambiente	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

**Tabella 2: Condizioni ambientali e classi di esposizioni**

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Elementi gettati in opera – Pali di fondazione

- Classe di esposizione

Corrosione indotta da carbonatazione XC2  
 Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.

- Condizioni ambientali Ordinarie

- Requisiti minimi calcestruzzi

Rapporto acqua/cemento < 0.55  
 Classe di resistenza > C25/30  
 Dosaggio cemento > 320 kg/m<sup>3</sup>

- Copriferrino nominale netto:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{min} + \Delta C_{dev} = 25 + 0 + 10 = 35 \text{ mm} \rightarrow c = 75 \text{ mm}$$

Elementi gettati in opera – Elevazioni pile e spalle

- Classe di esposizione

Corrosione indotta da carbonatazione XC4  
 Superfici non a contatto con acqua non compresa nella classe XC2. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Calcestruzzo armato ordinario in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido.

Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti XF2  
 Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti

Corrosione indotta da cloruri XD1  
 Calcestruzzo armato ordinario in superfici o parti di ponte e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri



- Condizioni ambientali Aggressive

- Requisiti minimi calcestruzzi

Rapporto acqua/cemento	< 0.50
Classe di resistenza	> C30/37
Dosaggio cemento	> 340 kg/m <sup>3</sup>

- Copriferro nominale netto:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 0 + 10 = 40 \text{ mm} \rightarrow c = 40 \text{ mm}$$

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici costitutivi dei terreni che interessano le opere in oggetto, utilizzati nelle analisi svolte, sono stati desunti dal [2]. La tabella seguente riporta i parametri di progetto utilizzati nei calcoli.

Unità geotecniche	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	Coesione efficace	Angolo di resistenza a taglio	Coesione non drenata	Modulo di elasticità
	$\gamma_N$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{SAT}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E$ [MPa]
Unità FAA	20.0	21.0	30	28.0	200	20
Unità FAAa	19.5	20.5	20	24.0	75	10
Unità b	19.5	20.5	15	30.0	75	10

## 6 CRITERI DI CALCOLO

### 6.1 Descrizione dei criteri di calcolo

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.02.2018 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 21.01.2019 n. 7/C.S.LL.PP.).

Con riferimento alle NTC, per le opere in oggetto si considerano i seguenti parametri di calcolo:

Vita nominale	$V_N = 50$ anni (§ 2.4.1 “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari”)
Classe d’uso	IV (§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica”)
Coefficiente d’uso	$C_U = 2.0$
Periodo di riferimento	$V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni

### 6.2 Software di calcolo

Sono stati utilizzati i programmi di calcolo elencati nel seguito.

La scrivente ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l’affidabilità e soprattutto l’idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l’individuazione dei campi d’impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l’affidabilità dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell’analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### 6.2.1 Calcolo palificate

Titolo:



Caratteristiche:	Programma per l’analisi di palificate soggette a carichi verticali e laterali
Autore:	ENSOFT, INC. – Austin, Texas
Distribuzione:	ENSOFT, INC.
Versione:	2016

### 6.2.1.1 Ipotesi generali di calcolo

Il programma consente di definire sia un modello bidimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico/cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione/rotazione ( $M-\theta$ ) per condizioni di carico torsionali, e carico/spostamento orizzontale (curve P-y).

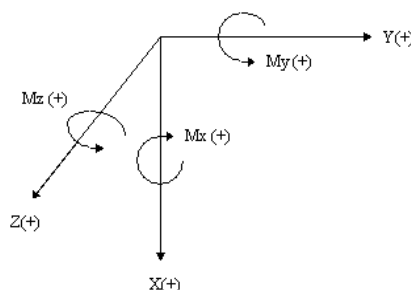
In particolare, le curve P-y di risposta del terreno, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà geomeccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- Reese, Cox e Koop [63] per sabbie
- Welch e Reese [66] per argille tenere
- Reese, Cox e Koop [64] per argille dure sotto falda
- Welch-Reese [66] e Reese-Welch [65] per argille dure sopra falda

Per quanto riguarda le curve carico/cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve P-y.

Nei calcoli delle palificate si considera un sistema di riferimento cartesiano, con l'asse Y parallelo all'asse longitudinale degli appoggi, l'asse Z ortogonale all'asse longitudinale degli appoggi e asse X ortogonale agli assi Z e Y e diretto verso il basso.



### 6.2.2 Verifica sezioni strutturali generiche

Titolo:



Caratteristiche: Programma per la verifica delle sezioni generiche  
Autore: Aztec Informatica - Casole Bruzio, Cosenza  
Distribuzione: Aztec Informatica S.r.l.  
Versione: 10.03a

## 7 CRITERI DI VERIFICA

### 7.1 Combinazioni di carico

Le opere oggetto della presente relazione Come riportato al §2.5.3 delle [50], si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione fondamentale SLU
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione caratteristica rara SLE
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione frequente SLE
$G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione quasi permanente SLE
$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione sismica SLE e SLU
$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione eccezionale SLU
$G_1$	Masse dei pesi propri strutturali
$G_2$	Masse dei carichi permanenti non strutturali
$P$	Precompressione e pretensione
$Q_{ki}$	Masse dei carichi accidentali
$E$	Azione sismica
$A_d$	Azione eccezionale

A I coefficienti di contemporaneità delle azioni e i coefficienti parziali da adottare per gli SLU sono riportati nel seguito.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 7.2 Verifica di resistenza Stati Limite Ultimi strutturali (SLU STR)

### 7.2.1 Sezioni in cemento armato

Come riportato al §2.3 delle [50], per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d)$  Valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$R_d = R(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d)$  Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$\gamma_F \cdot F_k$  Azioni di progetto

$X_k/\gamma_M$  Proprietà del materiale di progetto

$a_d$  Geometria di progetto

$\gamma_M$  Coefficiente parziale di sicurezza del materiale

#### 7.2.1.1 Verifica a presso/tenso flessione

Come previsto al §4.1.2.1.2.4 delle [50] con riferimento alla generica sezione, la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

$M_{Rd}$  Valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$

$N_{Ed}$  Valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale)

$M_{Ed}$  Valore di calcolo della componente flettente dell'azione

#### 7.2.1.2 Verifica a taglio

Secondo quanto previsto §4.1.2.1.3 delle [50], indicato con  $V_{Ed}$  il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica in generale che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

*Elementi senza armature resistenti a taglio*

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left( 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad \text{Resistenza di calcolo a taglio}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Rapporto percentuale armatura in zona tesa  $A_{sl}$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Tensione media di compressione nella sezione

$d$

Altezza utile della sezione (mm)

$b_w$

Larghezza minima della sezione (mm)

### Elementi provvisti di armature resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza a taglio-trazione

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta}$$

Resistenza a taglio-compressione

$\theta$

Inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento ( $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ )

$\alpha$

Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento

$A_{sw}$

Area dell'armatura trasversale

$s$

Interasse tra due armature trasversali consecutive

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$

Coefficienti maggiorativi pari a:

1

per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$$

per  $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$



$$1.25 \quad \text{per } 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0.50 \cdot f_{cd}$$

$$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{per } 0.50 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$$

### 7.2.1.3 Verifica a punzonamento

In corrispondenza dei pali si sviluppa una concentrazione delle sollecitazioni; tali concentrazioni instaurano delle instabilità a punzonamento che devono essere eventualmente assorbite da un'armatura integrativa.

Data:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

in cui:

$\beta$	coefficiente che tiene conto delle posizioni reciproche tra le aree di carico pari a 1.15
$V_{Ed}$	valore di progetto della sollecitazione a taglio-punzonamento
$u_i$	perimetro della sezione di verifica considerata
$d$	altezza utile della sezione

e utilizzando l'approccio fornito dal [31], non è necessaria armatura a taglio-punzonamento se:

$$v_{Ed} < v_{Rd,c}$$

Se  $v_{Ed}$  è maggiore di  $v_{Rd,c}$  è necessario disporre armatura per taglio-punzonamento.

Infine, deve verificarsi che:

$$v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto lungo le sezioni di verifica:

$v_{Rd,c}$	valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature a taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata
$v_{Rd,cs}$	valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature a taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata
$v_{Rd,max}$	valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata

La resistenza senza armatura a taglio-punzonamento si ottiene come:

$$v_{Rd,c} = \max[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}]$$

dove

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k = \min \left[ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2 \right]$$

$$\rho_1 = \min(\sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}}, 0.02)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

La resistenza prevedendo armatura a taglio-punzonamento si ottiene come:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \text{sen} \alpha$$

dove

$s_r$	passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio-punzonamento
$A_{sw}$	area dell'armatura a taglio-punzonamento situata su di un perimetro intorno al pilastro
$f_{ywd,ef} = \min(f_{ywd}; 250 + 0.25 \cdot d)$	resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento
$\alpha$	angolo compreso tra l'armatura a taglio e il piano della piastra

La massima resistenza a taglio-punzonamento lungo il perimetro esterno si ottiene come:

$$v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Il perimetro relativo all'area di carico data dal palo è pari a:

$$u_0 = \phi \cdot \pi = 1200mm \cdot \pi = 3769.9mm$$

Il perimetro di verifica di base è stimato a una distanza pari a  $2d$  dall'area di carico secondo i seguenti schemi:

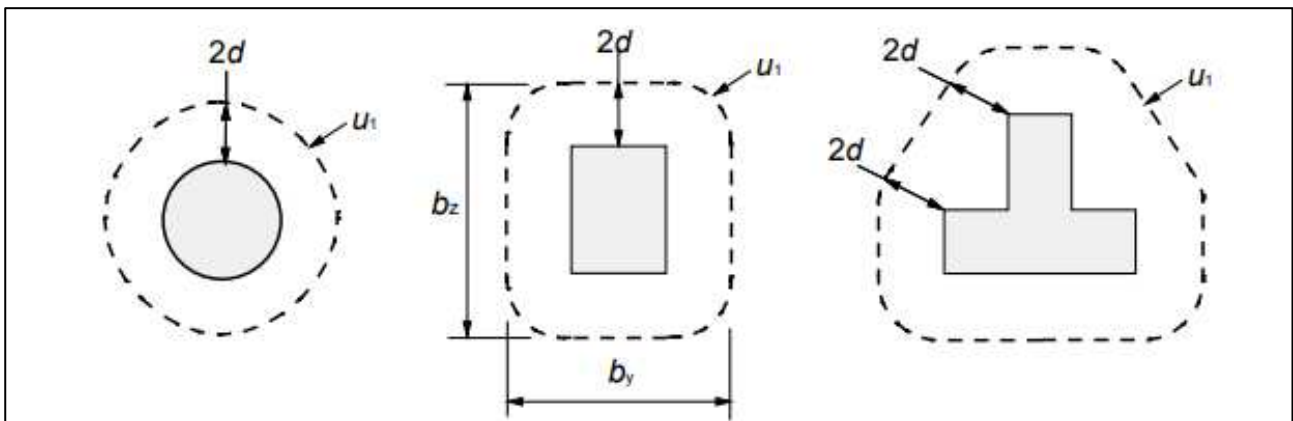


Figura 6: Schema area di carico per verifica a punzonamento

### 7.3 Verifiche Stati Limite Ultimi geotecnici (SLU GEO)

Le verifiche devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido)
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno di posa
- collasso per scorrimento sul piano di posa

Gli approcci previsti nelle [50] per le verifiche allo SLU, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali, sono i seguenti:

Stabilità globale	Approccio 1	(SLU, SLV, SLC)	Combinazione 2	A2+M2+R2
Altre verifiche	Approccio 2	(SLU, SLV, SLC)		A1+M1+R3

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Figura 7: Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche geotecniche (NTC 2018)

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 8: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri di resistenza del terreno (NTC 2018)

### 7.3.1 Verifica di capacità portante al carico limite dei pali (SLU GEO)

I valori caratteristici delle resistenze  $R_k$  sono ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi_3$  e  $\xi_4$  funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative, riportati nella tabella seguente, alle resistenze di calcolo  $R_{cal}$ .

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Valore caratteristico della resistenza a compressione}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Valore caratteristico della resistenza a trazione}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

#### 7.3.1.1 Calcolo della capacità portante di progetto

A La resistenza di progetto di un palo soggetto a carichi assiali può essere espressa dalle seguenti relazioni:

$$R_{d,c} = R_{c,d} + R_{b,d} = \frac{R_{c,cal}}{\xi \cdot \gamma_s} + \frac{R_{b,cal}}{\xi \cdot \gamma_b} - W' \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$R_{d,c} = R_{c,t} + W' = \frac{R_{t,cal}}{\xi \cdot \gamma_t} + W'$	Resistenza di progetto a trazione
$R_{c,cal}$	Resistenza di calcolo laterale a compressione
$R_{t,cal}$	Resistenza di calcolo laterale a trazione
$R_{b,cal}$	Resistenza di calcolo di base
$W'$	Peso efficace del palo

### 7.3.1.2 Portata laterale

La portata laterale limite di calcolo  $R_{c,cal}$  viene valutata con la seguente relazione:

$R_{c,cal} = R_{t,cal} = \pi \cdot D \cdot \sum_i \tau_{lim,i} \cdot h_i$	Resistenza di progetto a compressione
$D$	Diametro del palo
$\tau_{lim,i}$	Tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo
$h_i$	Altezza dello strato i-esimo

#### Resistenza da prove SPT

Per il calcolo della capacità portante dei pali, disponendo di prove penetrometriche statiche SPT, si può fare riferimento agli studi di Reese-Wright (1977) e quanto indicato nelle raccomandazioni AGI sui pali di fondazione.

Per i terreni coesivi secondo AGI (1984), operando in condizioni non drenate (NDR) e tensioni totali, si utilizza l'equazione:

$\tau_{lim} = \alpha \cdot c_u \leq 100kPa$	
$c_u$	Resistenza al taglio non drenata (kPa)
$\alpha$	Coefficiente riduttivo, assunto per pali trivellati:
$\alpha = 0.9$	Per $c_u \leq 25kPa$
$\alpha = 0.8$	Per $25kPa < c_u \leq 50kPa$
$\alpha = 0.6$	Per $50kPa < c_u \leq 75kPa$
$\alpha = 0.5$	Per $c_u > 75kPa$

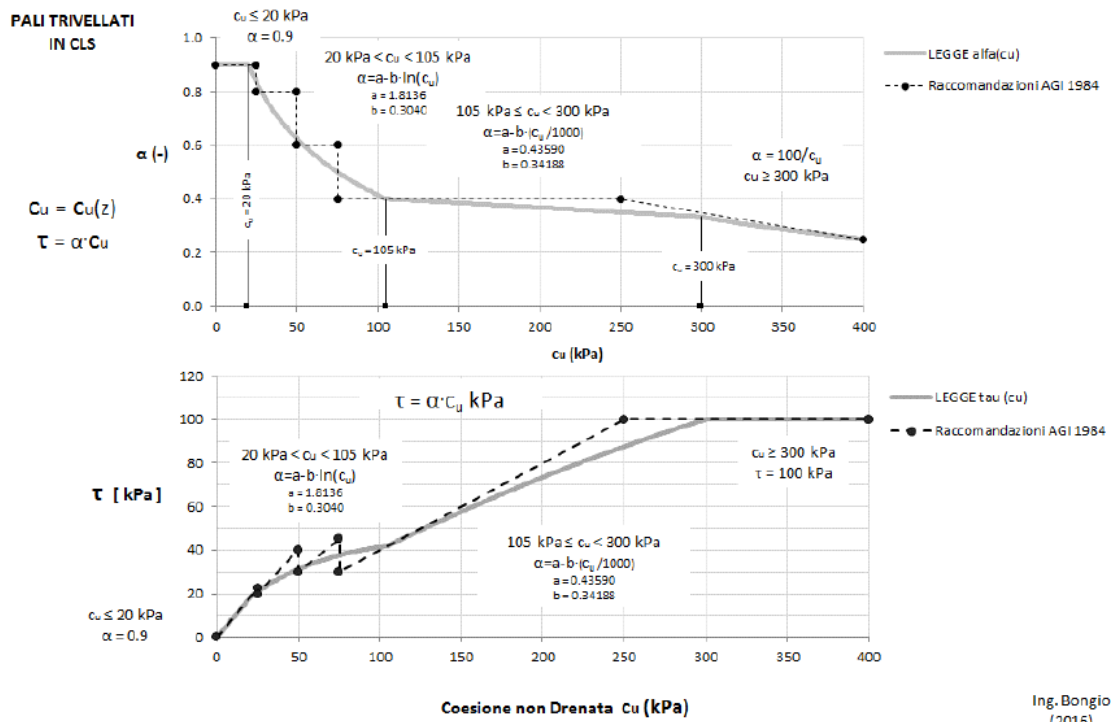


Figura 9: Curve di interpolazione dei coefficienti  $\alpha$  secondo AGI

Per i terreni granulari secondo AGI (1984), operando in condizioni drenate (DR) e tensioni efficaci, l'attrito laterale è valutato mediante l'espressione:

$$\tau_{lim} = c_a + K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan(\varphi) < f(N_{SPT})$$

$c_a = \alpha \cdot c'$  Adesione efficace palo-terreno (aliquota della coesione efficace)

$K$  Rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo

$\sigma'_{v0}$  Pressione geostatica verticale efficace

$\varphi$  Angolo di resistenza al taglio del terreno naturale

$N_{SPT}$  Numero di colpi/piede in prova SPT

$$f(N_{SPT}) = 3 \cdot N_{SPT} \quad \text{Per } N_{SPT} \leq 53$$

$$= 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \quad \text{Per } N_{SPT} > 53$$

Secondo le norme AGI si raccomanda comunque di limitare cautelativamente la  $\tau_{lim}$  a 150-200 kPa.

Tab. 5.1 - Valori indicativi di  $k$  e  $\mu$  dell'eq. |4| per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di $k$	Valori di $\mu$
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 $\varphi'$ )
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg $\varphi'$
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg $\varphi'$

(\*) Decrescente con la profondità.

Figura 10: Valori dei coefficienti  $k$  e  $\mu$  secondo AGI

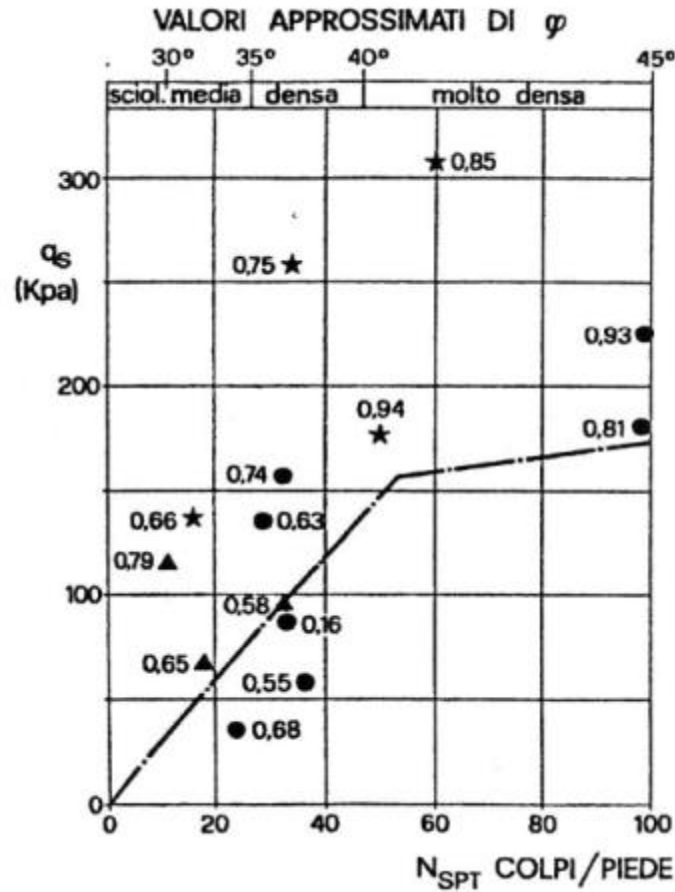


Figura 11: Valori limite di  $\tau_{LIM}$  con indagini SPT secondo AGI

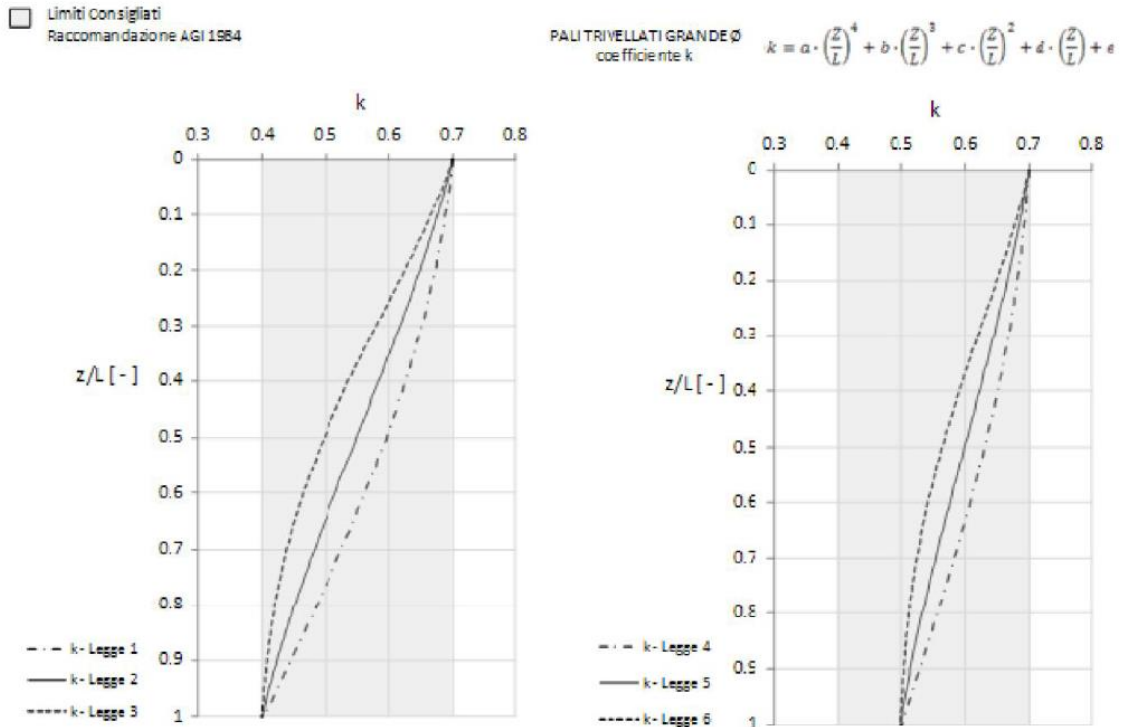


Figura 12: Curve di interpolazione dei coefficienti k secondo AGI

### 7.3.1.3 Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite  $R_{b,cal}$  si impiegano le seguenti relazioni:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_{b,lim}$$

$A_b$  Area della base del palo

$q_{b,lim}$  Resistenza limite specifica di base

#### Resistenza da prove SPT

Per i terreni coesivi, operando in condizioni non drenate (NDR) e tensioni totali, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni non drenate mediante l'equazione:

$$q_{b,lim} = \sigma_{v0} + 9 \cdot c_u$$

$\sigma_{v0}$  Pressione verticale di base

$c_u$  Resistenza al taglio non drenata (kPa)

I valori di  $q_b$  sono interamente mobilizzati ad una profondità critica  $z_c$  (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione  $z_c = m \cdot D$  con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.



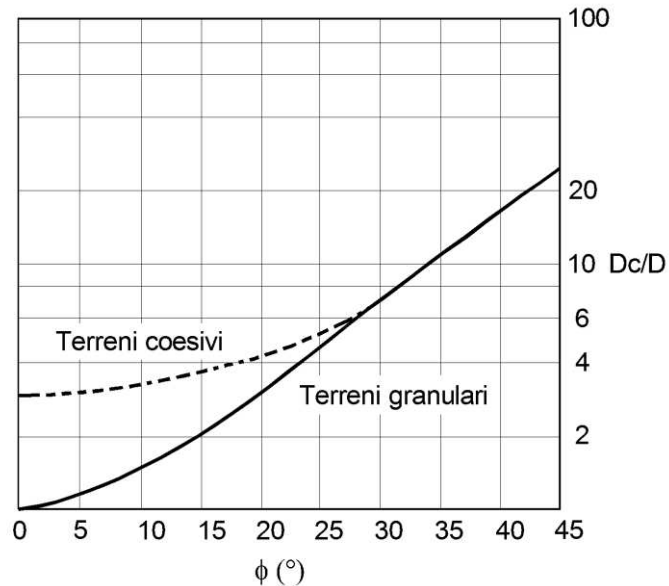


Figura 13: Profondità critica  $z_c/D = f(D_r)$  secondo Meyerhof (1976)

Per i terreni granulari, operando in condizioni drenate (DR) e tensioni efficaci, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata facendo riferimento non più alle condizioni di rottura, bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione.

Nel caso di pali di grande diametro soggetti ad azioni assiali, in accordo con la teoria di Berezantzev, le deformazione plastiche alla punta (pari a circa 0.1 volte il diametro D del palo, stato limite ultimo di capacità portante) insorgono per pressioni di base pari a:

$$q_{b,lim} = N_q^* \cdot \sigma'_{v0} + N_c^* \cdot c'$$

$\sigma'_{v0}$  Pressione verticale efficace di base

$N_q^*$  Coefficiente pressione verticale di base (attrito)

$c'$  Coefficiente efficace di base

$N_c^* = \frac{(N_q^* - 1)}{\tan(\varphi)}$  Coefficiente pressione verticale di base (coesione)

Disponendo di prove SPT, per pali trivellati la portata critica di base massima secondo Reese-Wright et al. (1978) è data da:

$$q_{b,lim} = 66.7 \cdot N_{SPT} \leq 4000 kPa$$

I valori di  $q_{cr}$  sono interamente mobilitati ad una "profondità critica"  $z_c$  con m variabile fra 4 e 21.

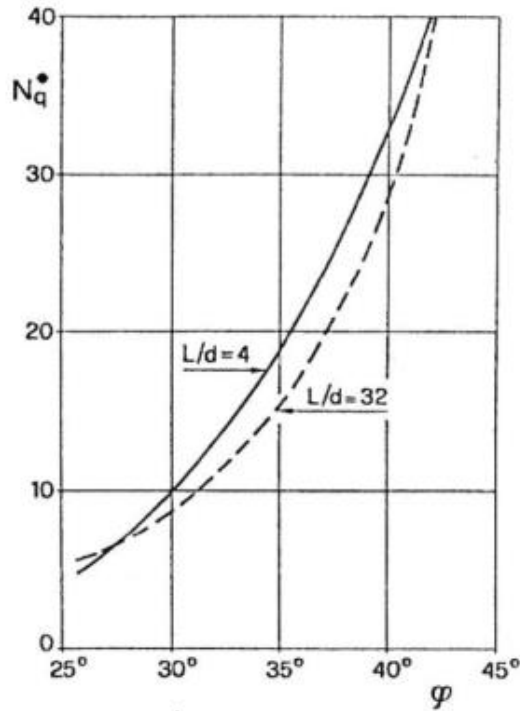


Figura 14: Valori limite di  $N_q^*$  secondo AGI

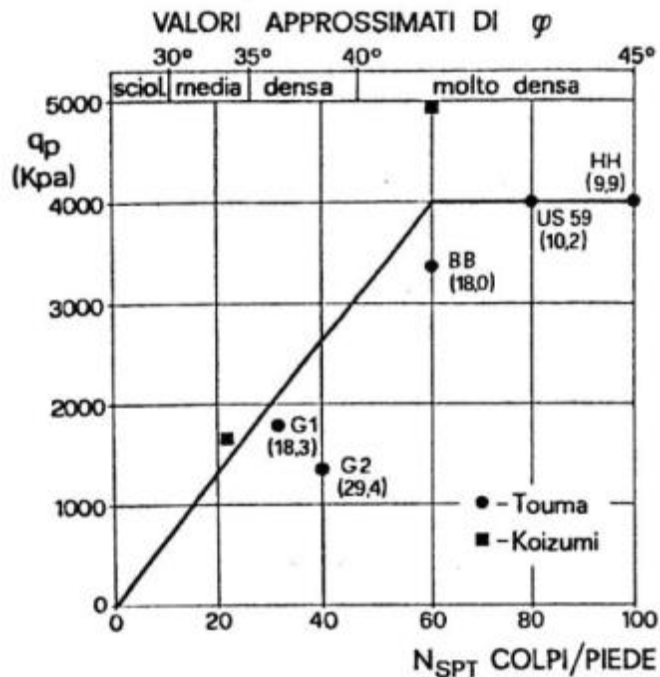


Figura 15: Valori limite di  $q_{b,lim}$  con indagini SPT secondo AGI

#### 7.3.1.4 Calcolo curve di cedimento

Per valutare le deformazioni verticali  $\delta$  che il palo subisce per effetto dei carichi verticali, si considerano le curve di trasferimento carico/cedimento per la resistenza laterale  $R_c$  (a compressione, uguale a  $R_t$  per le azioni di trazione) e la resistenza di punta  $R_b$  dei pali trivellati di Reese & Wang, riportate nelle figure seguenti.

Nella curva di mobilitazione della resistenza laterale è diagrammato il rapporto tra resistenza laterale unitaria  $\tau$  e massima resistenza laterale unitaria mobilitabile  $\tau_{us}$  con il grado di spostamento

definito dal rapporto  $\delta/D$ . Nella curva di mobilitazione della resistenza di base è diagrammato il rapporto tra resistenza di base unitaria  $q$  e massima di base unitaria mobilitabile  $q_{us}$  con il grado di spostamento definito dal rapporto  $\delta/D$ .

Se si impone un cedimento, è possibile calcolare le resistenze unitarie mobilitate di base e laterale per un generico strato di terreno. Integrando su tutto il diametro  $D$  e su tutta la lunghezza  $L$  si ottengono delle curve di cedimento totale  $R_{ct} + R_b$  vs  $\delta$ .

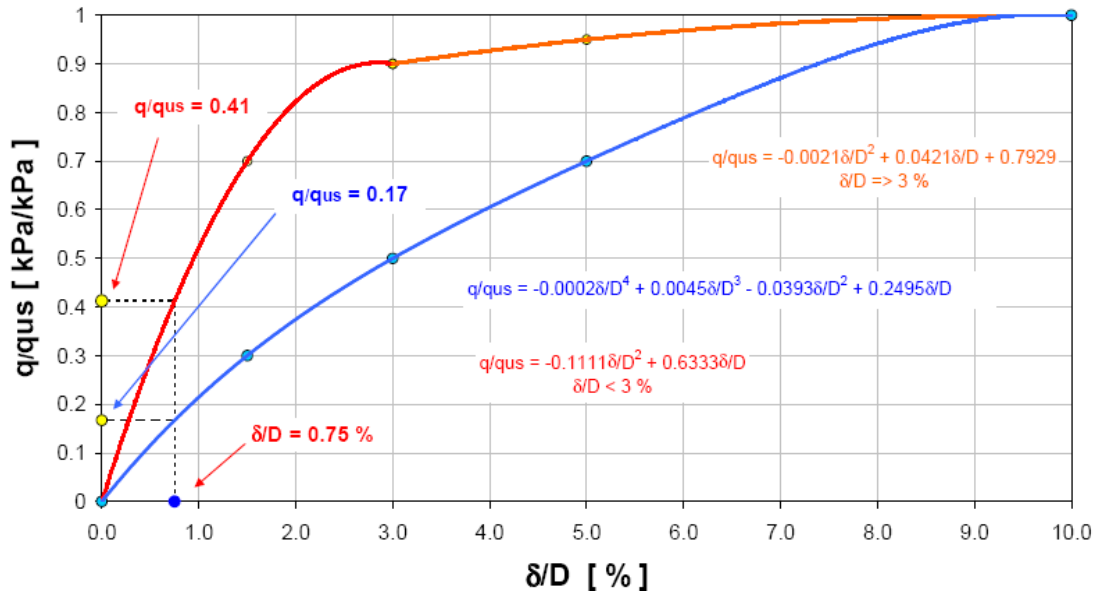


Figura 16: Curve di trasferimento della resistenza di base dei pali (Reese & Wang, 1990)

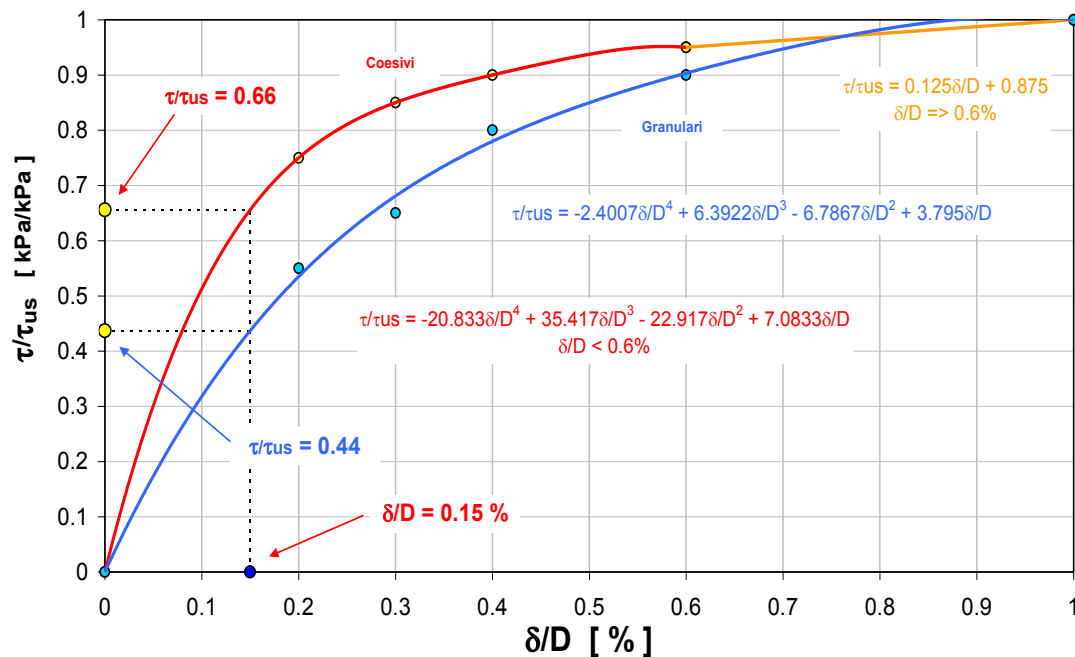


Figura 17: Curve di trasferimento della resistenza laterale dei pali (Reese & Wang, 1990)

Per la creazione delle curve di cedimento caratteristiche, riferite ai parametri geotecnici medi, vengono valutati diametri equivalenti differenziati per la capacità portante di base e la capacità portante laterale secondo le relazioni:

$$D'_s = S_{lat}/\pi$$

$$D'_h = \left( A_b \cdot \frac{4}{\pi} \right)^{0.5}$$

### 7.3.2 Stima spostamenti dell'opera e del terreno (SLE STR)

La stima degli spostamenti orizzontali delle strutture sono condotte per ogni fase di scavo. Per valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno ed il terreno circostante si verifica che la deformabilità della paratia sia contenuta entro limiti accettabili dallo stato dei luoghi.

### 7.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Come riportato al §6.2.4.3 e §5.1.4.2 del [50], la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. Si dovrà verificare che sia:

$$E_d \leq C_d$$

$$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d) \quad \text{Valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione}$$

$$C_d = C(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d) \quad \text{Valore nominale o funzione di certe proprietà dei materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate}$$

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa.

Calcestruzzo compresso

Combinazione rara

$$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$$

Acciaio teso

Combinazione rara

$$\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk}$$

#### 7.4.1 Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al §4.1.2.2.4 del [50]. Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione). Si distinguono i seguenti casi:

Combinazioni di azioni

Frequente (FR)

Quasi Permanente (QP)

Condizioni ambientali

Ordinarie

Aggressive

Molto aggressive

Sensibilità delle armature alla corrosione

Sensibili (acciai da precompresso)

Poco sensibili (acciai ordinari)

Apertura delle fessure

$$w_1 = 0.200mm$$

$$w_2 = 0.300mm$$

$$w_3 = 0.400mm$$

**Tabella 3: Stati limite di fessurazione**

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Il calcolo, condotto con riferimento alla procedura analitica prevista al §C4.1.2.2.4 del [51], prevede i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure ( $\Delta_{sm}$ );
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura ( $\epsilon_{sm}$ );
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio  $w_m$  e valore di calcolo  $w_d$ ).

Elemento strutturale	Classi di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Stato limite	$w_d$
Pali	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40$ mm
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30$ mm
Platea fondazione	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40$ mm
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30$ mm
Elevazione pile e spalle	XC4-XF4	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30$ mm
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.20$ mm

## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 Azioni permanenti strutturali (G<sub>1</sub>)

#### 8.1.1 Pesi propri

Si considerano i seguenti pesi specifici.

Elementi in c.a.  $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Elementi in acciaio  $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

### 8.2 Azioni permanenti non strutturali (G<sub>2</sub>)

#### 8.2.1 Pesi propri

I pesi propri dei terreni sono riportati al §5.1.

### 8.3 Spinta del terreno

I valori delle spinte vengono computate automaticamente dai software utilizzati secondo le metodologie seguenti, per ulteriori approfondimenti si rimanda direttamente al manuale degli stessi.

#### 8.3.1 Spinta a riposo

Per piano campagna orizzontale si fa riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966):

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \cdot OCR^\alpha$$

$$OCR = 1$$

$$\alpha = 0.5$$

Grado di sovraconsolidazione

Per pendio inclinato ( $\beta$ ) si può considerare che la spinta a riposo sia parallela al p.c. e che il coefficiente  $k_0$  valga:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi' \cdot OCR^\alpha) \cdot (1 + \sin \beta)$$

$$\beta = 0$$

Angolo di inclinazione tra profilo e piano orizzontale

#### 8.3.2 Pressioni idrostatiche

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Peso di volume alleggerito del terreno

$$\gamma_{sat}$$

Peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori)

$$\gamma_w$$

Peso di volume dell'acqua

$$S_h = \int_0^H \sigma'_h(z) dz + E_{ws}$$

Spinta attiva statica (attiva o a riposo) totale efficace del terreno

$$\sigma'_h(z) = \sigma'_v(z) \cdot K - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K}$$

Pressione orizzontale di spinta efficace del terreno

$$\sigma'_v(z)$$

Pressione verticale efficace del terreno

$$E_{ws}$$

Spinta idrostatica

Al diagramma delle pressioni, avente al di sotto della linea di falda una pendenza minore, va quindi sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica.

## 8.4 Scarichi agli appoggi

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato [5] si desumono gli scarichi agli appoggi nelle varie combinazioni di carico.

	Spalla 1					
	F			UT		
	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]
<b>Permanenti</b>						
Fase 1 - Strutturali	400	0	0	290	0	0
Fase 2 - Permanenti portati	290	0	0	230	0	0
Ritiro	-120	0	0	80	0	0
Attrito appoggi MAX	0	56	0	0	51	0
Attrito appoggi MIN	0	-56	0	0	-51	0
<b>Effetti ambientali</b>						
Variazione termica MAX	190	0	0	-130	0	0
Variazione termica MIN	-190	0	0	130	0	0
Vento da esterno curva	-5	620	15	-10	-10	0
Vento da interno curva	-10	380	10	5	200	0
<b>Accidentali da traffico</b>						
Max squilibrio Trint	220	0	0	890	0	0
Max carico Trint	620	0	0	1100	0	0
Max squilibrio Trest	1050	0	0	-160	0	0
Max carico Trest	1300	0	0	450	0	0
Frenamento/avviamento MAX	0	450	0	0	450	0
Frenamento/avviamento MIN	0	-450	0	0	-450	0
<b>Sisma</b>						
Sisma X	15	3000	1200	20	350	0
Sisma Y	15	2200	800	15	250	0
Sisma Z	50	0	0	20	0	0

Figura 18: Spalla R1 – Scarichi caratteristici agli appoggi



	Pila 1					
	UL			M		
	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]
<b>Permanenti</b>						
Fase 1 - Strutturali	1580	0	0	1690	0	0
Fase 2 - Permanenti portati	1250	0	0	230	0	0
Ritiro	-50	0	0	70	0	0
Attrito appoggi MAX	0	158	0	0	100	0
Attrito appoggi MIN	0	-158	0	0	-100	0
<b>Effetti ambientali</b>						
Variazione termica MAX	45	0	0	-100	0	0
Variazione termica MIN	-45	0	0	100	0	0
Vento da esterno curva	-10	0	200	-12	0	0
Vento da interno curva	-30	0	180	10	0	0
<b>Accidentali da traffico</b>						
Max squilibrio Trint	700	0	0	1200	0	0
Max carico Trint	1350	0	0	1350	0	0
Max squilibrio Trest	2100	0	0	-550	0	0
Max carico Trest	2500	0	0	-600	0	0
Frenamento/avviamento MAX	0	0	0	0	0	0
Frenamento/avviamento MIN	0	0	0	0	0	0
<b>Sisma</b>						
Sisma X	50	0	2400	50	0	0
Sisma Y	50	0	2100	50	0	0
Sisma Z	100	0	0	20	0	0

Figura 19: Pila R1 – Scarichi caratteristici agli appoggi

	Pila 2					
	UL			M		
	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]
<b>Permanenti</b>						
Fase 1 - Strutturali	1580	0	0	1690	0	0
Fase 2 - Permanenti portati	1250	0	0	230	0	0
Ritiro	-50	0	0	70	0	0
Attrito appoggi MAX	0	146	0	0	135	0
Attrito appoggi MIN	0	-146	0	0	-135	0
<b>Effetti ambientali</b>						
Variazione termica MAX	45	0	0	-100	0	0
Variazione termica MIN	-45	0	0	100	0	0
Vento da esterno curva	-10	0	410	-15	0	0
Vento da interno curva	-30	0	400	10	0	0
<b>Accidentali da traffico</b>						
Max squilibrio Trint	1200	0	0	700	0	0
Max carico Trint	1350	0	0	1350	0	0
Max squilibrio Trest	2100	0	0	-550	0	0
Max carico Trest	-600	0	0	2500	0	0
Frenamento/avviamento MAX	0	0	0	0	0	0
Frenamento/avviamento MIN	0	0	0	0	0	0
<b>Sisma</b>						
Sisma X	50	0	2000	50	0	0
Sisma Y	50	0	2000	50	0	0
Sisma Z	100	0	0	20	0	0

Figura 20: Pila R2 – Scarichi caratteristici agli appoggi

## 8.5 Azione sismica (E)

A Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di:

$a_g$	Accelerazione orizzontale massima del terreno
$F_0$	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
$T_C^*$	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  è riferita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per ogni stato limite considerato.

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B del [50]. Una trattazione più approfondita è contenuta nella documentazione di riferimento [3].

### 8.5.1 Stati limite di progetto sismici

Le azioni di riferimento sono calcolate sulla base delle effettive coordinate geografiche in accordo alla griglia di riferimento con cui è stato suddiviso il territorio nazionale.

Comune:	Siena (SI)		
Coordinate:	Longitudine:	11.335751	
	Latitudine:	43.290542	

Dato il periodo di riferimento della struttura  $V_R = 50$  anni, si individuano i seguenti stati limite:

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.064	2.518	0.258
SLD	101	0.079	2.509	0.264
SLV	949	0.174	2.516	0.283
SLC	1950	0.212	2.556	0.290

### 8.5.2 Definizione dell'azione sismica

In accordo a quanto contenuto nel [50] si ricorre ad un metodo pseudostatico dove l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici sono stimati come:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad \text{Coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad \text{Coefficiente sismico verticale}$$

$$a_{max} = S_T \cdot S_S \cdot a_g \quad \text{Massima accelerazione orizzontale attesa al suolo}$$

$$S_T \quad \text{Coefficiente di amplificazione topografica (cfr. tabelle seguenti)}$$

$S_S$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica (cfr. tabelle seguenti)

$\beta_s$

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (cfr. tabelle seguenti)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

### 8.5.2.1 Accelerazione di riferimento

Nella tabella seguente sono riassunte le azioni sismiche per differenti i periodi di ritorno.

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,047	2,507	0,247
50	0,059	2,535	0,256
72	0,069	2,502	0,261
101	0,079	2,509	0,264
140	0,090	2,480	0,269
201	0,104	2,475	0,270
475	0,141	2,482	0,277
975	0,176	2,516	0,283
2475	0,226	2,568	0,293

L'accelerazione ottenuta deve essere moltiplicata per il coefficiente di amplificazione locale, funzione della categoria di suolo e di coefficiente di amplificazione topografica, per definire  
 CV.01 – Relazione di calcolo sottostrutture 36

l'azione sismica di calcolo.

### 8.5.2.2 Categoria di suolo

Le prove di geofisica di superficie, tipo MASW, in corrispondenza dell'area di intervento riportate in [3] relazione sismica hanno evidenziato profili di velocità caratteristici di terreni appartenenti alla categoria C.

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite e del locale contesto geologico è possibile adottare, per l'area oggetto di intervento, la categoria di suolo tipo "C", ovvero: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

### 8.5.2.3 Categoria topografica

La categoria topografica di riferimento è la T1, contrassegnante aree con superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ .

### 8.5.3 Azioni inerziali masse

Con riferimento a §3.2.4 del [50], si ritiene trascurabile in fase sismica il contributo delle azioni accidentali, pertanto vengono considerati i contributi dei soli carichi permanenti:

$$G = G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

$G$	Massa totale efficace
$G_1$	Masse dei pesi propri strutturali
$G_2$	Masse dei carichi permanenti non strutturali (permanenti, terreno)
$Q_{kj}$	Masse dei carichi accidentali
$\Psi_{2j}$	

Le azioni inerziali orizzontali  $E_x$  e verticali  $E_y$  delle masse efficaci sono determinate incrementando i pesi propri  $G$  con accelerazioni verticali e orizzontali definite dai coefficienti di amplificazione dinamica  $k_h$  e  $k_v$ :

$E_x = G \cdot k_h$	Azione inerziale orizzontale
$E_y = G \cdot k_v$	Azione inerziale verticale
$G = G_1 + G_2$	Masse efficaci sismiche

### 8.5.4 Muri di sostegno

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove

$$\theta = \arctg \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \quad \text{Essendo } k_h \text{ il coefficiente sismico orizzontale e } k_v \text{ il coefficiente sismico verticale definito in funzione di } k_h$$

I coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  i coefficienti sono determinati così come indicato al precedente §8.5.2  
 In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg \left[ \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \right]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg \left[ \left( \frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \right]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cdot \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h \cdot W \qquad F_{IV} = \pm k_v \cdot W$$

dove  $W$  è il peso della struttura, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

## 9 ANALISI SPALLA

Le spalle sono state progettate uguali alla spalla R1 del ponte PO.02, pertanto per le verifiche statiche e geotecniche della sottostruttura in oggetto, di minore elevazione rispetto alla spalla di riferimento, vedi relazione di calcolo T00VI14STRRE02.



## 10 ANALISI PILE

Le pile sono state progettate uguali alla pila R1 del viadotto VI.09, pertanto per le verifiche statiche e geotecniche della sottostruttura in oggetto, di minore elevazione rispetto alla pila di riferimento, vedi relazione di calcolo T00VI16STRRE02.