

# S.S.51 - VARIANTE DI CORTINA

LOTTO 1 - MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' DI ACCESSO ALL'ABITATO DI CORTINA  
LOTTO 2 - BYPASS DI CORTINA

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

**VE406**

**PROGETTAZIONE: ATI GP INGEGNERIA - ENGEKO - COOPROGETTI - SAIM**

IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART. 15 COMMA 12):

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**  
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**  
ORDINE INGEGNERI  
ROMA  
N° 14035

IL GEOLOGO

Dott. Geol. **Marco Leonardi**  
Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

arch. **Salvatore Vermiglio**  
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. **Ettore De Cesbron de la Grennelais**

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

(Mandataria) **GP INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

(Mandante) **engeko**

(Mandante) **cooprogetti**

(Mandante) **SAIM**  
Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Consorziate esecutrici:

**COOPROGETTI**

Cilento Ingegneria S.r.l.  
Società di Ingegneria

Ing. **Emiliano Moscatelli**  
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20752

Ing. **Claudio Muller**  
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 15754

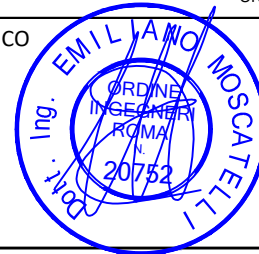
arch. **Saverio Camaiti**  
Ord. Architetti Provincia di Roma n. 14652

ing. **Giuseppe Ligammari**  
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 803

ing. **Matteo Bordugo**  
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 790

ing. **Moreno Panfilii**  
Ord. Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657

Ing. **Giuseppe Resta**  
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20629



LOTTO 1 – OPERE D'ARTE MAGGIORI  
Ponte Rio Bigontina  
Relazione di calcolo Plinti e sottofondazioni

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
COD. E PROG. INTERVENTO	LIV. ANNO N.PROG.	T01VI01STRRE02A			
DPVE0406	D 2101	CODICE ELAB. T01VI01STRRE02		A	-
D					
C					
B					
A	Emissione	Feb 23'	G. Lucibello	E. Moscatelli	G. Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1.</b>	<b><u>PREMESSA</u></b> .....	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b><u>RACCOMANDAZIONI E NORMATIVE TECNICHE</u></b> .....	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b><u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u></b> .....	<b>7</b>
3.1.	CALCESTRUZZO.....	7
3.1.1.	<i>Calcestruzzo per pali e pozzi di fondazione</i> .....	7
3.1.1.1.	<i>Calcestruzzo per plinti di fondazione</i> .....	9
3.2.	ACCIAIO DA ARMATURA .....	11
3.3.	LIMITI TENSIONI DI ESERCIZIO .....	12
3.4.	LIMITI APERTURA FESSURE.....	12
<b>4.</b>	<b><u>DESCRIZIONE DELL'OPERA</u></b> .....	<b>13</b>
4.1.	SPALLA 1 .....	13
4.2.	SPALLA 2 .....	15
4.3.	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....	17
4.4.	ANALISI DEI CARICHI .....	18
<b>5.</b>	<b><u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u></b> .....	<b>19</b>
<b>6.</b>	<b><u>CRITERI DI VERIFICA</u></b> .....	<b>20</b>
<b>7.</b>	<b><u>CRITERI DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO</u></b> .....	<b>22</b>
7.1.1.	<i>Legami costitutivi</i> .....	22
7.2.	VERIFICA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO .....	23
7.3.	VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI PROVVISI DI ARMATURE TRASVERSALI .....	24
7.4.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI TOZZI – MODELLI TIRANTE-PUNTONE ( <i>STRUT AND TIE</i> ).....	25
7.5.	COPRIFERRO ELEMENTI A PIASTRA E MODIMENSIONALI.....	26
<b>8.</b>	<b><u>CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICHE FONDAZIONE SU PALI</u></b> .....	<b>28</b>
8.1.	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE A CARICO VERTICALE DI PALI TRIVELLATI .....	28
8.2.	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE A CARICO TRASVERSALE DI PALI TRIVELLATI .....	31
8.3.	VERIFICHE DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA AGLI SLE .....	32
8.3.1.	<i>Cedimenti palo singolo</i> .....	32
8.3.2.	<i>Cedimenti pali di gruppo</i> .....	35
8.4.	POZZI DI FONDAZIONE .....	36
<b>9.</b>	<b><u>FONDAZIONE DELLA SPALLA SP1</u></b> .....	<b>39</b>
9.1.	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO .....	39
9.2.	VERIFICA DEL POZZO DI FONDAZIONE .....	40
9.3.	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEL POZZO .....	42

PROGETTAZIONE ATI:

<b>10. FONDAZIONE DELLA SPALLA SP2</b> .....	<b>43</b>
10.1. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO .....	43
10.2. RESISTENZA A TAGLIO DEL PALO .....	45
10.3. MOMENTO DI PRIMA PLASTICIZZAZIONE DEL PALO .....	47
10.4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE ASSIALE E TRASVERSALE DEL PALO .....	49
10.5. VERIFICA DI RESISTENZA DEL PLINTO .....	53
10.6. VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO .....	56
10.6.1. <i>Verifiche tensionali allo SLE</i> .....	56
10.6.2. <i>Verifiche a fessurazione</i> .....	58

PROGETTAZIONE ATI:

## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli statici effettuati nell'ambito delle attività di progettazione strutturale e geotecnica riguardanti le fondazioni del Ponte Rio Bigontina e si riferisce al Lotto (1° stralcio funzionale) del più vasto intervento della Variante di Cortina; più specificatamente viene descritto l'intervento così detto di "penetrazione a Sud dell'abitato di Cortina" che costituisce la parte preliminare della realizzazione dell'intero intervento.

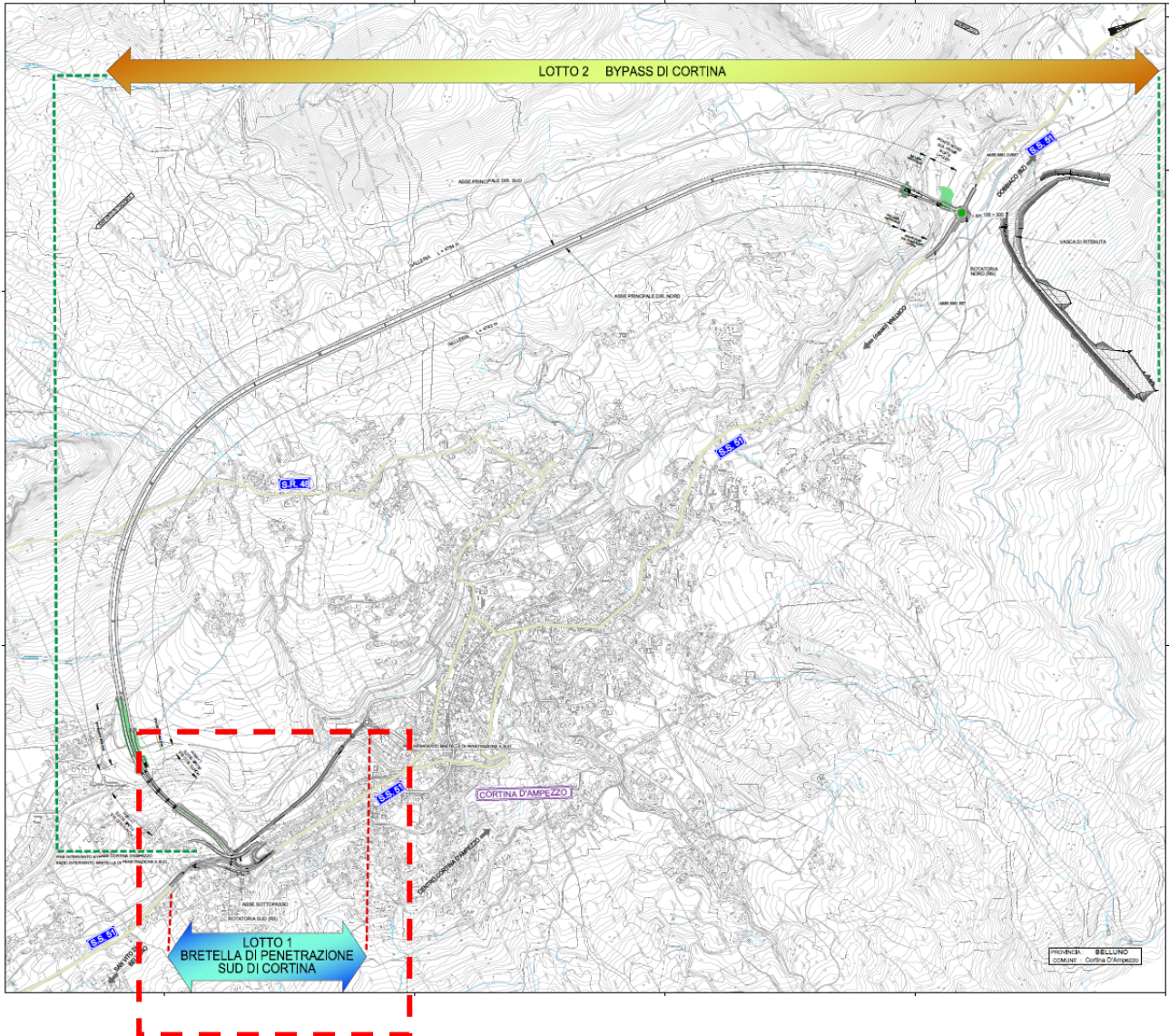


Figura 1-1: Inquadramento dell'intervento nell'abitato di Cortina d'Ampezzo Stralci Funzionali

Obiettivo di tale stralcio funzionale è quello di realizzare un'infrastruttura per il "miglioramento della viabilità di accesso all'abitato di Cortina". La realizzazione di questo intervento viene programmata in relazione all'evento internazionale dei giochi olimpici Invernali di "Milano-Cortina 2026", che si terranno nella famosa località Ampezzane, e che costituiscono una importante occasione per un ulteriore sviluppo turistico dell'area.

Pertanto, in occasione dell'evento sportivo lo studio del miglioramento della viabilità di accesso all'abitato di Cortina d'Ampezzo gioca un ruolo fondamentale.

È stato quindi condotto uno studio della rete stradale nel comune di Cortina, individuando i tratti di viabilità caratterizzati da criticità e meritevoli di approfondimenti.

PROGETTAZIONE ATI:



In particolare, la SS51 a sud dell'abitato presenta attualmente delle discontinuità funzionali derivanti dalla connotazione urbana che l'asse assume in corrispondenza dell'attraversamento del centro abitato, caratterizzati da una situazione di perenne congestione per la sovrapposizione dei traffici interni e dei traffici di attraversamento.

La nuova visione della città e l'offerta turistica di qualità richiedono invece di migliorare la vivibilità e la qualità dell'aria, riservando le zone centrali alla sola mobilità pedonale e realizzando parcheggi in punti facilmente raggiungibili a piedi, peraltro collegati al centro e agli impianti di risalita da percorsi dedicati.

Il presente progetto corrisponde all'obiettivo di configurare, con una serie di interventi coordinati, una nuova viabilità in grado di definire dei nuovi percorsi esterni al centro urbano:

- per il traffico di attraversamento nelle direttrici nord – sud lungo la SS51;
- per il traffico di accesso ai servizi turistici;

evitando la sovrapposizione con il traffico destinato alle zone interne della città.

Allo scopo il presente progetto è studiato in modo tale da essere perfettamente integrato con il progetto del by-pass in galleria di Cortina d'Ampezzo (2° stralcio funzionale). Il secondo stralcio del presente progetto, riguarda una variante complessiva della lunghezza di circa 5 km a ovest dell'abitato, collegato e integrato a sud con la rotonda sulla SS51 facente parte dell'infrastruttura oggetto del 1° stralcio funzionale.

I traffici che attualmente interessano le arterie principali possono essere ripartiti in tre componenti: quella di attraversamento, che si caratterizza per una notevole percentuale di mezzi pesanti, quella di penetrazione verso il centro turistico con destinazione alle aree di parcheggio distribuite diffusamente al suo interno, e quella di scambio interno per spostamenti nell'ambito delle diverse aree comunali sia per gli scopi turistici che per quelli residenziali.

L'intervento complessivo del progetto (inteso come 1° e 2° stralcio funzionale) si propone di eliminare, o quanto meno minimizzare, gli effetti negativi prodotti dalle prime due componenti di traffico, ovvero sia i traffici di attraversamento che quelli di penetrazione.

Il traffico attuale in attraversamento all'abitato di Cortina d'Ampezzo rappresenta nel totale (mezzi leggeri + pesanti) una componente minoritaria del traffico complessivo che interessa l'ambito urbano, soprattutto a causa della forte polarità del dentro urbano rispetto alle zone più a sud. Tuttavia, se si considera il solo traffico pesante, la componente in attraversamento costituisce di contro una percentuale significativa, in grado di generare disagi importanti sul traffico cittadino. Non infrequenti sono i fenomeni di congestione temporanea del traffico dovuto al blocco di tali mezzi per motivi legati alla geometria delle strade, al consistente traffico nelle stagioni di punta del turismo e, non ultimo, alle condizioni meteorologiche avverse.

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTE RIO BIGONTINA – RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI E SOTTOFONDAZIONI



Figura 1-2: Inquadramento dell'intervento nell'abitato di Cortina d'Ampezzo

Per quanto riguarda più specificatamente i traffici di penetrazione il progetto si integra, nella parte iniziale del tracciato, con la realizzazione della strada locale che configurerà una connessione con il centro urbano e a sua volta, attraverso altri interventi progettuali in programmazione, con la S.S.48. Come si vedrà meglio nel seguito, il primo stralcio funzionale, già denominato "miglioramento della viabilità di accesso all'abitato di Cortina" è stato oggetto di un precedente progetto elaborato per i Campionati del Mondo di Sci Alpino del 2021, e ha esperito la procedura di VIA. Esso viene quindi recepito nel presente PFTE e reso compatibile con la successiva realizzazione del by-pass, tramite la riorganizzazione della viabilità locale.

Lo svincolo di connessione con il centro abitato è ubicato in corrispondenza di aree ad elevato interesse turistico che, secondo la previsione dell'amministrazione comunale, potranno essere impiegate per la realizzazione di parcheggi a servizio del centro storico della famosa località Ampezzana, in modo da ridurre i fenomeni di congestionamento da traffico dovuti alla penetrazione interna e alla ricerca del parcheggio.

L'intervento si sviluppa su un tracciato che, dallo svincolo di Via delle Guide Alpine, procede a mezza costa in sinistra del T. Boite scavalcando poi il T. Bigontina per terminare in prossimità del cimitero della località.

Per il modello geotecnico del sito si rimanda alla **relazione geotecnica** (T04GE02GETRE01) e per la trattazione dettagliata sulle indagini effettuate si rimanda al **Fascicolo sulle indagini** (T04GE01GEORE02-4), redatte nell'ambito del medesimo progetto.

PROGETTAZIONE ATI:

## 2. RACCOMANDAZIONI E NORMATIVE TECNICHE

- D.M. 11 marzo 1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circ. LL.PP. 24 settembre n. 30483. "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica. 2004.
- Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e relativi allegati e s.m.i.
- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 17 gennaio 2018.
- Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche. Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617
- Raccomandazioni AGI sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche (1977)
- Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).
- Raccomandazioni AGI sulle Prove Geotecniche di Laboratorio (1994).
- Raccomandazioni AGI Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (1995)
- DL 18 aprile 2016, n. 50. Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture.
- D.P.R. 5/10/2010 n. 207. Regolamento di esecuzione ed attuazione del D.L. 12/4/2006 n. 163 recante "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE".

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1. CALCESTRUZZO

##### 3.1.1. CALCESTRUZZO PER PALI E POZZI DI FONDAZIONE

Nella seguente tabella sono riassunte le proprietà di confezionamento del calcestruzzo previsto, con indicata la norma che prevede, per il tipo impiegato, il valore più restrittivo delle varie proprietà.

Tabella 3.1. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo C 25/30 utilizzato per i pali e i pozzi di fondazione

<i>Proprietà</i>	<i>Valore</i>	<i>Norma di riferimento</i>	<i>Riferimento</i>
<i>Tipo di calcestruzzo</i>	<b>C25/30</b>	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
<i>Vita nominale <math>V_N</math></i>	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
<i>Classe di esposizione ambientale</i>	XC 2	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
<i>Rapporto Acqua/Cemento max.</i>	0.55	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
<i>Classe minima di consistenza del getto</i>	S4 (fluida)	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
<i>Contenuto minimo di cemento</i>	300 [kg/m <sup>3</sup> ]	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
<i>Massima dimensione dell'aggregato</i>	25 [mm]	UNI 11104 2016	[Prospetto 4]
<i>Copriferro nominale</i>	75 [mm]	Circolare 7/2019	[Tab. C4.1.IV]



**Tabella 3-2: Proprietà meccaniche di progetto di progetto del calcestruzzo C25/30**

<b>Proprietà</b>	<b>Simbolo e formula di calcolo</b>	<b>Valore numerico e unità di misura</b>	<b>Riferimento D.M. 2018</b>
<b>Tipo di calcestruzzo</b>	<b>C25/30</b>		
<b>Resistenza caratteristica cubica a compressione</b>	$R_{ck}$	30 [MPa]	[11.2.10.1]
<b>Resistenza caratteristica cilindrica a compressione</b>	$f_{ck}$	24.9 [MPa]	[11.2.10.1]
<b>Resistenza cilindrica media a compressione</b>	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.9 [MPa]	[11.2.10.1]
<b>Resistenza media a trazione semplice</b>	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56 [MPa]	[11.2.10.2]
<b>Resistenza a trazione</b>	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	1.79 [MPa]	[11.2.10.2]
<b>Modulo di elasticità istantaneo</b>	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}$	31447 [MPa]	[11.2.10.3]
<b>Coefficiente di Poisson</b>	$\nu$	0.3	[11.2.10.4]
<b>Coefficiente di dilatazione termica</b>	$\alpha_c$	$10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	[11.2.10.5]
<b>Massa volumica</b>	$\rho$	2500 [kg/m <sup>3</sup> ]	-
<b>Coefficiente di sicurezza parziale</b>	$\gamma_c$	1.5	[4.1.2.1]
<b>Resistenza di calcolo a compressione</b>	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.11 [MPa]	[4.1.2.1.1.1]
<b>Resistenza di calcolo a trazione</b>	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.19 [MPa]	[4.1.2.1.1.2]
<b>Tensione di aderenza ultima barre ad aderenza migliorata</b>	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_c$	2.69 [MPa]	[4.1.2.1.1.4]
<b>Deformazione convenzionale di rottura</b>	$\epsilon_{cu}$	-0.35%	[4.1.2.1.2.2]

### 3.1.1.1. CALCESTRUZZO PER PLINTI DI FONDAZIONE

Nella seguente tabella sono riassunte le proprietà di confezionamento del calcestruzzo previsto, con indicata la norma che prevede, per il tipo impiegato, il valore più restrittivo delle varie proprietà.

Tabella 3.3. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo C 32/40 utilizzato per i plinti di fondazione

<i>Proprietà</i>	<i>Valore</i>	<i>Norma di riferimento</i>	<i>Riferimento</i>
<i>Tipo di calcestruzzo</i>	<b>C32/40</b>	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
<i>Vita nominale <math>V_N</math></i>	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
<i>Classe di esposizione ambientale</i>	XC 2 + XF 3	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
<i>Rapporto Acqua/Cemento max.</i>	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
<i>Classe minima di consistenza del getto</i>	S4 (fluida)	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
<i>Contenuto minimo di cemento</i>	320 [kg/m <sup>3</sup> ]	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
<i>Massima dimensione dell'aggregato</i>	25 [mm]	UNI 11104 2016	[Prospetto 4]
<i>Copriferro nominale</i>	50 [mm]	Circolare 7/2019	[Tab. C4.1.IV]

**Tabella 3-4: Proprietà meccaniche di progetto di progetto del calcestruzzo C32/40**

<b>Proprietà</b>	<b>Simbolo e formula di calcolo</b>	<b>Valore numerico e unità di misura</b>	<b>Riferimento D.M. 2018</b>
<b>Tipo di calcestruzzo</b>	<b>C32/40</b>		
<b>Resistenza caratteristica cubica a compressione</b>	$R_{ck}$	40 [MPa]	[11.2.10.1]
<b>Resistenza caratteristica cilindrica a compressione</b>	$f_{ck}$	33.2 [MPa]	[11.2.10.1]
<b>Resistenza cilindrica media a compressione</b>	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2 [MPa]	[11.2.10.1]
<b>Resistenza media a trazione semplice</b>	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.1 [MPa]	[11.2.10.2]
<b>Resistenza a trazione</b>	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.17 [MPa]	[11.2.10.2]
<b>Modulo di elasticità istantaneo</b>	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}$	33643 [MPa]	[11.2.10.3]
<b>Coefficiente di Poisson</b>	$\nu$	0.3	[11.2.10.4]
<b>Coefficiente di dilatazione termica</b>	$\alpha_c$	$10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	[11.2.10.5]
<b>Massa volumica</b>	$\rho$	2500 [kg/m <sup>3</sup> ]	-
<b>Coefficiente di sicurezza parziale</b>	$\gamma_c$	1.5	[4.1.2.1]
<b>Resistenza di calcolo a compressione</b>	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.81 [MPa]	[4.1.2.1.1.1]
<b>Resistenza di calcolo a trazione</b>	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.45 [MPa]	[4.1.2.1.1.2]
<b>Tensione di aderenza ultima barre ad aderenza migliorata</b>	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_c$	3.26 [MPa]	[4.1.2.1.1.4]
<b>Deformazione convenzionale di rottura</b>	$\epsilon_{cu}$	-0.35%	[4.1.2.1.2.2]

### 3.2. ACCIAIO DA ARMATURA

L'acciaio utilizzato per le armature è del tipo B 450C, per il quale il D. M. 17 gennaio 2018, al paragrafo 11.3.2.1, prevede le proprietà riportate nella seguente tabella.

Tabella 3.5. proprietà caratteristiche dell'acciaio per armature secondo D. M. 2018 (paragrafo 11.3.2.1).

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio		B 450C	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	[Tab. 11.3.Ib]
Tensione caratteristica di rottura a trazione	$f_{tk}$	540 [N/mm <sup>2</sup> ]	[Tab. 11.3.Ib]
Rapporto tra rottura e snervamento caratteristici	$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 < 1.35	[Tab. 11.3.Ib]
Rapporto tra snervamento reale e nominale	$(f_y/f_{y,nom})_k$	≤ 1.25	[Tab. 11.3.Ib]
Allungamento a rottura	$(A_{gt})_k$	≥ 7.5%	[Tab. 11.3.Ib]
Modulo di elasticità medio	$E_s$	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]	--
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha_s$	0.00001 °C <sup>-1</sup>	--
Massa volumica	$\rho_s$	7850 [kg/m <sup>3</sup> ]	[11.3.2.4]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s$	1.15	[4.1.2.1.1.3] [4.3.3]
Tensione di snervamento di progetto	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$	391 [N/mm <sup>2</sup> ]	[4.1.2.1.1.3] [4.3.3]
Coefficiente parziale di sicurezza per verifiche della struttura mista in combinazione eccezionale	$\gamma_M$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	[4.3.3]
Resistenza di progetto per verifiche della struttura mista in combinazione eccezionale	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_M$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	[4.1.2.1.1.3] [4.3.3]



### 3.3. LIMITI TENSIONI DI ESERCIZIO

In accordo al punto 4.1.2.2.5 del DM 17/01/2018, vengono assunti i seguenti limiti per le verifiche di limitazione delle tensioni di esercizio.

Per il calcestruzzo deve risultare:

- $\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (anche chiamata rara)
- $\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente

Per l'acciaio da armatura deve risultare:

- $\sigma_{s,max} \leq 0,80 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (anche chiamata rara)

Per l'acciaio da carpenteria deve risultare:

- $\sigma_{s,max} \leq f_{yk}$  per combinazione caratteristica (anche chiamata rara)

### 3.4. LIMITI APERTURA FESSURE

In accordo al punto 4.1.2.2.4 del DM 17/01/2018, vengono assunti i seguenti limiti per le verifiche di fessurazione.

Tabella 3.6. Limiti di apertura delle fessure

Elemento strutturale	Condizioni ambientali	W Frequente [mm]	W Quasi Perm. [mm]
Plinti di fondazione	XC3+XF3 Aggressive	0.3	0.2
Pali	XC2 Ordinarie	0.4	0.3

#### 4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le spalle di sostegno del viadotto Rio Bigontina presentano fondazioni profonde: la Spalla 1 è fondata su pozzi, la Spalla 2 su pali. La geometria è riportata nei seguenti estratti degli elaborati grafici.

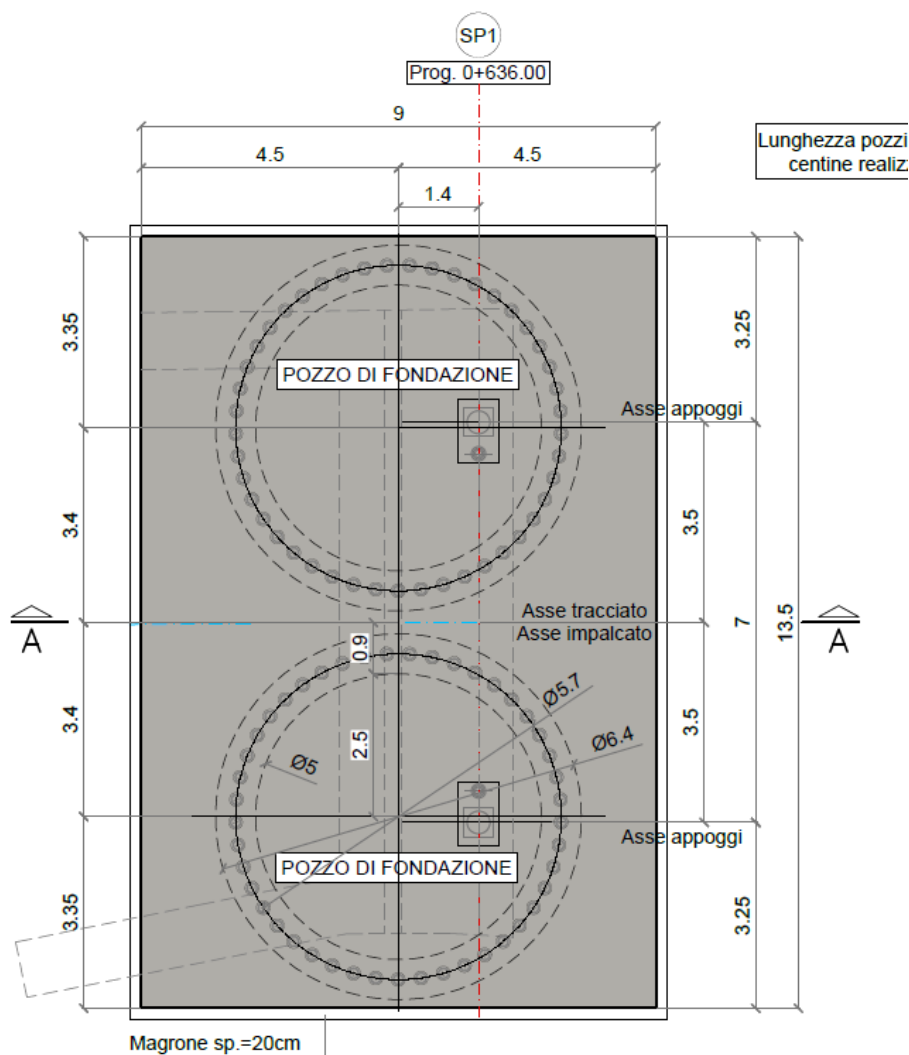
Per le caratteristiche di tutti gli elementi che compongono le spalle (muro frontale, muri andatori, muro paraghiaia, cordoli e baggioli) si rimanda agli elaborati grafici e alla relazione di calcolo delle elevazioni.

Il muro frontale e i muri andatori sono posizionati sopra alla zattera di fondazione, sul muro frontale è posizionato il cosiddetto muro paraghiaia che ha il compito di contenere il terreno di riempimento a tergo della spalla.

A fianco del paraghiaia sono presenti i baggioli, elementi tozzi per l'ancoraggio degli apparecchi di appoggio. I baggioli consentono di recuperare eventuali errori di tracciamento plano-altimetrico delle spalle.

A fianco dei baggioli è lasciato lo spazio per il posizionamento dei martinetti da utilizzare per sollevare il ponte in caso di sostituzione degli apparecchi di appoggio.

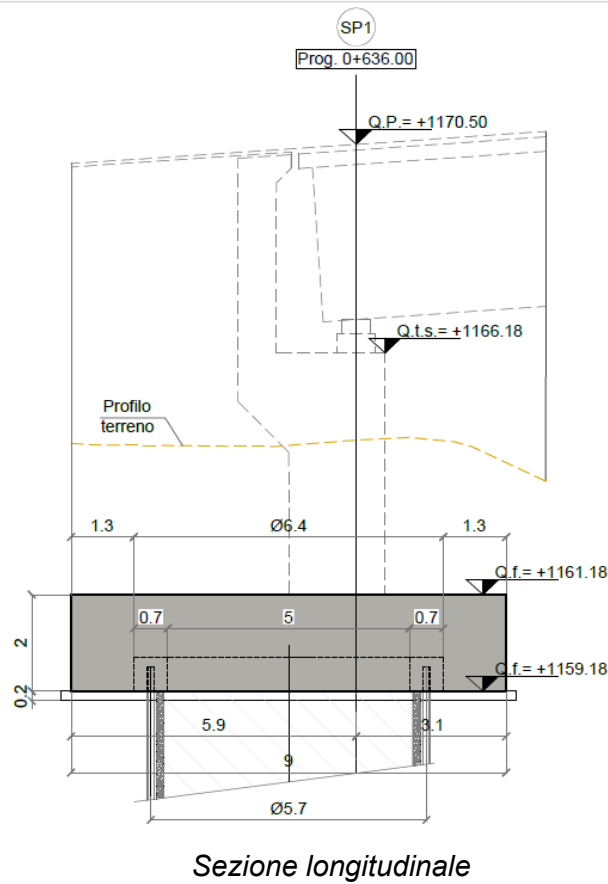
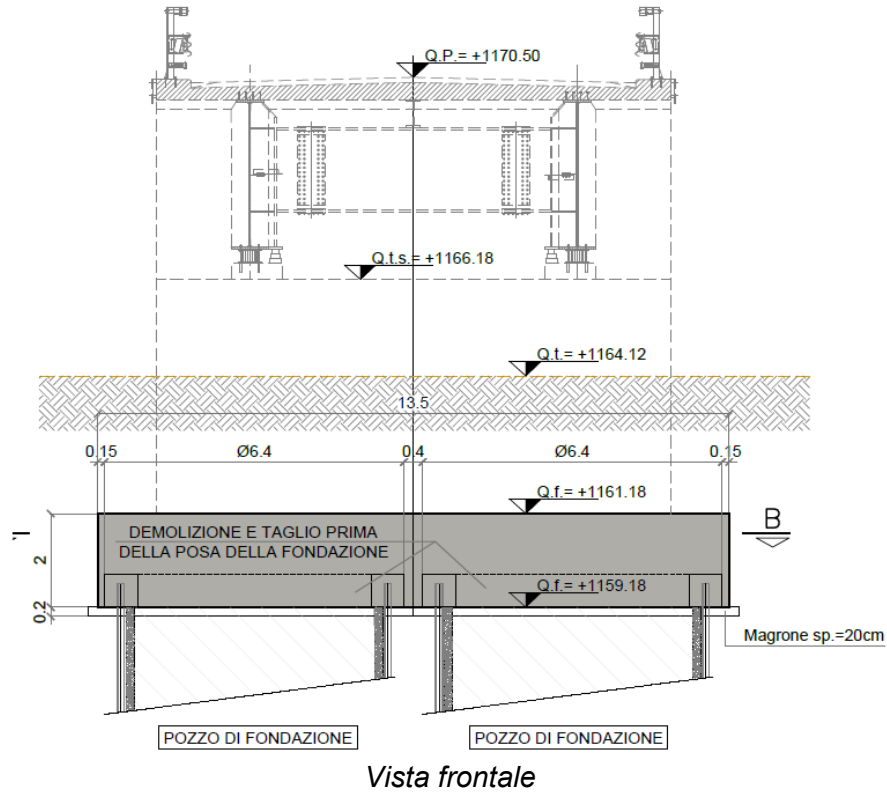
##### 4.1. SPALLA 1



Vista dall'alto

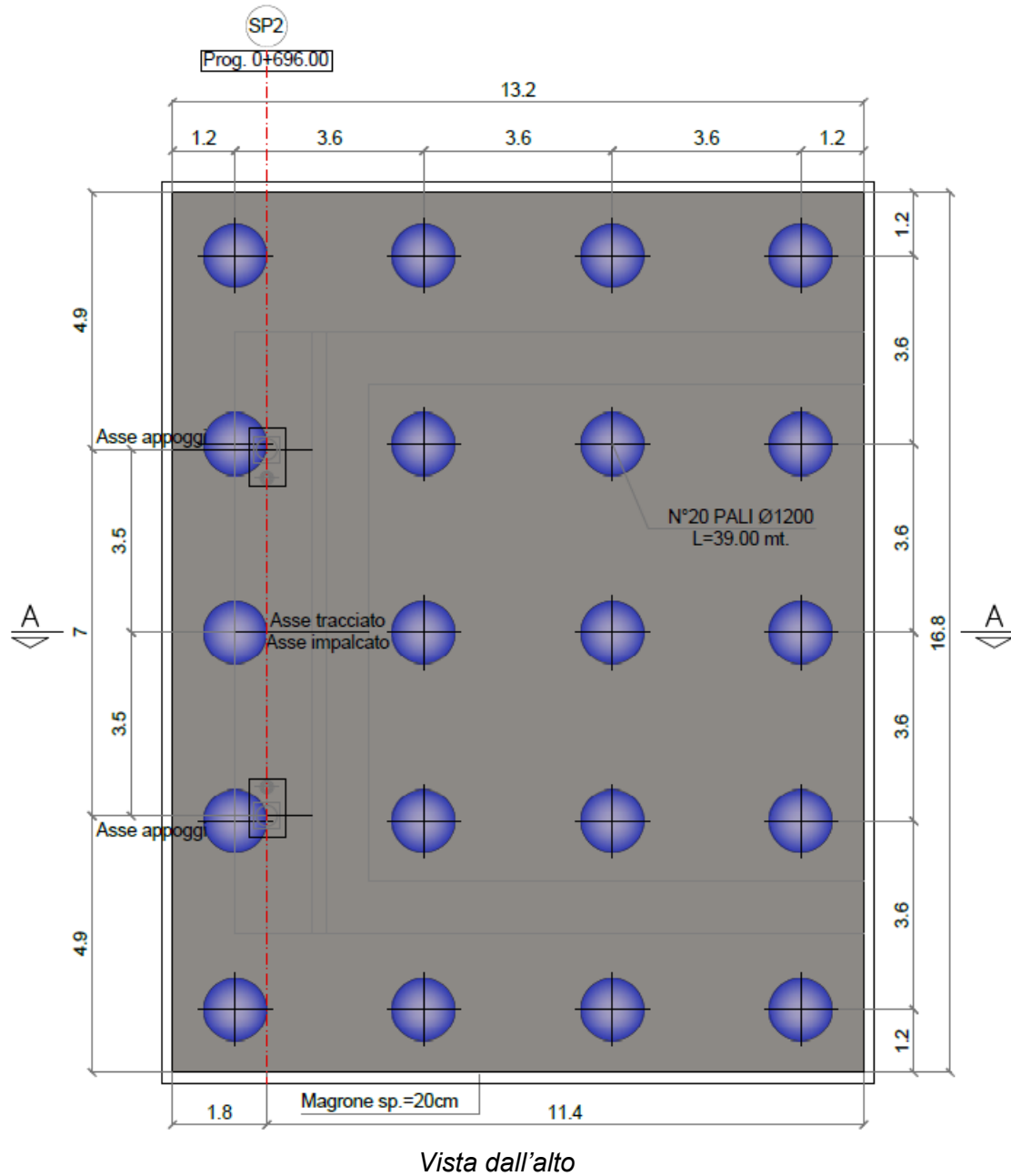
PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTE RIO BIGONTINA – RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI E SOTTOFONDAZIONI



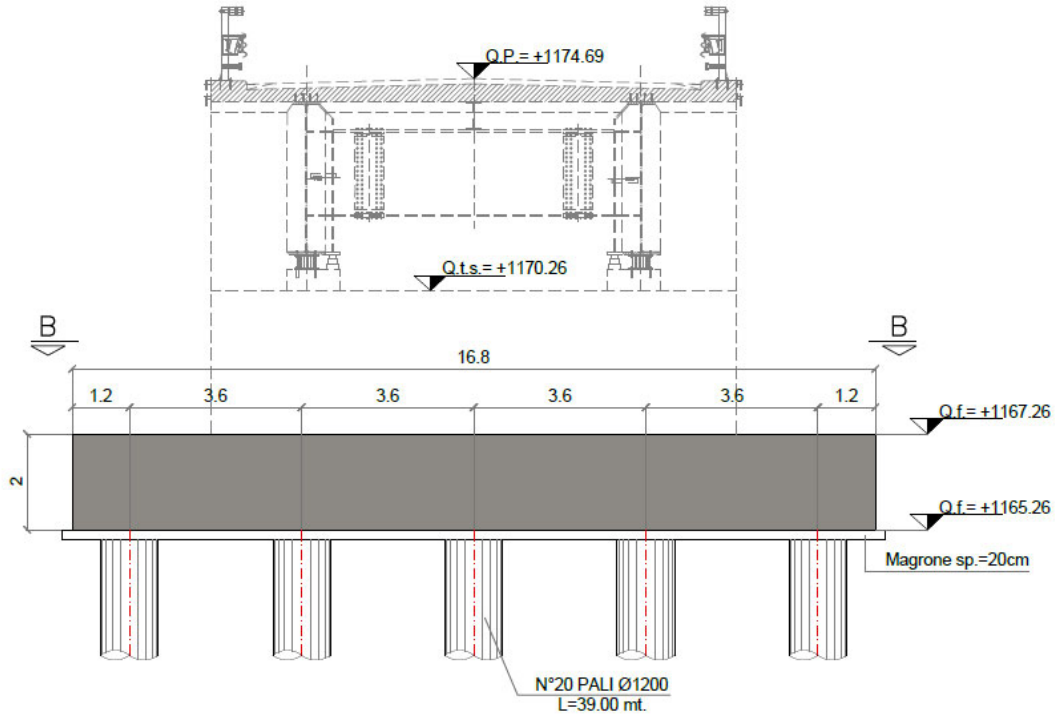
PROGETTAZIONE ATI:

**4.2. SPALLA 2**

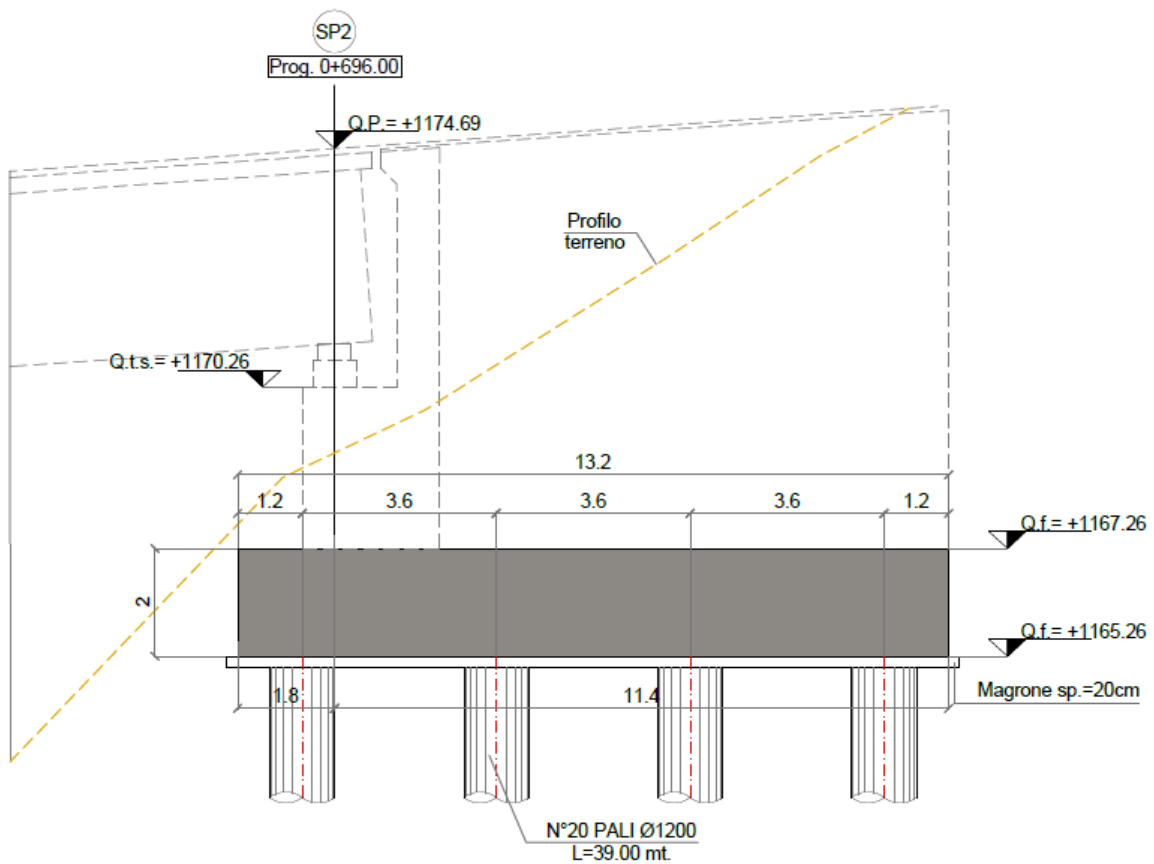


PROGETTAZIONE ATI:





Vista frontale



Sezione longitudinale

PROGETTAZIONE ATI:

### 4.3. VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

La vita nominale di una struttura  $V_N$  è definita nel punto 2.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella 2.4.I del D.M. 17 gennaio 2018. Nel caso in esame, la costruzione è di tipo 2 e è caratterizzata quindi dalla vita nominale  $V_N = 50$  anni.

Tabella 4.1. Vita nominale.

Tipi di Costruzione		VN [anni]
1	Opere provvisorie - Opere Provvisionali - Strutture in fase costruttiva.	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, il punto 2.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018 prevede che le costruzioni siano suddivise tra 4 classi d'uso, definite nella seguente tabella.

Tabella 4.2. Classi d'uso.

Classe d'uso	
Classe I	Costruzioni con la presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	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 D.M. 5 novembre 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.

La struttura in esame rientra nella Classe IV, quindi il suo coefficiente d'uso  $C_u$  è pari a 2.

Il periodo di riferimento è quindi pari a:

$$V_R = C_u V_N = 2.0 \times 50 = 100 \text{ anni}$$





#### 4.4. ANALISI DEI CARICHI

Per l'analisi dei carichi completa si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato e delle sottostrutture. In questa sede, al paragrafo dedicato, sono riportati esclusivamente i valori delle risultanti per le varie combinazioni di carico a baricentro intradosso zattera di fondazione.

PROGETTAZIONE ATI:

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I parametri geotecnici utilizzati fanno riferimento alla seguente tabella sintetica:

CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DELLE UNITA' GEOTECNICHE								
UNITA'	Descrizione	$\gamma_n$	$c'$	$\varphi'$	$c_{res}$	$\varphi_{res}$	$c_u$	E
		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(MPa)
	Depositi di frana attiva/recente	18 + 20	0 + 20	24 + 28	0	18 + 22	-	5 + 15
	SUB UNITA' 1A - Ar + Gh	18 + 20	0 + 20	24 + 28	-	-	50 + 100 z < 10 m 100 + 300 z > 10 m	15 + 30 z < 15 m 30 + 60 z > 15 m
	SUB UNITA' 1B - Ar	18 + 20	10 + 20	24 + 26	-	-	50 + 100 z < 10 m 100 + 200 z > 10 m	15 + 30 z < 15 m 30 + 60 z > 15 m
	Ghiaia	19 + 20	0 + 5	28 + 32	-	-	-	30 + 60 z < 15 m 50 + 100 z > 15 m
$\gamma_n$ = peso dell'unità di volume naturale $c'$ = coesione efficace $\varphi'$ = angolo di resistenza al taglio $c_{res}$ = coesione residua $\varphi_{res}$ = angolo di resistenza al taglio residuo $c_u$ = resistenza al taglio non drenata    E = modulo di Young								

Al fine di individuare i parametri e le indagini da cui sono desunti si faccia riferimento alla relazione geologica e geotecnica allegata al progetto in oggetto.

I valori utilizzati sono quelli minimi del range riportato per le varie tipologie.



## 6. CRITERI DI VERIFICA

Ai fini del dimensionamento geotecnico e strutturale ai sensi del D.M. 2018 sono stati considerati i seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- o collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- o sfilamento di uno o più ancoraggi;

SLU di tipo strutturale (STR)

- o raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- o raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- o raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche sono effettuate secondo le seguenti combinazioni di coefficienti:

- • Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- • Combinazione 2 (A2+M2+R1)

Al paragr. 7.11.6.3.2 de DM 17/01/2018 si specifica che per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limiti ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al paragr. 7.11.1. Quindi, le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e con i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R1 pari all'unità. Le prescrizioni relative alle verifiche in condizioni sismiche corrispondono agli approcci indicati con:

- • EQK (GEO)
- • EQK (STR)

Nel presente caso, così come previsto dalla Circolare dell'11 febbraio 2019 §C6.5.3.1.2, il collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera, inteso come uno stato limite in cui si raggiungano le condizioni di equilibrio limite del terreno interagente con l'opera e che sia cinematicamente possibile un atto di moto rigido intorno alla paratia, non può verificarsi in quanto presenti più livelli di vincolo. Dunque saranno verificati esclusivamente gli stati limite riguardanti lo sfilamento degli ancoraggi e la stabilità globale dell'insieme terreno-opera (valutata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 [A2+M2+R2]).

Le verifiche SLU sono state eseguite considerando le combinazioni di coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 6.1: Coefficienti moltiplicativi incrementali delle azioni, utilizzati nelle verifiche allo SLU

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale	Combinazioni statiche	
			A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.30	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.30

Tabella 6.2: Coefficienti moltiplicativi riduttivi dei parametri di resistenza dei materiali nelle verifiche SLU

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale $\gamma_M$	Combinazioni statiche	
			M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_{\kappa l}$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_{\kappa}$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_{u\kappa}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$q_u$	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_Y$	1.00	1.00

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici. In riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (specificata per i tiranti), la verifica può essere effettuata tenendo conto dei coefficienti parziali riduttivi della resistenza degli ancoraggi riportati nella tabella seguente (in accordo con il paragrafo 6.6.2 delle NTC2018 tab. 6.6.1).

Tabella 6.3: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Si specifica che nel progetto non si prevede l'installazione di tiranti né permanenti né temporanei.

## 7. CRITERI DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO

### 7.1.1. LEGAMI COSTITUTIVI

#### 7.1.1.1. Calcestruzzo

Per quanto riguarda il legame costitutivo del calcestruzzo, si ipotizza un legame costitutivo elasto-plastico a parabola-rettangolo, ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo  $f_{cd}$  ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0,35%.

Si accetta l'ipotesi che dalla deformazione dello 0,2% fino a rottura la tensione nel cls non abbia incrementi di resistenza e che la deformazione sia di tipo plastico, mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0,2% la funzione  $\sigma = f(\epsilon)$  sia una parabola ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate  $f_{cd}$  ed  $\epsilon = 0,002$  passante per l'origine degli assi.

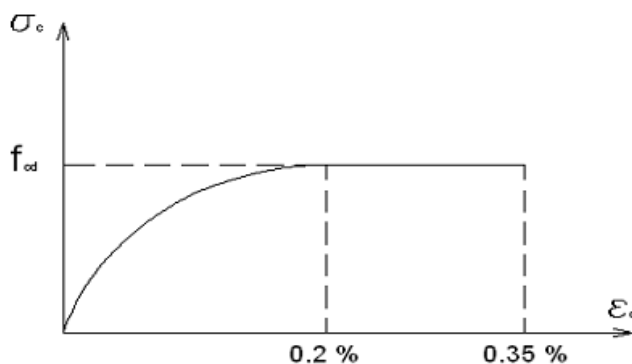


Figura 3 - Diagramma tensioni-deformazioni nel calcestruzzo

#### 7.1.1.2. Acciaio

Per quanto riguarda il legame costitutivo dell'acciaio, si assume in diagramma elastico perfettamente plastico privo di incrudimento, dove si assume:

$\epsilon_{ysd} = 0,001\%$  deformazione allo snervamento

$\epsilon_{su} = 6,75\%$  deformazione a rottura

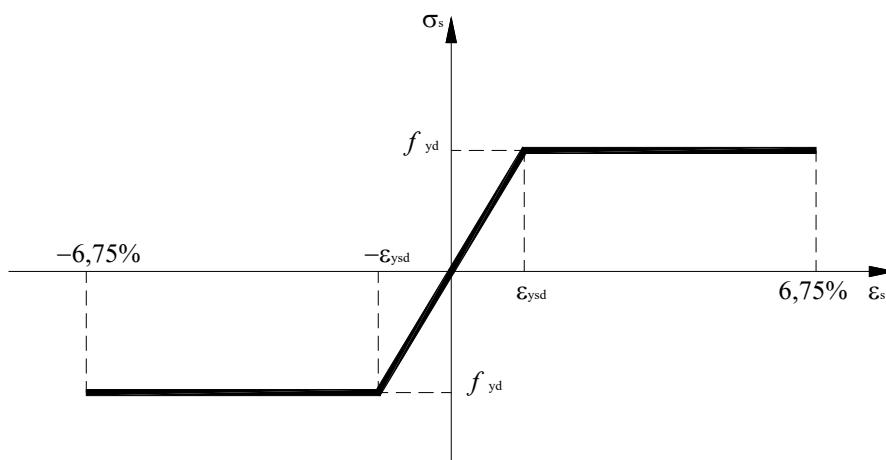


Figura 4 - Diagramma tensioni-deformazioni nell'acciaio

PROGETTAZIONE ATI:

Per facilità di comprensione, si riportano nei paragrafi seguenti la teoria ed i riferimenti normativi utilizzati per la realizzazione delle verifiche strutturali degli elementi in calcestruzzo.

## 7.2. VERIFICA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

Le NTC 2018 (§4.1.2.3.5.2) consentono l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi, con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza a taglio si valuta con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

dove:

- d** è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l$**  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
- $\sigma_{cp}$**  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ )
- $b_w$**  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45°. Le dimensioni della sezione sono da riferirsi solo al nucleo confinato di calcestruzzo.



### 7.3. VERIFICA A TAGLIO DI ELEMENTI PROVISTI DI ARMATURE TRASVERSALI

Con riferimento al §4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018, la resistenza di progetto a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cotg\theta \leq 2.5$$

Per le verifiche di resistenza si pone:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

$V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con la seguente relazione:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

$b_w$	larghezza minima della sezione
$d$	altezza utile della sezione
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	tensione media di compressione nella sezione
$N_{Ed}$	sforzo normale di compressione
$A_c$	sezione di calcestruzzo
$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutivi
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$\nu \cdot f_{cd}$	resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $\nu = 0,5$ )
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrane compresse} \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & \text{per } 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} \rightarrow$$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di:

$$a_l = (0.9 \cdot d \cdot \cotg\theta) / 2$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole.

#### 7.4. VERIFICA DEGLI ELEMENTI TOZZI – MODELLI TIRANTE-PUNTONE (*STRUT AND TIE*)

I modelli tirante-puntone (S&T – *Strut and Tie*) sono utilizzati per la progettazione delle membrature in c.a. che non possono essere schematizzate come solidi snelli o travi "alla De Saint Venant" quali ad esempio i plinti tozzi di fondazione, le travi parete, le mensole tozze, ma anche quelle regioni di travi snelle soggette a carichi concentrati o caratterizzate da brusche variazioni di sezione.

Il modello consiste nel ricondurre il meccanismo strutturale resistente ad un traliccio reticolare, con tiranti e puntone, ovvero con aste tese e aste compresse. Le aste compresse (puntone) sono materializzate dal calcestruzzo, mentre le aste tese (tiranti) sono costituite dalle armature. Secondo l'EC2 i modelli tirante-puntone possono essere utilizzati per il progetto delle strutture allo stato limite ultimo (SLU) sia di zone di "continuità" sia di zone di "discontinuità".

Di seguito si illustrano due modelli tipici utilizzati per la progettazione delle armature principali (Figura 7.5) e di frettaggio/secondarie (Figura 7.6.)

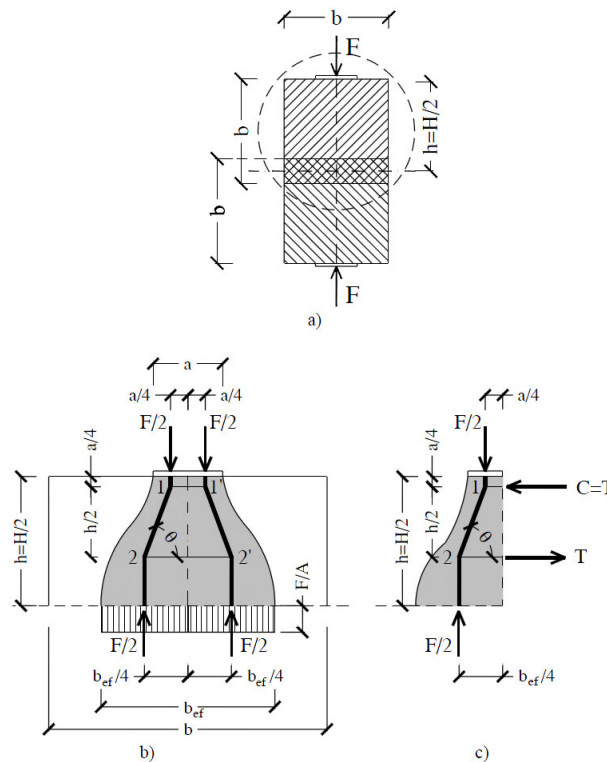


Figura 7.5: Elemento tozzo a discontinuità totale. Traliccio resistente.

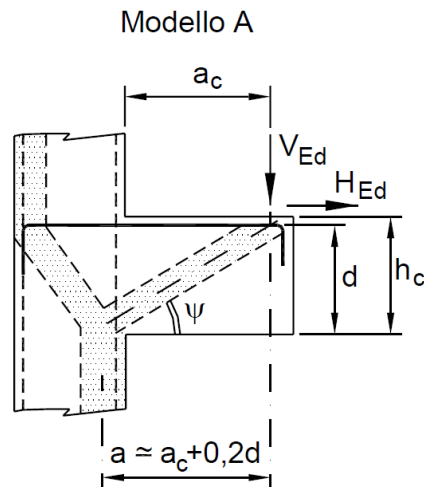


Figura 7.6: Traliccio resistente proposto dalle NTC2018 per il calcolo di una mensola tozza.

### 7.5. COPRIFERRO ELEMENTI A PIASTRA E MODIMENSIONALI

NTC 2018, §4.1.6.1.3: *L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. [...]*

*Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.*

Circolare Ministeriale n.7/2019, §4.1.6.1.3: *Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti, etc.) o monodimensionale (travi, pilastri,).*

*A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità. [...]*

*I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.*

			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	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$

C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	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

- **Elementi bidimensionali (cordoli di testa e platee),**  $C_{nom} = 50$  mm.
- **Elementi monodimensionali (pali )**  $C_{nom} = 75$  mm.

## 8. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICHE FONDAZIONE SU PALI

### 8.1. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE A CARICO VERTICALE DI PALI TRIVELLATI

I pali di nuova costruzione sono pali trivellati di diametro pari a Ø1200 mm di varia lunghezza a seconda dall'area di competenza e dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura. Il carico limite per un palo calcolato secondo metodi analitici è dato da:

$$Q_{LIM,calc} = Q_{B,calc} + Q_{L,calc}$$

dove:

$Q_B$ : portata di base

$Q_L$ : portata laterale

In condizioni drenate (terreni a grana grossa) la portata di punta e laterale sono ottenibili dalle seguenti relazioni:

$$Q_{B,calc} = \left[ \left( \frac{d}{2} \right)^2 \cdot \pi \right] \cdot \sigma'_{v,base} \cdot N_q$$

$$Q_{L,calc} = [d \cdot \pi \cdot z] \cdot (k \cdot \mu \cdot \sigma'_{v,med})$$

In condizioni non drenate (terreni a grana fine) la portata di punta e laterale sono ottenibili dalle seguenti relazioni:

$$Q_{B,calc} = \left[ \left( \frac{d}{2} \right)^2 \cdot \pi \right] \cdot \sigma_{v,base} \cdot N_c \cdot c_u$$

$$Q_{L,calc} = [d \cdot \pi \cdot z] \cdot (\alpha \cdot c_u)$$

dove:

$N_q$  = fattore di capacità portante alla base in condizioni drenate;

Il valore di  $N_q$  varia molto rapidamente al variare di  $\phi'$ , per cui piccole incertezze nella stima dell'angolo d'attrito possono condurre a profonde differenze della capacità portante alla punta.

Il valore di  $\phi'$  da assumere nel calcolo della resistenza alla punta, dovrà tenere conto della densità relativa e del livello di tensione. Detto  $\phi'_1$  l'angolo di attrito del deposito indisturbato (prima dell'esecuzione del palo), Kishida (1967) suggerisce di assumere:

$$\phi' = (\phi'_1 + 40^\circ) / 2 \quad \text{per pali battuti}$$

$$\phi' = (\phi'_1 - 3^\circ) \quad \text{per pali trivellati}$$

Per la stima dei coefficienti di attrito laterale del palo in condizioni drenate si fa riferimento alla seguente tabella:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTE RIO BIGONTINA – RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI E SOTTOFONDAZIONI

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\phi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\phi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\phi$

Tabella 3 - Valori di k e  $\mu$

Per la stima dei coefficienti di attrito laterale del palo in condizioni non drenate si fa riferimento alla seguente tabella:

Tipo di palo	Valori di $c_u$ (kPa)	Valori di $\alpha$
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Tabella 4 - Valori di  $\alpha$

Come si può osservare i valori cambiano in base alla tecnologia realizzativa del palo ed al materiale costituente l'interfaccia terreno acciaio.

I valori di  $N_q$  possono essere stimati grazie ai seguenti abachi:

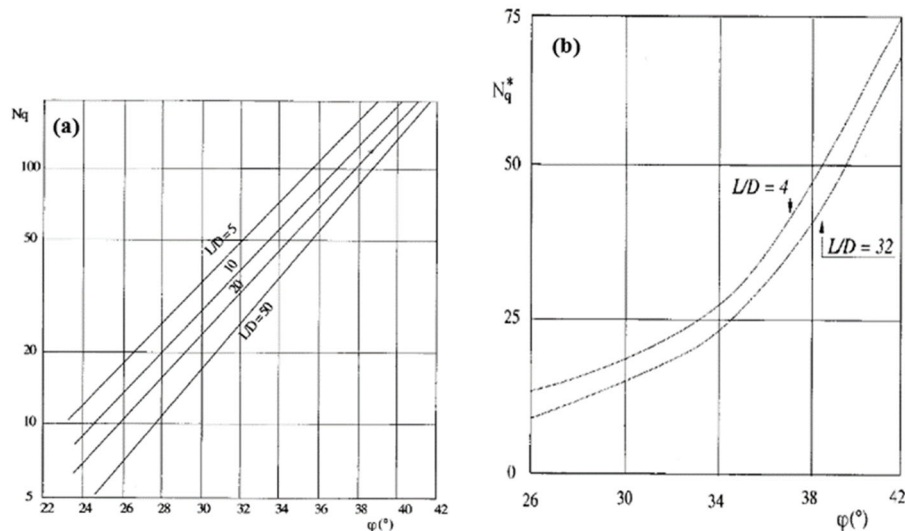


Figura 7 - Coefficiente di capacità portante  $N_q$  in funzione d'attrito e della geometria del palo: (a) valori di  $N_q$  per pali di medio diametro (b) valori di  $N_q$  per pali di grande diametro

In alternativa i valori di  $N_c$  ed  $N_q$  possono essere stimati secondo la teoria di Hansen nel seguente modo:

PROGETTAZIONE ATI:



OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTE RIO BIGONTINA – RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI E SOTTOFONDAZIONI

	Termine coesivo	Termine sovraccarico
Fattori di capacità portante	$\bar{N}_c = (\bar{N}_q - 1) \cot \varphi$	$\bar{N}_q = e^{\pi \tan \theta} k_p$
Per $\phi = 0$	$d_c = 0.4 k$	---
per $\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.4 k$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k$
	$N_c = d_c \bar{N}_c$	$N_q = d_q \bar{N}_q$

Il parametro k è definito come:

$$k = \arctg \frac{L}{D}$$

Il carico limite assiale per effetto gruppo in terreni coesivi è valutabile attraverso la teoria di *Converse-Labarre*, secondo la quale il coefficiente di riduzione della capacità portante di un gruppo di pali è dato da:

$$E = 1 - \frac{\arctan(i/d)}{\pi/2} \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1)}{m \cdot n}$$

dove:

- m*: numero di file di pali;
- n*: numero di pali per fila;
- i*: interasse [m].

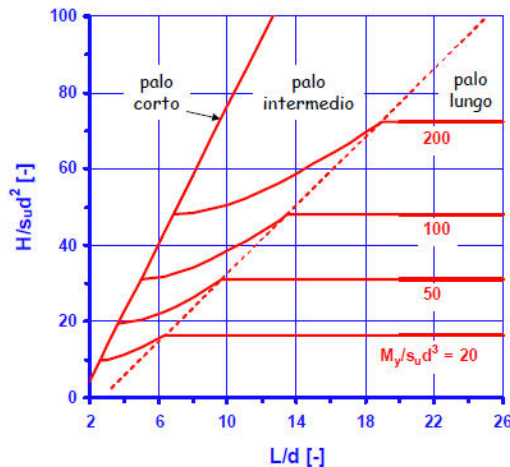
Il valore  $E_j$  così determinato viene utilizzato come moltiplicatore per determinare la risposta del palo singolo alle azioni orizzontali:

$$p_{j,gruppo} = E_j \cdot p_{singolo}$$

Nel calcolo della capacità portante laterale dei pali è stata considerata la natura puramente coesiva (condizioni non drenate) o puramente attritiva (condizioni drenate).

## 8.2. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE A CARICO TRASVERSALE DI PALI TRIVELLATI

La capacità portante per carico ortogonale all'asse del palo è determinabile attraverso la teoria di *Broms* che considera le diverse condizioni di palo immerso in terreni coesivo o incoerente, caratterizzato da diverse lunghezze (palo corto, palo lungo, palo intermedio) con testa libera oppure impedita di ruotare.



La rottura per carico trasversale interessa gli strati superficiali di terreno di natura coesiva, pertanto la resistenza trasversale di un palo lungo immerso in terreno coesivo con testa impedita di ruotare risulta data da (*Broms (1964)*):

$$\frac{H}{c_u \cdot d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}}$$

dove:

$c_u$  è la coesione non drenata dello strato superficiale

$M_y$  è il momento resistente della sezione in c.a. corrispondente allo sforzo normale sollecitante;

$d$  diametro del palo.

Il carico limite orizzontale di una palificata è determinabile secondo la teoria di *Van Impe (2001)* secondo la quale il coefficiente di interazione è funzione della posizione reciproca dei pali rispetto alla forza sollecitante; si distinguono quindi le due seguenti condizioni di carico:

- pali affiancati parallelamente alla direzione di applicazione della forza, gli effetti della interazione sono asimmetrici e valgono:

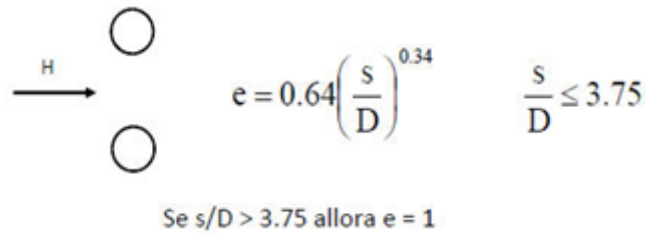
$$e_A = 0.70 \left( \frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \frac{s}{D} \leq 4$$

$$e_B = 0.48 \left( \frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \frac{s}{D} \leq 7$$

Se  $s/D > (4 \text{ o } 7)$  allora  $e = 1$

- pali affiancati ortogonalmente alla direzione di applicazione della forza, gli effetti della interazione sono simmetrici e valgono:

PROGETTAZIONE ATI:



$$e = 0.64 \left( \frac{s}{D} \right)^{0.34} \quad \frac{s}{D} \leq 3.75$$

Se  $s/D > 3.75$  allora  $e = 1$

In presenza di un gruppo  $m$  di pali, il valore di  $e$  per il palo  $j$ -esimo si determina moltiplicando tra loro i contributi di interazione dovuti ai singoli pali del gruppo:

$$e_j = \prod_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^m e_{ij} = e_{1j} \cdot e_{2j} \cdot \dots \cdot e_{mj}$$

Il valore  $e_j$  così determinato viene utilizzato come moltiplicatore per determinare la risposta del palo singolo alle azioni orizzontali:

$$P_{j,gruppo} = e_j \cdot P_{singolo}$$

È quindi possibile determinare la risposta dei singoli pali di un gruppo.

In via semplificata si può porre:

- $E_h=0.7$  se  $s=3D$ ;
- $E_h=1.0$  se  $s \geq 6D$ ;
- $E_h$ =interpolato per valori intermedi.

### 8.3. VERIFICHE DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA AGLI SLE

I cedimenti totali e differenziali delle fondazioni su pali sono in genere ridotti e non considerati un problema di grande rilievo, tanto che spesso il progetto geotecnico si limita al calcolo della capacità portante della palificata. Il procedimento adoperato per il calcolo della portata limite di base, secondo il protocollo di Berezantzev, sullo sforzo limite generato da cedimenti dell'ordine di 0.05-0.1 diametri del palo.

Già questo sarebbe sufficiente a garantire le condizioni di esercizio a riguardo dei cedimenti per l'opera in oggetto, considerando che nel nostro caso la resistenza laterale che si esplicita completamente per cedimenti dell'ordine di 1-2 cm, è già sufficiente a sopperire ai carichi di esercizio.

#### 8.3.1. CEDIMENTI PALO SINGOLO

Come per il calcolo delle palificate soggette a carico verticale od orizzontale, anche per il calcolo dei cedimenti si fa riferimento allo studio di un palo singolo per poi estendere la sua risposta a tutta la palificata.

Esistono varie metodologie per il calcolo dei cedimenti che spaziano da metodi puramente empirici ma molto pratici, a modellazioni numeriche raffinate dell'insieme palo terreno, ma il metodo più affidabile per la previsione dei cedimenti è la sua determinazione tramite prove di carico realizzate su pali in vera grandezza. Nei seguenti paragrafi riporteremo solamente i metodi utilizzati in fase di progettazione.

### 8.3.1.1. Metodo empirico (Viggiani 1970)

Una stima empirica e sommaria ma molto pratica e speditiva per la valutazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti  $w_s$  di un palo singolo può essere ottenuta con la seguente correlazione (Viggiani 1970):

$$w_s = \frac{Q \cdot D}{\lambda \cdot Q_{lim}} = \frac{D}{\lambda \cdot FS}$$

dove:

$D$  diametro del palo

$\lambda$  coefficiente empirico che dipende dal tipo del palo e di terreno, può essere ricavato dalla figura sottostante

$Q$  carico agente

$Q_{lim}$  carico limite

$FS = Q_{lim}/Q$

coefficiente di sicurezza

Tipo di palo	Terreno	Valore di $\lambda$
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100
Trivellato pressato	Incoerente	50
	Coesivo	110

Tabella 5 - Valori di  $\lambda$  al variare della tipologia del palo e del terreno

### 8.3.1.2. Metodi di analisi numerica ad elementi di contorno (BEM)

Un metodo più affidabile e raffinato ma allo stesso tempo relativamente pratico è il metodo ad elementi di contorno (BEM, Boundary Element Method), che si basa sulle ipotesi di il terreno trattato come un continuo elastico lineare (Poulos e Davis 1980).

L'analisi viene condotta imponendo la congruenza degli spostamenti verticali in un numero finito di punti all'interfaccia palo-terreno. Le tensioni tangenziali  $\tau_i$  all'interfaccia palo terreno vengono considerate costanti per tratti cilindrici di palo di lunghezza  $l = L/n$ . Detto  $w_0$  lo spostamento verticale del punto 0 (estremità superiore del palo), il cedimento di un generico punto  $i$  posto nella mezzeria del concio  $i$ -esimo si può esprimere come:

$$w_i = w_0 - \frac{4l}{\pi d^2 E_p} \left( \sum_{j=1}^i Q_j + \frac{Q_i}{2} \right)$$

Ed alla punta come:

$$w_i = w_0 - \frac{4l}{\pi d^2 E_p} \left( \sum_{j=1}^n Q_j \right)$$

Dove:

$E_p$  = modulo elastico del materiale costituente il palo

$Q_i$  = sforzo del concio  $i$ -esimo

Lo sforzo nel concio generico può essere scritto come:

$$Q_i = Q_0 - \pi d l \sum_{j=1}^i \tau_j$$

Sulla base delle formule di Mindlin (1936), lo spostamento indotto in un punto  $i$  dalla tensione tangenziale presente all'interfaccia palo-terreno del concio  $j$ -esimo si può esprimere come:

PROGETTAZIONE ATI:

$$w_{i,j} = \frac{d}{E} \tau_j I_{i,j}$$

Dalla quale:

$$w_i = \frac{d}{E} \left( \sum_{j=1}^n \tau_j I_{i,j} + I_{i,p} p \right)$$

Per la punta si ottiene:

$$w_p = \frac{d}{E} \left( \sum_{j=1}^n \tau_j I_{p,j} + I_{p,p} p \right)$$

Successivamente si risolve il problema imponendo la congruenza tra gli spostamenti dell'i-esimo concio del palo e dell'i-esimo tratto di terreno sollecitato con le azioni tangenziali. A queste n+1 equazioni si può aggiungere l'equilibrio alla traslazione verticale del palo:

$$\frac{\pi d^2}{4} p + \pi d l \sum_{j=1}^n \tau_j = Q_0$$

Si ha così un sistema di n+2 equazioni con n+2 incognite dati dai valori di  $\tau_i, p, w_i, w_0$ . In tutti i casi, il cedimento di un singolo palo può essere espresso nella forma:

$$w_s = \frac{I_w Q}{EL} = w_l Q$$

Dove:

$w_l$  = cedevolezza assiale del palo singolo

$I_w$  = coefficiente adimensionale che dipende dai parametri  $L/d, \nu, K = E_p/E$

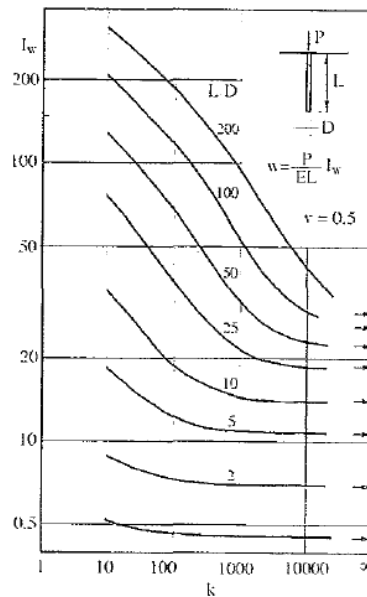


Figura 8 - Valori di coefficienti di influenza  $I_w$  in un semispazio elastico

Questo approccio ha il pregio di considerare il terreno continuo, ciò fornisce la possibilità di effettuare un'analisi razionale basata su definiti concetti fisici, ma la sua maggiore limitazione consiste nell'essere un metodo numerico legato alle ipotesi di linearità, e rende difficile scegliere i valori della deformabilità del terreno e del modulo elastico associato. In particolare le prove di laboratorio tradizionali forniscono valori di E molto minori di quelli che si deducono da un'analisi a ritroso di prove di carico su pali in vera grandezza, fornendo comunque una caratterizzazione empirica spesso basata sull'esperienza.

### 8.3.2. CEDIMENTI PALI DI GRUPPO

L'analisi del comportamento dei pali in gruppo come per il calcolo delle portate, è un'estensione di quella del palo singolo. Per la situazione di progetto in esame, dove la fondazione a lato del diffusore è costituita da una cortina di pali posizionati in linea e la fondazione della banchina off-shore è caratterizzata da interassi elevati, è conveniente adottare metodi empirici.

Il cedimento medio di una palificata può essere espresso come il cedimento di un palo singolo moltiplicato per un coefficiente moltiplicativo, dipendente dalla geometria della palificata, dal numero dei pali ed dai rapporti tra interasse e diametro.

$$w = w_s \cdot R_g$$

Recentemente si è fatto riferimento a valori di  $R_g = R_s/n$  detto coefficiente di riduzione del gruppo. Tale coefficiente ha il significato di rapporto tra il cedimento del gruppo ed il cedimento che avrebbe un palo isolato assoggettato al carico totale del gruppo e conservasse fino a tale carico un comportamento perfettamente lineare. Da studi su palificate strumentate si può osservare che:

$$1/n \leq R_g \leq 1$$

Inoltre altri studi relativamente recenti realizzati da Randolph, Clancy (1993) e Mandolini (1994), hanno osservato che esiste una precisa correlazione tra i valori di  $R_g$  ed un parametro  $R$  così definito:

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot i}{L}}$$

Dove  $n$  è il numero di pali,  $i$  è l'interasse tra i pali ed  $L$  è la lunghezza dei pali costituenti la palificata. I test effettuati su un elevato numero di palificate costruite su terreni di varia natura, varia tipologia dei pali e configurazioni geometriche, si è visto che il valore di  $R_g$  ha un andamento iperbolico, che può essere assunto pari a:

$$R_{g,max} = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

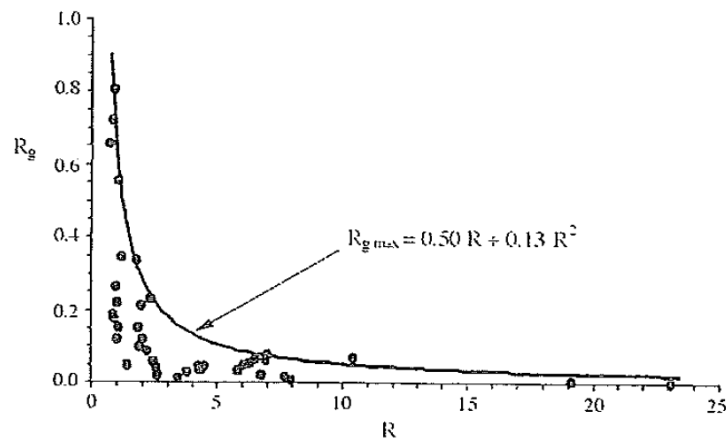


Figura 9 - Involuppo del valore di  $R_g$  ricavato da dati empirici

Se si desidera stimare il valore medio più probabile del cedimento, si può utilizzare l'espressione:

$$w = nR_g w_s = 0.3n w_s R^{-1.2}$$



## 8.4. POZZI DI FONDAZIONE

Per la verifica della capacità portante, sono state determinate le azioni agenti sul piano di posa imponendo l'equilibrio tra il sistema di forze esterne applicato all'estradosso della fondazione, il peso proprio della stessa, la sua inerzia (nel caso di azioni sismiche) e la reazione applicata dal terreno alla base e lungo la superficie laterale della fondazione.

Per quest'ultima, in accordo con la teoria proposta da Fröhlich (1936), si è assunto un andamento parabolico, definito dalla posizione del centro di rotazione (Figura 8-10).

La tensione orizzontale massima, nelle condizioni di equilibrio limite, è limitata da un valore del coefficiente di spinta passiva  $k_p$  ottenuto dalla soluzione di Müller-Breslau (1906) in funzione dell'angolo di resistenza al taglio di progetto  $\varphi'_d$ , dell'angolo di attrito  $\delta$  tra il terreno e le pareti della fondazione e dell'inclinazione  $\varepsilon$  del piano campagna. Nei calcoli è stato assunto  $\delta = \varphi'_d / 3$ , mentre l'inclinazione  $\varepsilon$  del piano campagna è stata valutata per ogni pila, sulla base dei rilievi topografici a disposizione. Al crescere di  $\varepsilon$  diminuisce la resistenza passiva esercitata dal terreno sulla superficie laterale della fondazione.

Per la determinazione della distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto, assumendo che il cinematisimo di collasso consista in una rotazione rigida del pozzo, è necessario distinguere due casi in funzione della posizione del centro di rotazione rispetto al piano di base:

1. centro di rotazione del pozzo coincidente con il piano di base
2. centro di rotazione del pozzo più alto del piano di base.

Dette  $T$  e  $N$  le risultanti delle azioni orizzontali e verticali agenti alla base del pozzo,  $D$  il diametro del pozzo,  $D_f$  la profondità del piano di posa e  $\gamma$  il peso dell'unità di volume del terreno, si ha il caso (1) quando:

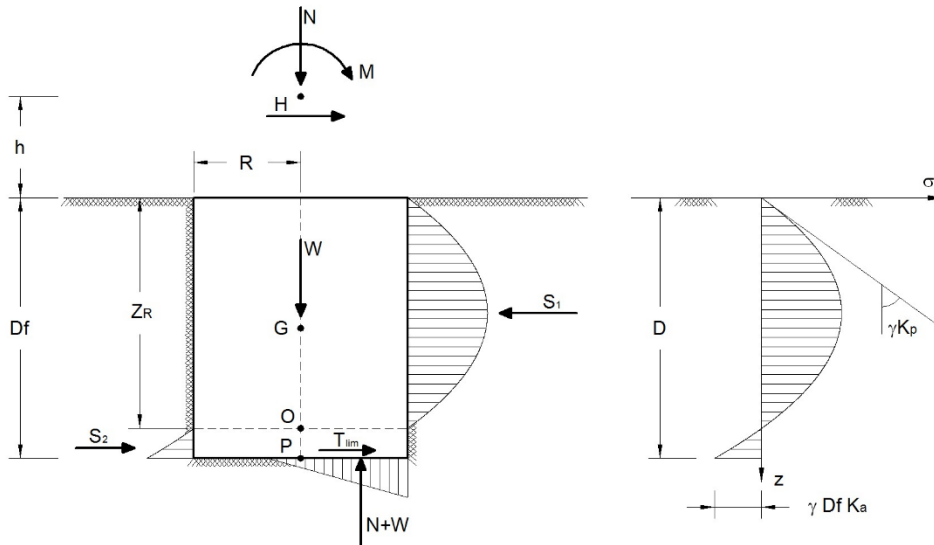
$$6(T + N \cdot \tan \varphi_s) \geq k_p^* \cdot \gamma \cdot D \cdot D_f^2$$

con  $\tan \varphi_s = 2/3 (\tan \varphi)$ , dove  $\varphi_s$  è l'angolo d'attrito al contatto fra fondazione e terreno e  $\varphi$  è l'angolo d'attrito del terreno in posto.

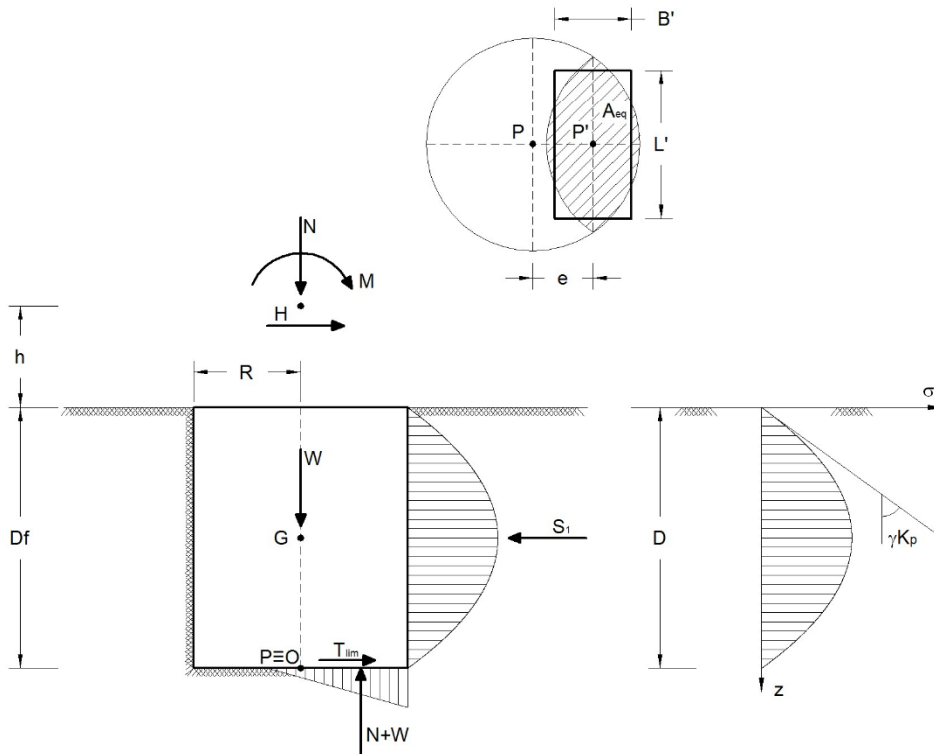
Nel caso (1) la coppia  $M_0$  dovuta alla reazione orizzontale del terreno è pari a:

$$M_0 = k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot D_f^3 / 12$$

e la distribuzione delle pressioni orizzontali lungo il fusto è descritta da:



a) Centro di rotazione O del pozzo al di sopra del piano di base



b) Centro di rotazione O del pozzo al piano di base

Figura 8-10 Schema di calcolo per pozzi di fondazione (Fröhlich, 1936)

$$\sigma_n(z) = \gamma k_p z - \gamma k_p \frac{z^2}{D_f}$$

Nel caso (2) è invece:

$$M_0 = k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot D_f^3 / 24 + (T + N \cdot \tan(\varphi_s)) \cdot D_f / 4$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$\sigma_n(z) = \gamma k_p z - \gamma(k_p + k_a) \frac{z^2}{D_f}$$

e il centro di rotazione è ubicato alla profondità

$$Z_R = k_p D_f / (k_p + k_a)$$

Per ciascuna combinazione di carico, componendo le azioni, si calcolano i valori totali delle forze  $N$  (incluso il peso del pozzo) e  $T$  e della coppia risultante  $M$ , agenti alla base del pozzo. Noto il momento  $M_0$  dovuto alla reazione orizzontale, si calcola il momento risultante (netto) e la eccentricità netta della forza risultante agente alla base del pozzo, definendo le azioni sul piano di posa della fondazione.

Nella valutazione della capacità portante del pozzo di fondazione si trascura cautelativamente la resistenza laterale del pozzo, a causa del ridotto valore del rapporto di snellezza  $L/D \cong 1$  (Brandl, 1985). Il carico limite è quindi calcolato come per il caso di una fondazione superficiale soggetta a carico inclinato ed eccentrico e con piano di campagna inclinato.

Si deduce quindi il carico limite unitario della fondazione ( $R_d$ ) al netto del coefficiente di sicurezza parziale per la resistenza globale  $\gamma_{Rv}$  e, dal raffronto con il carico medio di esercizio sull'area equivalente di dimensioni ridotte ( $E_d$ ), si verifica la condizione di sicurezza espressa dalla disuguaglianza  $R_d > E_d$ .

Le verifiche di sicurezza includono anche quella alla traslazione, eseguita seguendo l'approccio precedentemente descritto per le fondazioni superficiali

PROGETTAZIONE ATI:

## 9. FONDAZIONE DELLA SPALLA SP1

Il calcolo delle sollecitazioni sui pozzi e sul plinto di fondazione della spalla è stato effettuato tramite un foglio di calcolo sviluppato internamente.

Le verifiche sono state condotte con il supporto del software di calcolo VCA.slu e di fogli di calcolo prodotti internamente.

### 9.1. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni ricavate nel baricentro dell'intradosso della fondazione:

<b>COMBO:</b>	$Y_{G1}G_1+Y_{G2}G_2+Y_{Q1}Q_{k1}+Y_{Q2}Q_{k2}+...$
<b>SLU</b>	
Ponte scarico	G+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.1 (traf princ)	G+traf+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.1 (ven princ.)	G+traf+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.1 (ΔT princ)	G+traf+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.2a	G+traf+ven+ΔT+ced+attr+fren
Ponte carico gr.2b	G+traf+ven+ΔT+ced+attr+centr
<b>SLV</b>	
SISMICA	G+ΔT+ced+attr+traf+sis(100%V+30%L+30%T)
SISMICA	G+ΔT+ced+attr+traf+sis(100%L+30%V+30%T)
SISMICA	G+ΔT+ced+attr+traf+sis(100%T+30%L+30%V)
<b>SLE</b>	
FREQUENTE	G+attr+0,75 traf
RARA	G+attr+traf

n Combo	Nmin (kN)	Nmax (kN)	Vt (kN)	VI (kN)	Mt (kNm)	MI (kNm)	Mtor (kNm)
1	24970	33720	590	8090	6350	19150	700
2	26680	38490	360	9510	10850	29450	450
3	24970	37290	590	9160	11600	26900	700
4	24970	37290	360	9250	9100	27600	450
5	26250	37290	360	9510	9100	29500	450
6	26250	37290	360	9160	9100	26900	450
7	24530	26470	780	7360	6000	17450	800
8	25080	25920	780	10120	6000	34150	800
9	25080	25920	2590	7360	17500	17350	2550
10	26860	27620	0	6760	3900	14100	0
11	27490	28500	0	7020	5200	15900	0

<b>COMBO N MIN</b>	N min=	24530 (kN)
<b>COMBO N MAX</b>	N max=	38490 (kN)
<b>COMBO Vt MAX</b>	Vt max=	2590 (kN)
<b>COMBO VI MAX</b>	VI max=	10120 (kN)
<b>COMBO Mt MAX</b>	Mt max=	17500 (kNm)
<b>COMBO MI MAX</b>	MI max=	34150 (kNm)

n Combo	Nmin (kN)	Nmax (kN)	Vt (kN)	VI (kN)	Mt (kNm)	MI (kNm)	Mtor (kNm)
7	24530	26470	780	7360	6000	17450	800
2	26680	38490	360	9510	10850	29450	450
9	25080	25920	2590	7360	17500	17350	2550
8	25080	25920	780	10120	6000	34150	800
9	25080	25920	2590	7360	17500	17350	2550
8	25080	25920	780	10120	6000	34150	800

Le verifiche sul plinto non vengono effettuate in quanto i pozzi occupano la quasi totalità della superficie in pianta del plinto stesso. Il muro frontale e i muri andatori risultano interni all'area occupata dai pozzi.

## 9.2. VERIFICA DEL POZZO DI FONDAZIONE

La fondazione prevede la realizzazione di due pozzi affiancati in direzione trasversale, si riporta di seguito l'estratto del foglio di calcolo utilizzato per il dimensionamento e la verifica dei pozzi stessi.

### A. CARATTERISTICHE POZZO E TERRENO

#### A1. POZZO

Diametro del pozzo	D=	5.00	m
Profondità del piano di posa	D <sub>f</sub> =	16.00	m
Peso specifico materiale pozzo	Y <sub>mat</sub> =	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Inclinazione muro su orizzontale	β=	90.0	deg
Coefficiente parziale sicurezza	Y <sub>G1</sub> =	1.00	
Inclinazione piano di posa	α=	0.0	deg
Carico stabilizzante	q'=D <sub>f</sub> ·Y <sub>med,1</sub> =	304.00	kPa
Peso del pozzo	G <sub>1,pozzo</sub> =	7854.0	kN

#### A2. TERRENO

Peso specifico medio terreno laterale	Y <sub>med,1</sub> =	19.0	kN/m <sup>3</sup>
Angolo attrito terreno laterale	φ=	25.0	deg
Peso specifico terreno piano posa	Y <sub>med,f</sub> =	19.0	kN/m <sup>3</sup>
Angolo attrito terreno piano posa	φ'=	25.0	deg
Coesione apparente	c'=	0.0	kPa
Inclinazione piano campagna	ε=	0.0	deg
Coesione non drenata	c <sub>u</sub> =	200.0	kPa
Attrito muro-terreno	δ=MIN(φ/2;β-φ-ε)=	12.50	
Attrito fondazione-terreno	μ=2/3·TAN(φ)=	0.31	

### B. COEFFICIENTI DI SPINTA SECONDO MULLER-BRESLAU

Coefficiente di spinta attiva	$K_A = \frac{\text{SEN}^2(\beta-\varphi)}{\text{SEN}^2\beta \cdot \text{SEN}^2(\beta+\delta)} \cdot [1 + \sqrt{\frac{\text{SEN}(\delta+\varphi) \cdot \text{SEN}(\varphi-\varepsilon)}{(\text{SEN}(\beta+\delta) \cdot \text{SEN}(\beta-\varepsilon))}}]$	=	0.38	deg
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = \frac{\text{SEN}^2(\beta+\varphi)}{\text{SEN}^2\beta \cdot \text{SEN}^2(\beta-\delta)} \cdot [1 - \sqrt{\frac{\text{SEN}(\delta+\varphi) \cdot \text{SEN}(\varphi+\varepsilon)}{(\text{SEN}(\beta-\delta) \cdot \text{SEN}(\beta-\varepsilon))}}]$	=	3.64	deg

### C. SOLLECITAZIONI SULLA TESTA DEL POZZO

Sforzo normale	N <sub>Ed</sub> =	13125.0	kN
Sforzo normale totale	N <sub>Ed,tot</sub> =	20979.0	kN
Taglio longitudinale	V <sub>Ed,long</sub> =	5203.0	kN
Taglio trasversale	V <sub>Ed,trasv</sub> =	357.5	kN
Taglio totale	$V_{Ed,tot} = (V_{Ed,long}^2 + V_{Ed,trasv}^2)^{0.5} =$	5215.27	kN

Momento longitudinale	M <sub>Ed,long</sub> =	99803.0	kNm
Momento trasversale	M <sub>Ed,trasv</sub> =	8552.5	kNm
Momento torcente	M <sub>Ed,tor</sub> =	715.0	kNm
Momento totale	$M_{Ed,tot} = (M_{Ed,long}^2 + M_{Ed,trasv}^2)^{0.5} =$	100168.78	kN

NB: momenti comprensivi del trasporto del taglio.

### D. CALCOLO DELL'AZIONE INERZIALE DEL POZZO

#### D1. PARAMETRI SISMICI

Categoria di sottosuolo	C		
Categoria topografica	T2		
Accelerazione di aggancio	a <sub>g</sub> =	0.103	g
Fattore di amplificazione spettrale	F <sub>0</sub> =	2.682	
Tipo di struttura	Rigida		

#### D2. AZIONE INERZIALE SUL POZZO

Coefficiente di sottosuolo	S <sub>S</sub> =	1.50	
Coefficiente topografico	S <sub>T</sub> =	1.20	
Coefficiente β	β=	1.00	
Accelerazione di picco	a <sub>max</sub> =a <sub>g</sub> ·S <sub>S</sub> ·S <sub>T</sub> ·β=	0.185	g
Azione inerziale orizzontale	V <sub>E</sub> =a <sub>max</sub> ·G <sub>1,pozzo</sub> =	1475.7	kN
Momento di trasporto	M <sub>E</sub> =V <sub>E</sub> ·D/2=	11805.2	kNm

**D. CALCOLO DELLA POSIZIONE DEL PIANO DI POSA E DELLE SOLLECITAZIONI**

Primo termine equazione  $6(V_{Ed,tot} + N_{Ed,tot} \cdot \mu) = 79276.2 \text{ kN}$

Secondo termine equazione  $K_p \cdot \gamma_{med} \cdot D \cdot D_f^2 = 88492.1 \text{ kN}$

**Centro di rotazione sopra al piano di posa**

**D1. CENTRO DI ROTAZIONE SUL PIANO DI POSA**

Risultante orizzontale  $V_O = K_p \cdot \gamma_{med} \cdot D \cdot D_f^2 / 6 = 0.0 \text{ kN}$

Taglio netto  $V_{Ed,net} = V_{Ed,tot} + V_E - V_O = 0.0 \text{ kN}$

Momento stab. Terreno  $M_O = V_O \cdot D_f / 2 = 0.0 \text{ kNm}$

Momento netto  $M_{Ed,net} = M_{Ed,tot} + M_E - M_O = 0.0 \text{ kNm}$

Eccentricità netta  $e = M_{Ed,net} / N_{Ed,tot} = 0.0 \text{ m}$

**D2. CENTRO DI ROTAZIONE SOPRA AL PIANO DI POSA**

Profondità centro di rot.  $Z_R = K_p \cdot D_f / (K_{pA} \cdot K_A) = 14.5 \text{ m}$

Ris. orizzontale 1  $V_1 = K_p \cdot \gamma_{med} \cdot D \cdot Z_R^2 / 6 = 12113.7 \text{ kN}$

Ris. orizzontale 2  $V_2 = K_A \cdot \gamma_{med} \cdot D \cdot D_f \cdot (D_f - Z_R) / 2 = 428.8 \text{ kN}$

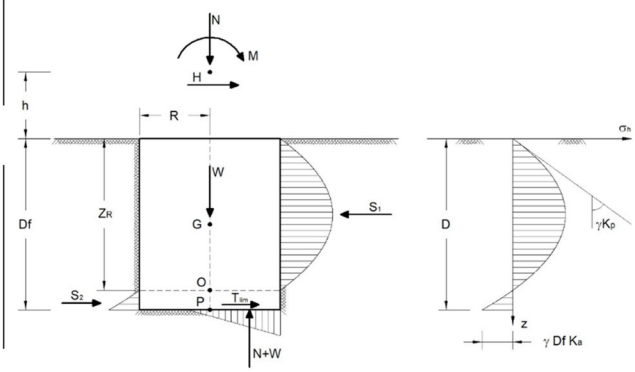
Taglio netto  $V_{Ed,net} = V_{Ed,tot} + V_E - V_1 + V_2 = 4994.0 \text{ kN}$

$M_O = K_p \cdot \gamma_{med} \cdot D \cdot D_f^3 / 24 + (V_{Ed,tot} + N_{Ed,tot} \cdot \mu) \cdot D_f / 4 = 111845.5 \text{ kNm}$

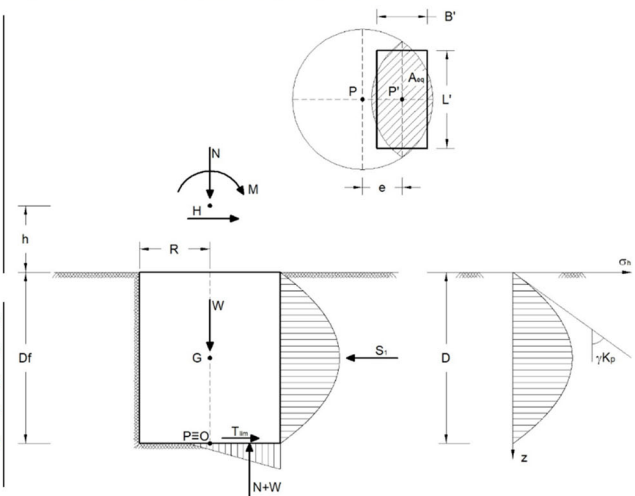
Momento netto (ASS)  $M_{Ed,net} = |M_{Ed,tot} + M_E - M_O| = 128.5 \text{ kNm}$

Eccentricità netta  $e = M_{Ed,net} / N_{Ed,tot} = 0.0 \text{ m}$

Per le verifiche a carico limite delle fondazioni, approccio SLU, è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno. In questo caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni al piano di posa. La distribuzione delle pressioni si considera estesa su un'area ridotta. Per le fondazioni circolari si fa riferimento a quanto suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973).



a) Centro di rotazione O del pozzo al di sopra del piano di base



b) Centro di rotazione O del pozzo al piano di base

**E. PORTANZA FONDAZIONE CIRCOLARE**

**E1. DIMENSIONI FITTIZIE FONDAZIONE**

$A' = 0.5 \cdot D^2 \cdot \{ \text{ARCCOS}(2e/D) - 2e/D \cdot [1 - (2e/D)^2]^{0.5} \} = 19.6 \text{ m}^2$

Larghezza fittizia  $B' = 4.419 \text{ m}$

Lunghezza fittizia  $L' = 4.430 \text{ m}$

Coefficiente di forma  $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L') = 1.501$

**E2. VERIFICA A SCORRIMENTO**

Coefficiente parziale sicurezza  $\gamma_s = 1.10$

Resistenza scorrimento  $V_{Rd} = (N_{Ed} + G_{1,pozzo}) \cdot \mu / \gamma_s = 5928.9 \text{ kN}$

Azione di scorrimento  $V_{Ed,net} = 4994.0 \text{ kN}$

**Verifica scorrimento**  $V_{Ed,net} / V_{Rd} = 0.842$

Fattori capacità portante	Fattori di forma	Fattori approfondimento
$N_q = 10.66$	$s_q = 1.25$	$d_q = 1.40$
$N_v = 10.88$	$s_v = 1.25$	$d_v = 1.00$
$N_c = 20.72$	$s_c = 1.49$	$d_c = 1.45$
Fattori inclinaz. Carico	Fattori inclinaz. P.C.	Fattori inclinaz. P.P
$i_q = 0.66$	$g_q = 1.00$	$b_q = 1.00$
$i_v = 0.51$	$g_v = 1.00$	$b_v = 1.00$
$i_c = 0.66$	$g_c = 1.00$	$b_c = 1.00$

**E3. CAPACITÀ PORTANTE (CONDIZIONI DRENATE)**

Brinch-Hansen  $q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q = 40.62 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R = 2.30$

Capacità portante Approccio 2  $q_{lim,d} = q_{lim} / \gamma_R = 17.66 \text{ daN/cm}^2$

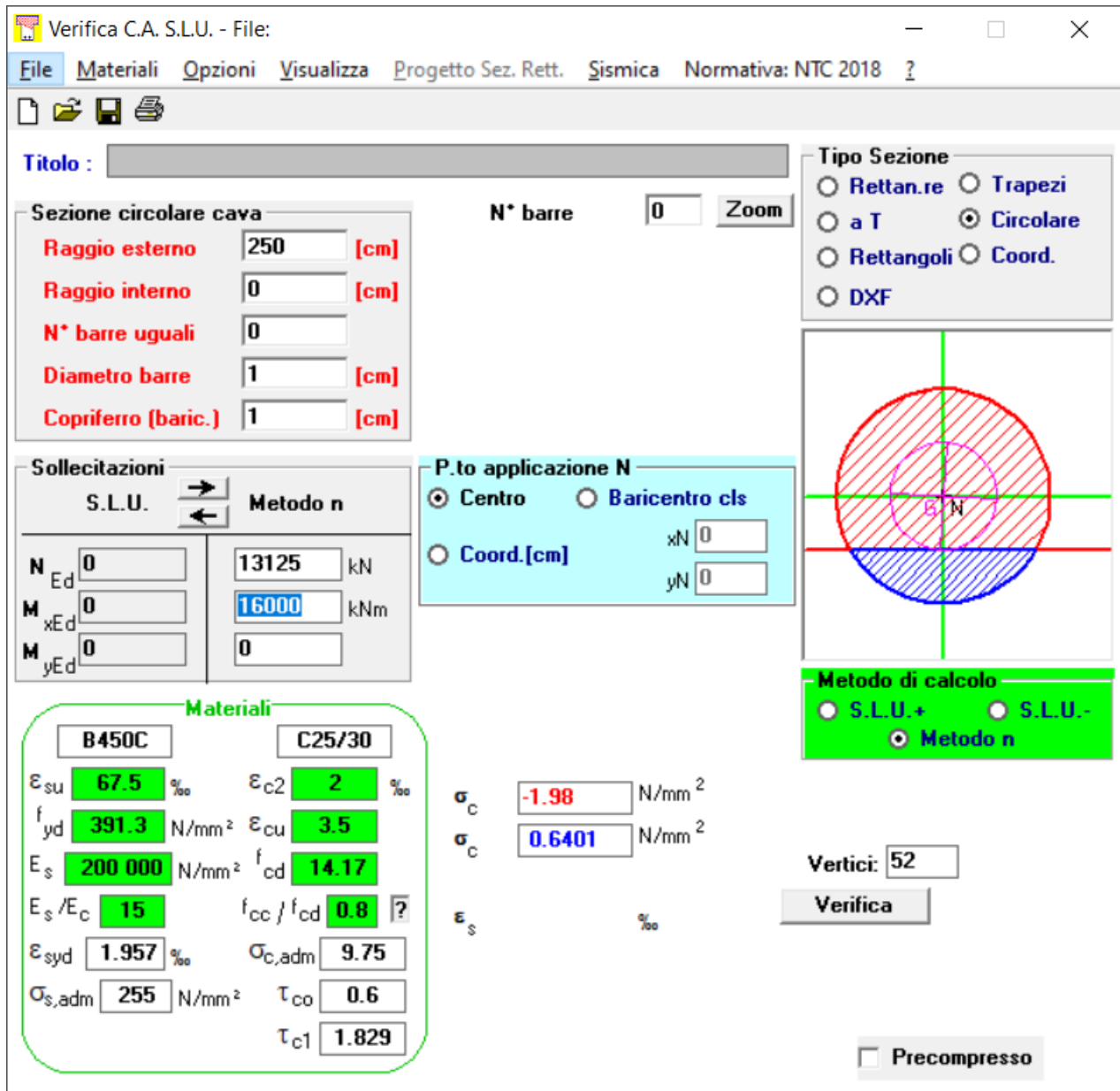
Pressione di contatto su superficie fittizia **LORDA**

**Verifica pressione di contatto**  $q_{Ed} / q_{lim,d} = 0.607$



### 9.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEL POZZO

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del pozzo. La verifica viene condotta per una sezione circolare priva di armature longitudinali considerando il calcestruzzo come reagente a trazione. Si confronterà poi la tensione massima di trazione con quella resistente del calcestruzzo verificando che risulti inferiore a quest'ultima.



Verifica C.A. S.L.U. - File: [ ] [ ] [X]

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2018 | ?

Titolo: [ ]

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 250 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 0

Diametro barre: 1 [cm]

Copriferro (baric.): 1 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

DXF

Sollecitazioni

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0

M<sub>xEd</sub>: 0

M<sub>yEd</sub>: 0

13125 kN

16000 kNm

0

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰

$f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰

$E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17

$E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8

$\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75

$\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6

$\tau_{c1}$ : 1.829

$\sigma_c$ : -1.98 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$ : 0.6401 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$ : ‰

Vertici: 52

Verifica

Precompresso

La massima tensione di trazione è dunque pari a: **0.64 MPa**. La resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo vale  $1.2 \times 1.19 = 1.43 \text{ MPa}$ , di conseguenza la verifica risulta soddisfatta. Sarà comunque disposta, a favore di sicurezza, un'armatura di collegamento tra pozzo e zattera composta da 4x16  $\Phi 20$  per i primi 3 metri del pozzo.

## 10. FONDAZIONE DELLA SPALLA SP2

Il calcolo delle sollecitazioni sui pali e sul plinto di fondazione della spalla è stato effettuato tramite un foglio di calcolo sviluppato internamente.

Le verifiche sono state condotte con il supporto del software di calcolo VCA.slu e di fogli di calcolo prodotti internamente.

### 10.1. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni ricavate nel baricentro dell'intradosso della fondazione:

<b>COMBO:</b>	$Y_{G1}G_1+Y_{G2}G_2+Y_{Q1}Q_{k1}+Y_{Q2}Q_{k2}+...$
<b>SLU</b>	
Ponte scarico	G+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.1 (traf princ)	G+traf+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.1 (ven princ.)	G+traf+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.1 (ΔT princ)	G+traf+ven+ΔT+ced+attr
Ponte carico gr.2a	G+traf+ven+ΔT+ced+attr+fren
Ponte carico gr.2b	G+traf+ven+ΔT+ced+attr+centr
<b>SLV</b>	
SISMICA	G+ΔT+ced+attr+traf+sis(100%V+30%L+30%T)
SISMICA	G+ΔT+ced+attr+traf+sis(100%L+30%V+30%T)
SISMICA	G+ΔT+ced+attr+traf+sis(100%T+30%L+30%V)
<b>SLE</b>	
FREQUENTE	G+attr+0,75 traf
RARA	G+attr+traf

n Combo	Nmin (kN)	Nmax (kN)	Vt (kN)	VI (kN)	Mt (kNm)	MI (kNm)	Mtor (kNm)
1	34510	46600	590	5800	5200	34450	2700
2	36210	52560	360	7000	10150	53600	1600
3	34510	51070	590	6700	10450	48800	2700
4	34510	51070	360	6800	8400	49350	1600
5	35790	51070	360	7050	8400	50700	1600
6	35790	51070	360	6700	8400	48800	1600
7	32070	38180	2310	6540	11550	31000	2450
8	34020	36230	2310	11420	11550	50850	2450
9	34020	36230	7680	6540	35950	30650	8050
10	37060	37820	0	4940	3900	29250	0
11	37910	38930	0	5160	5200	32600	0

<b>COMBO N MIN</b>	N min=	32070 (kN)
<b>COMBO N MAX</b>	N max=	52560 (kN)
<b>COMBO Vt MAX</b>	Vt max=	7680 (kN)
<b>COMBO VI MAX</b>	VI max=	11420 (kN)
<b>COMBO Mt MAX</b>	Mt max=	35950 (kNm)
<b>COMBO MI MAX</b>	MI max=	53600 (kNm)

n Combo	Nmin (kN)	Nmax (kN)	Vt (kN)	VI (kN)	Mt (kNm)	MI (kNm)	Mtor (kNm)
7	32070	38180	2310	6540	11550	31000	2450
2	36210	52560	360	7000	10150	53600	1600
9	34020	36230	7680	6540	35950	30650	8050
8	34020	36230	2310	11420	11550	50850	2450
9	34020	36230	7680	6540	35950	30650	8050
2	36210	52560	360	7000	10150	53600	1600

Le verifiche sul plinto vengono effettuate mediante modelli tirante-puntone in riferimento alla massima azione di compressione derivante dal palo più sollecitato, decurtata dell'aliquota dovuta al peso proprio del plinto.

Assumendo che il plinto possa essere considerato rigido, la massima azione di compressione sul palo più esterno si ricava dalle seguenti formule:

- Distribuzione dei pali a maglia regolare:

$$N_{Ed,max} = F_N \cdot n$$

$$M_{Ed,l} = 2 \cdot \sum_{i=1}^l F_{i,Ml} \cdot L_{i,l}$$

$$M_{Ed,t} = 2 \cdot \sum_{i=1}^t F_{i,Mt} \cdot L_{i,t}$$

In cui  $F_i$  è la forza di compressione sul palo,  $L_i$  è la distanza del palo i-esimo dal baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali. I pedici "l" e "t" indicano rispettivamente "longitudinale" e "trasversale".

- Distribuzione dei pali a maglia irregolare:

$$N_{Ed,max} = F_N \cdot n$$

$$F_{i,Ml} = M_{Ed,l} \cdot \frac{L_{i,l}}{\sum L_{i,l}^2}$$

$$F_{i,Mt} = M_{Ed,t} \cdot \frac{L_{i,t}}{\sum L_{i,t}^2}$$

In cui  $F_i$  è la forza di compressione sul palo,  $L_i$  è la distanza del palo  $i$ -esimo dal baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali. I pedici "l" e "t" indicano rispettivamente "longitudinale" e "trasversale".

Il calcolo della capacità portante assiale viene effettuato secondo il metodo analitico e utilizzando il minimo della resistenza che risulta dal *Metodo  $\alpha$*  (terreno coesivo) e *Metodo  $\beta$*  (terreno incoerente).

L'effetto di gruppo verrà tenuto in conto mediante il coefficiente di efficienza  $E$ . Tale coefficiente risulta superiore o uguale all'unità per i terreni granulari e inferiore o uguale all'unità per i terreni coesivi. Nel primo caso sarà posto cautelativamente pari a 1, nel secondo caso sarà calcolato secondo quanto indicato da Converse-Labarre.

Si assume che l'azione di taglio si ripartisca uniformemente sui pali. L'effetto di gruppo verrà tenuto in conto mediante il coefficiente di efficienza trasversale  $E_H$ . La teoria utilizzata per il calcolo della resistenza trasversale è quella di Brooms (1965).

## 10.2. RESISTENZA A TAGLIO DEL PALO

Il palo risulta armato con armature longitudinali 52  $\Phi 26$  longitudinali e con una spirale  $\Phi 12$  a passo 15 cm.

Sollecitazioni di progetto

$$V_{ed} = 1000 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 0 \text{ kN}$$

Sezione rettangolare (o a T)

$$H = 96 \text{ cm} \quad d = 90 \text{ cm} \quad \text{Altezza utile}$$

$$b_w = 96 \text{ cm}$$

Proprietà cls

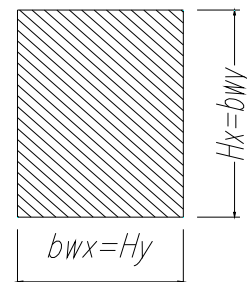
$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1.5$$

$$f_{ctk} = 1.82 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

$$f_{ctd} = 1.22 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

$$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a compressione}$$

Sezione rettangolare



Armatura Tesa Longitudinale

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_a = 1.15$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Strato Compresso

Diam (mm)	24	Passo (cm)	10	Strati	1	$A_{sl, sup} =$	43.4	$\text{cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1			
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1			

Strato Teso

Diam (mm)	24	Passo (cm)	10	Strati	1	$A_{sl, inf} =$	43.4	$\text{cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1			
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1			

$$c_x = 6 \text{ copriferro (distanza baricentro-bordo cls)}$$

$$r_l = 0.00471 < 0.02$$

Armatura Staffe (angolo  $90^\circ$ )

$$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad g_a = 1.15$$

$$f_{wd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad a = 45 \text{ (angolo inclinazione staffe)}$$

$$A_{sl, x} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Diam (mm)} \quad 12 \quad \text{Passo (cm)} \quad 15 \quad \text{Braccia} \quad 2$$

PROGETTAZIONE ATI:

2) IN PRESENZA DI ARMATURA A TAGLIO

Resistenza a taglio in presenza di specifica armatura a taglio

$$\begin{aligned}
 a_c &= 1 && \text{(cautelativamente si trascura la presenza di compressione)} \\
 f_{cd} &= 7.06 && \text{N/mm}^2 \\
 q &= 21 && ^\circ \text{ (inclinazione bielle cls)} \\
 a &= 45 && ^\circ \text{ (inclinazione armature trasv. rispetto all'asse trave)}
 \end{aligned}$$

Verifica conglomerato

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rcd} = 2648 \text{ kN} \quad \text{vs} \quad V_{sdu,x} = 1000 \text{ kN}$$

Verificato

Verifica armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 1183 \text{ kN} \quad \text{vs} \quad V_{sdu,x} = 1000 \text{ kN}$$

Verificato

PROGETTAZIONE ATI:

### 10.3. MOMENTO DI PRIMA PLASTICIZZAZIONE DEL PALO

Il momento di prima plasticizzazione, necessario per determinare il tipo di comportamento del palo (Lungo, Intermedio, Corto) e dunque la capacità portante per carichi trasversali, viene stimato utilizzando il software VCASLU.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Palo**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno  [cm]  
 Raggio interno  [cm]  
 N° barre uguali   
 Diametro barre  [cm]  
 Copriferro (baric.)  [cm]

N° barre  Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.  
 DXF

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
 yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$    
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

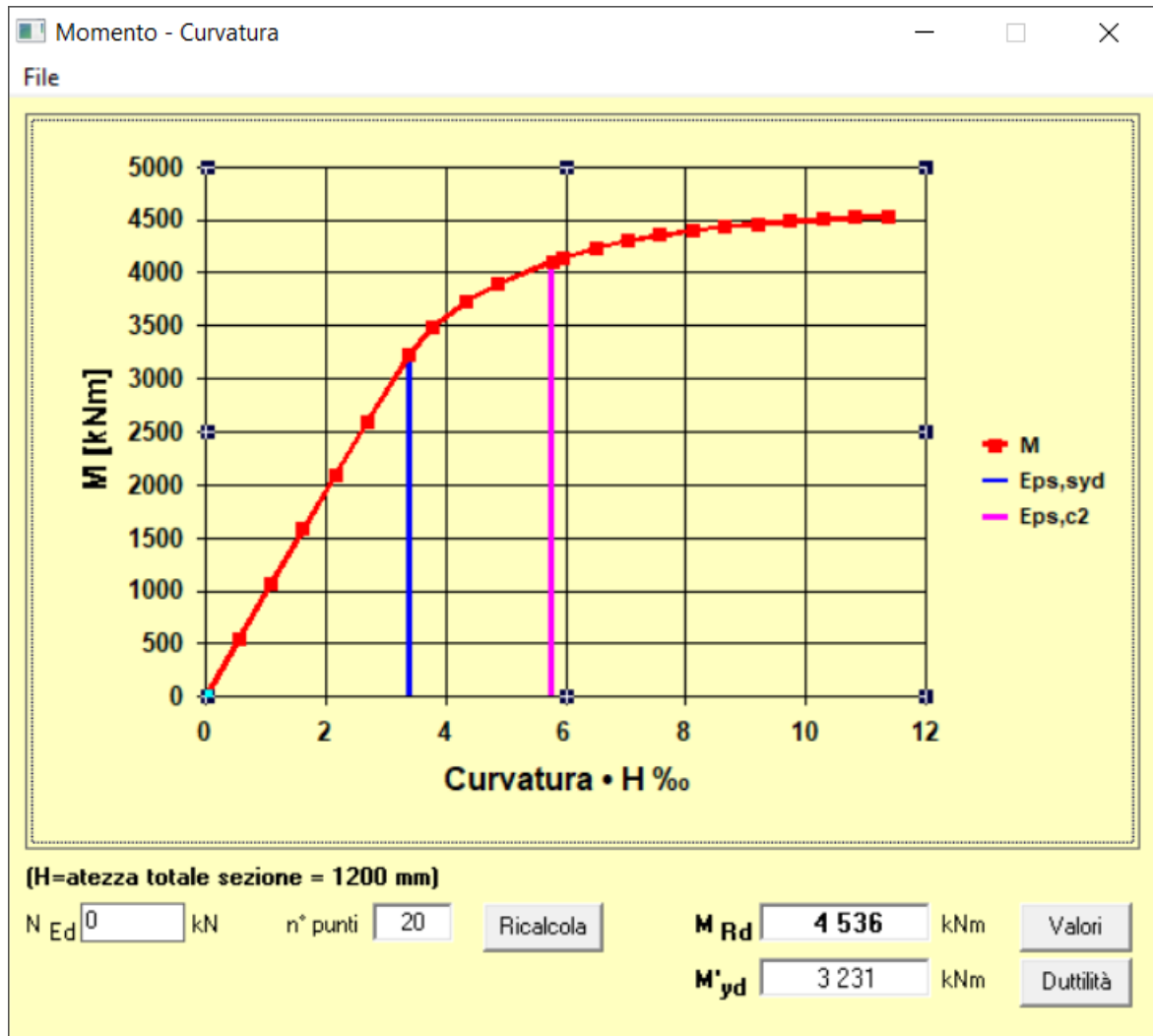
Retta  Deviata

Vertici:  N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 M-curvatura

Precompresso





Di conseguenza il momento di prima plasticizzazione vale **3230 kNm**.

### 10.4. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE ASSIALE E TRASVERSALE DEL PALO

Si riporta di seguito l'estratto del foglio di calcolo utilizzato per il calcolo delle capacità portanti assiale e trasversale del palo.

#### A. GEOMETRIA PALIFICATA

Numero di pali in longitudinale	$n_l =$	4	$L_{i,long}$	$F_{i,long}$	$M_{i,long}$	$L_{i,trasv}$	$F_{i,trasv}$	$M_{i,trasv}$
Numero di pali in trasversale	$n_t =$	5	5.4	1.000	27.000	7.2	1.000	28.800
Interasse longitudinale	$d_l =$	3.60 m	1.80	0.333	3.000	3.60	0.500	7.200
Interasse trasversale	$d_t =$	3.60 m	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
Numero totale pali	$n_{tot} =$	20	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000

#### B. SOLLECITAZIONI A BARICENTRO INTRADOSSO FONDAZIONE

		MIN	MAX					
<b>B1. SLU</b>								
Sforzo normale	$N_{Ed,SLU} =$	37800.0	54700.0	kN	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento longitudinale	$M_{l,Ed,SLU} =$		53600.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento trasversale	$M_{t,Ed,SLU} =$		10150.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
<b>B2. SLV</b>								
Sforzo normale	$N_{Ed,SLV} =$	35560.0	37860.0	kN	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento longitudinale	$M_{l,Ed,SLV} =$		51150.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento trasversale	$M_{t,Ed,SLV} =$		11600.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
<b>B3. SLE-R</b>								
Sforzo normale	$N_{Ed,SLE-R} =$	39500.0	40510.0	kN	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento longitudinale	$M_{l,Ed,SLE-R} =$		32600.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento trasversale	$M_{t,Ed,SLE-R} =$		5200.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
<b>B4. SLE-F</b>								
Sforzo normale	$N_{Ed,SLE-F} =$	38650.0	39410.0	kN	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento longitudinale	$M_{l,Ed,SLE-F} =$		29250.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento trasversale	$M_{t,Ed,SLE-F} =$		3900.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
<b>B.5 SLE-QP</b>								
Sforzo normale	$N_{Ed,SLE-R} =$	38650.0	39410.0	kN	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento longitudinale	$M_{l,Ed,SLE-R} =$		29250.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
Momento trasversale	$M_{t,Ed,SLE-R} =$		3900.0	kNm	0.00	0.000	0.000	0.000
<b>C. PARAMETRI PALIFICATA</b>								
Baricentro in direzione longitudinale	$L_{G,long} =$	5.4	m	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000
Baricentro in direzione trasversale	$L_{G,trasv} =$	7.2	m	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000
Momento res. normalizzato long.	$\Sigma M_{i,long} =$	30.0	m	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000
Momento res. normalizzato trasv.	$\Sigma M_{i,trasv} =$	36.0	m	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000
Massima distanza radiale	$r_{i,max} =$	9.0	m	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000
Angolo palo più esterno su orizz.	$\theta =$	0.927	rad	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000
Inerzia torsionale	$\Sigma r_i^2 =$	842.4	m	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000

PROGETTAZIONE ATI:

**D. MASSIME AZIONI NORMALI RISULTANTI SUL SINGOLO PALO**

D1. SLU

Azione da N	$F_{N,SLU}/\eta_f = 1890.0$	2735.0	kN
Azione da $M_l$	$F_{M_l,SLU} = M_{l,Ed,SLU}/2 \cdot \Sigma M_{i,long} =$	893.3	kN
Azione da $M_t$	$F_{M_t,SLU} = M_{t,Ed,SLU}/2 \cdot \Sigma M_{i,trasv} =$	141.0	kN
<b>Compressione massima</b>	$F_{comp,SLU} =$	<b>3769.3</b>	<b>kN</b>
<b>Trazione massima</b>	$F_{traz,SLU} =$	<b>0.0</b>	<b>kN</b>

D3. SLE-R

Azione da N	$F_{N,SLE-R}/\eta_f = 1975.0$	2025.5	kN
Azione da $M_l$	$F_{M_l,SLE-R} = M_{l,Ed,SLE-R}/2 \cdot \Sigma M_{i,long} =$	543.3	kN
Azione da $M_t$	$F_{M_t,SLE-R} = M_{t,Ed,SLE-R}/2 \cdot \Sigma M_{i,trasv} =$	72.2	kN
<b>Compressione massima</b>	$F_{comp,SLE-R} =$	<b>2641.1</b>	<b>kN</b>
<b>Trazione massima</b>	$F_{traz,SLE-R} =$	<b>0.0</b>	<b>kN</b>

D5. SLE-QP

Azione da N	$F_{N,SLE-QP}/\eta_f = 1932.5$	1970.5	kN
Azione da $M_l$	$F_{M_l,SLE-QP} = M_{l,Ed,SLE-QP}/2 \cdot \Sigma M_{i,long} =$	487.5	kN
Azione da $M_t$	$F_{M_t,SLE-QP} = M_{t,Ed,SLE-QP}/2 \cdot \Sigma M_{i,trasv} =$	54.2	kN
<b>Compressione massima</b>	$F_{comp,SLE-QP} =$	<b>2512.2</b>	<b>kN</b>
<b>Trazione massima</b>	$F_{traz,SLE-QP} =$	<b>0.0</b>	<b>kN</b>

D2. SLV

Azione da N	$F_{N,SLV}/\eta_f = 1778.0$	1893.0	kN
Azione da $M_l$	$F_{M_l,SLV} = M_{l,Ed,SLV}/2 \cdot \Sigma M_{i,long} =$	852.5	kN
Azione da $M_t$	$F_{M_t,SLV} = M_{t,Ed,SLV}/2 \cdot \Sigma M_{i,trasv} =$	161.1	kN
<b>Compressione massima</b>	$F_{comp,SLV} =$	<b>2906.6</b>	<b>kN</b>
<b>Trazione massima</b>	$F_{traz,SLV} =$	<b>0.0</b>	<b>kN</b>

D4. SLE-F

Azione da N	$F_{N,SLE-F}/\eta_f = 1932.5$	1970.5	kN
Azione da $M_l$	$F_{M_l,SLE-F} = M_{l,Ed,SLE-F}/2 \cdot \Sigma M_{i,long} =$	487.5	kN
Azione da $M_t$	$F_{M_t,SLE-F} = M_{t,Ed,SLE-F}/2 \cdot \Sigma M_{i,trasv} =$	54.2	kN
<b>Compressione massima</b>	$F_{comp,SLE-F} =$	<b>2512.2</b>	<b>kN</b>
<b>Trazione massima</b>	$F_{traz,SLE-F} =$	<b>0.0</b>	<b>kN</b>

**E. AZIONE DI TAGLIO SUL SINGOLO PALO**

E1. SLU

Momento torcente sulla palificata	$M_{Ed,tor,SLU} =$	2700.0	kNm
Taglio longitudinale	$V_{Ed,l,SLU} =$	7050.0	kN
Taglio trasversale	$V_{Ed,t,SLU} =$	600.0	kN
Azione da $M_{tor}$	$F_{M_{tor},SLU} = M_{Ed,tor,SLU} \cdot r_{max} / \Sigma r_i^2 =$	28.8	kN
Componente long.	$F_{M_{tor},SLU,l} = F_{M_{tor},SLU} \cdot \cos(\theta) =$	17.3	kN
Componente trasv.	$F_{M_{tor},SLU,t} = F_{M_{tor},SLU} \cdot \sin(\theta) =$	23.1	kN
Azione da $V_l$	$F_{V_l,SLU} = V_{Ed,l,SLU} / \eta_f =$	352.5	kN
Azione da $V_t$	$F_{V_t,SLU} = V_{Ed,t,SLU} / \eta_f =$	30.0	kN
<b>Taglio sul singolo palo</b>	$V_{Ed,i,SLU} =$	<b>373.6</b>	<b>kN</b>

E2. SLV

Momento torcente sulla palificata	$M_{Ed,tor,SLV} =$	2450.0	kNm
Taglio longitudinale	$V_{Ed,l,SLV} =$	11710.0	kN
Taglio trasversale	$V_{Ed,t,SLV} =$	2400.0	kN
Azione da $M_{tor}$	$F_{M_{tor},SLV} = M_{Ed,tor,SLV} \cdot r_{max} / \Sigma r_i^2 =$	26.2	kN
Componente long.	$F_{M_{tor},SLV,l} = F_{M_{tor},SLV} \cdot \cos(\theta) =$	15.7	kN
Componente trasv.	$F_{M_{tor},SLV,t} = F_{M_{tor},SLV} \cdot \sin(\theta) =$	20.9	kN
Azione da $V_l$	$F_{V_l,SLV} = V_{Ed,l,SLV} / \eta_f =$	585.5	kN
Azione da $V_t$	$F_{V_t,SLV} = V_{Ed,t,SLV} / \eta_f =$	120.0	kN
<b>Taglio sul singolo palo</b>	$V_{Ed,i,SLV} =$	<b>617.5</b>	<b>kN</b>

**F. CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE**

**F1. CARATTERISTICHE DEPOSITO**

		Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4	Strato 5	Strato 6	Strato 7	Strato 8	
Spessore	$\Delta H =$	10.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	m
Falda		NO	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	
Peso specifico	$\gamma =$	19.0	19.0	17.0	19.5	18.5	19.0	20.0	20.0	$kN/m^3$
	$\gamma' = \gamma - \gamma_w =$	19.0	19.0	7.0	9.5	8.5	9.0	10.0	10.0	
Angolo di attrito	$\phi =$	24.0	24.0	28.0	31.0	27.0	30.0	33.0	33.0	deg
Coesione	$c' =$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Coesione ND	$c_u =$	75.0	150.0	10000.0	10000.0	10000.0	10000.0	10000.0	10000.0	kPa
Tensione tot. iniziale	$\sigma_{v,i} =$	0.0	190.0	2090.0	2090.0	2090.0	2090.0	2090.0	2090.0	kPa
Tensione tot. finale	$\sigma_{v,f} =$	190.0	2090.0	2090.0	2090.0	2090.0	2090.0	2090.0	2090.0	kPa
Tensione eff. iniziale	$\sigma'_{v,i} =$	0.0	190.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Tensione eff. finale	$\sigma'_{v,f} =$	190.0	570.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Tensione media	$\sigma'_{v,m} =$	95.0	380.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Fattore capacità portante	$N_q =$	9.6	9.6	14.7	20.6	13.2	18.4	26.1	26.1	
Fattore capacità portante	$N_c =$	19.3	19.3	25.8	32.7	23.9	30.1	38.6	38.6	
Numero di verticali indagate	$N_v =$	5			Fattore di correlazione valori medi				$\xi_3 =$	1.5
Valori utilizzati per il terreno		Medi			Fattore di correlazione valori minimi				$\xi_4 =$	1.34

**F2. CARATTERISTICHE PALO**

Tipo di palo		Trivellato		Diametro palo	$d =$	1.2	m
Tipo di terreno		Denso		Lunghezza palo	$L =$	30.0	m
Coefficiente palo	$k =$	0.50		Circonferenza sezione	$C = \pi \cdot d =$	3.77	m
Peso specifico palo	$\gamma_{mat} =$	25.0	$kN/m^3$	Area della sezione	$A = \pi \cdot d^2 / 4 =$	1.131	$m^2$
				Peso del palo	$N_{Palo} = \gamma_{mat} \cdot A \cdot L =$	848.2	kN

**F3. PORTATA LATERALE**

		Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4	Strato 5	Strato 6	Strato 7	Strato 8	
Coefficiente di attrito $\alpha$	$\alpha =$	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	
Metodo $\alpha$	$\Delta T_s = C \cdot \alpha \cdot c_u \cdot \Delta H =$	989.6	3958.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN
Coefficiente terreno $\mu$	$\mu =$	0.45	0.45	0.53	0.60	0.51	0.58	0.65	0.65	
Coefficiente di attrito $\beta$	$\beta = k \cdot \mu =$	0.22	0.22	0.27	0.30	0.25	0.29	0.32	0.32	
Metodo $\beta$	$\Delta T_s = C \cdot \beta \cdot \sigma'_{v,m} \cdot \Delta H =$	797.3	6378.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN

Portata lat. caratteristica $\alpha$	$Q_{Lat} = (\sum \Delta T_{s,\alpha} / \xi) =$	3298.7	kN	Portata lat. a compressione $\alpha$	$Q_{lat,d} = Q_{Lat} / \gamma_s =$	2868.4	kN
Portata lat. caratteristica $\beta$	$Q_{Lat} = (\sum \Delta T_{s,\beta} / \xi) =$	4783.6	kN	Portata laterale a trazione $\alpha$	$Q_{lat,d,t} = Q_{Lat} / \gamma_{st} =$	2638.9	kN
Coefficiente parziale a compressione	$\gamma_s =$	1.15		Portata lat. a compressione $\beta$	$Q_{lat,d} = Q_{Lat} / \gamma_s =$	4159.7	kN
Coefficiente parziale a trazione	$\gamma_{st} =$	1.25		Portata laterale a trazione $\beta$	$Q_{lat,d,t} = Q_{Lat} / \gamma_{st} =$	3826.9	kN

**F4. PORTATA IN PUNTA**

Tens. tot. in punta	$\sigma_v(L) =$	0.0	570.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Metodo $\alpha$	$Q_p = A \cdot [N_q \cdot \sigma_v(L) + N_c \cdot c_u] =$	0.0	9469.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN
Tens. eff. in punta	$\sigma'_v(L) =$	0.0	570.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Metodo $\beta$	$Q_p = A \cdot N_q \cdot \sigma'_v(L) =$	0.0	6190.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN
Portata punta car. $\alpha$	$Q_p = Q_{p,\alpha} / \xi =$	6312.7	kN	Portata punta di calcolo $\alpha$	$Q_{p,d} = Q_{p,\alpha} / \gamma_b =$	4676.1	kN			
Portata punta car. $\beta$	$Q_p = Q_{p,\beta} / \xi =$	4127.2	kN	Portata punta di calcolo $\beta$	$Q_{p,d} = Q_{p,\beta} / \gamma_b =$	3057.2	kN			
Coefficiente parziale resistenza punta	$\gamma_b =$	1.35								

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTE RIO BIGONTINA – RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI E SOTTOFONDAZIONI

F5. VERIFICA PER AZIONI NORMALI

Considerato effetto di gruppo (Solo terreni coesivi)	<input type="text" value="SI"/>
Resistenza a compressione $F_{Rd}=(Q_{Lat,d}+Q_{p,d})\cdot E=$	5149.2 kN
Massima compressione $F_{comp,max}+\gamma_{G1}N_{palo}=$	4914.4 kN
<b>Rapporto di verifica <math>F_{N,max}/F_{Rd}=</math></b>	<b>0.954</b>

Coefficiente di Converse-Labarre	$E=$	0.683
Resistenza a trazione $F_{Rd}=Q_{Lat,d,t}\cdot E=$	1801.1	kN
Massima trazione $F_{traz,max}\cdot N_{palo}=$	0.0	kN
<b>Rapporto di verifica <math>F_{N,max}/F_{Rd}=</math></b>	<b>0.000</b>	

G. CAPACITÀ PORTANTE A TAGLIO

G1. PARAMETRI DI INPUT

Peso unità di volume (con falda $\gamma=\gamma'$ )	$\gamma=$	<input type="text" value="19.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	$\varphi=$	<input type="text" value="24.0"/>	deg
Coefficiente spinta passiva	$K_p=$	2.37	
Coesione non drenata	$c_u=$	<input type="text" value="100.0"/>	kPa

Momento di prima plasticizzazione	$M_y=$	<input type="text" value="3200.0"/>	kNm
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd}=$	<input type="text" value="1000.0"/>	kN
Coeff. parziale carichi trasversali	$\gamma_T=$	<input type="text" value="1.30"/>	
Efficienza trasversale del gruppo	$E_H=$	0.70	

G2. PALO IMPEDITO DI RUOTARE IN TESTA TERRENO INCOERENTE

Palo corto $H=1.5\cdot K_p\cdot \gamma\cdot d^3\cdot (L/d)^2=$	72985.0	kN
Momento flettente se palo corto $M_{Corto}=$	1459700.9	kNm
Paolo intermedio $H=0.5\cdot K_p\cdot \gamma\cdot d^3\cdot (L/d)^2+M_y/L=$	24435.0	kN
Palo lungo $H=K_p\cdot \gamma\cdot d^3\cdot [3.676\cdot M_y/(K_p\cdot \gamma\cdot d^4)]^{(2/3)}=$	1955.8	kN

Comportamento a palo Lungo $V_{Rd}=H\cdot E_H/(\xi\cdot \gamma_T)=$	702.1	kN
Massimo taglio $V_{Ed,max}=$	617.5	kN
<b>Rapporto di verifica <math>V_{Ed,max}/V_{Rd}=</math></b>	<b>0.880</b>	

G3. PALO IMPEDITO DI RUOTARE IN TESTA TERRENO COESIVO

Palo corto $H=9\cdot c_u\cdot d\cdot (L-1.5\cdot d)=$	30456.0	kN
Momento flettente se palo corto $M_{Corto}=$	484250.4	kNm
Palo intermedio $H=9\cdot c_u\cdot d\cdot f=$	9757.7	kN
Palo lungo $H=2M_y/(1.5d+0.5f)=$	2251.6	kN

Comportamento a palo Lungo $V_{Rd}=H\cdot E_H/(\xi\cdot \gamma_T)=$	808.3	kN
Massimo taglio $V_{Ed,max}=$	617.5	kN
<b>Rapporto di verifica <math>V_{Ed,max}/V_{Rd}=</math></b>	<b>0.764</b>	

PROGETTAZIONE ATI:

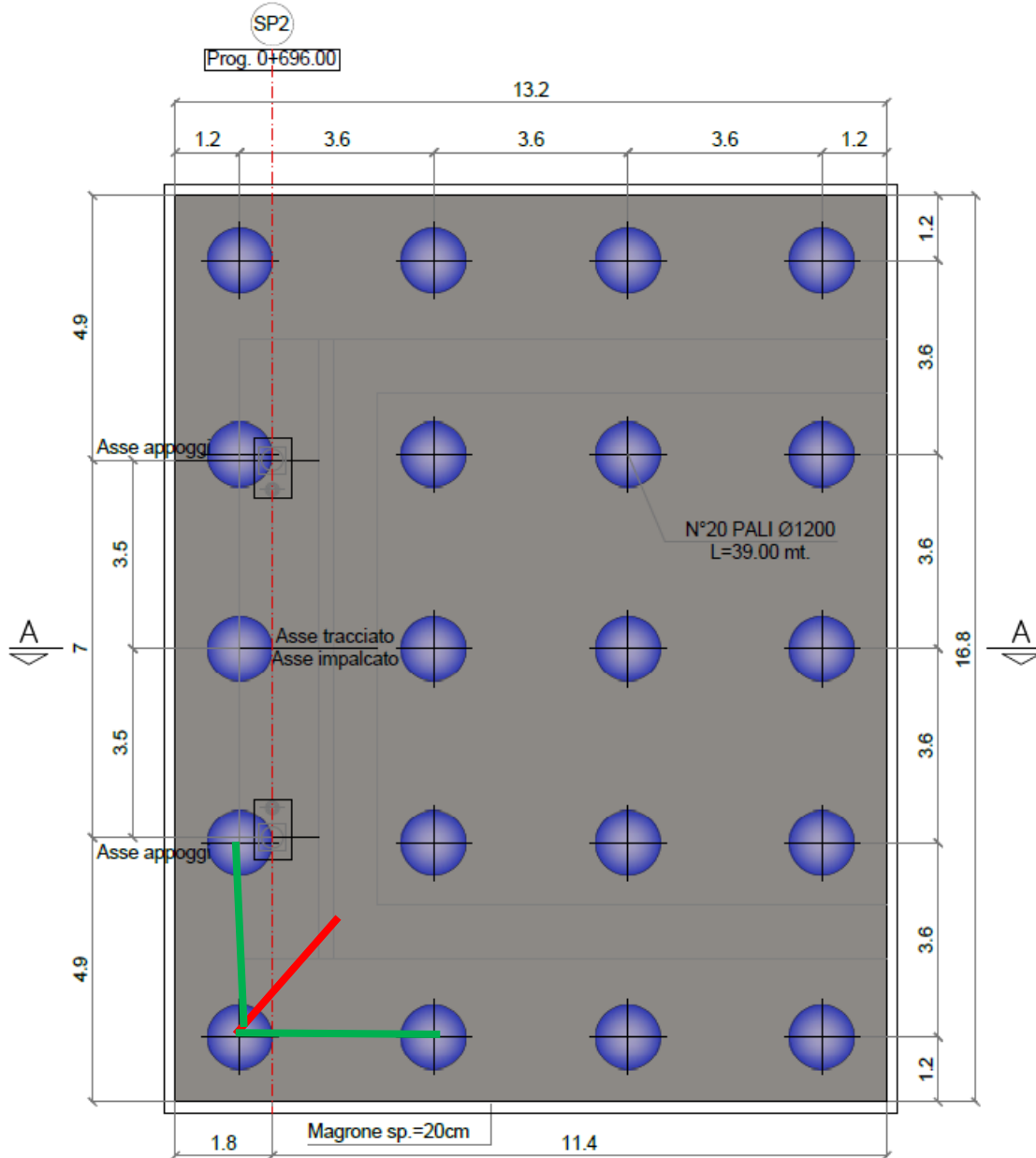
### 10.5. VERIFICA DI RESISTENZA DEL PLINTO

Essendo il plinto, un elemento tozzo, si procede con la verifica dello stesso secondo la teoria dei modelli tirante-puntone. Il nodo più sollecitato è quello all'interfaccia palo-cordolo, di conseguenza, trattandosi di un nodo tipo CCT si verificheranno sia il puntone compresso di calcestruzzo che il tirante inferiore costituito dalle barre di armatura.

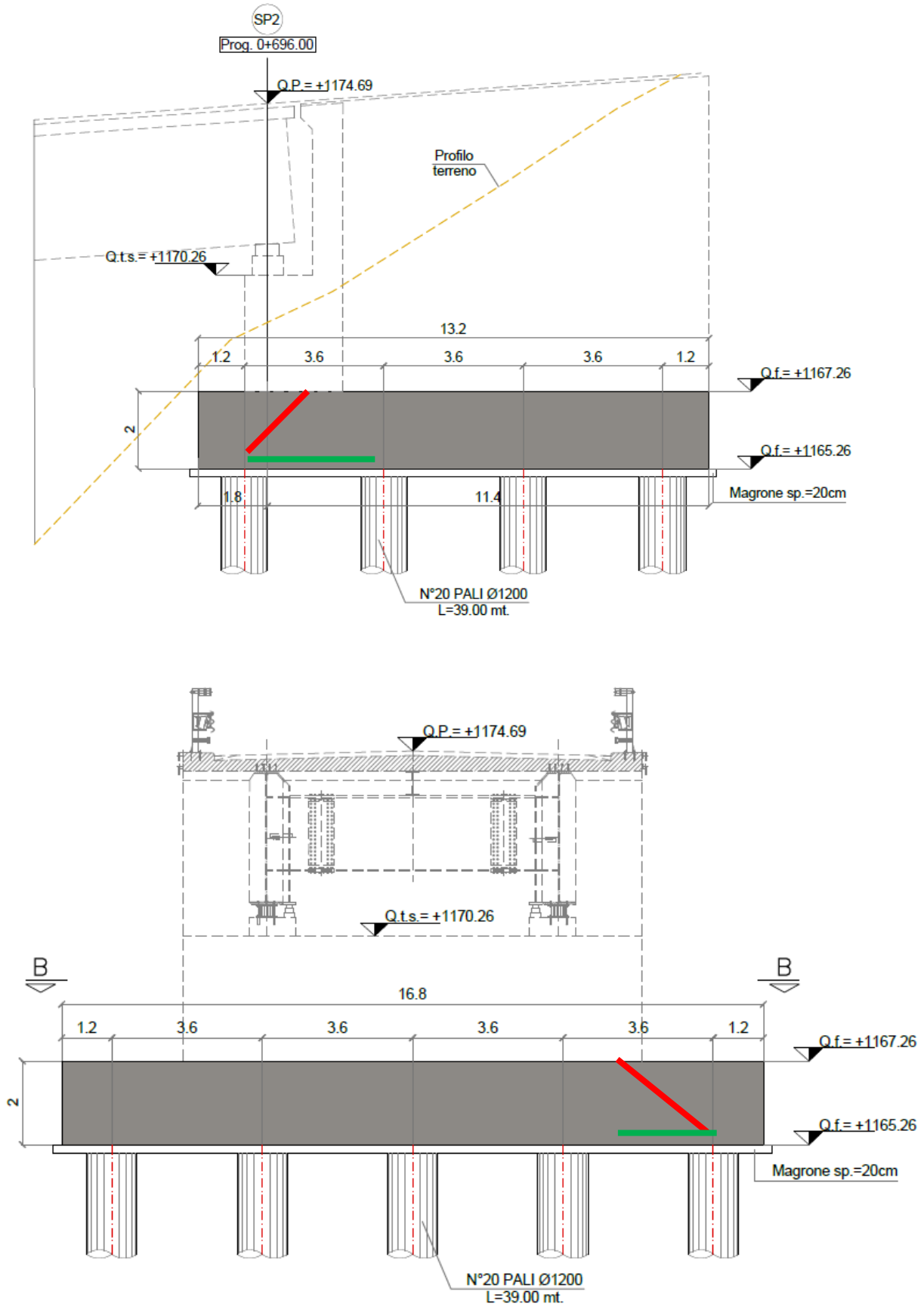
Per il calcolo delle sollecitazioni si assume lo schema riportato di seguito. In particolare si noti che la trazione sul tirante inferiore dello schema è proiettata lungo le due direzioni delle armature.

Il tirante dello schema adottato risulta composto da un doppio strato di  $\Phi 25/20$ .

Nell'immagine seguente è riportato lo schema di calcolo secondo la teoria Tirante-Puntone, in rosso il puntone, in verde i tiranti.



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



Nodo CCT

Azione assiale

Larghezza impronta di carico

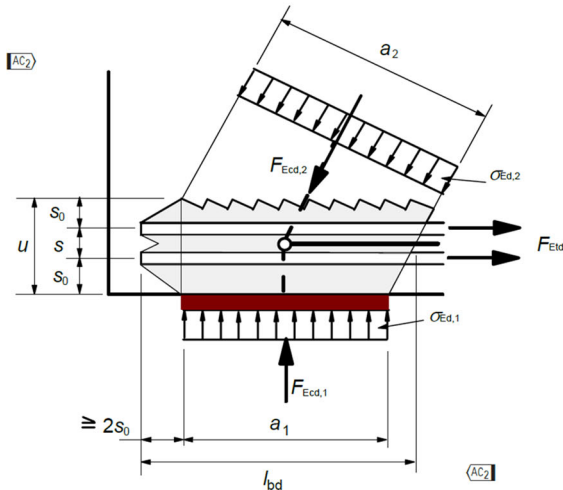
Lunghezza impronta di carico

Tensione assiale concomitante

**Verifica pressione di contatto**

$N_{Ed} =$	3320	kN
$B_{impronta} =$	960	mm
$L_{impronta} =$	960	mm
$\sigma_{Ed} =$	3.60	MPa

$\sigma_{Ed} / f_{cd} = 0.22$  Verifica soddisfatta



NOTA: per "Larghezza" si intende la dimensione diretta come "a1" nell'immagine a fianco. Per "Lunghezza" si intende la dimensione in direzione ortogonale ad "a1".

L'inclinazione dei puntone è misurata rispetto all'orizzontale indicata in figura.

$k_2 = 0.85$  (EC2-6.5.4)

Verifica del puntone

Inclinazione del puntone sull'orizzontale

Compressione nel puntone

Larghezza del puntone

Profondità del puntone

Area del puntone

Tensione sollecitante sul puntone

Tensione resistente del puntone

**Verifica del puntone**

$\theta_p = 31.6$  deg  
0.55 rad

$N = 6339$  kN

$a = 1833$  mm

$L_{pun} = 2614$  mm

$A = a \cdot L_{pun} = 4.79E+06$  mm<sup>2</sup>

$\sigma_{Ed} = N/A = 1.32$  MPa

$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 7.65$  MPa

$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = 0.17$

Verifica del tirante

Diametro 1

$\Phi = 25$  mm

Diametro 2

$\Phi = 12$  mm

Area totale delle armature

$n = 30$   
 $n = 0$   
 $A_{s,tot} = 14726.2$  mm<sup>2</sup>

Classe dell'acciaio

B450C

Fattore parziale di sicurezza

$\gamma_a = 1.15$

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} = 450$  MPa

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} = 391.3$  MPa

Sforzo di trazione sul tirante

$N_{T,Ed} = N / (\sqrt{2} \cdot \cos(\theta_p)) = 3818.0$  kN

Resistenza del tirante

$N_{T,Rd} = A_{s,tot} \cdot f_{yd} = 5762.4$  kN

**Verifica del tirante**

$N_{T,Ed} / N_{T,Rd} = 0.66$

PROGETTAZIONE ATI:

## 10.6. VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

### 10.6.1. VERIFICHE TENSIONALI ALLO SLE

#### Calcestruzzo

Secondo le NTC08 par.4.1.2.2.5.1 "Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio", la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### Acciaio

Secondo le NTC08 par.4.1.2.2.5.2 "Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio", la tensione massima nell'acciaio ( $\sigma_s$ ), per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad [4.1.17]$$

Di seguito la verifica con modello Strut&Tie.

Nodo CCT

Azione assiale

Larghezza impronta di carico

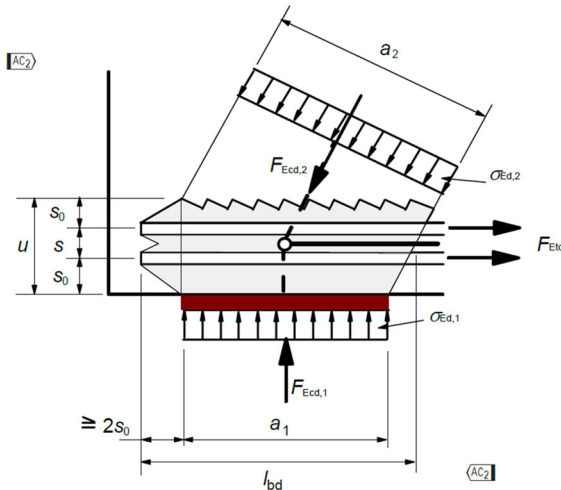
Lunghezza impronta di carico

Tensione assiale concomitante

**Verifica pressione di contatto**

$N_{Ed} =$	2460	kN
$B_{impronta} =$	960	mm
$L_{impronta} =$	960	mm
$\sigma_{Ed} =$	2.67	MPa

$\sigma_{Ed} / f_{cd} = 0.16$  Verifica soddisfatta



NOTA: per "Larghezza" si intende la dimensione diretta come "a1" nell'immagine a fianco. Per "Lunghezza" si intende la dimensione in direzione ortogonale ad "a1".

L'inclinazione dei puntone è misurata rispetto all'orizzontale indicata in figura.

$k_2 = 0.85$  (EC2-6.5.4)

Verifica del puntone

Inclinazione del puntone sull'orizzontale

Compressione nel puntone

Larghezza del puntone

Profondità del puntone

Area del puntone

Tensione sollecitante sul puntone

Limite in Combinazione Rara

Limite in Combinazione Quasi Permanente

$\theta_p = 31.6$  deg  
0.55 rad

$N = 4697$  kN

$a = 1833$  mm

$L_{pun} = 2614$  mm

$A = a \cdot L_{pun} = 4.79E+06$  mm<sup>2</sup>

$\sigma_{c,Ed} = N/A = 0.98$  MPa

$\sigma_C = 0.6 \cdot f_{ck} = 15.00$  MPa

$\sigma_C = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.25$  MPa

Verifica del tirante

Diametro 1

$\Phi = 25$  mm

Diametro 2

$\Phi = 12$  mm

Area totale delle armature

$A_{s,tot} = 14726.2$  mm<sup>2</sup>

Classe dell'acciaio

B450C

Fattore parziale di sicurezza

$\gamma_a = 1.15$

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} = 450$  MPa

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} = 391.3$  MPa

Sforzo di trazione sul tirante

$N_{T,Ed} = N / (\sqrt{2} \cdot \cos(\theta_p)) = 2829.0$  kN

Tensione sul tirante

$\sigma_{s,Ed} = N_{T,Ed} / A_{s,tot} = 192.1$  MPa

Limite in Combinazione Rara

$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk} = 360.0$  MPa

PROGETTAZIONE ATI:

**10.6.2. VERIFICHE A FESSURAZIONE**

In accordo con il par. 4.1.2.2.4.5 del DM 17/01/18 nel caso di struttura in cls ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV.

La sezione si trova nelle seguenti condizioni:

classe di esposizione: XC2+XF3  
condizioni ambientali: aggressive  
Armatura: poco sensibile

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, <b>XC2</b> , XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, <b>XF3</b>
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

A favore di sicurezza si considerano le sollecitazioni derivanti dalla combinazione Frequente con i limiti imposti dalla Quasi Permanente.

Nodo CCT

Azione assiale

Larghezza impronta di carico

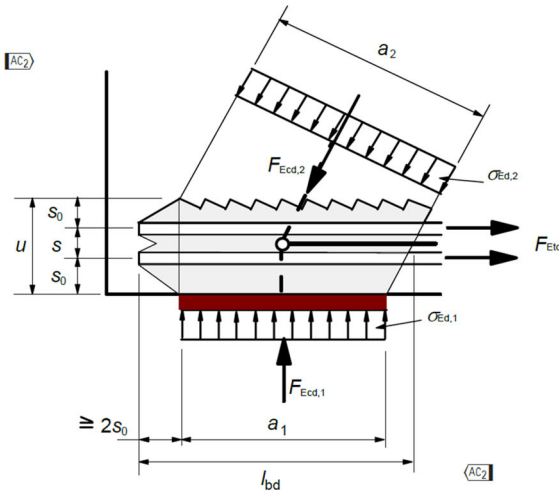
Lunghezza impronta di carico

Tensione assiale concomitante

**Verifica pressione di contatto**

$N_{Ed}$	2190	kN
$B_{impronta}$	960	mm
$L_{impronta}$	960	mm
$\sigma_{Ed}$	2.38	MPa

$\sigma_{Ed} / f_{cd} = 0.14$  Verifica soddisfatta



NOTA: per "Larghezza" si intende la dimensione diretta come "a1" nell'immagine a fianco. Per "Lunghezza" si intende la dimensione in direzione ortogonale ad "a1".  
L'inclinazione dei puntoni è misurata rispetto all'orizzontale indicata in figura.

$k_2 = 0.85$  (EC2-6.5.4)

Verifica del tirante

Inclinazione del puntone sull'orizzontale

$\theta_p = 31.6$  deg  
0.55 rad

Compressione nel puntone

$N = 4181$  kN

Diametro 1

$\Phi = 25$  mm

$n = 30$

Diametro 2

$\Phi = 12$  mm

$n = 0$

Area totale delle armature

$A_{s,tot} = 14726.2$  mm<sup>2</sup>

Classe dell'acciaio

B450C

Fattore parziale di sicurezza

$\gamma_a = 1.15$

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} = 450$  MPa

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} = 391.3$  MPa

Sforzo di trazione sul tirante

$N_{T,Ed} = N / (\sqrt{2} \cdot \cos(\theta_p)) = 2518.5$  kN

Tensione sul tirante

$\sigma_{s,Ed} = N_{T,Ed} / A_{s,tot} = 171.0$  MPa

Si procede con la verifica diretta dell'apertura delle fessure.

**CALCOLO DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Classe di esposizione		<b>XF3</b>	
Condizioni ambientali		Aggressive	
Tensione nelle barre		$\sigma_s =$ <b>171.0</b>	[MPa]
Durata del carico		<b>Lunga</b>	
Fattore di durata del carico		$k_t =$ 0.4	
Resistenza a trazione media cls		$f_{ctm} =$ 2.9	[MPa]
Modulo di Young acciaio		$E_s =$ <b>210000.0</b>	[MPa]
Modulo di Young cla		$E_{cm} =$ 32837	[MPa]
		$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$ 6.40	
Copriferro		$c =$ <b>50.0</b>	[mm]
Diametro barre		$\phi =$ <b>25.0</b>	[mm]
Larghezza sezione		$B =$ <b>1000.0</b>	[mm]
		$A_{c,eff} =$ 156250	[mm <sup>2</sup> ]
Numero barre		$n_b =$ <b>10</b>	
Area armature		$A_s =$ 4908.7	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto di armatura		$\rho_{eff} =$ 0.031	
Deformazione media barre		$\epsilon_{sm} =$ 0.000603	
Tipologia barre	<b>Aderenza migliorata</b>	$k_1 =$ 0.80	
Tipologia sollecitazione	<b>Flessione</b>	$k_2 =$ 0.50	
		$k_3 =$ 3.40	
		$k_4 =$ 0.425	
Distanza massima tra le fessure		$\Delta_{s,max} =$ 305.3	[mm]
Ampiezza di calcolo delle fessure		$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} =$ <b>0.18</b>	[mm]
Ampiezza limite fessure	<b>w1</b>	$w_{lim} =$ <b>0.20</b>	[mm]

**Verifica**

**OK Verifica**