

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E
TANGENZIALE DI BOLOGNA
INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE
INTERMEDIA DI PIANURA

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE COMPLEMENTARI

ELABORATI STRUTTURALI TIPOLOGICI

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N. A20155

Responsabile Geotecnica all'aperto

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Piero Bongio
Ord. Ingg. Sondrio N. A538

T.A. - Geologia e Geotecnica

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE 00
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111443	0000	PD	RQ	OPC	FO000	00000	R	APE	0019	-	SCALA -

	ENGINEER COORDINATOR:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Arch. Flavio Camboni Ing. Raffaele Rinaldesi						n.	data
							-	DICEMBRE 2021
	REDATTO:			VERIFICATO:				

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili
DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE
E I SISTEMI INFORMATIVI

Sommario

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
4	SOFTWARE DI CALCOLO	5
4.1	SAP2000	5
4.2	EXCEL 2019	5
4.3	RC-SEC.....	5
4.4	GROUP.....	5
1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
2	MATERIALI.....	7
2.1	ACCIAIO IN BARRE PER C.A.....	7
2.2	CALCESTRUZZI STRUTTURE DI SUPPORTO	7
2.3	CALCESTRUZZI PALI E MICROPALI	8
3	PARTE GENERALE.....	9
3.1	COMBINAZIONI DI CARICO	9
3.2	CRITERI DI VERIFICA DEL C.A.	10
3.2.1	<i>Verifiche per sollecitazioni di presso/tenso-flessione.....</i>	<i>10</i>
3.2.2	<i>Verifica per sollecitazione tagliante.....</i>	<i>10</i>
3.2.3	<i>Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.....</i>	<i>11</i>
3.2.4	<i>Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione</i>	<i>11</i>
3.2.5	<i>Valutazione della distanza media tra le fessure</i>	<i>12</i>
3.2.6	<i>Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura</i>	<i>13</i>
3.2.7	<i>Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e di calcolo)</i>	<i>14</i>
3.2.8	<i>Descrizione dell'input e dell'output del programma di calcolo</i>	<i>14</i>
3.2.9	<i>Ampiezza delle fessure.....</i>	<i>15</i>
4	DIMENSIONAMENTO DEL MURO: FOA SU MURO REDIRETTIVO	16
4.1	AZIONI AGENTI.....	18
4.2	SOLLECITAZIONI.....	19
4.3	VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA A SLU	20
4.4	VERIFICHE A SLE	22
4.5	VERIFICHE A TAGLIO	23
4.6	ARMATURA TRASVERSALE	25
5	DIMENSIONAMENTO DEL MURO: FOA SU SEMPLICE CORDOLO	26
5.1	AZIONI AGENTI.....	28
5.2	SOLLECITAZIONI.....	28
5.3	VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE A SLU.....	28
5.4	VERIFICHE A SLE	30
5.5	VERIFICHE A TAGLIO	32
5.6	ARMATURA DI FRETTagGIO	32
6	DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI: FOA SU MURO REDIRETTIVO	34
6.1	AZIONI AGENTI	35
6.2	VERIFICHE DI SICUREZZA PER FONDAZIONI PROFONDE	35
6.3	RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	37
6.4	RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	37
6.5	ANALISI DELLE PALIFICATE	38

6.6	SFORZI TANGENZIALI AMMISSIBILI, APPROCCIO BUSTAMANTE DOIX (1985)	39
6.7	AZIONI SUI MICROPALI	40
6.8	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	42
6.9	RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLU	42
6.9.1	Verifica Strutturale Del Tubolare Di Armatura	42
6.10	RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLE	46
6.11	VERIFICA DEI PALI AI CARICHI TRASVERSALI	47
7	DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI – FOA SU SEMPLICE CORDOLO	48
7.1	AZIONI AGENTI	49
7.2	VERIFICA DEI PALI	50
7.2.1	AZIONI A TESTA PALO	50
7.3	VERIFICHE DI SICUREZZA PER FONDAZIONI PROFONDE	51
7.4	RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	51
7.5	RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	53
7.6	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	53
7.7	ANALISI DELLE PALIFICATE	53
7.8	AZIONI SUI PALI	55
7.9	RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLU	56
7.9.1	Comportamento taglio- flessione	56
7.10	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	56
7.10.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione	56
7.10.2	Verifica per sollecitazione tagliante	57
7.11	RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLE	59
7.12	VERIFICA DEI PALI AI CARICHI TRASVERSALI	61
8	BARRIERA POLIFUNZIONALE SU CORDOLO	63

1 PREMESSA

Nella presente relazione si riporta il progetto/verifica delle fondazioni delle barriere antirumore previste per l'intermedia di Pianura.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- [1] D. M. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] CNR DT 207 R1/2018: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- [4] UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità;
- [5] UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- [6] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici;
- [7] UNI EN 1992-1-4: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo;
- [8] UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici;
- [9] UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti;

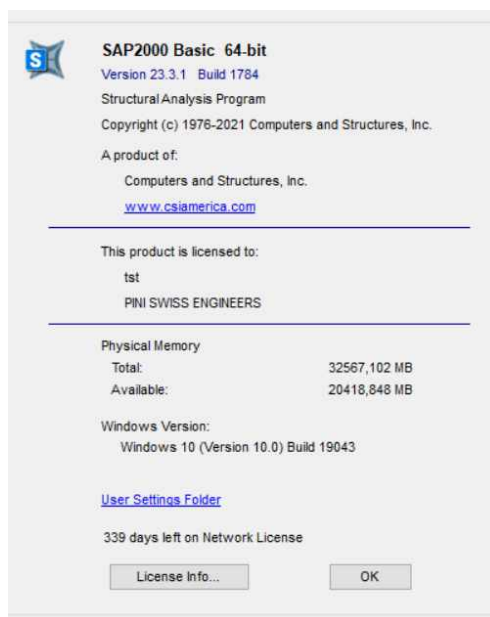
3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Autostrade per l'Italia - Linee Guida per la sostituzione delle barriere integrate in esercizio LG01/2020;
- [2] Autostrade per l'Italia - Linee Guida per la valutazione delle installazioni di barriere integrate in corso di esecuzione LG02/2020;
- [3] Autostrade per l'Italia - Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate LG03/2020;
- [4] MIT – “Procedura per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 1” –
- [5] MIT – “Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 2”
- [6] MIT_LG - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti
- [7] Fondazioni di Carlo Viaggiani , Hevelius edizioni
- [8] Relazione FOA STR0045
- [9] Disegni APE020

4 SOFTWARE DI CALCOLO

4.1 SAP2000

Il software denominato "SAP2000", è stato utilizzato per studiare le azioni sui pali e le sollecitazioni sui muri su cui poggiano le FOA.



4.2 EXCEL 2019

Fogli elettronici, opportunamente implementati in Microsoft® Office Excel 2019 sono stati utilizzati per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative.

4.3 RC-SEC

Il software denominato "RC-SEC" è stato utilizzato per verificare le sezioni in c.a. a SLU e SLE.

4.4 GROUP

Il software denominato "GROUP" è stato utilizzato per verificare i pali di fondazione.

1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Oggetto di questo documento sono le fondazioni delle barriere antirumore (FOA) e le barriere polifunzionali. In particolare, le FOA/polifunzionali intercettate lungo il tracciato sono:

1. FOA su muro redirettivo, per maggiore dettaglio si rimanda al capitolo 6;
2. FOA su semplice cordolo, per maggiore dettaglio si rimanda al capitolo 7;
3. Barriere poli-funzionali su cordolo, per maggiore dettaglio si rimanda al capitolo 8

Per i tipologici di cui al punto 1 e 2, si è assunta una altezza foa di 6m.

2 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzate progetto definitivo

2.1 ACCIAIO IN BARRE PER C.A.

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario B450C, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate al §11.3.2 delle NTC18. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale.

Per le verifiche agli S.L.U.:

- coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
- tipo di acciaio: B450C
- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico: $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurre l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10ϕ	

Tabella 2.1 – Caratteristiche dell'acciaio per barre da c.a.

2.2 CALCESTRUZZI STRUTTURE DI SUPPORTO

Si riportano le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati:

Le strutture di supporto delle barriere di nuova realizzazione presentano le seguenti caratteristiche

- Classe di resistenza C35/45
- resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XF4
- Rapporto A/C ≤ 0.45
- Dimensione massima dell'aggregato 30 mm

2.3 CALCESTRUZZI PALI E MICROPALI

Si riportano le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati:

Le strutture di supporto delle barriere di nuova realizzazione presentano le seguenti caratteristiche

- Classe di resistenza C25/30
- resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

3 PARTE GENERALE

3.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico usate per le verifiche. Si precisa che la combinazione SLE caratteristica è considerata l'unica rappresentativa per le condizioni di esercizio.

S.L.U. - STR / GEO

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'involuppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \gamma_{q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{q,3} \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \gamma_{q,n} \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

S.L.U. - Sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la combinazione derivata dalla somma degli effetti della S.L.E. quasi permanente e delle azioni sismiche, ovvero:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + E_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2} + \dots + \psi_{2,n} Q_{k,n}$$

ECC - Combinazione Eccezionale

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni con le azioni eccezionali di progetto (A_d):

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2} + \dots + \psi_{2,n} Q_{k,n}$$

S.L.E. - Caratteristica Rara

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni che governano le sollecitazioni massime per urto su fondazione e muri su cui poggiano le FOA.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k,1} + \psi_{0,2} Q_{k,2} + \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

Le combinazioni sono state elaborate con riferimento ai coefficienti parziali e di combinazione contenuti nelle NTC2018 e di seguito riportati. Si precisa che i coefficienti di combinazione relativi alla pressione dinamica dovuta alla rimozione della neve e al traffico veicolare sono assunti pari a quelli del vento.

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_i	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Figura 3.1. Coefficienti parziali per le azioni

Categoria/Azione variabile	ψ_{01}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2

Figura 3.2. Valori dei coefficienti di combinazione

3.2 CRITERI DI VERIFICA DEL C.A.

3.2.1 Verifiche per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 14.01.2018 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

3.2.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.1.3.1. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

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

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M..

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta}{1 + \text{ctg }^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

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

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

- inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento
 con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$

α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

3.2.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls $R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

3.2.4 Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 14/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- **Combinazioni di azioni:**
 - Frequente (indicata con FR);
 - Quasi Permanente (indicata con QP).
- **Condizioni ambientali:**
 - Ordinarie;
 - Aggressive;
 - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
 - Sensibili (acciai da precompresso);
 - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

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	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm};$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm};$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d , confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ε_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di Δ_{sm} e ε_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°252 del 15/10/1996 ("Istruzioni relative alle Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 09.01.1996").

3.2.5 Valutazione della distanza media tra le fessure

Si definisce l'area efficace A_{ceff} come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.

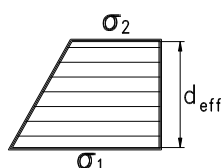
Caso 1: Lembo teso con un solo ordine di tondini d'armatura.	
Caso 2: Lembo teso con più livelli di tondini d'armatura.	

La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

$$\Delta_{sm} = 2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);
- s = distanza tra le barre d'armatura; se $s > 14 \cdot \phi$ si adotterà $s = 14 \cdot \phi$;
- ϕ = diametro della barra;
- k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:
- 0.4 per barre ad aderenza migliorata;
 - 0.8 per barre lisce.
- k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:
- 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);
 - 0.250 (caso di trazione pura);
 - $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$ (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della sezione):



- σ_1, σ_2 = trazione nel cls teso;
- $\rho_r = A_s / A_{ceff}$ = rapporto geometrico d'armatura (con A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff}).

3.2.6 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

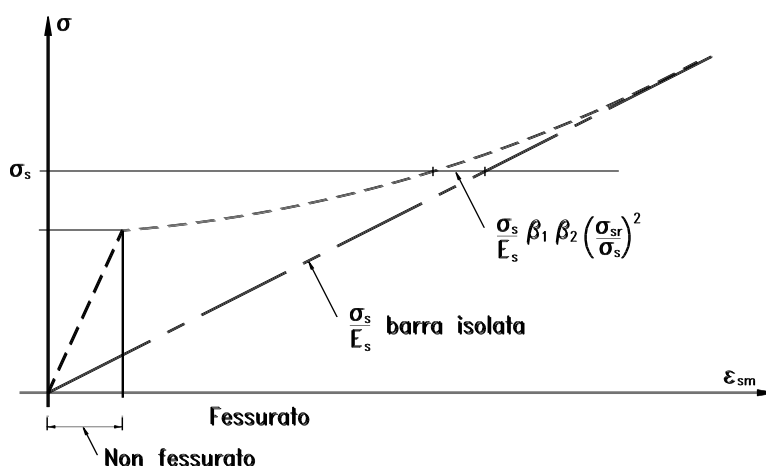
- σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
- σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.
- β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:
- 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);
 - 0.5 (caso di barre lisce).
- β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:
- 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);

- 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).

E_s = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.

In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s .



3.2.7 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

3.2.8 Descrizione dell'input e dell'output del programma di calcolo

Si descrive di seguito, in sintesi, come si presentano i tabulati di input ed output del programma di calcolo utilizzato. Nell'ordine il tabulato fornisce le seguenti informazioni:

- Indicazione sul tipo di barre utilizzate, utile per la determinazione di k_2 e β_1 ;
- Valore del copriferro minimo ed effettivo (c);
- Valore dell'interferro (s);
- Valore del diametro massimo dei tondi d'armatura (\varnothing);
- Rapporto tra sforzo normale e momento flettente (indispensabile per la valutazione di k_3);
- Resistenza a trazione del calcestruzzo (f_{ctm});
- Momento di prima fessurazione, corrispondente allo stato limite di formazione delle fessure: tale valore è associato a una tensione di trazione nella fibra più sollecitata pari a $\sigma_t = f_{ctm}/1.2$;
- Momento di fessurazione: tale valore è associato a una tensione di trazione nella fibra più sollecitata pari a $\sigma_t = f_{ctm}$.

Per lo stadio non fessurato:

- Coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt;

- Distanza dell'asse neutro dal lembo teso in fase non fessurata (sezione completamente reagente);
- Altezza del tirante ideale (d_{eff});
- Densità d'armatura del tirante ideale (ρ_r).

Per lo stadio fessurato:

- Coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cls;
- Distanza media fra due fessure attigue (Δ_{sm});
- Trazione nell'acciaio al raggiungimento della tensione limite f_{ctm} nel cls;
- Valore del coefficiente k_3 ;
- Trazione nell'acciaio per il calcolo della fessura (sollecitazione σ_s effettiva);
- Ampiezza della fessura (w_d).

Si possono ottenere i seguenti casi:

- 1. Momento sollecitante inferiore al momento di prima fessurazione:**
 In tal caso la verifica a fessurazione perde di significato, in quanto non viene raggiunto lo stato limite di apertura delle fessure;
- 2. Momento sollecitante uguale o superiore al momento di prima fessurazione:**
 In tal caso occorre effettuare un confronto tra il valore dell'ampiezza massima della fessura calcolato dal programma con il valore limite da normativa.

3.2.9 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, le classi di esposizione individuate per le opere in esame riconducono a condizioni ambientali "Molto Aggressive". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d
c	Molto aggressive (XF4)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.2 \text{ mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

4 DIMENSIONAMENTO DEL MURO: FOA SU MURO REDIRETTIVO

È stato sviluppato un modello con elementi beam per valutare in maniera semplificata le sollecitazioni agenti sul muro.

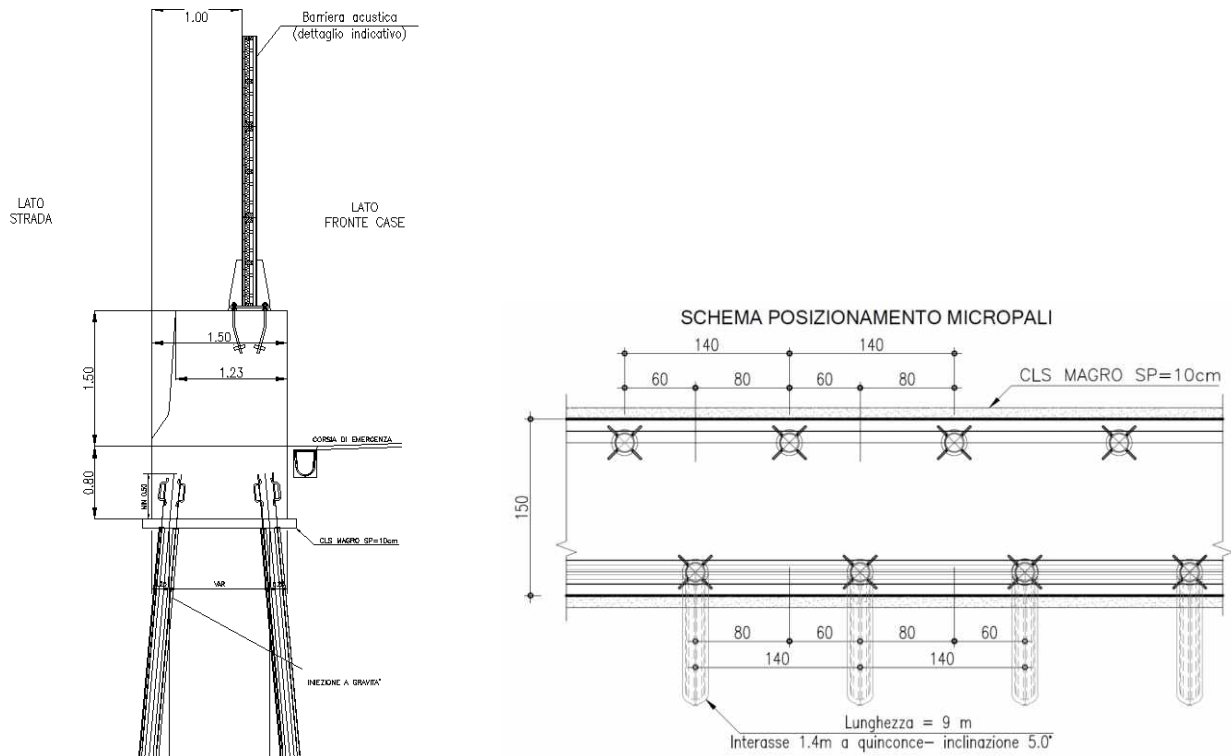


Figura 4.1. sezione muro + fondazione FOA Tipo 1

La sezione muro + fondazioni, discretizzata come elemento “beam” ha le seguenti proprietà:

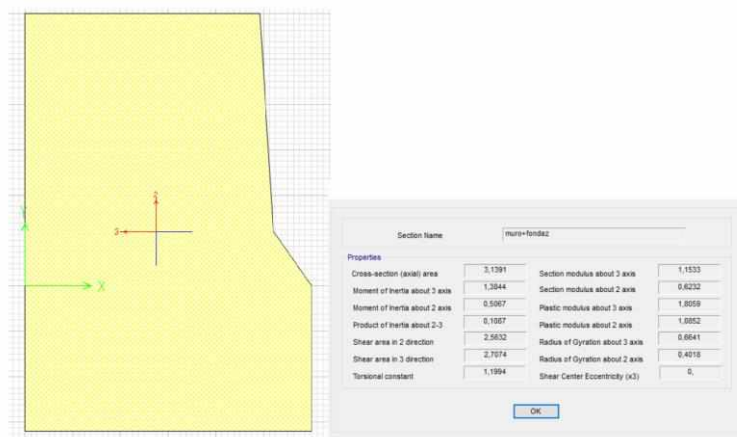


Figura 4.2. sezione muro + fondazione

Per simulare l'eccentricità tra il baricentro della sezione e il vincolo (offerto dai micropali), è stato creato un elemento fittizio, di massa nulla, che li collega. Le caratteristiche di questo elemento sono le seguenti:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area: 1
 Shear Area in 2 direction: 1
 Shear Area in 3 direction: 1
 Torsional Constant: 1
 Moment of Inertia about 2 axis: 1
 Moment of Inertia about 3 axis: 1
 Mass: 0
 Weight: 0

Section Name: FITTIZIO

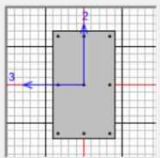
Section Notes: Modify/Show Notes...

Display Color: ■

Dimensions

Depth (t3): 1,4
 Width (t2): 0,8

Section



Properties

Cross-section (axial) area	1,12	Section modulus about 3 axis	0,2613
Moment of Inertia about 3 axis	0,1829	Section modulus about 2 axis	0,1493
Moment of Inertia about 2 axis	0,0597	Plastic modulus about 3 axis	0,392
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	0,224
Shear area in 2 direction	0,9333	Radius of Gyration about 3 axis	0,4041
Shear area in 3 direction	0,9333	Radius of Gyration about 2 axis	0,2309
Torsional constant	0,1537	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Material: C32/40

Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement...

Properties: Section Properties..., Time Dependent Properties...

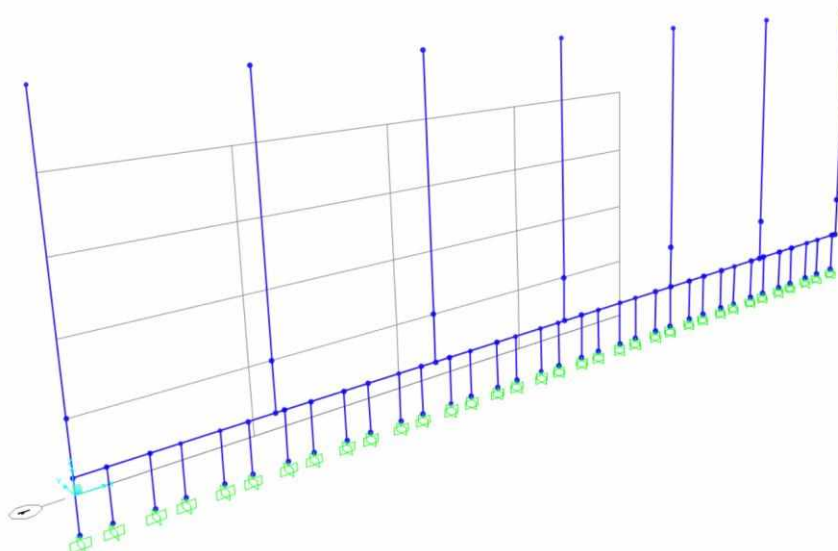


Figura 4.3. proprietà elemento fittizio

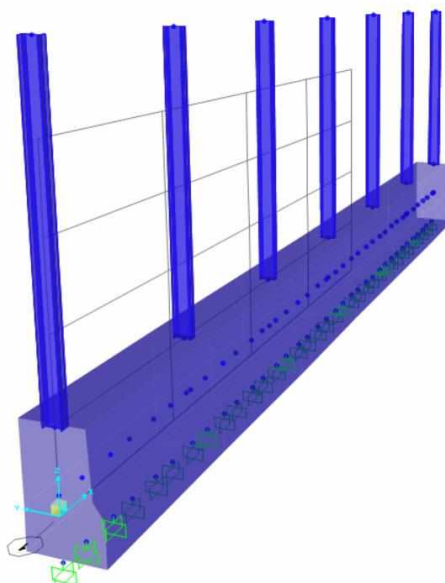


Figura 4.4. Modello di calcolo muro FOA TIPO 1 con elementi beam

4.1 AZIONI AGENTI

I carichi agenti (vento e peso proprio) sui montanti sono quelli descritti per la tipologia 1 in esame riportati nella relazione STR0045.

Per quanto riguarda la forza d'urto, viene considerata un'azione di 1000x0.5KN su una lunghezza di 1.5m come riportato in normativa NTC2018 al cap. 3.6.3.3.

3.6.3.3 URTI DA TRAFFICO VEICOLARE

3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \quad [3.6.7]$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

Tab. 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

Per urti sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

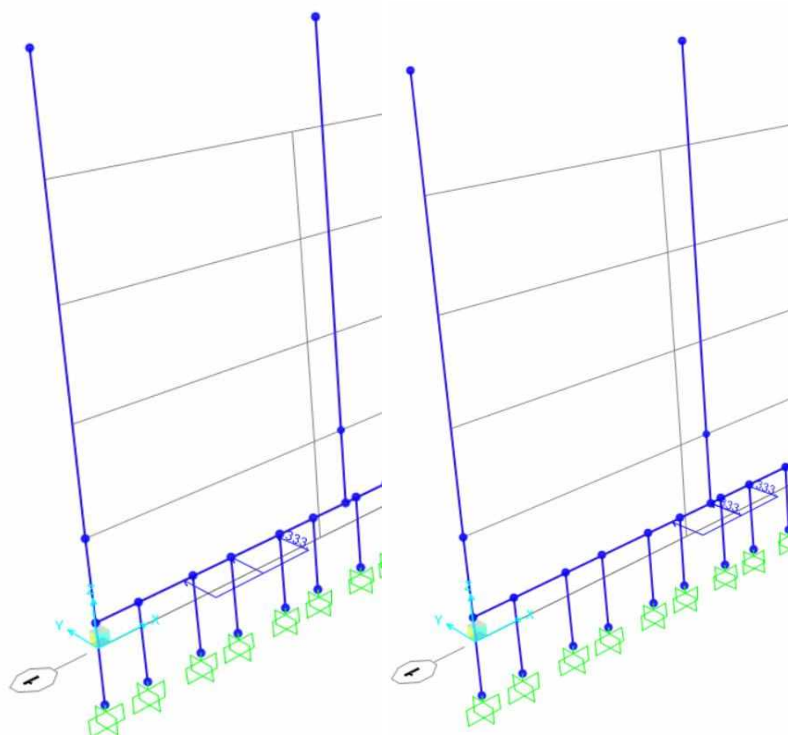


Figura 4.5. Forza d'urto

4.2 SOLLECITAZIONI

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni massime riscontrate lungo l'elemento muro, utilizzate per la verifica

ENV_SLU					
Condizione	P [KN]	V2 [KN]	V3 [KN]	M2 [KNm]	M3 [KNm]
M2 (Max)	88	46	187	29	4
M2 (Min)	-531	-147	-166	-102	-20

ENV_SLU					
Condizione	P [KN]	V2 [KN]	V3 [KN]	M2 [KNm]	M3 [KNm]
M3 (Max)	88	46	187	14	94
M3 (Min)	-448	-147	-166	-68	-29

Figura 4.6. Sollecitazioni massime SLU su muro FOA Tipo 1

ENV_SLU					
Condizione	P [KN]	V2 [KN]	V3 [KN]	M2 [KNm]	M3 [KNm]
M2 (Max)	-1	35	27	19	3
M2 (Min)	-1	-33	-21	-12	6

ENV_SLU					
Condizione	P [KN]	V2 [KN]	V3 [KN]	M2 [KNm]	M3 [KNm]
M3 (Max)	-1	35	27	14	9
M3 (Min)	-1	-33	-21	1	-1

Figura 4.7. Sollecitazioni massime SLE su muro FOA Tipo 1

4.3 VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA A SLU

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- $-M_{Ed}$ è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione

*In aggiunta alle armature longitudinali sotto riportate, vengono predisposti dei ferri trasversali - $\varnothing 16/10$ lungo la direzione del muro di sostegno della FOA (vedi cap. che segue)

Vengono di seguito riportate le verifiche condotte con il programma di calcolo RC-SEC

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	21.2 MPa
	Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	10.6 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	34625.5 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.40 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	200000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

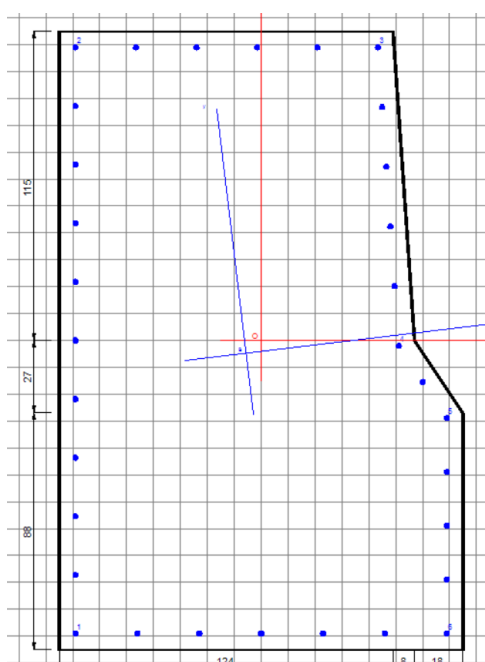
DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-69.0	-109.0	20
2	-69.0	109.0	20
3	43.4	109.0	20
4	51.1	-2.0	20
5	69.0	-28.8	20
6	69.0	-109.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	9	20
2	2	3	4	20
3	3	4	4	20
4	4	5	1	20
5	5	6	3	20
6	1	6	5	20



VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-88.00	4.00	29.00	-88.10	328.24	2455.16	80.30	72.3(63.5)
2	S	531.00	-20.00	-102.00	531.04	-595.88	-3058.95	29.84	69.1(63.5)
3	S	-88.00	94.00	14.00	-87.80	4294.27	715.12	45.71	81.7(63.5)
4	S	448.00	-29.00	-68.00	448.08	-1284.51	-3056.76	44.61	75.4(63.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.092	75.0	-27.0	0.00197	69.0	-28.8	-0.03469	-69.0	-109.0
2	0.00350	0.083	-75.0	-115.0	0.00173	-69.0	-109.0	-0.03843	69.0	-28.8
3	0.00350	0.091	49.0	115.0	0.00242	43.4	109.0	-0.03502	-69.0	-109.0
4	0.00350	0.110	-75.0	-115.0	0.00214	-69.0	-109.0	-0.02831	69.0	-28.8

4.4 VERIFICHE A SLE

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018).

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.07	49.0	115.0	-4.1	-69.0	-109.0	1033	12.6	21.8	1.00
2	S	0.04	-75.0	115.0	-2.5	69.0	-109.0	1606	15.7	20.0	1.00
3	S	0.07	49.0	115.0	-3.4	-69.0	-109.0	589	6.3	21.8	1.00
4	S	0.00	75.0	-115.0	-0.1	-69.0	109.0	856	9.4	21.8	1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a

fctm	Esito della verifica
Ver.	Esito della verifica
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e \text{ sm} * srm$. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00001 (0.00001)		2260.003	(990.00)	342.35	2168.25
2	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00000 (0.00000)		2420.002	(990.00)	1079.60	-2159.19
3	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00001 (0.00001)		2370.003	(990.00)	1156.85	1799.54
4	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00000 (0.00000)		2340.000	(990.00)	-2224.31	2224.31

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.07	49.0	115.0	-4.1	-69.0	-109.0	1033	12.6	21.8	0.50
2	S	0.04	-75.0	115.0	-2.5	69.0	-109.0	1606	15.7	20.0	0.50
3	S	0.07	49.0	115.0	-3.4	-69.0	-109.0	589	6.3	21.8	0.50
4	S	0.00	75.0	-115.0	-0.1	-69.0	109.0	856	9.4	21.8	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00001 (0.00001)	226	0.003 (0.20)	342.35	2168.25	
2	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00000 (0.00000)	242	0.002 (0.20)	1079.60	-2159.19	
3	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00001 (0.00001)	237	0.003 (0.20)	1156.85	1799.54	
4	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00000 (0.00000)	234	0.000 (0.20)	-2224.31	2224.31	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.07	49.0	115.0	-4.1	-69.0	-109.0	1033	12.6	21.8	0.50
2	S	0.04	-75.0	115.0	-2.5	69.0	-109.0	1606	15.7	20.0	0.50
3	S	0.07	49.0	115.0	-3.4	-69.0	-109.0	589	6.3	21.8	0.50
4	S	0.00	75.0	-115.0	-0.1	-69.0	109.0	856	9.4	21.8	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00001 (0.00001)	226	0.003 (0.20)	342.35	2168.25	
2	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00000 (0.00000)	242	0.002 (0.20)	1079.60	-2159.19	
3	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00001 (0.00001)	237	0.003 (0.20)	1156.85	1799.54	
4	S	0.0	0.0	0.125	20	50	0.400 0.00000 (0.00000)	234	0.000 (0.20)	-2224.31	2224.31	

VERIFICHE SODDISFATTE

4.5 VERIFICHE A TAGLIO

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.1.3.1. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

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

con d altezza utile della sezione espressa in mm

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

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

con b_w larghezza minima della sezione espressa in mm

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

tensione media di compressione nella sezione

MURO DIREZIONE y (DELL'URTO)	
c [mm]	40
H [mm]	1230
d[mm]	1170
fck(35/45)[Mpa]	35
bw[mm]	2300
As1[mm2]	4021
k	1.41
vmin	0.35
p1	0.001
yc	1.5
Vrd1[KN] NTC	792
Vrd2[KN] NTC	936
Vrd3[KN] CSLLPP	891
nferri	20
diametro	16
Vsd	187
Verifica	VERO
diametro trasvers	12

936

MURO DIREZIONE x (Peso P.)	
c [mm]	40
H [mm]	2300
d[mm]	2240
fck(35/45)[Mpa]	35
bw[mm]	1230
As1[mm2]	1005
k	1.30
vmin	0.31
p1	0.000
yc	1.5
Vrd1[KN] NTC	466
Vrd2[KN] NTC	844
Vrd3[KN] CSLLPP	550
nferri	5
diametro	16
Vsd	147
Verifica	VERO
diametro trasvers	12

844

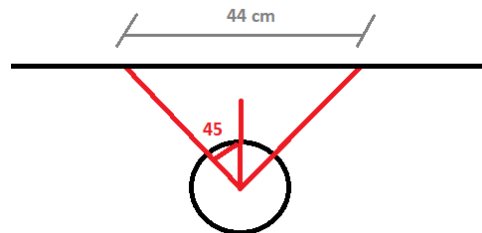
Non si necessita di armatura a taglio.

VERIFICHE SODDISFATTE

4.6 ARMATURA TRASVERSALE

In corrispondenza dei micropali, la sezione deve essere in grado di sostenere le sollecitazioni derivanti dall'incastro palo-struttura.

Per valutare questa condizione, è stata considerata l'azione di reazione sul palo (vedi relazione APE0019) agente su una sezione del muro di spessore pari alla lunghezza di diffusione del carico agente sul palo secondo lo schema sotto riportato (0.44m) e di altezza pari a 1.5m.



Le azioni massime in testa al palo sono:

AZIONI SU PALO PIU' SOLLECITATO						
Palo	VX [kN]	VY [kN]	N [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	T [kNm]
5273	1	0	75	123	0	5
	-111	-160	-54	0	0	0

Considerando dei ferri verticali $\varnothing 16/10$ si ha un $M_{rd} = 444 \text{ kNm} > M_{sd} \text{ kNm}$

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	44	150	1	8,04	6
			2	8,04	144

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6
	τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 444,6 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,016 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 144 cm
 x 6,159 x/d 0,04277
 δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

VERIFICHE SODDISFATTE

5 DIMENSIONAMENTO DEL MURO: FOA SU SEMPLICE CORDOLO

I risultati sono da considerarsi validi anche per la barriera acustica Tipo 2,3,4,6,7

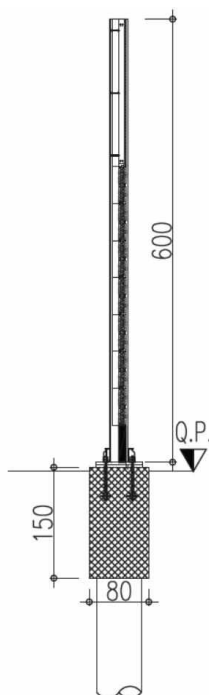


Figura 5.1. sezione FOA Tipo 5

È stato sviluppato un modello con elementi beam per valutare in maniera semplificata le sollecitazioni agenti sul cordolo. La sezione è stata discretizzata come elemento “beam” la quale presenta le seguenti proprietà:

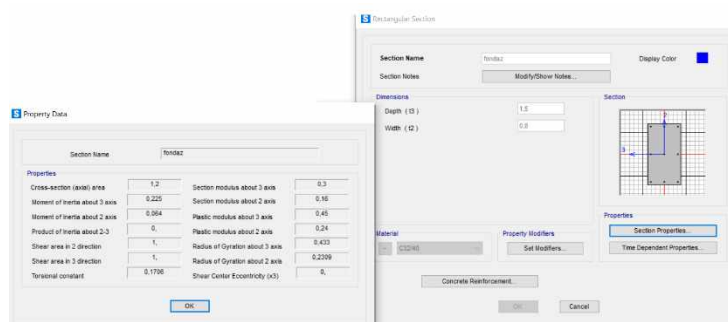


Figura 5.2. sezione cordolo

Per simulare l'eccentricità tra il baricentro della sezione e il vincolo (offerto dai pali), è stato creato un elemento fittizio, di massa nulla, che li collega. Le caratteristiche di questo elemento sono le seguenti:

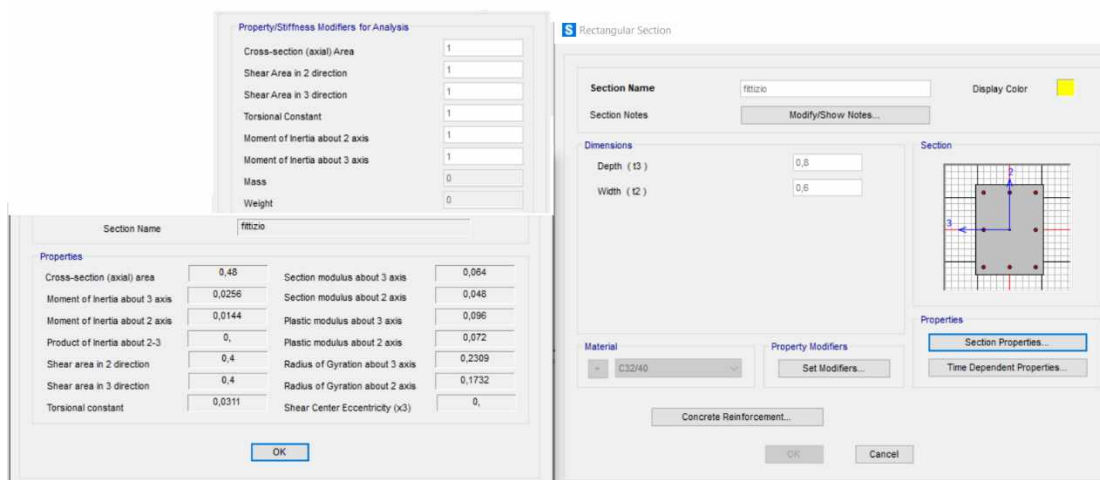


Figura 5.3. proprietà elemento fittizio

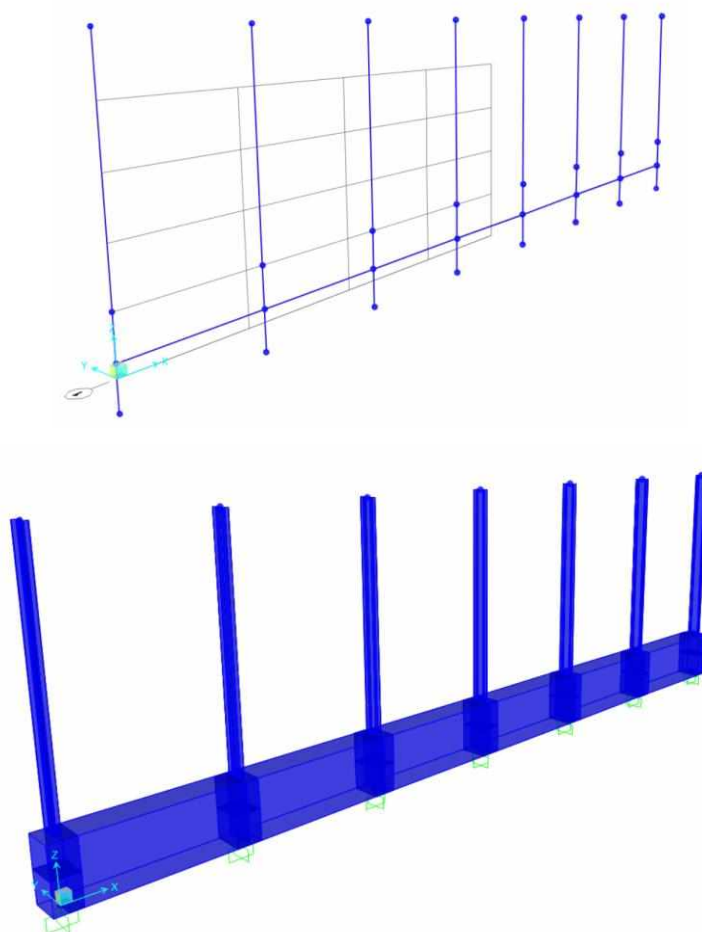


Figura 5.4. Modello di calcolo muro FOA TIPO 5 con elementi beam

5.1 AZIONI AGENTI

I carichi agenti (vento, peso proprio, urto) sui montanti sono quelli descritti per la tipologia 5 in esame riportati nella relazione STR0045.

5.2 SOLLECITAZIONI

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni massime, lungo l'elemento cordolo, utilizzate per la verifica delle armature longitudinali

ENV_SLU				
P [KN]	V2 [KN]	V3 [KN]	M2 [KNm]	M3 [KNm]
-7	90	0	0	46
-9	-66	0	0	-57

SLE			
P [KN]	V2 [KN]	M2 [KNm]	M3 [KNm]
-7	69	0	35
-7	-51	0	-44

Figura 5.5. Sollecitazioni massime su cordolo FOA Tipo 5

5.3 VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE A SLU

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione

La sezione viene armata con ripartitori $\varnothing 16/20$ con armatura di frettaggio descritte in seguito e con la seguente armatura longitudinale:

DATI BARRE ISOLATE

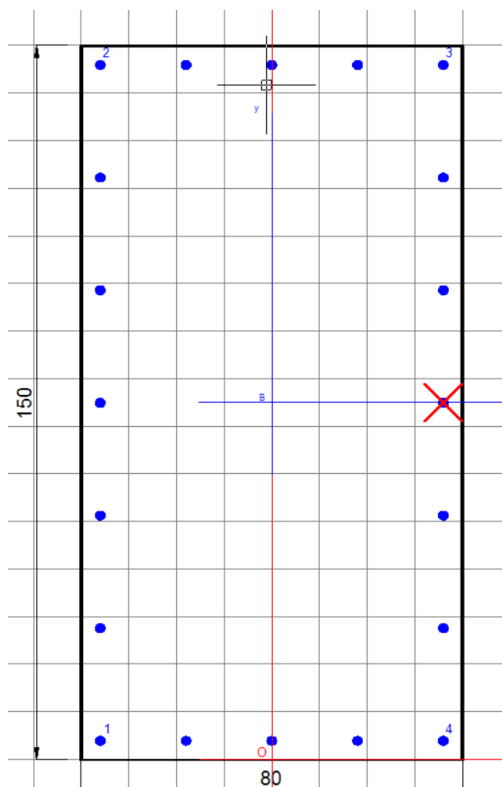
N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-36.0	4.0	16
2	-36.0	146.0	16
3	36.0	146.0	16
4	36.0	4.0	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16

2	2	3	3	16
3	1	2	5	16
4	3	4	5	16



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	21.2 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	34625.5 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.40 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	200000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	-7.00	46.00	0.00	-6.83	1123.57	0.00	24.43	30.2(24.0)
2	S	-9.00	-57.00	0.00	-8.98	-1122.06	0.00	19.69	30.2(24.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00326	0.046	-40.0	150.0	0.00132	-36.0	146.0	-0.06750	-36.0	4.0
2	0.00326	0.046	-40.0	0.0	0.00132	-36.0	4.0	-0.06750	-36.0	146.0

5.4 VERIFICHE A SLE

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018).

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.25	-40.0	150.0	-18.6	0.0	4.0	1113	10.1	18.0	1.00
2	S	0.31	40.0	0.0	-22.8	18.0	146.0	1113	10.1	18.0	1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (fctm/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.1	0.0	0.125	16	32	0.400 0.00004 (0.00004)	1890.012 (990.00)	1050.12	0.00		
2	S	-0.1	0.0	0.125	16	32	0.400 0.00005 (0.00005)	1890.015 (990.00)	-1060.75	0.00		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.25	-40.0	150.0	-18.6	0.0	4.0	1113	10.1	18.0	0.50
2	S	0.31	40.0	0.0	-22.8	18.0	146.0	1113	10.1	18.0	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.1	0.0	0.125	16	32	0.400 0.00004 (0.00004)	189	0.012 (0.20)	1050.12	0.00	
2	S	-0.1	0.0	0.125	16	32	0.400 0.00005 (0.00005)	189	0.015 (0.20)	-1060.75	0.00	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.25	-40.0	150.0	-18.6	0.0	4.0	1113	10.1	18.0	0.50
2	S	0.31	40.0	0.0	-22.8	18.0	146.0	1113	10.1	18.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.1	0.0	0.125	16	32	0.400 0.00004 (0.00004)	189	0.012 (0.20)	1050.12	0.00	
2	S	-0.1	0.0	0.125	16	32	0.400 0.00005 (0.00005)	189	0.015 (0.20)	-1060.75	0.00	

VERIFICHE SODDISFATTE

5.5 VERIFICHE A TAGLIO

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.1.3.1. Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

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

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

fondazione FOA tipo 5	
c [mm]	40
H [mm]	1500
d[mm]	1441
fck(35/45)[Mpa]	35
bw[mm]	800
As1[mm2]	770
k	1.37
vmin	0.33
p1	0.001
γc	1.5
Vrd1[KN] NTC	252
Vrd2[KN] NTC	384
Vrd3[KN] CSLLPP	327
nferri	5
diametro	14
Vsd	90
Verifica	VERO
diametro trasvers	12

5.6 ARMATURA DI FRETTAGGIO

In corrispondenza dei pali, la sezione deve essere in grado di sostenere le sollecitazioni derivanti dall'incastro palo-struttura.

Per valutare questa condizione, è stata considerata l'azione di reazione sul palo (vedi relazione APE0019) agente su una sezione del muro di fondazione di spessore pari allo spessore del palo (0.6m) e di altezza pari a 0.8m.

Le azioni massime in testa al palo sono:

AZIONI SU PALO PIU' SOLLECITATO						
Palo	VX [kN]	VY [kN]	N [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	T [kNm]
101	-10	0	138	310	0	3
	-13	-80	106	0	0	0

Considerando, nella sola sezione in corrispondenza del palo, dei ferri verticali $\varnothing 16/10$ si ha un $M_{rd} = 344 \text{ kNm}$

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	12.06	5
			2	12.06	75

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso ☐

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

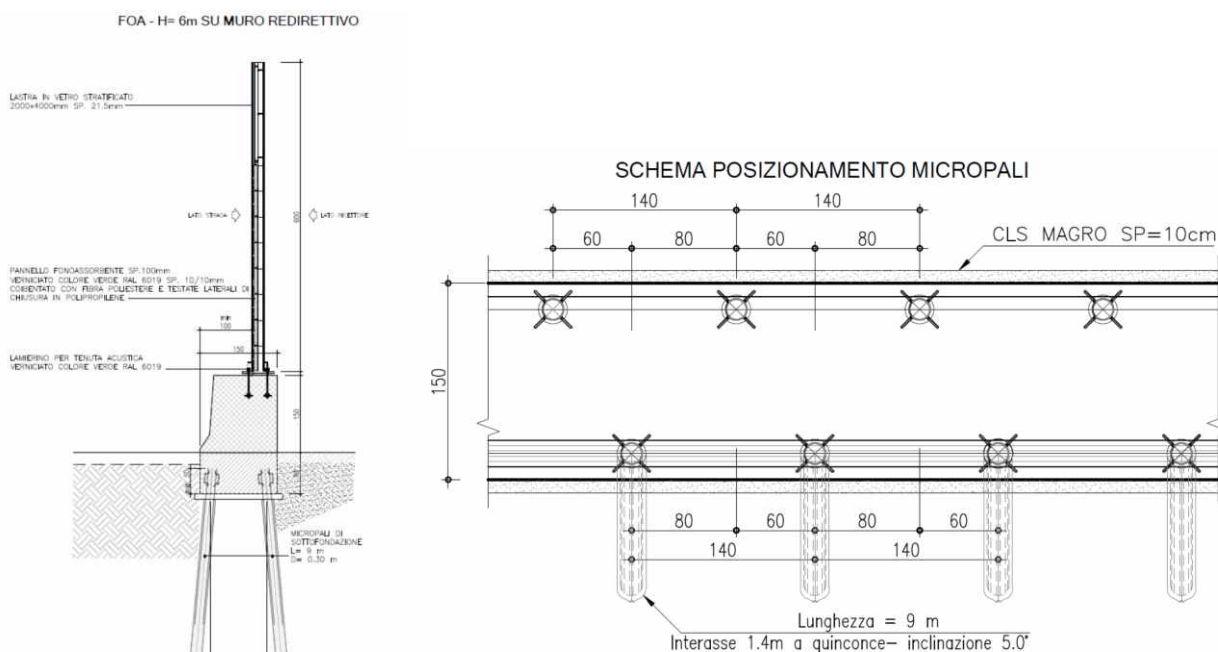
In corrispondenza delle sezioni lontane dalla zona di frettaggio, l'armatura viene riportata a $\varnothing 16/20$

VERIFICHE SODDISFATTE

6 DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI: FOA SU MURO REDIRETTIVO

In questo capitolo si riporta il dimensionamento dei micropali di fondazione della barriera fonoassorbente FOA montata su muro re direttivo, per maggiore dettaglio si rimanda alla figura sotto.

La soluzione progettuale scelta consiste in un sistema di micropali a cavalletto inclinati di 5° rispetto alla verticale. I micropali (L=8m) sono armati con tubolare di armatura ϕ 219 spessore 10 mm.



6.1 AZIONI AGENTI

Si è studiata la sola combinazione ECCEZIONALE essendo essa dimensionante: per quanto riguarda la forza d'urto. Viene considerata un'azione di 1000x0.5KN su un'area di 1.5x0.5 m², agente a 1.25m al di sopra della superficie di marcia, come descritto al paragrafo 3.6.3.3 delle NTC2018

È stato implementato un modello GROUP.

6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA PER FONDAZIONI PROFONDE

Le verifiche, sia per il caso statico sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 2 delle NTC 2018 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

In accordo alla Normativa, per ogni stato limite ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 delle NTC 2018})$$

dove: E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

Nella verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) per le fondazioni profonde, adottando l'approccio progettuale 2, è prevista una unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali. Sinteticamente:

Approccio 2: Combinazione: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC 2018 e riportati nelle Tabelle seguenti.

Tabella 2: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1)	(A2)
Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali G_2	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 3: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0

Peso dell'unità di volume	γ_v	1.0
---------------------------	------------	-----

Tabella 4: Coefficienti parziali sulle resistenze per pali trivellati

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R3)
Punta	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Totale	γ_t	1.30
Laterale in trazione	$\gamma_{s;t}$	1.25

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 delle NTC 2018).

Per ogni stato limite d'esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 delle NTC 2018})$$

dove: E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento, per le opere di fondazione su pali e micropali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico e in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- SLU di tipo geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione – la verifica è condotta confrontando la massima azione di compressione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a compressione del palo singolo $R_{c,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo dei pali con il codice di calcolo GROUP a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione – la verifica è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo singolo $R_{t,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo dei pali con il codice di calcolo GROUP a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali – la verifica è condotta mediante un'analisi di gruppo dei pali con il codice di calcolo GROUP a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza strutturale dei pali – valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli pali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei pali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;

- SLE relative a condizioni di:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione – valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei pali, per le fondazioni ordinarie su pali, a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.

6.3 RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo viene determinata mediante metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito.

Con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

dove: R_{MEDIA} e R_{MIN} sono le resistenze calcolate con i parametri geotecnici medi e minimi; i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 sono definiti in funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5).

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 5: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC 2018)

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati in precedenza (Tabella 4).

6.4 RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

La resistenza di calcolo ultima ai carichi trasversali R del palo viene determinata in maniera analitica mediante analisi condotta con il software GROUP.

Come già per i carichi assiali, la resistenza caratteristica ai carichi trasversali $R_{tr,k}$ del palo è ottenuta come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

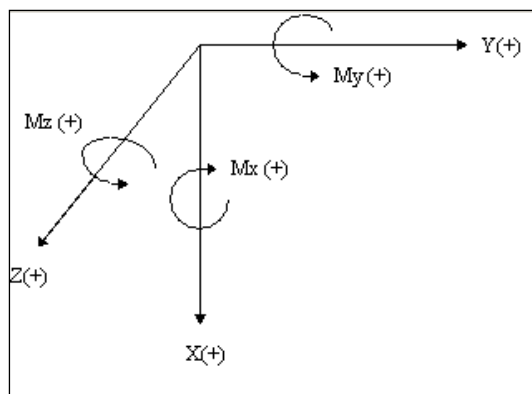
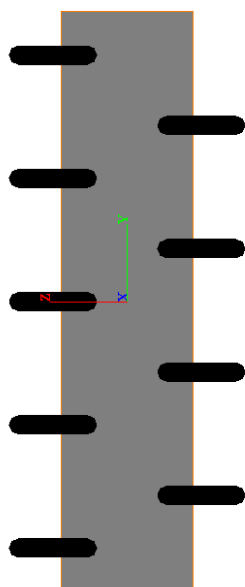
dove: R_{MEDIA} e R_{MIN} sono le resistenze calcolate con i parametri geotecnici medi e minimi; i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 sono definiti in funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5).

La resistenza di progetto $R_{tr,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_T pari a 1.3 indicati nella tabella 6.4.VI delle NTC2018.

6.5 ANALISI DELLE PALIFICATE

Il comportamento dei micropali in gruppo è stato studiato mediante il software GROUP; il programma permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura.

Nel seguito si riporta il sistema di riferimento utilizzato dal programma di calcolo GROUP per il calcolo delle palificate.



Schema di riferimento dei carichi

L'asse Y coincide con la direzione longitudinale della palificata

L'asse Z coincide con la direzione trasversale della palificata

L'asse X coincide con la direzione verticale della palificata

Per il calcolo dei manufatti in esame si è analizzata la sola combinazione eccezionale di urto in quanto condizione sicuramente dimensionante; come già fatto per le analisi strutturali, l'urto di 500 kN è stato posizionato a 1.25 m di altezza dal piano stradale.

Le azioni date in INPUT in group sono:

Concentrated Loads on Pile Cap									
Concentrated	Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx	Xc	Yc	Zc
Load	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(m)	(m)	(m)
Edit Load 1	0	0	0	500	1025	0	0	0	0

Nella seguente figura è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

6.6 SFORZI TANGENZIALI AMMISSIBILI, APPROCCIO BUSTAMANTE DOIX (1985)

In accordo a quanto descritto nei paragrafi precedenti, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei pali R_d .

La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto in precedenza adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagine a disposizione per sistema di fondazione.

In accordo alla stratigrafia media intercettata lungo il tracciato per i primi 20m di profondità., cautelativamente, è stata assunta la presenza di uno strato unico (unità 1 – materiale limoso argilloso) con i seguenti parametri di calcolo:

γ [kN/m ³]	c_u (kPa)	N_{spt} (-)
19	40	8-15 fino a 10m da pc 20 per prof. maggiori

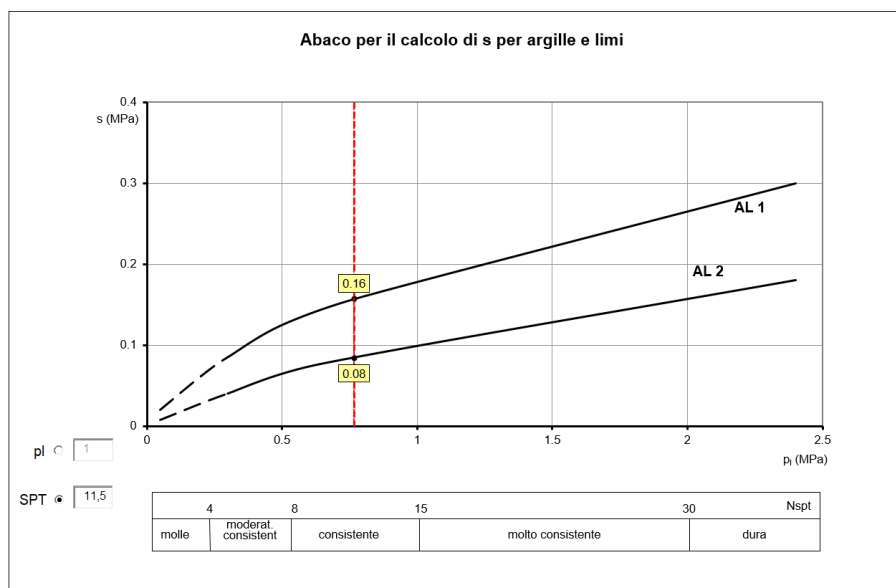
Figura 6.1. proprietà del terreno

Nel caso di micropali eseguiti in IRS, i valori della sollecitazione tangenziale di calcolo τ e del coefficiente empirico α sono stati desunti dai grafici di Bustamante & Doix (1985): per formazioni limose argillose aventi una resistenza al penetrometro dinamico di SPT=8 (primi 10 m da p.c.) sono riportati di seguito i valori di τ_{ad} e di α considerati nei calcoli.

$s = \tau_{ad} = 160$ kPa - $\alpha = 1.8$, si rimanda alle figure sotto per maggiore dettaglio.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 2. Indicazioni per la scelta del valore di s (da Viggiani, 1999)



Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5-2) V_s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati

6.7 AZIONI SUI MICROPALI

Nella seguente tabella e figure si riportano i risultati delle analisi in termini di sollecitazioni massimi ricavati nel software GROUP considerando le sollecitazioni in testa palo.

L	COMBINAZIONE	M_{Ed}	V_{Ed}	N_{Ed}
m	-	kNm	kN	kN
9	SLU	22	-42	75

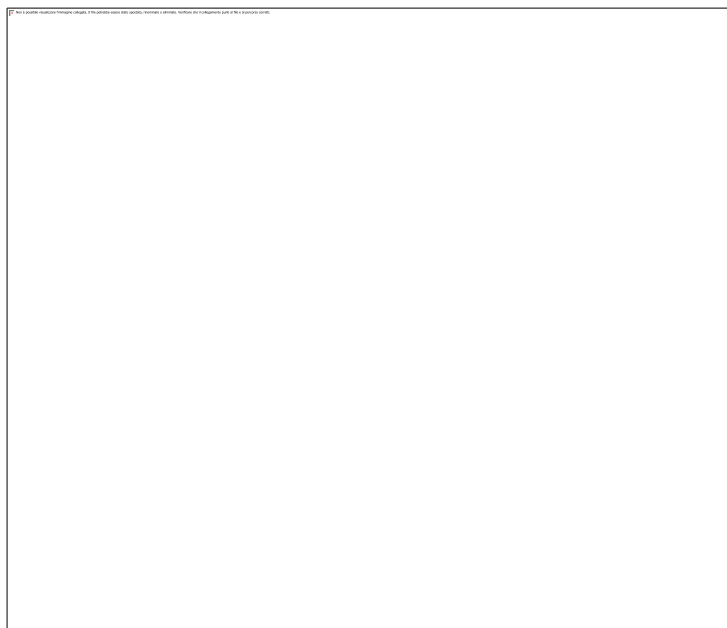


Figura 6.2 – Momento flettente SLU LPile

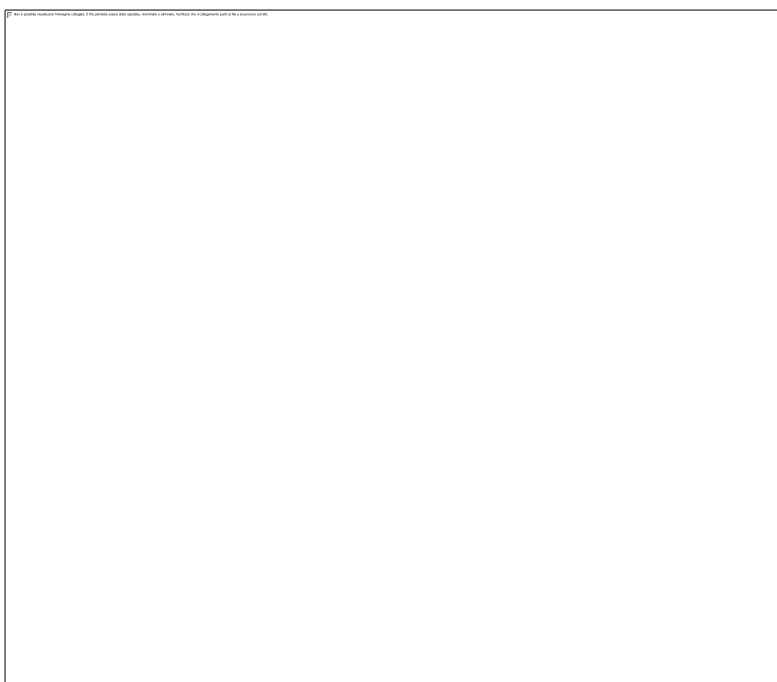


Figura 6.3. Taglio SLU LPile

Nelle seguenti figure si riportano i calcoli della resistenza di progetto, sia in compressione che in trazione per tutti i casi in studio.

I valori così calcolati andranno poi confrontati con i valori di N_{\max} e N_{\min} calcolati con GROUP e riportati nel paragrafo precedente.

6.8 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante di progetto per un palo di 9m è:

$$R_d = \frac{\pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s}{\varepsilon_3 \gamma_b} = \frac{3.14 \cdot 0.2 \cdot 1.8 \cdot (9) \cdot 160}{1.7 \cdot 1.35} = 709 \text{ kN}$$

Nella quale:

$d_s = d \cdot \alpha$ con

α = coefficiente maggiorativo assunto 1.8 per iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta (IRS);

d = diametro perforazione;

L_s = lunghezza micropalo

S = è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno sopra definita.

Per maggiore dettaglio si rimanda al paragrafo 0 per i parametri α e s .

Essendo $R_d > E_d$ (709 kN > 75 kN) la verifica è soddisfatta.

6.9 RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLU

6.9.1 Verifica Strutturale Del Tubolare Di Armatura

Di seguito si riporta la verifica del tubolare di armatura utilizzato, considerando per ognuno le condizioni più gravose riscontrate nei calcoli.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

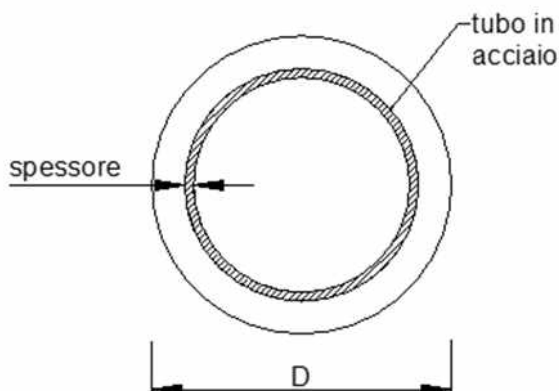
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.0 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C28/35

Rck = 35 (Mpa)

fck = 28 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio S 450

f_{yk} = 440 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 382.6 \text{ (Mpa)}$

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.182%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

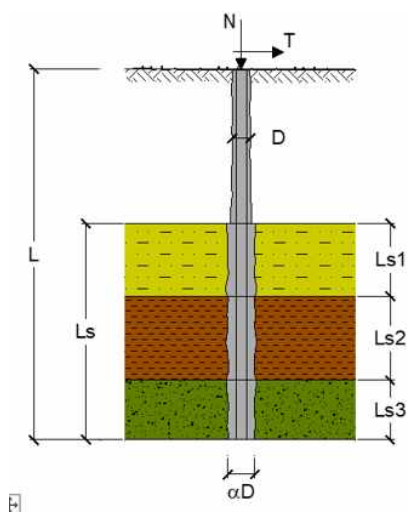
Momento di Plasticizzazione

My = 180.2 (kN m)

Inserisci

— M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI—

Tabella: Verifica tubolare armatura



Area dell'armatura (A_{arm}):

6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}):

3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}):

328.475 (mm³)

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y):

355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M

1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):

338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):

210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k):

139.0 (MN/m³)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
 (Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.084 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 73.82 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 232.95 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -216.51 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 48.71 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$$\sigma_{id} = 247.76 \quad (N/mm^2)$$

verifica soddisfatta

Si riporta di seguito il prospetto con le verifiche strutturali relative alle sollecitazioni massime e minime che agiscono sui singoli micropali calcolate con il programma Group.

Si definiscono “momento plastico per la sola flessione” e “taglio plastico” le seguenti quantità:

$$\begin{aligned} \text{Azione assiale resistente:} & \quad A \times (f_y / \gamma_{mo}) \\ \text{Momento plastico per sola flessione:} & \quad M_{pl,Rd} = W_{pl} \times (f_y / \gamma_{mo}) \\ \text{Taglio plastico:} & \quad V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) \times (1 / \gamma_{mo}) \end{aligned}$$

dove:

A = area della sezione trasversale del tubo di armatura
 W_{pl} = modulo di resistenza plastico = $4/3 (R^3 - r^3)$
 R = raggio esterno del tubo
 r = raggio interno del tubo = $D/2 - t$
 f_y = tensione di snervamento (355 MPa per EN 10210-1 S355 J0H+N)
 γ_{mo} = coefficiente di sicurezza sul materiale = 1.05
 A_v = $2 \cdot A_{tubo} / \pi$

Nel caso in esame, essendo i micropali armati con tubo di diametro 219 mm e spessore 10mm, le azioni resistenti risultano:

$$N_{pl,Rd} = 2233 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 899 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd} = 180 \text{ KNm}$$

Le verifiche risultano soddisfatte essendo

$$N_{pl,Rd} > N_{sd}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd}$$

6.10 RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLE

Vista la natura essenzialmente redirettiva (funzione antisvio) dei manufatti di protezione, essendo preponderante la componente di carico che fa riferimento a condizioni di urto e quindi di tipo eccezionale (non riconducibile, pertanto, a stati limite di esercizio), la valutazione dei cedimenti non è considerata pertinente nel presente dimensionamento e pertanto non è stata eseguita.

6.11 VERIFICA DEI PALI AI CARICHI TRASVERSALI

Si riporta il calcolo della capacità portante orizzontale in accordo a Broms (1964).

Essendo $R_{tr,d} = 97 \text{ kN} > V_{max} = 35 \text{ kN}$ la Verifica è soddisfatta.

opera **MURO REDIRETTIVO**

APPROCCIO A1+M1+R3

Coefficiente parziale (R3)

$\gamma_T = 1.3$

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
γ_{a1}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ_{a2}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi k_p	c_u (kPa)	Parametri minimi ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9		1.00	40		1.00	40
strato 2						1.00			1.00	
strato 3						1.00			1.00	
strato 4						1.00			1.00	
strato 5						1.00			1.00	
strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 0 (m)

Diametro del palo D 0.22 (m)

Lunghezza del palo L 9.0 (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y 180 (kNm)
 (Sforzo normale medio [kN]= 1632)

Step di calcolo 0.01 (m)

- ☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

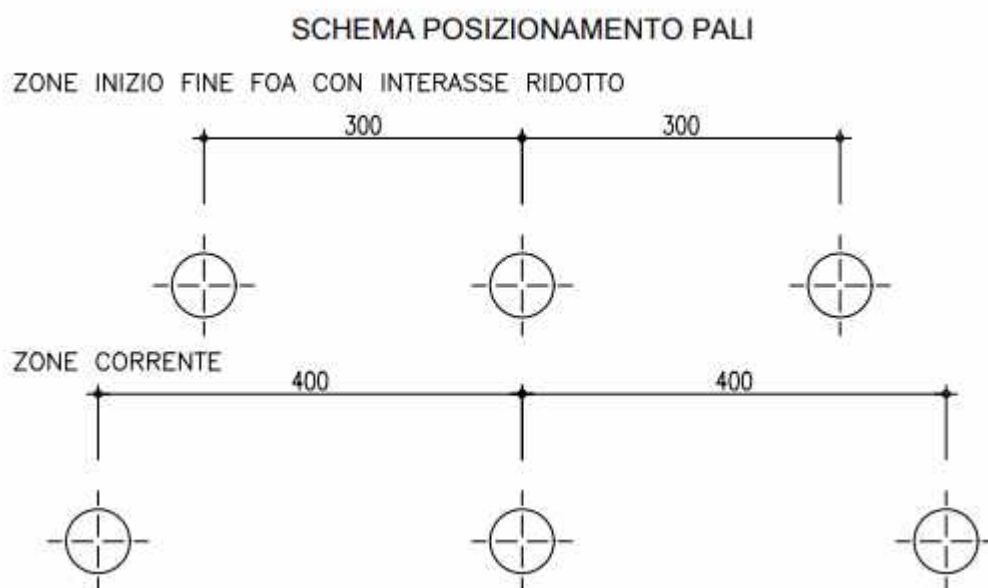
Calcolo
 (ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	214 (kN)		214 (kN)	
Palo intermedio	297 (kN)		297 (kN)	
Palo corto	684 (kN)		684 (kN)	
H_{med}	214 (kN)	Palo lungo	H_{min}	214 (kN) Palo lungo
$H_k = \min(H_{med}/\xi_{3.3} ; R_{min}/\xi_{3.4})$				
			126 (kN)	
$H_d = H_k \cdot \gamma_T$				
			97 (kN)	

7 DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI – FOA SU SEMPLICE CORDOLO

In questo capitolo si riporta il dimensionamento dei pali di fondazione della barriera fonoassorbente FOA montata su cordolo, per maggiore dettaglio si rimanda alla figura sotto.

La soluzione progettuale scelta consiste in una fila di pali D600 (L=9m) con le spaziature sottorappresentate in figura.



Per calcolare le azioni su pali, la struttura è stata modellata su SAP2000 con elementi tipo shell vincolati a terra mediante Restraints a simulare il vincolo offerto dai pali.

Si riporta di seguito lo schema statico adottato.

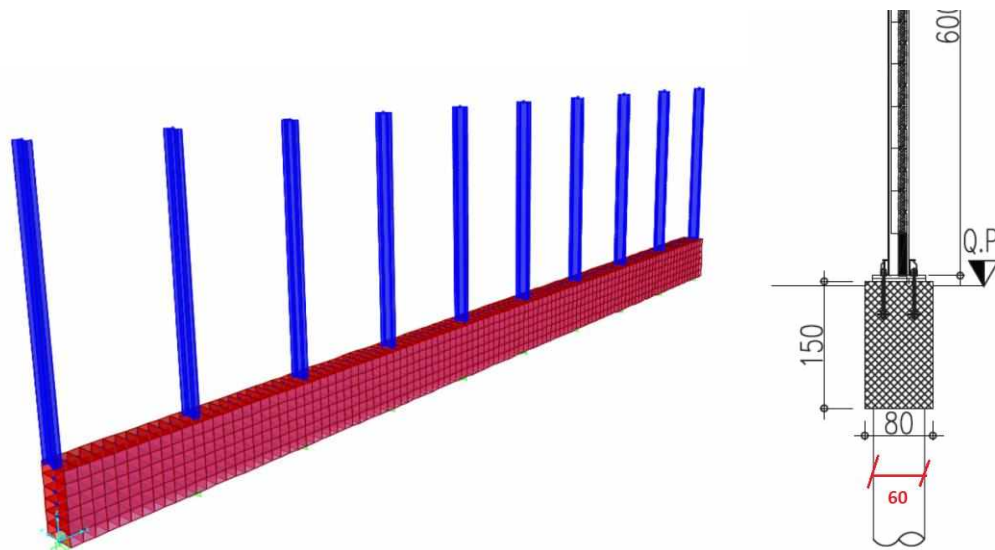


Figura 7.1. Modello di calcolo muro FOA TIPO 5 con elementi shell

7.1 AZIONI AGENTI

I carichi agenti (vento, peso proprio) sui montanti sono quelli descritti per la tipologia in esame riportata nella relazione tecnica relativa alle FOA [codice elaborato STR0045].

7.2 VERIFICA DEI PALI

7.2.1 AZIONI A TESTA PALO

La seguente tabella riporta le sollecitazioni in sommità dei pali di fondazione ricavate dalle analisi riportate nei capitoli precedenti.

REAZIONI PER SLU-FOA TIPO 5 - INTERASSE 3m- montante h=6m									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	ENV SLU	Combination	Max	27	0	64	176	0	11
4	ENV SLU	Combination	Min	21	-39	49	0	0	0
101	ENV SLU	Combination	Max	-10	0	138	310	0	3
101	ENV SLU	Combination	Min	-13	-80	106	0	0	0
184	ENV SLU	Combination	Max	-3	0	136	271	0	0
184	ENV SLU	Combination	Min	-4	-52	105	0	0	-2
267	ENV SLU	Combination	Max	-1	0	135	261	0	0
267	ENV SLU	Combination	Min	-1	-56	104	0	0	0
350	ENV SLU	Combination	Max	0	0	135	257	0	0
350	ENV SLU	Combination	Min	0	-56	104	0	0	0
441	ENV SLU	Combination	Max	0	0	135	257	0	0
441	ENV SLU	Combination	Min	0	-56	104	0	0	0
524	ENV SLU	Combination	Max	1	0	135	261	0	0
524	ENV SLU	Combination	Min	1	-56	104	0	0	0
607	ENV SLU	Combination	Max	4	0	136	271	0	2
607	ENV SLU	Combination	Min	3	-52	104	0	0	0
691	ENV SLU	Combination	Max	14	0	139	310	0	0
691	ENV SLU	Combination	Min	11	-80	107	0	0	-3
774	ENV SLU	Combination	Max	-21	0	71	176	0	0
774	ENV SLU	Combination	Min	-28	-39	54	0	0	-11

AZIONI SU PALO PIU' SOLLECITATO						
Palo	VX [KN]	VY [KN]	N [KN]	MX [KNm]	MY [KNm]	T [KNm]
101	-10	0	138	310	0	3
	-13	-80	106	0	0	0

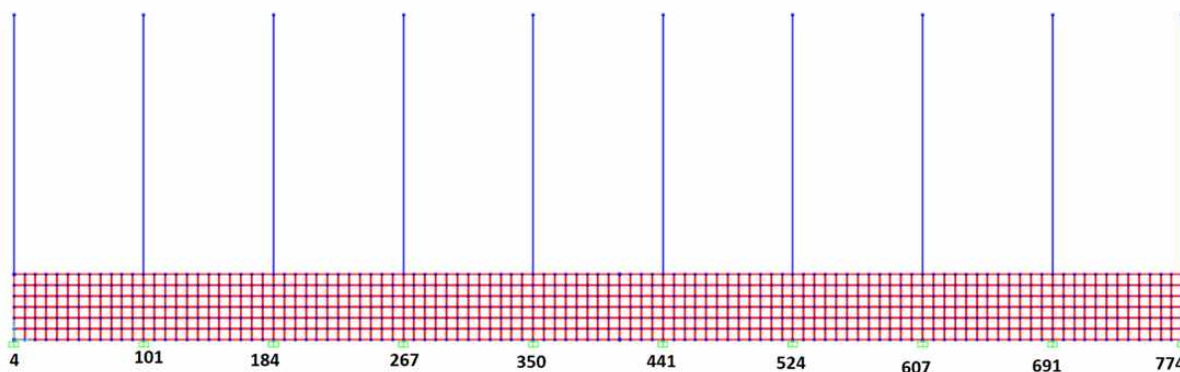


Figura 7.2. reazioni su pali

7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA PER FONDAZIONI PROFONDE

Si rimanda al paragrafo 6.2.

7.4 RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo viene determinata mediante metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito.

Con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

dove: R_{MEDIA} e R_{MIN} sono le resistenze calcolate con i parametri geotecnici medi e minimi; i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 sono definiti in funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5).

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 6: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC 2018)

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati in precedenza (Tabella 4).

La capacità portante del palo di fondazione è valutata come somma della portata laterale e di base.

$$R_{c,tot} = R_{c,cal-BASE} + R_{c,cal-LAT} = 127.2 + 555 = 682 \text{ KN}$$

dove:

$R_{c,cal-BASE}$ = resistenza limite di base; $R_{c,cal-LAT}$ = resistenza limite laterale.

Le resistenze limite di base e laterale sono valutate con le seguenti relazioni:

$$(R_{c,cal})_{min-BASE} = \frac{\pi \cdot \phi_{palo}^2}{4} \cdot q_{b,lim-min}$$

$$(R_{c,cal})_{min-LAT} = \pi \cdot \phi_{palo} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta L_i \cdot \tau_{i,lim-min}$$

dove:

ϕ_{palo} diametro del palo (m);

ΔL_i altezza del palo corrispondente allo strato i (m);

n numero totali di strati;

$q_{b,lim-min}$ pressione limite di base ottenuta considerando i parametri geotecnici minimi (kPa);

$q_{b,lim-media}$ pressione limite di base ottenuta considerando i parametri geotecnici medi (kPa);

$\tau_{i,lim-min}$ sforzi tangenziali limite ottenuti considerando i parametri geotecnici minimi (kPa);

$\tau_{i,lim-media}$ sforzi tangenziali limite ottenuti considerando i parametri geotecnici medi (kPa).

Per il caso in esame si ottiene:

sforzi tangenziali limite (kPa);

$$\tau_{i,lim} = \min(\alpha \cdot c_{u,i} ; 100 \text{ kPa}) = \min(0.8 \cdot 50 ; 100) = 40 \text{ KPa}$$

con:

$\tau_{i,lim}$ sforzi tangenziali limite dello strato i-esimo (kPa);

$c_{u,i}$ coesione caratteristica non drenata dello strato i-esimo (kPa);

α_i è un coefficiente empirico nello strato i-esimo funzione della $c_{u,i}$. Si assume valida la seguente legge di variazione (Raccomandazioni AGI):

- | | |
|------------------|--------------------------------|
| - $\alpha = 0.9$ | $c_u \leq 25 \text{ kPa}$ |
| - $\alpha = 0.8$ | $c_u = 25 \div 50 \text{ kPa}$ |
| - $\alpha = 0.6$ | $c_u = 50 \div 75 \text{ kPa}$ |
| - $\alpha = 0.4$ | $c_u \geq 75 \text{ kPa}$ |

La portanza di base negli strati argillosi è valutata con la seguente relazione:

pressione limite di base (kPa)

$$q_{b,lim} = 9 \cdot c_{u,base} + \sigma_{v,base} \leq q_{b,lim} = 4000 \text{ kPa.}$$

$$q_{b,lim} = 9 \cdot 50 + 0 \text{ (s, vert viene trascurato)} = 450 \text{ KPa}$$

dove:

$\sigma_{v,base}$ sforzo verticale totale agente in corrispondenza della punta del palo (kPa)

$c_{u,base}$ coesione non drenata valore rappresentativo della profondità $z=z_{base}$ (kPa)

7.5 RESISTENZA DI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Si rimanda al paragrafo 6.4.

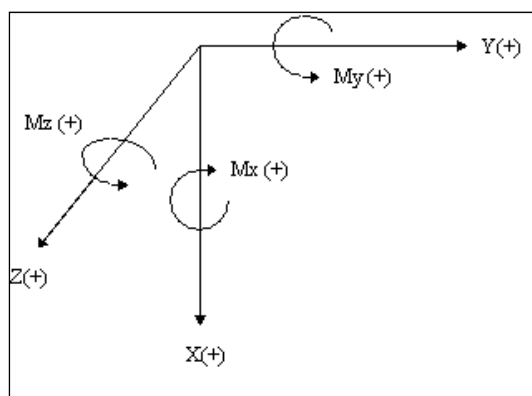
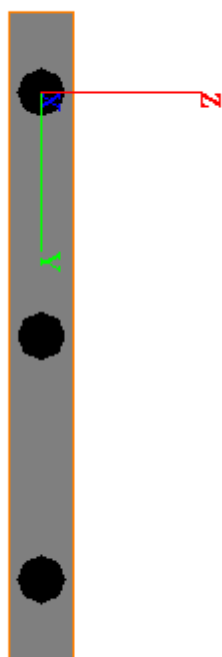
7.6 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE

Le verifiche a capacità portante sono implicitamente verificate essendo il carico dominante in direzione trasversale.

7.7 ANALISI DELLE PALIFICATE

Il comportamento dei pali in gruppo è stato studiato mediante il software GROUP; il programma permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura.

Nel seguito si riporta il sistema di riferimento utilizzato dal programma di calcolo GROUP per il calcolo delle palificate.



Schema di riferimento dei carichi

L'asse Y coincide con la direzione longitudinale della palificata

L'asse Z coincide con la direzione trasversale della palificata

L'asse X coincide con la direzione verticale della palificata

Per il calcolo dei manufatti in esame si è analizzata la sola combinazione VENTO in quanto condizione sicuramente dimensionante.

Le azioni date in input in GROUP sono:

combinazione SLU:

Concentrated Loads on Pile Cap									
Concentrated	Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx	Xc	Yc	Zc
Load	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(m)	(m)	(m)
Edit Load 1	138	13	0	80	310	3	0	0	0
Edit Load 2	138	13	0	80	310	3	0	3	0
Edit Load 3	138	13	0	80	310	3	0	6	0

combinazione SLE:

Concentrated Loads on Pile Cap									
Concentrated	Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx	Xc	Yc	Zc
Load	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(m)	(m)	(m)
Edit Load 1	106	10	0	53	207	0	0	0	0
Edit Load 2	106	10	0	53	207	0	0	3	0
Edit Load 3	106	10	0	53	207	0	0	6	0

7.8 AZIONI SUI PALI

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle analisi in termini di sollecitazioni e spostamenti trasversali massimi ricavati nel software GROUP applicando le azioni a testa palo ottenute dal modello strutturale.

	L	COMBINAZIONE	M _{Ed}	V _{Ed}	N _{Ed}	Sp _{post}
	m	-	kNm	kN	kN	cm
Barriera acustica H=6m	8	SLU	378	-128	138	-
		SLE	241	-	106	0.5

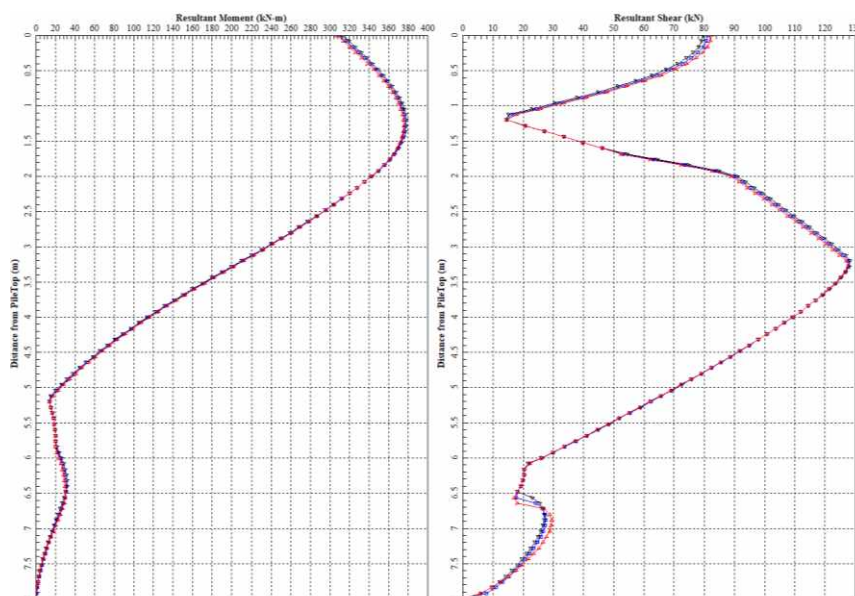


Figura 7.3 – SLU – Azioni lungo il fuso del palo

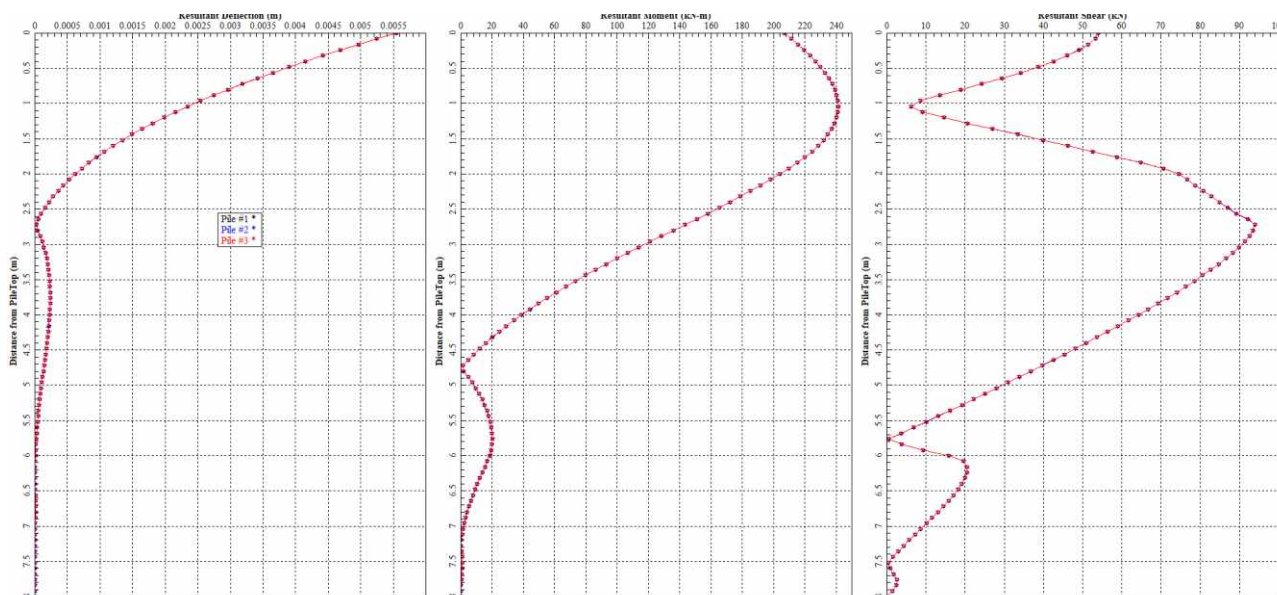


Figura 7.4 – SLE – Azioni e spostamenti lungo il fuso del palo

7.9 RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLU

7.9.1 Comportamento taglio- flessione

Il comportamento in direzione trasversale dei pali è stato studiato mediante il metodo delle curve p-y, con l'ausilio del programma di calcolo PILE GROUP nel quale vengono importate le sollecitazioni ricavate dal modello precedentemente descritto. Per la generazione interna al programma di tale curve si rimanda al manuale teorico del codice di calcolo.

Le caratteristiche geometriche dei pali esaminati sono le seguenti:

D = 600 mm	diámetro
A = 0.283 m ²	area
J = 0.006362 m ⁴	momento di inerzia flessionale

Nelle seguenti figure si riporta l'andamento delle sollecitazioni lungo la lunghezza dei pali

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle analisi in termini di sollecitazioni e spostamenti trasversali massimi ricavati considerando le sollecitazioni in testa palo.

7.10 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

La seguente tabella riporta le armature con cui sono stati verificati i pali:

COMBINAZIONE	L [m]	Armatura principale	Spirale
Barriera acustica H=6m	8	16Φ22	Φ12/300

Il copriferro minimo netto è di 7.5 cm. Nel seguito sono riportate tutte le verifiche considerando le sollecitazioni di progetto riportate inizio capitolo.

7.10.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 14.01.2018 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	-----------

1	S	138.00	378.00	138.18	461.00	1.22	60.8(8.5)
---	---	--------	--------	--------	--------	------	-----------

7.10.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 14.01.2018 al punto 4.1.2.1.3.1.

Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

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

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M..

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "*taglio-trazione*" si calcola con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "*taglio-compressione*" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta}{1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

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

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

- inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \operatorname{ctg} \vartheta \leq 2.5$
- inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
- A_{sw} area dell'armatura trasversale
- s interasse tra due armature trasversali consecutive
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

α_c

coefficiente maggiorativi pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \alpha_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \alpha_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \alpha_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
$2.5 \times (1 - \alpha_{cp} / f_{cd})$	per $0.5 \times f_{cd} < \alpha_{cp} < f_{cd}$

Per sezioni circolari si è assunto:

$$b_w = 0.9 \cdot D$$

$$d = 0.45 \cdot D + 0.64 \cdot \left(d - \frac{D}{2} \right)$$

con D = diametro della sezione circolare

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	105.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	91.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	398	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	540	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	ϕ	=	22	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	8	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	3040	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0141	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.71	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.39	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.42	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	99	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	162	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

7.11 RISULTATI DELLE VERIFICHE AGLI SLE

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 30 $\rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$
 - Comb. quasi perm. $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 30 $\rightarrow \sigma_c < 11.21 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$ per B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

OMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	12.95	0.0	0.0	-263.5	0.0	-22.5	769	19.0	8.8	1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a

fctm

Ver.	Esito della verifica
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (fctm/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-8.1	0.0	0.125	22	64	0.899	0.00118 (0.00053)	1900.383 (990.00)	76.60	0.00	

Si verifica che lo spostamento complessivo della barriera fonoassorbente sia compatibile con il criterio limite secondo cui lo spostamento di testa della stessa (in blu nella figura sotto riportata) sia minore di 1/100 della distanza del punto in cui si calcola lo spostamento e la testa palo (in rosso nella figura)

Esprimendo questo criterio in forma sintetica e facendo riferimento alla figura sotto, risulta $\delta < \delta_{max}$

Dove:

spostamento in testa alla barriera $\delta = \delta_1 + L_1 \tan \theta$ con

δ_1 spostamento in condizioni SLE calcolato a testa palo (in rosso nella figura riportata)

L_1 distanza testa palo- sommità FOA (dal punto blu al punto rosso) $L_1=7.5m$

θ rotazione in condizione SLE calcolata a testa palo (forze dovute al vento)

$$\delta_{max} = \frac{L_1}{100} = \frac{7.5}{100} = 7.5 \text{ cm}$$

Le azioni considerate in combinazioni SLE si riferiscono al carico vento descritto nella relazione tecnica relativa alle FOA STR0045. E con i spostamenti calcolati tramite il file GROUP sopra riportati.

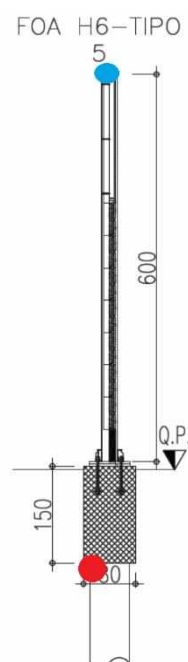


Figura 7.5. Punti di misura per verifica SLE

7.12 VERIFICA DEI PALI AI CARICHI TRASVERSALI

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms (1964) per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato

In terreni coesivi si ha:

$$\begin{aligned} \text{Palo corto:} \quad H &= 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right) \\ \text{Palo intermedio:} \quad H &= -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5} \\ \text{Palo lungo:} \quad H &= -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}} \end{aligned}$$

L = lunghezza del palo; d = diametro del palo.

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento resistente del palo, calcolata con il software VCaSLU, per N=0 a favore di sicurezza, per la seguente armatura

L [m]	Armatura principale	Spirale
8	16Φ22	Φ12/300

Titolo: Sezione Circolare piena discretizzata come poligono di 50 vertici

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 30 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2.2 [cm]
 Copriferro (baric.): 7.1 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{cu} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm² E_c : 3.5 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 1000 cm Col. modello

Calcoli

M_{xRd}: 452.4 kNm
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 6.213 ‰
 d: 52.9 cm
 x: 19.06 x/d: 0.3604
 δ : 0.8904

☐ Precompresso

In accordo a quanto dichiarato al paragrafo 7.5, la resistenza di progetto è: Hd=209 kN.

La sollecitazione di progetto è Ed=128 kN , paragrafo 0.

Essendo Hd>Ed, la verifica è soddisfatta.

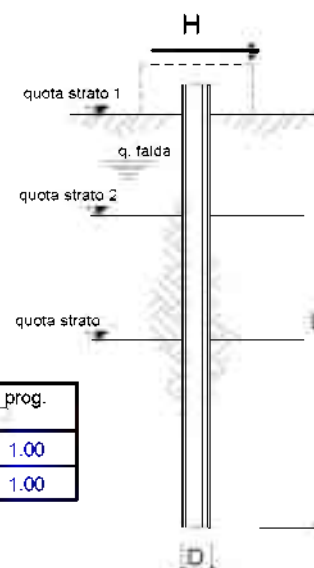
opera **FOA CORDOLO**

APPROCCIO A1+M1+R3

Coefficiente parziale (R3)

$\gamma = 1,3$

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
γ_1	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9		1.00	40		1.00	40
strato 2						1.00			1.00	
strato 3						1.00			1.00	
strato 4						1.00			1.00	
strato 5						1.00			1.00	
strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 0 (m)
 Diametro del palo D 0.60 (m)
 Lunghezza del palo L 8.0 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 452 (kNm)
 (Sforzo normale medio [kN]= 1632)
 Step di calcolo 0.01 (m)

☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo

(ctrl+r)

	<u>H medio</u>			<u>H minimo</u>		
Palo lungo	461	(kN)		461	(kN)	
Palo intermedio	618	(kN)		618	(kN)	
Palo corto	1536	(kN)		1536	(kN)	
H_{med}	461	(kN)	Palo lungo	H_{min}	461	(kN) Palo lungo
$H_k = \min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$						271 (kN)
$H_d = H_k/\gamma_T$						209 (kN)

8 BARRIERA POLIFUNZIONALE SU CORDOLO

Non viene studiato il caso dell'urto per le FOA polifunzionali in quanto il momento agente dovuto al momento di plasticizzazione del montante (cap 6.2.5 della relazione STR0045) è minore del momento dovuto al vento per le FOA con montanti di altezza 6m (cap. 7.1.2 relazione STR0045).