

**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETELLA DI GALLARATE"**

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102	
	 Società designata: GA&M Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588	
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI	COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Fabrizio BAJETTI	

HN004

**H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI
HN - ST06 - AMPLIAMENTO SOTTOVIA - CARREGGIATA SUD A8
RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO**

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. M I 5 3 3 E 1 8 0 1			NOME FILE Testatine relazioni.dwg		REVISIONE A	SCALA: -
CODICE ELAB. V 0 3 S T 0 3 S T R R E 0 3						
C						
B						
A	EMISSIONE	MAGGIO 2021	ING. VALERIO POLINI	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4. MATERIALI.....	5
4.1. Calcestruzzo.....	5
4.1.1. Calcestruzzo per magrone.....	5
4.1.2. Calcestruzzo per opere in c.a.....	5
4.2. Acciaio	8
4.2.1. Acciaio per c.a.	8
5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	9
6. CRITERI DI VERIFICA.....	12
7. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	14
7.1. Verifiche statiche.....	14
7.2. Verifiche sismiche.....	15
8. ANALISI DEI CARICHI MURI	17
8.1. Spinta delle terre.....	17
8.2. Pesi propri e permanenti portati.....	17
8.3. Peso ballast e peso terreno.....	17
8.4. Sovraccarico stradale.....	17
8.5. Sisma.....	17
8.5.1. Muro su pali	24
9. MURO DI SOSTEGNO	26
9.1. Input generale	27
9.2. Comb. A1+M1+R3.....	28
9.2.1. Caratteristiche di progetto.....	28
9.2.2. Sollecitazioni STR paramento.....	29
9.2.3. Sollecitazioni in testa ai pali.....	29

9.3. Comb. SISMA	30
9.3.1. <i>Caratteristiche di progetto</i>	30
9.3.2. <i>Sollecitazioni in fase sismica paramento</i>	32
9.3.3. <i>Sollecitazioni in testa ai pali</i>	32
9.4. Verifiche geotecniche pali	34
9.4.1. <i>Criteri di verifica</i>	34
9.5. Calcolo della capacità portante limite.....	36
9.6. Calcolo del carico limite orizzontale.....	39
9.7. Cedimenti	44
9.8. Verifiche strutturali	45
9.8.1. <i>Paramento</i>	45
9.8.2. <i>Armaturo palo</i>	49
9.8.3. <i>Zattera di fondazione</i>	53

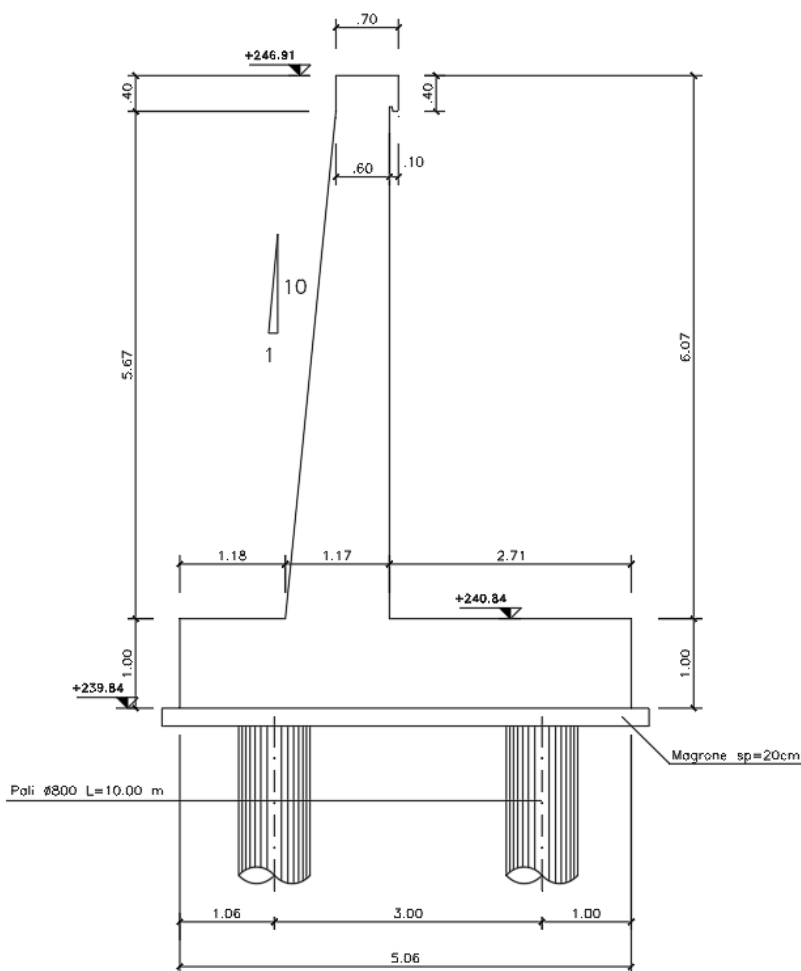
1. PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli statici relativi all'opera in oggetto, in merito al collegamento stradale tra Samarate ed il confine con la Provincia di Novara, dal km 6+500 (svincolo S.S.336 nord) al km 8+844 (svincolo autostrada A8) – "Bretella di Gallarate".

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Si prevede la realizzazione di muri di sostegno ai lati alla nuova opera di scavalco, di cui si rimanda alla relazione di calcolo corrispondente.

I nuovi muri in c.a. di contenimento del rilevato presentano un'altezza massima del paramento pari a circa 6.07m; la larghezza in testa è pari a 0.70m con gocciolatoio lato valle di altezza pari a 0.40m e larghezza pari a 0.10m, il paramento lato valle è verticale mentre il paramento lato monte presenta un'inclinazione pari a 10:1 (verticale:orizzontale).



3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- L. 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni "Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018".
- Circolare esplicativa 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.
- D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circolare LL.PP. 24 Settembre 1988 n° 30483 – "Legge 2/2/1974 n° 64 art.1 – "Istruzioni per l'applicazione delle norme riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione di cui al D.M. 11.3.1988".

4. MATERIALI

4.1. Calcestruzzo

4.1.1. Calcestruzzo per magrone

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

Classe di resistenza: MAGRONE	C12/15		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	N/mm ²
Classe di esposizione		X0	
Classe di consistenza slump:		S3	
Contenuto minimo di cemento:		150	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	

4.1.2. Calcestruzzo per opere in c.a.

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Classe di esposizione		XC3, XF1	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	daN/m ³
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		50	mm
Rapporto A/C		0.5	

Classe di resistenza: FONDAZIONE	C28/35		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	28	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	36	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.77	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.32	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	32308	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.94	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.60	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	15.9	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.29	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	28.0	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.94	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	16.80	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	12.60	N/mm^2
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		320	daN/m^3
Rapporto A/C		0.55	
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		50	mm

Pali di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07 N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79 N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:		
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94 N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21 N/mm ²
Classe di esposizione		XC2
Classe di consistenza slump:		S4
Contenuto minimo di cemento:		300 daN/m ³
Massima dimensione aggregato		32 mm
Copriferro		80 mm
Rapporto A/C		0.6

4.2. Acciaio

4.2.1. Acciaio per c.a.

Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm ²
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm ²

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\leq 1,25$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$ mm	4 ϕ	
12 $\leq \phi \leq 16$ mm	5 ϕ	
per 16 < $\phi \leq 25$ mm	8 ϕ	
per 25 < $\phi \leq 40$ mm	10 ϕ	

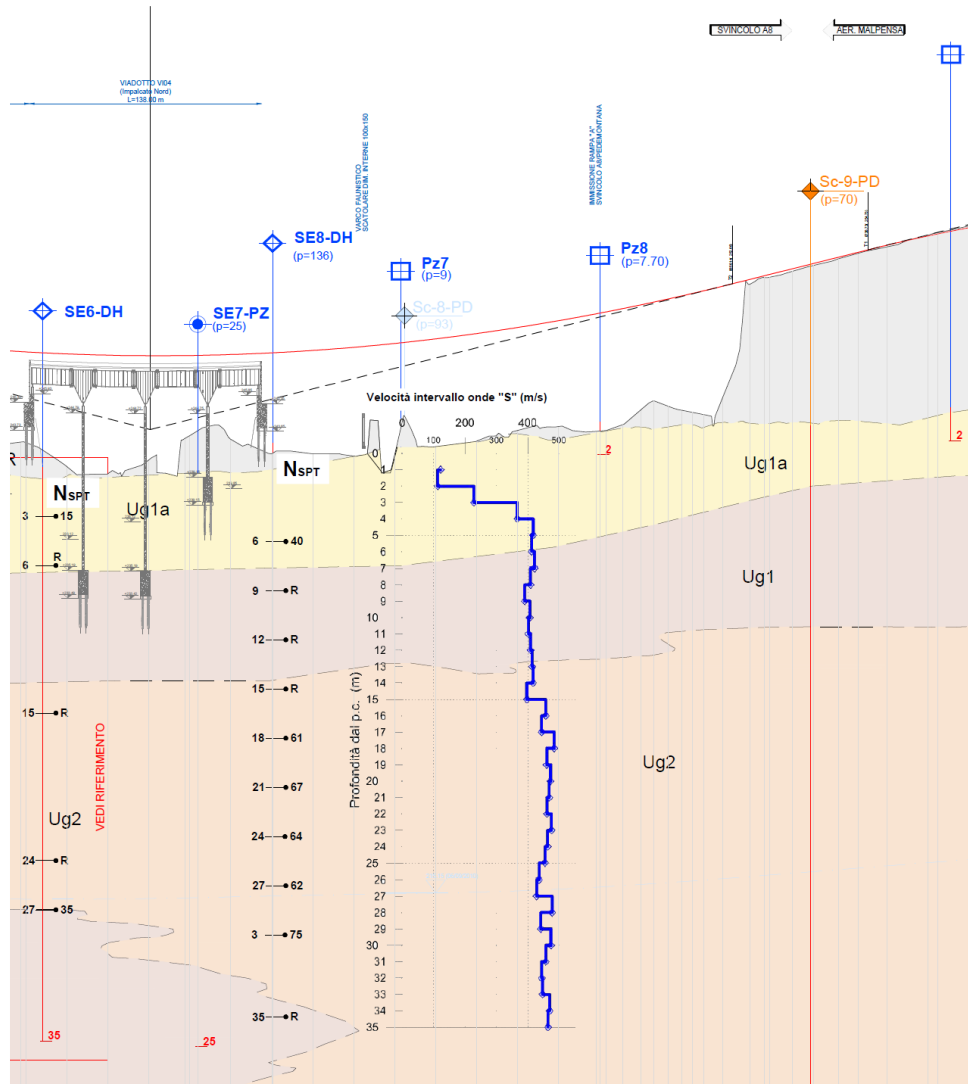
5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Con riferimento alla relazione geotecnica BB01_T00GE00GETRE01 alla quale si rimanda per maggiori dettagli, le varie unità geotecniche analizzate possono essere caratterizzate mediante i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente; per alcuni litotipi per ciascuno dei principali parametri geotecnici si propone un intervallo di valori più o meno ampio, per tener conto del numero ridotto di dati disponibili, soprattutto per quanto riguarda le prove per la determinazione delle proprietà meccaniche, della variabilità sia laterale che verticale delle litologie e dell'eterogeneità compositiva dei terreni presenti.

UG	Litotipo	γ_t	c'	Φ'	E	G
		kN/mc	kPa		MPa	MPa
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia	18-20	0-5	27-34°	10-40	5-15
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	19-21	---	35-40°	70-130 (<25m) 150-200 (>25m)	15-30 (<25m) 45-60 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	18-20	0-10	30-35°	80-130 (<25m) 150-200 (>25m)	10-40 (<25m) 45-60 (>25m)

UG	Litotipo	PL	Mp	k	Vs,30
		MPa	MPa	cm/s	m/s
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia			1E-04	100-350
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	2,5 (<25m)	40-45 (<25m)	1E-05	250-450 (<25m) 400-700 (>25m)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	2,5 (<25m)	35-40 (<25m)	1E-05	300-500 (<25m) 400-700 (>25m)

Caratterizzazione geotecnica dei vari litotipi



Stralcio profilo longitudinale 3° tratto geotecnico

Per la stratigrafia si assume:

da p.c. a q.ta -4.0m UNITA' Ug1a

da q.ta -4.0m a -11.0m UNITA' Ug1

da q.ta >11.0m UNITA' Ug2

Per il terreno di rinterro si assume quanto segue:

$$\gamma = 20 \quad \phi = 35^\circ$$

La falda risulta a una profondità di circa 27m da p.c.

Secondo la formulazione suggerita da Vesic (1961) la costante di Winkler k_s di una fondazione di larghezza B può essere calcolata noto il modulo elastico E e il coefficiente di Poisson ν del terreno:

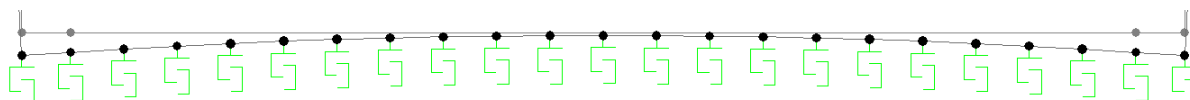
$$k_{rs} = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

I dati sono i seguenti:

- Larghezza media della fondazione $B=3.00\text{m}$;
- E il modulo elastico operativo del terreno medio
- Il modulo elastico E_o alle profondità di interesse, calcolato come media pesata dei moduli degli strati nel volume significativo dell'opera, vale 100 MPa ;
- Coefficiente di Poisson $\nu=0.3$.

La costante di Winkler si assume pari a $K= 194646 \text{ kN/mc}$

Nell'ipotesi di analisi elastico-lineare, si assegna alle aste di fondazione del modello un valore di "linear spring" pari a K , sfruttando la funzione del SAP2000 che distribuisce automaticamente l'assegnazione del K ai nodi della mesh:



Mediante le risultanze scaturite dalla prospezione MASW l'elaborazione dei dati ha permesso di calcolare un valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, tale da attribuire al suolo di fondazione può essere attribuito alla Categoria di tipo "C".

6. CRITERI DI VERIFICA

Nel calcolo dei muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d < R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

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

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

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.5.I. Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

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

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

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

 Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

7. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Di seguito si riportano esplicitamente i coefficienti di combinazione usati nel caso in esame.

Tra i carichi variabili si intendono l'azione del vento e la forza applicata sul parapetto.

7.1. Verifiche statiche

Per le verifiche in fase statica si utilizzeranno i seguenti coefficienti di combinazione:

CARICHI	comb: A1+M1+R3 STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

CARICHI	Comb. A2+M2+R2	
	A2	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.3
VARIABILI	0	1.3

PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R2
STABILITA' GLOBALE	1.1

CARICHI	URTO STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.4
SCORRIMENTO	1.1
RIBALTAMENTO	1.15

7.2. Verifiche sismiche

Per le verifiche in fase sismica si utilizzeranno i seguenti coefficienti di combinazione:

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

CARICHI	SISMA STAB. GLOB.	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M2
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1.25
COESIONE DRENATA	1.25
COESIONE NON DRENATA	1.4
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R2
STABILITA' GLOBALE	1.1

8. ANALISI DEI CARICHI MURI

8.1. Spinta delle terre

Si adotta in fase statica il coefficiente di spinta a riposo in fase statica e in fase sismica il metodo di Wood.

8.2. Pesì propri e permanenti portati

Il peso del muro è calcolato automaticamente dal foglio excel usato per il calcolo, una volta inserita la geometria. Si assume un peso specifico di 25kN/mc.

8.3. Peso ballast e peso terreno

Si considera terreno di rinterro con $\gamma=20$ kN/mc

8.4. Sovraccarico stradale

Ove presente, si considera il carico laterale di spinta associato al sovraccarico accidentale pari a $Q_t = P \cdot k_a$

$$P = 20.00 \text{ kN/mq}$$

In fase sismica si considererà il contributo di 20% di tale carico.

8.5. Sisma

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'analisi viene condotta secondo il metodo pseudo statico.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto si assume vita nominale $VN > 50$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe **IV**: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a **2** per la classe d'uso **IV**. $VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad a_g il valore previsto da pericolosità sismica. F_0 e T_c^* i valori ottenuti

imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati per individuare infine a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = 949$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale. T_C^* è espresso in secondi. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'opera in progetto ricade nel comune di [Milano](#).

Parametri per la determinazione dell'azione sismica dell'impalcato

Categoria di sottosuolo C

Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0.2$

q Coefficiente di struttura

η $1/q$

- a_g Accelerazione orizzontale massima al sito
- T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

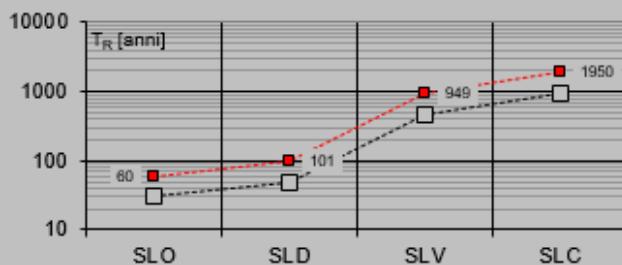
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLD - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_S = 1.500$ $C_C = 1.558$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

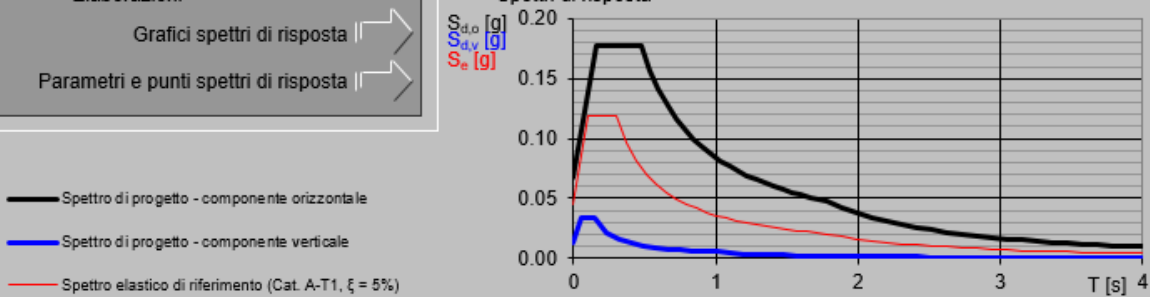
Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.045 g
F_v	2.633
T_c	0.302 s
S_c	1.500
C_c	1.558
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.471 s
T_D	1.780 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_c \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10(\delta + 2)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^2 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.068
T_B	0.157	0.178
T_C	0.471	0.178
	0.533	0.157
	0.596	0.141
	0.658	0.127
	0.720	0.116
	0.783	0.107
	0.845	0.099
	0.907	0.092
	0.970	0.086
	1.032	0.081
	1.095	0.077
	1.157	0.073
	1.219	0.069
	1.282	0.065
	1.344	0.062
	1.406	0.060
	1.469	0.057
	1.531	0.055
	1.593	0.053
	1.656	0.051
	1.718	0.049
T_D	1.780	0.047
	1.886	0.042
	1.992	0.038
	2.097	0.034
	2.203	0.031
	2.309	0.028
	2.415	0.026
	2.520	0.024
	2.626	0.022
	2.732	0.020
	2.837	0.019
	2.943	0.017
	3.049	0.016
	3.154	0.015
	3.260	0.014
	3.366	0.013
	3.472	0.012
	3.577	0.012
	3.683	0.011
	3.789	0.010
	3.894	0.010
	4.000	0.009

L'accelerazione di picco a_{\max} , in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, è valutata mediante un'analisi di risposta sismica mediante l'espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S è il coefficiente esplicitato nel paragrafo precedente. Si ricava pertanto coefficiente sismico in direzione orizzontale il k_h per i muri di sostegno, che risulta essere pari a:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:

a_g è l'accelerazione massima attesa al sito

g è l'accelerazione di gravità

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale

β_m è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa a_{\max} .

Nel caso di muri su fondazioni profonde $\beta_m = 1$

8.5.1. Muro su pali

Si considera un'accelerazione da applicare con il metodo pseudostatico di Wood.

Parametri sismici (D.M. 17/1/2018) - Passo 2 ✕

Categoria di sottosuolo

A ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

B rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti

C depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti

D depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti

E terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s

Categoria topografica

T1 superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

T2 pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

T3 rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15 \leq i \leq 30^\circ$

T4 rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Coefficiente di amplificazione topografica S_t

NOTA: la variazione del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_t assume valore unitario.

Coeff. di riduzione ag massima per verifiche locali

Muro non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Scorrimento, carico limite e resistenza

β_m k_h k_v

Ribaltamento

β_m k_h k_v

Coeff. di riduzione ag massima per stabilità globale

β_s k_h k_v

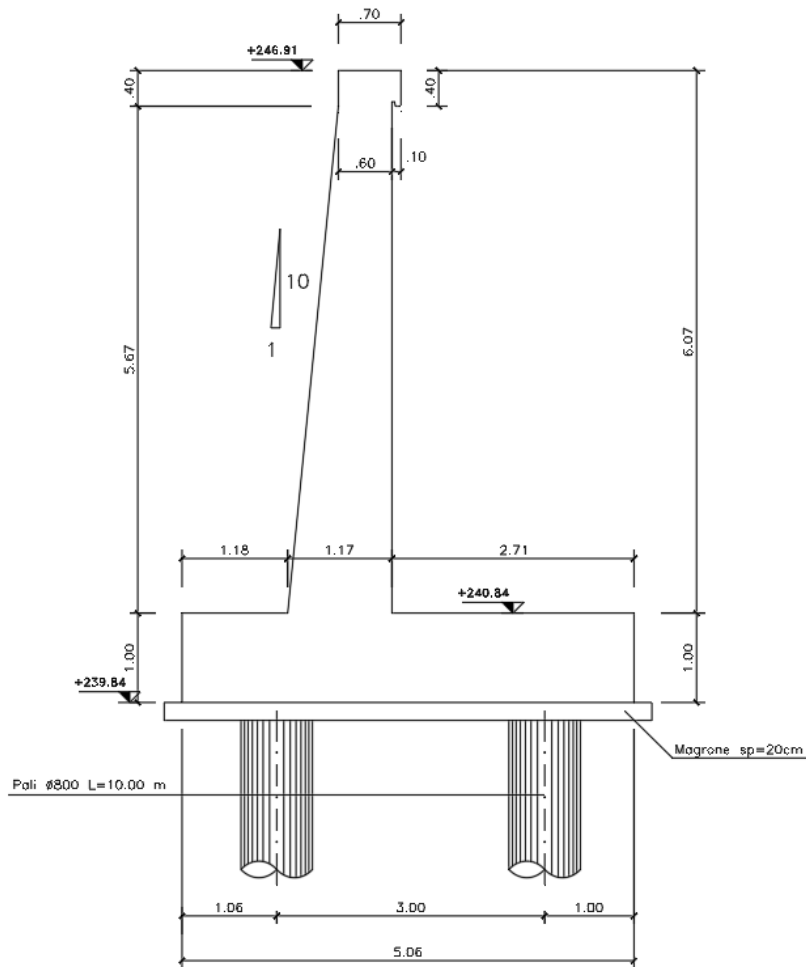
Muro rigido completamente vincolato

Muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede

9. MURO DI SOSTEGNO

Si verifica la sezione di altezza 7.07m indicata nella figura seguente, considerando l'effettiva altezza di terreno spingente pari a 6.07m.

Il muro è realizzato su fondazione su pali $\phi 800\text{mm}$ L = 10m



9.1. Input generale

Di seguito si riportano i dati geometrici del muro e i valori caratteristici dei parametri geotecnici, validi per tutte le combinazioni prese in esame.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)	
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	20.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	20.00 kN/m ³
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	30.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE	
SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	20.00 kN/m ²
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m ²
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0.00
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00 kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	0.00 kNm
AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI SISMICHE	
SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	4.00 kN/m ²
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m ²
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0
PESO FOA	0.0 kN/m
FORZA ORIZZONTALE per FOA	0.00 kN
COPPIA per FOA (in testa al muro)	0.00 kNm

9.2. Comb. A1+M1+R3

9.2.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	comb: A1+M1+R3 STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.5

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	20.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	20.00 kN/m ³
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	30.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	20.00 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	20.00 °
COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO	0.426

AZIONI ESTERNE (VALORI DI PROGETTO)

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	30.00 kN/m ²
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m ²
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00 kN/m
PESO FOA	0.00 kN
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO (in testa al muro)	0.00 kNm

9.2.2. Sollecitazioni STR paramento

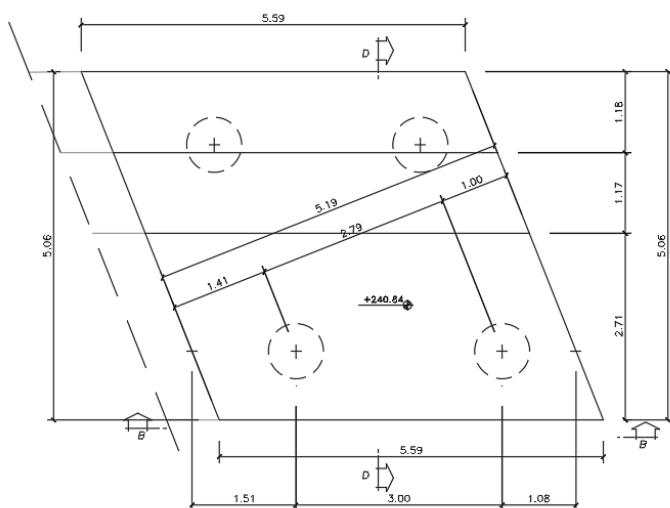
Per le verifiche agli SLE si considerano a favore di sicurezza le sollecitazioni agli SLU/1.2.

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	569.0	474.2
Azione di taglio risultante (kN/ml)	247.2	206.0

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

9.2.3. Sollecitazioni in testa ai pali

Si ricavano le sollecitazioni massime in testa ai pali.



$f =$	0.80	m	Diametro pali
$A_p =$	0.50	m ²	Area singolo palo
$n_p =$	4.00		Numero totale pali
$B_x =$	5.45	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	5.59	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZ.

Palo	X	Y	r_i	X^2	Y^2	r_i^2
n°	m	m	m	m ²	m ²	m ²
1	1.47	1.86	2.37	2.16	3.46	5.62
2	1.47	-1.14	1.86	2.16	1.30	3.46
3	-1.53	0.67	1.67	2.34	0.45	2.79
4	-1.53	-2.33	2.79	2.34	5.43	7.77
				9.00	10.64	19.64

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA FOND L=5.59m								
C.C.	N	T_x	T_y	M_x	M_y	N_{max/palo}	N_{min/palo}	T/palo
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLU	2952	1802	0	0	1646	1007	458	450

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

9.3. Comb. SISMA

9.3.1. Caratteristiche di progetto

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

PARAMETRO	R3
CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE	1.2
SCORRIMENTO	1
RIBALTAMENTO	1

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	20.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	20.00 kN/m ³
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	35.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	30.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	0.00 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 ϕ)	20.00 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	20.00 °
COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO	0.426

AZIONI ESTERNE (VALORI DI PROGETTO)

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	4.00 kN/m ²
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m ²
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	0.00
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00 kN/m
PESO FOA	0.00 kN
FORZA ORIZZONTALE per FOA	0.00 kN
COPPIA per FOA (in testa al muro)	0.00 kNm

CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
γ_{ϕ} =	1.00
γ_{cu} =	1.00
γ_c =	1.00
γ_{γ} =	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.700
Angolo di attrito ridotto	35.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO (a_v/g)	0.045
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE β_m	1.00
ACCELERAZIONE RIDOTTA (a_{v0}^*/g)	0.05
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.068
ACCELERAZIONE MASSIMA (a_{max}^*/g)	0.068
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.068
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.034

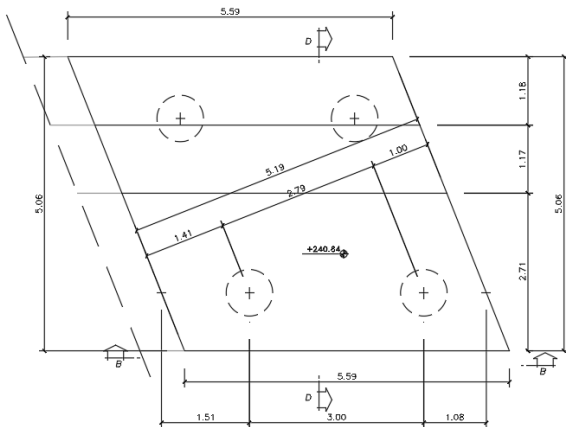
9.3.2. Sollecitazioni in fase sismica paramento

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	486.37
Azione di taglio risultante (kN/ml)	212.59

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali"

9.3.3. Sollecitazioni in testa ai pali

Si ricavano le sollecitazioni massime in testa ai pali.



$f =$	0.80	m	Diametro pali
$A_p =$	0.50	m ²	Area singolo palo
$n_p =$	4.00		Numero totale pali
$B_x =$	5.45	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	5.59	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONE

Palo	X	Y	r_i	X^2	Y^2	r_i^2
n°	m	m	m	m ²	m ²	m ²
1	1.47	1.86	2.37	2.16	3.46	5.62
2	1.47	-1.14	1.86	2.16	1.30	3.46
3	-1.53	0.67	1.67	2.34	0.45	2.79
4	-1.53	-2.33	2.79	2.34	5.43	7.77
				9.00	10.64	19.64

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA FOND L=5.59m								
C.C.	N	T_x	T_y	M_x	M_y	N_{max/palo}	N_{min/palo}	T/palo
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SIS	2482	1253	0	729	0	863	378	313

Per le verifiche d'armatura si rimanda al paragrafo "Verifiche strutturali".

9.4. Verifiche geotecniche pali

9.4.1. Criteri di verifica

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d < R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.4.II, 6.4.VI. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto.

 Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

 Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

In funzione delle verticali indagate si ha:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

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

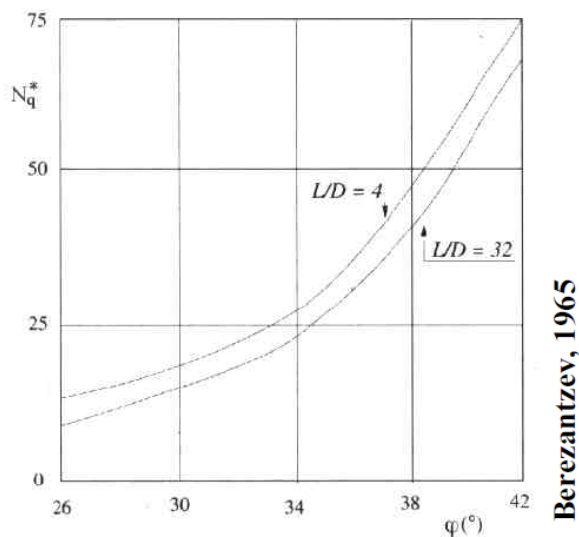
Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

9.5. Calcolo della capacità portante limite

Nel calcolo della resistenza della capacità portante limite per pali di grande diametro si considera il seguente grafico per il calcolo di N_q^* di Berezantev, 1965.

CARICO LIMITE

Pali di grande diametro



Berezantev, 1965

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO
OPERA: CV16

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **0.80** (m) Area del Palo (A_p): **0.503** (m²)
 Carico massimo sul palo Nd = **1007** (kN) Lpalo= **10.00** (m)
 (Comb. A1+M1+R3)

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:
 ξ
1.65
Coefficienti parziali γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

R3 Pali trivellati
 γ_b **1.35**
 γ_s **1.15**

Coefficiente parziale γ_r per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t **1.3**

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	Ghiaia e sabbia	4.00	0.00	18.00	18.00	10.00	27.00	0.43	0.00	0.00	0.00
2	Ghiaia e sabbia	6.00	10.00	19.00	19.00	10.00	35.00	0.43	0.00	0.00	0.00

LEGENDA

ΔH_i	spessore dello strato
H_f	profondità dello strato dal p.c.
γ_n	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N_{SPT}	Numero colpi al piede (solo granulari)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ_n/σ_v
c_u	coesione non drenata (solo coesivi)
c_a	adesione (solo coesivi)

 (per il corretto funzionamento del foglio di calcolo si è indicato $\gamma_n=\gamma'$)

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_i [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
2		6.00	10.00	19.00	19.00	10.00	35.00	0.43	0.00	0.00	0.00

A_b	Area della base del palo	0.50	[m ²]
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	186	[kPa]
$N_q = \nu B_k$	Coeff. di pressione geostatica	46	
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione	0	

$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	4300.72	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	1928.57	[kN]

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		c_a	s
$\sigma_{h,1}$	tensione laterale strato 1°	0	72	36	15.624	[kPa]	7.96
$\sigma_{h,2}$	tensione laterale strato 2°	72	186	129	55.986	[kPa]	39.20
$\sigma_{h,3}$	tensione laterale strato 3°	0	0	0	0	[kPa]	0.00
$\sigma_{h,4}$	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	[kPa]	0.00
$\sigma_{h,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0.00
$\sigma_{h,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0.00
$\sigma_{h,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0.00
$\sigma_{h,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0.00
$\sigma_{h,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0.00

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	671.18	[kN]	Peso proprio palo	125.66	[kN]
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	300.98	[kN]			

Si considera il contributo del peso del palo considerando però che il volume dello stesso va a sostituire un egual volume di terreno:

$\gamma_{terreno}$	20 kN/mc
γ_{cls}	25 kN/mc
Peso palo =	126 kN
Peso terreno =	101 kN
$\Delta W =$	25 kN

Nslu	1007	Q_{punta}	1307
W*1.35	34	Q_{lat}	1666
	1041		2973

VERIFICA SODDISFATTA

I pali non sono ad interasse di 3 diametri e pertanto si assume un fattore di efficienza $E = 0,69$. Da qui la portata totale ammissibile di gruppo vale $(Q_{punta} + Q_{lat}) * n^{\circ} \text{pali} - W_{pali}$

n°pali	4	kN	
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO =		11792	
CARICO MASSIMO SULLA PALIFICATA =		2952	VERIFICA SODDISFATTA

9.6. Calcolo del carico limite orizzontale

Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido–perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia influente e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento. Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- γ = peso di volume del terreno
- d = diametro del palo
- z = profondità
- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo "corto" e "lungo" insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo "corto" l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione $M_{max} < M_y$ (M_y : momento ultimo del palo).

Per il palo "lungo" il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica.

L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

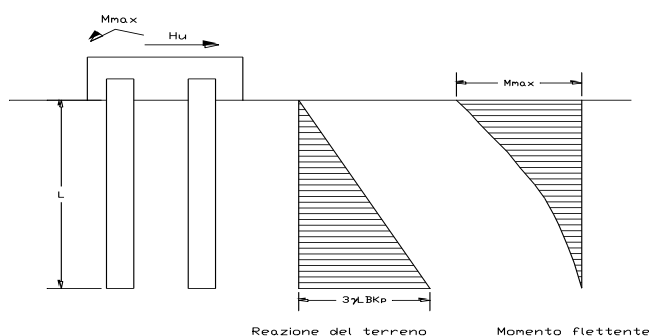
- $H_u (e+2/3f) = 2 M_y$

dove:

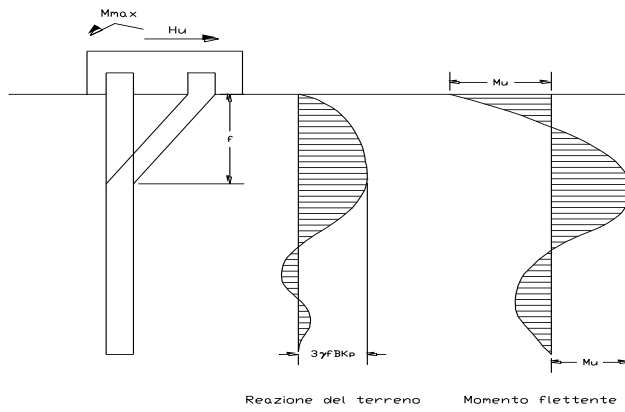
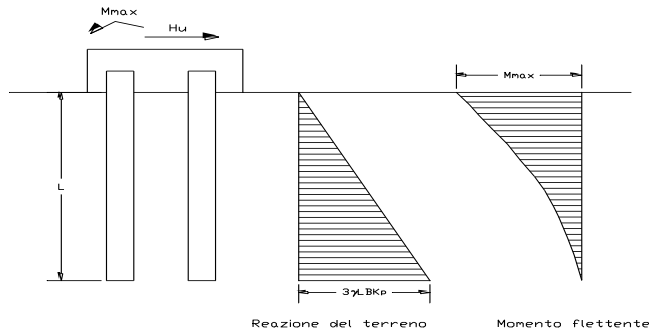
- $f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}$.

Schemi di rottura metodo di Broms:

Pali corti:



Pali lunghi:



Calcolo del momento di plasticizzazione:

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)
 Raggio = 400 (mm)
 Sforzo Normale = 378 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

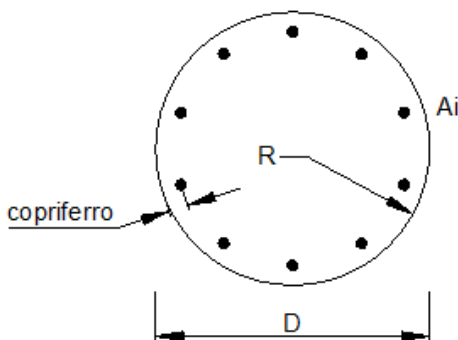
calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)

$\gamma_{m,c}$ = 2.1

α = 0.8

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{c} = 14.29$ (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (N/mm²)

γ_E = 1.00

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (N/mm²)

E_s = 210000 (N/mm²)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 7.500%

ϵ_{ud} = 6.750%

α = 0.9

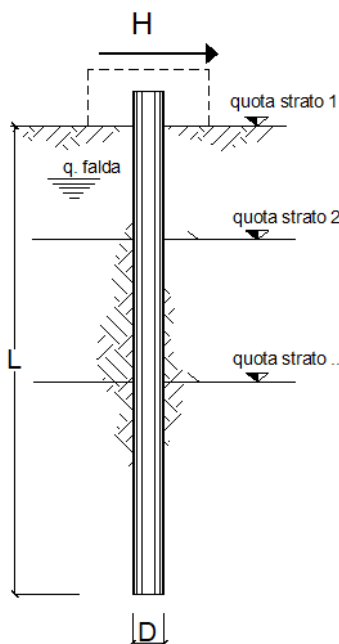
Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copri ferro (mm)
15	26	7963.94	90
		0.00	
		0.00	

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 865.9$ (kN m)

opera **ST05**


strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
	p.c.=strato 1	0.00	18	18	27	2.66	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	-11.00	19	19	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 3	-28.00	18	8	30	3.00	0
<input type="checkbox"/>	strato 4					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00	

Quota falda -27 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 10.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 866 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 731.0 (kN)
 Palo intermedio H = 1601.3 (kN)
 Palo corto H = 5752.0 (kN)

Hlim = 731.0 (kN) Palo lungo

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ
1.65

Coefficiente parziale γ_t per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

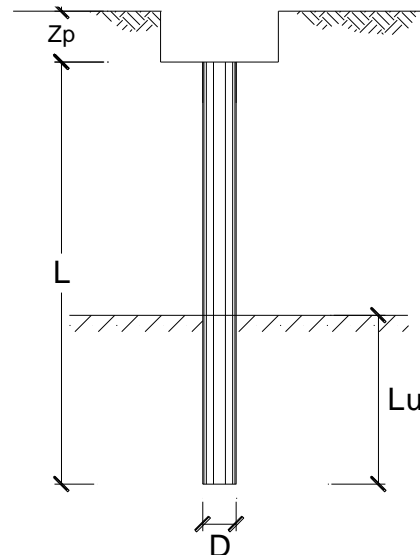
$$R_t = H_{lim} / (\xi * \gamma) = 731 \text{ kN} / (1.65 * 1.3) = 341 > T_{max} = 313 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

9.7. Cedimenti

Il cedimento della palificata e del singolo palo maggiormente sollecitato, risulta:

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)
Carico sul palo (P):	839.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	10.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	8.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	70.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	4	(-)
Spaziatura dei pali (s)	1.5	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * Lu_{\text{utile}}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lu_{\text{utile}} / D): \quad 1.50 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * Lu_{\text{utile}} = \quad 2.25 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = \quad 0.775$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = \quad 4 \quad * \quad 0.86 \quad * \quad 2.25 \quad = \quad 7.75 \quad (\text{mm})$$

Tali valori risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.8. Verifiche strutturali

9.8.1. Paramento

Dalla combinazione STR:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	569.0	474.2
Azione di taglio risultante (kN/ml)	247.2	206.0

Dalla combinazione Sismica:

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	486.37
Azione di taglio risultante (kN/ml)	212.59

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: Muro-spicc

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm ²
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Polygonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	117.0
3	50.0	117.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.0	26
2	-41.7	109.0	22
3	41.7	109.0	22
4	41.7	8.0	26

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	2	3	3	22
2	4	1	3	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 20 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	56900	0	47420	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	47400	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)

Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	47400 (80582)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	47400 (80582)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.3	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.7	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] 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	0	56900	0	0	110470	0	1.94	26.5(23.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato 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	0.068	-50.0	117.0	-0.00026	-41.7	109.0	-0.04766	-41.7	8.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45

C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000469383	-0.051417832	0.068	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 20 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	47420	317104	300657	108.7	100.0	2.500	1.000	5.0	31.4(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	18.5	-50.0	117.0	-236	-20.9	8.0	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	18.5	-50.0	117.0	-236	-20.9	8.0	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi

Mx fess.	My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]										
Mx fess.	My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]										
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess	
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000	(0.40)	80582	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	18.5	-50.0	117.0	-236	-20.9	8.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess	
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000	(0.30)	80582	0

9.8.2. Armatura palo

Si dispone una gabbia di 15φ26:

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: palo

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di progetto ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :		1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	30.0	15	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	45800	10	0	45000	0
2	100700	0	0	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	83900	0	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	83900	0 (0)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	83900	0 (0)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.9 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.1 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] 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 Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	45800	10	0	45791	89161	0	999.00	79.6(15.1)
2	S	100700	0	0	100701	96935	0	999.00	79.6(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys 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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	40.0	0.00206	-6.2	29.3	-0.00597	0.0	-30.0
2	0.00350	0.0	40.0	0.00223	-6.2	29.3	-0.00485	0.0	-30.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1	0.000000000	0.000135256	-0.001910242	----	----
2	0.000000000	0.000119277	-0.001271077	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	45000	93586	101558	61.1 51.1	70.5	2.500	1.064	9.0	20.3(0.0)
2	S	0	143663	39132	59.2 49.2	72.3	1.000	1.141	0.0	20.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	13.5	0.0	0.0	202	0.0	-30.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	13.5	0.0	0.0	202	0.0	-30.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]

My fess.		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]									
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	13.5	0.0	0.0	202	0.0	-30.0	---	---

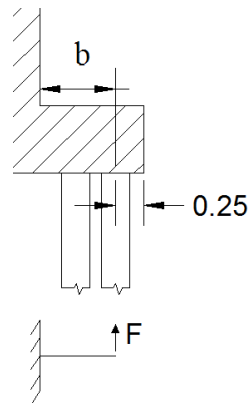
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0

9.8.3. Zattera di fondazione

Si riporta la verifica della sezione di dimensioni 1m*1.80m considerando la sollecitazioni al metro lineare calcolata per la zattera di fondazione

Le massime sollecitazioni agenti sulla suola di fondazione sono ricavate in relazione ai massimi sforzi in testa ai pali, introdotti nel paragrafo relativo. La suola viene schematizzata come una mensola incastrata lungo il paramento e su di essa agisce il massimo sforzo in testa al palo. Si fa riferimento al palo più distante rispetto al paramento del muro. In questo modo si calcola:



Larghezza sezione di verifica = 1.80 m → si calcola così il momento per fessurazione e il taglio a metro lineare agenti sulla fondazione

b	1.7	m
L	1.8	m

C.C.	N _{max/palo}	M=N*b	M _{max} =M/L	V _{max} =N/L
n°	kN	kN	kN	kNm
SLU	1007	1712	951	559
SIS	863	1467	815	479
SLE	839	1427	793	466

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: Muro-fond

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	158.60	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	126.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50		
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-90.0	0.0
2	-90.0	100.0
3	90.0	100.0
4	90.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

1	-81.7	8.3	20
2	-81.7	91.7	20
3	81.7	91.7	20
4	81.7	8.3	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	2	3	7	20
2	4	1	7	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	95100	0	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	79300	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	79300 (90942)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	79300 (90942)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.4 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] 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 (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	95100	0	0	100837	0	1.06	56.5(26.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato 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	0.074	-90.0	100.0	-0.00080	-81.7	91.7	-0.04400	-81.7	8.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000518021	-0.048302125	0.074	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.

1	S	24.1	-90.0	100.0	-301	-61.3	8.3	---	---
---	---	------	-------	-------	------	-------	-----	-----	-----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	24.1	-90.0	100.0	-301	-61.3	8.3	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	90942	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	24.1	-90.0	100.0	-301	-61.3	8.3	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	90942	0

Per la verifica a taglio si considerano cavallotti $\phi 20/100 \times 100$:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: $b =$	1800 mm
Altezza sezione: $h =$	1000 mm
Copriferro: $c =$	50 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa =	20 mm
N° barre tese =	9
Diametro armatura compressa =	20 mm
N° barre compresse =	9
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione) =	20 mm
Passo armatura a Taglio =	1000 mm
N° bracci delle staffe =	2
Inclinazione staffe : $\alpha =$	90 °
Inclinazione puntone : $\theta =$	22 °

AZIONI	
$N_{Ed} =$	0.00 kN
$V =$	559.00 kN
$\gamma_{Rd} =$	1.00
$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	559.00 kN

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	628.50 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

Verifica a punzonamento

Ved=	559000	[N]
My=	0	[Nm]
Mz=	0	[Nm]
Dimensione Pilastro y = By	0.8	[m]
Dimensione Pilastro z = Bz	0.8	[m]
spessore piastre= s =	1	[m]
copriferro medio =c=	0.050	[m]
d=s-c=	0.950	[m]
ey=Mz/Ved=	0	[m]
ez=My/Ved=	0	[m]
fck=	35	[N/mm ²]
[Fe B450C] fyk=	450	[N/mm ²]
γc=	1.5	
β= (1.4 bordo, 1.15 interno)=	1.4	

u0 (circonferenza palo)=	2.51	[m]
v0Ed = β·Ved/(u0·d)=	0.328	[N/mm ²]
fcd = 0,85·fck/γc=	19.83	[N/mm ²]
v=0.7*(1-f _{ck} /250)=	0.602	
Vrd,max = 0,5·v·fcd =	5.970	[N/mm ²]
v0Ed/Vrd,max =	0.05	verificato

Øly	20	mm
iy	0.2	m
Ølz	20	mm
iz	0.2	m
u1 (perimetro di verifica a distanza 2d)=	22.2	[m]
vEd = β·Ved/(u1·d)=	0.037	[N/mm ²]
ρly = Øly·π/(4·iy·d)=	0.00165	
ρlz = Ølz·π/(4·iz·d)=	0.00165	
ρl = min{0,02; (ρly·ρlz) ^{1/2} }=	0.00165	
Crd,c = 0,18/γc =	0.12	
k = min{2; 1+(0,2/d) ^{1/2} }=	1.46	
v min = 0,035·k ^(3/2) ·fck ^{1/2} =	0.365	[N/mm ²]
v1 = Crd,c·k·(100·ρl·fck) ^(1/3) =	0.314	[N/mm ²]
vrd,c = max{v1; vmin} =	0.365	[N/mm ²]
vEd/Vrd,c =	0.10	verificato