



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



**Dipartimento
per lo Sport**
Presidenza del Consiglio dei Ministri

Comune di Toano

Provincia di Reggio Emilia

REALIZZAZIONE SPOGLIATOI, CAMPO DA CALCIO E TENNIS
CENTRO SPORTIVO 'TOANO SPORT PARK' - CUP F78E25000180006

PNRR - M5C2 INVESTIMENTO 3.1 "SPORT E INCLUSIONE SOCIALE"
FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA – NEXT GENERATION EU

PROGETTO ESECUTIVO

Centro Sportivo 'Toano Sport Park'

Via Matilde di Canossa, 42010 Toano (RE)

Committente

Comune di Toano
Corso Trieste n. 65, 42010 Toano (RE)

RUP

Geom. Erica Bondi

progettista architettonico e coordinamento gruppo specialisti

Architetto Enrico Franzoni
Piazza Cavicchioni, 5
42020 Albinea (RE)

collaboratori

Arch. Nicoletta Manzotti, Arch. Mia Zanni
Arch. Susanna Mattioli, Arch. Piera Scarano

progettista strutturale

Ingegnere Martina Malagoli

progetto impianti

Termoprogetti
P.I. Sergio Cantoni

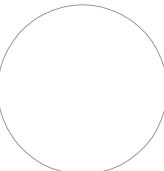
progettista impianti elettrici e impianti speciali

P.I. Cristian Bazzoli

RESPONSABILE DEL PROGETTO:



COMMITTENTE



10/09/2025
Protocollo 24/25



A/R	DATA	DESCRIZIONE	SCALA	ELABORAZIONE
A				
B				
C				
D				
E				
F				
G				

A TERMINE DI LEGGE E' VIETATO RIPRODURRE E COMUNICARE A TERZI IL CONTENUTO DEL PRESENTE ELABORATO. SI RICONOSCONO AUTORIZZATI SOLO GLI ELABORATI CON TIMBRO E FIRMA IN ORIGINALE DEL RESPONSABILE DEL PROGETTO.
IL PRESENTE PROGETTO E' DI PROPRIETA' ESCLUSIVA DI FRANZONI STUDIO PIAZZA CAVICCHIONI, 5 - 42020 ALBINEA (RE).



FRANZONI STUDIO
architecture smart technology

Piazza E. Cavicchioni, 5
42020 Albinea - Reggio Emilia
p.i. 02601890359 tel.-fax 0522347400
info@franzonistudio.com www.franzonistudio.com
enrico.franzoni@archiworldpec.it

R.06

Relazione geotecnica

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, MODELLAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

Il presente progetto esecutivo concerne realizzazione di un nuovo spogliatoio a servizio di un campo da calcio a 11 e campo da Tennis, situato in via Matilde di Canossa nel comune di Toano (RE) presso l'area sportiva.

Il progetto è promosso dal Comune di Toano con l'obiettivo di adeguare e migliorare le strutture esistenti nel rispetto delle normative vigenti in materia di edilizia, igiene, sicurezza e accessibilità.

Di seguito si riporta una vista in pianta dell'intero edificio.

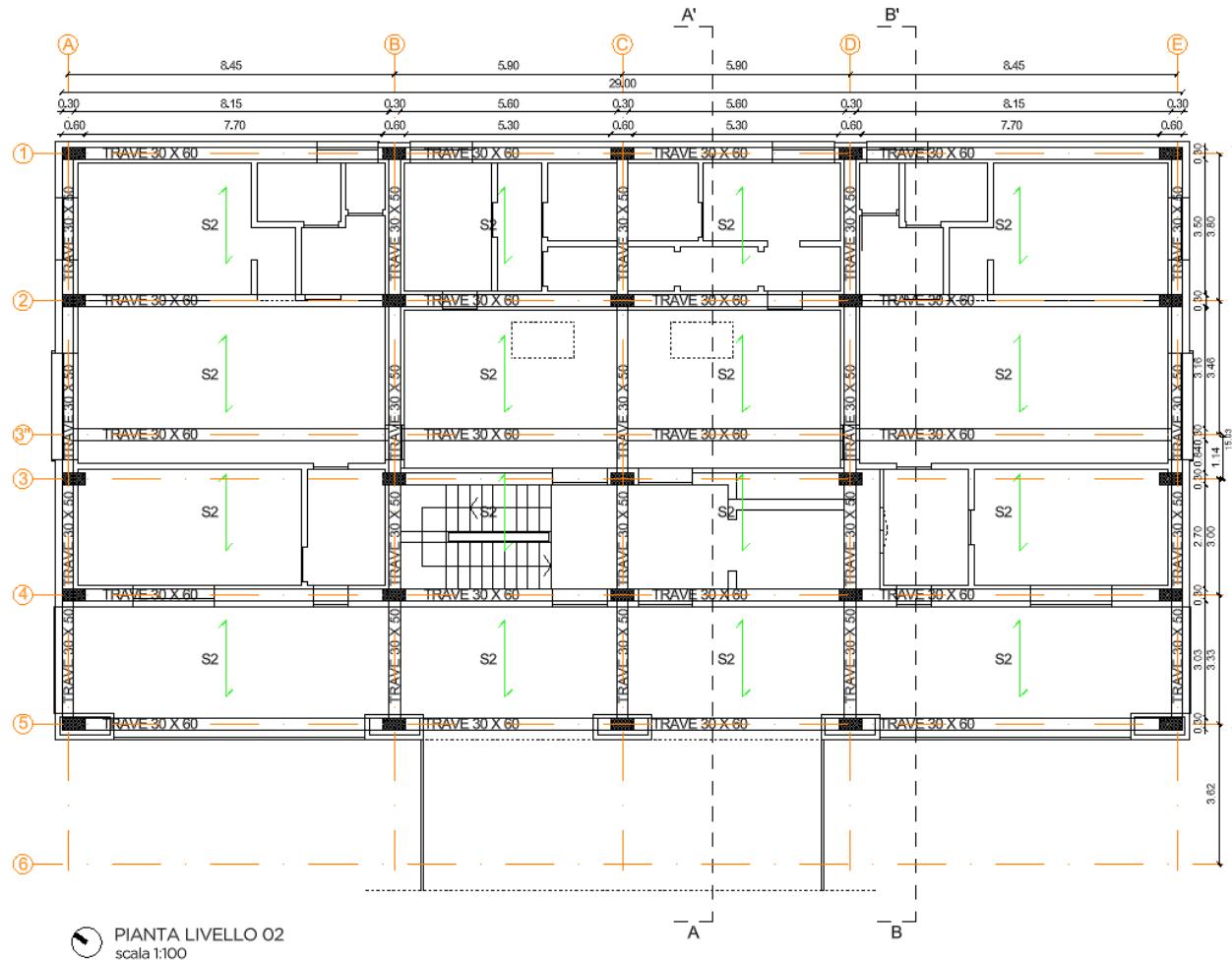


Figura 1 – Vista planimetrica

In particolare, il corpo di fabbrica principale sarà realizzato con struttura portante a telaio in c.a. ed impalcati, compreso quello della copertura a falde inclinate, realizzati mediante solai in laterocemento. Le scale sono realizzate mediante una soletta in c.a. e le fondazioni sono costituite da una platea di fondazione di spessore 40 cm. È presente, inoltre, un setto controterra in c.a. su cui è ordito un solaio in laterocemento per il

collegamento della struttura al campo di gioco.

L'intervento in oggetto si configura come **nuova costruzione**.

La relazione espone ai sensi del punto B.2.2 della delibera di Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna n. 1373/2011, l'illustrazione sintetica del progetto strutturale.

La proposta progettuale prevede la classificazione dell'edificio in **classe d'uso II** come costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi (par.2.4.2 - NTC 2018).

- Vita nominale $V_N=50$ anni (§ 2.4.1 – NTC 08)
- Classe d'uso III → $C_u=1,0$ coefficiente d'uso (§ 2.4.2 – NTC 18)
- Periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_u=50 \times 1,0 = 50$ anni (§ 2.4.3 – NTC 18).

Contesto Edilizio

L'area oggetto dell'intervento è classificata nel vigente strumento urbanistico comunale come zona G1 verde pubblico e attrezzature sportive ed è situata in via Matilde di Canossa nel comune di Toano (RE).



Vista aerea con indicazione dell'area oggetto di intervento

LOCALIZZAZIONE SITO

Indirizzo	Via Matilde di Canossa
-----------	------------------------

Comune	Toano (RE)		
Provincia	RE		
Altezza	h_s	890	m s.l.m.
Coordinate geografiche (edificio)	Lat.	44,377881	N
	Long.	10,556761	E

Nella relazione geologica si riporta che nell'area in esame sono presenti suoli di categoria di **sottosuolo di tipo C** (Tab. 3.2.II - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.).

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche geomecaniche e sismiche del terreno, sito a Toano (RE) in Via Matilde di Canossa, sono esposte nella relazione di studio geologico-geotecnico redatta dal Dott. Geol. Paolo Calicetti.

In considerazione del tipo/rilevanza dell'opera, della complessità geologica e del grado di conoscenza locale, per la definizione della lito-stratimetria e per la caratterizzazione geotecnica del terreno, si è fatto riferimento ai dati bibliografici pubblicati sul sito della Regione Emilia-Romagna. Per la determinazione dei parametri geotecnici, geofisici e litologici del sito, sono state eseguite, presso l'area di interesse indagini geognostiche, in particolare:

- n° 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH con un penetrometro cingolato Pagani TG 63 200KN;
- n° 1 acquisizione di sismica attiva MASW.

Sono stati inoltre ricavati i principali parametri geotecnici del terreno:

<u>Profondità da P.C (m)</u>	<u>Descrizione materiale</u>	<u>Parametri</u>	
<u>STRATO 1</u> <u>P.C-0,6 m</u>	Terreno vegetale argillo limoso poco consistente.	<u>RD</u>	16,7 bkg/cm ²
		<u>Cu</u>	0,24 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	0,20 kg/cm ²
		<u>C'</u>	0,03 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	22°
		<u>ME</u>	26,8 Kg/cm ²
		<u>ME_k</u>	24 Kg/cm ²
		<u>Mod. Young</u>	24,5 Kg/cm ²
		<u>γs</u>	18 kN/m ³
		<u>γd</u>	16 kN/m ³
<u>STRATO 2</u> <u>0,6-2,0 m da P.C</u>	Argille e limi moderatamente consistenti	<u>Mod. Poisson</u>	0,31
		<u>NSPT</u>	2,5
		<u>Kh</u>	1 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	2 kg/cm ³
		<u>RD</u>	49,5 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	0,76 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	0,43 kg/cm ²
		<u>C'</u>	0,07 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	26°
		<u>Ang. Attrito_k</u>	24°
		<u>ME</u>	81,1 kg/cm ²
		<u>ME_k</u>	75,8 Kg/cm ²
		<u>Mod. Young</u>	77,8 kg/cm ²
		<u>γs</u>	20 kN/m ³
		<u>γd</u>	19 kN/m ³
		<u>Mod. Poisson</u>	0,29
		<u>NSPT</u>	7,8
		<u>Kh</u>	2,5 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	4 kg/cm ³

STRATO 3 2,0-2,4 m da P.C	Arenarie alterate con spessori di limi argillosi e arenarie compatte estremamente consistenti	RD	218,2 kg/cm²
		Cu	2,5 kg/cm²
		Cu_k	1,5 kg/cm²
		C'	0,25 kg/cm²
		Ang. attrito	31°
		Ang. Attrito_k	27°
		ME	386 kg/cm²
		ME_k	94,5 Kg/cm²
		Mod. Young	446 kg/cm²
		γ_s	24 kN/m³
		γ_d	22 kN/m³
		Mod. Poisson	0,29
		NSPT	37,7
		Kh	10 kg/cm³
		Ko	15 kg/cm³
<i>Legenda:</i>		<i>γ_s, γ_d- Peso specifico saturo e drenato; RD- Resistenza dinamica; Cu, C'- coesione non drenata e drenata (Schmertmann); ME- Modulo edomentrico (Mitchell e Gardner) °- Angolo d'attrito (De Mello); Kh coefficiente Winkler verticale, Ko coefficiente di Winkler orizzontale;</i>	

PLATEA DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda le strutture di fondazione, si riportano di seguito le verifiche della platea di fondazione.

Verifiche di resistenza dei materiali a SLU

Si riportano le verifiche a flessione delle fondazioni, il coefficiente di sfruttamento indica il rapporto momento sollecitazione e momento resistente $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

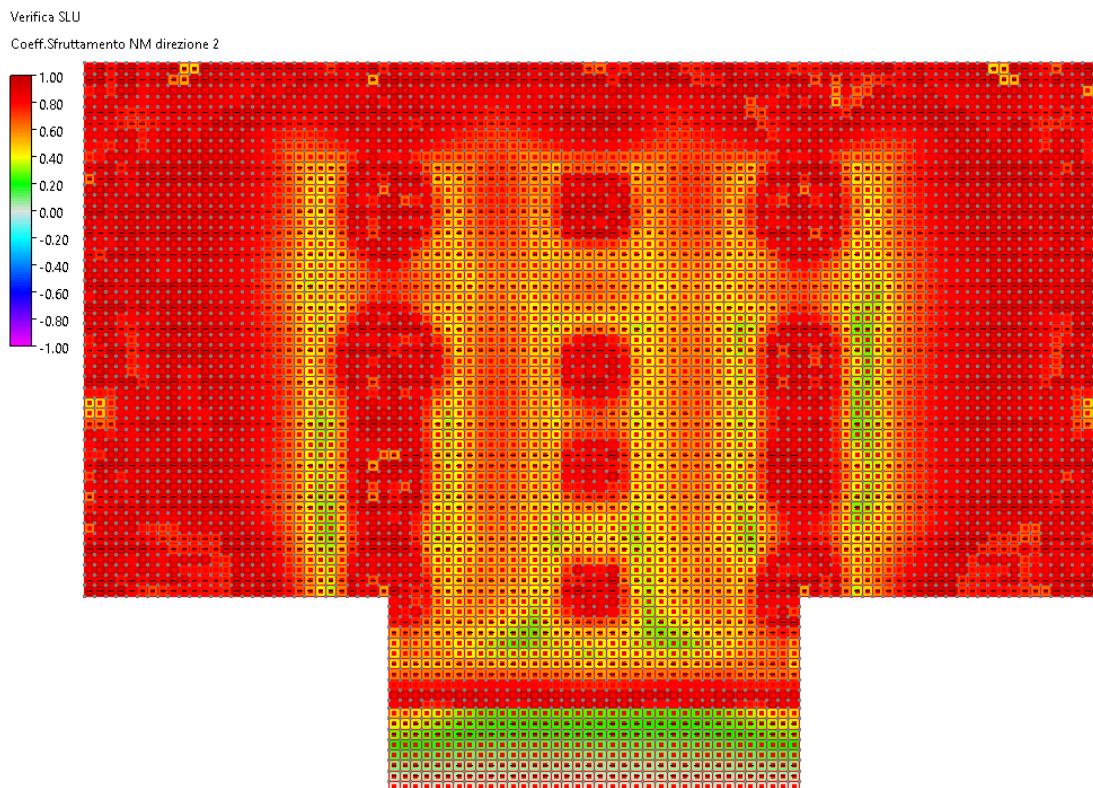


Figura 2: Verifica flessione platea in direzione 2

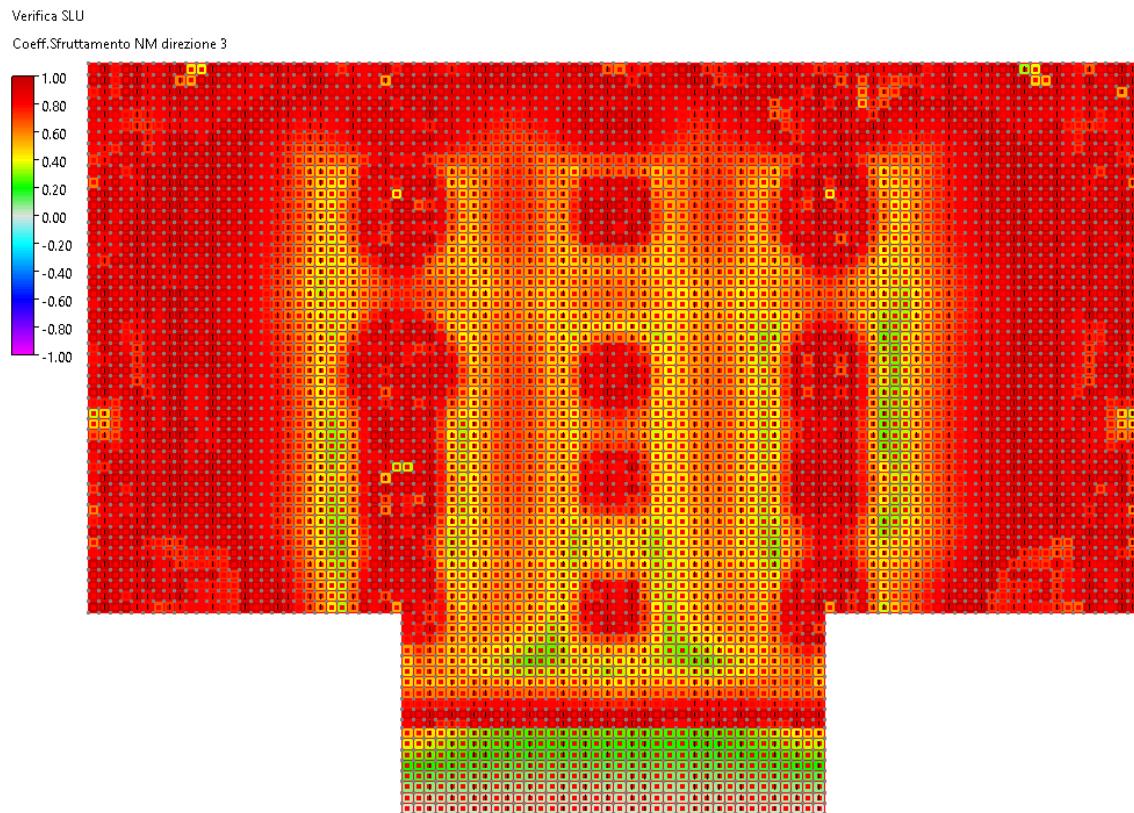


Figura 3: Verifica flessione platea in direzione 3

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche di portanza del terreno in condizioni drenate

Come riportato nella presente relazione, il terreno alla profondità di circa 1,0 m presenta le seguenti **caratteristiche meccaniche** in condizioni efficaci:

$$\phi' = 24^\circ \text{ angolo d'attrito}$$

$$c' = 0,07 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coesione efficace)}$$

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (Peso di volume)}$$

Verifica della capacità portante

Si affida la capacità portante alla platea di fondazione; le verifiche sono state condotte con l'**Approccio 2**, combinazione **A1-M1-R3**.

Per la verifica della capacità portante il valore dell'azione di calcolo, componente verticale al piano di posa N_d del carico agente in fondazione, la si confronta con la componente normale della resistenza ultima del sistema fondazione-terreno:

$$N_d \leq R_d = \frac{q_{\lim} L_R B_R}{\gamma_R}$$

- Approccio 2: R3 → $\gamma_R=2,3$ per la capacità portante (Tab. 6.4.I - NTC 2018)
- **B_R =Base ridotta**
- **L_R =lunghezza ridotta**

Coefficienti parziali per i parametri del terreno Tab. 6.2.II – NTC 2018 - colonna (M1):

- Coesione efficace $\gamma_c'=1$
- Coesione non drenata $\gamma_{cu}=1$
- Tang. Angolo di resistenza taglio $\gamma_\phi'=1$
- Peso unità di volume $\gamma_y=1$

La formulazione di Brinch-Hansen (1970) contiene in un unico coefficiente tutte le variabili viste in precedenza.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_y \cdot \alpha_y + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + q \cdot N_q \cdot \alpha_q \quad \rightarrow \text{in condizioni drenate}$$

Dove, con riferimento allo schema, deve intendersi:

- $B' = B - 2 \cdot e_B$ → con e_B eccentricità del carico rispetto al lato corto dell'impronta di fondazione
- $q = \gamma' D$ → pressione esercitata dalla colonna di terreno posta a fianco della fondazione

Fattori di capacità portante:

- $N_q = \tan \varphi^2 \cdot \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi \cdot \varphi'}$
- $N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$

Coefficienti correttivi:

- $\alpha_q = i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$
- $\alpha_y = i_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot b_y \cdot g_y$
- $\alpha_c = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c$

i_q, i_y, i_c → coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi

s_q, s_y, s_c → coefficienti correttivi che tengono conto della forma dell'impronta della fondazione

d_q, d_y, d_c → coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa D

b_q, b_y, b_c → coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione della base di fondazione

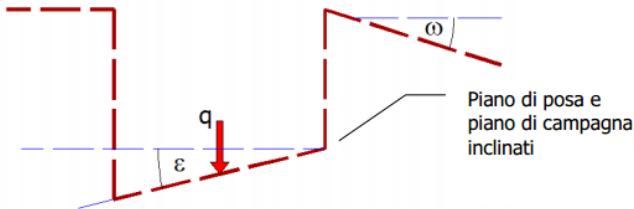
g_q, g_y, g_c → coefficienti correttivi che tengono conto della inclinazione del piano di campagna



Coefficienti di inclinazione del carico

$$i_q = \left\{ 1 - \left[\frac{V}{(N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \tan \varphi')} \right] \right\}^{(m+1)} ; i_q = \left\{ 1 - \left[\frac{V}{(N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \tan \varphi')} \right] \right\}^{(m)} ; i_c = i_q - \left[\frac{(1 - i_q)}{(N_c \cdot \tan \varphi')} \right]$$

con : $m = (2+B'/L)/(1+B'/L')$ dove: $L' = L - 2e_L$ ($e_L \rightarrow$ eccentricità longitudinale del carico)

**Coefficienti di forma**

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * (B'/L') ; s_c = 1 + (B'/L') * (N_q/N_c) ; s_q = 1 + (B'/L') * \tan \varphi'$$

Coefficienti di affondamento

$$d_\gamma = 1 ; d_c = d_q - (1-d_q)/(N_c * \tan \varphi') ; d_q = 1 + 2(D/B') * \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 ;$$

Coefficienti di inclinazione base fondazione ($\epsilon < \pi/4$)

$$b_\gamma = (1 - \epsilon \tan \varphi')^2 ; b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c * \tan \varphi') ; b_q = (1 - \epsilon \tan \varphi')^2 ;$$

Coefficienti di inclinazione del piano di campagna

$$g_\gamma = g_q / \cos \omega ; g_c = g_q - (1 - g_q)/(N_c * \tan \varphi') ; g_q = g_q - (1 - g_q) / (N_c + \tan \varphi')$$

- Approccio 2: R3 $\rightarrow \gamma R = 2,3$ per la capacità portante (Tab. 6.4.I - NTC 2018)
- Coefficienti parziali per i parametri del terreno Tab. 6.2.II – NTC 2018 colonna (M1):

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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_y	γ_y	1,0	1,0

Si riporta la portata dei basamenti considerando la trave maggiormente sollecitata secondo la formulazione Brinch-Hansen:

PLATEA		
L=	15,00	m
B=	29,00	m
ϕ' =	24	0,419
c'=	0,07	daN/cm ²
γ =	20	daN/m ³
D=	0,4	m
sen ϕ' =	0,4067	
cot ϕ' =	2,2460	
tg ϕ' =	0,4452	
ω =	0	0
tg ω =	0	
m=	1,34	
m+1=	2,341	
α =	0	

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_y s_y i_y b_y g_y + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

tg ϕ'/B =	72,50	
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		
N=	3500000	daN
Mx=	0	daNm
My=	0	daNm
H=	3.000	daN
ex=	0,00	m
ey=	0,00	m

γ =	20	daN/mc
N_y =	9,44	$2(N_q+1)tg\phi'$
B=	29,00	m
s_y =	1,18	
i=	1,00	
b_y =	1	
g_c =	1,0	
L=	15,00	m

c'=	700	daN/mq
N_o =	19,32	
s_o =	1,18	
d_c =	1,005	
i_b =	0,999	
b_c =	1,0	
g_c =	1	

q=	8	daN/mq (γD)
N_q =	9,60	
s_q =	1,36	
d_q =	1,004	
i_b =	0,999	
b_q =	1,0	
g_q =	1,0	

q_{lim} =	19.350	daN/mq
γ_R =	2,3	Fattore di sicurezza $\rightarrow R3$
B_R =	29,00	m BASE RIDOTTA
L_R =	15,00	m LUNGHEZZA RIDOTTA
R_d =	3.659.704	daN
N_d/R_d =	0,96	OK VERIFICA

$$N_d \leq R_d = \frac{q_{lim} BL}{\gamma_R}$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche di portanza del terreno in condizioni non drenate

Si riporta di seguito la verifica delle fondazioni in condizioni non drenate.

Per il riferimento della tipologia di terreno presente alla profondità di 0,8 m, si prendono i dati relativi alle indagini geologiche considerando i seguenti parametri geotecnici di verifica:

$\phi' = 24^\circ$ angolo d'attrito

$c' = 0,07$ daN/cm² (coesione efficace)

$C_u = 76,00$ [KPa]

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (Peso di volume)}$$

Le sollecitazioni sulla trave sono state calcolate mediante la modellazione con software di calcolo considerando un terreno alla Winkler con $K=0,016 \text{ N/mm}^2$ a favore di sicurezza.

Verrà eseguita la verifica **GEO** - SLU di tipo geotecnico per quanto riguarda il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno.

Il tipo di fondazione scelta è di tipo superficiale.

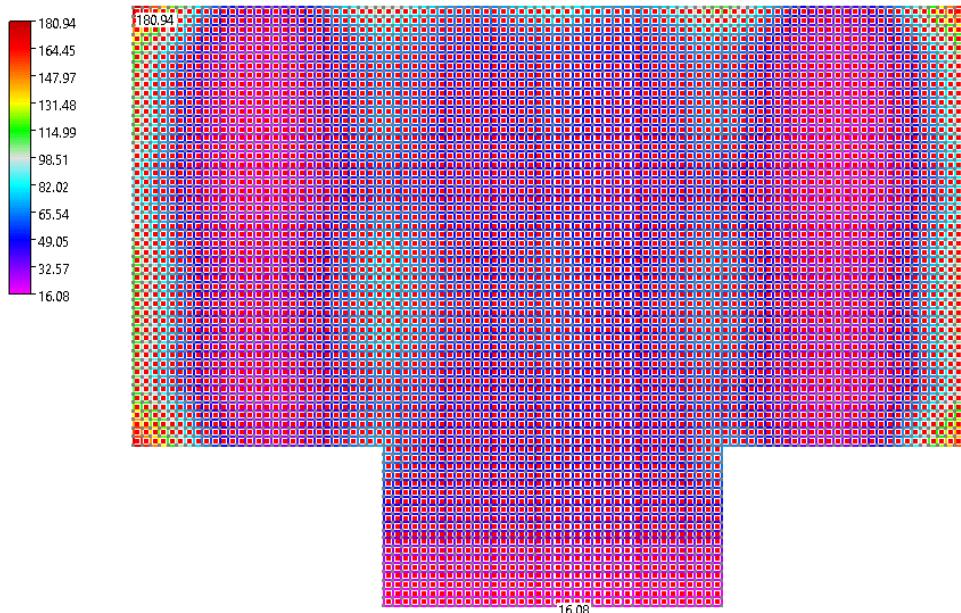
È stato verificato il collasso del terreno al di sotto della fondazione di progetto in condizioni non drenate che risulta essere più gravoso per i terreni argillosi.

SLU – Verifica al collasso per carico limite della fondazione superficiale

Calcolando la σ_{v0} , pressione esercitata sul terreno, mediante la formula:

$$E_d = \sigma_{v0} = W_{\max} k_s = 181 \text{ KN/m}^2$$

Involucro ~SL18 GEO
CdC di Involucro Wink max
Sub P (kN/m^2)



essa deve essere inferiore a $q_{\lim,d}$ calcolata in condizioni non drenate ovvero immediatamente dopo l'applicazione del carico con l'approccio 2 (A1+ M1+R3):

$$q_{\lim,cal} = C_u N_c s_c^0 + q = 430 + 12 = 442 \text{ KN/m}^2$$

$$C_u = 76 \text{ KPa}$$

$$N_c = 5,14$$

$$s_c^0 = 1 + 0,2 B/L = 1 + 0,2 \times 14/28 = 1,1$$

$$h_{\text{media rinfianco}} = 0,6 \text{ m}$$

$$q = \text{sovraffaccarico laterale} = \gamma * h_{\text{terreno rinfianco}} = 20,00 \times 0,60 = 12,0 \text{ kPa.}$$

$$R_d = q_{lim,d} = q_{lim,cal} / \gamma_R = 442 / 2,3 = 192 \text{ KN/m}^2$$

La verifica è soddisfatta in quanto $R_d > E_d$.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

SETTO CONTROTERRA

Per quanto riguarda le strutture del muro controterra, si riportano di seguito le verifiche di resistenza dei materiali a SLU e di stabilità del terreno.

Verifiche di resistenza dei materiali a SLU

Si riportano le verifiche a pressoflessione del setto controterra, il coefficiente di sfruttamento indica il rapporto momento sollecitazione e momento resistente $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

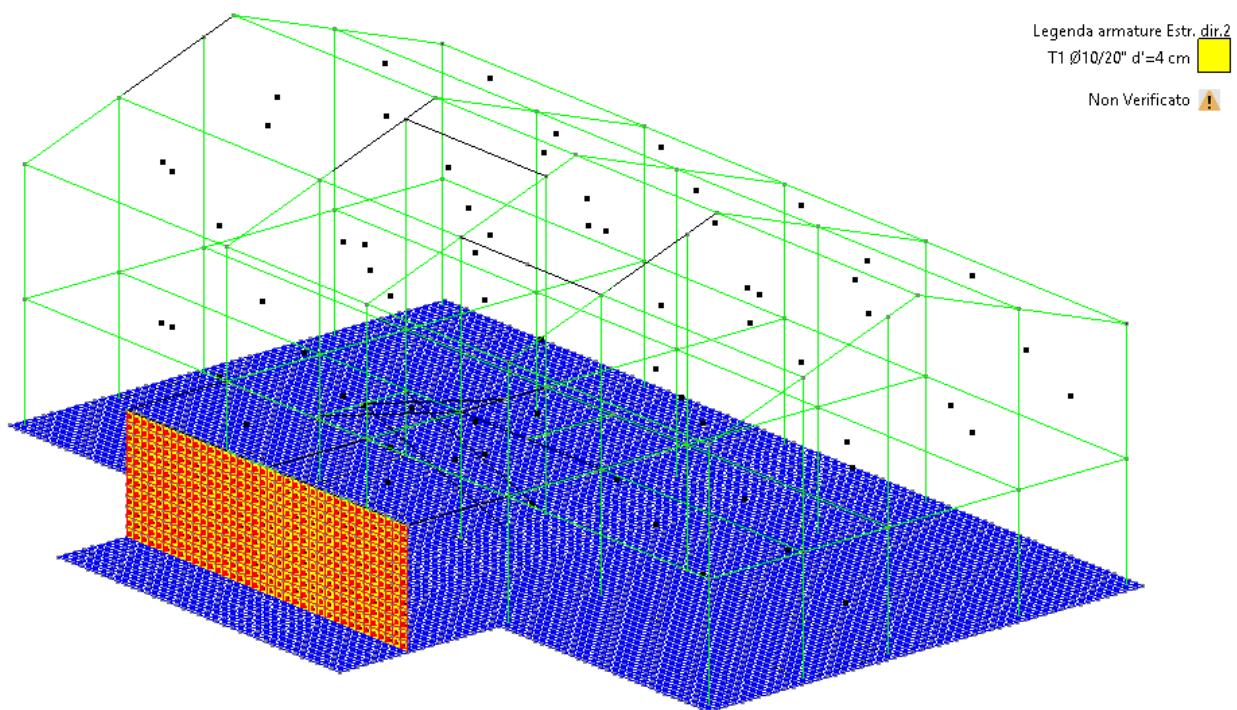


Figura 4: Vista delle armature orizzontali in direzione 2

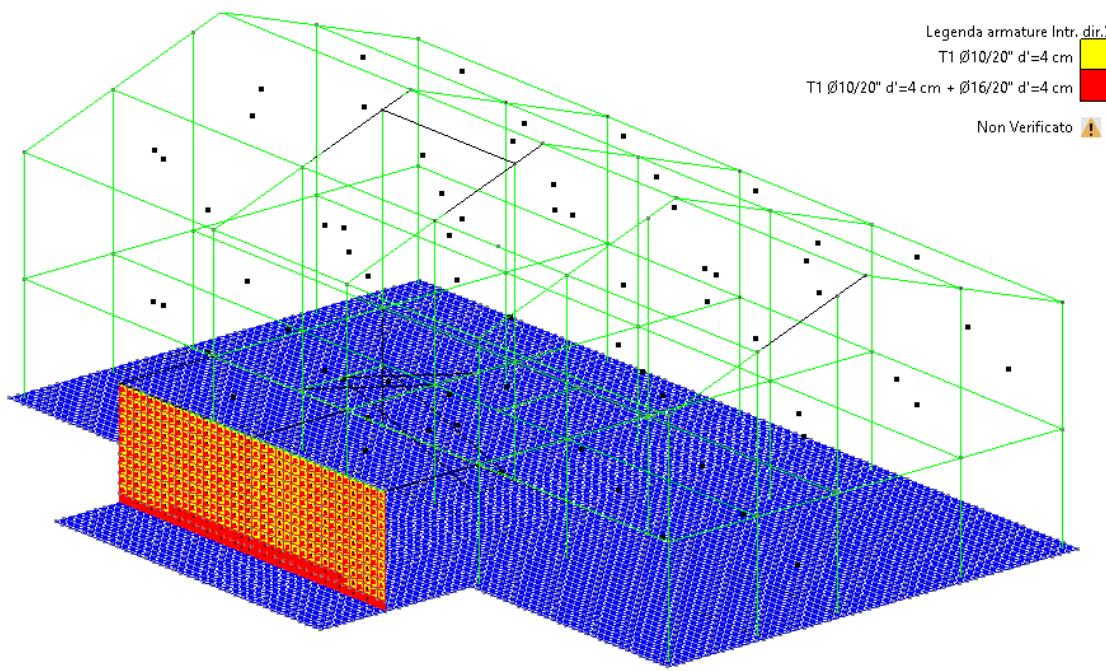


Figura 5: Vista delle armature verticali in direzione 3

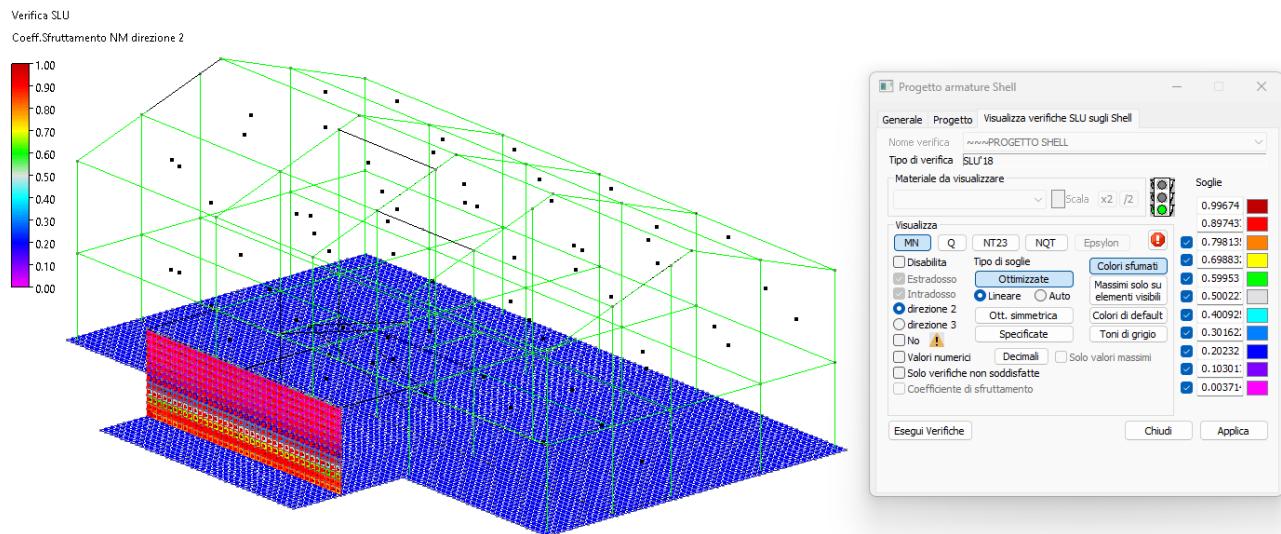


Figura 6: Verifica a pressoflessione in direzione 2

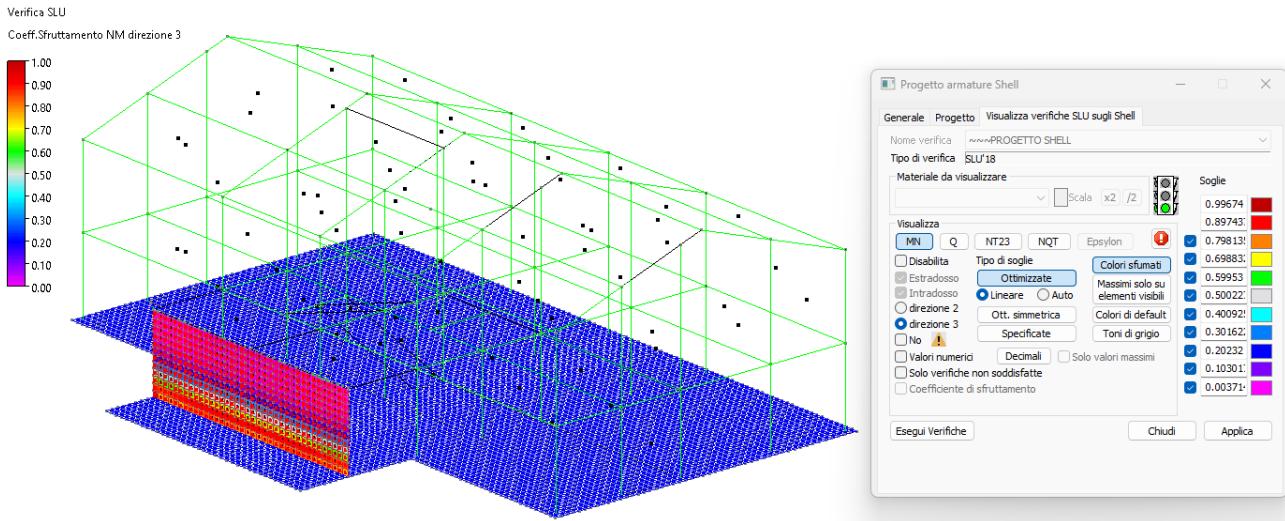
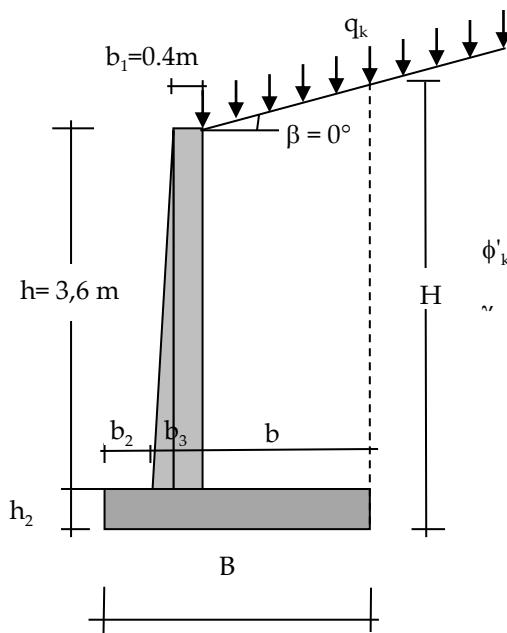


Figura 7: Verifica a pressoflessione in direzione 3

Verifiche agli Stati Limite Ultimi di un muro a mensola in c.a. in accordo con le NTC 2018

dati geometrici: (vedi Figura)	$H_{tot} =$	4,1	m
altezza del paramento del muro soggetto a spinta:	$h =$	3,6	m
profondità del piano di fondazione:	$h_1 =$	0,50	m
spessore della soletta di fondazione:	$h_2 =$	0,50	m
spessore del paramento verticale alla sommità:	$b_1 =$	0,4	m
spessore del paramento verticale alla base:	$b_3 =$	0,4	m
lunghezza della scarpa posteriore:	$b_2 =$	3,5	m
lunghezza della scarpa anteriore:	$b =$	2,60	m
angolo di pendio:	$\beta =$	0	°
valori caratteristici dei parametri materiali e delle azioni:			
angolo di resistenza al taglio del terreno:	$\phi'_{ik} =$	20,0	°
peso di volume del terreno:	$\gamma_k =$	19	kN/m ³
angolo di attrito base della fondazione-terreno:	$\delta_k = 0,75 \phi'_{ik} =$	15	°
peso di volume del c.a.:	$\gamma_{bk} =$	25	kN/m ³
sovraaccarico sulla superficie del terrapieno:	$q_k =$	5	kPa



Per poter utilizzare lo schema di spinta attiva sulla parete virtuale (linea tratteggiata) è necessario che la lunghezza b sia tale da consentire lo sviluppo di una superficie di rottura piana alla Coulomb (inclinata di $(45^\circ + \phi'_k/2)$ rispetto all'orizzontale) entro il volume di terreno sovrastante la fondazione, ovvero dovrà essere:

$$b_{\min} = h \tan(45^\circ - 20^\circ/2) = 2,52 \text{ m} \quad \text{condizione soddisfatta}$$

$$b = 2,60 \text{ m}$$

$$B = b + b_2 + b_3 = 6,50 \text{ m}$$

$$b \tan \beta = 0,00 \text{ m}$$

$$H = h_1 + h + b \tan \beta = 4,10 \text{ m}$$

Tutte le verifiche agli SLU (eccetto la verifica di stabilità globale) si eseguono con DA2 (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali sulle proprietà geotecniche (M1)

da Tabella

$$\gamma_\phi' = \gamma_c = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1 \quad 6.2.II$$

$$\varphi' d = \varphi'_k = 20^\circ$$

$$\gamma_d = \gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di spinta attiva (teoria di Coulomb)

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\psi = 90^\circ = 1,571 \text{ rad} \quad \text{angolo fra la parete virtuale e l'orizzontale}$$

$$\beta = 0^\circ = 0,000 \text{ rad}$$

$$\phi' = 20^\circ = 0,349 \text{ rad}$$

$$\delta = 2/3 \phi' = 13,3^\circ = 0,233 \text{ rad} \quad \text{angolo fra la normale alla parete virtuale e la spinta attiva}$$

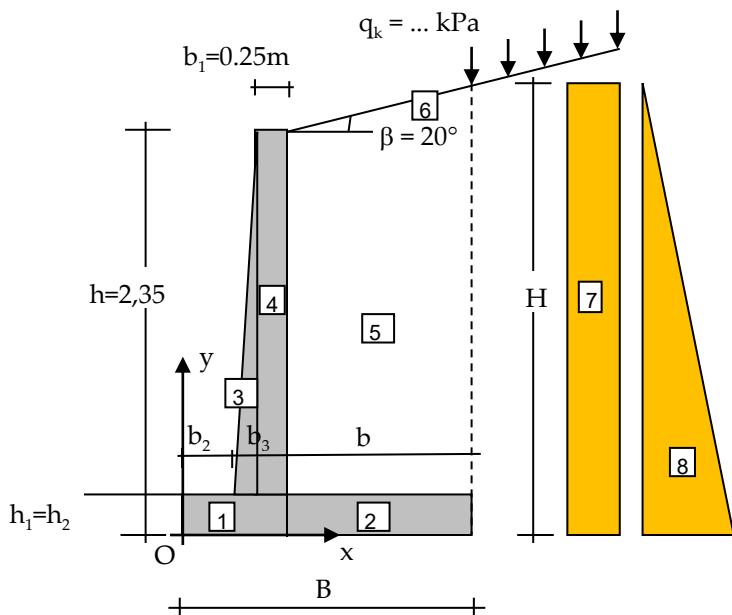
$$\sin(\delta) = 0,231$$

$$\cos(\delta) = 0,973$$

$\text{sen}^2(\psi) =$	1,0000
$\text{sen}^2(\psi+\phi) =$	0,8830
$\text{sen}(\psi-\delta) =$	0,9730
$\text{sen}(\phi+\delta) =$	0,5495
$\text{sen}(\phi-\beta) =$	0,3420
$\text{sen}(\psi+\beta) =$	1,0000
K_A =	0,44

La spinta attiva si considera applicata alla parete virtuale e inclinata di δ sull'orizzontale

Coefficienti parziali sulle azioni (A1)	da Tabella
Peso (azione permanente favorevole)	6.2.I
Spinte (azione permanente sfavorevole)	$\gamma_{G1} = 1$
Sovraccarico (azione variabile sfavorevole)	$\gamma_{G1} = 1,3$
	$\gamma_Q = 1,5$



Azioni dovute al peso del muro e del terreno sovrastante

I valori caratteristici ed i valori di progetto sono coincidenti

$$\gamma_{G1} = 1$$

il momento è calcolato rispetto al lembo anteriore della base

	peso W _i (kN/m)	braccio x _i (m)	memento (kN m/m)
1)	48,75	x	95,06
2)	32,50	x	169,00
3)	0,00	x	0,00
4)	41,00	x	151,70
5)	177,84	x	924,77
6)	<u>0,00</u>	x	<u>0,00</u>
$\Sigma W =$	<u>300,09</u>		$\Sigma M =$ 1340,53

ascissa di applicazione della forza peso $x_w =$

$$\Sigma M / \Sigma W = 4,47 \text{ m}$$

Spinte (valori caratteristici)

le spinte attive sono inclinate dell'angolo δ
sull'orizzontale

7)	$P_A(q_k) = K_A q_k H =$ $P_A(\gamma_k) = 0,5 K_A \gamma_k$	8,94 kN/m	spinta dovuta al sovraccarico spinta dovuta al peso proprio terreno
8)	$H^2 =$ $P_A(q_k)h = P_A(q_k)$	69,62 kN/m	
7h)	$\cos\delta =$ $P_A(q_k)v = P_A(q_k)$	8,70 kN/m	componente orizz. di $P_A(q_k)$
7v)	$\sin\delta =$ $P_A(\gamma_k)h = P_A(\gamma_k)$	2,06 kN/m	componente vert. di $P_A(q_k)$
8h)	$\cos\delta =$ $P_A(\gamma_k)v = P_A(\gamma_k)$	67,74 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$
8v)	$\sin\delta =$	16,06 kN/m	componente vert. di $P_A(\gamma_k)$

Spinte (valori di progetto)

per il peso proprio del

$$\text{terreno } \gamma_{G1} = 1,3$$

$$\text{per il sovraccarico } \gamma_Q = 1,5$$

7)	$P_{Ad}(q_k) = \gamma_Q P_A(q_k)$ =	13,41 kN/m	spinta dovuta al sovraccarico spinta dovuta al peso proprio terreno
8)	$P_A(\gamma_k) =$ $P_{Ad}(q_k)h = \gamma_Q$	90,50 kN/m	
7h)	$P_A(q_k)h =$ $P_{Ad}(q_k)v = \gamma_Q$	13,04 kN/m	componente orizz. di $P_{Ad}(q_k)$
7v)	$P_A(q_k)v =$ $P_{Ad}(\gamma_k)h = \gamma_{G1}$	3,09 kN/m	componente vert. di $P_{Ad}(q_k)$
8h)	$P_A(\gamma_k)h =$ $P_{Ad}(\gamma_k)v = \gamma_{G1}$	88,06 kN/m	componente orizz. di $P_A(\gamma_k)$
8v)	$P_A(\gamma_k)v =$	20,87 kN/m	componente vert. di $P_{Ad}(\gamma_k)$

Coordinate dei punti di applicazione delle azioni rispetto al lembo anteriore della base:

Spinta x (m) y (m)

$$P_{Ad}(q_k) \quad 6,5 \quad 2,05$$

$$P_{Ad}(\gamma_k) \quad 6,5 \quad 1,37$$

$$W_d \quad 4,47$$

Verifica allo SLU (GEO) di

ribaltamento

DA2 (A1+M1+R3)

$$\gamma_R = 1,15 \quad \text{Tab. 6.5.1}$$

Momento ribaltante (dovuto alle
spinte):

Forza	braccio	Momento
13,04 kN/m	2,05 m	26,74 kNm/m
3,09 kN/m	-6,5 m	-20,09 kNm/m
88,06 kN/m	1,37 m	120,36 kNm/m

$$20,87 \text{ kN/m} \quad -6,5 \text{ m} \quad \underline{\underline{-135,67 \text{ kNm/m}}} \\ E_d = \quad \quad \quad -8,67 \text{ kNm/m}$$

Momento stabilizzante (dovuto al peso proprio del muro e del terreno sovrastante):

Forza	braccio	Momento
300,09 kN/m	4,47 m	1340,53 kNm/m
$R_d = M_{stab}/\gamma_R =$	1165,68 kNm/m	
R_d	> E_d	la verifica è soddisfatta



Verifica allo SLU (GEO) per scorrimento DA2 (A1+M1+R3)

$$\gamma_R = 1,1 \quad \text{Tab. 6.5.1}$$

Coefficiente di attrito fondazione -

terreno $\tan\delta_k = 0,268$

Forza resistente per attrito:

$$H_{res} = 332,053 \times 0,268 = 88,97 \text{ kN/m}$$

$K_p = 2,72$	Coeff. di spinta passiva	$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$
$s = 0,80 \text{ m}$		
$d = 0,40 \text{ m}$		
$P_p = 43,7 \text{ kN/m}$		Spinta Passiva sul dado di contrasto

Resistenza di progetto:

$$R_d = H_{res} / \gamma_R = 120,6 \text{ kN/m}$$

Azione orizzontale di progetto:

$E_d = H_{sl} =$	$101,1 \text{ kN/m}$	
R_d	> E_d	la verifica è soddisfatta



Verifica allo SLU (GEO) per capacità portante della fondazione DA2 (A1+M1+R3)

Tab. 6.5.1

$$\gamma_R = 1,4$$

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

$$B = 6,5 \text{ m} \quad \text{larghezza della fondazione}$$

$$H_d = 57,44 \text{ kN/m} \quad \text{componente orizzontale della risultante di progetto}$$

$$V_d = 318,21 \text{ kN/m} \quad \text{componente verticale della risultante di progetto}$$

$$M_d = -296,02 \text{ kNm/m} \quad \text{momento della risultante rispetto alla mezzeria della fondazione}$$

$$e = 0,930 \text{ m} \quad \text{eccentricità della risultante}$$

$$i = 0,179 \text{ rad} = 10,23^\circ \quad \text{inclinazione della risultante rispetto alla verticale}$$

$$c = c'd = 0 \text{ kPa} \quad \gamma = \gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = \phi'd = 20^\circ = 0,349 \text{ rad} \quad \tan\phi = 0,364 \quad \tan i =$$

$$q = \gamma_d h_1 = 9,5 \text{ kPa} \quad H_d/V_d = 0,181$$

$$B' = B - 2e = 4,64 \text{ m}$$

$N_q =$	6,399	$s_q = d_q = b_q = g_q =$	1	$i_q = (1-tani)^2$	=	0,672
$N_\gamma =$	3,930	$s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	$i_\gamma = (1-tani)^3$	=	0,550
$q_{lim} =$		136 kPa				
$E_d = V_d =$		318 kN/m				

$$R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 451 \text{ kN/m}$$

$$R_d > E_d \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$



Verifica in condizioni sismiche secondo NTC 2018

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato. (§ 7.11.1.)

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	1,20
Scorrimento	1,00
Ribaltamento	1,00
Resistenza del terreno a valle	1,20

Metodo pseudo-statico

Azione sismica

[7.11.8]

Località:	Toano (RE)
Vita nominale:	$V_N \geq 50$ anni
Classe d'uso :	II ($C_U=1,0$)
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N C_U = 50$ anni
Stato limite ultimo:	SLV ($P_{VR}=10\%$)
Periodo di ritorno:	$T_R = 949$ anni

a_g [g]	F_o [-]	T_c [s]
0,201	2,394	0,295

Categoria di sottosuolo:

C

$$S_s = 1.4 - 0.4 F_o a_g/g \leq 1.2$$

$S_s =$	1,411
$S_T =$	1

$$a_{max} = S_s S_T a_g = 0,284 \text{ g}$$

$$\beta_m = 0,38$$

$$k_h = \beta_m a_{max}/g = 0,108$$

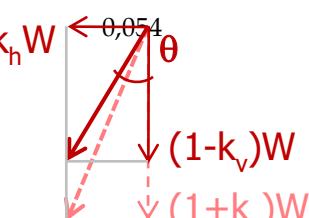
Coefficiente stratigrafico Tab. 3.2.IV

Coefficiente topografico Tab. 3.2.V

Coefficiente di riduzione di amax (§ 7.11.6.2.1)

$$k_v = \pm 0,5 k_h =$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$



segno - per componente verticale verso l'alto

(nel seguito, per brevità, si assume solo il segno -)

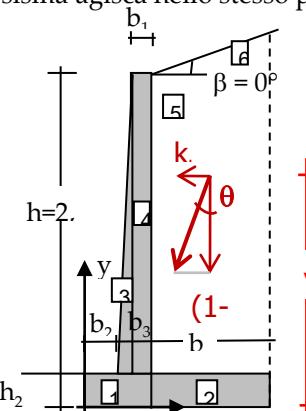
$$\begin{array}{llll} \tan\theta (-) = & 0,1139 & \theta (-) = & 0,1134 \text{ rad} = & 6,50^\circ \\ \tan\theta (+) = & 0,1023 & \theta (+) = & 0,1019 \text{ rad} = & 5,84^\circ \end{array}$$

Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta)\sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$\psi =$	$90^\circ =$	$1,571 \text{ rad}$	angolo fra la parete virtuale e l'orizzontale
$\beta =$	$0^\circ =$	$0,000 \text{ rad}$	
$\phi' =$	$20^\circ =$	$0,349 \text{ rad}$	
$\delta = 2/3 \phi' =$	$13,3^\circ =$	$0,233 \text{ rad}$	angolo fra la normale alla parete virtuale e la spinta attiva
$\theta = \theta (-) =$	$6,50^\circ =$	$0,113 \text{ rad}$	
$\sin^2(\psi) =$		1,0000	
$\sin^2(\psi + \phi - \theta) =$		0,9455	
$\sin(\psi - \theta - \delta) =$		0,9407	
$\sin(\phi + \delta) =$		0,5495	
$\sin(\phi - \beta - \theta) =$		0,2335	
$\sin(\psi + \beta) =$		1,0000	
$\cos(\theta) =$		0,9936	
K_{AE} =		0,540	

"Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica." (§7.11.6.2.1)



Azioni dovute al peso del muro e del terreno sovrastante in condizioni sismiche

	peso	x	+ (1-k_v) Wi	(1-k _v) Wi				
				x _i	x _i	k _h Wi	y _i	
	(kN/m)		(kN/m)	(m)	(m/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)
1)	48,75		46,12	1,950	95,063	5,25	0,25	1,313
2)	32,50		30,75	5,200	169,000	3,50	0,25	0,876
3)	0,00		0,00	3,500	0,000	0,00	1,70	0,000
4)	41,00		38,79	3,700	151,700	4,42	2,30	10,163

5)	177,84	168,26	5,200	924,768	19,17	2,30	44,082
6)	0,00	<u>0,00</u>	3,900	<u>0,000</u>	<u>0,00</u>	0,50	<u>0,000</u>
	$\Sigma =$	283,92		1340,53	32,34		56,43
	$x_w =$	4,72	m	$y_w =$	1,74	m	

Spinte in condizioni sismiche (i valori caratteristici e di progetto coincidenti)

7)	$P_{AE}(q_k) = K_{AE} q_k (1-k_v) H =$	10,46 kN/m	spinta dovuta al sovraccarico
8)	$P_{AE}(\gamma_k) = 0,5 K_{AE} \gamma_k (1-k_v) H^2 =$	81,52 kN/m	spinta dovuta al peso proprio
7h)	$P_{AE}(q_k)h = P_{AE}(q_k) \cos\delta =$	10,18 kN/m	componente orizz. di $P_{AE}(q_k)$
7v)	$P_{AE}(q_k)v = P_{AE}(q_k) \sin\delta =$	2,41 kN/m	componente vert. di $P_{AE}(q_k)$
8h)	$P_{AE}(\gamma_k)h = P_{AE}(\gamma_k) \cos\delta =$	79,32 kN/m	componente orizz. di $P_{AE}(\gamma_k)$
8v)	$P_{AE}(\gamma_k)v = P_{AE}(\gamma_k) \sin\delta =$	<u>18,80</u> kN/m	componente vert. di $P_{AE}(\gamma_k)$
	$\Sigma P_{AE,h} =$	89,50 kN/m	$y_{PAE} =$ 1,44 m
	$\Sigma P_{AE,v} =$	21,21 kN/m	$x_{PAE} =$ 6,5 m

Verifica allo stato limite (SLV) per ribaltamento

Azione di progetto = Momento ribaltante

$$E_d = M_{rib} = \Sigma P_{AE,h} y_{PAE} - \Sigma P_{AE,v} x_{PAE} = -8,60 \text{ kNm/m}$$

Resistenza di progetto = Momento stabilizzante

$$R_d = M_{stab} = \Sigma (1-k_v) W_i x_w - \Sigma k_h W_i y_w = 1284,10 \text{ kNm/m} \quad \gamma_R = 1,00 \quad \text{ab. 7.11.III}$$

$R_d > E_d \quad \text{la verifica è soddisfatta} \quad \leftarrow$

Verifica allo stato limite (SLV) per scorrimento

Azione di progetto

$$E_d = \Sigma P_{AE,h} + \Sigma k_h W = 121,84 \text{ kN/m}$$

Resistenza di progetto

$$\text{Coefficiente di attrito fondazione - terreno} \quad \tan\delta = 0,268$$

$$R_d = (\Sigma W(1-k_v) + \Sigma P_{AE,v}) \tan\delta / \gamma_R = 143,73 \text{ kN/m} \quad \gamma_R = 1,00 \quad \text{ab. 7.11.III}$$

$R_d > E_d \quad \text{la verifica è soddisfatta} \quad \leftarrow$

Verifica allo stato limite (SLV) per carico limite

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

$$B = 6,5 \text{ m} \quad \text{larghezza della fondazione}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto:

$$H = \Sigma k_h W + \Sigma P_{AE,h} = 78,17 \text{ kN/m}$$

Componente verticale della risultante di progetto:

$$V = \Sigma W(1-k_v) + \Sigma P_{AE,v} = 305,13 \text{ kN/m}$$

Momento della risultante rispetto alla mezzeria della fondazione:

$$M = 301,02 \text{ kNm/m} \quad \text{positivo il senso orario}$$

eccentricità della risultante

$$e = M/V = -0,987 \text{ m}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale:

$$i = \arctan(H/V) = 0,2508 \text{ rad} = 14,37$$

$$c = c'd = 0 \text{ kPa} \quad \gamma = \gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = \varphi'd = 20^\circ = 0,349 \text{ rad} \quad \tan\varphi = 0,364$$

Tab.

7.11.III

$q = \gamma_d h_1 =$	9,5 kPa	$t_{ani} =$		
$B' = B - 2e =$	4,53 m	$H_d/V_d =$	0,256	
$N_q =$	6,399	$s_q = d_q = b_q = g_q =$	1	$i_q = (1 -$
$N_\gamma =$	3,930	$s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	$\gamma_i)^2 =$
$q_{lim} =$		103 kPa		$0,553$
$E_d = V_d =$		305 kN/m		$-t_{ani})^3 =$
$R_d = q_{lim} B' / \gamma_R =$				0,412
R_d	>	E_d	$\gamma_R =$	
			la verifica è soddisfatta	1,20
				← Tab. 7.11.III