


Regione Toscana

Lotto prioritario 2B - Costa della Maremma Stralcio 1b - Comune di Scarlino

(da Via Vecchia delle Collacchie a Str. Vicinale di Pian d'Alma)
PROGETTO DEFINITIVO

Soggetto attuatore della progettazione

STAZIONE APPALTANTE

**Regione Toscana - Settore
trasporto pubblico locale**

IL DIRIGENTE

Ing. Riccardo Buffoni

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Riccardo Buffoni

IL DIRETTORE ESECUTIVO DEL CONTRATTO

Ing. Michela Di Matteo

Stazione appaltante esecuzione dei lavori

STAZIONE APPALTANTE

**Provincia di Grosseto
- Servizio Viabilità**

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Alessandro Vichi



Comune di
Follonica



Comune di
Scarlino



Comune di
Grosseto



Provincia di
Grosseto



Comune di
Magliano in Toscana



Comune di
Orbetello



Comune di
Capalbio

RTP progettisti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Lino Pollastri



MATE Soc. Coop.



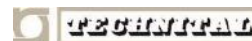
Cooprogetti Soc. Coop.



Parcianello & Partners
engineering s.r.l.



Netmobility s.r.l.



Technital S.p.a



D.R.E.A.M. Italia

Relazione di calcolo del muro di sostegno area frana

Progetto	Fase	Disciplina	Elaborato	Sub	Revisione	Revisione
20066	D	1	5	1	A	Emissione
D71B17002330003	Redatto Rossignoli	Controllato Liturri	Approvato Seneci	Scala -	Data Febbraio 2023	



Regione Toscana

Ing. Riccardo Buffoni – Dirigente Responsabile del Contratto
Ing. Riccardo Buffoni – Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Michela Di Matteo – Direttore per l'Esecuzione del Contratto
Arch. Paolo Lucattini – Direttore Operativo
Dott. Emiliano Carnieri – Supporto al RUP
Geol. Mariano Mirannalti – Supporto al RUP

PRESTAZIONI PRINCIPALI

Responsabile delle integrazioni: Ing. Francesco Seneci
Progettista viabilità sostenibile: Ing. Francesco Seneci
Progettista architettonico: Arch. Jan De Clercq

Progettista strutturale: Ing. Davide Liturri
Progettista idraulico: ing. Chiara Chiostrini
Geologo: Geol. Andrea Bizzarri

GRUPPO DI LAVORO



Mate Soc. Coop.

Ing. Lino Pollastri, Ing. Elena Guerzoni, Ing. Franco Di Biase, Arch. Arturo Augelletta, Ing. Matteo Cella, Arch. Francesco Vazzano, Arch. Agostino Maiurano, Ing. Silvia Moretti, Ing. Elettra Lowenthal, Arch. Emanuela Barro, Dott. Urb. Valeria Polizzi, Arch. Tommaso Cesaro, Arch. Maurizio Pavani, Ing. Mauro Perini (DT), Ing. Alessandro Sanna, Arch. Livia Travaglini, Arch. Sara Greco, Arch. Eleonora Sablone, Prof. Arch. Matteo Zambon, Geom. Andrea Elbi, Arch. Michele Cavallaro, Ing. Carlo Albergo Caliman, Arch. Nicla Di Ciommo, Arch. Veronica D'Onofrio.



Cooprogetti Soc. coop.

Arch. Enrico Costa, Arch. Paolo Ghirelli, Ing. Lorena Ragnacci, Ing. Edoardo Filippetti, Ing. Moreno Panfili, Ing. Alessandro Placucci, Arch. Elisa Aurora Eleonora Crimi, Arch. Francesca Uccellani, Arch. Luigi Muraca, Arch. Antonella Strati, Ing. Danilo Pelle, Arch. Sonia Alunno, Arch. Alessio Mazzacrelli, Ing. Monia Angeloni, Cons. BB. AA. AA. Eleonora Gitto, Ing. Luigino Capponi, Per. Ind. Augusto Albini, Ing. Luigi Farina, Geol. Fausto Pelicci, Ing. Walter Tomassoli, Ing. Luca Vecchiato, Dott. Agr. Salvatore Mauro, Dott. Agr. Giampaolo Tripodi, Per. Agr. Roberto Tomassoli, Stefano Lapazio, Dott. Enrico Minelli, Geom. Fabio Ercoli, Rag. Rita Ercoli, Rag. Sonja Brunetti, Ing. Riccardo Cecchetti, Ing. Costanza Cecchetti, Ing. Sabina Mandaglio, Arch. Debora Marchi, Dott.ssa Arch. Maria Grazia Matarozzo, Dott. Archeo. Mariagrazia Lisenio, Arch. Diego Benedetto, Arch. Alice Maria De Leo, Arch. Teresa Rita Bertino.



Parcianello & Partners engineering s.r.l.

Arch. Lio Parcianello, Arch. Renato Da Re, Arch. Gianluca Parcianello, Arch. Giada Saviane, dis. Romano Sommacal, p.e. Simona Cesa, Geom. Enzo Parcianello, Arch. Giulia Della Giustina, Arch. Andrea Maugeri, Ing. Tiziana Cataldo, Arch. Antonio Schizzi, Arch. Federica Vanich.



NetMobility s.r.l.

Ing. Francesco Seneci, Geol. Mirko Demozzi, Ing. Filippo Forlati, Ing. Francesco Avesani, Pian. Licia Bernini, P.I. Luca Baroni.



Technital S.p.a.

Ing. Filippo Busola, Ing. Alessio Rosin, Ing. Simone Venturini, Geol. Emanuele Fresia, Ing. Davide Liturri, Ing. Andrea Renzo, Ing. Guido Rossi, Ing. Alessandro Rizzo, Ing. Marco Rossignoli, Geom. Gianluca Follesa



D.R.E.A.M. Italia

Ing. Simone Galardini, Ing. Chiara Chiostrini, Geol. Andrea Bizzarri, Dott. For. Lorenzo Mini, Dott. For. Katuscia Begliomini.

SOMMARIO

SOMMARIO	1
INDICE DELLE FIGURE	2
1 INTRODUZIONE.....	3
2 RIFERIMENTI	4
2.1 NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	4
3 DATI PRINCIPALI DI PROGETTO	5
3.1 MATERIALI DI PROGETTO.....	5
3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	6
3.3 PARAMETRI SISMICI DEL SITO	6
4 ANALISI DEI CARICHI	8
4.1 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI: G_1	8
4.2 CARICO SOVRASTANTI LE OPERE DI SOSTEGNO: Q	8
4.3 SPINTA DELLE TERRE.....	9
5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI	11
6 VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO	14
6.1 SEZIONE B.....	14
6.1.1 VERIFICA GEO A RIBALTAMENTO	15
6.1.2 VERIFICA GEO DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE	16
6.1.3 VERIFICA GEO DI SCIVOLAMENTO SUL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE.....	17
6.1.4 VERIFICHE STRUTTURALI STR.....	17
6.2 SEZIONE C.....	19
6.2.1 VERIFICA GEO A RIBALTAMENTO	21
6.2.2 VERIFICA GEO DI CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE	21
6.2.3 VERIFICA GEO DI SCIVOLAMENTO SUL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE.....	22
6.2.4 VERIFICHE STRUTTURALI STR.....	22

INDICE DELLE FIGURE

Figura 3-1: Espressioni di S_s e C_c [NTC 2018].....	6
Figura 3-2: Valori di S_t [NTC 2018]	7
Figura 4-1: Notazione utilizzata nella formulazione di Mononobe e Okabe	9
Figura 5-1: Tab. 2.6.I NTC 2018 (Opere di Sostegno)	11
Figura 5-2: Tab. 6.2.II NTC 2018	12
Figura 5-3: Tab. 6.2.III NTC 2018	12
Figura 5-4: Tab. 2.5.I NTC 2018	12
Figura 5-5: Tab. 7.11.III NTC 2018	13
Figura 5-6: Tab. 6.5.I NTC 2018	13
Figura 6-1: Sezione B	15
Figura 6-2: Azioni caratteristiche sull'opera di sostegno sez. B (Eng 10).....	15
Figura 6-3: Tabelle per verifica della fessurazione senza calcolo diretto [NTC 2018]	19
Figura 6-4: Sezione C	20
Figura 6-5: Azioni caratteristiche sull'opera di sostegno sez. C (Eng 10).....	20
Figura 6-6: Tabelle per verifica della fessurazione senza calcolo diretto [NTC 2018]	24

1 INTRODUZIONE

Allo scopo di consentire alla ciclovía il transito in un tratto particolarmente scosceso ubicato nel comune di Scarlino, si prevede la realizzazione di un muro di sostegno in c.a. che fiancheggi la pista.

La presente relazione contiene i calcoli e le verifiche strutturali necessari a garantire la sicurezza statica dei muri gettati in opera previsti. Le sezioni verificate, tre in tutto, differiscono per l'altezza del terreno sostenuto e pertanto dell'opera medesima.

Le verifiche di stabilità del pendio su cui insistono queste opere non competono al presente elaborato. Esse sono reperibili nell'elaborato Relazione geotecnica.

2 RIFERIMENTI

2.1 Normativa e bibliografia di riferimento

I principali riferimenti normativi sono di seguito elencati:

1. DM 17/01/2018: "Norme tecniche per le costruzioni", abbreviate nel seguito con l'acronimo "NTC 2018";
2. Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni";
3. UNI 11104:2016: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità" - istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206;
4. EC0_UNI EN 1990:2008: "Criteri di progettazione strutturale";
5. EC7_UNI EN 1997-1:2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
6. EC8_UNI EN 1998-5:2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica";
7. "Linee guida per il calcestruzzo strutturale" emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.
8. Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended formula for Bearing Capacity". Bull. n° 28 – Danish Geotechnical Institute – Copenhagen.

3 DATI PRINCIPALI DI PROGETTO

L'azione sismica per l'opera in oggetto è stata considerata con caratteristiche relative ad "opere permanenti" e vita nominale prevista pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

La classe d'uso è la Classe II, pertanto:

$$C_u = 1.0$$

L'opera risulta realizzata in condizioni ordinarie, non sulla costa.

3.1 Materiali di progetto

Si presentano di seguito i principali materiali da costruzione utilizzati per la realizzazione di nuovi elementi.

Conglomerato cementizio C32/40, per elementi gettati in opera

Si adotta il legame costitutivo σ - ϵ parabol-rettangolo (a) ai sensi del 4.1.2.1.2.1 delle NTC 2018.

Classe di consistenza S4, classe di esposizione XC4, rapporto $a/c < 0.50$; $D_{\max} < 32 \text{ mm}$, $c > 30 \text{ mm}$.

Resistenza cubica caratteristica:

$$R_{ck} = 40.0 \text{ N/}$$

mm^2

Resistenza cilindrica caratteristica:

$$f_{ck} = 33.2 \text{ N/}$$

mm^2

Resistenza di progetto:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 33.2}{1.5} =$$

18.81 N/mm^2

Modulo elastico:

$$E_c =$$

33000 N/mm^2

Peso per unità di volume (armato):

$$\gamma = 24.5 \text{ KN/}$$

m^3

Acciaio B450C per barre ad aderenza migliorata

Si adotta il legame costitutivo σ - ϵ elastico-perfettamente plastico (b) ai sensi del 4.1.2.1.2.2 delle NTC 2018.

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 450 \text{ N/}$$

mm^2

Tensione di snervamento di progetto:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ N/}$$

mm²

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/}$$

mm²

Modulo elastico:

$$E_s =$$

210000 MPa

3.2 Caratterizzazione geotecnica del sito

L'opera in oggetto insiste su una stratigrafia di progetto caratterizzata dalla presenza di uno strato roccioso avente le seguenti caratteristiche:

$$\varphi' = 25.0^\circ$$

$$\varphi c' = 5.0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$$

3.3 Parametri sismici del sito

Come è possibile evincere dalla relazione geotecnica (elaborato GTC), oltre che risultati delle prove disponibili, la categoria di sottosuolo presente al sito è la categoria A *"Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi"*.

Considerata l'ubicazione delle opere in area scoscesa a 25° si è considerata la categoria topografica T3.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

Figura 3-1: Espressioni di S_s e C_c [NTC 2018]

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 3-2: Valori di S_T [NTC 2018]

Per le verifiche sismiche si sono considerati gli Stati Limite di Danno (SLD) e di Salvaguardia della vita (SLV).

Le accelerazioni sismiche sono state valutate, secondo il metodo pseudostatico (alla luce delle NTC del 2018) come:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.073 \text{ g} \quad \text{SLV}$$

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.036 \text{ g} \quad \text{SLD}$$

Dove:

$$a_g = 0.061 \text{ g (SLV) e } 0.033 \text{ g (SLD)};$$

$$F_0 = 2.794 \text{ (SLV) e } 2.662 \text{ (SLD)};$$

$$S_S = 1.00 \text{ per la cat. di sottosuolo A};$$

$$S_T = 1.20 \text{ per la cat. topografica T3}.$$

L'accelerazione caratteristica e tutti i parametri ad essa annessi per il sito di realizzazione sono stati valutati mediante il software Spettri NTC v. 1.0.3 per il Comune di Scarlino.

In considerazione dei contenuti valori di accelerazione massima previsti al piano campagna in assenza di manufatti ($a_{MAX} < 0.1g$), in base a quanto previsto al § 7.11.3.4.2 delle NTC 2018 è confermata l'assenza della necessità di effettuare una specifica verifica a liquefazione.

Per la determinazione dell'azione sismica sulle pareti si seguono i criteri stabiliti dalle Norme Tecniche per le opere di sostegno. Pertanto, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, l'analisi della sicurezza è stata eseguita mediante analisi pseudostatica considerando l'equilibrio limite dell'opera di sostegno e del cuneo di terreno a tergo dell'opera.

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche si considerano:

- Le spinte dei terreni comprensive degli effetti sismici;
- Le forze d'inerzia agenti sulla massa del manufatto.

Il modello base è costituito dall'opera e dal terreno sostenuto in condizione di stato limite di equilibrio attivo.

L'inerzia del muro è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, sono valutati con le seguenti formule:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

$\beta_m = 0.38$ (SLV) e 0.47 (SLD) è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica determinato ai sensi del 7.11.6.2.1 delle NTC 2018.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali assumono di conseguenza i valori (SLV):

$$k_h = 0.028$$

$$k_v = 0.014$$

Le forze d'inerzia orizzontali e verticali agenti per effetto del sisma sono quindi valutate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso della struttura, dei relativi sovraccarichi permanenti. Il punto di applicazione di dette forze d'inerzia è il baricentro delle masse attivate dall'azione sismica.

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Pesi propri dei materiali strutturali: G_1

I carichi permanenti portanti dovuti ai materiali strutturali adoperati saranno valutati a partire dai valori di densità volumetrica esposti al precedente capitolo.

4.2 Carico sovrastanti le opere di sostegno: Q

A monte delle opere di sostegno, nonostante l'elevata pendenza che rende difficile il transito di veicoli, si considera cautelativamente un sovraccarico accidentale corrispondente alla Cat. F di cui al 1.4 delle NTC 18 pari a:

$$Q_k = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

4.3 Spinta delle terre

In condizioni statiche, la spinta del terreno sulle opere di sostegno è valutata secondo la teoria di Rankine a partire dal coefficiente di spinta attiva:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

L'azione sismica del terreno sulle opere di sostegno è valutata considerando un coefficiente di spinta attiva ridotto secondo la teoria di Mononobe e Okabe:

Coefficiente di spinta attiva ($\delta_{d,max} = 2/3 \phi'd$)

if $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

if $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

Coefficiente di spinta passiva ($\delta = 0$)

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

Per la notazione dei simboli utilizzati si veda la figura seguente.

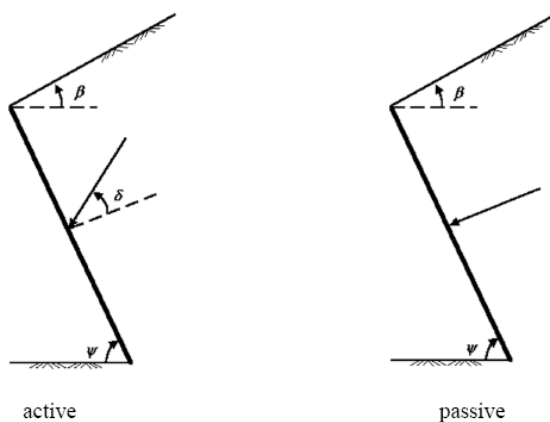


Figura 4-1: Notazione utilizzata nella formulazione di Mononobe e Okabe

Per il calcolo dell'angolo θ si fa riferimento all'Annesso E dell'EC8 – Parte 5, che contempla i tre possibili casi sotto riportati:

a) livello di falda al di sotto della struttura di sostegno:

$$\gamma^* = \gamma$$

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

$$E_{wd} = 0$$

b) terreno immerso impermeabile in condizioni dinamiche:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

Dove:

γ peso di volume del terreno saturo;

γ_w peso di volume dell'acqua.

c) terreno immerso permeabile in condizioni dinamiche:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Dove:

γ_d è il peso asciutto del terreno;

H' è l'altezza della falda dalla base del muro.

Nel caso delle opere in esame si rientra nel **punto a)**.

5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni caratteristiche determinate nell'analisi dei carichi, vengono combinate al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche di resistenza agli SLU e SLE.

La formulazione generale delle combinazioni è definita al § 2.5.3 delle NTC 2018:

Combinazione fondamentale SLU:

Combinazione caratteristica (rara) SLE:

Combinazione frequente SLE:

Combinazione quasi permanente SLE:

Combinazione sismica SLV:

$$E+G_1+G_2+P+\psi_{21} \cdot Q_{k1} \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale A:

$$G_1+G_2+A_d +\psi_{21} \cdot Q_{k1} \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Per le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO) si è utilizzata l'Approccio 2: (A1+M1+R3), fatta eccezione per la verifica di stabilità globale che non è oggetto del presente elaborato.

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

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

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 5-1: Tab. 2.6.I NTC 2018 (Opere di Sostegno)

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_f	1,0	1,0

Figura 5-2: Tab. 6.2.II NTC 2018

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_F)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_{2(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽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_{ca}

Figura 5-3: Tab. 6.2.III NTC 2018

Per le verifiche in condizioni sismiche SLV, come descritto al § 7.11 delle NTC 2018, tutti i fattori di amplificazione o abbattimento γ sono assunti unitari.

Di seguito si riportano inoltre i coefficienti di combinazione ψ previsti dalle NTC 2018.

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 5-4: Tab. 2.5.I NTC 2018

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

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

Figura 5-5: Tab. 7.11.III NTC 2018

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	$\gamma_R = 1,4$

Figura 5-6: Tab. 6.5.I NTC 2018

Per l'analisi e la verifica dei muri di sostegno verrà utilizzato un apposito foglio di calcolo strutturale (FCS) sviluppato da Technital, assieme ai software Eng10 Prelim e Muri di SigmaC software. Tali strumenti forniscono i controlli di sicurezza strutturale per le condizioni statiche e sismiche agli stati limite ultimi e di servizio come richiesto dalle normative vigenti.

6 VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO

I muri saranno realizzati in calcestruzzo C 32/40 XC4, armato con barre di armatura in acciaio B450C. L'accumulo di acqua alle spalle del muro è impedito da un'apposita canaletta in calcestruzzo prefabbricato che corre lungo l'intero sviluppo dell'opera, e scarica a valle mediante appositi tubi in PVC posti a distanza regolare. Alle spalle del muro inoltre si prevede uno strato in materiale drenante dotato di protezione in TNT e tubi di scolo sempre in PVC ad intervalli analoghi a quelli precedenti. Si riportano di seguito le verifiche del muro di sostegno eseguite nelle sezioni più critiche per un elemento di profondità unitaria. In tutti i casi l'altezza del terreno a monte è 50 cm inferiore alla sommità del muro, mentre l'inclinazione del pendio è posta pari a 25°.

6.1 Sezione B

La sezione in oggetto presenta le seguenti dimensioni:

Spessore base: 0.40 m;

Larghezza base: 1.20 m;

Spessore parete: 0.30 m

Altezza parete da estradosso base: 1.60 m.

Di seguito è rappresentata la sezione considerata.



N	Nome Azione	Forza [kN/m]	Braccio [m]
1	Spinta orizzontale dei terreni	9,19	0,50
2	Spinta orizz. sovraccarichi variabili	1,46	0,75
3	Spinta attiva verticale terreni	2,75	1,00
4	Spinta vert. sovraccarichi variabili	0,44	1,00
5	Spinta passiva orizzontale	-4,14	0,13
6	Peso del muro	23,54	0,62
7	Peso del terreno a monte	0,00	0,00
8	Peso del terreno a valle	0,00	0,00
9	Inerzia muro orizzontale	0,65	0,70
10	Inerzia muro verticale	-0,33	0,62
11	Inerzia terreno orizzontale	0,00	0,00
12	Inerzia terreno verticale	0,00	0,00
13	delta S2 attiva orizzontale sismica	7,40	0,75
14	delta S2 attiva verticale sismica	2,22	1,00

Figura 6-2: Azioni caratteristiche sull'opera di sostegno sez. B (Eng 10)

La verifica è stata eseguita con riferimento ad un polo di rotazione posizionato nel vertice anteriore della base dell'opera.

Per la verifica in configurazione SLU si ottiene:

$$\begin{aligned}M_{Ed} &= 7.61 \text{ kNm/m} \\M_{Rd} &= 23.28 \text{ kNm/m} \\FS &= \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 3.06 > 1.15 = \gamma_R\end{aligned}$$

Per la verifica in configurazione SLV si ottiene:

$$\begin{aligned}M_{Ed} &= 10.87 \text{ kNm/m} \\M_{Rd} &= 25.93 \text{ kNm/m} \\FS &= \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 2.38 > 1.00 = \gamma_R\end{aligned}$$

Le verifiche risultano superate.

6.1.2 Verifica GEO di capacità portante della fondazione

La verifica è stata eseguita considerando la nota formula trinomia di Terzaghi:

$$N_{Rd} = B' * L' * q_{lim} = B' * L' * \left(c * N_c * s_c * i_c * b_c + q * N_q * s_q * i_q * b_q + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * b_\gamma \right)$$

Dove:

B' e L' sono i valori ridotti delle dimensioni del plinto in funzione dell'eccentricità del carico dovuta al momento flettente;

N_c, N_q e N_γ sono i fattori di capacità portante valutati secondo le formulazioni di Vesic (1975);

s_c, s_q e s_γ sono i fattori di forma valutati secondo le formulazioni di De Beer (1967);

i_c, i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico valutati secondo le formulazioni di Vesic (1970).

b_c, b_q e b_γ sono i fattori di inclinazione del piano di posa valutati secondo le formulazioni di Vesic (1970).

Per la verifica in configurazione SLU si ottiene:

$$\begin{aligned}N_{Ed} &= 34.84 \text{ kN/m} \\H_{Ed} &= 11.17 \text{ kN/m} \\N_{Rd} &= 75.12 \text{ kNm/m} \\FS &= \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = 2.15 > 1.40 = \gamma_R\end{aligned}$$

Per la verifica in configurazione SLV si ottiene:

$$\begin{aligned}N_{Ed} &= 28.18 \text{ kN/m} \\H_{Ed} &= 13.79 \text{ kN/m} \\N_{Rd} &= 37.56 \text{ kNm/m} \\FS &= \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = 1.33 > 1.20 = \gamma_R\end{aligned}$$

La verifica risulta superata.

6.1.3 Verifica GEO di scivolamento sul piano di posa della fondazione

La resistenza allo scivolamento sul piano di posa è data dalla resistenza attritica che si sviluppa al di sotto della suola della fondazione.

Per la verifica in configurazione SLU si ottiene:

$$H_{Ed} = 11.17 \text{ kN/m}$$

$$H_{Rd} = 19.99 \text{ kNm/m}$$

$$FS = \frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} = 1.79 > 1.10 = \gamma_R$$

Per la verifica in configurazione SLV si ottiene:

$$H_{Ed} = 13.79 \text{ kN/m}$$

$$H_{Rd} = 16.89 \text{ kNm/m}$$

$$FS = \frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} = 1.22 > 1.00 = \gamma_R$$

La verifica risulta superata.

6.1.4 Verifiche strutturali STR

Le sezioni sono armate longitudinalmente con barre in acciaio B450C $\varphi_{14}/25$ ad entrambi i lembi. Trasversalmente invece sono disposte ad entrambi i lembi $\varphi_{10}/20$. L'incidenza delle armature sul calcestruzzo è pari a circa 70 kg/m³ nella parete e 55 kg/m³ nella base.

La parete e la soletta di base presentano la stessa quantità di armatura. Essendo la prima di spessore inferiore, è intuitivo come di fronte a pari sollecitazioni è la sua verifica implichi anche quella della seconda.

Verifica a pressoflessione SLU/SLV

Nelle condizioni più sfavorevoli, la sezione di spessore 0.3 m risulta soggetta ad un momento flettente:

$$M_{Ed} = 3.76 \text{ kNm}$$

Trascurando il contributo favorevole della compressione assiale, il momento resistente vale:

$$M_{Ed} = 60.0 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione risulta pertanto superata.

Verifica a taglio SLU/SLV

Le verifiche nei confronti delle sollecitazioni taglianti sono state eseguite mediante un foglio di calcolo automatico sviluppato da Technital S.p.A. ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

Il valore resistente al taglio dell'elemento, per metro lineare sprovvisto di armature specifiche è dato dalla relazione:

$$V_{Rd,1} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} = 141 > V_{Ed}$$
$$= 10.2 \text{ kN}$$

Dove:

$d = h - c = 240 \text{ mm}$ è l'altezza utile della sezione rettangolare;

$b_w = 1000 \text{ mm}$ è la base della sezione rettangolare;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ il supporto dello sforzo assiale, trascurato a favore di sicurezza;

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0.005$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;

$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} = 1.913 < 2$;

$v = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

Non risulta pertanto necessario verificare le armature specifiche.

Verifica della fessurazione SLE

La verifica alla fessurazione è stata eseguita a partire da quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018, considerando condizioni ambientali aggressive (XC4) e armature poco sensibili.

Ne consegue che i valori limite per la fessurazione siano:

Combinazione Frequente: $w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Combinazione Quasi Permanente: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

La verifica della fessurazione è stata effettuata senza calcolo diretto attenendosi a quanto contenuto al punto C4.1.2.2.4.5 delle NTC 2018, ovvero verificando che i valori di progetto rispettassero le prescrizioni contenute nelle tabelle:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 6-3: Tabelle per verifica della fessurazione senza calcolo diretto [NTC 2018]

Alla combinazione Rara (assunta cautelativamente rispetto alla Frequente ed alla quasi permanente) le tensioni nell'acciaio sono pari a 15.25 MPa. Poiché i limiti geometrici che derivano da tali valori sono sempre rispettati, le verifiche risultano superate.

Verifiche delle tensioni SLE

La verifica delle tensioni in esercizio è stata eseguita a partire da quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018 in modo automatizzato dal software. I valori limite considerati sono:

Per il materiale calcestruzzo C32/40

Combinazione Rara:

$$\sigma_{c,lim} = 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$$

Combinazione Quasi Permanente:

$$\sigma_{c,lim} = 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$$

Per il materiale acciaio B450C

$$\sigma_{c,lim} = 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si rende noto che, tra tutti i possibili stati limiti di esercizio valutati, le tensioni nel calcestruzzo non hanno mai superato il MPa, e quelle nell'acciaio i 16 MPa.

Le verifiche risultano superate.

6.2 Sezione C

La sezione in oggetto presenta le seguenti dimensioni:

Spessore base: 0.40 m;

Larghezza base: 1.60 m;

Spessore parete: 0.30 m

Altezza parete da estradosso base: 1.80 m.

Di seguito è rappresentata la sezione considerata.

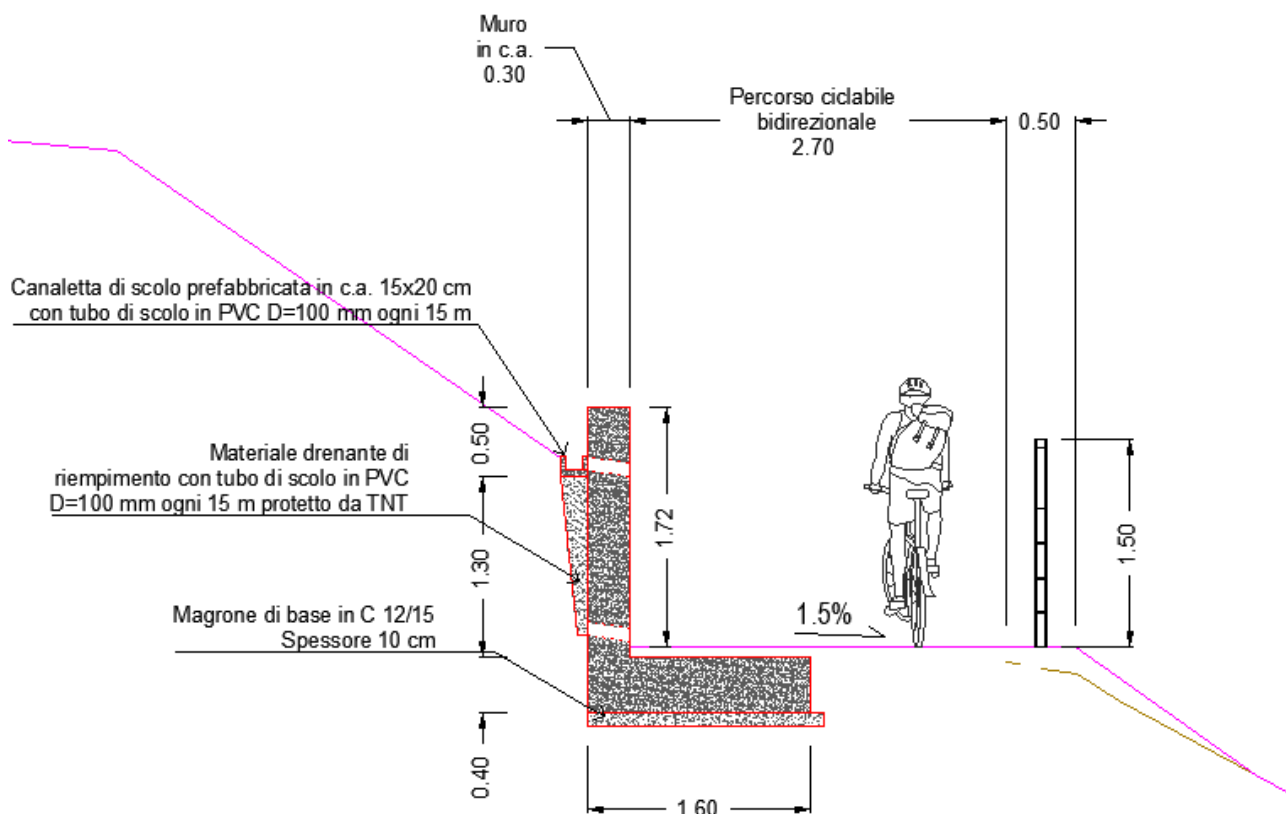


Figura 6-4: Sezione C

Di seguito si riportano le sollecitazioni stimate nei loro valori caratteristici:

N	Nome Azione	Forza [KN/m]	Braccio [m]
1	Spinta orizzontale dei terreni	11,80	0,57
2	Spinta orizz. sovraccarichi variabili	1,65	0,85
3	Spinta attiva verticale terreni	3,53	1,00
4	Spinta vert. sovraccarichi variabili	0,49	1,00
5	Spinta passiva orizzontale	-2,96	0,13
6	Peso del muro	28,94	0,50
7	Peso del terreno a monte	0,00	0,00
8	Peso del terreno a valle	0,00	0,00

Figura 6-5: Azioni caratteristiche sull'opera di sostegno sez. C (Eng 10)

6.2.1 Verifica GEO a ribaltamento

La verifica è stata eseguita con riferimento ad un polo di rotazione posizionato nel vertice anteriore della base dell'opera.

Per la verifica in configurazione SLU si ottiene:

$$M_{Ed} = 10.80 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 37.81 \text{ kNm/m}$$

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 2.50 > 1.15 = \gamma_R$$

Per la verifica in configurazione SLV si ottiene:

$$M_{Ed} = 15.77 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 42.43 \text{ kNm/m}$$

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 2.69 > 1.00 = \gamma_R$$

Le verifiche risultano superate.

6.2.2 Verifica GEO di capacità portante della fondazione

La verifica è stata eseguita considerando la nota formula trinomia di Terzaghi:

$$N_{Rd} = B' * L' * q_{lim} = B' * L' * \left(c * N_c * s_c * i_c * b_c + q * N_q * s_q * i_q * b_q + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * b_q \right)$$

Dove:

B' e L' sono i valori ridotti delle dimensioni del plinto in funzione dell'eccentricità del carico dovuta al momento flettente;

N_c, N_q e N_γ sono i fattori di capacità portante valutati secondo le formulazioni di Vesic (1975);

s_c, s_q e s_γ sono i fattori di forma valutati secondo le formulazioni di De Beer (1967);

i_c, i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico valutati secondo le formulazioni di Vesic (1970).

b_c, b_q e b_γ sono i fattori di inclinazione del piano di posa valutati secondo le formulazioni di Vesic (1970).

Per la verifica in configurazione SLU si ottiene:

$$N_{Ed} = 42.96 \text{ kN/m}$$

$$H_{Ed} = 14.86 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd} = 94.03 \text{ kNm/m}$$

$$FS = \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = 2.19 > 1.40 = \gamma_R$$

Per la verifica in configurazione SLV si ottiene:

$$\begin{aligned}N_{Ed} &= 34.92 \text{ kN/m} \\H_{Ed} &= 18.66 \text{ kN/m} \\N_{Rd} &= 47.70 \text{ kNm/m} \\FS &= \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} = 1.36 > 1.20 = \gamma_R\end{aligned}$$

La verifica risulta superata.

6.2.3 Verifica GEO di scivolamento sul piano di posa della fondazione

La resistenza allo scivolamento sul piano di posa è data dalla resistenza attrittica che si sviluppa al di sotto della suola di fondazione.

Per la verifica in configurazione SLU si ottiene:

$$\begin{aligned}H_{Ed} &= 14.86 \text{ kN/m} \\H_{Rd} &= 23.78 \text{ kNm/m} \\FS &= \frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} = 1.60 > 1.10 = \gamma_R\end{aligned}$$

Per la verifica in configurazione SLV si ottiene:

$$\begin{aligned}H_{Ed} &= 18.66 \text{ kN/m} \\H_{Rd} &= 20.03 \text{ kNm/m} \\FS &= \frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} = 1.07 > 1.00 = \gamma_R\end{aligned}$$

La verifica risulta superata.

6.2.4 Verifiche strutturali STR

Le sezioni sono armate longitudinalmente con barre in acciaio B450C $\varphi_{14}/25$ ad entrambi i lembi. Trasversalmente invece sono disposte ad entrambi i lembi $\varphi_{10}/20$. L'incidenza delle armature sul calcestruzzo è pari a circa 70 kg/m³ nella parete e 55 kg/m³ nella base.

La parete e la soletta di base presentano la stessa quantità di armatura. Essendo la prima di spessore inferiore, è intuitivo come di fronte a pari sollecitazioni è la sua verifica implichi anche quella della seconda.

Verifica a pressoflessione SLU/SLV

Nelle condizioni più sfavorevoli, la sezione di spessore 0.3 m risulta soggetta ad un momento flettente:

$$M_{Ed} = 6.23 \text{ kNm}$$

Trascurando il contributo favorevole della compressione assiale, il momento resistente vale:

$$M_{Ed} = 60.0 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione risulta pertanto superata.

Verifica a taglio SLU/SLV

Le verifiche nei confronti delle sollecitazioni taglianti sono state eseguite mediante un foglio di calcolo automatico sviluppato da Technital S.p.A. ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

Il valore resistente al taglio dell'elemento, per metro lineare sprovvisto di armature specifiche è dato dalla relazione:

$$V_{Rd,1} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} = 141 > V_{Ed}$$
$$= 13.9 \text{ kN}$$

Dove:

$d = h - c = 240 \text{ mm}$ è l'altezza utile della sezione rettangolare;

$b_w = 1000 \text{ mm}$ è la base della sezione rettangolare;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ il supporto dello sforzo assiale, trascurato a favore di sicurezza;

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0.005$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;

$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} = 1.913 < 2$;

$v = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

Non risulta pertanto necessario verificare le armature specifiche.

Verifica della fessurazione SLE

La verifica alla fessurazione è stata eseguita a partire da quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018, considerando condizioni ambientali aggressive (XC4) e armature poco sensibili.

Ne consegue che i valori limite per la fessurazione siano:

Combinazione Frequente: $w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Combinazione Quasi Permanente: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

La verifica della fessurazione è stata effettuata senza calcolo diretto attenendosi a quanto contenuto al punto C4.1.2.2.4.5 delle NTC 2018, ovvero verificando che i valori di progetto rispettassero le prescrizioni contenute nelle tabelle:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 6-6: Tabelle per verifica della fessurazione senza calcolo diretto [NTC 2018]

Alla combinazione Rara (assunta cautelativamente rispetto alla Frequente ed alla quasi permanente) le tensioni nell'acciaio sono inferiori a 20 MPa. Poiché i limiti geometrici che derivano da tali valori sono sempre rispettati, le verifiche risultano superate.

Verifiche delle tensioni SLE

La verifica delle tensioni in esercizio è stata eseguita a partire da quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018 in modo automatizzato dal software. I valori limite considerati sono:

Per il materiale calcestruzzo C32/40

Combinazione Rara:

$$\sigma_{c,lim} = 0.60 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$$

Combinazione Quasi Permanente:

$$\sigma_{c,lim} = 0.45 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$$

Per il materiale acciaio B450C

$$\sigma_{c,lim} = 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si rende noto che, tra tutti i possibili stati limiti di esercizio valutati, le tensioni nel calcestruzzo non hanno mai superato i 2 MPa, e quelle nell'acciaio i 20 MPa.

Le verifiche risultano superate.