

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

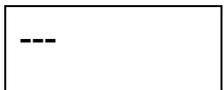
RADDOPPIO PONTE S.PIETRO - BERGAMO - MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

FA04 - Fabbricato tecnologico Ponte S.Pietro (PP/ACC)

Muro di sostegno piazzale

Relazione di calcolo



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

N B 1 R 0 2 D 2 6 C L F A 0 4 0 0 0 0 2 A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau	Marzo 2020	A. Nellan	Marzo 2020	M. Berlingieri	Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020



File: NB1R02D26CLFA0400002A.docx

n. Elab.:

INDICE

1.-.. Premessa e scopo del documento	2
2.-.. normativa e documentazione di riferimento	3
2.1.-.. normativa di riferimento	3
2.2.-.. documenti di riferimento	5
3.-.. CARATTERISTICHE dei materiali.....	6
3.1.-.. Calcestruzzo.....	6
3.2.-.. Acciaio.....	7
4.-.. SOFTWARE DI CALCOLO.....	8
5.-.. Descrizione delle opere.....	9
6.-.. CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	10
7.-.. Analisi dei carichi.....	11
7.1.-.. Carichi permanenti strutturali - G1	11
7.2.-.. Azione Sismica	12
7.2.1.-.. Spinta del terreno in condizioni sismiche.....	13
8.-.. CRITERI DI ANALISI.....	17
8.1.-.. Verifiche geotecniche	17
8.2.-.. Verifiche strutturali.....	19
9.-.. Risultati.....	25
9.1.-.. Geometria muro e fondazione	25
9.2.-.. Modello geotecnico	26
9.3.-.. Elenco delle condizioni di carico.....	26
9.4.-.. Elenco delle combinazioni di calcolo	27
9.5.-.. Verifiche geotecniche	30
9.5.1.-.. Stima dei cedimenti	31
9.6.-.. Verifiche strutturali.....	34
9.6.1.-.. Paramento	34
9.6.2.-.. Fondazione.....	35
10.-.. Conclusione	37

1.-.PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Nell'ambito dell'Appalto 2 degli interventi di raddoppio della linea ferroviaria Lecco-Brescia nella tratta fra Ponte S.Pietro, Bergamo e Montello è prevista la realizzazione dei muri di sostegno in prossimità del nuovo Fabbricato Tecnologico (FA04). Nella presente relazione si presentano il dimensionamento e le verifiche di tale opera.

Nella figura che segue si riporta la planimetria dei muri di sostegno oggetto dello studio:

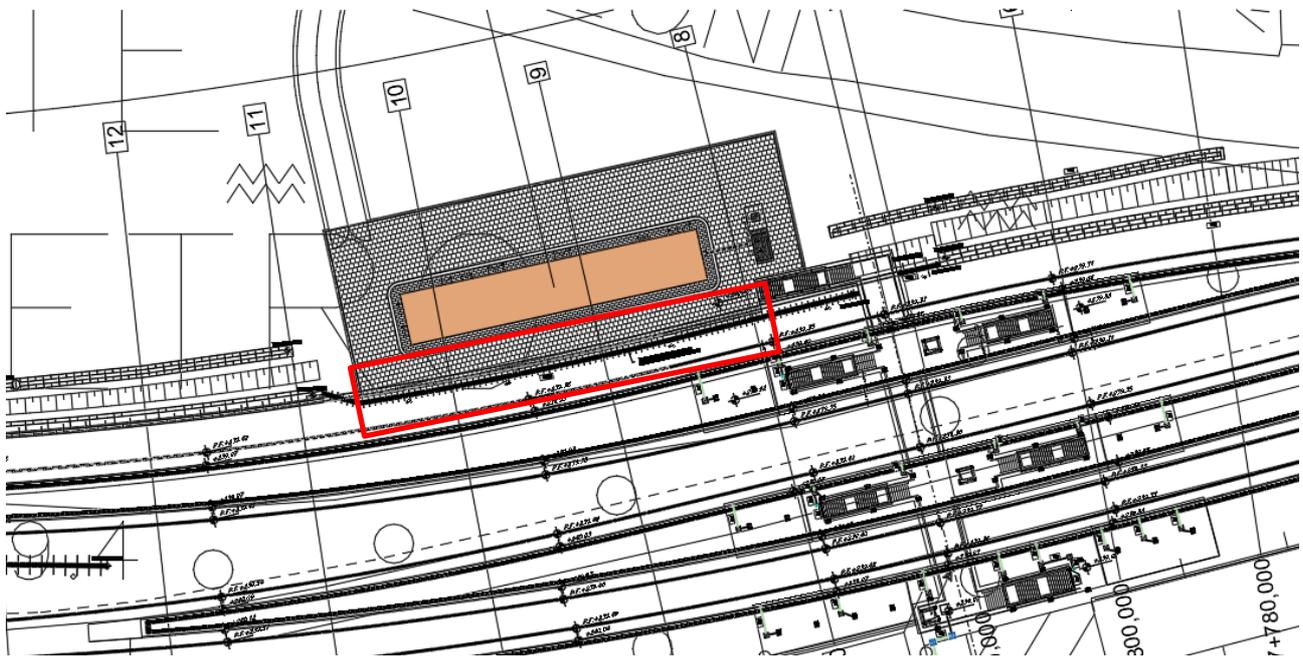


Figura 1-1 Inquadramento di area di intervento

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e le relative specifiche ferroviarie.

azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);

azioni sismiche;

2.-..NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1.-..NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [3] UNI EN 206-1/2006 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [4] UNI 11104/2004 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;
- [5] EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [6] Norme UNI ENV 1991 ; UNI ENV 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1997; UNI EN 1998;
- [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001) – Parte II- Sezione 2 - Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001) e Sezione 3 - Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001);
- [8] Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- [9] D.M. del 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018);
- [10] Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018;
- [11] UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [12] UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- [13] EN 1991-2:2003/AC:2010 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti”.
- [14] EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”.
- [15] EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”.
- [16] EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali”.
- [17] UNI EN 1998-1:2013 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;

- [18] UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- [19] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 – “Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [20] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – “Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [21] RFI DTC SI SP IFS 001 C – “Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili”.
- [22] UIC CODE 777-2R “Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone”
- [23] Norme STI
- [24] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [25] Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [26] Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- [27] Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- [28] Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [29] REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.

[30] REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

2.2.-..DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [31] NB1R01D26P7CS0000003A - Planimetria di progetto Tav. 1-7
- [32] NB1R01D26W9CS000000(1-15)A - Sezioni trasversali Tav. 1-15
- [33] NB1R00D26TTOC0001001A - Tabella dei materiali
- [34] Relazione Geotecnica

3.-..CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1.-..CALCESTRUZZO

Magrone di fondazione C12/15

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	15	
Contenuto minimo cemento			kg/m ³	150	

Paramento del muro di sostegno C32/40

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	40.0	
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	33.2	
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{ctm}	$f_{ck} + 8$	N/mm ²	41.2	
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc} (>28gg)		-	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.5	Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	18.8	
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	3.1	Per classi \leq C50/60
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.2	
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1.4	
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	3.7	
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.6	
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	33643	
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.2	Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).
Coefficiente di aderenza	η		-	1.0	Per barre di diametro \leq 32mm
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	4.9	
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	3.3	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm ²	18.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm ²	13.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro					

Fondazione del muro di sostegno C30/37

Caratteristiche		U.M.	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	[MPa]	> 37.00
Modulo elastico	E_c	[MPa]	33'000
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	30.00
Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	f_{cd}	[MPa]	17.00
Coefficiente di sicurezza	γ_c		1.50
Resistenza a trazione media ($f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$)	f_{ctm}	[MPa]	2.896
Coefficiente di dilatazione termica	α	[°C ⁻¹]	0.00001

Relazione di calcolo muro di sostegno piazzale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NB1R	02	D26CL	FA0400002	A	7 DI 44

3.2.-..ACCIAIO

Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio ad aderenza migliorata B450C					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t, nom}$		N/mm ²	540	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y, nom}$		N/mm ²	450	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s		-	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	N/mm ²	391.3	
Modulo elastico	E_s		N/mm ²	206000	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	σ_s	$0.75 * f_{yk}$	N/mm ²	337.5	

4.-...SOFTWARE DI CALCOLO

Dala la caratteristica di opera in linea il muro è progettato per sezioni.

Le sollecitazioni sono state determinate mediante l'uso del software Max 14.



Aztec Informatica®
Il Software per l'Ingegneria Geotecnica e Strutturale
Corso Umberto, 43 – 87050
Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
tel. e fax 0984.432617 r.a. - 0984.438325

MAX 14.0 vers. 14.01b

Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Copyright © 1993, 2018 Aztec Informatica s.r.l. - Tutti i diritti riservati

Copia concessa in licenza d'uso a
NET ENGINEERING S.P.A. * AIR011090

- RC-SEC 2018



Attivazione

Dopo aver acquistato il software sara' comunicato tramite email il codice di attivazione (License Key). Lo stesso codice si trova nella propria area riservata.

Licenza a	Email
<input type="text" value="NET Engineering"/>	<input type="text" value="edp@netspa.it"/>
License Key	
<input type="text" value="HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Dopo aver inserito: EMAIL e LICENSE KEY cliccare su ATTIVA. E' richiesta una connessione ad internet.

V. 18.8.1008

6.-. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: PNBGF1F01, L1-S17, DHBGF1P02 e L1-S16. La falda si ipotizza ad una profondità media di 20 metri da p.c.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug1	0	25	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug4	25	30	Congl	Conglomerato

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n	K_0	φ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	v'	k_v (*)
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug1	20	0.41	36	0	-	120 - 240	300 - 600	30 - 60	45 - 90	0.25	1.00E-06
Ug4	20	0.42	40	0	-	400	1000	150	250	0.25	1.00E-10

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$, per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare $k_h = k_v$.
- I moduli E_{op1} ed E_{op2} sono da adottarsi rispettivamente E_{op1} per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed E_{op2} per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

7.-..ANALISI DEI CARICHI

I carichi presi in esame nel progetto delle suddette opere di sostegno sono:

- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carico variabile per traffico ferroviario;
- Azione sismica

7.1.-..CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI - G1

I carichi permanenti strutturali si riferiscono ad un metro lineare di estensione del muro di sostegno e sono:

- peso proprio dell'opera di sostegno;
- peso proprio del Fabbricato Tecnologico
- spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno.

-Il peso proprio dell'opera di sostegno, corrisponde ad un carico verticale e dipende esclusivamente dalle dimensioni geometriche dell'opera e dal peso specifico del calcestruzzo armato:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

- Al fine di tener conto dell'effetto del Fabbricato Tecnologico sull'opera in oggetto, è stato applicato un carico pari a 50 kPa su una luce di 10 m a monte del muro.

-Le azioni dovute dalla presenza del parapetto sopra il paramento del muro, avendo gli effetti trascurabili, non vengono coonsiderate nel seguente calcolo.

-La spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno si calcola in accordo con la teoria di Coulomb. La spinta attiva del terrapieno in condizioni statiche vale:

$$S_{G1} = \gamma_t \cdot H^2 / 2 \cdot k_a$$

Dove:

- γ_t è il peso specifico del terreno a monte del paramento (nel caso specifico si riferisce al rilevato)
- H è la somma tra l'altezza dell'opera di sostegno e l'eventuale spessore dello strato di terreno a monte dell'opera, in corrispondenza della superficie ideale di spinta;
- k_a è il coefficiente di spinta attiva valutato secondo l'espressione fornita da Coulomb.

Per una pendenza del terreno a monte, inferiore all'angolo di attrito del terreno, il coefficiente di spinta secondo la teoria di Coulomb dipende dall'angolo di attrito del terreno " φ ", dall'angolo di

inclinazione del terreno a monte della superficie ideale di spinta “ ϵ ”, dall’angolo di attrito terreno/paramento “ δ ” e dall’angolo di inclinazione che il paramento forma con il piano orizzontale “ ψ ”. Il coefficiente di spinta attiva vale:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \epsilon)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \epsilon)}} \right]^2}$$

7.2.-.AZIONE SISMICA

L’azione sismica è stata individuata in accordo con le normative vigenti sulla base dei seguenti parametri:

- Vita nominale dell’opera $V_N = 50$ anni
- Classe d’uso dell’opera III $\rightarrow C_u = 1.5$
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T1

Sito del progetto (Regione: Lombardia; Provincia: Bergamo; Comune: Ponte San Pietro)

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.033	2.483	0.207
SLD	75	0.042	2.486	0.226
SLV	712	0.113	2.447	0.277
SLC	1462	0.147	2.475	0.283

dove:

$T_R \rightarrow$ tempo di ritorno;

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell’accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Di seguito si riportano i valori dei parametri spettrali del sito dell’opera in oggetto:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.113 g
F_{0^*}	2.447
T_c	0.277 s
S_s	1.500
C_c	1.604
S_T	1.000
q	2.400

Accelerazione massima attesa al suolo:

$$a_{\max} (g) \quad (a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g) = 0.1695$$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove :

$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$ (accelerazione orizzontale massima attesa al sito);

g = accelerazione di gravità;

$$\beta_m = 0.38$$

$$k_h = 0.0644; k_v = 0.0322$$

7.2.1.-..Spinta del terreno in condizioni sismiche

Per 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 ove agisce la spinta in condizioni statiche. Essendo questa circostanza applicabile ai muri esaminati, la spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a il coefficiente K_{as} (coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche):

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_{as} - 2c' \sqrt{K_{as}}$$

- per $\beta \leq \phi - \theta$:

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

- per $\beta > \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \text{arctg}(k_h / (1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma_{\text{sat}} / (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h / (1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma / (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h / (1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Combinazioni dei carichi e valutazione dei coefficienti di sicurezza

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 delle NTC 2018):

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per le verifiche strutturali e geotecniche. Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali e geotecnici è stato adottato l'Approccio2, i cui coefficienti di sicurezza per azioni e resistenze si riferiscono ad A1+M1+R3.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per le azioni.

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	Azioni	
				(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_{Qj}	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} .

Per la valutazione delle sollecitazioni allo SLU, nel foglio di calcolo che si utilizza per il dimensionamento della struttura non si ha distinzione tra carichi permanenti strutturali G_1 e non strutturali G_2 . In fase di calcolo si considera il carico G_2 come compitamente definito, pertanto si adotta lo stesso coefficiente previsto per i carichi strutturali G_1 .

8.-.CRITERI DI ANALISI

8.1.-.VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche prese a riferimento per lo studio dei muri di sostegno in esame sono le seguenti:

- Verifiche al ribaltamento;
- Verifica allo scorrimento;
- Verifiche al carico limite della fondazione.
- Verifica di stabilità globale
- Verifica dei cedimenti

L'approccio di verifica adottato per le verifiche geotecniche in condizioni statiche è l'approccio A1+M1+R3. I coefficienti parziali per le azioni sono riportati al paragrafo precedente.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per i materiali.

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	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	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_r	γ_γ	1,0	1,0

Per le verifiche geotecniche in condizioni statiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

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	$\gamma_R = 1,4$

Per le verifiche geotecniche in condizioni sismiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

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

A seguire si riporta una breve descrizione delle verifiche geotecniche da eseguire per il dimensionamento dei muri di sostegno.

Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_R) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_S) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_S/M_R sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Il momento ribaltante M_R è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

Per quanto riguarda la componente verticale della spinta essa, in quanto associata ad un'azione esterna ribaltante, comporterà un effetto benefico di riduzione del momento ribaltante solo se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo.

In accordo con il paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018, in condizioni sismiche il coefficiente di spinta per le verifiche a ribaltamento è differente rispetto a quello per le verifiche geotecniche di scorrimento e di carico limite.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Tale forza dipende dalla componente normale al piano di fondazione del carico totale

gravante in fondazione, dalla componente verticale della spinta (vale solo se l'angolo δ è positivo) e dall'angolo di attrito terreno fondazione. Non è stato considerato alcun contributo di spinta passiva.

Verifica al carico limite di fondazione

La verifica al carico limite di fondazione è una verifica a rottura del terreno di fondazione. Tale verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto tra il carico limite in fondazione Q_u e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta superiore a η_q .

La verifica di capacità portante verticale si esegue in accordo con le espressioni di Brinch-Hansen del 1970, prendendo a riferimento una condizione di terreno incoerente.

8.2.-.VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali del muro di sostegno si articolano in verifiche di resistenza allo SLU (si riferiscono alla combinazione fondamentale e alla combinazione sismica) e verifiche allo SLE.

Verifica di resistenza a pressoflessione allo SLU

La verifica di resistenza a pressoflessione sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa. Tale verifica si eseguono in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.4 delle NTC 2018. La suddetta verifica si ritiene soddisfatta se risulta rispettata la seguente disuguaglianza:

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

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

Verifica di resistenza a taglio allo SLU

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglienti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018. Per prima cosa si valuta il soddisfacimento delle verifiche considerando elementi strutturali senza armature trasversali resistenti a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018). Qualora tale verifica non risultasse soddisfatta si procede con il calcolo del taglio resistente considerando il caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018).

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

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

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

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

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

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

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

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

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

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

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

$$a_l = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg } \theta) / 2 \quad [4.1.30]$$

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

Verifica allo stato limite di fessurazione allo SLE

La verifica allo stato limite di fessurazione si effettua prendendo a riferimento le sollecitazioni associate alla combinazione di carico allo SLE. Tale verifica si effettua in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Verifica allo stato limite delle tensioni allo SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni si effettua prendendo a riferimento le sollecitazioni associate alla combinazione di carico allo SLE. Tale verifica si effettua in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018.

4.1.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

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

4.1.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

9.-.RISULTATI

9.1.-.GEOMETRIA MURO E FONDAZIONE

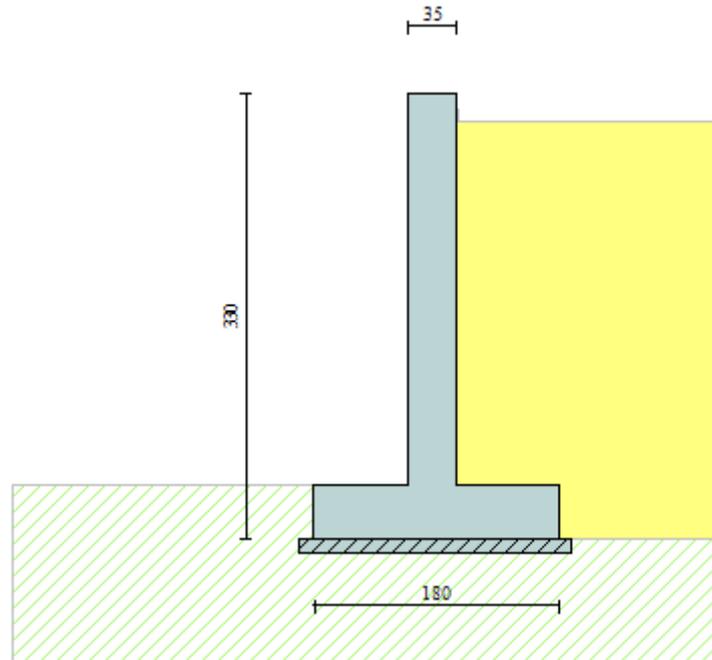


Figura 9-1 – Modello di calcolo

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	2.90 [m]
Spessore in sommità	0.35 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.35 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
 <u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.70 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.75 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.80 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.40 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

9.2.-.MODELLO GEOTECNICO

Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [kPa]
<i>c_a</i>	Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	<i>c</i>	<i>c_a</i>
UG1	20.00	20.00	36.00	24.00	0.0	0.0
Rilevato	19.00	19.00	35.00	0.00	0.0	0.0

9.3.-.ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>X</i>	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
<i>F_x</i>	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
<i>F_y</i>	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
<i>M</i>	Momento espresso in [kNm]
<i>X_i</i>	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
<i>X_f</i>	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
<i>Q_i</i>	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
<i>Q_f</i>	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
<i>D / C</i>	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Fabbricato Tecnologico)

D	Profilo	$X_i=4.60$	$X_f=14.60$	$Q_i=50.0000$	$Q_f=50.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

9.4.-.ELENCO DELLE COMBINAZIONI DI CALCOLO

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Relazione di calcolo muro di sostegno piazzale

PROGETTO NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0400002	REV A	FOGLIO 29 DI 44
------------------	-------------	-------------------	------------------------	----------	--------------------

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Fabbricato Tecnologico	SFAV	1.00	1.00	1.00

9.5.-.VERIFICHE GEOTECNICHE

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.12	--	4.47	--
2	A1-M1 - [1]	--	1.46	--	5.59	--
3	A1-M1 - [1]	--	1.28	--	5.34	--
4	A1-M1 - [1]	--	1.30	--	4.93	--
5	EQU - [1]	--	--	2.78	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1.57
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.07	--	4.00	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.09	--	3.91	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.03	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.23	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.76
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.74
13	SLEQ - [1]	--	1.46	--	7.26	--
14	SLEF - [1]	--	1.46	--	7.26	--
15	SLER - [1]	--	1.46	--	7.26	--

9.5.1.-.Stima dei cedimenti

Come noto, il problema dei cedimenti può essere diviso in cedimento immediato, cedimento di consolidazione primario e cedimento dovuto alla deformazione differita nel tempo dopo il termine del processo di consolidazione primario, detto anche cedimento secondario. La consolidazione primaria è associata ai processi di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e si esaurisce in tempi relativamente brevi, mentre la consolidazione secondaria, legata a fenomeni di origine viscosa, si sviluppa in tempi molto più lunghi.

Dato che l'opera in esame è fondata sui terreni di natura incoerente, i cedimenti di consolidazione non assumono alcuna rilevanza e sarà l'oggetto di studio soltanto il cedimento immediato e quindi, si è tenuto conto dei moduli di elasticità delle formazioni presenti.

È da tener conto che la costruzione di un rilevato stradale tra i muri comporta un incremento di tensione sul terreno che si trasferisce in profondità con un progressivo decremento fino ad annullarsi. Prima di procedere nella stima dei cedimenti è dunque necessario calcolare l'incremento di tensione a tali profondità indotto dai lavori.

Con riferimento allo schema riportato, il calcolo dello stato tensionale in profondità deriva dalla seguente relazione di applicazione della teoria del semispazio elastico:

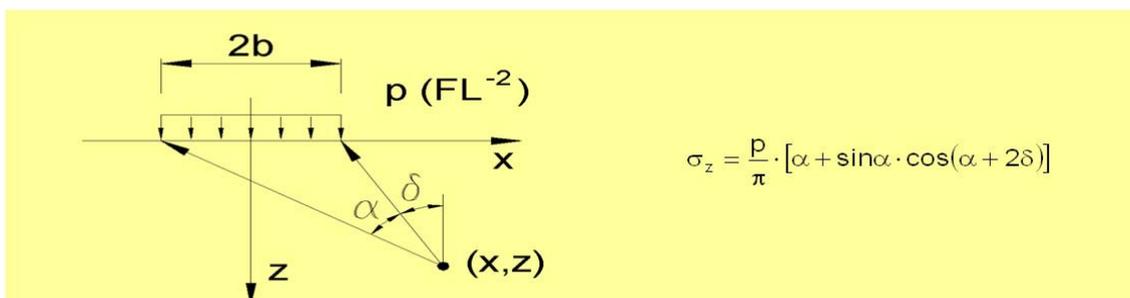


Figura 9-2 Incremento di tensione indotto dal carico sul terreno

La stima del cedimento immediato in terreni stratificati è valutata mediante la formula seguente:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n = numero degli strati di terreno;
- ΔH_i = altezza dello strato i -esimo;
- $\Delta \sigma_{zi}$ = incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i -esimo;
- E_i = modulo elastico dello strato i -esimo.

La stima del cedimento considererà sia il contributo derivante dal muro che quello del nuovo rilevato autostradale.

Lo schema tipico di calcolo per fronte di scavo libero è rappresentato nella seguente figura:

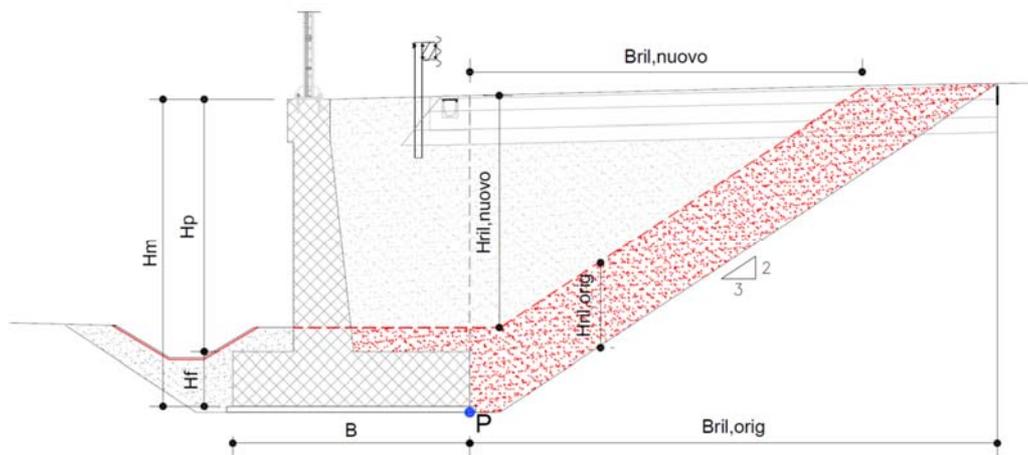


Figura 9-3 Schema di calcolo per fronte di scavo libero

Dati input:

Fondazione muro di sostegno		
2b_fond	1.80	m
y_terreno	20.00	kN/mc
Hw	0.00	m fondaz
q_fond_vc	68.50	kN/m ²
q_fond_ur	10.00	kN/m ²
Evc	30.00	Mpa
Eur	45.00	Mpa

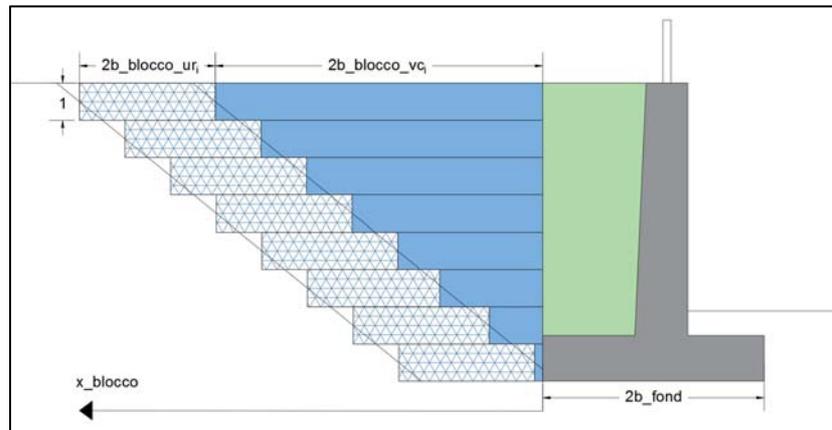


Figura 9-4 Schema di calcolo dei cedimenti

H_w : altezza di falda

q_{fond_vc} : il contributo della pressione dovuto dal pre-scavo

q_{fond_ur} : il contributo della pressione dovuto dal ricarico-scarico

E_{vc} : il modulo elastico (compressione vergine)

E_{ur} : il modulo elastico (scarico-ricarico)

$q_{fond_vc} + q_{fond_ur} = q_{tot}$ (=78.5 kPa); la pressione massima del terreno (Vedasi 9.6.2.-.)

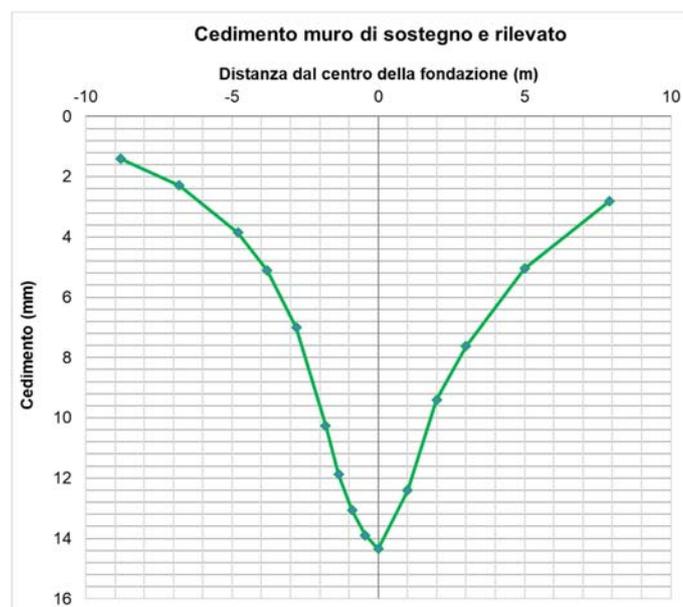


Figura 9-5 – Stima dei cedimenti

Il cedimento massimo risulta pari a 14.35 mm.

9.6.-.VERIFICHE STRUTTURALI

Nelle figure seguenti si mostrano le sollecitazioni agenti sul paramento e fondazione

9.6.1.-.Paramento

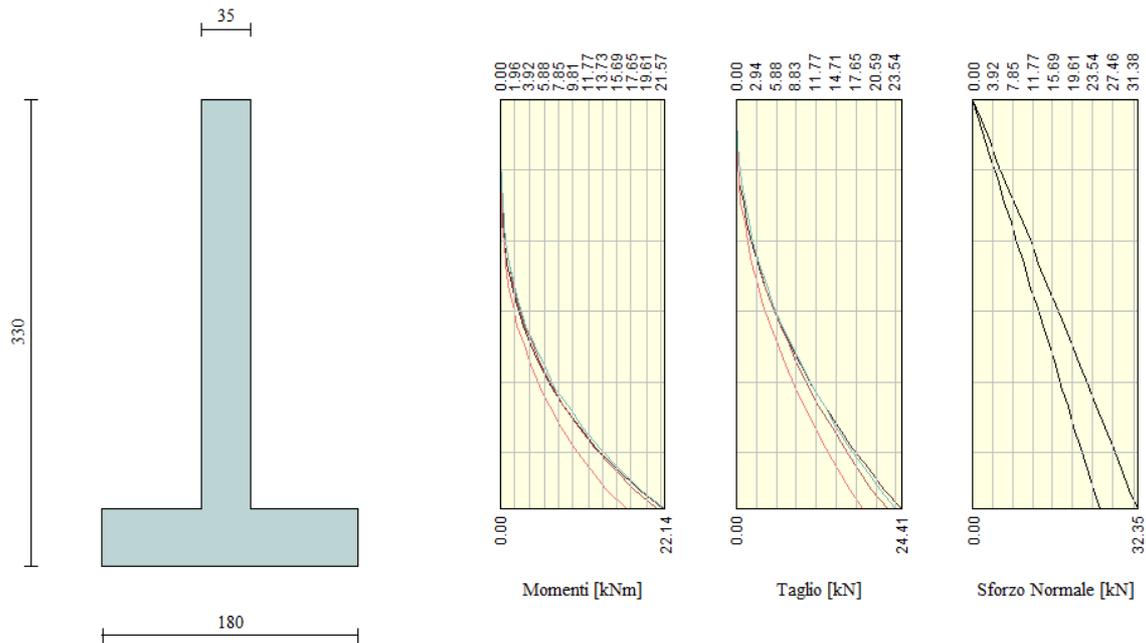


Figura 9-6 – Sollecitazioni massime sul paramento (SLU)

la sezione del paramento viene verificata a pressoflessione (SLU) tenendo conto di tali azioni:

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	M _{resistente} / M _{agente}
22.14	100 x 35	4 ϕ 14	7.8	4 ϕ 14	7.8	3.5

δ : copriferro

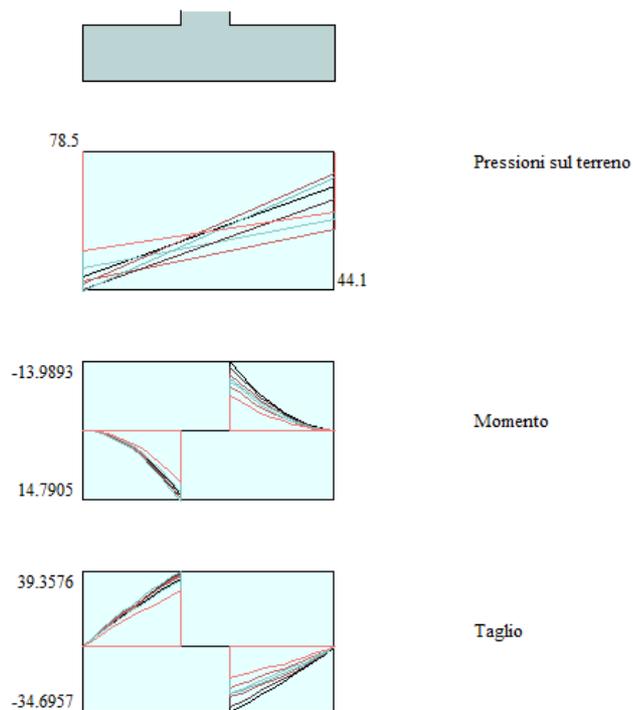
Verifica a Taglio:

T (kN)	BxH (cm)	As	T _{resistente} / T _{agente}
24.41	100 x 35	ϕ 10 / 10 cm	>1

Verifica a SLE:

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ	A's	δ'	σ _s [MPa]	σ _s lim [MPa]	σ _c [MPa]	σ _c lim [MPa]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]
17	100 x 35	4 ϕ 14	7.8	4 ϕ 14	7.8	108.5	360	2.23	14.94	0.198	0.2

9.6.2.-.Fondazione


Figura 9-7 – Sollecitazioni massime sulla fondazione (SLU)

la sezione della fondazione viene verificata a pressoflessione (SLU) tenendo conto di tali azioni:

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	M _{resistente} / M _{agente}
14.8	100 x 40	4 ϕ 12	7.1	4 ϕ 12	7.1	4.5

δ : copriferro

Verifica a Taglio:

T (kN)	BxH (cm)	As	T _{resistente} / T _{agente}
39.4	100 x 40	ϕ 10 / 10 cm	>1

Verifica a SLE:

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	σ_s [MPa]	σ_s lim [MPa]	σ_c [MPa]	σ_c lim [MPa]	wk [mm]	wlim [mm]
10.7	100 x 40	4 ϕ 12	7.1	4 ϕ 12	7.1	76.39	360	1.18	13.5	0.168	0.2

10.-..CONCLUSIONE

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza. La struttura oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente, prendendo in considerazione anche le azioni sismiche.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17.01.2018.

Per il muro di sostegno si riporta un riepilogo delle armature, riportando inoltre il valore dell'incidenza associato.

Il paramento del muro è armato con:

- Armatura verticale: 4 ϕ /12 nel lato di monte del muro
- Armatura verticale: 4 ϕ /12 nel lato di valle del muro
- Staffe: ϕ 10 /10 cm

La soletta di fondazione del muro è armata con:

- Armatura principale: 4 ϕ /12 teso
- Armatura principale: 4 ϕ /12 compresso
- Staffe: ϕ 10/10 cm.

Da cui l'incidenza del paramento è **75 kg/mc** e l'incidenza della fondazione pari a **66 kg/mc**.

11.-.ALLEGATI

11.1.-.PARAMENTO

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. 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
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.81 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.405 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.920 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.920 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.940 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. B1*B2:	1.00
	Coeff. Aderenza differito B1*B2:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	35.0	cm
Barre inferiori:	4Ø14	(6.2 cm ²)
Barre superiori:	4Ø14	(6.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb. N Mx Vy MT

Relazione di calcolo muro di sostegno piazzale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NB1R	02	D26CL	FA0400002	A	39 DI 44

1	0.00	22.14	24.41	0.00
---	------	-------	-------	------

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	17.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	17.00 (66.37)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	17.00 (66.37)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.1	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.1	cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 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 in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	22.14	0.24	78.01	3.524	31.8	0.12	0.70	12.3 (4.9)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 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)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

Relazione di calcolo muro di sostegno piazzale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NB1R	02	D26CL	FA0400002	A	40 DI 44

es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	35.0	-0.00510	27.2	-0.02649	7.8

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 10.5 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 15.7 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
 bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	24.41	149.63	1151.18	150.47	100.0 27.2	1.000	1.000	2.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.23	35.0	0.00	28.6	-108.5	27.2	9.5	953	6.2	28.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 K2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
 srm Distanza massima in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00075	0.00017	0.50	0.60	0.000325 (0.000325)	610	0.198 (990.00)	66.37

Relazione di calcolo muro di sostegno piazzale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NB1R	02	D26CL	FA0400002	A	41 DI 44

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.23	35.0	0.00	28.6	-108.5	27.2	9.5	953	6.2	28.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00075	0.00017	0.50	0.60	0.000325 (0.000325)	610	0.198 (0.30)	66.37

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.23	35.0	0.00	28.6	-108.5	27.2	9.5	953	6.2	28.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00075	0.00017	0.50	0.40	0.000325 (0.000325)	610	0.198 (0.20)	66.37

11.2.-.FONDAZIONE

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave di fondazione in combinazione sismica
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
	Sezione appartenente a trave di fondazione (arm.minima ex §7.2.5NTC)

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.000 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.500 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa	

Relazione di calcolo muro di sostegno piazzale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NB1R	02	D26CL	FA0400002	A	42 DI 44

Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $B1*B2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $B1*B2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	4Ø12	(4.5 cm ²)
Barre superiori:	4Ø12	(4.5 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	14.80	39.40	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	10.70

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	10.70 (80.56)

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	10.70 (80.56)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.6	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	24.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.8	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
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 in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	14.80	-0.21	66.96	4.524	37.4	0.08	0.70	9.0 (8.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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)
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 compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	-0.00636	32.8	-0.04142	7.2

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	8	mm	
Passo staffe:	13.3	cm	[Passo massimo di normativa = 13.4 cm]
N.Bracci staffe:	4		
Area staffe/m :	15.1	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	39.40	149.43	1254.61	174.62	100.0 32.8	1.000	1.000	3.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)

Relazione di calcolo muro di sostegno piazzale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
NB1R	02	D26CL	FA0400002	A	44 DI 44

As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.18	40.0	0.00	33.8	-76.4	32.8	11.3	1129	4.5	28.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 K2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
 srm Distanza massima in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00049	0.00009	0.50	0.60	0.000229 (0.000229)	733	0.168 (990.00)	80.56

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.18	40.0	0.00	33.8	-76.4	32.8	11.3	1129	4.5	28.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00049	0.00009	0.50	0.60	0.000229 (0.000229)	733	0.168 (0.30)	80.56

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.18	40.0	0.00	33.8	-76.4	32.8	11.3	1129	4.5	28.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00049	0.00009	0.50	0.40	0.000229 (0.000229)	733	0.168 (0.20)	80.56