

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141
RELAZIONE DI CALCOLO MURI AD "U"

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due <i>Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta)</i> Data: _____	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	S L F 3 C 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data
A	Emissione	GUILARTE	31/08/18	AIELLO	31/08/18	31/08/18
B						
C						

CIG. 751447334A File: \NOR1\EE2CLSLF3C0001A_02.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

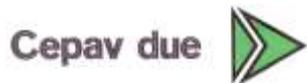
CUP: F81H9100000008

INDICE

1.	INTRODUZIONE	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.	CRITERI DI CALCOLO	7
3.1.	CRITERI DI ANALISI	7
3.2.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NELLA SOLETTA DI FONDAZIONE	7
3.2.1.	<i>Modello di Winkler</i>	7
3.2.2.	<i>Soluzione per carico verticale all'estremità</i>	8
3.2.3.	<i>Soluzione per momento flettente all'estremità</i>	8
3.3.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA	9
3.4.	COMBINAZIONI DI CARICO	12
3.4.1.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	12
3.4.2.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	13
4.	CRITERI DI VERIFICA	14
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	15
5.1.	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	15
5.1.1.	<i>Calcestruzzo</i>	15
5.2.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	16
5.3.	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	16
5.4.	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	16
6.	PARAMETRI SISMICI	17
7.	PARAMETRI GEOTECNICI	18
8.	ANALISI STRUTTURALE	19
8.1.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	19
8.2.	ANALISI DEI CARICHI	20
8.2.1.	<i>Peso proprio strutture (Load 1)</i>	20
8.2.2.	<i>Spinta del terreno (Load 2)</i>	20
8.2.3.	<i>Spinta dell'acqua (Load 3)</i>	21

8.2.4.	<i>Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4)</i>	21
8.2.5.	<i>Azioni sismiche (Load 5,6,7,8)</i>	21
9.	COMBINAZIONI DI CARICO	23
9.1.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	23
9.2.	COMBINAZIONI SLU	24
9.3.	COMBINAZIONI SLV	24
9.4.	COMBINAZIONI SLE	25
10.	MURO AD “U” - TIPOLOGIA 1 – H = 6.30M	26
10.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	26
10.2.	PRESSIONI SUL PIEDRITTO DOVUTE AI CARICHI FONDAMENTALI	27
10.3.	RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO (IN ASSE SOLETTA)	28
10.4.	RIASSUNTO SOLLECITAZIONI MASSIME PIEDRITTO	29
10.4.1.	<i>Combinazioni SLU – SLV</i>	29
10.4.2.	<i>Combinazioni SLE</i>	29
10.5.	RIASSUNTO MASSIME SOLLECITAZIONI SOLETTA	30
10.5.1.	<i>Combinazioni SLU - SLV</i>	30
10.5.2.	<i>Combinazioni SLE</i>	30
10.6.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLU-SLV	31
10.6.1.	<i>Piedritti</i>	31
10.6.2.	<i>Soletta</i>	32
10.7.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE	33
10.7.1.	<i>Piedritti</i>	33
10.7.2.	<i>Soletta</i>	33
10.8.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO	34
10.8.1.	<i>Soletta</i>	34
10.8.1.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	35
10.8.1.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	36
10.8.1.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	37
10.8.2.	<i>Piedritto</i>	38
10.8.2.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	39

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL SLF3 C0 001	Rev. A	Foglio 4 di 42
---------	------------------	-------------	---	-----------	-------------------

10.8.2.2.	Verifiche allo stato limite ultimo per taglio	40
10.8.2.3.	Verifiche allo stato limite di esercizio.....	41
11.	RIFERIMENTI.....	42
11.1.	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	42
11.2.	DOCUMENTI CORRELATI	42
11.3.	DOCUMENTI SUPERATI.....	42

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo dei muri facenti parte dell'opera denominata "SLF3 – Sottopasso poderale PK 148+787.141", prevista nell'ambito dei lavori inerenti la linea A.V./A.C. TORINO – VENEZIA, tratta MILANO – VERONA, lotto funzionale Brescia – Verona, ubicata al km 148+787.141 della linea ferroviaria.

I muri lato Nord sono costituiti da 1 concio con sezione trasversale a "U".

I muri lato Sud sono costituiti da 1 concio con sezione trasversale a "U".

Tutti i muri hanno i piedritti con spessore in sommità pari a 0.30m e pendenza della parete lato terrapieno pari a 1/10 e sono realizzati mediante getto in opera del calcestruzzo.

MURI AD U

(b=larghezza interna, L=lunghezza, h=altezza piedritto, S_p =spessore base piedritto, S_s =spessore fondazione)

	b [m]	L [m]	h [m]	S_p [m]	S_s [m]
Concio 1 – Nord	4.00	4.15	4.75 ÷ 6.85	0.78 ÷ 0.99	0.90
Concio 2 – Sud	4.00	8.00	1.76 ÷ 6.76	0.48 ÷ 0.98	0.90

Le analisi strutturali vengono effettuate su strutture piane che descrivono una striscia larga 1.00m, secondo i criteri di calcolo di seguito descritti, ed individuando le sezioni di calcolo maggiormente significative per ciascuna tipologia di concio, denominate come segue:

- *Muro ad U tipo 1 – sp. fondazione $S_s = 0.90m$, $h = 6.30m$, rappresentativa dei Conci 1 e 2.*

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di un'opera di sostegno interrata, con applicazione della Normativa D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera, ubicata nel Comune di Sommacampagna (VR), ricade in zona sismica: verranno pertanto considerate anche le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/08.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili.

3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1. Criteri di analisi

L'analisi viene svolta analiticamente valutando l'entità dei carichi sollecitanti i piedritti e determinando i valori di sollecitazione nelle sezioni di interesse.

Anche il calcolo delle sollecitazioni della fondazione viene eseguito in via analitica considerando la soletta come una trave su suolo alla Winkler con condizioni al contorno note.

3.2. Calcolo delle sollecitazioni nella soletta di fondazione

Le sollecitazioni nella soletta di base sono dovute alle azioni scaricate al piede dei piedritti, costituite da:

- azione assiale;
- momento alla base dei piedritti.

La trave presenta una lunghezza L finita ed è vincolata solamente attraverso il suolo elastico.

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato per sovrapposizione degli effetti dovuti alle sollecitazioni gravanti da entrambi i piedritti.

3.2.1. Modello di Winkler

Il modello di Winkler schematizza il suolo con una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi. Si assume, cioè:

$$p = k_w$$

dove k [FL^{-3}] è detta "costante di sottofondo".

L'equazione differenziale che descrive il problema della trave di rigidezza $E_r J$ su suolo elastico e assoggettata ad un carico distribuito $q(x)$ è:

$$E_r J \frac{d^4 w}{dx^4} + k B w(x) = q(x)$$

La soluzione si ottiene sommando l'integrale generale dell'omogenea associata $\{q(x)=0\}$ con l'integrale particolare relativo al carico $q(x)$. L'equazione omogenea associata si scrive:

$$E_r J \frac{d^4 w}{dx^4} + k B w(x) = 0$$

ed è nota come equazione "della trave elastica su suolo elastico".

La soluzione dell'equazione particolare viene tralasciata in quanto una trave alla Winkler soggetta ad un carico distribuito (come il peso proprio) presenta uno spostamento costante lungo il suo asse e non è soggetta a sollecitazioni di momento o taglio.

L'integrale generale della soluzione omogenea ha l'espressione:

$$w = e^{\frac{x}{\lambda}} \left(A \cos \frac{x}{\lambda} + B \sin \frac{x}{\lambda} \right) + e^{-\frac{x}{\lambda}} \left(C \cos \frac{x}{\lambda} + D \sin \frac{x}{\lambda} \right)$$

Nella quale

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_f J}{kB}}$$

ha le dimensioni di una lunghezza ed è detta lunghezza caratteristica o lunghezza d'onda della trave, ed A, B, C e D sono costanti che vengono determinate imponendo le opportune condizioni al contorno.

Dall'equazione differenziale è possibile determinare l'andamento del momento e del taglio come:

$$M = -E_f J \frac{d^2 w}{dx^2}; \quad V = -E_f J \frac{d^3 w}{dx^3}$$

3.2.2. Soluzione per carico verticale all'estremità

La risoluzione della trave alla Winkler di lunghezza L, soggetta ad una sua estremità ad un carico verticale P perpendicolare al suo asse è stata effettuata imponendo le seguenti condizioni al contorno

$$M(0) = -E_f J \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_{x=0} = 0$$

$$M(L) = -E_f J \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_{x=L} = 0$$

$$V(0) = -E_f J \frac{d^3 w}{dx^3} \Big|_{x=0} = -P$$

$$V(L) = -E_f J \frac{d^3 w}{dx^3} \Big|_{x=L} = 0$$

La soluzione è stata ricavata in forma chiusa e non viene riportata per brevità. Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato ai quarti dello spessore dei piedritti e al loro filo interno; inoltre, l'andamento delle sollecitazioni nella soletta, viene valutato in 50 punti equamente distribuiti sulla larghezza compresa tra i due piedritti.

3.2.3. Soluzione per momento flettente all'estremità

La risoluzione della trave alla Winkler di lunghezza L, soggetta ad una sua estremità ad un momento flettente M (quindi, nel piano verticale che contiene la trave) è stata effettuata imponendo le seguenti condizioni al contorno

$$M(0) = -E_f J \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_{x=0} = M$$

$$M(L) = -E_f J \left. \frac{d^2 w}{dx^2} \right|_{x=L} = 0$$

$$V(0) = -E_f J \left. \frac{d^3 w}{dx^3} \right|_{x=0} = 0$$

$$V(L) = -E_f J \left. \frac{d^3 w}{dx^3} \right|_{x=L} = 0$$

La soluzione è stata ricavata in forma chiusa e non viene riportata per brevità. Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato ai quarti dello spessore dei piedritti e al loro filo interno; inoltre, l'andamento delle sollecitazioni nella soletta, viene valutato in 50 punti equamente distribuiti sulla larghezza compresa tra i due piedritti.

3.3. Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 delle N.T.C., i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del sisma subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

In merito alle opere interrato di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2. delle N.T.C., essendo il muro un'opera di sostegno e rientrando tra le strutture che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1 delle N.T.C.), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la III.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse per la massima accelerazione attesa.

Nelle verifiche allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

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

dove : $a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_t \times a_g$ (accelerazione massima attesa al sito);

g = accelerazione di gravità;

S_t = coefficiente di amplificazione topografica;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito di riferimento rigido.

Per muri in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume i valori sotto riportati:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno in quanto vincolati orizzontalmente come ad esempio i muri ad "U", si assume $\beta_m = 1$.

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d , è calcolata come (EC8-5 par.7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.3):

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \times H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H = altezza del muro;

E_{ws} = la spinta statica dell'acqua;

E_{wd} = spinta idrodinamica dell'acqua;

γ^* = peso specifico del terreno;

K = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

k_v = coefficiente sismico verticale.

Il punto di applicazione della forza dovuta alla spinta dinamica del terreno deve essere preso a metà altezza del muro, in assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la relativa rigidità, il tipo di movimenti, e la massa relativa della struttura di contenimento.

Nel caso di muri che sono liberi di ruotare intorno al loro piede si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato con la formula di Mononobe e Okabe:

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

valida per stati attivi con $\beta \leq \phi'_d - \theta$, oppure:

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

valida per stati attivi con $\beta > \phi'_d - \theta$,

dove:

ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;

ψ e β = angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-muro.

L'angolo θ e la pressione idrodinamica E_{ws} sono definiti in funzione del livello di falda e della natura dei terreni; si distinguono i seguenti 4 casi:

- Rilevato asciutto

$$\gamma^* = \gamma_d$$

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

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana fine

$$\gamma^* = \gamma_d'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma^* k_h}{\gamma_d' 1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana grossa

$$\gamma^* = \gamma_d'$$

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

$$E_{wd} = 7/12 \times k_h \gamma_w H^2 \text{ con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

- Rilevato parzialmente immerso

$$\gamma_v^* = \gamma' \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno a grana fine} \\ \gamma_{\text{sat}} \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] & \text{se terreno a grana grossa} \end{cases}$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^* k_h}{\gamma_v^* 1 \pm k_v}$$

E_{wd} associato al tipo di terreno presente a tergo del muro.

La componente idrodinamica è considerata con la seguente distribuzione di pressione:

$$q_{wd}(z) = \pm 7/8 k_h \gamma_w (H'z)^{0.5}$$

Le forze inerziali, dovute alla massa m degli elementi strutturali e non strutturali sono valutate come:

$$F_I = m \times k_h$$

L'azione sismica è quindi rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, ottenute combinando alternativamente la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Per la determinazione di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai sovraccarichi da traffico.

3.4. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

3.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

- combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
- combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C., mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi (γ_R) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

3.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

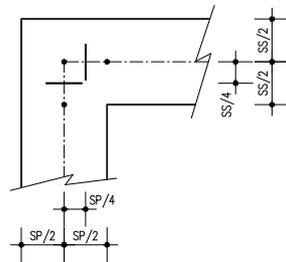
4. CRITERI DI VERIFICA

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

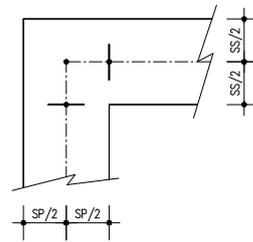
Per quanto riguarda gli incastrati tra soletta e piedritti, le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in cls inclinato di 45° e staffe verticali.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive: $w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$
- condizioni ambientali ordinarie: $w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$;
- combinazione Rara $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

5.1. Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

5.1.1. Calcestruzzo

Per la realizzazione delle fondazioni dei muri, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.69 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$

Per la realizzazione delle elevazioni dei muri, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.169 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.446 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$

5.2. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450$ N/mm²
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540$ N/mm²
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0.80 * f_{yk} = 360.00$ N/mm²
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm²

5.3. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4 + XF1

5.4. Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 40$ mm per la fondazione e pari a $c_{nom} = 50$ mm e per l'elevazione.

6. PARAMETRI SISMICI

L'opera ricade nel comune di Sommacampagna in provincia di Verona.

I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=1424 anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.237g$$

$$a_{gv} = 0.155 g;$$

$$F_0 = 2.432;$$

$$T^*_c = 0.283 s;$$

Per quanto riguarda il sottosuolo su cui insiste l'opera, si assume che ricada in categoria sismica "B" e categoria topografica "T1". Il coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.170$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{\max} (SLV) = S a_g = 1.170 \times 1.00 \times 0.237 g = 0.277 g$$

In base al valore dell'accelerazione ed alla categoria sismica del sottosuolo, il valore del parametro β_m è pari a:

$$\beta_m = 1.00 \quad \text{per muri ad "U"}$$

$$\beta_m = 0.31 \quad \text{per muri a mensola.}$$

Per muri ad "U" si ottiene quindi:

$$k_h = 0.277$$

$$k_v = 0.139$$

7. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da rilevato, sono:

- $\Phi'_k = 35^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da reinterri, sono:

- $\Phi'_k = 30^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, in base alle caratteristiche geotecniche riportate nello specifico documento Rif. [1], si assumono i seguenti parametri:

- $\Phi'_k = 35^\circ$
- $\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- $k_w = 5000 \text{ kN/m}^3$

8. ANALISI STRUTTURALE

8.1. Modellazione strutturale

L'analisi della struttura è stata condotta attraverso la procedura analitica con riferimento ad una porzione di lunghezza unitaria.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler come precedentemente illustrato nella presente relazione, con costante di sottofondo pari a $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$. Per quanto riguarda la rigidezza degli elementi strutturali si adottano i seguenti moduli elastici:

- $E_c = 34625 \text{ N/mm}^2$ (Per cls Rck 30);
- $E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$ (Per cls Rck 40);

Le verifiche strutturali del piedritto vengono effettuate nelle seguenti posizioni:

- filo superiore soletta:
 - verifiche a taglio;
 - verifiche a fessurazione;
- $\frac{1}{4}$ dello spessore della soletta:
 - verifiche a flessione;
 - verifiche tensioni in esercizio.

Le verifiche strutturali della soletta di fondazione vengono effettuate nelle seguenti posizioni:

- posizione di minimo momento:
 - verifiche a flessione;
 - verifiche a fessurazione;
 - verifiche tensioni in esercizio;
- filo interno piedritto:
 - verifiche a taglio;
 - verifiche a fessurazione;
- $\frac{1}{4}$ dello spessore di base del piedritto:
 - verifiche a flessione;
 - verifiche tensioni in esercizio.

8.2. Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Le condizioni elementari di carico di seguito determinate saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- rilevato: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- ricoprimento: $\gamma_{ric} = 20 \text{ kN/m}^3$

8.2.1. Peso proprio strutture (Load 1)

- parete $S_s \times \gamma_{c.a.}$
- soletta $S_s \times \gamma_{c.a.}$

8.2.2. Spinta del terreno (Load 2)

Il reinterro a ridosso della parete verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Secondo quanto riportato in precedenza per il reinterro si assumono i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 30^\circ$$

$$\phi'_{dM1} = 30^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}30^\circ/1.25) = 24.791^\circ$$

	Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$	Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$
<i>Spinta a riposo</i>	0,5000	0,5807
<i>Spinta attiva</i>	0,3333	0,4091

La spinta orizzontale delle terre sui piedritti, in condizioni statiche, ad una generica profondità z da piano campagna è calcolata come:

$$\sigma_t(z) = k_0 [\gamma_t z - u(z)]$$

dove $u(z)$ è la pressione dell'acqua alla profondità z da piano campagna.

8.2.3. Spinta dell'acqua (Load 3)

Nel caso in cui la falda interessi i piedritti dei muri, la pressione orizzontale alla generica profondità z da piano campagna è calcolata come:

$$u(z) = 0 \quad (\text{per } z \leq z_1)$$

$$u(z) = \gamma_w (z - z_1) \quad ((\text{per } z > z_1)$$

con z_1 profondità della falda da piano campagna.

Per i casi in esame non si considera la presenza della falda.

8.2.4. Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$p_q = k_0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

In condizioni statiche, tale sovraccarico è assunto pari a 20 kN/m^2 .

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico ridotto, pari a 10 kN/m^2 , rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

8.2.5. Azioni sismiche (Load 5,6,7,8)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “analisi semplificata per le strutture di contenimento” come esplicitato al capitolo 4 “Criteri di definizione dell'azione sismica”. In considerazione dei valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali precedentemente determinati, l'angolo θ assume i seguenti valori:

Dati i seguenti parametri:

- $\Phi'_{dM1} = 30^\circ$
- $\Phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}30^\circ/1.25) = 24.791^\circ$
- $\psi = 90^\circ$;
- $\beta = 0^\circ$;
- $\delta_d = 0$;

L'angolo θ ed il relativo coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) valgono:

Tipologia muro	θ_1 (sisma verso basso)	θ_2 (sisma verso alto)	$K(\theta_1) - M1$	$K(\theta_1) - M2$	$K(\theta_2) - M1$	$K(\theta_2) - M2$
1	13.6866	17.8446	0.5122	0.6146	0.5939	0.7179

L'azione sismica totale sulla parete, dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K(\theta) H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con γ^* definito in precedenza in funzione della presenza della falda e del tipo di terreno, E_{ws} e E_{wd} rispettivamente pressione statica e sovrappressione idrodinamica dovuta alla presenza della falda.

La spinta complessiva E_d è composta da tre termini, ciascuno dei quali presenta un diverso punto di applicazione:

- Componente associata allo scheletro solido (Load 5):
 - la spinta sismica totale dello scheletro solido ($S_{A,E}$) è data dalla somma della spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$) e l'incremento di spinta sismico (ΔS_A) calcolabile come $\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$. Nel caso dei muri ad "U" per i quali la parete non è in grado di compiere grandi rotazioni alla base, il sovraccarico sismico si considera applicato uniformemente sull'altezza della parete (Load 5).
- Componente idrostatica:
 - applicata analogamente al caso statico.
- Componente idrodinamica (Load 6):
 - è applicata alla parete con la seguente distribuzione di pressioni: $q_{wd}(z) = \pm 7/8 k_h \gamma_w (H' \times z)^{0.5}$ con H' altezza della falda da asse soletta e z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua. L'azione idrodinamica, se presente, è applicata con segno positivo sul piedritto di sinistra e con segno negativo su quello di destra.

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

- $f_h = p \times k_h$ (Load 7)
- $f_v = p \times k_v$ (Load 8)

con "p" peso proprio degli elementi strutturali.

9. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono effettuate combinando tra loro i singoli casi di carico come indicato dalla normativa. Per massimizzare lo sbilanciamento tra i due piedritti, i sovraccarichi accidentali e quelli sismici sono applicati solamente al piedritto sinistro.

9.1. Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni nel piedritto e nella soletta viene effettuato per i seguenti 8 carichi fondamentali dai quali è possibile ricavare tutti gli altri casi di carico per rapporto diretto:

N.	Carico	Descrizione
1	PP	Peso proprio
2	$S_{A,S,k_0,M1}$	Spinta delle terre – k_0 – M1
3	E_{ws}	Spinta della falda
4	$S_{q,st,k_0,M1}$	Sovracc. accidentale statico – k_0 – M1
5	$\Delta S_{A,M1,+}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(+)$
6	E_{wd}	Spinta idrodinamica
7	F_v	Effetti inerziali verticali (+ verso il basso)
8	F_h	Effetti inerziali orizzontali

Le sollecitazioni per ciascun caso di carico sono calcolate come segue:

N.	Carico	Descrizione	Calcolo
1	PP	Peso proprio	-
2	$S_{A,S,k_0,M1}$	Spinta delle terre – k_0 – M1	-
2a	$S_{A,S,k_0,M2}$	Spinta delle terre – k_0 – M2	$E[S_{A,S,k_0,M1}] \times k_{0,M2} / k_{0,M1}$
2b	$S_{A,S,k_a,M1}$	Spinta delle terre – k_a – M1	$E[S_{A,S,k_0,M1}] \times k_{a,M1} / k_{0,M1}$
2c	$S_{A,S,k_a,M2}$	Spinta delle terre – k_a – M2	$E[S_{A,S,k_0,M1}] \times k_{a,M2} / k_{0,M1}$
3	E_{ws}	Spinta della falda	-
4	$S_{q,st,k_0,M1}$	Sovracc. accidentale statico – k_0 – M1	-
4a	$S_{q,st,k_0,M2}$	Sovracc. accidentale statico – k_0 – M2	$E[S_{q,st,k_0,M1}] \times k_{0,M2} / k_{0,M1}$
4b	$S_{q,sis,k_a,M1}$	Sovracc. accidentale sismico – k_a – M1	$E[S_{q,st,k_0,M1}] \times (k_{a,M1} / k_{0,M1}) \times (q_{sis} / q_{st})$
4c	$S_{q,sis,k_a,M2}$	Sovracc. accidentale sismico – k_a – M2	$E[S_{q,st,k_0,M1}] \times (k_{a,M2} / k_{0,M1}) \times (q_{sis} / q_{st})$
5	$\Delta S_{A,M1,+}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(+)$	-
5a	$\Delta S_{A,M2,+}$	Sovrappinta sismica – M2 – $k_v(+)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M2,+} / \Delta S_{A,M1,+})$
5b	$\Delta S_{A,M1,-}$	Sovrappinta sismica – M1 – $k_v(-)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M1,-} / \Delta S_{A,M1,+})$
5c	$\Delta S_{A,M2,-}$	Sovrappinta sismica – M2 – $k_v(-)$	$E[\Delta S_{A,M1,+}] \times (\Delta S_{A,M2,-} / \Delta S_{A,M1,+})$
6	E_{wd}	Spinta idrodinamica	-
7	F_h	Effetti inerziali orizzontali	-
8	F_v	Effetti inerziali verticali (+verso il basso)	-

Dove con $E[A]$ si intende la generica sollecitazione E dovuta al carico sollecitante A.

9.2. Combinazioni SLU

C.C.	PP	STERRE k0_M1_SX	STERRE k0_M2_SX	STERRE k0_M1_DX	STERRE k0_M2_DX	FALDA_SX	FALDA_DX	SOVR. STAT. k0_M1_SX	SOVR. STAT. k0_M2_SX
LOAD	1	2	2a	2_dx	2a_dx	3	3_dx	4	4a
1_STR	1.3	1.3		1		1.3	1	1.5	
2_STR	1	1.3		1		1.3	1	1.5	
3_STR	1.3	1		1		1	1	0	
4_STR	1	1		1		1	1	0	
1_GEO	1		1		1	1	1		1.3
2_GEO	1		1		1	1	1		0

Dove si indicano con “dx” le azioni agenti sul piedritto destro.

9.3. Combinazioni SLV

C.C.	PP	STERRE ka_M1_SX	STERRE ka_M2_SX	STERRE ka_M1_DX	STERRE ka_M2_DX	FALDA_SX	FALDA_DX	SOVR. SISMICO ka_M1_SX	SOVR. SISMICO ka_M2_SX	INCR. SISMICO BASSO_M1	INCR. SISMICO BASSO_M2	INCR. SISMICO ALTO_M1	INCR. SISMICO ALTO_M2	INCR. IDRODINAMICO	INERZIA ORIZZONTALE	INERZIA VERT (BASSO)
LOAD	1	2b	2c	2b_dx	2c_dx	3	3_dx	4b	4c	5	5a	5b	5c	6	7	8
1_STR	1	1		1		1	1	0		1				1	1	1
2_STR	1	1		1		1	1	1		1				1	1	1
3_STR	1	1		1		1	1	0				1		1	1	-1
4_STR	1	1		1		1	1	1				1		1	1	-1
1_GEO	1		1		1	1	1		0		1			1	1	1
2_GEO	1		1		1	1	1		1		1			1	1	1
3_GEO	1		1		1	1	1		0				1	1	1	-1
4_GEO	1		1		1	1	1		1				1	1	1	-1

Dove si indicano con “dx” le azioni agenti sul piedritto destro.

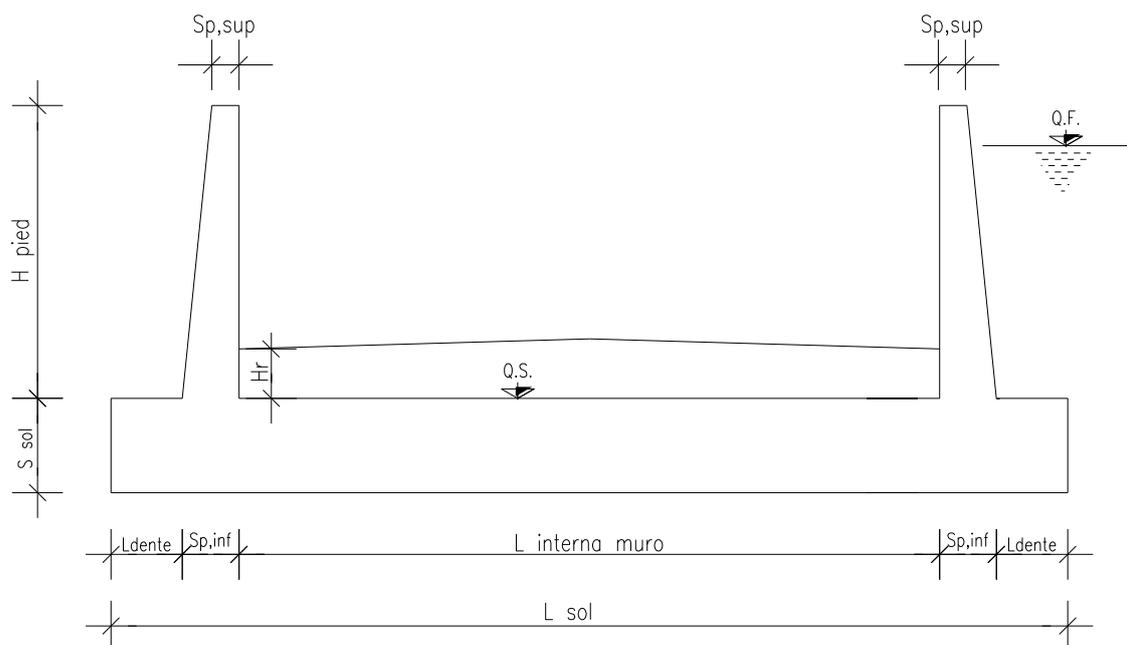
9.4. Combinazioni SLE

C.C.	PP	STERRE k0_M1_SX	STERRE k0_M1_DX	FALDA_SX	FALDA_DX	SOVR. STAT. k0_M1_SX
LOAD	1	2	2_dx	3	3_dx	4
1_QP	1	1	1	1	1	0
1_FR	1	1	1	1	1	0
2_FR	1	1	1	1	1	0.75
1_CAR	1	1	1	1	1	0
2_CAR	1	1	1	1	1	1

Dove si indicano con “dx” le azioni agenti sul piedritto destro.

10. MURO AD "U" - TIPOLOGIA 1 - H = 6.30M

10.1. Geometria della struttura



Dimensioni geometriche trasversali:

- L_{sol} = 5.86 m
- S_{sol} = 0.90 m
- $L_{int,muro}$ = 4.00 m
- L_{dente} = 0.00 m
- H_{pied} = 6.30 m
- $S_{p,sup}$ = 0.30 m
- $S_{p,inf}$ = 0.93 m
- Q.F.

La falda si trova al di sotto del piano di fondazione dei muri e pertanto non interessa la struttura

10.2. Pressioni sul piedritto dovute ai carichi fondamentali

Si riportano di seguito le pressioni statiche e sismiche esercitate sui piedritti dal terreno, dalla falda e dall'azione sismica, per i casi di carico fondamentali.

z [m]	σ_v [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	$\sigma'_{h,k0,M1}$ [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	$\sigma_{q,st,h,k0,M1}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{Ed,M1,(+)}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{idr}$ [kN/m ²]	f_h [kN/m ²]	f_v [kN/m ²]
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	5,000	16,867	0,000	2,080	1,040
0,315	6,300	6,300	3,150	0,000	5,000	16,867	0,000	2,298	1,149
0,630	12,600	12,600	6,300	0,000	5,000	16,867	0,000	2,516	1,258
0,945	18,900	18,900	9,450	0,000	5,000	16,867	0,000	2,735	1,367
1,260	25,200	25,200	12,600	0,000	5,000	16,867	0,000	2,953	1,477
1,575	31,500	31,500	15,750	0,000	5,000	16,867	0,000	3,172	1,586
1,890	37,800	37,800	18,900	0,000	5,000	16,867	0,000	3,390	1,695
2,205	44,100	44,100	22,050	0,000	5,000	16,867	0,000	3,608	1,804
2,520	50,400	50,400	25,200	0,000	5,000	16,867	0,000	3,827	1,913
2,835	56,700	56,700	28,350	0,000	5,000	16,867	0,000	4,045	2,022
3,150	63,000	63,000	31,500	0,000	5,000	16,867	0,000	4,263	2,132
3,465	69,300	69,300	34,650	0,000	5,000	16,867	0,000	4,482	2,241
3,780	75,600	75,600	37,800	0,000	5,000	16,867	0,000	4,700	2,350
4,095	81,900	81,900	40,950	0,000	5,000	16,867	0,000	4,918	2,459
4,410	88,200	88,200	44,100	0,000	5,000	16,867	0,000	5,137	2,568
4,725	94,500	94,500	47,250	0,000	5,000	16,867	0,000	5,355	2,678
5,040	100,800	100,800	50,400	0,000	5,000	16,867	0,000	5,574	2,787
5,355	107,100	107,100	53,550	0,000	5,000	16,867	0,000	5,792	2,896
5,670	113,400	113,400	56,700	0,000	5,000	16,867	0,000	6,010	3,005
5,985	119,700	119,700	59,850	0,000	5,000	16,867	0,000	6,229	3,114
6,300	126,000	126,000	63,000	0,000	5,000	16,867	0,000	6,447	3,223
6,525	130,500	130,500	65,250	0,000	5,000	16,867	0,000	6,603	3,301
6,750	135,000	135,000	67,500	0,000	5,000	16,867	0,000	6,759	3,379

Dove la coordinata verticale z è positiva verso il basso con l'origine posta in sommità al piedritto.

10.3. Riassunto delle sollecitazioni alla base del piedritto (in asse soletta)

Si riportano di seguito le sollecitazioni calcolate alla base del piedritto, in asse soletta, per tutti i casi di carico:

n.	LOAD CASE	N[kN]	M[kNm]	V[kN]
1	PP	107,58		
2	STERRE k0_M1		512,58	227,81
2a	STERRE K0_M2		595,29	264,58
2b	STERRE ka_M1		341,72	151,88
2c	STERRE ka_M2		419,42	186,41
3	FALDA		0,00	0,00
4	SOVR. STATICO k0_M1		113,91	33,75
4a	SOVR. STATICO k0_M2		132,29	39,20
4b	SOVR. SISMICO ka_M1		0,00	0,00
4c	SOVR. SISMICO ka_M2		0,00	0,00
5	INCR. SISMICO BASSO_M1		384,26	113,86
5a	INCR. SISMICO BASSO_M2		446,92	132,42
5b	INCR. SISMICO ALTO_M1		274,13	81,22
5c	INCR. SISMICO ALTO_M2		321,69	95,32
6	INCR. IDRODINAMICO		0,00	0,00
7	INERZIA ORIZZONTALE		100,68	29,83
8	INERZIA VERT (BASSO)	14,92		

10.4. Riassunto sollecitazioni massime piedritto

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni calcolate per il piedritto ed adottate per le verifiche strutturali.

10.4.1. Combinazioni SLU – SLV

	CC	N [kN]	M[kNm]	V[kN]
Filo soletta _V_max	2_SLU_STR	96,86	690,61	305,24
1/4 spessore soletta_M_max	2_SLU_STR	102,16	761,57	325,68
Asse soletta_M_max	2_SLU_STR	107,58	837,21	346,78

10.4.2. Combinazioni SLE

	CC	N [kN]	M[kNm]
Filo soletta _QP	1_QP	96,86	416,75
Filo soletta _FR	2_FR	96,86	491,16
Filo soletta _CAR	2_CAR	96,86	515,97
1/4 soletta _QP	1_QP	102,16	463,01
1/4 soletta _FR	2_FR	102,16	542,84
1/4 soletta _CAR	2_CAR	102,16	569,45

10.5. Riassunto massime sollecitazioni soletta

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni calcolate nella soletta di fondazione ed adottate per le verifiche strutturali.

10.5.1. Combinazioni SLU - SLV

	CC	x[m]	M[kNm]	V[kN]
Filo piedritto SX_V_max	1_SLU_STR	0,705	734,156	149,532
Filo piedritto DX_V_max	3_SLU_STR	4,465	453,507	-114,136
1/4 spessore piedritto_M_max	2_SLU_STR	0,233	811,202	115,824
Asse piedritto_M_max	2_SLU_STR	0,000	837,211	107,578
Mezzeria_M_min	2_SLV_STR	4,225	199,194	-16,678

10.5.2. Combinazioni SLE

	CC	x[m]	M[kNm]
Filo piedritto _QP	1_QP	0,465	467,08
Filo piedritto _FR	2_FR	0,465	550,35
Filo piedritto _CAR	2_CAR	0,465	578,11

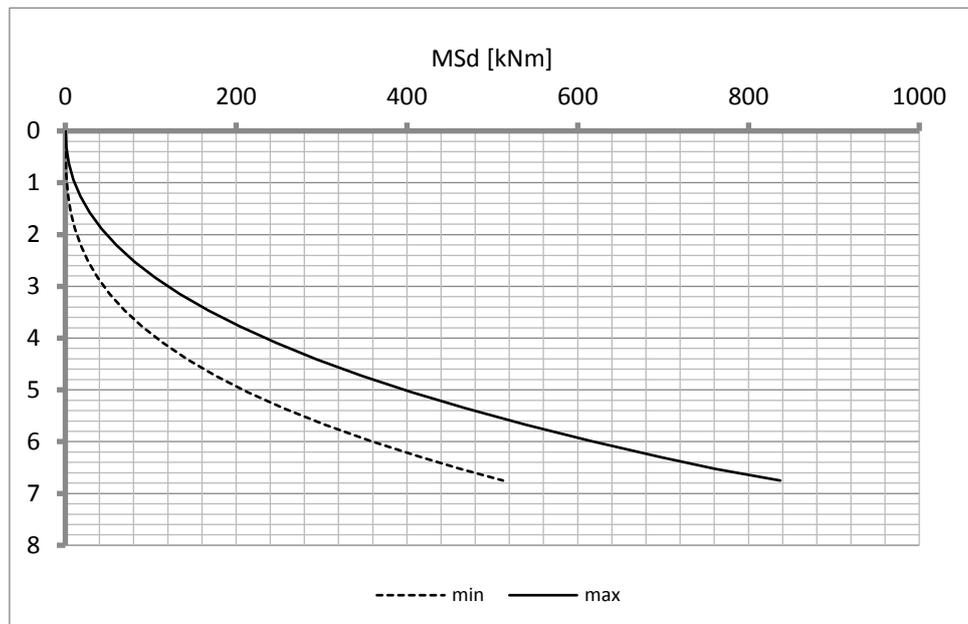
1/4 piedritto _QP	1_QP	0,233	488,69
1/4 piedritto _FR	2_FR	0,233	573,56
1/4 piedritto _CAR	2_CAR	0,233	601,85

Mezzeria _QP	1_QP	2,465	378,39
Mezzeria _FR	1_FR	2,465	378,39
Mezzeria _CAR	1_CAR	2,465	378,39

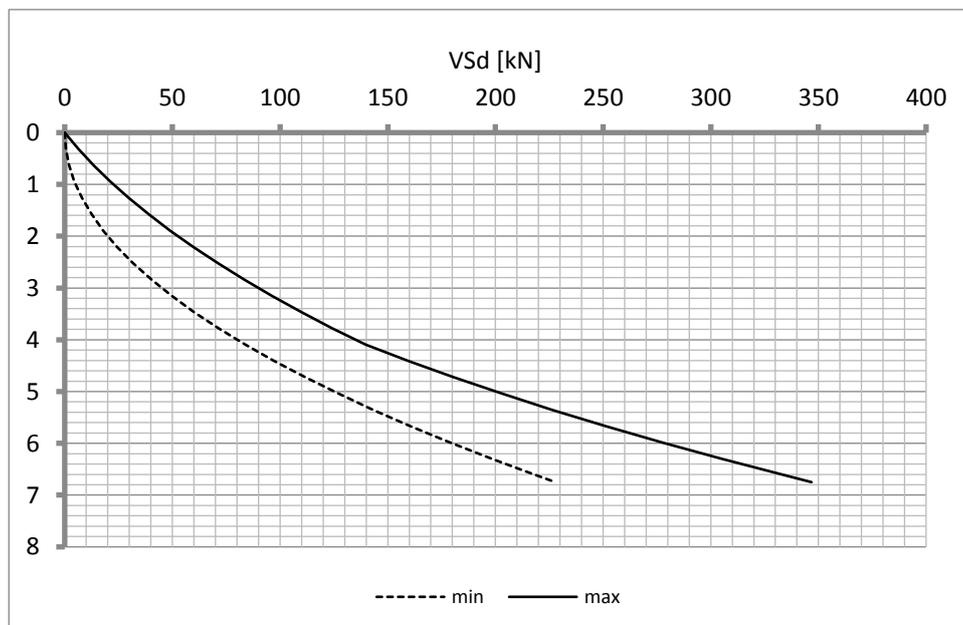
10.6. Diagrammi di involucro SLU-SLV

10.6.1. Piedritti

Momento

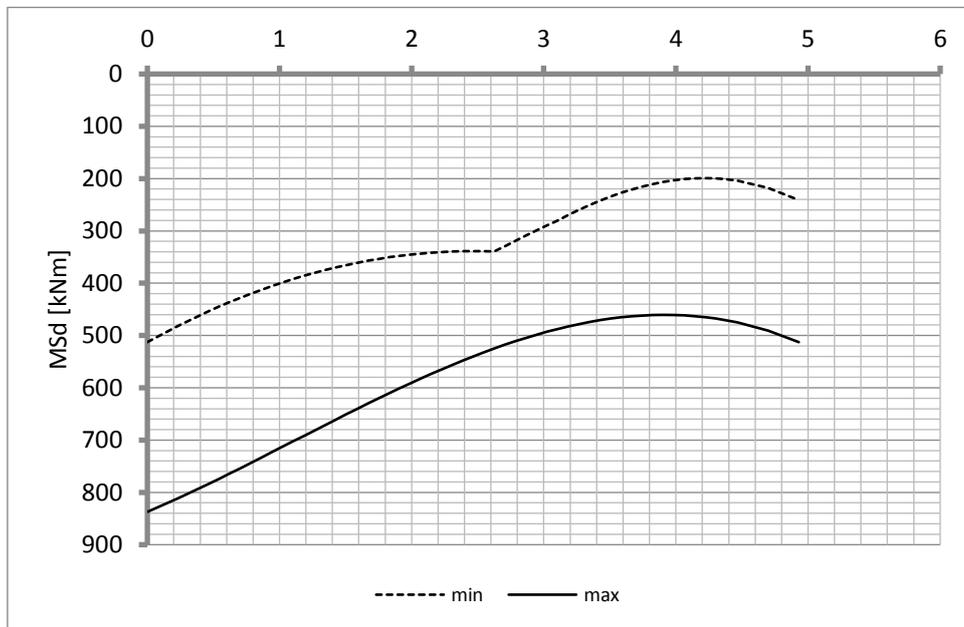


Taglio

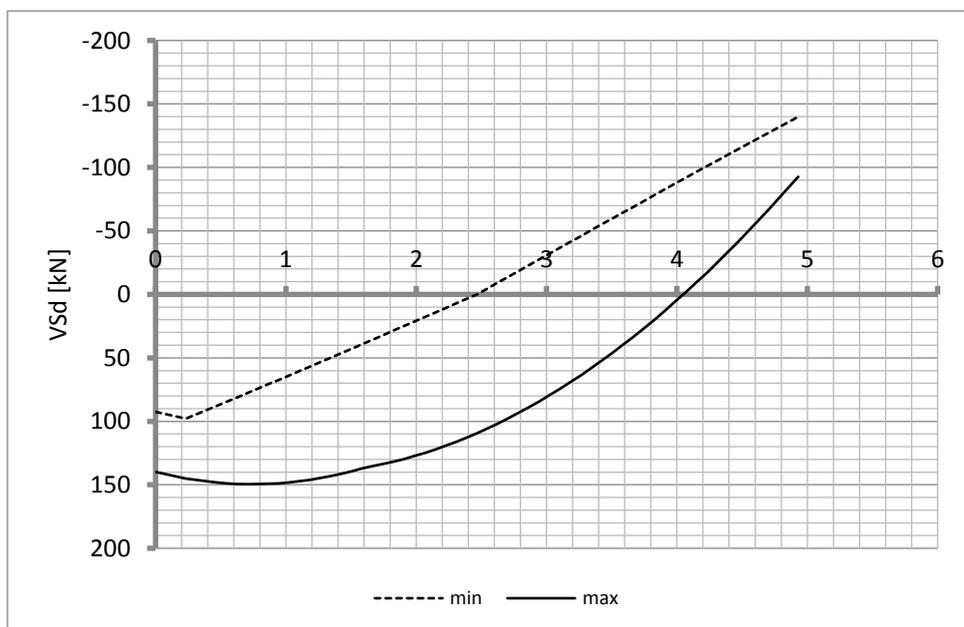


10.6.2. Soletta

Momento

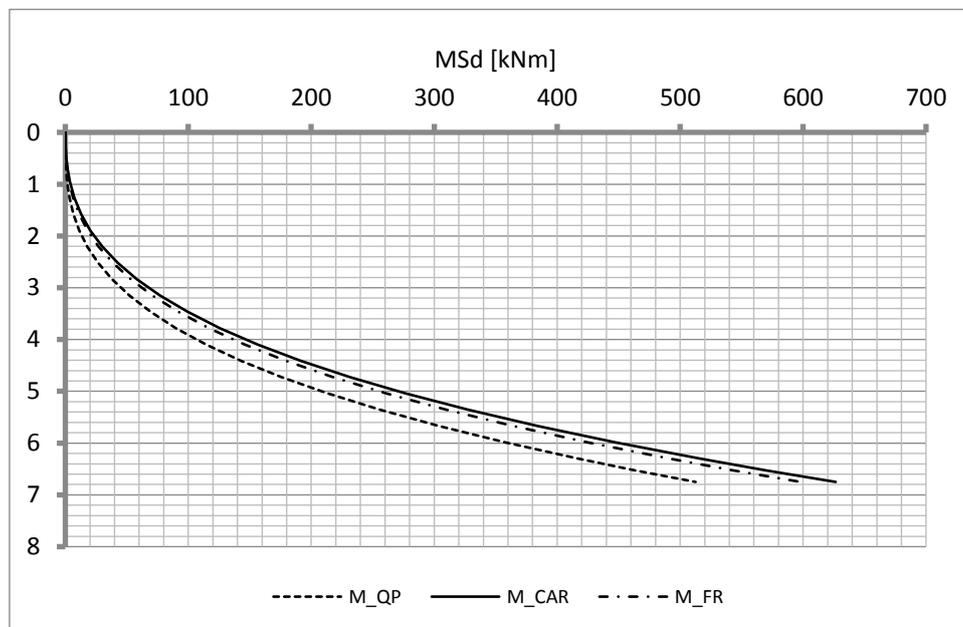


Taglio

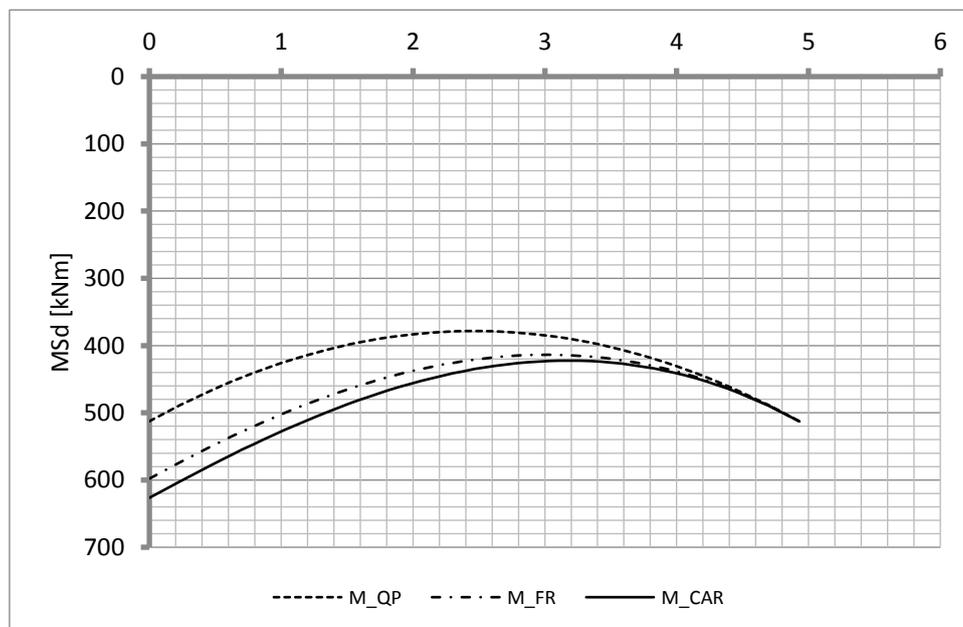


10.7. Diagrammi di inviluppo SLE

10.7.1. Piedritti



10.7.2. Soletta



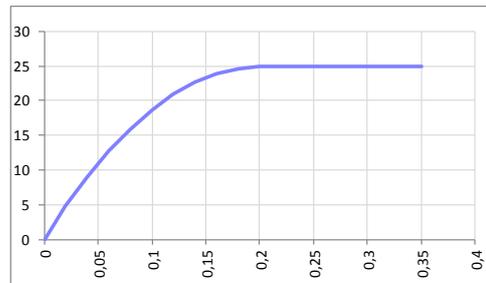
10.8. Verifiche di resistenza ultima e di esercizio

10.8.1. Soletta

CARATTERISTICHE MATERIALI

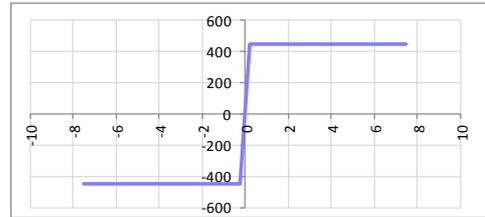
Calcestruzzo:

Classe	C25/30
R_{ck}	30,00 N/mm ²
f_{ck}	24,90 N/mm ²
f_{cm}	32,90 N/mm ²
f_{ctm}	2,56 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	1,79 N/mm ²
$f_{ctk,0.95}$	3,33 N/mm ²
f_{ctm}	3,07 N/mm ²
E_{cm}	31447,16 N/mm ²
ϵ_{c2}	0,200 %
ϵ_{c3}	0,175 %
ϵ_{c4}	0,070 %
ϵ_{cu}	0,350 %
n	2,000
tipo cemento	N



Acciaio:

Classe	B450C
Tipologia comportament	EL-PL
$k = (f_t/f_y)_k$	1
f_{yk}	450 N/mm ²
f_{tk}	540 N/mm ²
E_s	200000 N/mm ²
ϵ_{su}	7,500 %



Coefficiente di omogenizzazione:

n, breve termine	6,06 = E_s/E_c	
umidità relativa	75 %	
giorno app. carico	15 giorni	
periodo lungo termine	50 anni	
coefficiente di viscosità	2,12	
n, lungo termine =	12,83 = E_s/E_{cm}	
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine
n, verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm}	breve termine

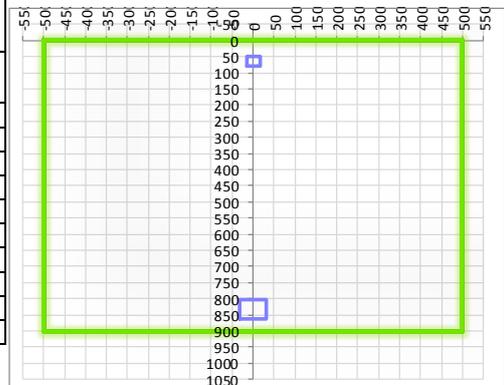
CARATTERISTICHE SEZIONE

Sezione:

B=	1000 mm
H=	900 mm

Armature:

Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	A _s mm ²
1	5	16	64	1005,3096
2	10	22	833	3801,3271
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0



Armatura di ripartizione:

Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	A _s mm ²
superiore	5	16	48	1005,3096
inferiore	5	16	852	1005,3096

10.8.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO				
Calce calcestruzzo				C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}			30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}			24,9 Mpa
ACCIAIO				
Tipologia				B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento				450 Mpa
COEFFICIENTI MATERIALE				
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c			1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}			0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s			1,15
GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			1000 mm
Altezza	h			900 mm
<i>Barre tese</i>	<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm²]</i>
strato1	5	16	64	1005
strato2	0	0	0	0
strato3	0	0	0	0
strato4	0	0	0	0
strato5	0	0	0	0
Area barre tese	A _s			1005 mm ²
Posizione della barra equivalente	c*			64 mm
SOLLECITAZIONI				
Load Case				1_SLU_STR
Frame				-
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}			0 kN
Taglio	V _{Ed}			149,53 kN
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Altezza utile della sezione	d			836 mm
Coefficiente	k			1,49
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l			0,12%
Tensione assiale media	σ _{cp}			0,00 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}			2,82 N/mm ²
	V _{min}			0,32 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}			265,32 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}			265,32 kN
Verifica				0,56 <i>Verifica soddisfatta</i>

Non è necessario prevedere armatura a taglio.

10.8.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

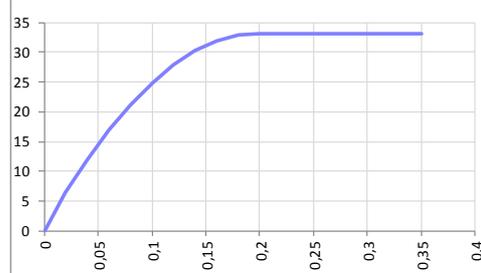
SEZIONE RETTANGOLARE - VERIFICHE IN ESERCIZIO									
PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<i>Fessurazione</i>									
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Ordinarie								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<i>Tensioni in esercizio</i>									
Combinazione	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm²]	[N/mm²]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	9,96	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	13,70	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)									
<i>Fessurazione</i>									
Combinazione	n. combinazione	frame/nodo	N	M	w_d	w_{lim}	MO - Mf		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Cartteristica	2_CAR	-	0,0	578,1	0,268	0,300	349,61	-	
<i>Tensioni in esercizio</i>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
Quasi permanente	1_QP	-	0,0	488,7	-4,82	170,94	-53,56	Sezione parzializzata	
Cartteristica	2_CAR	-	0,0	601,9	-5,93	210,53	-65,97	Sezione parzializzata	

10.8.2. Piedritto

CARATTERISTICHE MATERIALI

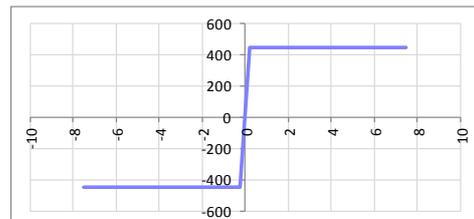
Calcestruzzo:

Classe	C32/40
R_{ck}	40,00 N/mm ²
f_{ck}	33,20 N/mm ²
f_{cm}	41,20 N/mm ²
f_{ctm}	3,10 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm ²
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm ²
f_{ctm}	3,72 N/mm ²
E_{cm}	33642,78 N/mm ²
ϵ_{c2}	0,200 %
ϵ_{c3}	0,175 %
ϵ_{c4}	0,070 %
ϵ_{cu}	0,350 %
n	2,000
tipo cemento	N



Acciaio:

Classe	B450C
Tipologia comportamentale	EL-PL
$k = (f_y/f_{yk})_k$	1
f_{yk}	450 N/mm ²
f_{tk}	540 N/mm ²
E_s	200000 N/mm ²
ϵ_{su}	7,500 %



Coefficiente di omogeneizzazione:

n, breve termine	5,66 = E_s/E_c	
umidità relativa	75 %	
giorno app. carico	15 giorni	
periodo lungo termine	50 anni	
coefficiente di viscosità	1,93	
n, lungo termine =	10,93 = E_s/E_{cm}	
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine
n, verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm}	breve termine

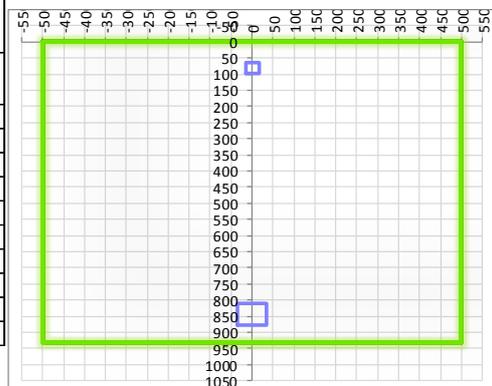
CARATTERISTICHE SEZIONE

Sezione:

B=	1000 mm
H=	930 mm

Armature:

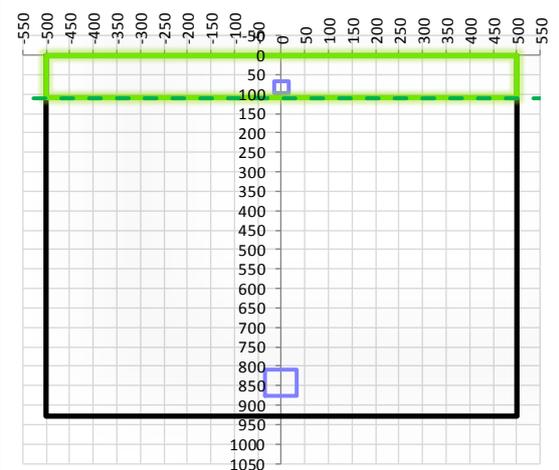
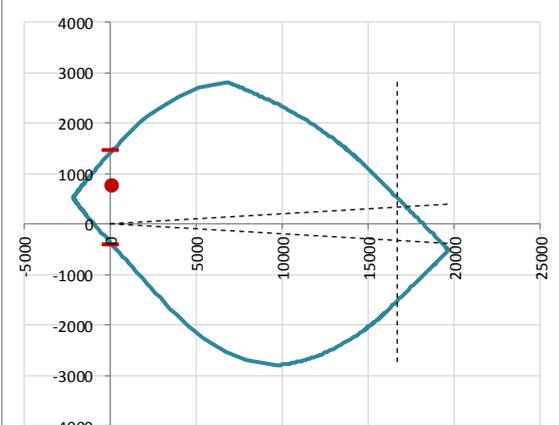
Pos.	n° barre	ϕ mm	y_i mm	A_s mm ²
1	5	16	82	1005,3096
2	10	24	844	4523,8934
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0



Armatura di ripartizione:

Pos.	n° barre	ϕ mm	y_i mm	A_s mm ²
superiore	5	16	66	1005,3096
inferiore	5	16	864	1005,3096

10.8.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

CRITERI DI VERIFICA																																																					
Coefficienti di sicurezza allo SLU																																																					
Calcestruzzo																																																					
α_{cc}																																																					
γ_c																																																					
f_{cd}																																																					
$f_{ct,eff}$																																																					
Acciaio																																																					
γ_s																																																					
f_{yd}																																																					
ϵ_{yd}																																																					
STATO LIMITE ULTIMO - PRESSOFLESSIONE																																																					
Combinazione	frame/nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	NRd+ [kN]	NRd- [kN]	MRd+ [kNm]	MRd- [kNm]	MSd/MRd																																													
2_SLU_STR	-	102,2	761,6	19660,00	-2163,60	1448,62	-400,02	53%																																													
Sezione:																																																					
				<table style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Fibre compresse</th> <th style="text-align: left;">Superiori</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\sigma_{c,max}$</td> <td>18,81 N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{s,min}$</td> <td>-391,30 N/mm²</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{c,max}$</td> <td>0,35 %</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{s,min}$</td> <td>-2,31 %</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>844,00 mm</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>110,90 mm</td> </tr> <tr> <td>x/d</td> <td>0,13</td> </tr> </tbody> </table>						Fibre compresse	Superiori	$\sigma_{c,max}$	18,81 N/mm ²	$\sigma_{s,min}$	-391,30 N/mm ²	$\epsilon_{c,max}$	0,35 %	$\epsilon_{s,min}$	-2,31 %	d	844,00 mm	x	110,90 mm	x/d	0,13																												
Fibre compresse	Superiori																																																				
$\sigma_{c,max}$	18,81 N/mm ²																																																				
$\sigma_{s,min}$	-391,30 N/mm ²																																																				
$\epsilon_{c,max}$	0,35 %																																																				
$\epsilon_{s,min}$	-2,31 %																																																				
d	844,00 mm																																																				
x	110,90 mm																																																				
x/d	0,13																																																				
Dominio M-N																																																					
				<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #d9e1f2;"> <th style="text-align: center;">Combinazione</th> <th style="text-align: center;">fram/nodo</th> <th style="text-align: center;">NSd [kN]</th> <th style="text-align: center;">MSd [kNm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr style="background-color: #d9e1f2;"> <td style="text-align: center;">2_SLU_STR</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">102,2</td> <td style="text-align: center;">761,6</td> </tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> <tr><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td><td style="background-color: #d9e1f2;"> </td></tr> </tbody> </table>						Combinazione	fram/nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]	2_SLU_STR	-	102,2	761,6																																				
Combinazione	fram/nodo	NSd [kN]	MSd [kNm]																																																		
2_SLU_STR	-	102,2	761,6																																																		

10.8.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	930 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>coprifero in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm²]</i>
strato1		5	16	82	1005
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A _s	1005 mm ²			
Posizione della barra equivalente	c*	82 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		2_SLU_STR
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}	96,86 kN
Taglio	V _{Ed}	305,24 kN

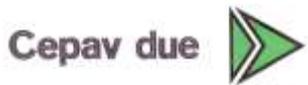
VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	848 mm
Coefficiente	k	1,49
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l	0,12%
Tensione assiale media	σ _{cp}	0,10 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}	3,76 N/mm ²
	V _{min}	0,37 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}	322,92 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	322,92 kN
Verifica		0,95 <i>Verifica soddisfatta</i>

Non è necessario prevedere armatura a taglio.

10.8.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

SEZIONE RETTANGOLARE - VERIFICHE IN ESERCIZIO									
PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<i>Fessurazione</i>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Aggressive								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<i>Tensioni in esercizio</i>									
Combinazione	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm²]	[N/mm²]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)									
<i>Fessurazione</i>									
Combinazione	n. combinazione	frame/nodo	N	M	w_d	w_{lim}	MO - Mf		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Cartteristica	2_CAR	-	96,9	516,0	0,189	0,200	472,67	-	
<i>Tensioni in esercizio</i>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
Quasi permanente	1_QP	-	102,2	463,0	-4,33	125,49	-46,44	Sezione parzializzata	
Cartteristica	2_CAR	-	102,2	569,5	-5,30	156,63	-56,61	Sezione parzializzata	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL SLF3 C0 001

Rev.
A

Foglio
42 di 42

11. RIFERIMENTI

11.1. Documenti referenziati

Rif. [1] Cepav due, documento n° INOR 11 E E2 RB SL F3 00 001, intitolato "RELAZIONE GEOTECNICA – SLF3 - Sottopasso poderale PK 148+787.141"

11.2. Documenti correlati

Non sono presenti documenti correlati.

11.3. Documenti superati

Non sono presenti documenti superati.