

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

98A – NUOVO SOTTOPASSO CICLOPED. ZAMBECCARI

RELAZIONE DI CALCOLO
SCATOLARE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Umberto Mele Ord. Ingg. Milano n.18641 RESPONSABILE STRUTTURE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
--	---	---

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A2	C13	SP98A	000000	D	STR	1140	-2	SCALA VARIE

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
REDATTO:		VERIFICATO:		3	-	4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
---	---

Sommario

1. INTRODUZIONE	3
1.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA	3
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
1.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	8
1.4 SOFTWARE DI CALCOLO	10
1.5 CONVENZIONI GENERALI	10
1.5.1 Unità di misura.....	10
1.6 METODOLOGIA DI VERIFICA.....	10
2. MATERIALI IMPIEGATI	11
2.1 STRUTTURE DI NUOVA REALIZZAZIONE	11
2.1.1 Caratteristiche dei materiali	11
2.1.2 Classi di esposizione	11
3. PARAMETRI GEOTECNICI	13
4. SCATOLARE DI NUOVA REALIZZAZIONE	15
4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM	15
4.2 ANALISI DEI CARICHI.....	16
4.2.1 Peso proprio strutturale (DEAD).....	16
4.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura	16
4.2.3 Spinta delle terre “a riposo”	16
4.2.4 Azione del traffico	17
4.2.5 Frenatura	20
4.2.6 Sovraccarico spingente laterale del traffico.....	20
4.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche	22
4.2.8 Forze d’inerzia strutturali.....	22
4.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	23
4.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione.....	23
4.3.2 Gruppi di carico	25
4.4 COMBINAZIONI DI CARICO	26
4.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE	28
4.5.1 Premessa.....	28
4.5.2 Sollecitazioni di calcolo sugli elementi strutturali	28
4.5.3 Verifiche di resistenza	30
4.5.4 Verifica di deformabilità	38
5. CORDOLI	39
5.1 CORDOLO PORTA SICURVIA – LATO NORD E SUD.....	39
5.1.1 Caratteristiche geometriche	39
5.1.2 Analisi dei carichi	39
5.1.3 Calcolo azione urto di veicolo in svio.....	40
5.1.4 Sollecitazioni di calcolo	43
5.1.5 Verifiche	44
1 ANALISI STRUTTURALE DEI MURI ANDATORI	46
1.1 GEOMETRIA	46
1.2 ANALISI DEI CARICHI.....	47
1.3 ANALISI E VERIFICHE	49

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 – SEZIONE LONGITUDINALE DEL SOTTOVIA.....	4
FIGURA 1-2 – PLANIMETRIA DEL SOTTOVIA.....	4
FIGURA 1-3 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE PREFABBRICATO	5
FIGURA 1-4 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE GETTATO IN OPERA – AMPLIAMENTO NORD	5
FIGURA 1-5 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE GETTATO IN OPERA – AMPLIAMENTO SUD.....	5
FIGURA 1-6 – PROSPETTO DEL MURO D’ALA – LATO NORD.....	6
FIGURA 1-7 – PROSPETTO DEL MURO D’ALA – LATO SUD	6
FIGURA 2-1 – CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	12
FIGURA 3-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	13
FIGURA 3-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	13
FIGURA 3-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	13
FIGURA 3-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B)	13
FIGURA 3-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	13
FIGURA 4-1 – MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI	15
FIGURA 4-2 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	16
FIGURA 4-3 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	17
FIGURA 4-4 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	17
FIGURA 4-5 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_k E Q_{k1} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	17
FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO - DISPOSIZIONE PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO FLETTENTE IN CAMPATA (TS).	19
FIGURA 4-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO - DISPOSIZIONE PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO IN CAMPATA APPOGGIO (TS).	19
FIGURA 4-8 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL).....	19
FIGURA 4-9 – FRENATURA	20
FIGURA 4-10 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	20
FIGURA 4-11 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO	21
FIGURA 4-12 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU ENTRAMBI I PIEDRITTI	21
FIGURA 4-13 – SOVRASPINTA SISMICA (WOOD) IN DIREZIONE +X	22
FIGURA 4-14 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L’EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018).....	23
FIGURA 4-15 – COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018).....	24
FIGURA 4-16 – VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018).....	24
FIGURA 4-17 – COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018)	25
FIGURA 4-18 – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018).....	25
FIGURA 4-19 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	28
FIGURA 4-20 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M).....	28
FIGURA 4-21 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M).....	29
FIGURA 4-22 – PRESSIONE AGENTE SUL TERRENO DI FONDAZIONE	35
FIGURA 5-1 – CORDOLO PORTA SICURVIA.....	39
FIGURA 5-2 – MODELLAZIONE DELL’AZIONE DI URTO (FIG.5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE).....	41
FIGURA 1-1. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE LATO BOLOGNA – AMPLIAMENTO NORD	46
FIGURA 1-2. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE LATO BOLOGNA – AMPLIAMENTO SUD.....	46

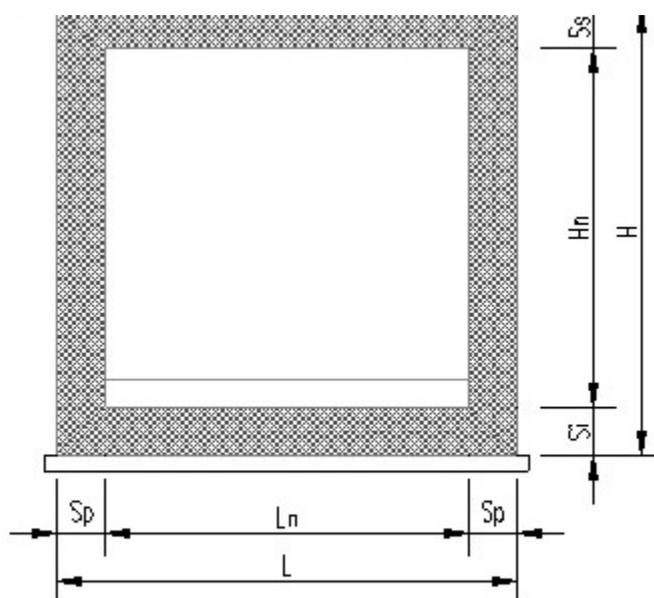
1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti nei calcoli statici per l'ampliamento del Sottovia Pedonale Savena – Scatolare 15+306, 98A, ubicato nella zona di Bologna lungo l'Autostrada A14 Bologna – Bari - Taranto.

L'intervento rientra nei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. Indicativamente l'opera è ubicata alla progressiva 15+306.

1.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA

La sezione trasversale dello scatolare di nuova realizzazione è riportata di seguito, con indicate le grandezze geometriche e le loro misure.



Caratteristiche geometriche

$L_n =$	8.45	m	$S_s =$	0.80	m	$L =$	10.10	m
$H_n =$	3.00	m	$S_i =$	0.80	m	$H =$	4.60	m
			$S_p =$	0.80	m			

L'intervento oggetto della presente relazione prevede la realizzazione dell'intera struttura scatolare.

La struttura verrà realizzata per la parte centrale con una struttura scatolare in cemento armato prefabbricata, invece nelle zone terminali verrà realizzata una struttura scatolare getta in opera. La struttura prefabbricata è composta da moduli di lunghezza un metro, aventi spessore dei piedritti e delle solette pari a 0.25m. Lo scatolare ha una larghezza totale pari a 5.50m e ad un'altezza totale di 3.50. In corrispondenza dell'ampliamento Nord, lo scatolare gettato in opera è composto da piedritti e solette di spessore pari a 0.80m, da una larghezza totale variabile tra 6.60m e 8.20m ed un'altezza di 4.60m. In corrispondenza dell'ampliamento Sud, invece, da una larghezza totale variabile tra 6.65m e 10.10m ed un'altezza di 4.60m.

La struttura scatolare del sottovia ha una lunghezza complessiva di 76.14 m, di cui 12.40 corrispondono all'ampliamento a Nord e 12.45m e quello Sud.

Sul lato Bologna sono previsti due muri andatori, posti a sostegno del rilevato.

Ogni altro dettaglio relativo alle geometrie e alle scelte progettuali è deducibile dalle tavole di progetto.

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione della struttura nella nuova configurazione allargata.

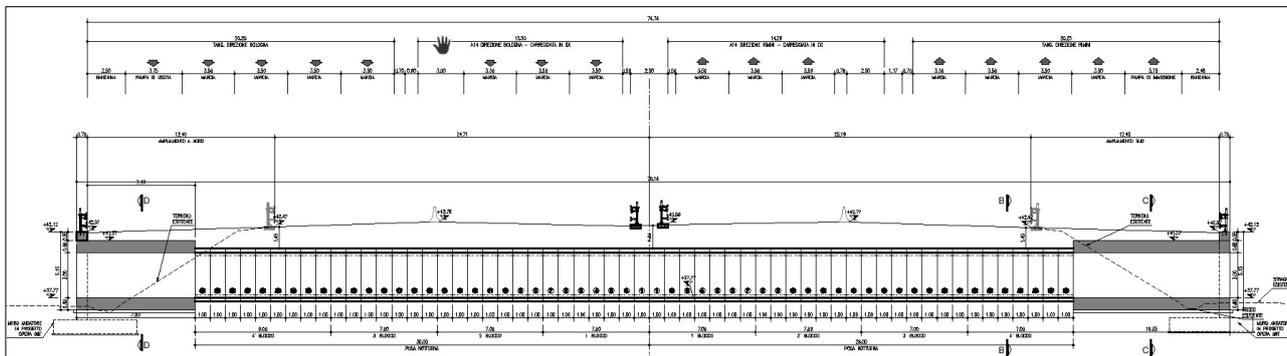


Figura 1-1 – Sezione longitudinale del sottovia

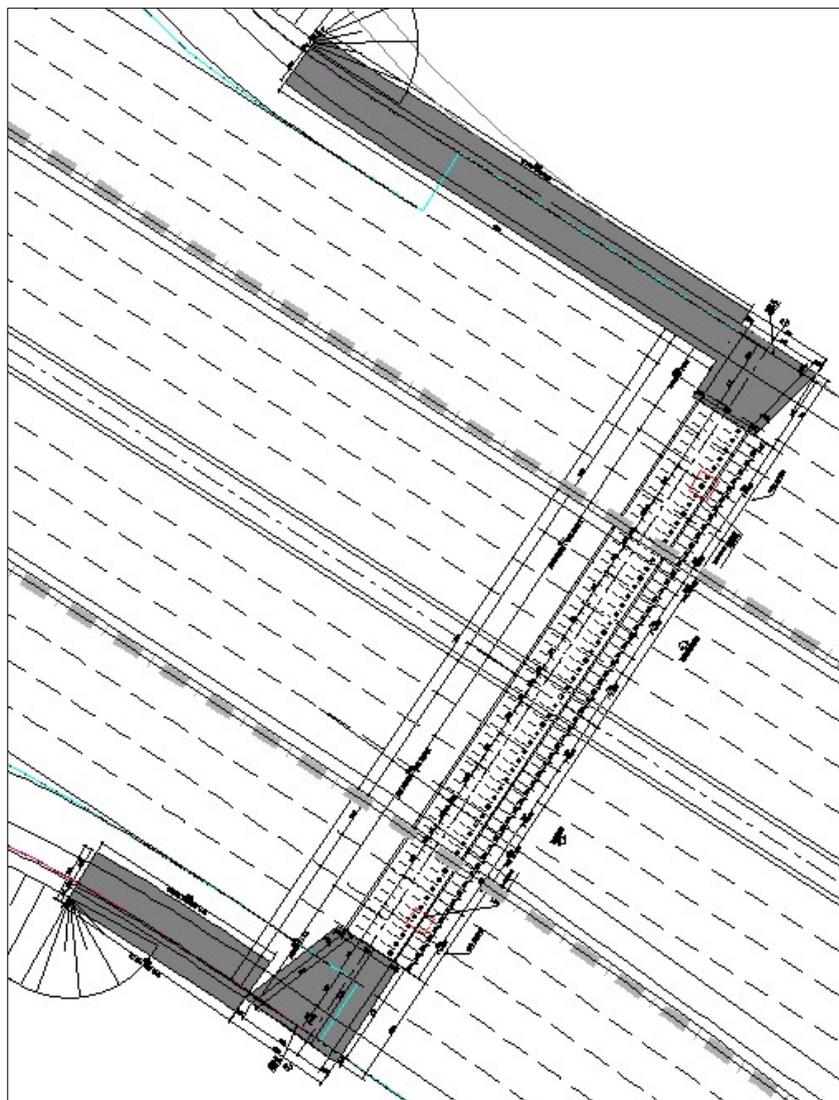


Figura 1-2 – Planimetria del sottovia

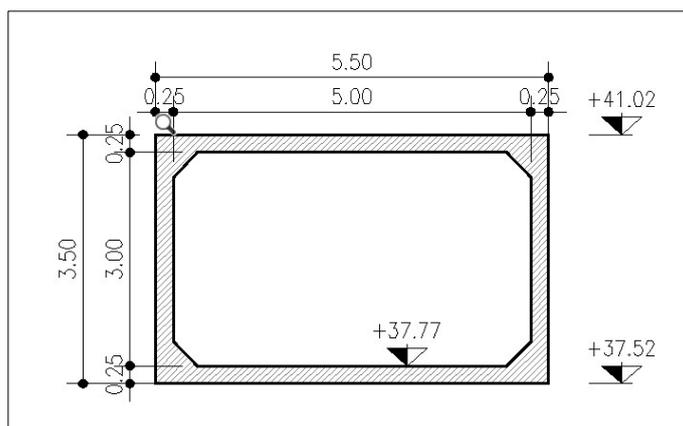


Figura 1-3 – Sezione trasversale del sottovia scatolare prefabbricato

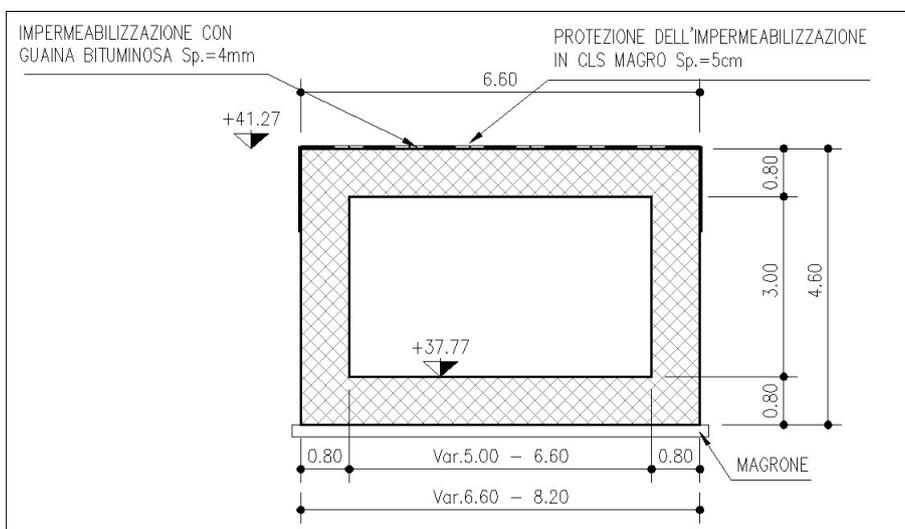


Figura 1-4 – Sezione trasversale del sottovia scatolare gettato in opera – Ampliamento Nord

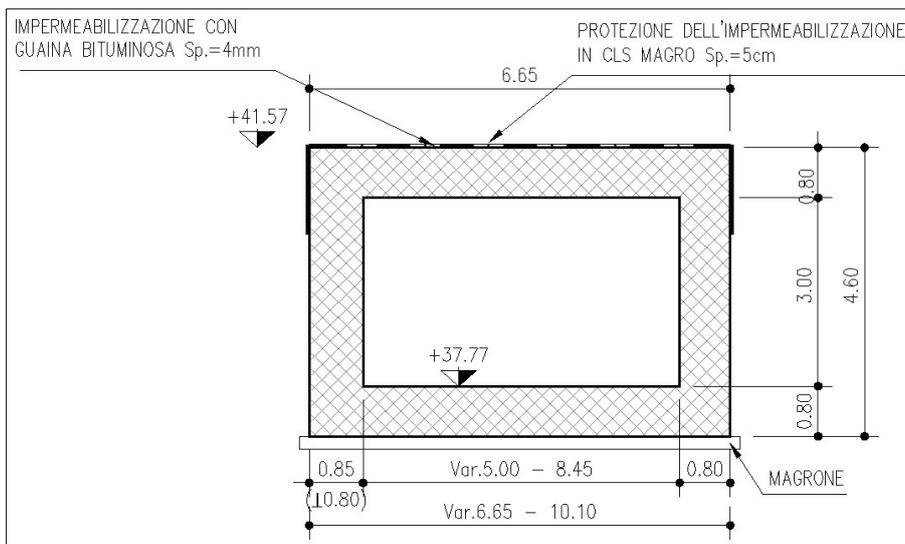


Figura 1-5 – Sezione trasversale del sottovia scatolare gettato in opera – Ampliamento Sud

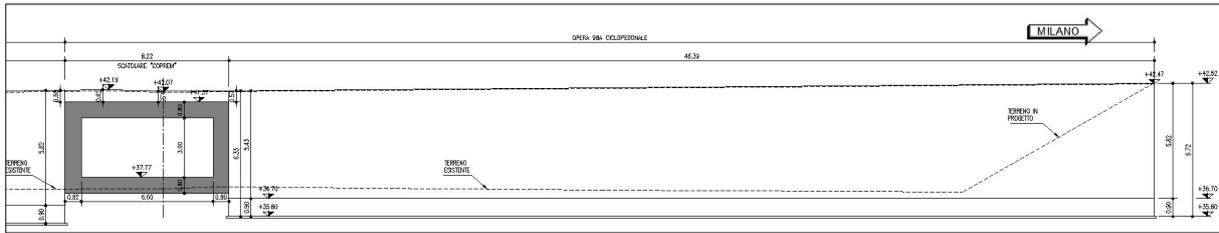


Figura 1-6 – Prospetto del muro d’ala – Lato Nord

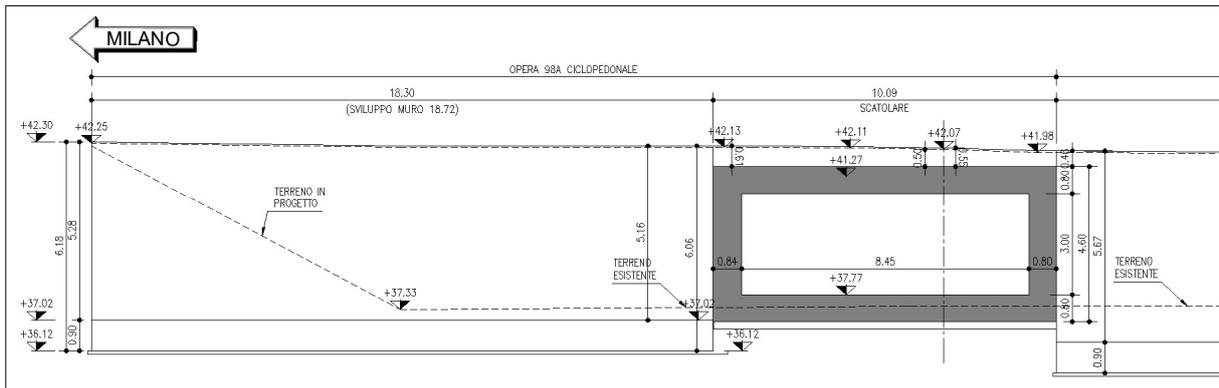


Figura 1-7 – Prospetto del muro d’ala – Lato Sud

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [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 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [12] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [13] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [14] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [15] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [16] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera.
- [17] Autostrade per l'Italia – Direzione sviluppo rete per l'Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita al sito interessato dagli interventi di ampliamento.

Sito in esame.

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Latitudine: 44.5214

Longitudine: 11.3668

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente C_u : 2

Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

T_R : 60 anni

a_g : 0.070 g

F_0 : 2.484

T_C^* : 0.275 s

S_S : 1.50

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

T_R : 101 anni

a_g : 0.087 g

F_0 : 2.474

T_C^* : 0.285 s

S_S : 1.50

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

T_R : 949 anni

a_g : 0.213 g

F_0 : 2.439

Tc*:	0.307 s
Ss:	1.39
St:	1.00
S = S _S x S _T =	1.39

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento:	5 %
T _R :	1950 anni
a _g :	0.270 g
F ₀ :	2.435
Tc*:	0.313 s
Ss:	1.31
St:	1.00
S = S _S x S _T =	1.31

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale si fa uso del programma ad elementi finiti **SAP2000 – v. 16.1.1** – “Integrated Software for Structural Analysis and Design”, distribuito da Computers and Structures Inc. (U.S.A.); il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed alla manipolazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare.

Per le verifiche tensionali delle sezioni in c.a., si impiega il software di calcolo **VCASLU**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il dominio M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: m

Forze: kN

Tensioni: MPa (N/mm²)

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche saranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

P: sforzo assiale

V2: sforzo di taglio nel piano verticale (secondo l'asse 2≡Z)

V3: sforzo di taglio nel piano orizzontale (secondo l'asse 3≡Y)

T: momento torcente (ruota attorno all'asse 1≡X)

M2: momento flettente “orizzontale” (ruota attorno all'asse 2≡Z)

M3: momento flettente “verticale” (ruota attorno all'asse 3≡Y).

1.6 METODOLOGIA DI VERIFICA

Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, secondo quanto specificato nelle Normative prese a riferimento (v. § 1.2).

2. MATERIALI IMPIEGATI

2.1 STRUTTURE DI NUOVA REALIZZAZIONE

2.1.1 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo per scatolare (fondazione) e muro di sostegno (fondazione/elevazione): C28/35

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 35$ MPa
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times 35 = 29.05$ MPa
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 17.43$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 13.07$ MPa
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 29.05 / 1.5 = 16.46$ MPa
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 0.3 \times 29.05^{(2/3)} = 2.83$ MPa
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98$ MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32$ MPa
Modulo elastico	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3} = 32\ 588$ MPa

Calcestruzzo per scatolare (elevazione): C32/40

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 40$ MPa
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.2$ MPa
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 20.0$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 14.9$ MPa
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 33.2 / 1.5 = 18.8$ MPa
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 0.3 \times 33.2^{(2/3)} = 3.10$ MPa
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17$ MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ MPa
Modulo elastico	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3} = 33\ 642$ MPa

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 450.0$ MPa	
$f_{tk} \geq 540.0$ MPa	
Es: modulo elastico	210 000.0 MPa
vs: coefficiente di Poisson	0.3 -
Gs: modulo di elasticità tangenziale	80 769.23 MPa

2.1.2 Classi di esposizione

Ai fini dell'individuazione di dettaglio delle proprietà dei materiali, si farà riferimento alle seguenti classi di esposizione, il cui significato è esplicitato nella tabella di seguito riportata:

fondazione scatolare e muri di sostegno:	XC2
elevazione scatolare e muri di sostegno:	XF2
copertura scatolare:	XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto precedente, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

prospetto 4.1 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 2-1 – Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

3. PARAMETRI GEOTECNICI

Si riportano di seguito la stratigrafia e le caratteristiche del terreno di fondazione desunte dalle indagini geognostiche a disposizione.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT11	1999	15+210	37.00	15.00	-
S54	1984	15+275	37.50	17.00	-
PZ109	2000	15+365	37.80	3.50	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
 CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole.

Figura 3-1. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	z ₀ (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
37.00	0.00 ÷ 10.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	10.00 ÷ 22.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella V
	22.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 3-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v m/sec ²	C _u (KPa)	E _u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20

Figura 3-3. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v m/sec ²	C _u (KPa)	E _u (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

Figura 3-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v m/sec ²	C _u (KPa)	E _u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5+0.6(z-15.0)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	72 +2(z-15.0)	50

γ_1 = peso di volume del terreno
 c' = coesione efficace
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 E' = modulo di elasticità
 σ'_{pre} = tensione di preconsolidazione
 CR = angolo di resistenza al taglio
 RR = modulo di elasticità
 C_v = coeff. di consolidazione verticale
 C_u = coesione non drenata
 E_u = mod. di elasticità in condiz. non drenate

Figura 3-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A'')

Il piano di posa del sottovia scatolare e delle opere annesse è collocato a quota +36.97m s.l.m.m. circa. Le verifiche geotecniche sono condotte considerando, come terreno di fondazione, i parametri geotecnici dello strato A.

Per il terreno di riporto a tergo dei piedritti dello scatolare e dei muri di sostegno, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito: $\varphi' = 35^\circ$

coesione: $c' = 0$

peso proprio: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

A favore di sicurezza, il livello della falda è impostato in corrispondenza dell'intradosso della fondazione.

4. SCATOLARE DI NUOVA REALIZZAZIONE

4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM

Il seguente modello di calcolo ad elementi finiti traduce l'opera nella sua globalità.

A favore di sicurezza, è stato realizzato un modello bidimensionale considerando un concio trasversale di lunghezza un metro e trascurando il contributo resistente degli elementi nella direzione longitudinale.

L'interazione terreno-struttura è definita mediante molle elastiche alla Winkler il cui valore è pari a:

$$k = E / B = 20000 \text{ kN/m}^2 / 10.10 \text{ m} = 1980 \text{ kN/m}^3$$

Le molle, applicate ai nodi interni della soletta inferiore, hanno una rigidezza che è funzione dell'area di influenza di ciascun nodo, generalmente 0.775m x 1.00m. Si ottiene:

- $k_v = 1980 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.775\text{m} \cdot 1.00\text{m} = 1535 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 767 \text{ kN/m}$.

Le molle di bordo hanno una rigidezza pari alla metà di quelle interne:

- $k_v = 1535 \text{ kN/m} / 2 = 767 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 384 \text{ kN/m}$.

La soletta di fondazione, di copertura e i piedritti sono modellati con elementi beam di spessore 0.80m e base 1.00m, aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che rappresentano.

Section Name	Material	Shape	t ₃ [m]	t ₂ [m]	Area [m ²]	I ₃₃ [m ⁴]
Soletta copertura	C35/45	Rectangular	0.8	1	0.8	0.0427
Piedritto sx	C32/40	Rectangular	0.8	1	0.8	0.0427
Piedritto dx	C32/40	Rectangular	0.8	1	0.8	0.0427
Soletta fondazione	C28/35	Rectangular	0.8	1	0.8	0.0427

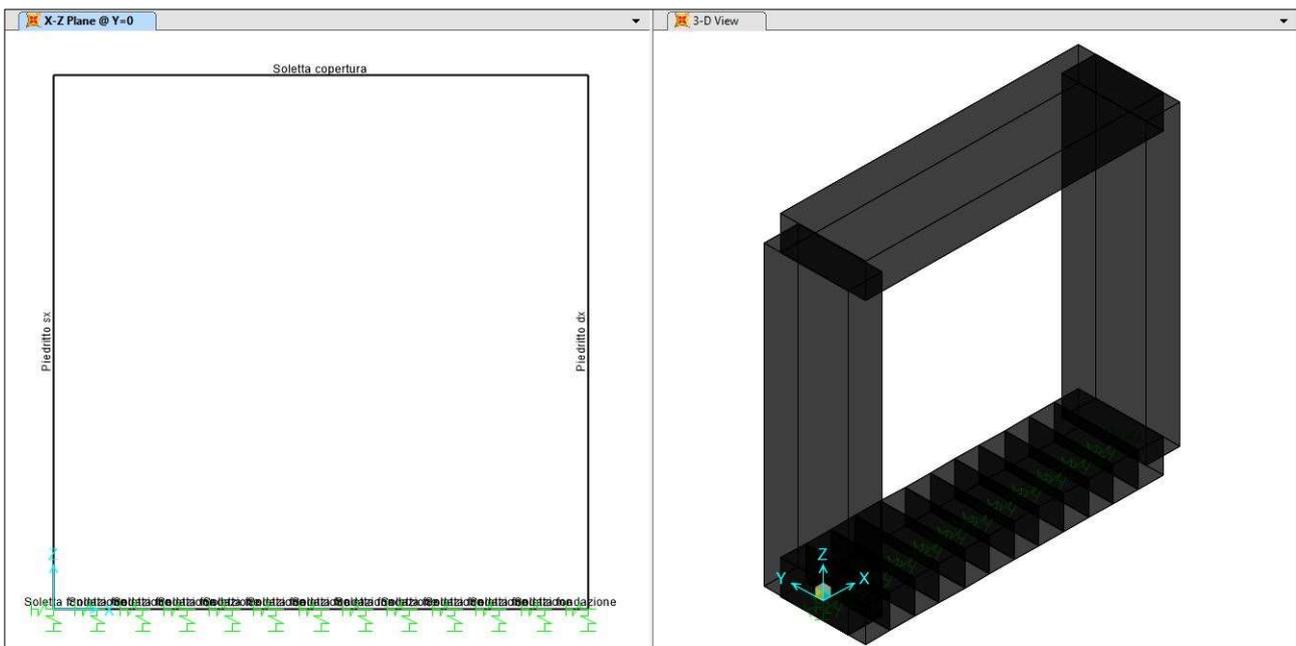


Figura 4-1 – Modello di calcolo ad elementi finiti

4.2 ANALISI DEI CARICHI

4.2.1 Peso proprio strutturale (DEAD)

Il peso proprio strutturale (DEAD LOAD) è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$).

4.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura

Si considerano agenti sulla copertura del tombino (h_t pari al minimo tra i ricoprimenti medi calcolati sui due ampliamenti):

- il peso del pacchetto di pavimentazione: $p_{pav} = \gamma_{pav} \times h_{pav} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.505 \text{ m} = 10.10 \text{ kN/m}^2$
- il peso del terreno di ricoprimento: $p_t = \gamma_t \times h_t = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} = 2.20 \text{ kN/m}^2$

Risulta:

$$p = p_{pav} + p_t = 12.30 \text{ kN/m}^2$$

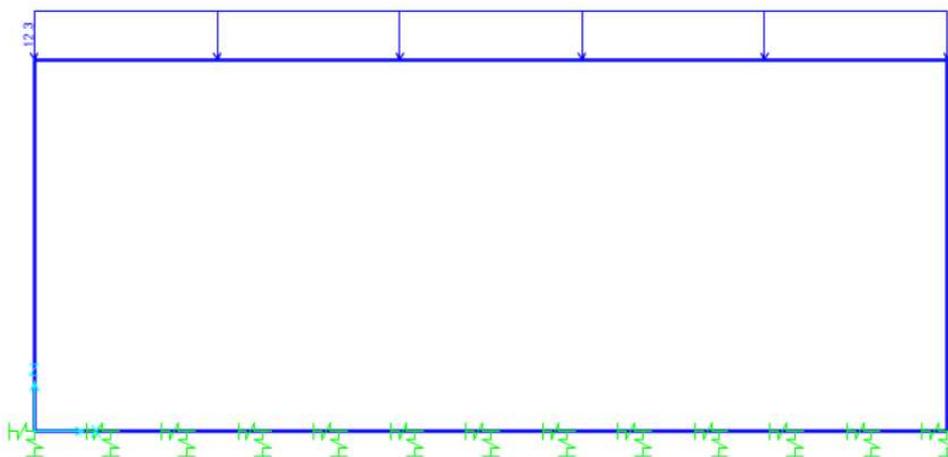


Figura 4-2 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

4.2.3 Spinta delle terre “a riposo”

Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0.426$$

dove:

$\varphi' = 35^\circ$, angolo di resistenza al taglio del terreno.

Spinta delle terre per verifiche strutturali

z [m]	σ_{vo}' [kN/mq]	σ_{ho}' [kN/mq]	
0	0.00	0.00	in corrispondenza del P.C.
1.02	20.30	8.66	in corrispondenza della copertura
4.82	96.30	41.06	in corrispondenza della fondazione
F1conc [kN/m]	2.78	Forza concentrata in corrispondenza della copertura	
F2conc [kN/m]	17.11	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione	

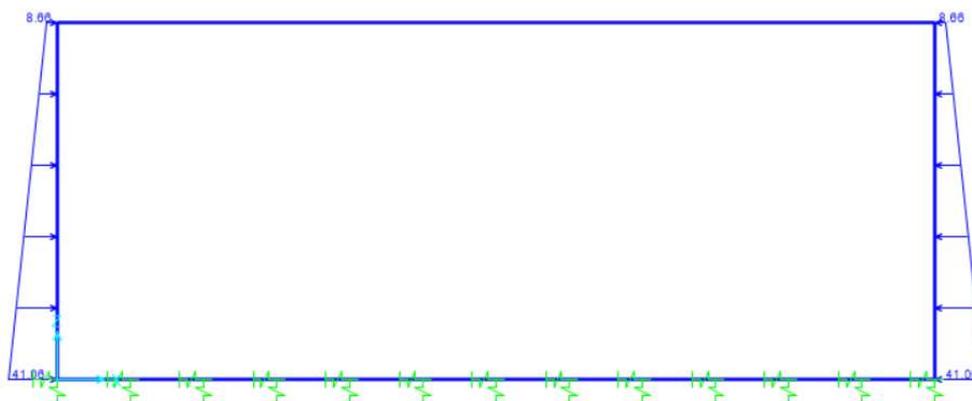


Figura 4-3 – Spinta delle terre sui piedritti

4.2.4 Azione del traffico

Si considera lo “Schema di carico 1” riportato al cap.5.1.3.3 delle NTC2018 e costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato pari a 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in figura.

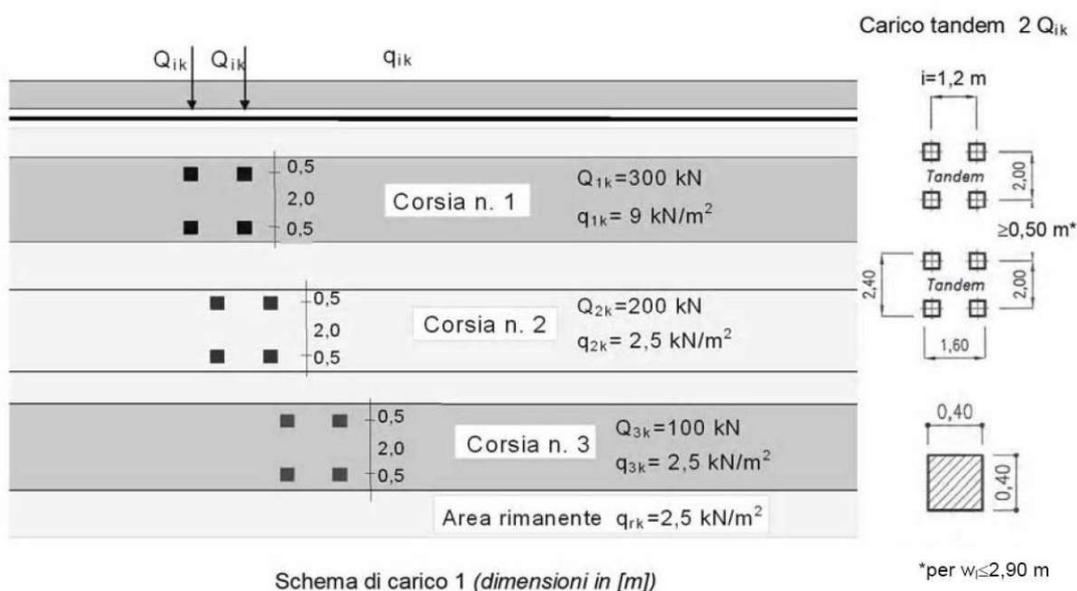


Figura 4-4 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie sono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 4-5 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le impronte di carico sono diffuse fino al piano medio della soletta di copertura.

Altezza ricoprimento: $h_1 = 0.615\text{m}$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 0.8\text{m}$

Angolo diffusione pressioni nel ricoprimento: $\alpha_1 = 30^\circ$

Angolo diffusione pressioni nella copertura: $\alpha_2 = 45^\circ$

Larghezza diffusione singola impronta:

$B_{\text{diff}} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 1.910\text{m}$

Lunghezza diffusione:

$L_{\text{diff}} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 1.910\text{m}$

Considerato che:

$B_{\text{diff}} / 2 = 0.955\text{m} > B_{\text{sc1}} / 2 = 0.60\text{m}$ (con B_{sc1} distanza tra le impronte di carico in direzione X trasversale allo scatolare)

$L_{\text{diff}} / 2 = 0.955\text{m} < L_{\text{sc1}} / 2 = 1.00\text{m}$ (con L_{sc1} distanza tra le impronte di carico in direzione Y parallela allo scatolare)

Si ha una sovrapposizione dei carichi relativi alle singole impronte nella direzione X.

$B_{\text{diff}}^* = B_{\text{diff}} + B_{\text{sc1}} = (1.910 + 1.20)\text{m} = 3.110\text{m}$

$L_{\text{diff}}^* = L_{\text{diff}} = 1.910\text{m}$

La pressione diffusa dei carichi concentrati (TS) è, dunque, pari a:

$q_{\text{TS}} = Q_{\text{ik}} \times (B_{\text{diff}}^* \times L_{\text{diff}}) = 300\text{kN} / (3.110\text{m} \times 1.910\text{m}) = 50.50\text{kN/m}^2$

La pressione del carico distribuito (UDL) è pari a:

$q_{\text{UDL}} = 9\text{kN/m}^2$

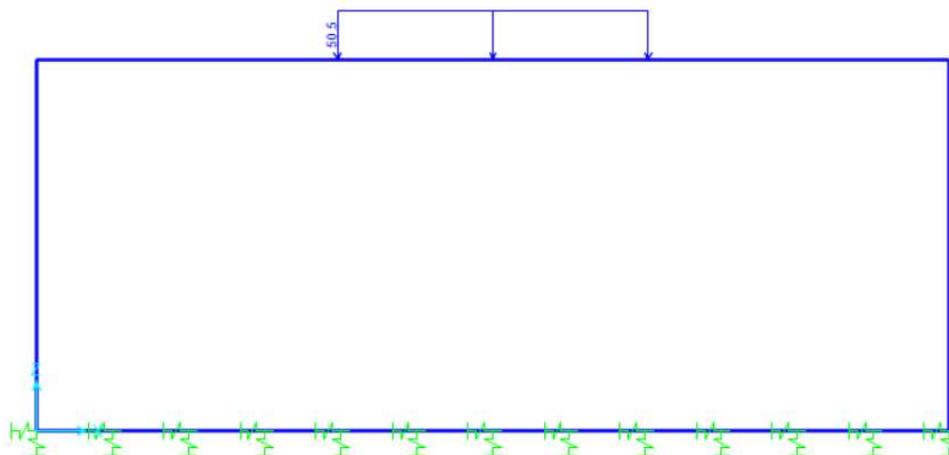


Figura 4-6 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso - disposizione per la massimizzazione del momento flettente in campata (TS).

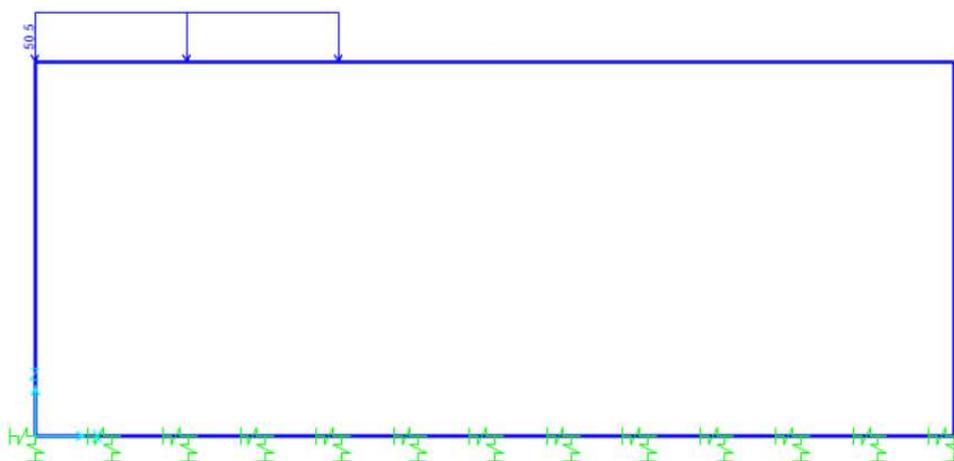


Figura 4-7 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso - disposizione per la massimizzazione del taglio in campata appoggio (TS).

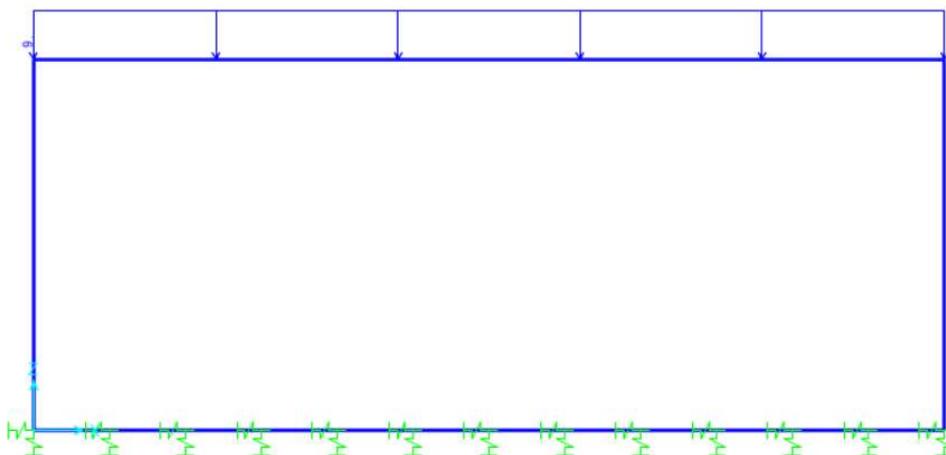


Figura 4-8 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL).

4.2.5 Frenatura

Si fa riferimento al cap.5.1.3.5 delle NTC2018.

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

L'azione di frenatura/accelerazione può essere schematizzata come un carico uniformemente distribuito in direzione orizzontale e agente sulla soletta superiore dello scatolare.

Larghezza della corsia: $w_1 = 3.00 \text{ m}$

Lunghezza zona caricata: $L = 10.1 \text{ m}$

$180 \text{ kN} \leq [q_3 = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L] \leq 900 \text{ kN} \quad q_3 = 387.27 \text{ m}$

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 7.10 \text{ m}$

$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 5.40 \text{ kN/m/m}$

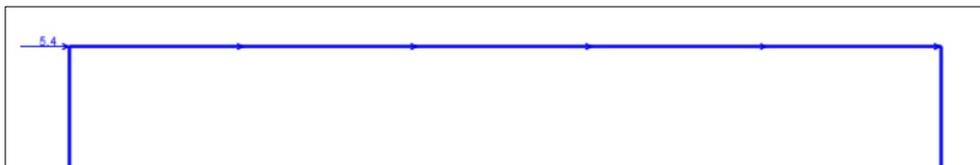


Figura 4-9 – Frenatura

4.2.6 Sovraccarico spingente laterale del traffico

L'effetto dei carichi da traffico sul rilevato si ottiene considerando che il carico tandem agisca a livello della pavimentazione su un'impronta di dimensioni (2.20m x 3.00m) e che si diffonda all'interno del rilevato. In considerazione della disposizione trasversale delle colonne di carico che risultano affiancate, si considera una larghezza di diffusione pari a 3.00m.

Spinta laterale dovuta a LM1		
$2 \cdot Q_{ik}$ [kN]	600	Carico tandem
q_{UDL} [kN/mq]	9	Carico sulla copertura dovuto a UDL
a_0 [m]	2.2	Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (v. Par. C5.1.3.3.5.1 - Circolare 21/01/2019)
b_0 [m]	3	
p_0 [kN/mq]	99.91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ_0 [kN/mq]	42.60	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
a_1 [m]	2.79	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b_1 [m]	4.17	
p_1 [kN/mq]	60.62	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ_1 [kN/mq]	25.85	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a_2 [m]	4.98	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b_2 [m]	8.56	
p_2 [kN/mq]	23.08	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ_2 [kN/mq]	9.84	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
a_{F1} [m]	2.67	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
b_{F1} [m]	3.94	
F1conc [kN/m]	11.26	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
a_{F2} [m]	5.10	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
b_{F2} [m]	8.79	
F2conc [kN/m]	3.82	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 4-10 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

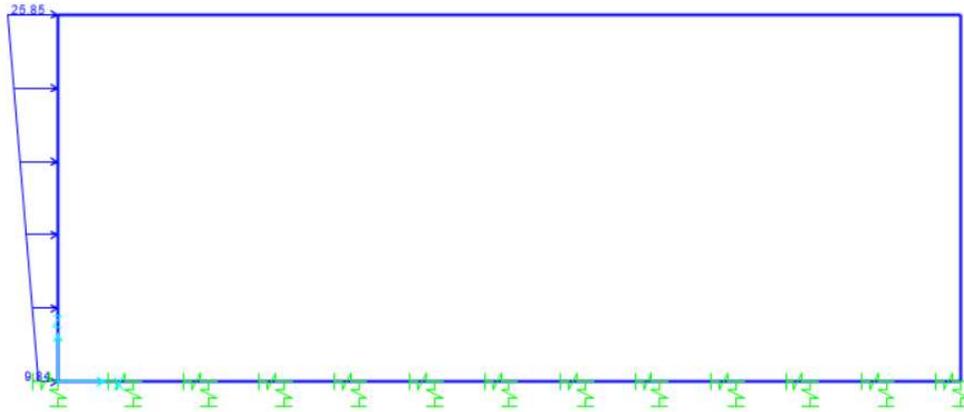


Figura 4-11 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto

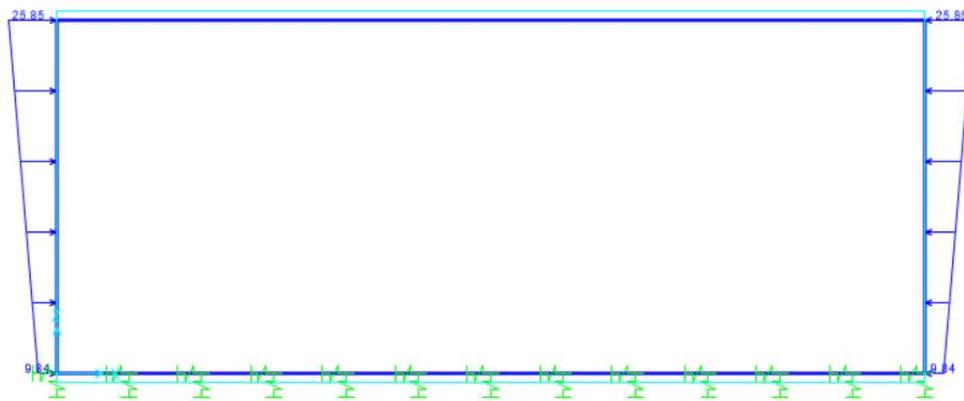


Figura 4-12 – Distribuzione spinta laterale da traffico su entrambi i piedritti

4.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche

La sovraspinta indotta dal sisma si calcola con il metodo di Wood e la seguente espressione:

$$\Delta_P = a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale formula è valida per terreni in assenza di falda e per manufatti di altezza contenuta, come nel caso in esame.

Risulta:

$$\Delta_P = 0.213 \times 1.39 \times 20\text{kN/m}^3 \times 4.60\text{m} = 27.21\text{kN/m/m}$$

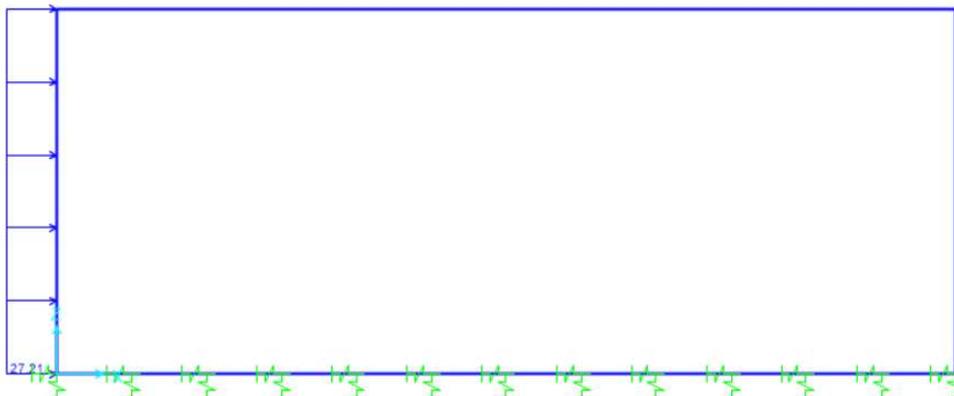


Figura 4-13 – Sovraspinta sismica (Wood) in direzione +X

4.2.8 Forze d'inerzia strutturali

Le forze di inerzia strutturali, legate all'evento sismico, sono conteggiate automaticamente dal programma di calcolo applicando alla massa degli elementi strutturali l'accelerazione massima orizzontale di progetto:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g = 1.39 \times 1.00 \times 0.213g = 0.296g$$

Si trascura la componente verticale.

4.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

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

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

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

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

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

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

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

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

4.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione

I coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2018.

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

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

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

Figura 4-14 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018)

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 4-15 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2018)

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

Figura 4-16 – Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018)

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 4-17 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018)

4.3.2 Gruppi di carico

Le azioni riconducibili ai carichi da traffico sono accorpate in gruppi di azioni sulla base di quanto riportato nella seguente tabella.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali		Carichi orizzontali			Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura 4-18 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico (tab.5.1.IV delle NTC2018)

Nel caso in esame si fa riferimento unicamente ai seguenti gruppi di azioni:

- Gruppo di azioni 1: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore caratteristico;
- Gruppo di azioni 2a: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore frequente ($0.75 \times Q_{1k} + 0.4 \times q_{1k}$) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

4.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di calcolo considerate nelle analisi.

STATO LIMITE ULTIMO	SLU_1	SLU_2	SLU_3	SLU_4	SLU_5	SLU_6	SLU_7	SLU_8-12	SLU_9-13	SLU_10-14
Dead	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35
Spinte terre	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Traffico_TS								1,35	1,35	1,35
Traffico_UDL								1,35	1,35	1,35
Frenamento										
Sovraccarico spingente piedritto SX				1,35	1,35			1,35		
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX						1,35	1,35		1,35	
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)										
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)										

STATO LIMITE ULTIMO	SLU_11-15	SLU_16	SLU_17	SLU_18	SLU_19	SLU_20	SLU_21	SLU_22-24	SLU_23-25
Dead	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35
Spinte terre	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Traffico_TS	1,35							1,01	1,01
Traffico_UDL	1,35							1,01	1,01
Frenamento		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sovraccarico spingente piedritto SX				1,01	1,01			1,01	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX						1,01	1,01		1,01
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)									
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)									

STATO LIMITE ULTIMO - SLV	SLV_1	SLV_2-7	SLV_3-8	SLV_4-9	SLV_5	SLV_6
Dead	1	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS		0,2	0,2	0,2		
Traffico_UDL		0,2	0,2	0,2		
Frenamento						
Sovraccarico spingente piedritto SX			0,2		0,2	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX				0,2		0,2
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)	1	1	1	1	1	1
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)	1	1	1	1	1	1

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. RARA - Q	RARA_1	RARA_2	RARA_3	RARA_4-7	RARA_5-8	RARA_6-9	RARA_10	RARA_11	RARA_12	RARA_13-15	RARA_14-16
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS				1	1	1				0,75	0,75
Traffico_UDL				1	1	1				0,75	0,75
Frenamento							1	1	1	1	1
Sovraccarico spingente piedritto SX		1		1				0,75		0,75	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX			1		1				0,75		0,75
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)											
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)											

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. FREQ	FREQ_1	FREQ_2	FREQ_3	FREQ_4-7	FREQ_5-8	FREQ_6-9	FREQ_10	FREQ_11	FREQ_12-14	FREQ_13-15
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS				0,75	0,75	0,75			0,2	0,2
Traffico_UDL				0,4	0,4	0,4			0,2	0,2
Frenamento							0,75	0,75	0,75	0,75
Sovraccarico spingente piedritto SX		0,75		0,75			0,2		0,2	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX			0,75		0,75			0,2		0,2
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)										
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)										

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. RARA - QP	QP_1	QP_2	QP_3	QP_4-6	QP_5-7
Dead	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1
Traffico_TS				0,2	0,2
Traffico_UDL				0,2	0,2
Frenamento					
Sovraccarico spingente piedritto SX		0,2		0,2	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX			0,2		0,2
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)					
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)					

Si specifica che la presenza di n.2 combinazioni nella stessa colonna è legata alla diversa posizione di applicazione del carico “*Traffico_TS*” all’interno del modello di calcolo:

- centrato per massimizzare, in particolar modo, il momento flettente sulla soletta di copertura;
- prossimo all’appoggio per massimizzare, in particolar modo, il taglio sulla soletta di copertura.

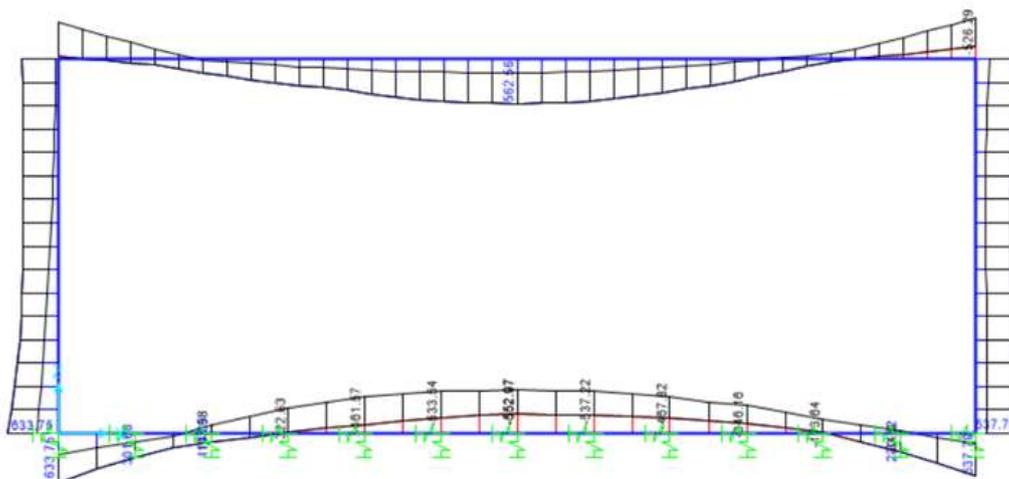


Figura 4-21 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV- SLU/SLV (valori in kNm/m)

4.5.3 Verifiche di resistenza

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche sezionali condotte secondo i dettami contenuti nelle NTC 2018.

Soletta di copertura

Soletta superiore - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C35/45	$R_{ck} = 45$	N/mm ²	$f_{ck} = 35$	N/mm ²	
$\gamma_c = 1.5$		$\alpha_{cc} = 0.85$		$f_{cd} = 19.83$	N/mm ²	
		$E_c = 34077$	N/mm ²	$f_{ctm} = 3.21$	N/mm ²	
Acciaio	B450C	$E_s = 200000$	N/mm ²	$f_{yk} = 450$	N/mm ²	
$\gamma_s = 1.15$		$\varepsilon'_{se} = 1.96$		$f_{yd} = 391.30$	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B = 1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H = 800	mm altezza		5	20	1571	61
c = 35	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			10	20	3142	739
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	4712	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
ENV-SLU	incastro paramento	12.41	-325.93	390.69	-454.50	1.39
Taglio						
$\phi_{staffe} = 12$	mm	$\alpha = 90$	° inclinazione staffa			
$n_b = 2.5$	n° braccia	$s = 200$	mm passo			
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} [kN]
ENV-SLU	incastro paramento	286.82	919.89	2274.20	919.89	2.35
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} = 21.00$	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} = 360.00$	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} = 15.75$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro paramento	-9.10	-241.43	3.56	226.30	
ENV-QP	incastro paramento	-9.10	-134.07	1.97	126.90	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali		Molto aggressive	armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} = 0.2$	mm			
		$\sigma_s = 182$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro paramento	22.95	-197.44	2.94	175.80	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} = 0.2$	mm			
		$\sigma_s = 182$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	-9.10	-134.07	1.97	126.90	

Soletta superiore - mezzeria						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C35/45	$R_{ck} =$	45	N/mm ²	$f_{ck} =$	35 N/mm ²
	$\gamma_c =$	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	19.83 N/mm ²
		$E_c =$	34077	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.21 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
	$\gamma_s =$	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
H =	800	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	4712 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}
ENV-SLU	mezzeria	15.32	562.56	0.00	874.50	1.55
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-	-
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	21.00	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	15.75	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-RARA	mezzeria	13.75	414.42	5.14	194.60	
ENV-QP	mezzeria	13.75	229.99	2.86	107.10	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Molto aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.2	mm			
	$\sigma_s =$	182	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
FREQ	mezzeria	13.75	338.95	4.21	158.80	
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm			
	$\sigma_s =$	182	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-QP	mezzeria	13.75	229.99	2.86	107.10	

Soletta di fondazione

Soletta inferiore - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
H =	800	mm altezza		5	24	2262
c =	40	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	22	1901
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	4163 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed}
ENV-SLU	incastro paramento	93.12	456.26	485.57	560.60	1.23
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	200	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed}
ENV-SLU	incastro paramento	259.29	912.42	1804.60	912.42	1.88
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro paramento	88.32	337.97	5.02	240.30	
ENV-QP	incastro paramento	88.32	211.55	3.16	142.30	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.4	mm		
		$\sigma_s =$	213	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
FREQ	incastro paramento	88.32	281.84	4.19	196.70	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	173	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	88.32	211.55	3.16	142.30	

Soletta inferiore - mezzeria							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87	N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77	N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	800	mm altezza		5	24	2262	68
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				5	22	1901	733
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	4163	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$	
ENV-SLU	mezzeria	93.12	-552.97	222.75	-653.70	1.18	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	200	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$	
ENV-SLU	mezzeria	274.59	911.17	1802.14	274.59	1.23	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-RARA	mezzeria	88.29	-407.45	5.79	249.90		
ENV-QP	mezzeria	88.29	-286.43	4.09	170.30		
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali	ordinarie		armatura	poco sensibile			
Comb. Frequente		$w_{lm} =$	0.4	mm			
		$\sigma_s =$	227	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-FREQ	mezzeria	88.29	-352.48	5.02	213.70		
Comb. Quasi permanente		$w_{lm} =$	0.3	mm			
		$\sigma_s =$	204	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-QP	incastro paramento	88.29	-286.43	4.09	170.30		

Piedritto

Piedritto - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13 N/mm ²
		$E_c =$	33346	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.02 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
H =	800	mm altezza		5	16	1005
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	24	2262
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3267 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro sol. inf.	121.95	562.09	193.18	672.10	1.20
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro sol. inf.	246.95	334.22	1510.93	246.95	1.28
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro sol. inf.	199.00	416.35	6.22	232.10	
ENV-QP	incastro sol. inf.	199.00	269.94	4.07	150.00	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	204	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro sol. inf.	199.00	354.60	5.31	191.90	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm		
		$\sigma_s =$	164	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro sol. inf.	199.00	269.94	4.07	150.00	

Verifica delle pressioni sul terreno

Si riporta la verifica delle pressioni sul terreno al di sotto della soletta di fondazione.

Dal modello di calcolo si estrapolano le reazioni in corrispondenza dei nodi della soletta inferiore che, divise per le aree di influenza, consentono di ottenere la pressione media agente sul terreno sottostante. In aggiunta alla pressione media è stata considerata la pressione dovuta alla folla interna allo scatolare.

$$q_{\text{folla}} = 5\text{kN/m}^2 \cdot 1.35 = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

Reazioni di calcolo massime [kN]	Area di influenza [mq]	Pressioni sul terreno
68.10	0.39	175.7
59.41	0.39	153.3
129.38	0.78	166.9
122.53	0.78	158.1
115.67	0.78	149.3
109.13	0.78	140.8
102.81	0.78	132.7
97.39	0.78	125.7
99.77	0.78	128.7
102.51	0.78	132.3
105.59	0.78	136.2
108.87	0.78	140.5
113.84	0.78	146.9
	media	151.9

Figura 4-22 – Pressione agente sul terreno di fondazione

Si confronta tale valore con la portata limite, ottenuta considerando:

- l'Approccio 2 definito al cap.6.4.2 delle NTC2018;
- i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018.

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE		
Dimensioni geometriche fondazione		
Profondità di scavo	D [m]	5.22
Profondità della falda	a [m]	0.00
	L [m]	76.14
	B [m]	10.10
	e _L [m]	0.00
	e _B [m]	0.00
	L' [m]	76.14
	B' [m]	10.10
Parametri geotecnici terreno di fondazione		
Peso proprio del terreno di riporto	γ ₁ [kN/m ³]	20
	γ _w [kN/m ³]	9.81
	γ' ₁ [kN/m ³]	10.19
Peso sommerso del terreno di fondazione	γ ₂ [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito	φ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	γ _{1 Mi} [kN/m ³]	20
Peso sommerso del terreno di fondazione	γ _{2 Mi} [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito fattorizzato	φ' _{Mi} [°]	26
	φ' _{Mi} [rad]	0.45
Coesione efficace fattorizzata	c' _{Mi} [kN/m ²]	0
Fattori di capacità portante		
	N _y	12.54
	N _c	22.25
	N _q	11.85
Fattori di forma		
(per forma rettangolare)	s _y	0.95
	s _c	1.07
	s _q	1.06
Fattori di profondità		
(per φ'>0)	d _y	1.00
	d _c	1.17
	d _q	1.16
Fattori di inclinazione del carico		
(per c'>0 e φ'>0)	m _B	1.88
	m _L	1.12
	θ [°]	90
	m	1.88
	i _y	1.00
	i _c	1.00
	i _q	1.00
Fattori di inclinazione del piano di posa		
	b _y	1.00
	b _c	1.00
	b _q	1.00
Fattori di inclinazione del piano campagna		
	w [°]	0
	g _y	1.00
	g _c	1.00
	g _q	1.00
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale		
	q _{lim} [kN/m ²]	2077
Set di coefficienti parziali		R3
	γ _R	2.30
q = q _{lim} / γ _R	q [kN/m ²]	903
pressione media da modello FEM	qEd [kN/m ²]	152
	FS	5.94
		(>1)

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE			
Dimensioni geometriche fondazione			
	D [m]	5.22	
	L [m]	76.14	
	B [m]	10.10	
	e _L [m]	0.00	
	e _B [m]	0.00	
	L' [m]	76.14	
	B' [m]	10.10	
Parametri geotecnici terreno di fondazione			
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	10.19	
Angolo d'attrito	φ' [°]	26	
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	
Coesione non drenata	c _u [kN/m ²]	50	
Set di coefficienti parziali		M1	
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³]	20	
Peso proprio del terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³]	9.19	
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi'_{, Mi}$ [°]	26	
	$\varphi'_{, Mi}$ [rad]	0.45	
Coesione efficace fattorizzata	c'_{, Mi} [kN/m ²]	0	
Coesione non drenata fattorizzata	c_{u, Mi} [kN/m ²]	50	
Fattori di capacità portante			
	N _v	0.00	
	N _c	5.14	
	N _q	1.00	
Fattori di forma			
(per forma rettangolare)	s _v	0.95	
	s _c	1.03	
	s _q	1.06	
Fattori di profondità			
(per $\varphi'=0$)	d _v	1.00	
	d _c	1.21	
	d _q	1.00	
Fattori di inclinazione del carico			
(per $\varphi'=0$)	m _B	1.88	
	m _L	1.12	
	θ [°]	90	
	m	1.88	
	i _v	1.00	
	i _c	1.00	
	i _q	1.00	
Fattori di inclinazione del piano di posa			
	b _v	1.00	
	b _c	1.00	
	b _q	1.00	
Fattori di inclinazione del piano campagna			
	w [°]	0	
	g _v	1.00	
	g _c	1.00	
	g _q	1.00	
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale			
	q _{lim} [kN/m ²]	429	
Set di coefficienti parziali		R3	
	γ_R	2.30	
q = q _{lim} / γ_R	q [kN/m ²]	187	
pressione media da modello FEM	qEd [kN/m ²]	152	
	FS	1.23	
		(>1)	

4.5.4 Verifica di deformabilità

La freccia massima della soletta superiore non deve superare il valore di 1/500 della luce, soggetta all'azione dei carichi da traffico.

Si riporta a seguire il massimo valore dell'abbassamento riscontrato nella combinazione di carico in esame.

Valore spostamento limite: $u_{lim} = L_{netta}/500 = 8500/500 = 17.00 \text{ mm}$

Condizione di carico: Traffico TS – M_{MAX}

Deformata relativa: $\Delta u = 0.77 \text{ mm} < u_{lim}$ la verifica risulta soddisfatta

La verifica è condotta considerando anche lo spostamento ottenuto per l'involuppo delle combinazioni di carico SLE – Quasi Permanente.

Deformata relativa: $\Delta u = 1.14 \text{ mm} < u_{lim}$ la verifica risulta soddisfatta

5. CORDOLI

5.1 CORDOLO PORTA SICURVIA – LATO NORD E SUD

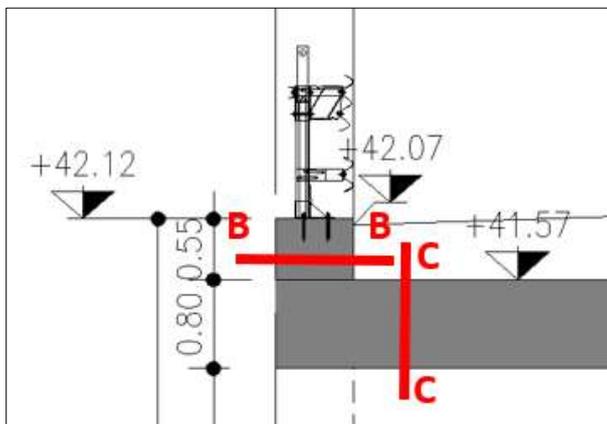


Figura 5-1 – Cordolo porta sicurvia

5.1.1 Caratteristiche geometriche

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
B	0.70	[m]	larghezza cordolo
Sp soletta copert.	0.80	[m]	spessore soletta di copertura
H - SEZ. B-B	0.55	[m]	altezza di verifica (Sezione B-B)
H - SEZ. C-C	0.95	[m]	altezza di verifica (Sezione C-C)
i	1.50	[m]	interasse montanti sicurvia
H sicurvia	1.60	[m]	altezza sicurvia
L1	0.35	[m]	lunghezza piastra ancoraggio sicurvia
P _s	1.20	[kN]	peso proprio sicurvia

5.1.2 Analisi dei carichi

(C1): Pesì propri - strutturali e non (peso proprio cordolo + sicurvia)

SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
N _{Ed}	10.83	[kN/m]	V _{Ed}	24.83	[kN/m]
M _{Ed}	43.40	[kNm/m]	M _{Ed}	34.71	[kNm/m]

(C3): Sovraccarico accidentale (SCHEMA DI CARICO 2)

Q _{ik} [kN]	200	Carico tandem
q _{UDL} [kN/mq]	0	Carico sulla copertura dovuto a UDL
a ₀ [m]	0.6	Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (NTC2018)
b ₀ [m]	0.35	
α [°]	30	Angolo di diffusione delle pressioni nel terreno
α [rad]	0.524	
p ₀ [kN/mq]	952.38	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ ₀ [kN/mq]	406.12	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.

SEZIONE B-B			
a ₂	0.92	[m]	Impronta di carico in corrispondenza della sezione B-B
b ₂	0.99	[m]	
p ₂	221.27	[kN/mq]	Pressione verticale in corrispondenza della sezione B-B
σ ₂	94.36	[kNm/mq]	Pressione orizzontale in corrispondenza della sezione B-B
V _{Ed}	137.63	[kN/m]	Momento flettente per sovraccarico da traffico (Sezione B-B)
M _{Ed}	45.71	[kNm/m]	Azione per sovraccarico da traffico (Sezione B-B)
SEZIONE C-C			
N _{Ed}	-137.63	[kN/m]	Momento flettente per sovraccarico da traffico (Sezione B-B)
M _{Ed}	100.76	[kNm/m]	Azione per sovraccarico da traffico (Sezione B-B)

(CS1) Inerzie strutturali e non					
SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
V _{Ed}	3.20	[kN/m]	N _{Ed}	-7.34	[kN/m]
braccio cordolo	0.28	[m]	braccio cordolo	0.68	[m]
braccio sicurvia	1.35	[m]	braccio sicurvia	1.75	[m]
M _{Ed}	1.26	[kNm/m]	M _{Ed}	-5.34	[kNm/m]

5.1.3 Calcolo azione urto di veicolo in svio

L'azione flessionale e tagliante agente alla base del montante da considerare per la verifica del supporto può essere calcolata a partire dal momento plastico del montante stesso, in accordo al cap.5.1.3.10 delle NTC2018 di seguito richiamato:

[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h₁ e h₂, dove h₁ = (altezza della barriera – 0.10m) e h₂ = 1.00 m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera, si deve tener conto dell'eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario. [...]

Con riferimento alla figura seguente, la massima azione tagliante alla base del montante (estradosso cordolo), causata dall'urto di un veicolo in svio, può essere determinata con la seguente relazione:

$$F_{urto} = \frac{M_{pl}}{h^*}$$

dove:

- M_{pl} è il momento plastico del montante calcolato con la resistenza caratteristica;
- h* = h – h_R – h_C
- h = h_B + h_C è pari all'altezza della forza di urto sulla superficie di rotolamento così come definita dalle NTC2018, da porsi pari a 1.00 m;
- h_B è l'altezza della forza F_{urto} rispetto all'estradosso del cordolo;
- h_C è l'altezza del cordolo sulla superficie di rotolamento, pari al massimo a 50 mm, così come indicato nel manuale di installazione;
- h_R è l'altezza dell'irrigidimento del nodo e della piastra di base, pari a 330 mm nel caso della Integautos S e a 190 mm nel caso della Integautos 2.0.

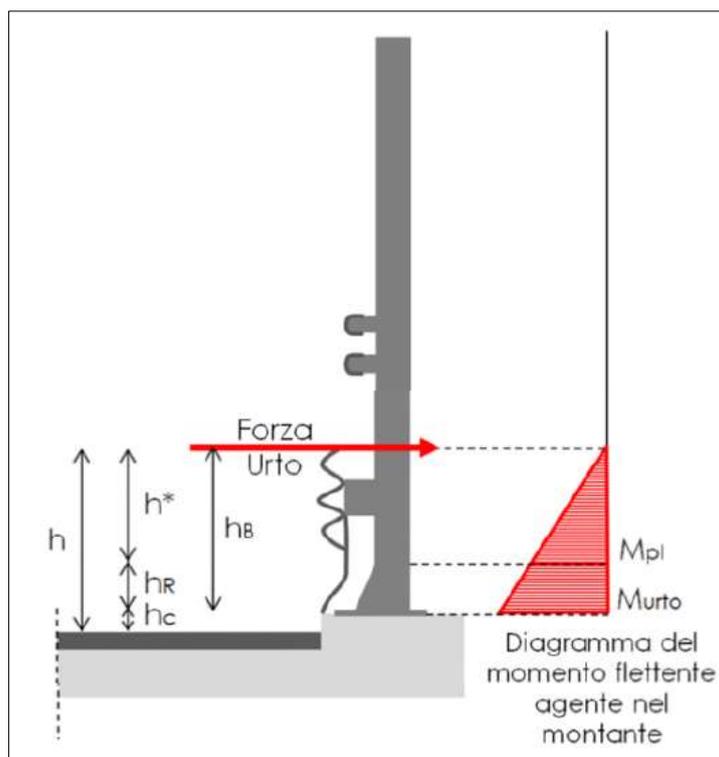


Figura 5-2 – Modellazione dell’azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

Nota la forza orizzontale che plasticizza il montante, è possibile determinare il momento trasferito all’estradosso del cordolo:

$$M_{urto} = F_{urto} \cdot h_B = M_{pl} \cdot \left(1 + \frac{h_R}{h^*}\right)$$

Le azioni F_{urto} e M_{urto} saranno amplificate con un fattore pari a 1.50 per la determinazione degli effetti sul supporto.

L’azione esercitata sulla struttura di supporto dall’urto del veicolo in svio è cautelativamente stimabile considerando snervati per flessione 3 montanti adiacenti. A favore di sicurezza, si considererà la presenza dei montanti in corrispondenza di un giunto di dilatazione e, quindi, una diffusione a 45° solo da un lato (lo stesso criterio andrà adottato per la verifica del cordolo – diffusione a 45° solo da un lato del montante).

(C4): Urto veicolo in svio			
SEZIONE B-B			
n	1.00	-	numero montanti
F _k	82.28	[kN]	azione eccezionale urto (plasticizzazione di 1 montante) - come da Linee Guida ASPI
M _k	78.17	[kNm]	momento flettente eccezionale urto (plasticizzazione di 1 montante) - come da Linee Guida ASPI
h	1.00	[m]	punto applicazione F _k rispetto sommità cordolo - come da NTC 2018
L _{diff}	1.40	[m]	lunghezza diffusione F _k - diffusione a 45° su ambo i lati
V _{Ed}	58.77	[kN/m]	azione eccezionale urto - diffusa
M _{Ed}	146.93	[kNm/m]	momento flettente eccezionale urto - diffuso
SEZIONE C-C			
F _k	82.28	[kN]	azione eccezionale urto (plasticizzazione di 1 montante) - come da Linee Guida ASPI
M _k	78.17	[kNm]	momento flettente eccezionale urto (plasticizzazione di 1 montante) - come da Linee Guida ASPI
h	1.00	[m]	punto applicazione F _k rispetto sommità cordolo - come da NTC 2018
L _{diff}	2.20	[m]	lunghezza diffusione F _k - diffusione a 45° su ambo i lati
N _{Ed}	-37.40	[kN/m]	azione eccezionale urto - diffusa
M _{Ed}	108.46	[kNm/m]	momento flettente eccezionale urto - diffuso

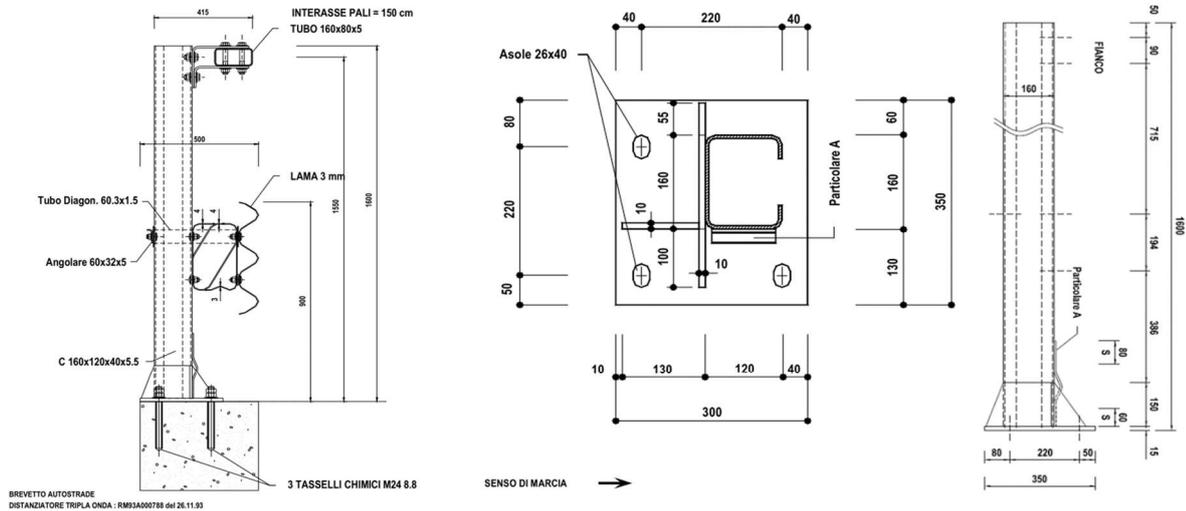
LG03/2020

Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020

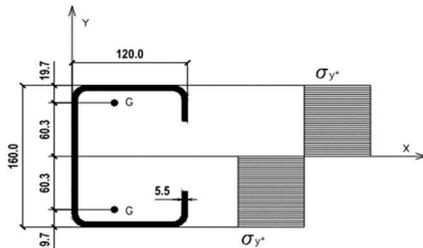
NTC 2018 § 5.1.3.10

Barriera di sicurezza di riferimento: H4BP

L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi ed al cordolo è assunta pari al momento plastico della sezione metallica dello stesso montante in accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018.



Considerando che il montante della barriera di sicurezza è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235, si calcola il momento plastico ipotizzando, in via cautelativa, che tutte le fibre del profilo raggiungano la tensione di snervamento $f_y = 235$ MPa. In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



Si ha quindi:

$$M_{pl} = A_{sez_mont} \times f_y \times d_g = 34,01 \text{ kNm}$$

$$A_{sez_mont} = 1200 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$d_g = 120,6 \text{ mm}$$

$$F_{urto} = M_{pl} / h^* = 54,85 \text{ kN}$$

$$h = h_C + h_B = 1000 \text{ mm}$$

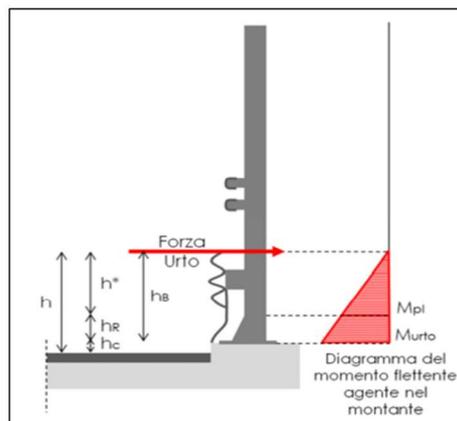
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

$$h_C = 50 \text{ mm}$$

$$h_B = h - h_C = 950 \text{ mm}$$

$$h^* = h - h_R - h_C = 620 \text{ mm}$$

$$M_{urto} = F_{urto} \times h_B = 52,11 \text{ kNm}$$



L'azione sollecitante di progetto è valutata pari dal valore del momento plastico incrementato di un coefficiente di sovrarresistenza di 1.50 come indicato nello stesso paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018..

$$Y_{urto} = 1,5$$

$$H_{sd} = 82,28 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 78,17 \text{ kNm}$$

5.1.4 Sollecitazioni di calcolo

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO						
Carico	SLU - 1	SISMA	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-FREQ 1	SLE-QP
C1	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	0.20	0.20	1.00	0.75	0.20
C4	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SEZIONE B-B						
Comb.	SLU - 1	SISMA	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-FREQ 1	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	14.07	10.83	10.83	10.83	10.83	10.83
M _{Ed} [kNm/m]	68.56	10.40	156.07	45.71	34.28	9.14
V _{Ed} [kN/m]	206.45	30.73	86.30	137.63	103.22	27.53
SEZIONE C-C						
Comb.	SLU - 1	SISMA	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-FREQ 1	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	-206.45	-34.87	-64.93	-137.63	-103.22	-27.53
M _{Ed} [kNm/m]	-162.43	-34.18	-137.30	-109.45	-84.26	-28.84
V _{Ed} [kN/m]	32.27	24.83	24.83	24.83	24.83	24.83

5.1.5 Verifiche

Cordolo - Sezione B-B							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C35/45	$R_{ck} =$	45	N/mm ²	$f_{ck} =$	35	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	19.83	N/mm ²
		$E_c =$	34077	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.21	N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	700	mm altezza		5	14	770	42
c =	35	mm coprifer.					
N_{Ed} positivo di compressione				5	14	770	658
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	1539	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]
ENV-SLU	Sezione B-B	10.83	156.07	206.45	203.30		1.30
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]
ENV-SLU	Sezione B-B	263.23	-	-	263.23		1.28
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	21.00	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	15.75	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-RARA	Sezione B-B	10.83	45.71	1.24	88.73		
ENV-QP	Sezione B-B	10.83	9.14	0.25	12.54		
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali		molto aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.2	mm			
		$\sigma_s =$	220	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-FREQ	Sezione B-B	10.83	34.28	0.93	64.87		
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm			
		$\sigma_s =$	220	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-QP	Sezione B-B	10.83	9.14	0.25	12.54		

Soletta di copertura (Connessione con cordolo) - Sezione C-C								
Caratteristiche meccaniche dei materiali								
Calcestruzzo	C35/45	$R_{ck} =$	45	N/mm ²	$f_{ck} =$	35	N/mm ²	
	$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{cd} =$	19.83	N/mm ²	
			$E_c =$	34077	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.21	N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²	
	$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96	$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione								
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)	y (mm)	
H =	800	mm altezza		5	16	1005	43	
c =	35	mm coprifer.		5	16	1005		
N _{Ed} positivo di compressione								
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				5	16	1005	757	
y distanza dell'armatura dal lembo superiore						Σ 3016	mm ²	
Verifiche agli Stati Limite Ultimi								
Flessione								
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Rd}	M _{Rd}	M _{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]			
ENV-SLU	Sezione C-C	-206.45	-162.43	32.27	-220.80		1.36	
Taglio								
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa			
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo			
Combinazione	posizione	V _{Rd,0}	V _{Rd,s}	V _{Rd,c}	V _{Rd}	V _{Rd}	V _{Ed}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]			
ENV-SLU	Sezione C-C	292.00	-	-	292.00		9.05	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio								
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	21.00	N/mm ²					
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²					
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	15.75	N/mm ²					
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ_c	σ_s			
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]			
ENV-RARA	Sezione C-C	-137.63	-109.45	1.75	219.40			
ENV-QP	Sezione C-C	-27.53	-28.84	0.49	53.50			
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione								
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.								
Condizioni ambientali	Molto aggressive		armatura	poco sensibile				
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.2	mm					
	$\sigma_s =$	200	N/mm ²					
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ_c	σ_s			
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]			
ENV-FREQ	Sezione C-C	-103.22	-84.26	1.36	167.60			
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm					
	$\sigma_s =$	200	N/mm ²					
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ_c	σ_s			
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]			
ENV-QP	Sezione C-C	-27.53	-28.84	0.49	53.50			

1 ANALISI STRUTTURALE DEI MURI ANDATORI

Il presente capitolo riporta le verifiche strutturali condotte sul muro andatore lato Nord Bologna inserito in prossimità dell'allargamento.

1.1 GEOMETRIA

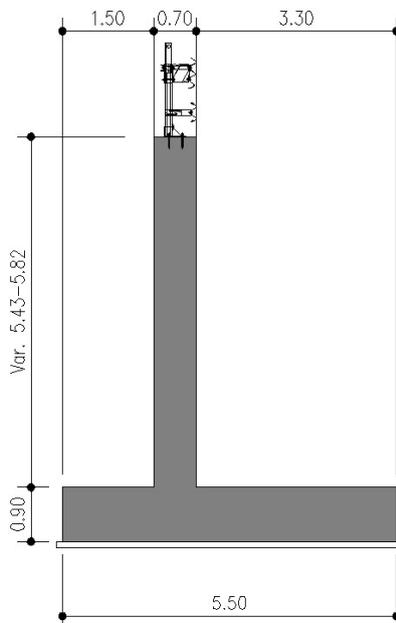


Figura 1-1. Sezione trasversale del muro andatore lato Bologna – Ampliamento Nord

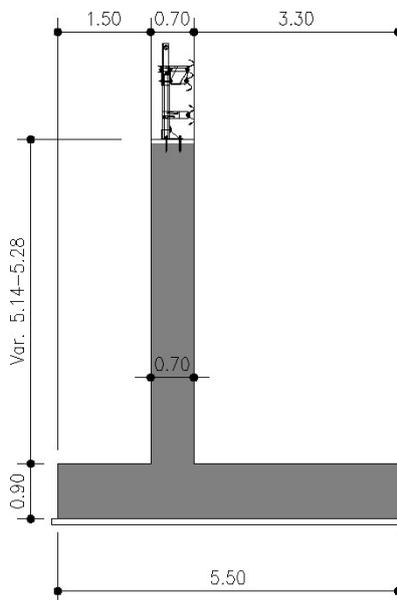


Figura 1-2. Sezione trasversale del muro andatore lato Bologna – Ampliamento Sud

1.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi considerati per l'analisi del muro d'ala.

- Peso proprio strutturale
- Carichi permanenti non strutturali (terreno di zavorra)
- Spinta delle terre

Il terreno di rilevato presenta le seguenti caratteristiche: $\gamma = 20\text{kN/m}^3$; $\varphi' = 35^\circ$

Si considera un regime di spinta a riposo per le verifiche strutturali e un regime di spinta attiva per le verifiche geotecniche.

- Sovraccarico accidentale: $q = 20\text{kN/m}^2$
- Vento su barriera antifonica: ASSENTE
- Azione sismica

Si considerano i parametri sismici utilizzati per l'analisi della spalla di cui ai capitoli precedenti. Tuttavia, trattandosi di opera di sostegno su fondazione diretta, si è assunto un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m pari a 0.38 per SLV (vedi cap. 7.11.6.2.1 delle NTC2018).

La componente dinamica della spinta del terreno, in presenza di un evento sismico, è valutata mediante la formula di Mononobe-Okabe.

- Urto su sicurvia

Si considera la trattazione ed i parametri riportati al seguente.

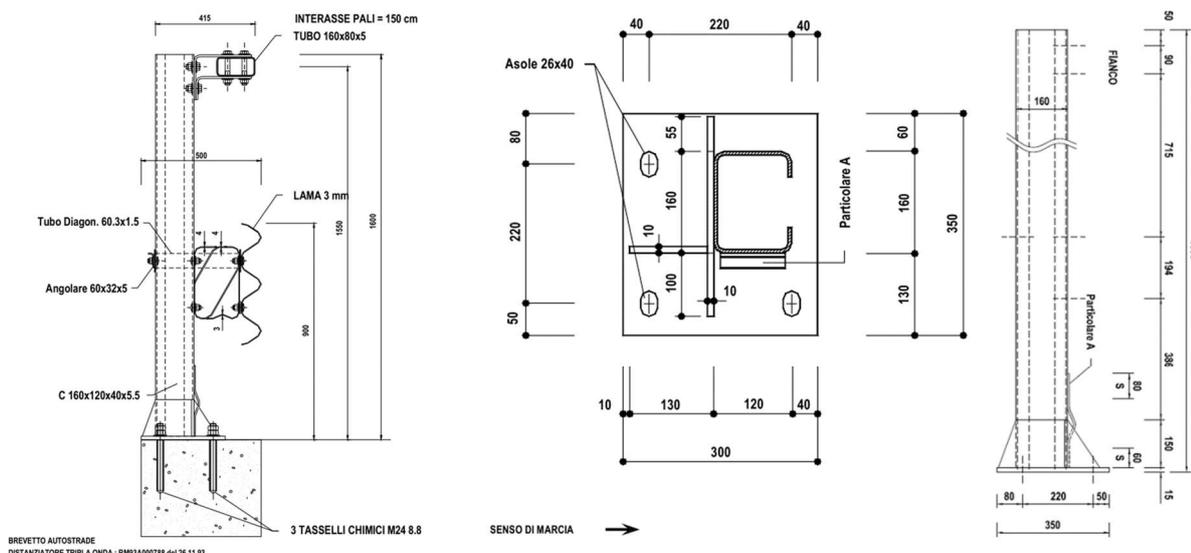
LG03/2020

Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020

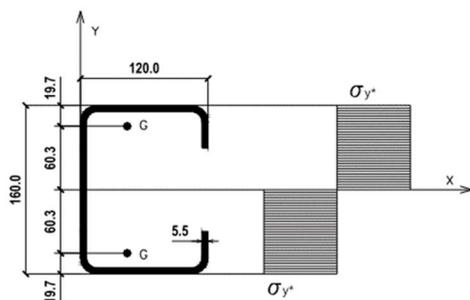
NTC 2018 § 5.1.3.10

Barriera di sicurezza di riferimento: H4BP

L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi ed al cordolo è assunta pari al momento plastico della sezione metallica dello stesso montante in accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018.



Considerando che il montante della barriera di sicurezza è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235, si calcola il momento plastico ipotizzando, in via cautelativa, che tutte le fibre del profilo raggiungano la tensione di snervamento $f_y = 235\text{ MPa}$. In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



Si ha quindi:

$$M_{pl} = A_{sez_mont} \times f_y \times d_g = 34.01 \text{ kNm}$$

$$A_{sez_mont} = 1200 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$d_g = 120.6 \text{ mm}$$

$$F_{urto} = M_{pl} / h^* = 54.85 \text{ kN}$$

$$h = h_C + h_B = 1000 \text{ mm}$$

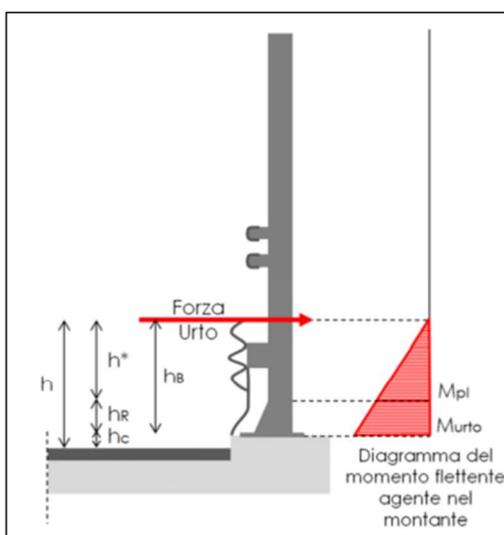
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

$$h_C = 50 \text{ mm}$$

$$h_B = h - h_C = 950 \text{ mm}$$

$$h^* = h - h_R - h_C = 620 \text{ mm}$$

$$M_{urto} = F_{urto} \times h_B = 52.11 \text{ kNm}$$



L'azione sollecitante di progetto è valutata pari dal valore del momento plastico incrementato di un coefficiente di sovraresistenza di 1.50 come indicato nello stesso paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018..

$$V_{urto} = 1.5$$

$$H_{sd} = 82.28 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 78.17 \text{ kNm}$$

Si fa presente che:

- le combinazioni di calcolo sono desunte dal cap.2.5.3 delle NTC2018;
- a favore di sicurezza, la quota della falda è impostata all'intradosso del plinto di fondazione;
- le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento e capacità portante) sono condotte in riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) come indicato al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2018, utilizzando i coefficienti di cui alle Tab.6.2.I, 6.2.II e 6.5.I contenute nelle NTC2018.

1.3 ANALISI E VERIFICHE

I tabulati seguenti riportano le analisi e le verifiche strutturali condotte sul muro andatore lato Nord Bologna.

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	35	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

B [m]	B1 _{medio} [m] (lato valle)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
5.50	3.30	0.70	1.50	6.72	0.90	5.82

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{g_{dente}} [m]
5.82	3.10	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00

H _{sicurvia} [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _c [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	1.25	0.00	46.40	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - Barriera antifonica assente

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	0.00	0.00	0.00
Pressione dinamica veicolare	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00

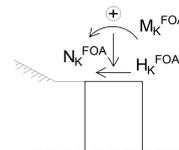


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

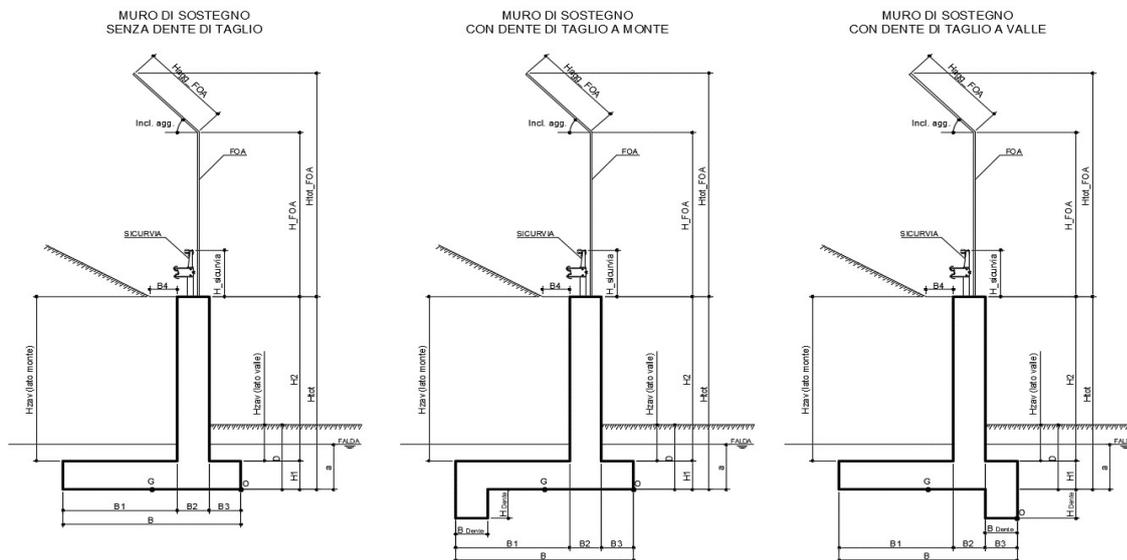


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

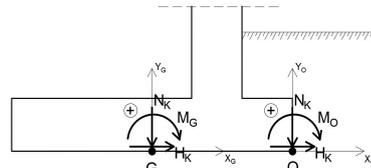


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	123.75	-2.75	0.45	-340.31	0.00	0.45	0.00
Paramento c.a.	25	101.85	-1.85	3.81	-188.42	0.90	3.81	91.67
FOA		0.00	-1.85	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	384.12	-3.85	3.81	-1478.86	-1.10	3.81	-422.53
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-4.40	6.72	0.00	-1.65	6.72	0.00
Zavorra lato valle	20	93.00	-0.75	2.45	-69.75	2.00	2.45	186.00
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-1.85	7.72	0.00	0.90	7.72	0.00
Totale		703			-2077			-145

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

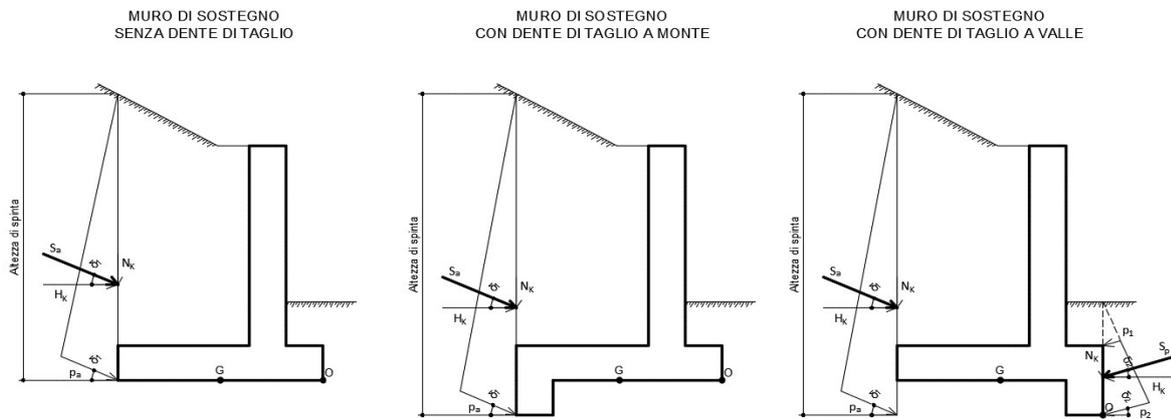


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 6.72

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	0.244	110.37	43.72	101.34	-5.50	2.24	-13.42

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	110.37	43.72	101.34	-13.42

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 6.72

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	110.37	43.72	101.34	-2.75	2.24	106.79

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	110.37	43.72	101.34	106.79

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 6.72

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	110.37	43.72	101.34	-2.75	2.24	106.79

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_0	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	110.37	43.72	101.34	106.79

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] 6.72

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	192.57	0.00	192.57	-2.75	2.24	431.35

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

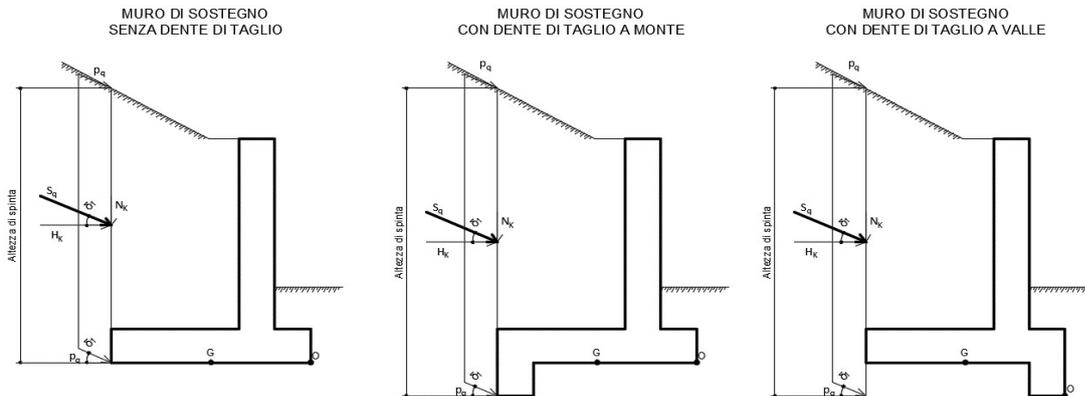


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_G [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
66.00	-3.85	-254.10	-1.10	-72.60

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 6.72

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	32.85	13.01	30.16	-5.50	3.36	29.79

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 6.72

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	32.85	13.01	30.16	-2.75	3.36	65.57

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 6.72

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	57.31	0.00	57.31	-2.75	3.36	192.57

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M ₀ [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
0.00	0.00	-1.85	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	come da Linee Guida ASPI	H _{URTO} [m]	come da NTC2018
82.28		1.00	

n° montanti	i _{mont.} [m]	L _{diff_muro} [m]	L _{concio} [m]	L _{diff} [m]	H _k [kN/m]	y ₀ [m]	M ₀ [kNm/m]
3.00	1.50	9.82	18.72	9.82	25.14	7.72	194.05
n° montanti	L _{diff_concio} [m]	L _{diff_parete} [m]	L _{concio} [m]	L _{diff} [m]	H _k [kN/m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
3.00	1.50	9.82	18.72	9.82	25.14	7.72	194.05

(C5): Azione del vento

H _{FOA} [m]	H _{FOA_agg} [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H _{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M ₀ [kNm/m]
0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	-1.85	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

k _h	0.112	k _v	0.056
----------------	-------	----------------	-------

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M ₀ [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-6.95	13.91	-2.75	0.45	25.38	0.00	0.45	6.26
Paramento c.a.	-5.72	11.44	-1.85	3.81	54.19	0.90	3.81	38.45
FOA	0.00	0.00	-1.85	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-21.58	43.16	-3.85	3.81	247.54	-1.10	3.81	188.19
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-4.40	6.72	0.00	-1.65	6.72	0.00
Zavorra lato valle	-5.23	0.00	-0.75	2.45	3.92	2.00	2.45	-10.45
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.85	7.72	0.00	0.90	7.72	0.00
Totale	-39	69			331			222

Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M ₀ [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
Fondazione c.a.	6.95	13.91	-2.75	0.45	-12.86	0.00	0.45	6.26
Paramento c.a.	5.72	11.44	-1.85	3.81	33.02	0.90	3.81	48.75
FOA	0.00	0.00	-1.85	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	21.58	43.16	-3.85	3.81	81.36	-1.10	3.81	140.71
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-4.40	6.72	0.00	-1.65	6.72	0.00
Zavorra lato valle	5.23	0.00	-0.75	2.45	-3.92	2.00	2.45	10.45
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.85	7.72	0.00	0.90	7.72	0.00
Totale	39	69			98			206

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI MONONABE OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

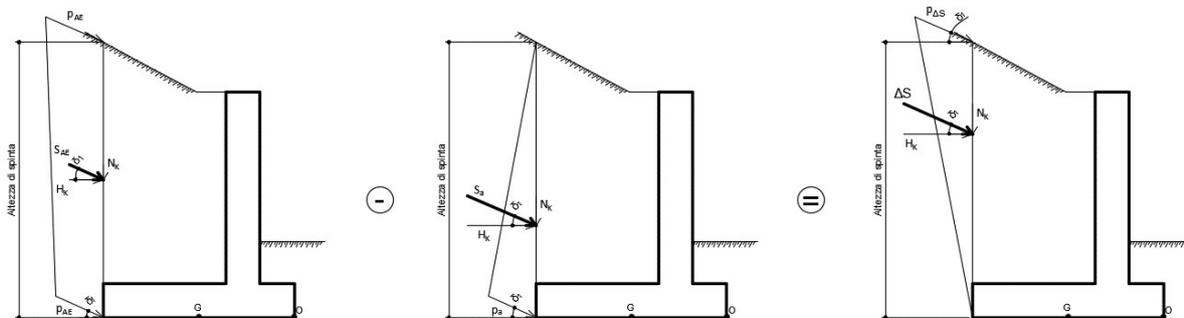


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.370	153.20	42.83
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	16.96	39.32	-5.50	3.36	38.83

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.347	169.93	59.56
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	23.59	54.69	-5.50	3.36	54.01

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.320	136.21	25.83
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	10.23	23.72	-2.75	3.36	51.56

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.311	148.12	37.75
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14.95	34.66	-2.75	3.36	75.35

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.320	136.21	25.83
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	10.23	23.72	-2.75	3.36	51.56

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.311	148.12	37.75
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14.95	34.66	-2.75	3.36	75.35

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.320	136.21	25.83
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	25.83	-2.75	3.36	86.80

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	110.37	0.311	148.12	37.75
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	37.75	-2.75	3.36	126.84

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	20
ϕ' [°]	35.00
ϕ' [rad]	0.61
δ_{es} [°]	23.33
δ_{es} [rad]	0.41
δ_{sism} [°]	23.33
δ_{sism} [rad]	0.41
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
k_0	0.426
$k_{a\ es}$	0.244
$k_{a\ sism}$	0.244

peso specifico
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=2/3\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
 angolo che la parete forma con la verticale
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale
 condizioni di esercizio
 condizioni sismiche

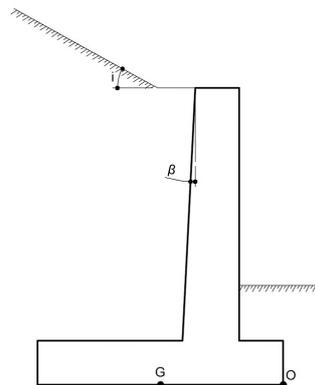


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26.00
ϕ' [rad]	0.45
δ_{es} [°]	13.00
δ_{es} [rad]	0.23
δ_{sism} [°]	13.00
δ_{sism} [rad]	0.23
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	50.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
 peso specifico sommerso
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=1/2\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
 coesione efficace
 resistenza non drenata
 condizioni di esercizio
 si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 98A**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: **IV**

CU **2**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **100** anni

Parametri sismici:	Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
	SLV	0.1	949	0.213	0.307	2.439

Categoria di sottosuolo: **C**

Categoria topografica: **T1**

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s ²]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296	2.901

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.112	0.169
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.056	0.084

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.79	0.12	10.43	0.18
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.320	0.370
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.90	1.012

$k_{AE} - M1$	0.320	0.370
---------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.07	0.11	8.84	0.15
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.31	0.347
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.88	0.963

$k_{AE} - M1$	0.311	0.347
---------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	703	0	-2077	44	101	-13	66	0	-254
A1+M1+R3	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	13	30	30	0	0	0	0	25	194
A1+M1+R3	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-39	69	497	39	69	146
A1+M1+R3	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	17	39	39	24	55	54			

VERIFICA A RIBALTAMENTO (A1 + M1 + R3)

Carico	SLU-1	SLU-2	SISM-1	SISM-2	ECC
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2a	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
C3 - oriz. (a)	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
C5	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

(C1): Pesi propri - strutturali e non
 (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
 (C3): Sovraccarico accidentale
 (C4): Urto veicolo in svio
 (C5): Azione del vento
 (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
 (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

M_{stab} [kNm/m]	-2077	-2077	-2128	-2128	-2077
M_{rib} [kNm/m]	27	16	528	193	187
γ_R	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
FS (≥1)	66.35	112.50	4.03	11.03	9.68

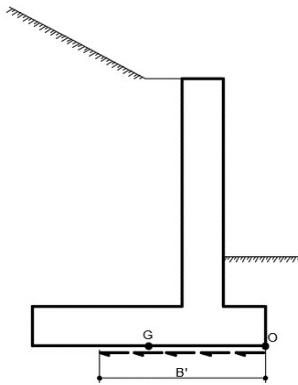
Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

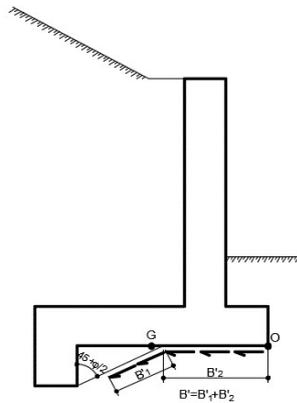
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	703	0	-145	44	101	107	66	0	-73
	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	13	30	66	0	0	0	0	25	194
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-39	69	222	39	69	206
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	10	24	52	15	35	75			

VERIFICA A SCORRIMENTO

MURO DI SOSTEGNO
SENZA DENTE DI TAGLIO



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A MONTE



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A VALLE

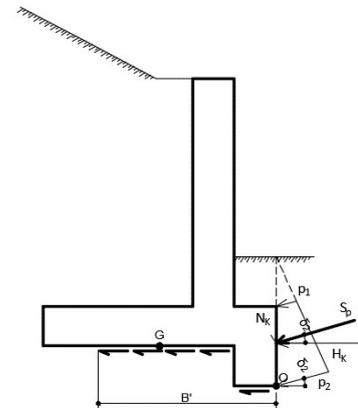


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2a	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
C3 - oriz. (a)	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
C5	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
N _{Ed} [kN/m]	779	774	733	817	749
H _{Ed} [kN/m]	177	166	200	211	133
M _{Ed} [kNm/m]	92	68	235	242	169
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	26	26	26	26	26
tanφ'	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
c' [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c _u [kN/m ²]	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
B' [m]	5.26	5.33	4.86	4.91	5.05
R _{Ed} [kN/m]	263	266	243	245	252
γ _R	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	1.35	1.46	1.22	1.17	1.73

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
(C1): Pesi propri - strutturali e non	C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.20	0.20	0.00	0.20
	C3 - oriz. (a)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
	C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
(C4): Urto veicolo in svio	C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
(C5): Azione del vento	C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed}[kN/m]	779	1089	774	1059	733	817	749	762
M_{Ed}[kNm/m]	92	-60	68	-57	235	242	169	155
V_{Ed}[kN/m]	177	177	166	166	200	211	133	133

Dimensioni geometriche fondazione

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
D [m]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
a [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L [m]	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40
B [m]	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
e _t [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.12	0.06	0.09	0.05	0.32	0.30	0.23	0.20
L' [m]	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40
B' [m]	5.26	5.39	5.33	5.39	4.86	4.91	5.05	5.09

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_i [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio dell'acqua	γ_w [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Peso som. - Terreno di riporto	γ'_i [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Peso som. - Terreno di fondazione	γ'_2 [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1						
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, M1}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, M1}$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, M1}$ [°]	26	26	26	26	26	26	26
	$\phi'_{, M1}$ [rad]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, M1}$ [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N _v	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54
N _c	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25
N _q	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0.95	0.95	0.95	0.95	0.96	0.96	0.96	0.96
s _c	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
s _q	1.06	1.06	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.05

Fattori di profondità

(per $\phi > 0$)

d _v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d _c	1.08	1.08	1.08	1.08	1.09	1.09	1.08	1.08
d _q	1.07	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.08

Fattori di inclinazione del carico

(per $c > 0$ e $\phi > 0$)

m _B	1.90	1.90	1.90	1.90	1.91	1.90	1.90	1.90
m _i	1.10	1.10	1.10	1.10	1.09	1.10	1.10	1.10
θ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.90	1.90	1.90	1.90	1.91	1.90	1.90	1.90
i _v	0.47	0.60	0.50	0.61	0.40	0.42	0.57	0.57
i _c	0.58	0.69	0.60	0.70	0.50	0.53	0.66	0.67
i _q	0.61	0.71	0.63	0.72	0.55	0.57	0.69	0.70

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

$w [^\circ]$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
g_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	$q_{lim} [kN/m^2]$	340	413	355	420	288	302	387	391
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	γ_R	1.40	1.40	1.40	1.40	1.20	1.20	1.40	1.40
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q [kN/m^2]$	243	295	254	300	240	252	276	280
$Q = q \times B' \times L'$	$Q [kN]$	59324	73804	62687	75099	54079	57307	64718	66100
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	1.64	1.46	1.75	1.53	1.59	1.51	1.86	1.87
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)
Comb.		SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
(C1): Pesi propri - strutturali e non	C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
	C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.20	0.20	0.00	0.20
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - oriz. (a)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
	C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
(C4): Urto veicolo in svio	C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
(C5): Azione del vento	C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	779	1089	774	1059	733	817	749	762
M_{Ed} [kNm/m]	92	-60	68	-57	235	242	169	155
V_{Ed} [kN/m]	177	177	166	166	200	211	133	133

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
L [m]	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40
B [m]	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
e_L [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e_B [m]	0.12	0.06	0.09	0.05	0.32	0.30	0.23	0.20
L' [m]	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40	46.40
B' [m]	5.26	5.39	5.33	5.39	4.86	4.91	5.05	5.09

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	φ' [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	50	50	50	50	50	50	50
Set di coefficienti parziali		M1						
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1,MI}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2,MI}$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	φ'_{MI} [°]	26	26	26	26	26	26	26
	φ'_{MI} [rad]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Coesione efficace fattorizzata	c'_{MI} [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata fattorizzata	$c_{u,MI}$ [kN/m ²]	50	50	50	50	50	50	50

Fattori di capacità portante

N_v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N_c	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
N_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s_y	0.95	0.95	0.95	0.95	0.96	0.96	0.96	0.96
s_c	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
s_q	1.06	1.06	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.05

Fattori di profondità

(per $\varphi=0$)

d_v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d_c	1.10	1.09	1.09	1.09	1.10	1.10	1.10	1.10
d_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del carico

(per $\varphi=0$)

m_B	1.90	1.90	1.90	1.90	1.91	1.90	1.90	1.90
m_L	1.10	1.10	1.10	1.10	1.09	1.10	1.10	1.10
θ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1.90	1.90	1.90	1.90	1.91	1.90	1.90	1.90
i_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i_c	0.99	0.99	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00
i_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
g_v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim} [kN/m ²]	312	312	312	312	314	313	314	313
Set di coefficienti parziali		R3							
	γ_R	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.4	1.4
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	223	223	223	223	261	261	224	224
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	54504	55751	55132	55787	58931	59452	52464	52915

$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	1.51	1.10	1.53	1.14	1.73	1.57	1.51	1.50
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)
	Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

ANALISI STRUTTURALE DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto G

	C1			C2b			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	703	0	-145	0	193	431	66	0	-73
	C3 - componente orizzontale (b)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	57	193	0	0	0	0	25	194
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-39	69	222	39	69	206
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	26	87	0	38	127			

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel punto G

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
C3 - orizz. (b)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
N _{Ed} [kN/m]	703	1013	703	988	663	742	703	716	703
M _{Ed} [kNm/m]	705	552	633	507	634	658	519	505	479
V _{Ed} [kN/m]	336	336	315	315	298	310	229	229	250

Carico	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
C3 - orizz. (b)	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N _{Ed} [kN/m]	769	703	752	703	752	703	716	703	716
M _{Ed} [kNm/m]	406	431	376	431	376	325	310	325	310
V _{Ed} [kN/m]	250	236	236	236	236	204	204	204	204

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	703	1013	703	988	663	742	703	716
M_{Ed} [kNm/m]	705	552	633	507	634	658	519	505

B/6 [m]	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
e [m]	1.00	0.55	0.90	0.51	0.96	0.89	0.74	0.70
	$e > (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e > (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	127.77	184.10	127.77	179.60	120.59	134.95	127.77	130.17
σ_M [kN/m ²]	139.78	109.56	125.46	100.64	125.80	130.51	102.95	100.07
σ_A [kN/m ²]	267.55	293.66	253.23	280.24	246.39	265.46	230.72	230.24
σ_B [kN/m ²]	-12.01	74.54	2.31	78.96	-5.21	4.43	24.82	30.10
u [m]	1.75	2.20	1.85	2.24	1.79	1.86	2.01	2.05
σ_A^* [kN/m ²]	268.14	293.66	253.23	280.24	246.51	265.46	230.72	230.24
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	74.54	2.31	78.96	0.00	4.43	24.82	30.10
N_{Rd} [kN/m]	1637.78	1716.58	1718.12	1717.08	1687.50	1723.27	1724.53	1723.68

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	703	769	703	752	703	752	703	716
M_{Ed} [kNm/m]	479	406	431	376	431	376	325	310

B/6 [m]	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
e [m]	0.68	0.53	0.61	0.50	0.61	0.50	0.46	0.43
	$e \leq (B/6)$							
σ_N [kN/m ²]	127.77	139.77	127.77	136.77	127.77	136.77	127.77	130.17
σ_M [kN/m ²]	95.02	80.62	85.47	74.67	85.47	74.67	64.46	61.58
σ_A [kN/m ²]	222.78	220.38	213.24	211.44	213.24	211.44	192.23	191.75
σ_B [kN/m ²]	32.75	59.15	42.30	62.10	42.30	62.10	63.31	68.59
u [m]	2.07	2.22	2.14	2.25	2.14	2.25	2.29	2.32
σ_A^* [kN/m ²]	222.78	220.38	213.24	211.44	213.24	211.44	192.23	191.75
σ_B^* [kN/m ²]	32.75	59.15	42.30	62.10	42.30	62.10	63.31	68.59

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	703	716
M_{Ed} [kNm/m]	325	310

B/6 [m]	0.92	0.92
e [m]	0.46	0.43
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	127.77	130.17
σ_M [kN/m ²]	64.46	61.58
σ_A [kN/m ²]	192.23	191.75
σ_B [kN/m ²]	63.31	68.59
u [m]	2.29	2.32
σ_A^* [kN/m ²]	192.23	191.75
σ_B^* [kN/m ²]	63.31	68.59

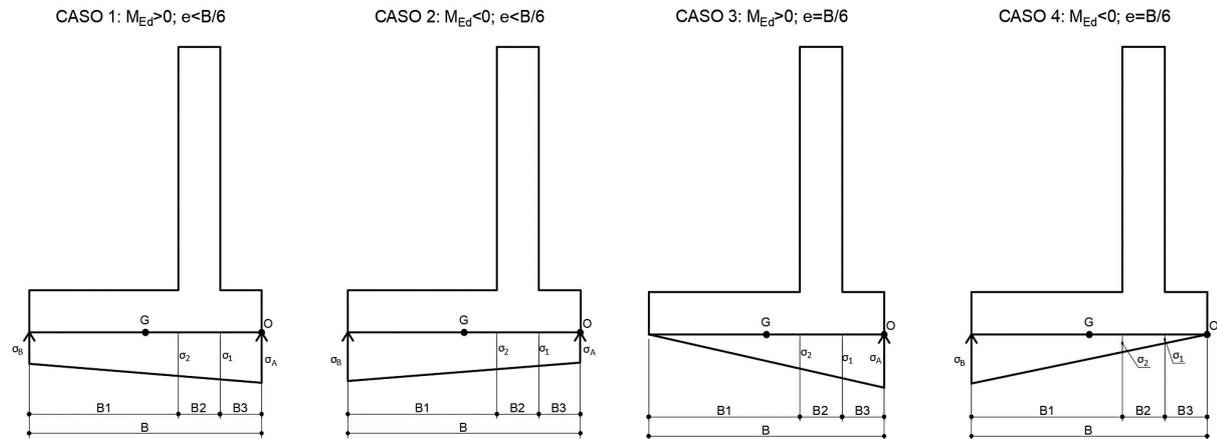


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

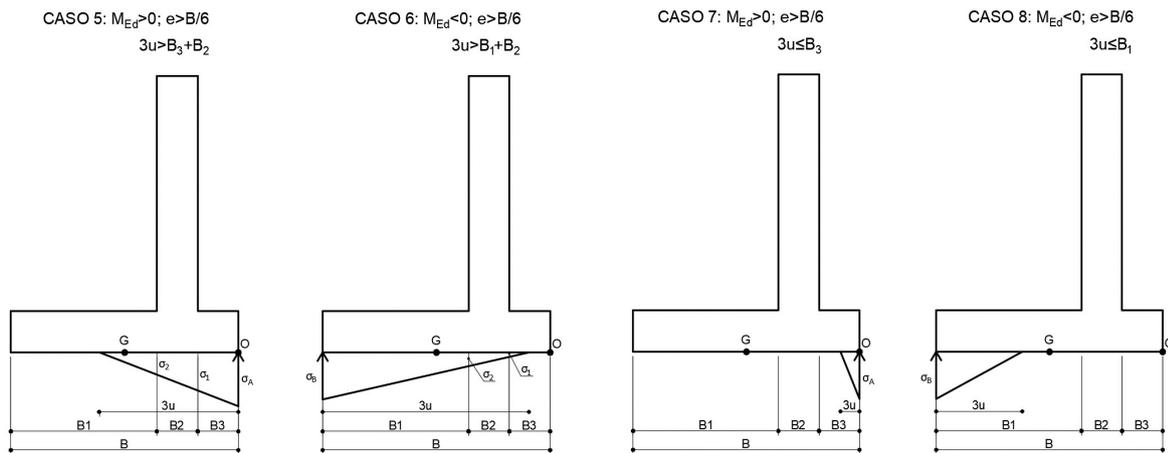


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATERA E RETROZZATERA)

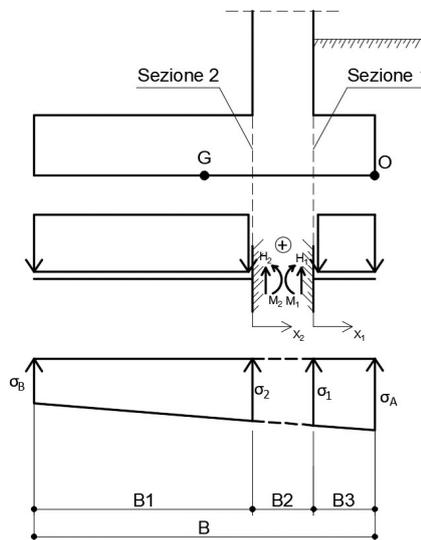


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	34	74	-0.75	-1.65	-25	-123
Zavorra lato monte (costante)	0	384	0.00	-1.65	0	-634
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.20	0	0
Zavorra lato valle	93	0	-0.75	0.00	-70	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	127	458			-95	-756

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N ₂ [kN/m]	x ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	66.00	-1.65	-108.90

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non k_h 0.112 k_v 0.056

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-2	-4	-0.75	-1.65	1	7
Zavorra lato monte (costante)	0	-22	0.00	-1.65	0	36
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.20	0	0
Zavorra lato valle	-5	0	-0.75	0.00	4	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-7	-26			5	42

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	2	4	-0.75	-1.65	-1	-7
Zavorra lato monte (costante)	0	22	0.00	-1.65	0	-36
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.20	0	0
Zavorra lato valle	5	0	-0.75	0.00	-4	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	7	26			-5	-42

(C7): Reazioni terreno

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
σ ₁ [kN/m ²]	191.40	233.90	184.79	225.34	177.79	194.27	174.56	175.65
σ ₂ [kN/m ²]	155.59	206.01	152.86	199.73	145.72	161.05	148.36	150.18
H ₁ [kN/m]	345	396	329	379	318	345	304	304
M ₁ [kNm/m]	273	308	259	295	252	272	239	239
H ₂ [kN/m]	237	463	256	460	232	273	286	297
M ₂ [kNm/m]	240	644	286	649	246	308	359	382

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
σ ₁ [kN/m ²]	170.96	176.41	166.62	170.71	166.62	170.71	157.07	158.16	157.07	158.16
σ ₂ [kN/m ²]	146.77	155.89	144.86	151.70	144.86	151.70	140.66	142.48	140.66	142.48
H ₁ [kN/m]	295	298	285	287	285	287	262	262	262	262
M ₁ [kNm/m]	231	231	222	223	222	223	203	203	203	203
H ₂ [kN/m]	296	355	309	353	309	353	337	348	337	348
M ₂ [kNm/m]	385	498	416	501	416	501	485	508	485	508

Calcolo delle sollecitazioni di progetto in fondazione (avanzattera e retrozattera)

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	218	231	202	214	199	211	177	178
M _{Ed,1} [kNm/m]	178	184	164	171	162	172	143	143

H _{Ed,2} [kN/m]	-222	-232	-202	-210	-201	-211	-173	-174
M _{Ed,2} [kNm/m]	-516	-502	-470	-457	-468	-490	-397	-396

Carico	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	169	171	158	160	158	160	135	136	135	136
M _{Ed,1} [kNm/m]	136	136	127	128	127	128	108	108	108	108

H _{Ed,2} [kN/m]	-162	-170	-150	-155	-150	-155	-122	-123	-122	-123
M _{Ed,2} [kNm/m]	-371	-368	-340	-337	-340	-337	-271	-271	-271	-271

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATTERA)

Sezione 2 - lato strada (RETROZATTERA)

Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	231	171	160	136
	MIN H _{Ed}	177	158	135	135
	MAX M _{Ed}	184	136	128	108
	MIN M _{Ed}	143	127	108	108

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-173	-150	-122	-122
	MIN H _{Ed}	-232	-170	-155	-123
	MAX M _{Ed}	-396	-337	-271	-271
	MIN M _{Ed}	-516	-371	-340	-271

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
ARMATURA PRINCIPALE						
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>						
B =	1000	mm base				
H =	900	mm altezza				
c =	40	mm coprifer.				
N_{Ed}	positivo di compressione					
M_{Ed}	positivo se tende le fibre inferiori della sezione					
y	distanza dell'armatura dal lembo superiore					
	n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)		
	5	22	1901	67		
	Superiore		-			
	5	20	1571	834		
	Inferiore		-			
	Σ		3471	mm ²		
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>						
<i>Flessione</i>						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	184.38	230.89	503.22	2.73
<i>Taglio</i>						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	280.84	-	-	280.84	1.22
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</i>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	504.5	kNm			
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	136.38	0.75	11.04	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	108.06	0.59	8.75	I
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</i>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		Armatura	Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.4	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	240	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	127.53	0.70	10.33	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	222	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	108.06	0.59	8.75	I

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)						
ARMATURA PRINCIPALE						
<u>Caratteristiche meccaniche dei materiali</u>						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche della sezione</u>						
B =	1000	mm base			n.	ϕ (mm)
H =	900	mm altezza			5	22
c =	40	mm coprifer.			Superiore	-
					5	20
					Inferiore	-
N_{Ed} positivo di compressione						
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3471 mm ²
<u>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</u>						
<u>Flessione</u>						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	516.43	231.98	603.32	1.17
<u>Taglio</u>						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	280.59	-	-	280.59	1.21
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	486.1	kNm			
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	371.04	2.11	31.48	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	271.21	1.54	23.01	I
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</u>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		Armatura	poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.4	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	240	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	155.10	0.88	13.16	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	222	N/mm ²	$s_{max} =$	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	271.21	1.54	23.01	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

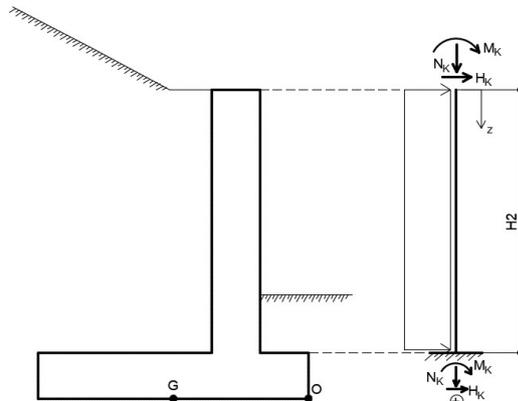


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvìa [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	0.00

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.58	10.19	0.00	0.00
1.16	20.37	0.00	0.00
1.75	30.56	0.00	0.00
2.33	40.74	0.00	0.00
2.91	50.93	0.00	0.00
3.49	61.11	0.00	0.00
4.07	71.30	0.00	0.00
4.66	81.48	0.00	0.00
5.24	91.67	0.00	0.00
5.82	101.85	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _t (h=H) [kN/m]	144.44
H _{spinta} [m]	5.82

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.58	0.00	1.44	0.28
1.16	0.00	5.78	2.24
1.75	0.00	13.00	7.57
2.33	0.00	23.11	17.93
2.91	0.00	36.11	35.03
3.49	0.00	52.00	60.53
4.07	0.00	70.78	96.11
4.66	0.00	92.44	143.47
5.24	0.00	117.00	204.28
5.82	0.00	144.44	280.21

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	S _q (h=H) [kN/m]	49.64
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.58	0.00	4.96	1.44
1.16	0.00	9.93	5.78
1.75	0.00	14.89	13.00
2.33	0.00	19.85	23.11
2.91	0.00	24.82	36.11
3.49	0.00	29.78	52.00
4.07	0.00	34.74	70.78
4.66	0.00	39.71	92.44
5.24	0.00	44.67	117.00
5.82	0.00	49.64	144.44

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.58	0.00	0.00	0.00
1.16	0.00	0.00	0.00
1.75	0.00	0.00	0.00
2.33	0.00	0.00	0.00
2.91	0.00	0.00	0.00
3.49	0.00	0.00	0.00
4.07	0.00	0.00	0.00
4.66	0.00	0.00	0.00
5.24	0.00	0.00	0.00
5.82	0.00	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	82.28	H _{URTO} [m]	1.00
---------------------	-------	-----------------------	------

(da piano stradale)

h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.58	8.92	0.00	9.22	14.59
1.16	8.92	0.00	9.22	19.96
1.75	8.92	0.00	9.22	25.33
2.33	8.92	0.00	9.22	30.70
2.91	8.92	0.00	9.22	36.07
3.49	8.92	0.00	9.22	41.44
4.07	8.92	0.00	9.22	46.80
4.66	8.92	0.00	9.22	52.17
5.24	8.92	0.00	9.22	57.54
5.82	8.92	0.00	9.22	62.91

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.58	0.00	0.00	0.00
1.16	0.00	0.00	0.00
1.75	0.00	0.00	0.00
2.33	0.00	0.00	0.00
2.91	0.00	0.00	0.00
3.49	0.00	0.00	0.00
4.07	0.00	0.00	0.00
4.66	0.00	0.00	0.00
5.24	0.00	0.00	0.00
5.82	0.00	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.112	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.58	-0.57	5.46	1.59
1.16	-1.14	10.92	6.36
1.75	-1.72	16.38	14.30
2.33	-2.29	21.84	25.43
2.91	-2.86	27.30	39.73
3.49	-3.43	32.76	57.21
4.07	-4.01	38.23	77.87
4.66	-4.58	43.69	101.70
5.24	-5.15	49.15	128.72
5.82	-5.72	54.61	158.91

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.320		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.58	0.00	0.19	0.06
1.16	0.00	0.78	0.45
1.75	0.00	1.74	1.52
2.33	0.00	3.10	3.61
2.91	0.00	4.84	7.05
3.49	0.00	6.98	12.18
4.07	0.00	9.50	19.34
4.66	0.00	12.40	28.87
5.24	0.00	15.70	41.11
5.82	0.00	19.38	56.39

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.112	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.58	0.57	5.46	1.59
1.16	1.14	10.92	6.36
1.75	1.72	16.38	14.30
2.33	2.29	21.84	25.43
2.91	2.86	27.30	39.73
3.49	3.43	32.76	57.21
4.07	4.01	38.23	77.87
4.66	4.58	43.69	101.70
5.24	5.15	49.15	128.72
5.82	5.72	54.61	158.91

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.311		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.58	0.00	0.28	0.08
1.16	0.00	1.13	0.66
1.75	0.00	2.55	2.22
2.33	0.00	4.53	5.27
2.91	0.00	7.08	10.30
3.49	0.00	10.19	17.80
4.07	0.00	13.87	28.26
4.66	0.00	18.12	42.19
5.24	0.00	22.94	60.07
5.82	0.00	28.32	82.40

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel paramento

Carico	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	ECC	SISM-1	SISM-2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
C2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Carico	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	0.00	0.20	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2): Spinta delle terre per verifiche struttu
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi struttur
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

h [m]	SLU-1			SLU-2			SLU-3		
	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.58	10.19	9.32	2.53	13.24	9.32	2.53	10.19	7.46	1.99
1.16	20.37	22.40	11.58	26.48	22.40	11.58	20.37	18.68	9.41
1.75	30.56	39.24	29.33	39.72	39.24	29.33	30.56	33.65	24.46
2.33	40.74	59.82	57.98	52.96	59.82	57.98	40.74	52.38	49.31
2.91	50.93	84.17	99.70	66.20	84.17	99.70	50.93	74.86	86.16
3.49	61.11	112.27	156.68	79.44	112.27	156.68	61.11	101.10	137.18
4.07	71.30	144.13	231.11	92.68	144.13	231.11	71.30	131.10	204.57
4.66	81.48	179.74	325.17	105.92	179.74	325.17	81.48	164.85	290.51
5.24	91.67	219.10	441.05	119.16	219.10	441.05	91.67	202.35	397.18
5.82	101.85	262.23	580.94	132.41	262.23	580.94	101.85	243.61	526.77

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

h [m]	SLU-4			ECC			SISM-1		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.58	13.24	7.46	1.99	10.19	11.66	15.16	9.61	8.09	2.21
1.16	26.48	18.68	9.41	20.37	16.99	23.36	19.23	19.46	10.20
1.75	39.72	33.65	24.46	30.56	25.20	35.50	28.84	34.10	25.99
2.33	52.96	52.38	49.31	40.74	36.31	53.25	38.45	52.02	51.59
2.91	66.20	74.86	86.16	50.93	50.30	78.32	48.06	73.22	89.02
3.49	79.44	101.10	137.18	61.11	67.18	112.36	57.68	97.70	140.31
4.07	92.68	131.10	204.57	71.30	86.95	157.07	67.29	125.45	207.47
4.66	105.92	164.85	290.51	81.48	109.61	214.13	76.90	156.47	292.53
5.24	119.16	202.35	397.18	91.67	135.15	285.22	86.51	190.77	397.50
5.82	132.41	243.61	526.77	101.85	163.59	372.01	96.13	228.35	524.40
h [m]	SISM-2			SLE-RARA 1			SLE-RARA 2		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.58	10.76	8.18	2.24	10.19	6.41	1.72	10.19	5.17	1.36
1.16	21.51	19.82	10.41	20.37	15.70	8.02	20.37	13.22	6.57
1.75	32.27	34.91	26.69	30.56	27.89	20.57	30.56	24.17	17.32
2.33	43.03	53.45	53.25	40.74	42.96	41.04	40.74	38.00	35.27
2.91	53.79	75.46	92.28	50.93	60.93	71.14	50.93	54.72	62.11
3.49	64.54	100.91	145.93	61.11	81.78	112.52	61.11	74.33	99.52
4.07	75.30	129.82	216.40	71.30	105.52	166.89	71.30	96.83	149.19
4.66	86.06	162.19	305.85	81.48	132.15	235.91	81.48	122.22	212.80
5.24	96.82	198.01	416.46	91.67	161.67	321.27	91.67	150.50	292.02
5.82	107.57	237.29	550.41	101.85	194.08	424.65	101.85	181.67	388.54
h [m]	SLE-FREQ 1			SLE-FREQ 2			SLE-QP		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.58	10.19	5.17	1.36	10.19	2.44	0.57	10.19	2.44	0.57
1.16	20.37	13.22	6.57	20.37	7.76	3.40	20.37	7.76	3.40
1.75	30.56	24.17	17.32	30.56	15.98	10.17	30.56	15.98	10.17
2.33	40.74	38.00	35.27	40.74	27.08	22.56	40.74	27.08	22.56
2.91	50.93	54.72	62.11	50.93	41.07	42.25	50.93	41.07	42.25
3.49	61.11	74.33	99.52	61.11	57.95	70.93	61.11	57.95	70.93
4.07	71.30	96.83	149.19	71.30	77.72	110.27	71.30	77.72	110.27
4.66	81.48	122.22	212.80	81.48	100.38	161.96	81.48	100.38	161.96
5.24	91.67	150.50	292.02	91.67	125.93	227.67	91.67	125.93	227.67
5.82	101.85	181.67	388.54	101.85	154.37	309.10	101.85	154.37	309.10

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 5.82m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	102	0	0
C2	0	144	280
C3	0	50	144
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	9	63
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-6	55	159
CS1 (+kV)	6	55	159
CS2 (-kV)	0	19	56
CS2 (+kV)	0	28	82

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

z = 5.82m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	102	262	581
SLU-2	132	262	581
SLU-3	102	244	527
SLU-4	132	244	527
ECC	102	164	372
SISM-1	96	228	524
SISM-2	108	237	550
SLE-RARA-1	102	194	425
SLE-RARA-2	102	182	389
SLE-FREQ-1	102	182	389
SLE-FREQ-2	102	154	309
SLE-QP	102	154	309

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 5.82m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	96	262	581
SLE-RARA	102	194	425
SLE-FREQ	102	182	389
SLE-QP	102	154	309

Paramento - Sezione d'incastro con fondazione						
ARMATURA PRINCIPALE						
<u>Caratteristiche meccaniche dei materiali</u>						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche della sezione</u>						
B =	1000	mm base				
H =	700	mm altezza				
c =	35	mm coprifer.				
N_{Ed}	positivo di compressione					
M_{Ed}	positivo se tende le fibre inferiori della sezione					
y	distanza dell'armatura dal lembo superiore					
			n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
			5	20	1571	61
			Lato valle		-	
			10	20	3142	639
			Lato monte		-	
			Σ		4712	mm ²
<u>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</u>						
<u>Flessione</u>						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	96.13	580.94	262.23	766.68	1.32
<u>Taglio</u>						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	286.59	-	-	286.59	1.09
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	334.6	kNm			
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	101.85	424.65	6.39	221.45	II
ENV-QP	incastro con paramento	101.85	309.10	2.68	40.69	I
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</u>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Aggressive		Armatura	Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	222	N/mm ²	Smax=	250	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	101.85	388.54	5.86	201.35	II
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	182	N/mm ²	Smax=	200	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	101.85	309.10	2.68	40.69	I

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia km 15+306 (sottovia 98A)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO BOLOGNA NORD

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 20 / 20
		lato monte	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	lato valle	φ 16 / 20
		lato monte	φ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 22 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura longitudinale	superiore	φ 16 / 20
		inferiore	φ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 22 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura longitudinale	superiore	φ 16 / 20
		inferiore	φ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40