

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

127T- SOTTOVIA SCATOLARE COGENERAZIONE 21+321

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

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	C24	SP127	00000	R	S T R	0470	- 2	SCALA -

 <small>gruppo Atlantia</small>	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	-	

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

Sommario

1. INTRODUZIONE	6
1.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA	6
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
1.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	10
1.4 SOFTWARE DI CALCOLO	12
1.5 CONVENZIONI GENERALI	12
1.5.1 Unità di misura.....	12
1.6 METODOLOGIA DI VERIFICA.....	12
2. MATERIALI IMPIEGATI	13
2.1 STRUTTURE DI NUOVA REALIZZAZIONE	13
2.1.1 Caratteristiche dei materiali	13
2.1.2 Classi di esposizione	13
2.2 STRUTTURE ESISTENTI.....	15
2.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built).....	15
2.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti.....	15
2.2.3 Definizione del fattore di confidenza	24
2.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali	24
2.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti.....	26
3. PARAMETRI GEOTECNICI	31
4. SCATOLARE DI NUOVA REALIZZAZIONE	33
4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM	33
4.2 ANALISI DEI CARICHI.....	34
4.2.1 Peso proprio strutturale (DEAD).....	34
4.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura	34
4.2.3 Spinta delle terre “a riposo”.....	34
4.2.4 Azione del traffico	35
4.2.5 Frenatura	38
4.2.6 Sovraccarico spingente laterale del traffico.....	39
4.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche	40
4.2.8 Forze d’inerzia strutturali.....	40
4.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	40
4.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione.....	41
4.3.2 Gruppi di carico	43
4.4 COMBINAZIONI DI CARICO	44
4.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE	46
4.5.1 Premessa.....	46
4.5.2 Sollecitazioni di calcolo sugli elementi strutturali	46
4.5.3 Verifiche di resistenza	48
4.5.4 Verifica delle pressioni sul terreno	54
4.5.5 Verifica di deformabilità	56
5. CORDOLI	57
5.1 CORDOLO PORTA SICURVIA – LATO SUD.....	57
5.1.1 Caratteristiche geometriche	57
5.1.2 Analisi dei carichi	57
5.1.3 Calcolo azione urto di veicolo in svio.....	58
5.1.4 Sollecitazioni di calcolo	61
5.1.5 Verifiche	62

6.	STRUTTURE ESISTENTI.....	65
6.1	PREMESSA.....	65
6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	65
6.2.1	<i>Peso proprio strutturale (DEAD).....</i>	65
6.2.2	<i>Carico permanente non strutturale sopra la copertura.....</i>	65
6.2.3	<i>Spinta delle terre “a riposo”.....</i>	66
6.2.4	<i>Azione del traffico.....</i>	67
6.2.5	<i>Frenatura.....</i>	70
6.2.6	<i>Sovraccarico spingente laterale del traffico.....</i>	70
6.2.7	<i>Spinta delle terre in condizioni sismiche.....</i>	72
6.2.8	<i>Forze d’inerzia strutturali.....</i>	72
6.3	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	73
6.4	VERIFICHE.....	75
6.4.1	<i>Verifiche strutturali.....</i>	75
6.4.2	<i>Verifica delle pressioni sul terreno.....</i>	83
7.	MURO D’ALA.....	84
7.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	84
7.2	ANALISI DEI CARICHI.....	86
7.3	ANALISI E VERIFICHE.....	86

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 – SEZIONE LONGITUDINALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE.....	7
FIGURA 1-2 – PLANIMETRIA DEL SOTTOVIA SCATOLARE.....	7
FIGURA 1-3 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE – LATO NORD.....	8
FIGURA 1-3 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE – LATO SUD.....	8
FIGURA 1-4 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO NORD.....	9
FIGURA 1-5 – PLANIMETRIA DEL MURO D’ALA – LATO NORD.....	9
FIGURA 1-6 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO NORD.....	9
FIGURA 2-1 – CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1.....	14
FIGURA 2-2 – INDAGINI 2017 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	15
FIGURA 2-3 – INDAGINI 2017 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/2.....	16
FIGURA 2-4 – INDAGINI 2017 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/2.....	17
FIGURA 2-5 – INDAGINI 2017 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO.....	18
FIGURA 2-6 – INDAGINI 2017 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO.....	19
FIGURA 2-7 – INDAGINI 2017 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE.....	19
FIGURA 2-8 – INDAGINI 2017 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO).....	20
FIGURA 2-9 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	22

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota Kg/m ³	carico di rottura N	carico unitario fc N/mm ²	λ	Ceff. correl. 1,25	Rc corretto N/mm ²
		∅	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm ²	cm ³	g						
C1	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1487	2.336,12	77.300	17,97	2,00	1,25	22,47
C2*	NON DICHIARATA	74	58,0	4301	249	584	2.341,16	188.080	43,73	RAPPORTO H/D < 1		
C3	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	732	2.269,32	79.370	18,45	1,01	1,01	18,55
C4	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	761	2.359,23	107.880	25,08	1,01	1,01	25,22
C5	NON DICHIARATA	74	76,0	4301	327	775	2.371,02	146.300	34,02	1,03	1,01	34,38
C6*	NON DICHIARATA	74	72,0	4301	310	716	2.312,21	109.800	25,53	RAPPORTO H/D < 1		

N.B.: a) il diametro è la media dei due diametri, misurati ortogonalmente, su ambedue le facce della carota.
 b) l'altezza è la media delle quattro altezze, misurate in punti diversi (diametralmente opposti), dopo il taglio e la spianatura.

* SU RICHIESTA DELLA COMMITTEA I CAMPIONI C2 E C6 SONO STATI TESTATI ANCHE SE IL RAPPORTO H/D < 1.

.....	23
FIGURA 2-10 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE	23

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento N	carico unitario snervam. fy N/mm ²	carico di rottura N	carico unitario rottura ft N/mm ²	Allungamento %
		∅nom	lungh.	peso	area	∅eq.*					
		mm	mm	g	mm ²	mm					
B1*	NON DICHIARATA	20	417	823	251,42	17,89	125.920	500,8	177.540	706,2	15,1
B2*	NON DICHIARATA	16	442	596	171,77	14,79	68.700	399,9	95.330	555,0	13,2
B3*	NON DICHIARATA	20	392	838	272,33	18,62	124.120	455,8	160.230	588,4	14,1
B4*	NON DICHIARATA	20	377	728	245,99	17,70	94.340	383,5	144.240	586,4	14,8

* NB: I CAMPIONI DA B1 A B4 SONO ARRUGGINITI

FIGURA 2-11 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE	23
FIGURA 2-12 – LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL’INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E VALORI DEI FATTORI DI CONFIDENZA, PER EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO (TAB. C8.5.IV DELLA CIRCOLARE ALLE NTC2018) ..	24
FIGURA 3-1 – INDAGINI GEONOSTICHE DI RIFERIMENTO	31
FIGURA 3-2 – CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA	31
FIGURA 3-3 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	31
FIGURA 3-4 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	31
FIGURA 3-5 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B)	32
FIGURA 4-1 – MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI	33
FIGURA 4-2 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	34
FIGURA 4-3 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	35
FIGURA 4-4 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	35
FIGURA 4-5 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_{jk} E Q_{ik} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	36
FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO IN CAMPATA DELLA SOLETTA	37
FIGURA 4-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO IN APPOGGIO DELLA SOLETTA	37
FIGURA 4-8 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL)	38
FIGURA 4-9 – FRENATURA	38
FIGURA 4-10 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	39
FIGURA 4-11 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO E SU ENTRAMBI	39
FIGURA 4-12 – SOVRASPINTA SISMICA (WOOD) IN DIREZIONE +X	40
FIGURA 4-13 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L’EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018)	41
FIGURA 4-14 – COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018)	41
FIGURA 4-15 – VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018)	42
FIGURA 4-16 – COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018)	42
FIGURA 4-17 – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018)	43
FIGURA 4-18 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	46
FIGURA 4-19 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	47
FIGURA 4-20 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M)	47
FIGURA 4-21 – PRESSIONE AGENTE SUL TERRENO DI FONDAZIONE	54
FIGURA 5-1 – CORDOLO PORTA SICURVIA	57
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)	59
FIGURA 6-1 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	65
FIGURA 6-2 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	66
FIGURA 6-3 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	67
FIGURA 6-4 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_{jk} E Q_{ik} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	67
FIGURA 6-5 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO IN CAMPATA DELLA SOLETTA	68
FIGURA 6-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO IN APPOGGIO DELLA SOLETTA	69
FIGURA 6-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL)	69
FIGURA 6-8 – FRENATURA	70
FIGURA 6-9 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	71
FIGURA 6-10 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO E SU ENTRAMBI	71
FIGURA 6-11 – SOVRASPINTA SISMICA (MONONOBE-OKABE) IN DIREZIONE +X	72
FIGURA 6-12 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	73
FIGURA 6-13 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	73
FIGURA 6-14 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M)	74
• FIGURA 6-15 – DOCUMENTO AS-BUILT “MANUFATTO N.25 – SOTTOVIA SCATOLARE IN SIN. SAVENA – PROG. KM 21+280” – PIANTE E SEZIONE LONGITUDINALE SCATOLARE	75
FIGURA 6-16 – DOCUMENTO AS-BUILT “MANUFATTO N.25 – SOTTOVIA SCATOLARE IN SIN. SAVENA – PROG. KM 21+280” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE	76

FIGURA 7-1 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO NORD	84
FIGURA 7-2 – PLANIMETRIA DEL MURO D’ALA – LATO NORD	84
FIGURA 7-3 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO NORD	85

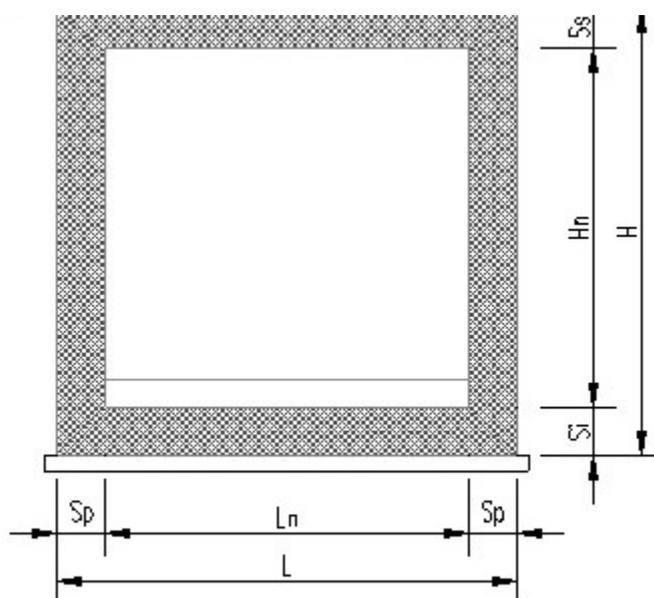
1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti nei calcoli statici per l'ampliamento del sottovia vicinale, 127T, 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 21+310.

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

$L_n =$	4.50	m	$S_s =$	0.50	m	$L =$	5.70	m
$H_n =$	4.50	m	$S_i =$	0.60	m	$H =$	5.60	m
			$S_p =$	0.60	m			

La struttura originaria è stata realizzata negli anni '60 ed è costituita da una struttura di tipo scatolare in cemento armato avente una base di 5.70 m, un'altezza totale di 5.50 m e una lunghezza di 48.06 m.

Entrambe le solette, superiore e inferiore, hanno uno spessore pari a 0.50 m; i piedritti hanno spessore 0.60 m. La struttura non presenta sbordo laterale alla base e al di sotto della soletta inferiore è posizionato uno strato di magrone di 0.30 m. Le dimensioni interne sono, quindi, 4.50 m sia in altezza che in larghezza. Inoltre, sulla soletta inferiore la sede stradale ha uno spessore di 0.40 m.

Sul lato Bologna della struttura sono presenti due muri di sostegno, posti come prosecuzione dei piedritti, rispettivamente in direzione Nord e Sud. È prevista la demolizione dei suddetti muri per permettere la realizzazione dell'ampliamento in progetto.

L'intervento oggetto della presente relazione prevede l'allargamento della struttura di 10.18 m sul lato Sud e 15.54 m sul lato Nord. Sulla parte Nord del lato Bologna verrà, inoltre, realizzato un muro d'ala di lunghezza 2.71 m e altezza variabile da 4.57 a 5.00 m.

L'ampliamento in entrambe le direzioni sarà realizzato mantenendo le modalità costruttive della struttura esistente, quindi, mediante uno scatolare in cemento armato. Lo spessore della soletta superiore sarà di 0.50 m, invece lo spessore della soletta inferiore sarà di 0.60 m, riducendo lo strato di magrone sottostante a 0.20 m. Le dimensioni interne dello scatolare risultano invariate.

Il muro d'ala che verrà realizzato sulla parte nord del lato Bologna ha lunghezza pari a 2.71 m, con altezza di 5.00 m nella parte adiacente lo scatolare che diminuisce allontanandosi dalla struttura, fino a raggiungere un'altezza di 4.57 m. Il muro poggia su una fondazione di spessore 1.00 m, lunghezza 3.11 m e larghezza 3.50 m. Il paramento verticale del muro ha uno spessore variabile, da 0.40 m in sommità fino a 0.90 m alla base.

Si fa presente che nel 2004 il sottovia era stato oggetto di un intervento finalizzato alla realizzazione di uno sbalzo di 42cm per lato, necessario per la posa in opera dei new-jersey laterali. Tali opere verranno demolite contestualmente all'esecuzione dell'ampliamento.

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.

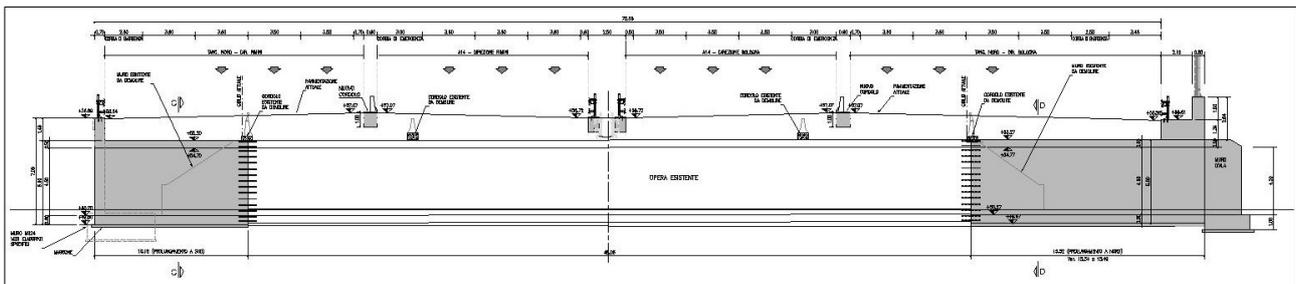


Figura 1-1 – Sezione longitudinale del sottovia scatolare

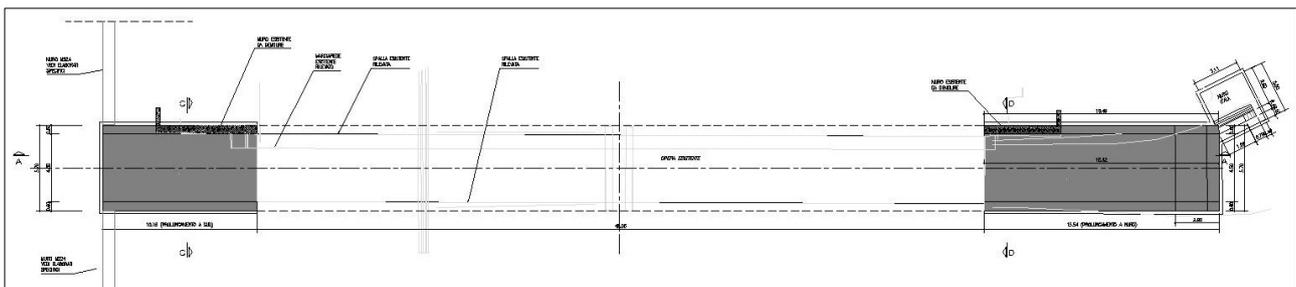


Figura 1-2 – Planimetria del sottovia scatolare

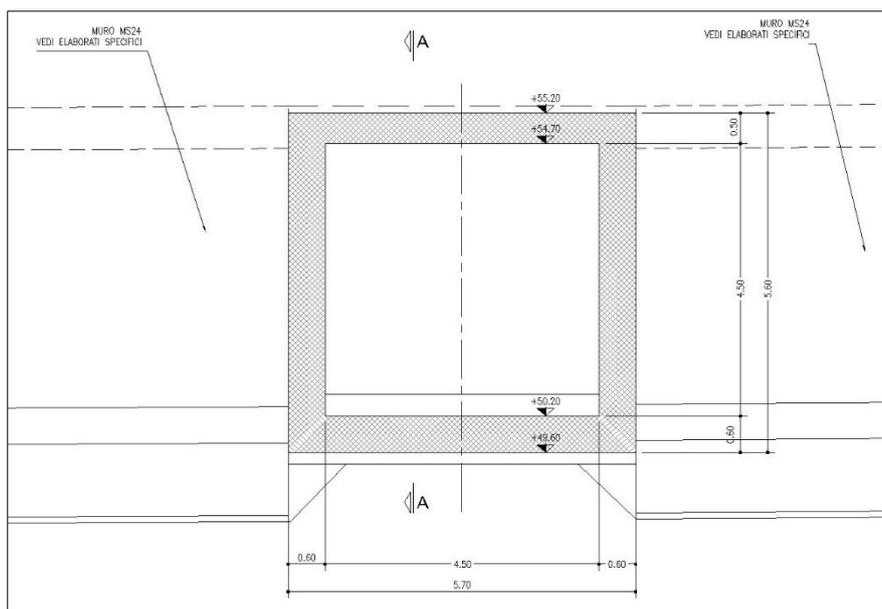


Figura 1-3 – Sezione trasversale del sottovia scatolare – Lato Nord

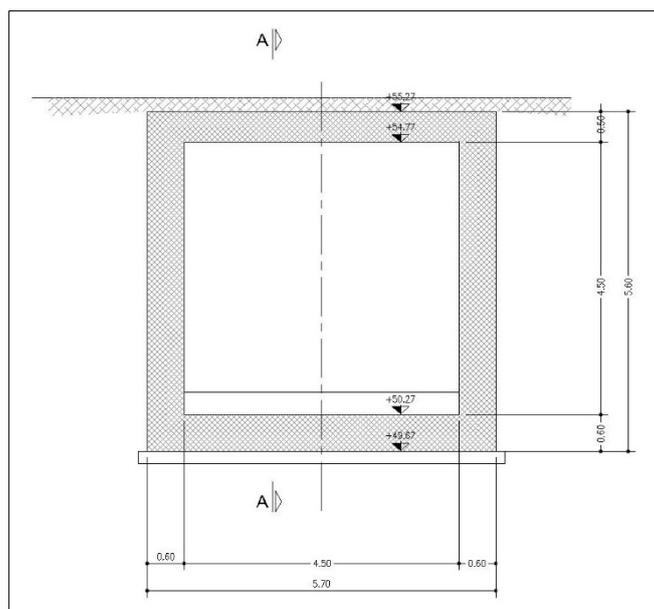


Figura 1-4 – Sezione trasversale del sottovia scatolare – Lato Sud

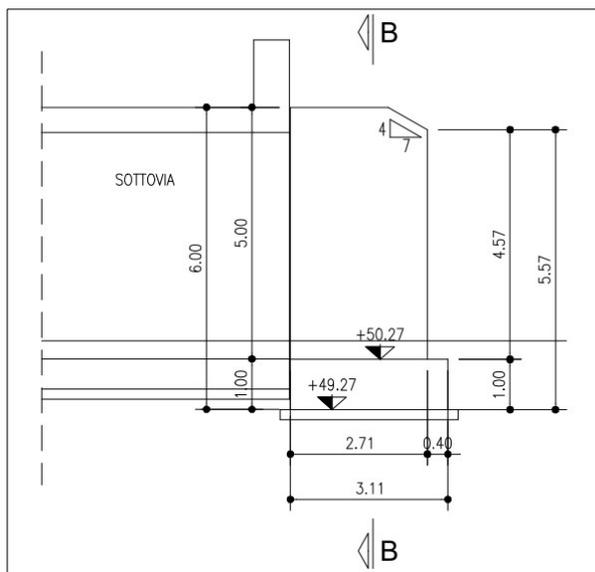


Figura 1-5 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Nord

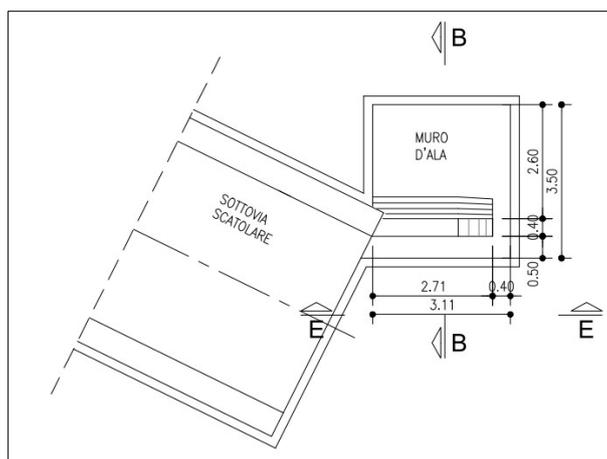


Figura 1-6 – Planimetria del muro d'ala – Lato Nord

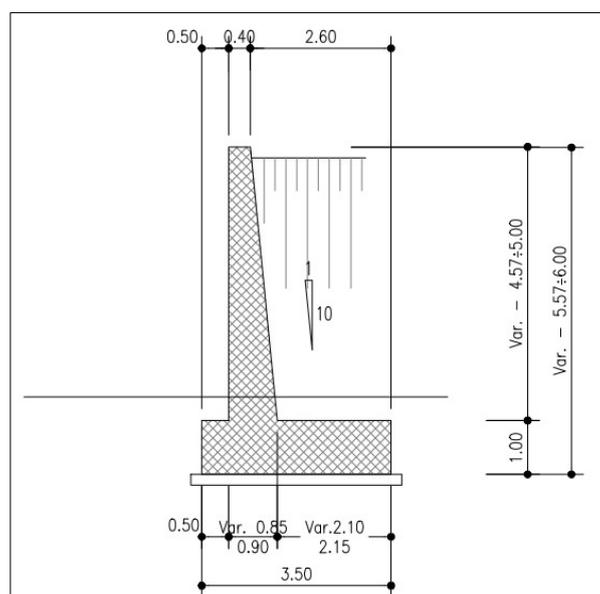


Figura 1-7 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Nord

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

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Longitudine 11.415338

Latitudine 44.483093

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

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 : 0.074 g
 F_0 : 2.466
 T_C^* : 0.274 s
 S_S : 1.80
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T = 1.80$

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 T_R : 101 anni
 a_g : 0.092 g
 F_0 : 2.462
 T_C^* : 0.284 s
 S_S : 1.80
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T = 1.80$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 T_R : 949 anni
 a_g : 0.216 g
 F_0 : 2.421
 T_C^* : 0.315 s
 S_S : 1.62
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T = 1.62$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 T_R : 1950 anni
 a_g : 0.269 g
 F_0 : 2.445
 T_C^* : 0.324 s
 S_S : 1.41
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T = 1.41$

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 domino 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

E_s : modulo elastico 210 000.0 MPa

ν_s : coefficiente di Poisson 0.3 -

G_s : 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

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

2.2 STRUTTURE ESISTENTI

2.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built)

Strutture impianto originario (anni '60)

Calcestruzzo confezionato a 300 kg/mc di cemento tipo R730

Acciaio tipo G.S. 4000/4400

2.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2017

Nel mese di Novembre 2017 la società “elletipi srl” ha eseguito una campagna di indagini specialistiche e conoscitive sugli elementi strutturali del sottovia scatolare in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- n° 2 prelievi di carote in cls (2 prove di compressione + 2 carbonatazione);
- n° 2 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- n° 4 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- n° 4 prove di durezza su barre d'armatura;
- n° 4 indagini pacometriche.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-05-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia scatolare 21+310-127T – Sottovia Scat. Stradelli Guelfi – Relazione Tecnica” redatto dalla citata società “elletipi srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

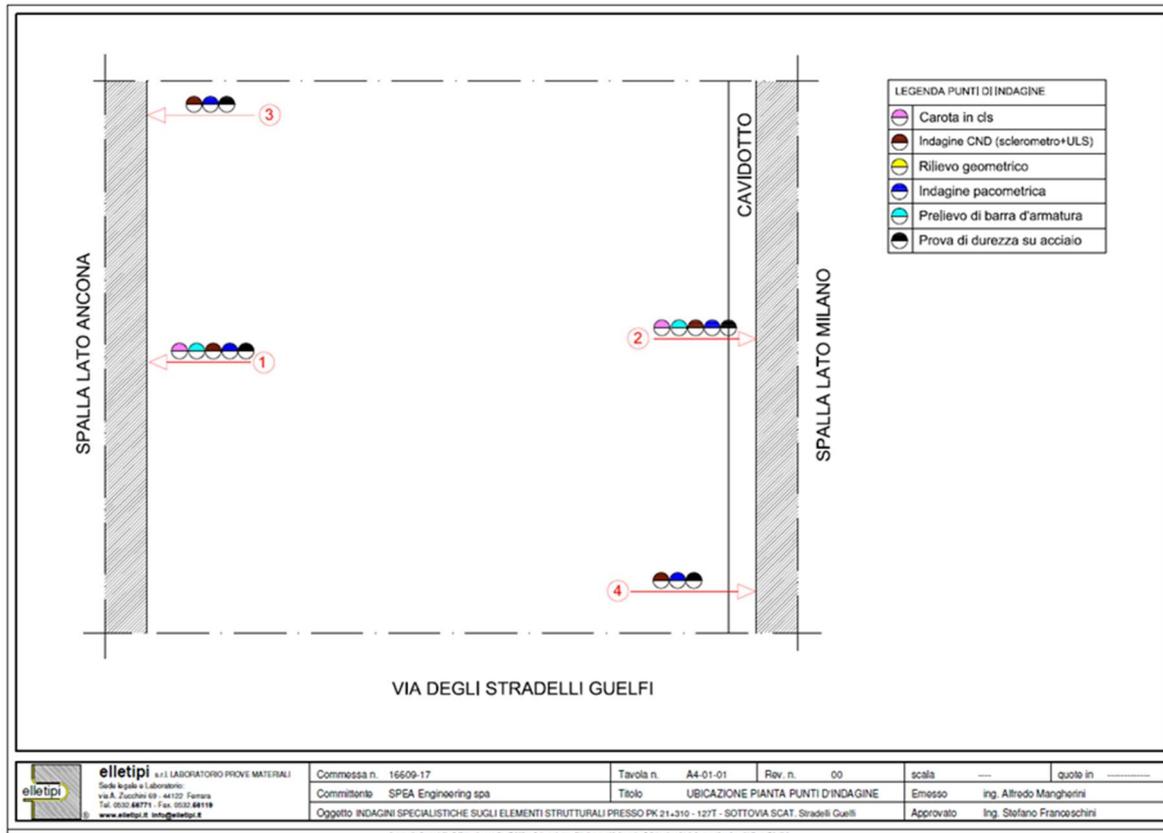


Figura 2-2 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

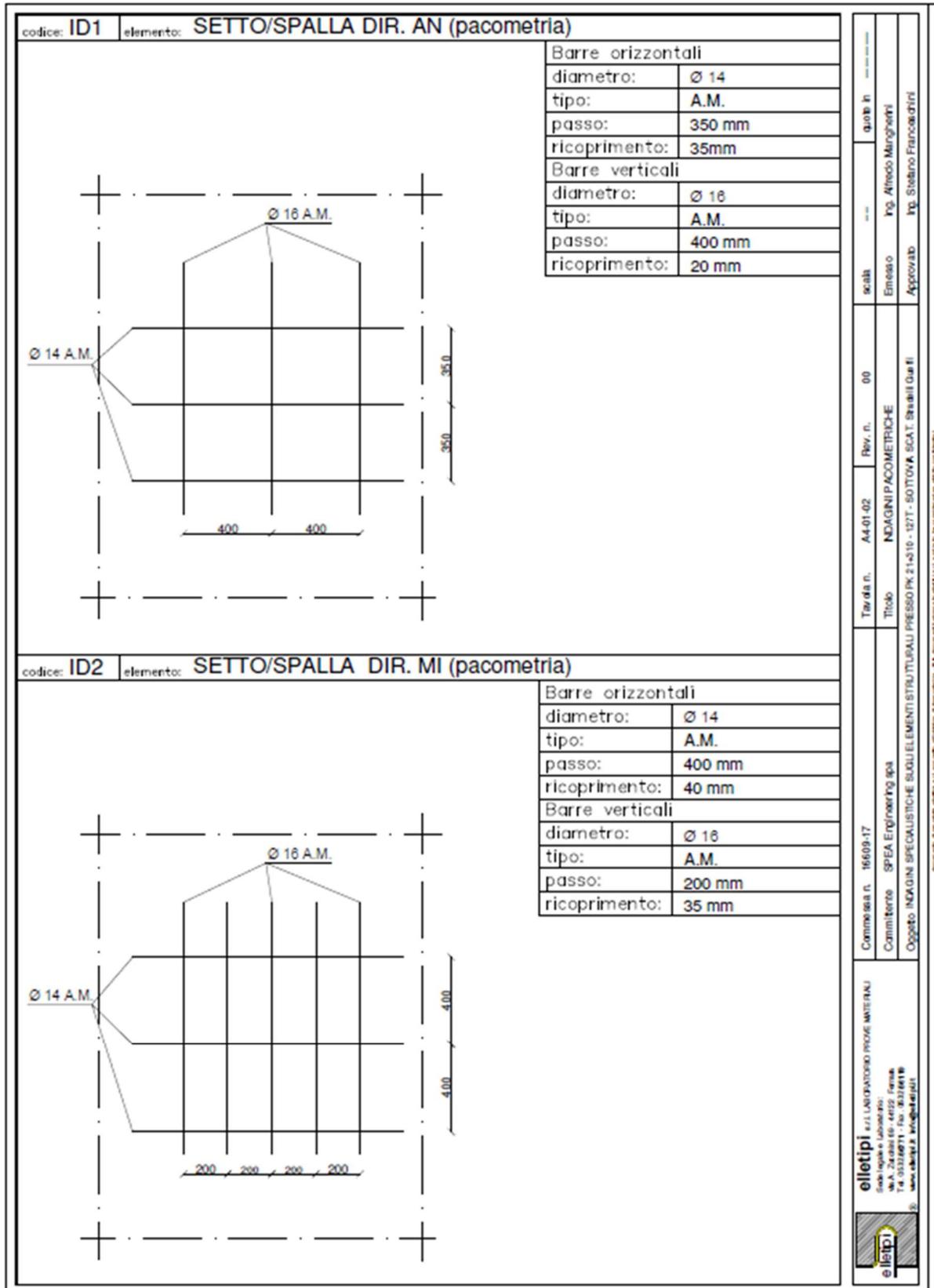


Figura 2-3 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/2



elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 89 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it
 sito: www.elletipi.it



Adesiva con Sistemi di Gestione certificati da Certipro
 Qualità Ambiente Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0090008 del 27/9/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6072 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7611/STC
 Ordinanza Notificata n° 1306/GM.826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk 21+310-127T SOTTOVIA SCAT. Stradelli Guelfi
 COMMESSA: 16809/17

CAMPIONE: CILINDRI IN CALCESTRUZZO
 DATA PRELIEVO: 02/11/2017

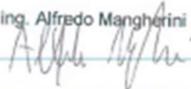
CERTIFICATO n°: 45732/17 Rev 0 del: 15/11/2017
 DATA PROVE: 14/11/2017

PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	f _{ck} [MPa]	R _{c1} [MPa]	penetrazione CO ₂ [mm]
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
SPALLA ANCONA	ID1	94	87	0.93	2468	328.3	47.3	45.8	40
SPALLA MILANO	ID2	94	91	0.97	2351	225.9	32.6	32.1	31

Note:
 Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettificazione
 f_{ck} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ
 R_{c1} = f_{ck} x 2.5 / (1.5+1/λ) resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 624

Emesso:
 ing. Alfredo Mangherini


Approvato:
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza


mod_STRU020 (rev 01 del 23/02/12)
ceri-45732-17-rev00-19609-17-COMPCEL
Sistema Qualità Elletipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 2-5 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo

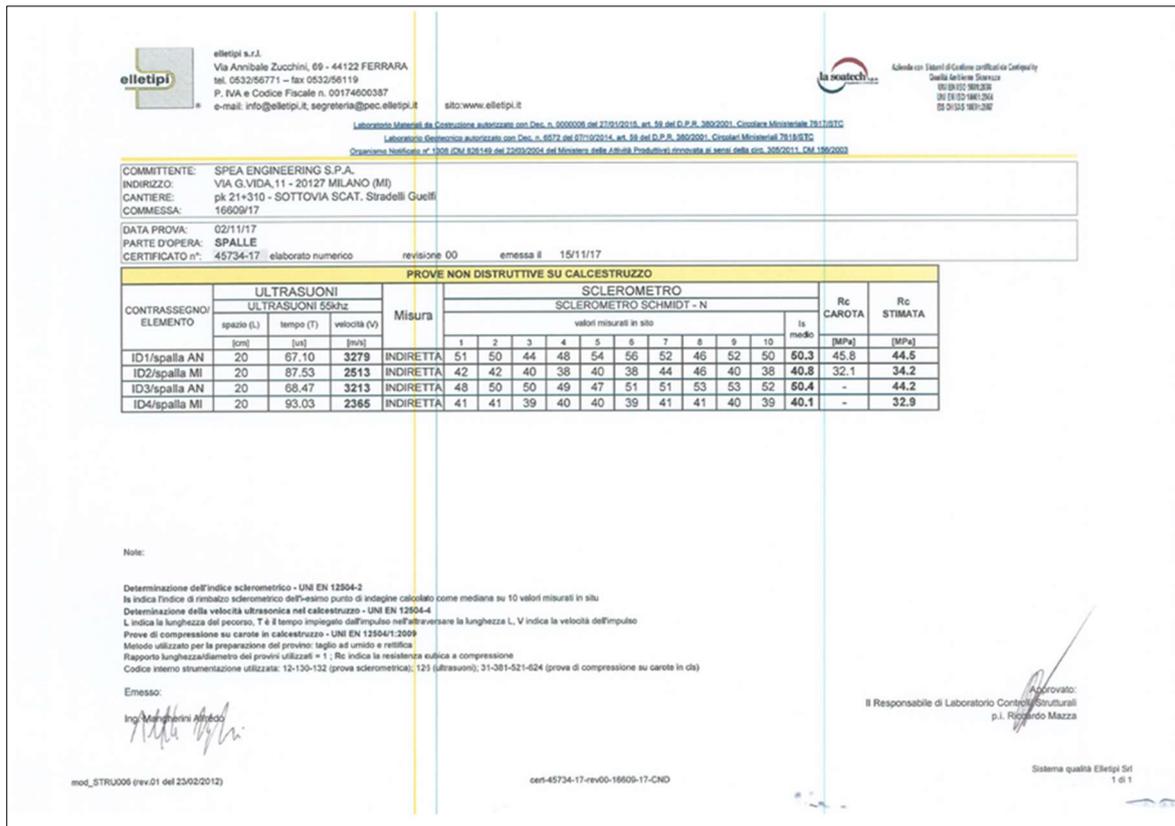


Figura 2-6 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo

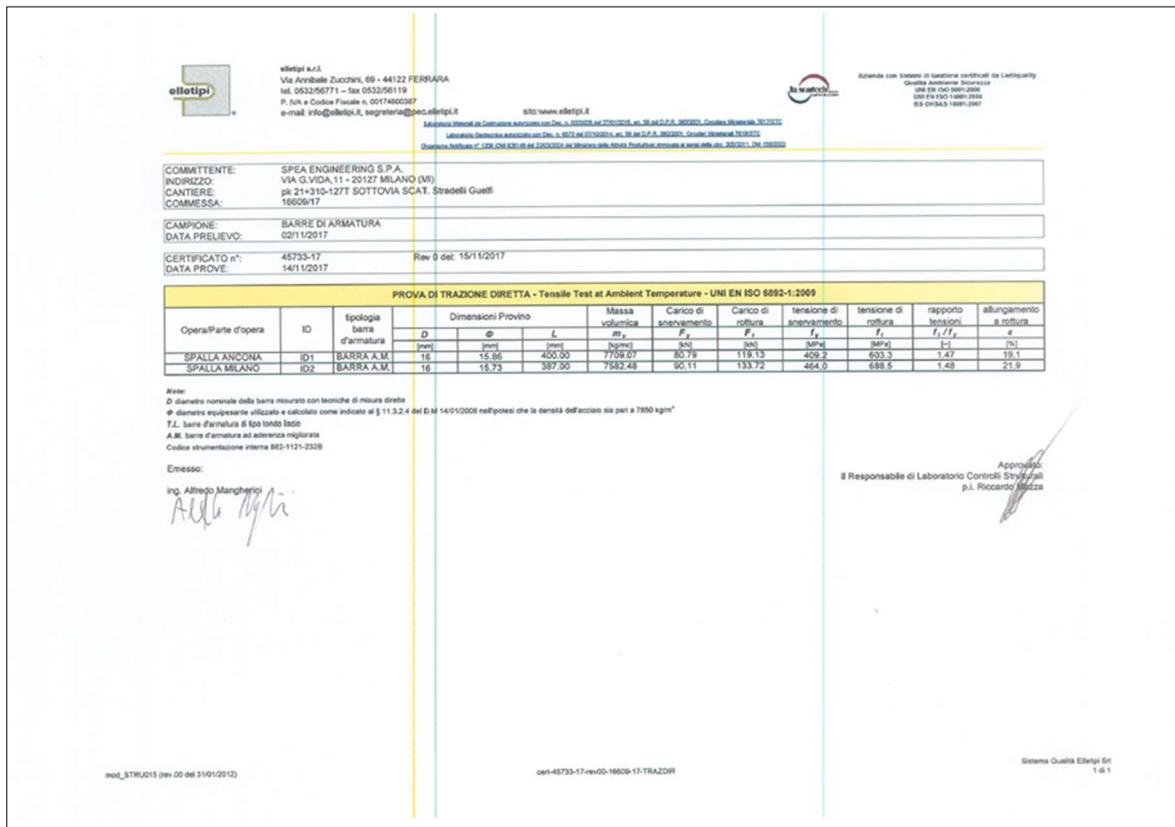


Figura 2-7 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale



elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it sito: www.elletipi.it



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiparity
 Qualità Software Scientifica
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 9001:2008

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6672 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7518/STC
 Osservatorio Notificato n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnoventa ai sensi della circ. 305/2011, DM 196/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk 21+310 - SOTTOVIA SCAT. Stradelli Guelfi
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 02/11/17
 PARTE D'OPERA: BARRE ARMATURA - SPALLA
 CERTIFICATO n°: 45735-17 emessa il 15/11/17

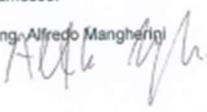
PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO

progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					(MPa)
1	SPALLA AN/ID1	barra	206.0	200.0	665.0
			196.0		
			198.0		
2	SPALLA MI/ID2	barra	184.0	183.0	615.0
			196.0		
			169.0		
3	SPALLA AN/ID3	barra	180.0	186.0	620.0
			202.0		
			176.0		
4	SPALLA MI/ID4	barra	202.0	206.0	685.0
			206.0		
			210.0		

NOTE: Codice strumentazione interna 11124
 NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A956/2002

Emesso:

ing. Alfredo Mangherini



Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali

p.l. Riccardo Mazza



mod_STRU022 (rev 01 del 16/05/13)

cert-45735-17-rev00-16609-17-DUR

Sistema Qualità Elletipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 2-8 – Indagini 2017 su strutture esistenti – Prove non distruttive su acciaio strutturale (durometro)

Campagna di indagine 2020

La società “MTS Engineering srl” ha eseguito una campagna di indagini diagnostiche sugli elementi strutturali del sottovia scatolare in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- N°6 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°6 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°4 prelievo barre di armatura;
- N°4 pacometri;

Tutte le prove di laboratorio sono state eseguite secondo le disposizioni delle Norme Tecniche 2018 con supervisione di personale del laboratorio autorizzato CPM.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento “Opera 27: Sottovia scatolare Stradelli Guelfi 127T – Autostrada A13 (BO) – km 021+310 – Rev.0 – 08/09/2020” redatto dalla citata società “MTS Engineering srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

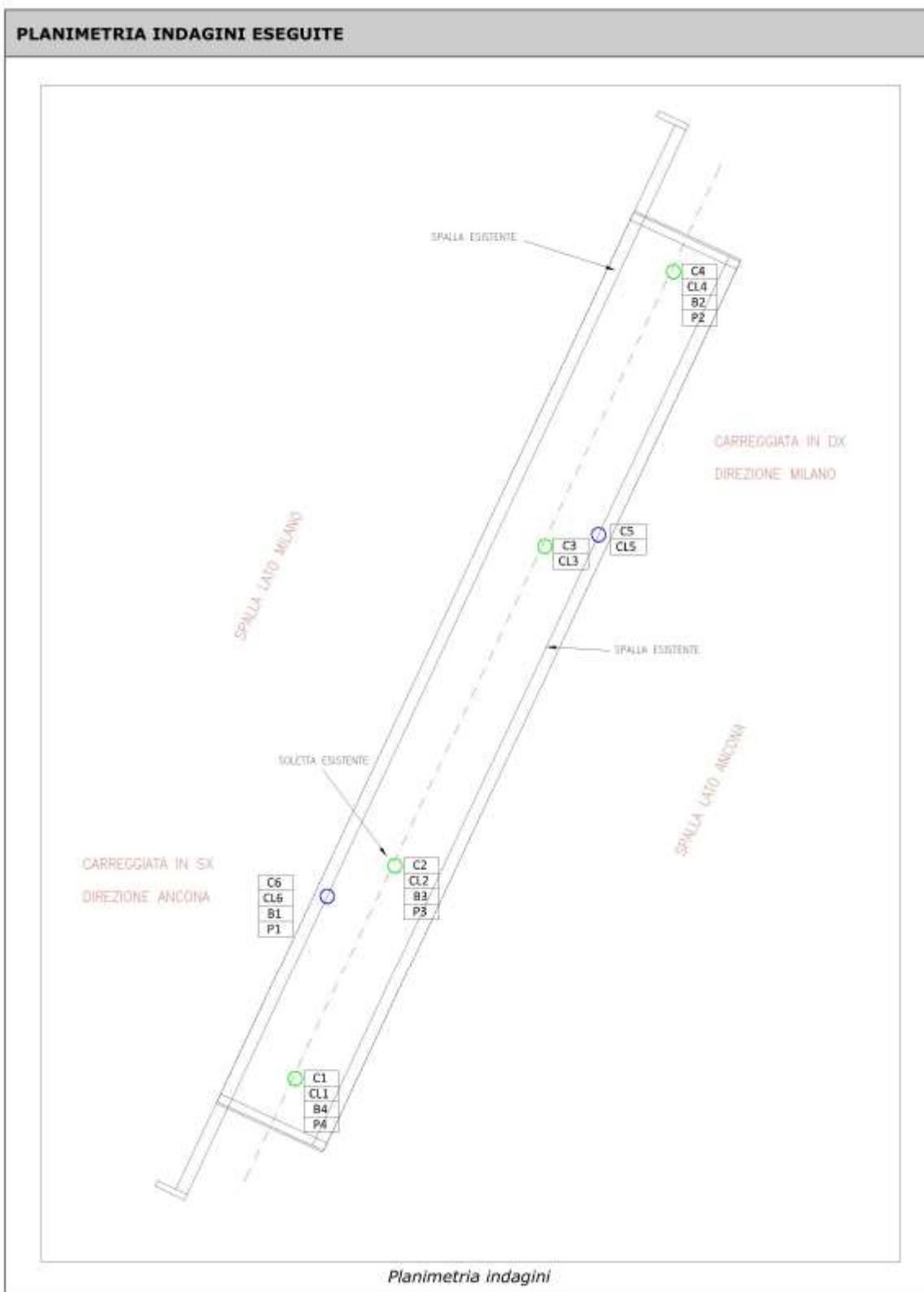


Figura 2-9 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota Kg/m ³	carico di rottura N	carico unitario fc N/mm ²	λ	Ceff. correl. 1,25	Rc corretto N/mm ²
		Ø	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm ²	cm ³	g						
C1	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1487	2.336,12	77.300	17,97	2,00	1,25	22,47
C2*	NON DICHIARATA	74	58,0	4301	249	584	2.341,16	188.080	43,73	RAPPORTO H/D < 1		
C3	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	732	2.269,32	79.370	18,45	1,01	1,01	18,55
C4	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	761	2.359,23	107.880	25,08	1,01	1,01	25,22
C5	NON DICHIARATA	74	76,0	4301	327	775	2.371,02	146.300	34,02	1,03	1,01	34,38
C6*	NON DICHIARATA	74	72,0	4301	310	716	2.312,21	109.800	25,53	RAPPORTO H/D < 1		

N.B.: a) il diametro è la media dei due diametri, misurati ortogonalmente, su ambedue le facce della carota.
 b) l'altezza è la media delle quattro altezze, misurate in punti diversi (diametralmente opposti), dopo il taglio e la spianatura.

* SU RICHIESTA DELLA COMMITTEA I CAMPIONI C2 E C6 SONO STATI TESTATI ANCHE SE IL RAPPORTO H/D < 1.

Figura 2-10 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento N	carico unitario snervam. fy N/mm ²	carico di rottura N	carico unitario rottura ft N/mm ²	Allungamento %
		Ønom	lungh.	peso	area	Øeq.*					
		mm	mm	g	mm ²	mm					
B1*	NON DICHIARATA	20	417	823	251,42	17,89	125.920	500,8	177.540	706,2	15,1
B2*	NON DICHIARATA	16	442	596	171,77	14,79	68.700	399,9	95.330	555,0	13,2
B3*	NON DICHIARATA	20	392	838	272,33	18,62	124.120	455,8	160.230	588,4	14,1
B4*	NON DICHIARATA	20	377	728	245,99	17,70	94.340	383,5	144.240	586,4	14,8

* NB: I CAMPIONI DA B1 A B4 SONO ARRUGGINITI

Figura 2-11 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

2.2.3 Definizione del fattore di confidenza

In considerazione delle prove di caratterizzazione dei materiali effettivamente eseguite e dei loro risultati, in ottemperanza a quanto indicato al cap. C8 “Costruzioni Esistenti” della 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; si definiscono i seguenti livelli di conoscenza e fattori di confidenza (vedere Tabella C8.5.IV della citata Circolare riportata nella figura sottostante):

Impalcato (soletta superiore): Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Sottostrutture: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 2-12 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio (Tab. C8.5.IV della Circolare alle NTC2018)

2.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Si riportano di seguito le considerazioni contenute nel capitolo 6.3.4: “Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali” delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M .

La grandezza statistica, f_k o f_m , per le caratteristiche meccaniche da considerare non è chiarita completamente dalle Norme Tecniche; dal testo delle norme, riportato di seguito per chiarezza espositiva, si evince, senza dubbio, come non sia possibile far riferimento al valore medio ma si debba considerare “l’entità della dispersione”, facendo ad esempio riferimento al valore caratteristico che si ottiene dall’analisi sperimentale con prove distruttive (ad esempio, carote per il calcestruzzo) e non distruttive.

Cap. 8.5.3 delle NTC2018 – Caratterizzazione meccanica dei materiali. *Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove*

effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n.7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

In altro punto della Circolare è riportato quanto segue:

Cap. C8.5.4.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018 –Costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).

Tale affermazione fa ritenere che il riferimento vada fatto al valor medio della resistenza; ciò vale anche per analoga affermazione del punto C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 mentre le Norme Tecniche chiariscono come si debba motivatamente tenere conto dell'entità delle dispersioni.

Si sottolinea inoltre che la normativa italiana considera i fattori FC, che incorporano vari tipi di incertezze comprese quelle sulla disposizione delle armature e sui dettagli costruttivi. Il sistema degli Eurocodici considera invece unicamente i fattori parziali dei materiali che incorporano le incertezze di modello e la variabilità dei materiali in maniera forfettaria. È dunque necessario ottenere una sintesi dei due diversi approcci.

Si ritiene che un'adeguata interpretazione rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici, sia di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, sì da tenere conto della dispersione.

In altri termini si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min \left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Si osservi che nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio f_m come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane. Si consideri anche che tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di confidenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

Per quanto concerne la stima del valore f_k , un'adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell'ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell'incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{array} \right.$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

2.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti

Sulla base de:

- i risultati delle prove effettuate sui materiali,
- le informazioni disponibili,
- i fattori di confidenza adottati e
- la procedura definita nelle linee guida ministeriali e ampiamente descritta al capitolo precedente;

si assumono per i materiali costituenti le strutture esistenti i seguenti valori di progetto.

L'analisi è condotta separatamente per:

- opera di prima realizzazione e primo ampliamento eseguito nel 2004 (qualora presente)
- singolo elemento strutturale.

Sottovia:	127T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C1	22,47	
C2	-	
C3	18,55	
C4	25,22	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
R_c [MPa]	22,08	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	14,72	= $R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	12,22	= $R_c \times 0,83$
n° prove	3	
μ^*	3,09	
σ^*	0,16	
$\mu_{0,16}$	3,00	
$x_{0,05}$	15,53	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	15,53	= R_c / FC
$f_{c(d)}$ [MPa]	12,89	= $R_c \times 0,83$
f_d [MPa]	12,22	

Sottovia:	127T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	acciaio	
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B2		399,9
B3		455,8
B4		383,5
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_{yk} [MPa]	413,07	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	359,19	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,02	
σ^*	0,09	
$\mu_{0,16}$	5,97	
$x_{0,05}$	337,34	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	337,34	= f_y / FC
f_d [MPa]	337,34	

Sottovia:	127T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	piedritti e fondazione	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C5	34,38	
C6	-	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
1	45,8	
2	32,10	
R_c [MPa]	37,43	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	24,95	= $R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	20,71	= $R_c \times 0,83$
n° prove	3	
μ^*	3,61	
σ^*	0,19	
$\mu_{0,16}$	3,50	
$x_{0,05}$	24,34	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	24,34	= R_c / FC
$f_{c(d)}$ [MPa]	20,20	= $R_c \times 0,83$
f_d [MPa]	20,20	

Sottovia:	127T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	piedritti e fondazione	
Materiale:	acciaio	
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B1		500,8
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
1		409,2
2		464,0
f_{yk} [MPa]	458,00	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	398,26	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,12	
σ^*	0,10	
$\mu_{0,16}$	6,06	
$x_{0,05}$	364,04	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	364,04	= f_y / FC
f_d [MPa]	364,04	

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 indagini	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S18	1984	21+325	51.90	25.00	-
PB28	2016	21+050	54.50	20.00	TA(17)
PB29	2016	21+380	53.00	35.00	TA(32)
PZ-PB13	2016	21+480	52.50	10.00	-

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	α_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
52.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 15.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VI
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V

Figura 3-2 – Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E'_v (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)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

Figura 3-4 – 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	---	---	---	---	---	---
γ_t	=peso di volume del terreno			CR	=angolo di resistenza al taglio					
c'	=coesione efficace			RR	=modulo di elasticità					
ϕ'	=angolo di resistenza al taglio			C_v	=coeff. di consolidazione verticale					
E'	=modulo di elasticità			C_u	=coesione non drenata					
σ'_{pre}	=tensione di preconsolid			E_u	= mod di elasticità in condiz non drenate					

Figura 3-5 – Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e sabbia (B)

Il piano di posa del sottovia scatolare e delle opere annesse è collocato a quota +49.60m s.l.m.m. circa. Le verifiche geotecniche sono condotte considerando, come terreno di fondazione, i parametri geotecnici dello strato B.

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: $\phi' = 35^\circ$

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:

$$k = E / B = 50000 \text{ kN/m}^2 / 5.70 \text{ m} = 8771.9 \text{ kN/m}^3$$

Le molle, applicate ai nodi interni della soletta inferiore, hanno una rigidezza che è funzione dell'area di influenza di ciascun nodo, generalmente 0.425m x 1.00m. Si ottiene:

- $k_v = 8771.9 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.425\text{m} \cdot 1.00\text{m} = 3728 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 1864 \text{ kN/m}$.

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

- $k_v = 3728 \text{ kN/m} / 2 = 1864 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 932 \text{ kN/m}$.

Le solette di fondazione-copertura e i piedritti sono modellati con elementi beam 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	C32/40	Rectangular	0.5	1	0.5	0.0104
Piedritto sx	C32/40	Rectangular	0.6	1	0.6	0.0180
Piedritto dx	C32/40	Rectangular	0.6	1	0.6	0.0180
Soletta fondazione	C28/35	Rectangular	0.6	1	0.6	0.0180

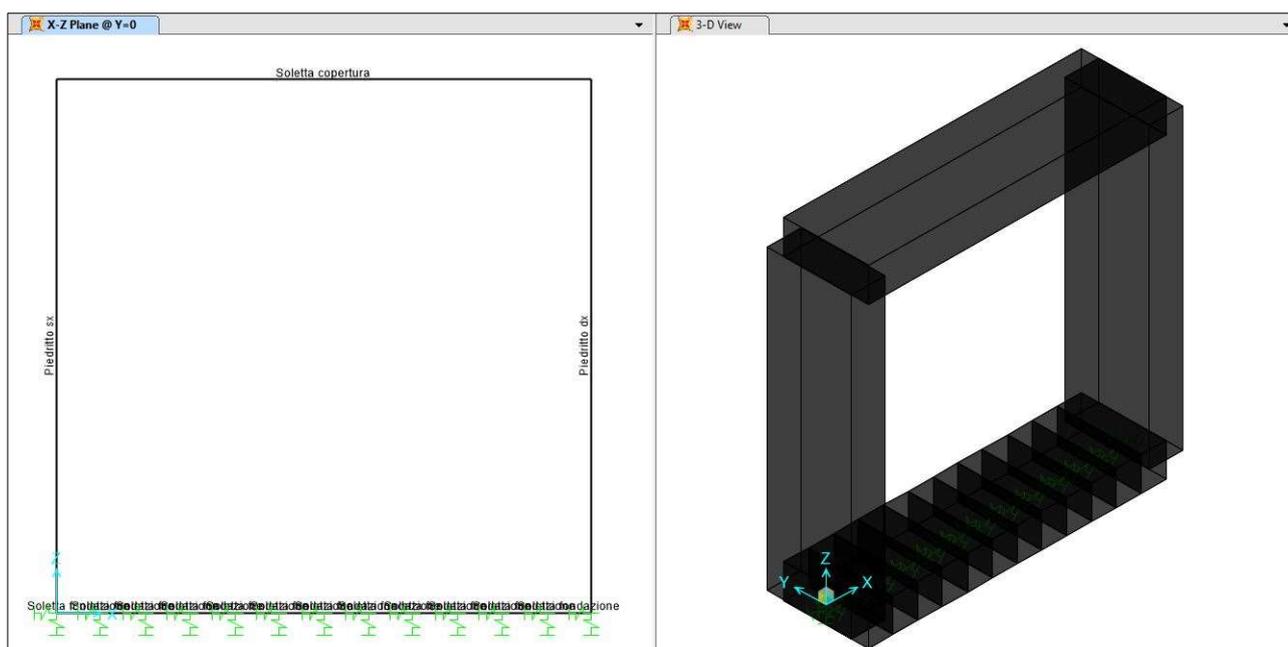


Figura 4-1 – Modello di calcolo ad elementi finiti

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 (si è considerato il minimo tra i ricoprimenti medi calcolati sui due ampliamenti):

- il peso del pacchetto di pavimentazione: $p_{pav} = \gamma_{pav} \times h_{pav} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.15 \text{ m} = 3.00 \text{ kN/m}^2$
- il peso del terreno di ricoprimento: $p_t = \gamma_t \times h_t = 20 \text{ kN/m}^3 \times 1.3 \text{ m} = 26.00 \text{ kN/m}^2$

Risulta:

$$p = p_{pav} + p_t = 29.00 \text{ kN/m}^2$$

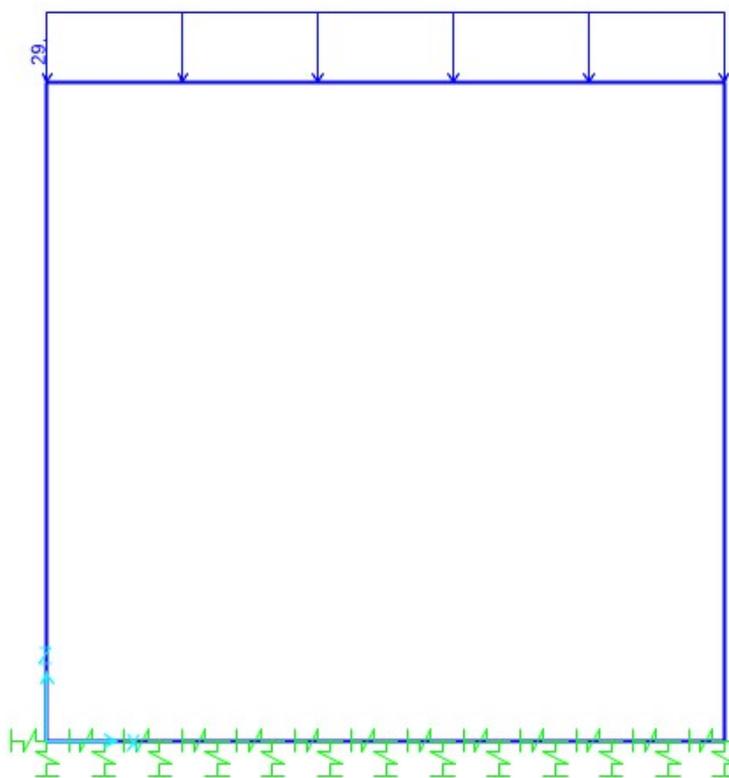


Figura 4-2 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

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.
1.70	34.00	14.50	in corrispondenza della copertura
6.70	134.00	57.14	in corrispondenza della fondazione
F1conc [kN/m]	3.36	Forza concentrata in corrispondenza della copertura	
F2conc [kN/m]	17.53	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione	

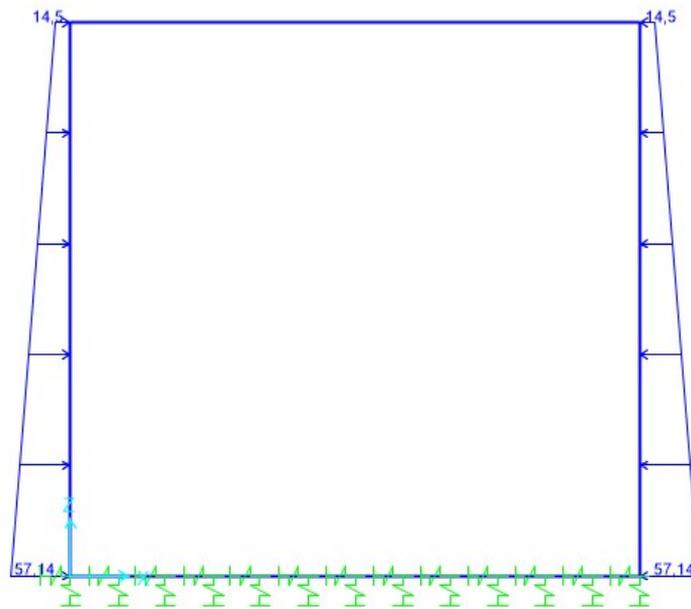


Figura 4-3 – Spinta delle terre sui piedritti

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.

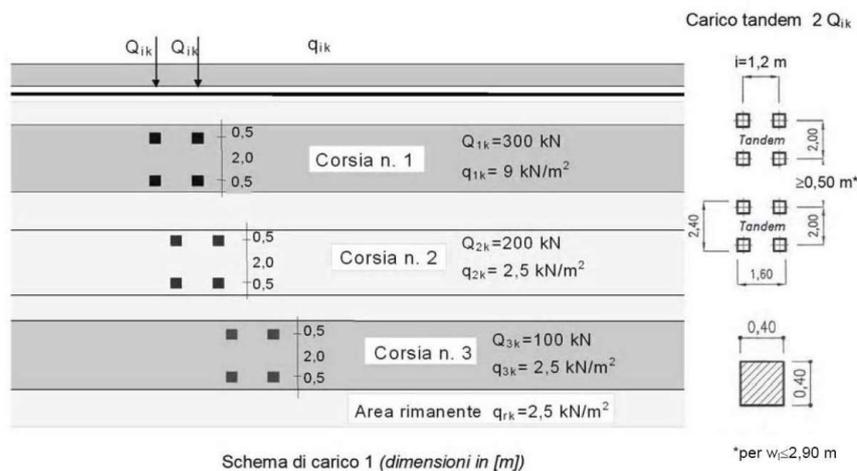


Figura 4-4 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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: $h_1 = 0.15 + 1.30 = 1.45\text{m}$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 0.50\text{m}$

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

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

Larghezza diffusione singola impronta:

$B_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 2.574\text{m}$

Lunghezza diffusione:

$L_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 2.574\text{m}$

Considerato che:

$B_{diff} / 2 = 1.287\text{m} > B_{sc1} / 2 = 0.60\text{m}$ (con B_{sc1} distanza tra le impronte di carico in direzione X trasversale allo scatolare)

$L_{diff} / 2 = 1.287\text{m} > L_{sc1} / 2 = 1.00\text{m}$ (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 in entrambe le direzioni X e Y.

$B_{diff}^* = B_{diff} + B_{sc1} = 3.774\text{m}$

$L_{diff}^* = L_{diff} + L_{sc1} = 4.574\text{m}$

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

$q_{TS} = Q_{ik} \times (B_{diff}^* \times L_{diff}^*) = 600\text{kN} / (3.796\text{m} \times 4.596\text{m}) = 34.75\text{kN/m}^2$

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

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

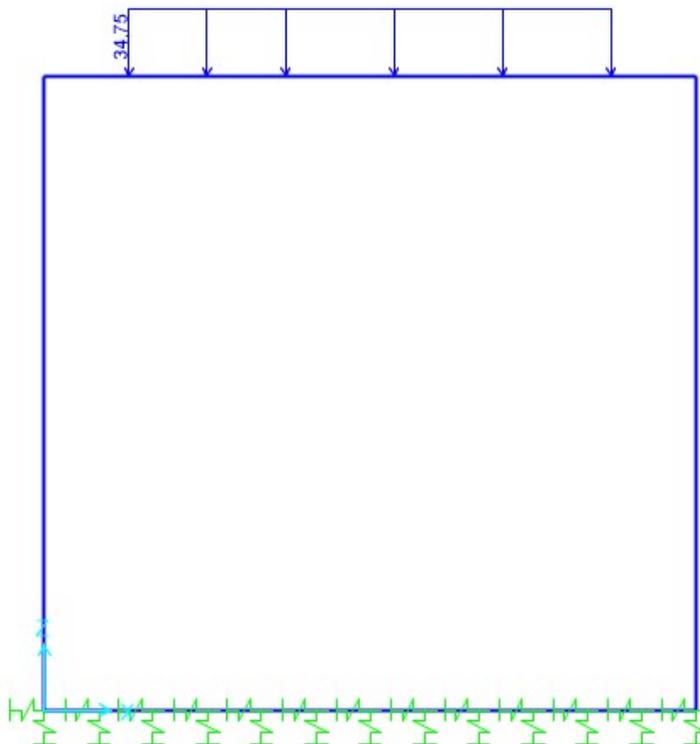


Figura 4-6 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del momento in campata della soletta

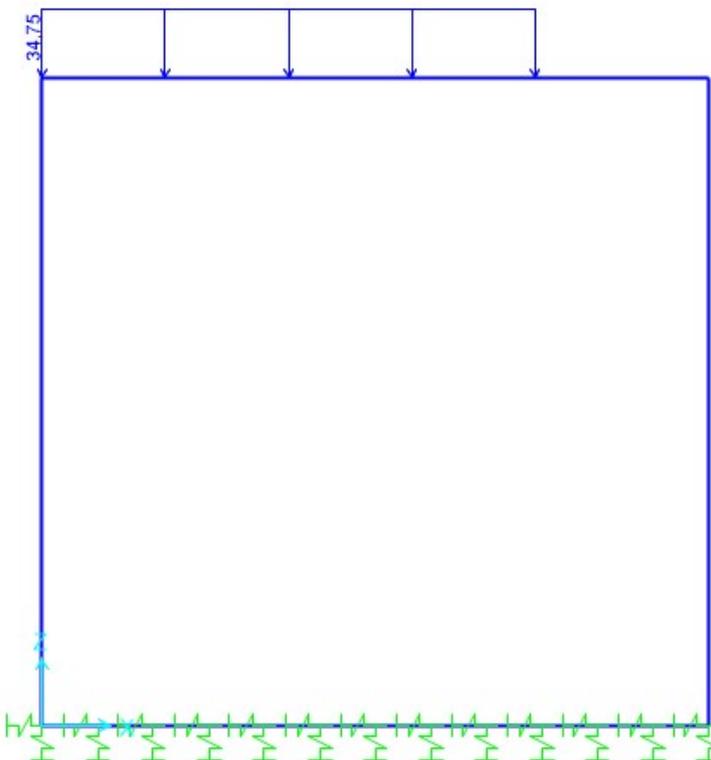


Figura 4-7 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del taglio in appoggio della soletta

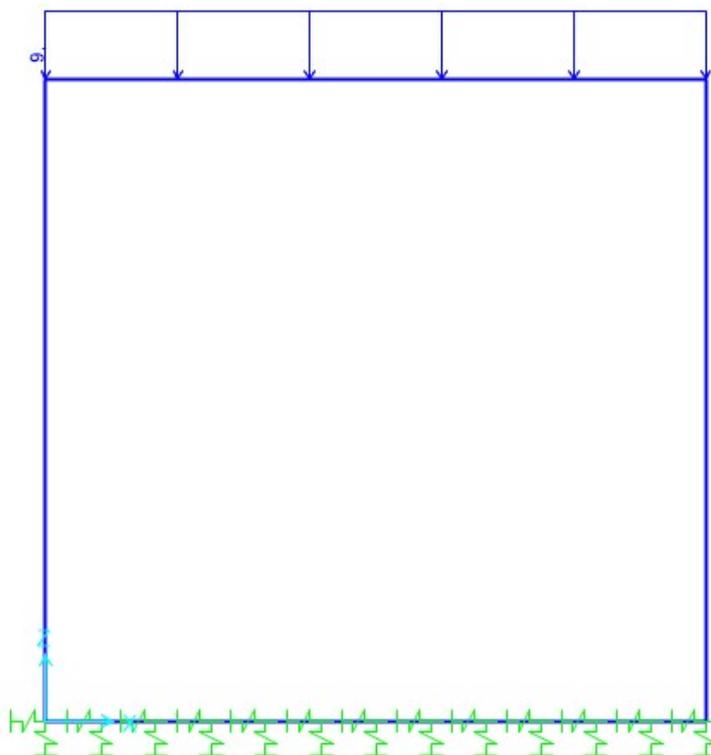


Figura 4-8 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL)

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: $L = 5.1 \text{ m}$

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

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 9.48\text{m}$

$$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 7.73 \text{ kN/m/m}$$

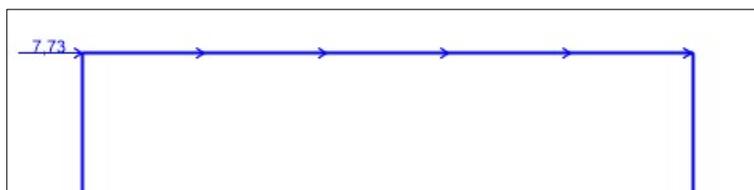


Figura 4-9 – Frenatura

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]	0	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]	90.91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ_0 [kN/mq]	38.77	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
a_1 [m]	3.18	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b_1 [m]	4.96	
p_1 [kN/mq]	38.00	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ_1 [kN/mq]	16.20	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a_2 [m]	6.07	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b_2 [m]	10.74	
p_2 [kN/mq]	9.21	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ_2 [kN/mq]	3.93	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
a_{F1} [m]	3.11	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
b_{F1} [m]	4.82	
F1conc [kN/m]	4.27	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
a_{F2} [m]	6.15	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
b_{F2} [m]	10.91	
F2conc [kN/m]	1.14	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 4-10 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

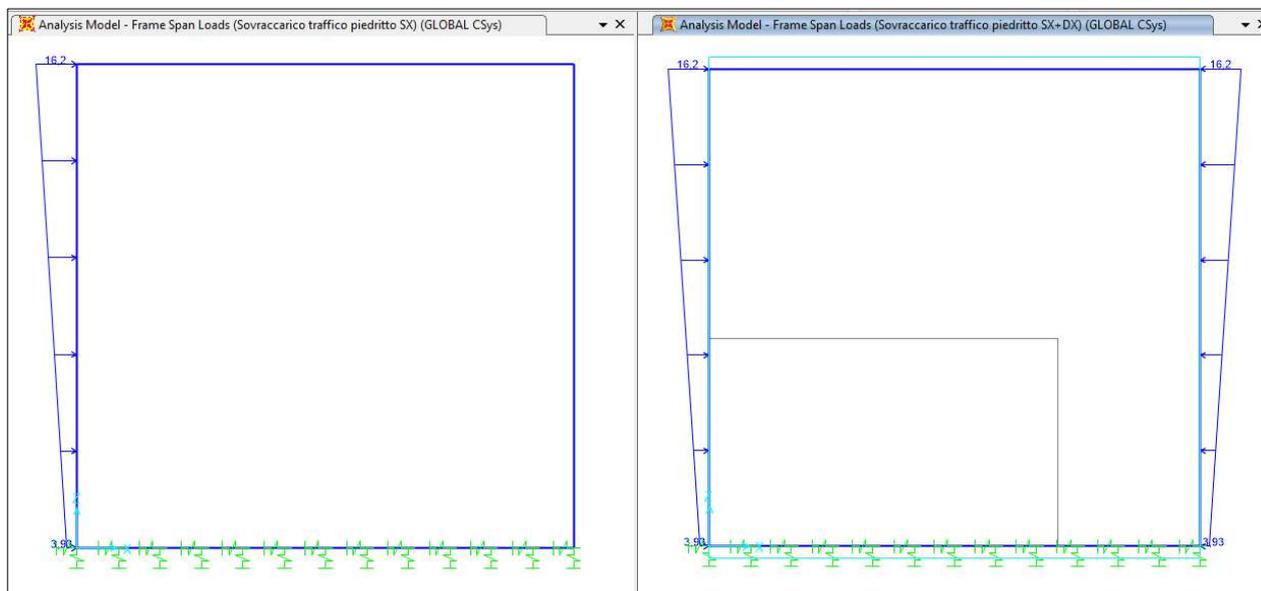


Figura 4-11 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto e su entrambi

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:

$$\Delta_P = 0.216 \times 1.62 \times 20\text{kN/m}^3 \times 5.55\text{m} = 38.84\text{kN/m/m}$$

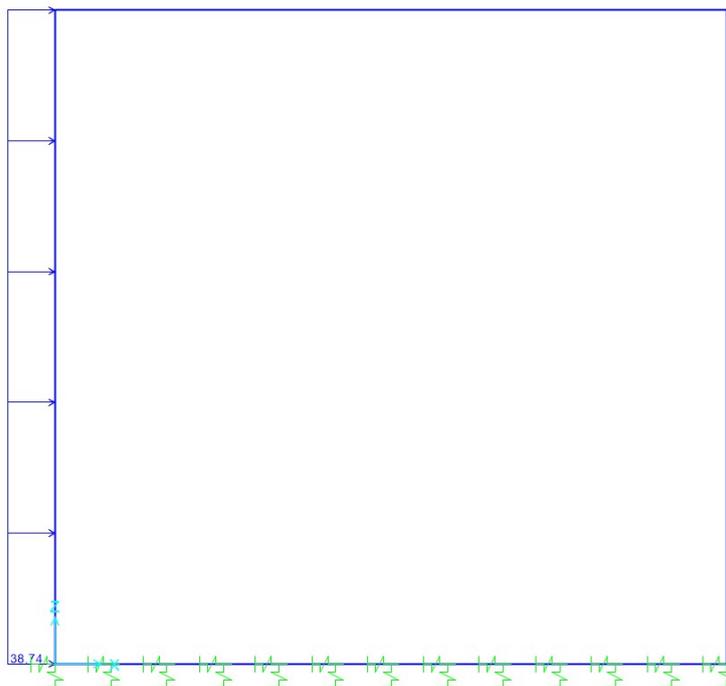


Figura 4-12 – Sovraspinta sismica (Wood) in direzione +X

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:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g = 1.62 \times 1.00 \times 0.216g = 0.349g$$

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 4-13 – 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 4-14 – 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 4-15 – 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 4-16 – 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 4-17 – 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.

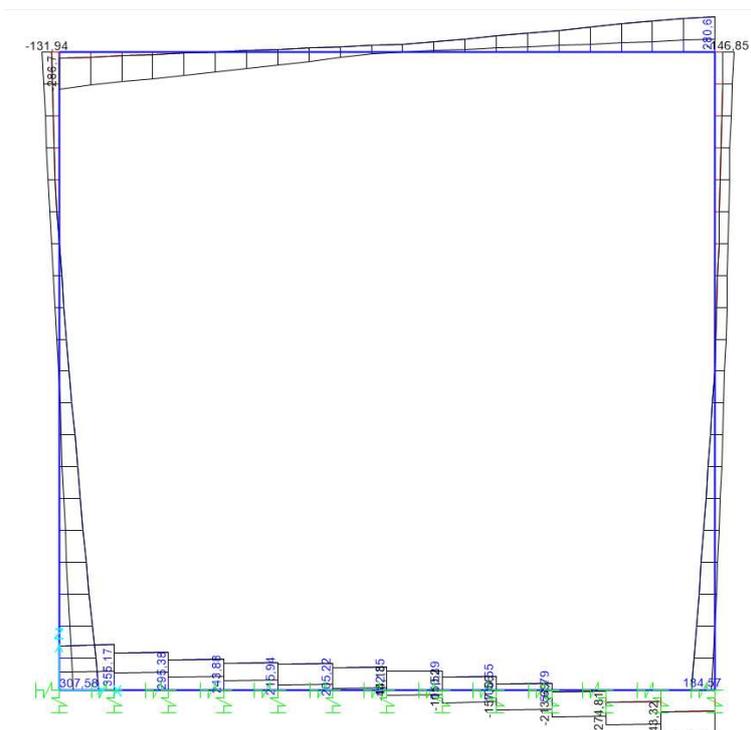


Figura 4-19 – Diagramma delle sollecitazioni di taglio per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

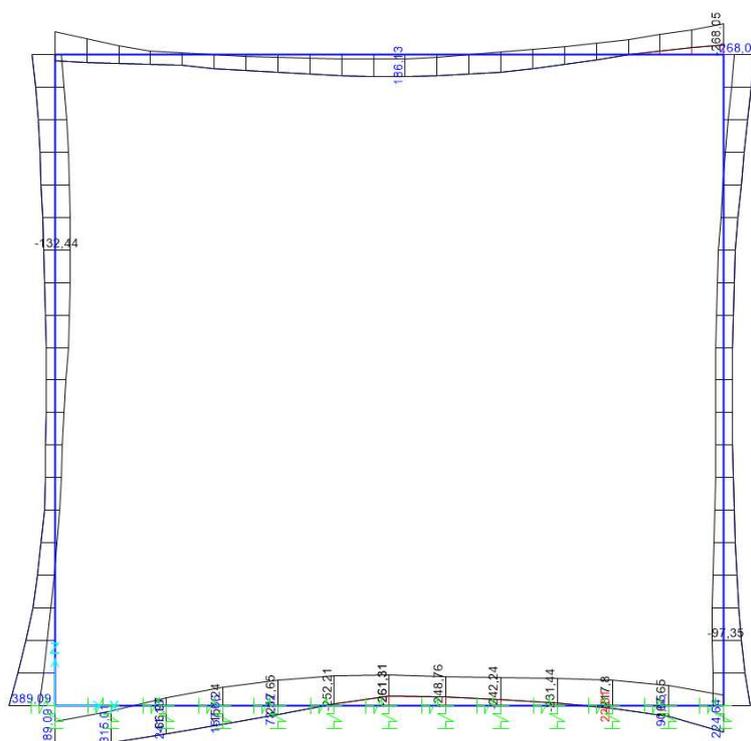


Figura 4-20 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV-SLU/SLV (valori in kNm/m)

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	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
	$\gamma_c =$	$\alpha_{cc} =$	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
	$\gamma_s =$	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza		5	20	1571	61
c =	35	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571	439
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142	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	65.00	-204.70	260.15	-276.00		1.35
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]	
ENV-SLU	incastro paramento	207.44	273.23	1235.19	273.23		1.05
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 paramento	66.37	-141.07	5.30	205.30		
ENV-QP	incastro paramento	66.37	-62.11	2.36	79.16		
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			
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-FREQ	incastro paramento	66.37	-97.44	3.68	135.50		
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	66.37	-62.11	2.36	79.16		

Soletta superiore - mezzeria						
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	$e'_{se} =$	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 =	500	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore						439
					Σ	3142 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	mezzeria	65.00	186.13	0.00	275.40	1.48
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]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-	-
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	mezzeria	66.37	131.63	4.96	190.30	
ENV-QP	mezzeria	66.37	70.64	2.68	92.81	
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		
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
FREQ	mezzeria	66.37	107.09	4.05	151.00	
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	mezzeria	66.37	70.64	2.68	92.81	

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
γ _c =	1.5	α _{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
γ _s =	1.15	ε _{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 =	600	mm altezza		5	20	1571	66
c =	40	mm coprifer.				-	
N _{Ed} positivo di compressione				5	20	1571	534
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore						Σ 3142	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Rd} M _{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	128.74	337.41	352.54	349.90	1.04	
Taglio							
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa		
n _b =	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 _{Rd} V _{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	225.79	664.71	1314.68	664.71	1.89	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		σ _{c,max} =	16.80	N/mm ²			
		σ _{s,max} =	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		σ _{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	128.58	178.74	4.97	193.90		
ENV-QP	incastro paramento	133.61	86.54	2.41	73.12		
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			
		σ _s =	240	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
FREQ	incastro paramento	130.09	130.00	3.62	130.20		
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0.3	mm			
		σ _s =	222	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
ENV-QP	incastro paramento	133.61	86.54	2.41	73.12		

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	$e'_{se} =$	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 =	600	mm altezza		5	20	1571
c =	40	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 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	128.66	-261.31	182.35	-349.90	1.34
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]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	mezzeria	225.79	-	-	225.79	1.24
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	128.51	-184.26	5.12	201.10	
ENV-QP	mezzeria	133.53	-120.54	3.36	116.90	
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	ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.4	mm		
		$\sigma_s =$	240	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	mezzeria	130.01	-157.18	4,37	165,4	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	133.53	-120.54	3.36	116.90	

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 =	600	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 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	incastro sol. inf.	118.65	302.42	277.41	353.20	1.17
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	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	incastro sol. inf.	235.06	670.93	1516.56	670.93	2.42
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.	147.59	198.63	5.41	211.50	
ENV-QP	incastro sol. inf.	173.60	107.01	2.93	86.99	
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		
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro sol. inf.	159.66	150.10	4.11	145.70	
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 sol. inf.	173.60	107.01	2.93	86.99	

Piedritto - mezzeria						
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	$e'_{se} =$	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 =	600	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	mezzeria	70.00	-132.37	0.00	-341.30	2.58
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]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-	-
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	mezzeria	221.23	-34.72	0.88	1.98	
ENV-QP	mezzeria	149.50	-15.78	0.46	-	
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		
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	mezzeria	200.07	19.84	0.60	-	
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	mezzeria	149.50	-15.78	0.46	-	

4.5.4 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.

Si fa presente che alla media ottenuta dalle reazioni sulle molle, è stata aggiunto un contributo pari a:

$$1.35 \cdot (300 \text{ kN} / 5.7\text{m} + 9 \text{ kN} / \text{m}) = 83.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

dovuto al traffico sulla soletta inferiore.

Reazioni di calcolo massime [kN]	Area di influenza [mq]	Pressioni sul terreno
41.65	0.21	196.0
58.42	0.21	274.9
80.40	0.43	189.2
77.52	0.43	182.4
74.72	0.43	175.8
72.20	0.43	169.9
69.86	0.43	164.4
67.83	0.43	159.6
71.58	0.43	168.4
77.31	0.43	181.9
85.04	0.43	200.1
92.84	0.43	218.5
103.73	0.43	244.1
	media	277.4

Figura 4-21 – 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]	5.60
Profondità della falda	a [m]	0.00
	L [m]	100.00
	B [m]	5.70
	e _L [m]	0.00
	e _B [m]	0.00
	L' [m]	100.00
	B' [m]	5.70
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]	10.19
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	38
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³]	20
Peso sommerso del terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³]	10.19
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, Mi}$ [°]	38
	$\phi'_{, Mi}$ [rad]	0.66
Coesione efficace fattorizzata	c'_{, Mi} [kN/m ²]	0
Fattori di capacità portante		
	N _y	78.02
	N _c	61.35
	N _q	48.93
Fattori di forma		
(per forma rettangolare)	s _y	0.98
	s _c	1.05
	s _q	1.04
Fattori di profondità		
(per $\phi' > 0$)	d _y	1.00
	d _c	1.23
	d _q	1.23
Fattori di inclinazione del carico		
(per c' > 0 e $\phi' > 0$)	m _B	1.95
	m _t	1.05
	θ [°]	90
	m	1.95
	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]	9237
Set di coefficienti parziali		R3
	γ_R	2.30
q = q _{lim} / γ_R	q [kN/m ²]	4016
pressione media da modello FEM	qEd [kN/m ²]	277
	FS	14.48
		(>1)

4.5.5 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: $u_{lim} = L_{netta}/500 = 4500/500 = 9.00 \text{ mm}$

Condizione di carico: Traffico TS – M_{MAX}

Deformata relativa: $\Delta u = 0.38 \text{ mm} < u_{lim}$ 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: $\Delta u = 0.41 \text{ mm} < u_{lim}$ la verifica risulta soddisfatta

5. CORDOLI

5.1 CORDOLO PORTA SICURVIA – LATO SUD

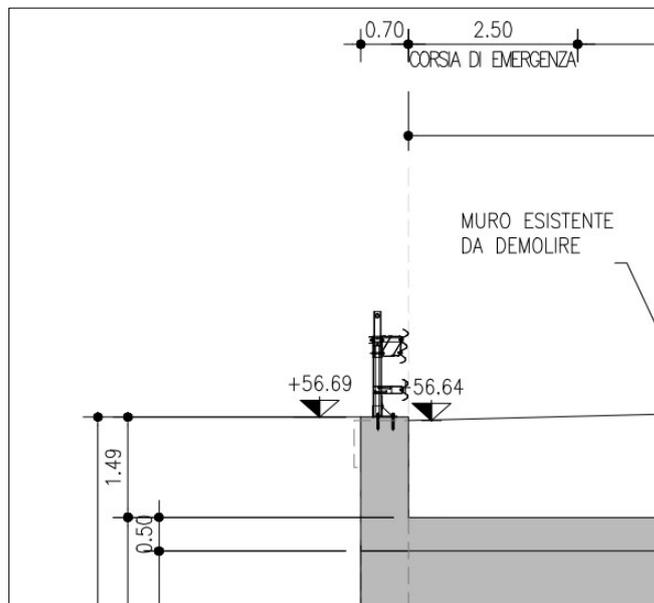


Figura 5-1 – Cordolo porta sicurvia

5.1.1 Caratteristiche geometriche

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
B	0.70	[m]	larghezza cordolo
Sp soletta copert.	0.50	[m]	spessore soletta di copertura
H - SEZ. A-A	0.20	[m]	altezza di verifica (Sezione A-A)
H - SEZ. B-B	1.50	[m]	altezza di verifica (Sezione B-B)
H - SEZ. C-C	1.75	[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]	larghezza piastra ancoraggio sicurvia
P _s	1.20	[kN]	peso proprio sicurvia

5.1.2 Analisi dei carichi

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO			
Terreno spingente			
Parametro	M1		
γ	20	[kN/m ³]	peso specifico
ϕ'	35.00	[°]	angolo d'attrito interno
ϕ'	0.61	[rad]	
k_0	0.426	[-]	coefficiente di spinta a riposo

(C1): Pesì propri - strutturali e non (peso proprio del cordolo + sicurezza)								
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
N _{Ed}	4.70	[kN/m]	N _{Ed}	27.45	[kN/m]	V _{Ed}	36.20	[kN/m]
(C2): Spinta delle terre								
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
V _{Ed}	0.34	[kN/m]	V _{Ed}	19.19	[kN/m]	N _{Ed}	19.19	[kN/m]
M _{Ed}	0.02	[kNm/m]	M _{Ed}	9.59	[kNm/m]	M _{Ed}	14.39	[kNm/m]
(C3): Sovraccarico accidentale								
2*Q _{ik} [kN]	600		Carico tandem					
qu _{0L} [kN/mq]	0		Carico sulla copertura dovuto a UDL					
a ₀ [m]	2.20		Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (v. Par. C5.1.3.3.5.1 - Circolare 21/01/2019)					
b ₀ [m]	3.00							
α [°]	30		Angolo di diffusione delle pressioni nel terreno					
α [rad]	0.524							
p ₀ [kN/mq]	90.91		Pressione verticale in corrispondenza del P.C.					
σ ₀ [kN/mq]	38.77		Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.					
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
a ₁	2.32	[m]	a ₂	3.07	[m]	N _{Ed}	42.30	[kN/m]
b ₁	3.23	[m]	b ₂	4.73	[m]	M _{Ed}	46.26	[kNm/m]
p ₁	80.20	[kN/mq]	p ₂	41.35	[kN/mq]			
σ ₁	34.20	[kNm/mq]	σ ₂	17.63	[kNm/mq]			
V _{Ed}	7.30	[kN/m]	V _{Ed}	42.30	[kN/m]			
M _{Ed}	0.74	[kNm/m]	M _{Ed}	35.69	[kNm/m]			
(CS1) Inerzie strutturali e non								
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
V _{Ed}	1.64	[kN/m]	V _{Ed}	9.58	[kN/m]	N _{Ed}	12.63	[kN/m]
M _{Ed}	0.54	[kNm/m]	M _{Ed}	7.83	[kNm/m]	M _{Ed}	13.28	[kNm/m]
(CS2) Spinta delle terre in condizioni sismiche - Metodo di Wood								
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
V _{Ed}	0.28	[kN/m]	V _{Ed}	15.70	[kN/m]	N _{Ed}	-15.70	[kN/m]
M _{Ed}	0.03	[kNm/m]	M _{Ed}	11.78	[kNm/m]	M _{Ed}	15.70	[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.

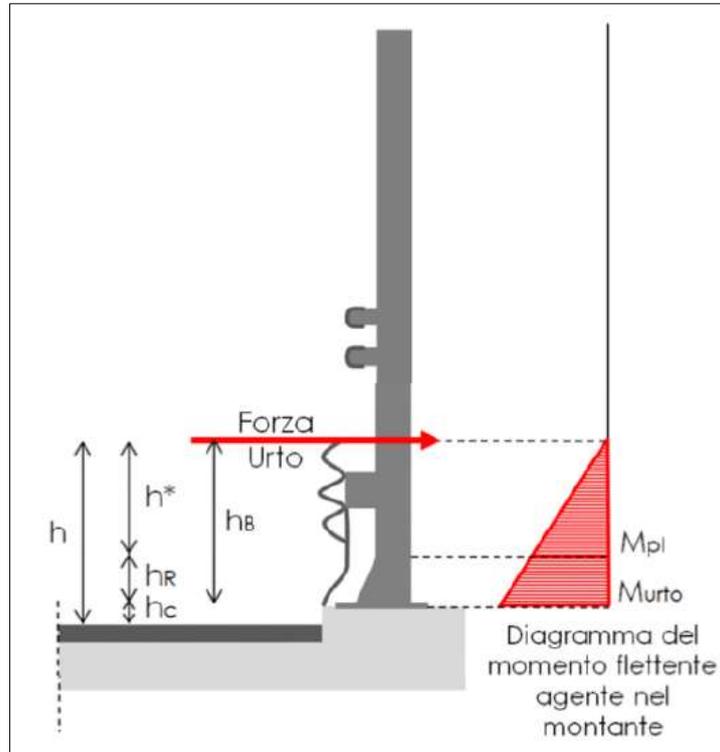


Figura 5-2 – Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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 - valutata secondo LG03/2020								
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B - si considera azione su n.3 montanti			SEZIONE C-C		
F_k	82.28	[kN]	F_k	246.84	[kN]	F_k	246.84	[kN]
M_k	78.17	[kNm]	M_k	234.51	[kNm]	M_k	234.51	[kNm]
$h_{NTC2018}$	1.00	[m]	$h_{NTC2018}$	1.00	[m]	h	1.00	[m]
L_{diff}	0.55	[m]	L_{diff}	4.85	[m]	L_{diff}	5.10	[m]
V_{Ed}	149.60	[kN/m]	V_{Ed}	50.89	[kN/m]	N_{Ed}	48.40	[kN/m]
M_{Ed}	321.65	[kNm/m]	M_{Ed}	175.59	[kNm/m]	M_{Ed}	179.08	[kNm/m]
- si considera azione su singolo montante			- si considera azione su n.3 montanti			- si considera azione su n.3 montanti		
- si considera diffusione a 45° su ambo i lati			- si considera diffusione a 45° asimmetrica (su un solo lato)			- si considera diffusione a 45° asimmetrica (su un solo lato)		

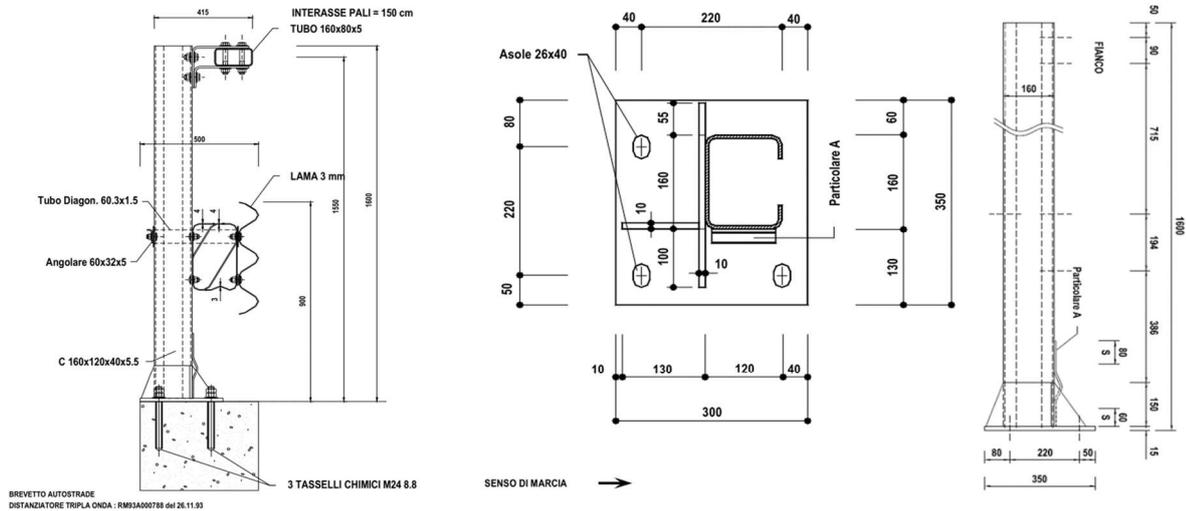
LG03/2020

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

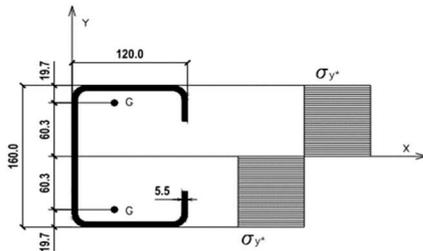
NTC 2018 § 5.1.3.10

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:

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

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

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

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

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

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

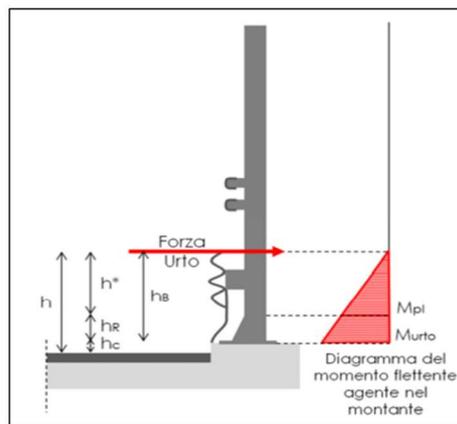
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

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

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

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

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



L'azione sollecitante di progetto è valutata pari dal valore del momento plastico incrementato di un coefficiente di sovraresistenza 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

Carico	SLU	SISMA	ECC	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	0.20	0.20	1.00	0.20	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
CS2	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEZIONE A-A						
Comb.	SLU	SISMA	ECC	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7
M _{Ed} [kNm/m]	1.15	0.74	321.82	0.77	0.17	0.17
V _{Ed} [kN/m]	11.39	3.72	151.40	7.64	1.80	1.80

SEZIONE B-B						
Comb.	SLU	SISMA	ECC	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	27.45	27.45	27.45	27.45	27.45	27.45
M _{Ed} [kNm/m]	66.00	36.34	192.32	45.28	16.73	16.73
V _{Ed} [kN/m]	88.40	52.93	78.54	61.49	27.65	27.65

SEZIONE C-C						
Comb.	SLU	SISMA	ECC	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	88.40	24.58	-76.05	61.49	27.65	27.65
M _{Ed} [kNm/m]	88.10	52.63	202.73	60.65	23.64	23.64
V _{Ed} [kN/m]	36.20	36.20	36.20	36.20	36.20	36.20

5.1.5 Verifiche

Cordolo - Sezione A-A						
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	$\epsilon'_{se} =$	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 =	700	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 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]	
ENV-SLU	Sezione A-A	4.70	321.82	151.40	395.50	1.23
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	Sezione A-A	262.38	-	-	262.38	1.73
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 A-A	4.70	0.77	0.01	0.02	
ENV-QP	Sezione A-A	4.70	0.17	0.01	-	
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]	
ENV-FREQ	Sezione A-A	4.70	0.17	0.01	-	
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	Sezione A-A	4.70	0.17	0.01	-	

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	$\epsilon'_{se} =$	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 =	700	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	Sezione B-B	27.45	192.32	78.54	402.10	2.09
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]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	Sezione B-B	262.38	-	-	262.38	3.34
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	27.45	45.28	0.91	40.56	
ENV-QP	Sezione B-B	27.45	16.73	0.34	10.30	
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	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	Sezione B-B	15.20	3.63	0.74	31.03	
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	Sezione B-B	27.45	16.73	0.34	10.30	

Soletta di copertura (Connessione con cordolo) - Sezione C-C							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
	$\gamma_c =$	$\alpha_{cc} =$	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
	$\gamma_s =$	$\epsilon'_{se} =$	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 =	400	mm altezza			5	12	565
c =	35	mm coprifer.			5	18	1272
N_{Ed} positivo di compressione					5	12	565
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione					5	18	1272
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3676	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	M_{Rd}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	M_{Ed}
ENV-SLU	Sezione C-C	-76.05	202.73	36.20	331.20		1.63
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	200	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Ed}	V_{Rd}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	V_{Ed}
ENV-SLU	Sezione C-C	163.40	-	-	163.40		4.51
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}	M_{Ed}	σ_c	σ_s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
ENV-RARA	Sezione C-C	61.49	60.65	0.42	27.69		
ENV-QP	Sezione C-C	27.65	23.64	0.13	8.78		
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 della 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		$w_{lim} =$	0.2	mm			
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
ENV-FREQ	Sezione C-C	10.52	5.74	0.13	8.78		
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	Sezione C-C	27.65	23.64	0.13	8.78		

6. STRUTTURE ESISTENTI

6.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta l'analisi strutturale della porzione di sottovia scatolare esistente.

Per quanto non meglio specificato, si fa riferimento a quanto esposto nei capitoli precedenti. In particolare per:

- le caratteristiche generali dell'opera;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali;
- la caratterizzazione sismica;
- i criteri generali e le metodologie di verifica;
- le combinazioni di calcolo e i coefficienti di combinazione;
- la definizione del modello di calcolo ad elementi finiti.

La geometria dello scatolare e l'altezza del ricoprimento sopra la soletta di copertura sono del tutto similari a quelle dello scatolare di nuova realizzazione.

Nel seguito si farà, dunque, riferimento all'analisi dei carichi, al modello di calcolo FEM e alle sollecitazioni di calcolo di cui al cap.4.

6.2 ANALISI DEI CARICHI

6.2.1 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 ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$).

6.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura

Si considerano agenti sulla copertura del tombino (si è considerato il minimo tra i ricoprimenti medi calcolati sui due ampliamenti):

- il peso del pacchetto di pavimentazione: $p_{pav} = \gamma_{pav} \times h_{pav} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.15 \text{ m} = 3.00 \text{ kN/m}^2$
- il peso del terreno di ricoprimento: $p_t = \gamma_t \times h_t = 20 \text{ kN/m}^3 \times 1.3 \text{ m} = 26.00 \text{ kN/m}^2$

Risulta:

$$p = p_{pav} + p_t = 29.00 \text{ kN/m}^2$$

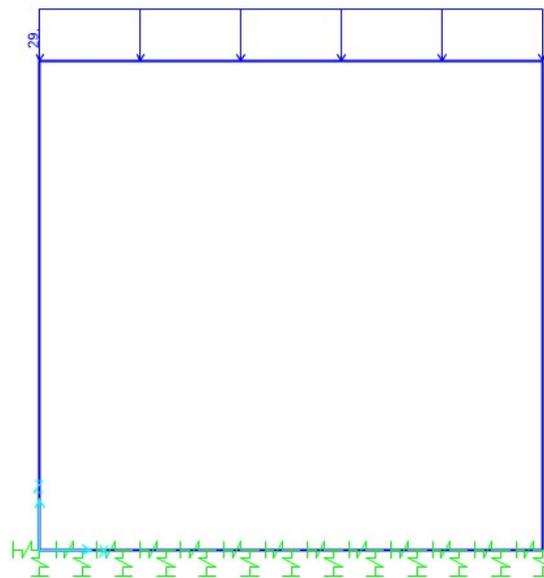


Figura 6-1 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

6.2.3 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.
1.70	34.00	14.50	in corrispondenza della copertura
6.70	134.00	57.14	in corrispondenza della fondazione
F1conc [kN/m]	3.36	Forza concentrata in corrispondenza della copertura	
F2conc [kN/m]	17.53	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione	

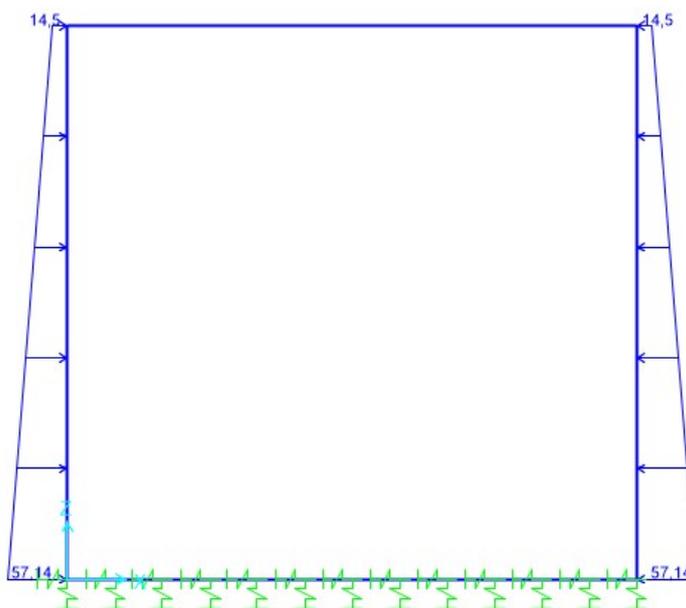


Figura 6-2 – Spinta delle terre sui piedritti

6.2.4 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.

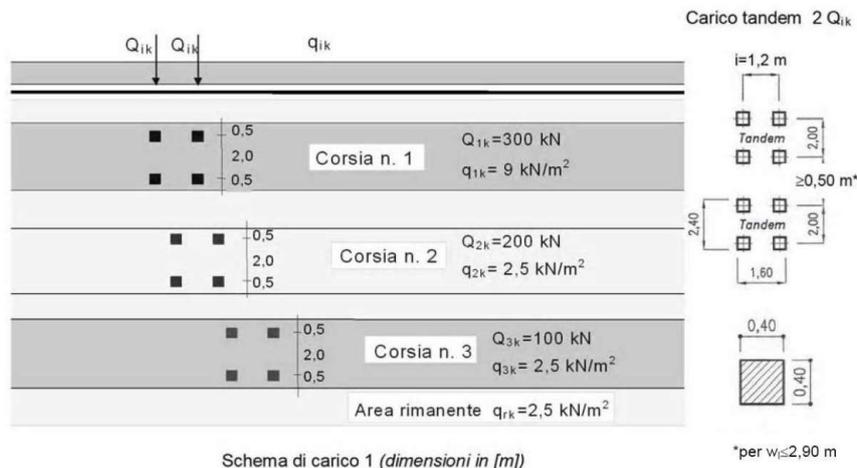


Figura 6-3 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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 6-4 – 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: $h_1 = 0.15 + 1.30 = 1.45m$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 0.50m$

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

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

Larghezza diffusione singola impronta:

$$B_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 2.574m$$

Lunghezza diffusione:

$$L_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 2.574m$$

Considerato che:

$$B_{diff} / 2 = 1.287m > B_{sc1} / 2 = 0.60m \quad (\text{con } B_{sc1} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione X trasversale allo scatolare})$$

$$L_{diff} / 2 = 1.287m > L_{sc1} / 2 = 1.00m \quad (\text{con } L_{sc1} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione Y parallela allo scatolare})$$

si ha una sovrapposizione dei carichi relativi alle singole impronte in entrambe le direzioni X e Y.

$$B_{diff}^* = B_{diff} + B_{sc1} = 3.774m$$

$$L_{diff}^* = L_{diff} + L_{sc1} = 4.574m$$

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

$$q_{TS} = Q_{ik} \times (B_{diff}^* \times L_{diff}^*) = 600kN / (3.796m \times 4.596m) = 34.75kN/m^2$$

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

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

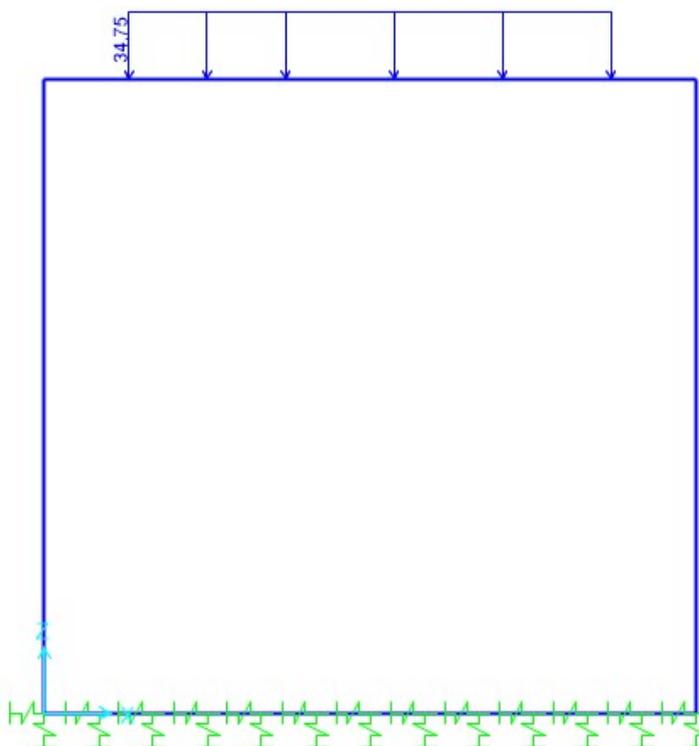


Figura 6-5 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del momento in campata della soletta

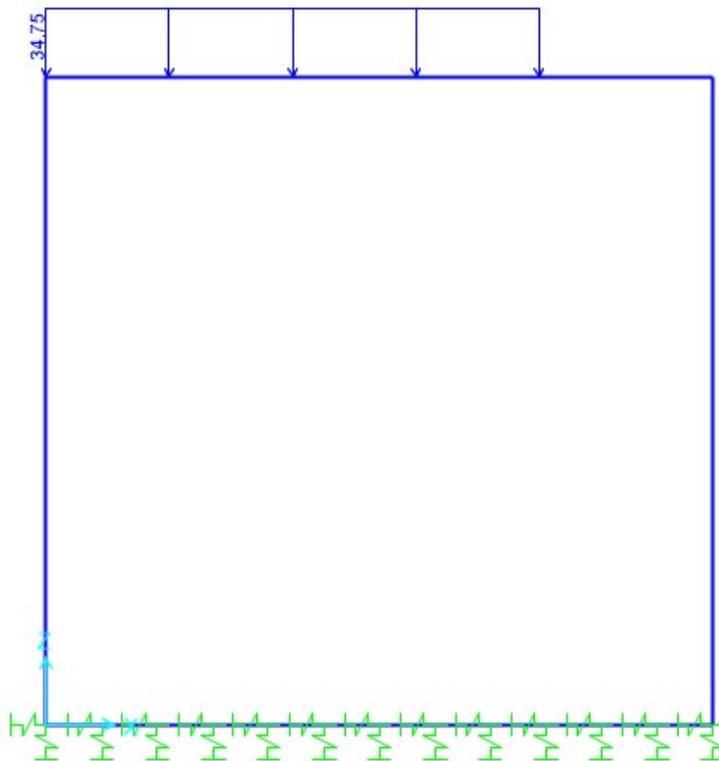


Figura 6-6 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del taglio in appoggio della soletta

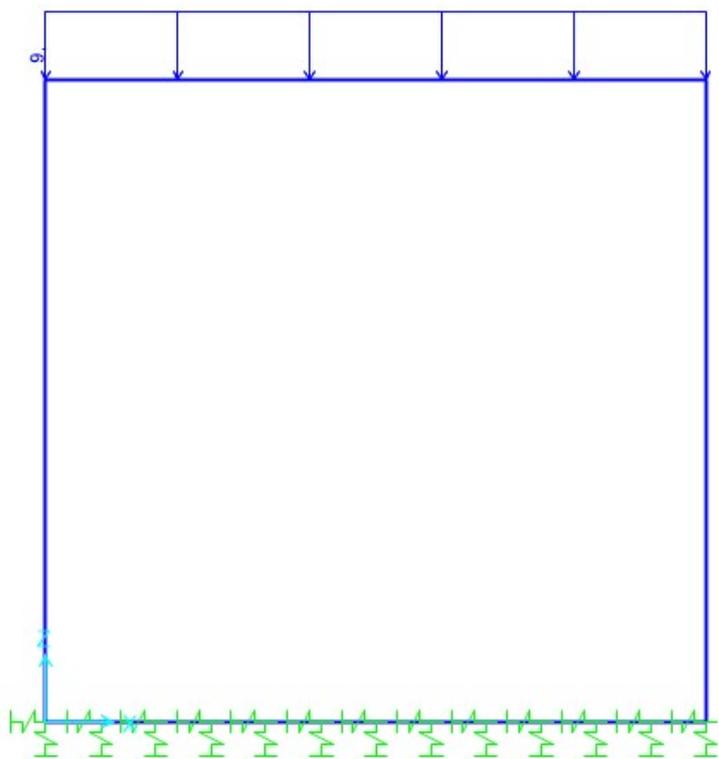


Figura 6-7 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL)

6.2.5 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: $L = 5.1 \text{ m}$

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

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 9.48\text{m}$

$$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 7.73 \text{ kN/m/m}$$

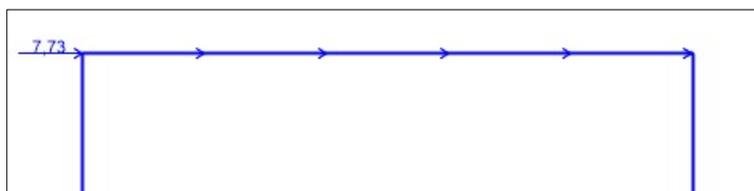


Figura 6-8 – Frenatura

6.2.6 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]	0	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]	90.91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ_0 [kN/mq]	38.77	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
a_1 [m]	3.18	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b_1 [m]	4.96	
p_1 [kN/mq]	38.00	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ_1 [kN/mq]	16.20	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a_2 [m]	6.07	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b_2 [m]	10.74	
p_2 [kN/mq]	9.21	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ_2 [kN/mq]	3.93	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
a_{F1} [m]	3.11	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
b_{F1} [m]	4.82	
F1conc [kN/m]	4.27	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
a_{F2} [m]	6.15	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
b_{F2} [m]	10.91	
F2conc [kN/m]	1.14	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 6-9 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

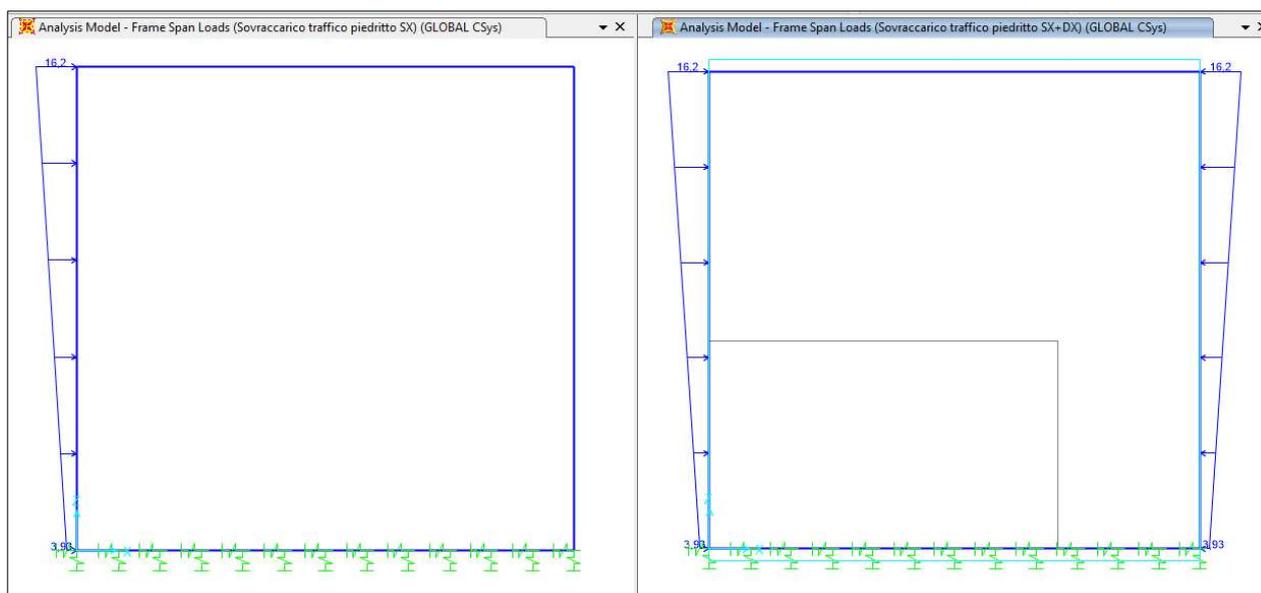


Figura 6-10 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto e su entrambi

6.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche

La spinta delle terre agente in condizioni sismiche è valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe.

La componente dinamica è applicata come pressione uniforme sui piedritti dello scatolare.

Coefficiente di spinta attiva: $k_a = 0.271$

Coefficiente di spinta attiva (componente statica + dinamica): $K_{AE} = 0.337$

Soletta superiore – asse soletta ($z = 1.70$ m)

$$p_a = k_a \times \gamma \times z = 9.21 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{AE} = K_{AE} \times \gamma \times z \times (1 + k_v) = 12.21 \text{ kN/m}^2$$

Soletta inferiore – asse soletta ($z = 6.75$ m)

$$p_a = k_a \times \gamma \times z = 36.57 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{AE} = K_{AE} \times \gamma \times z \times (1 + k_v) = 48.48 \text{ kN/m}^2$$

Spinta attiva (statica) su altezza scatolare: $S_a = 115.59 \text{ kN/m}$

Spinta attiva (statica + dinamica) su altezza scatolare: $S_{AE} = 153.24 \text{ kN/m}$

Spinta attiva (dinamica) su altezza scatolare: $\Delta S = 37.65 \text{ kN/m}$

$$\Delta_s = \Delta S / (6.75 - 1.70) \text{ m} = 7.45 \text{ kN/m/m}$$

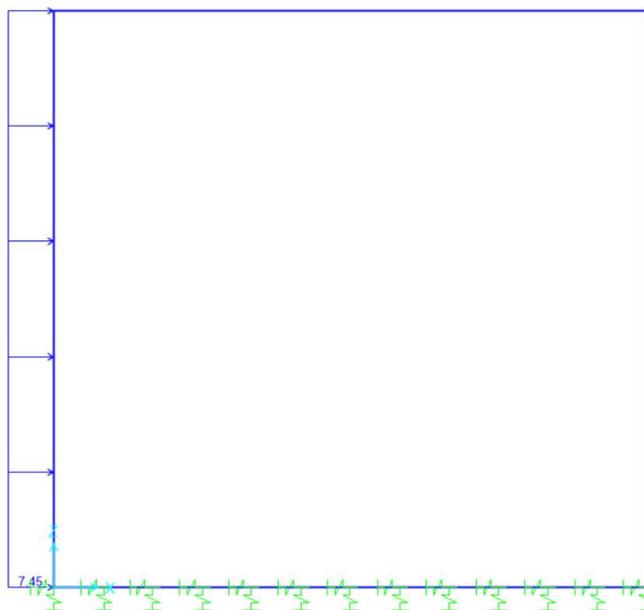


Figura 6-11 – Sovraspinta sismica (Mononobe-Okabe) in direzione +X

6.2.8 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:

$$a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g = 1.62 \times 1.00 \times 0.216g = 0.349g$$

Si trascura la componente verticale.

6.3 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flettenti, di taglio e assiali per l'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU-SLV.

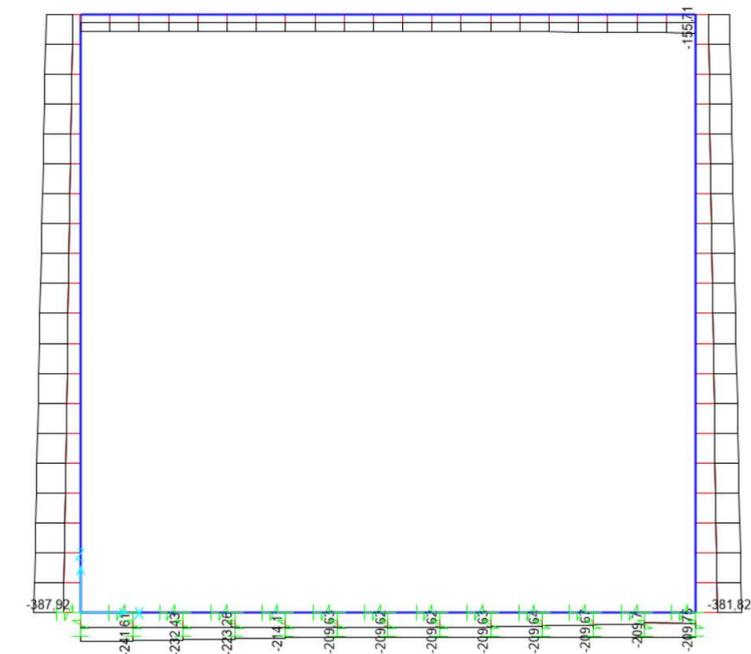


Figura 6-12 – Diagramma delle sollecitazioni assiali per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

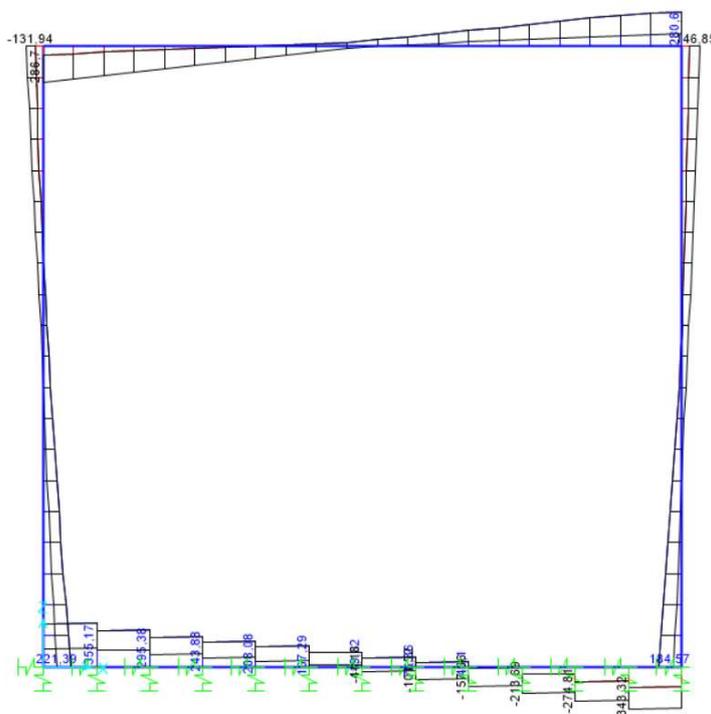


Figura 6-13 – Diagramma delle sollecitazioni di taglio per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

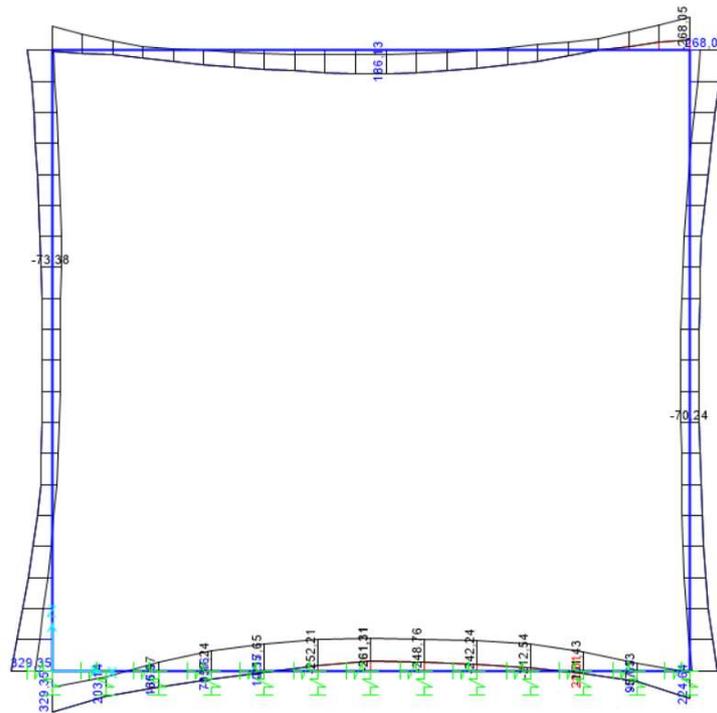


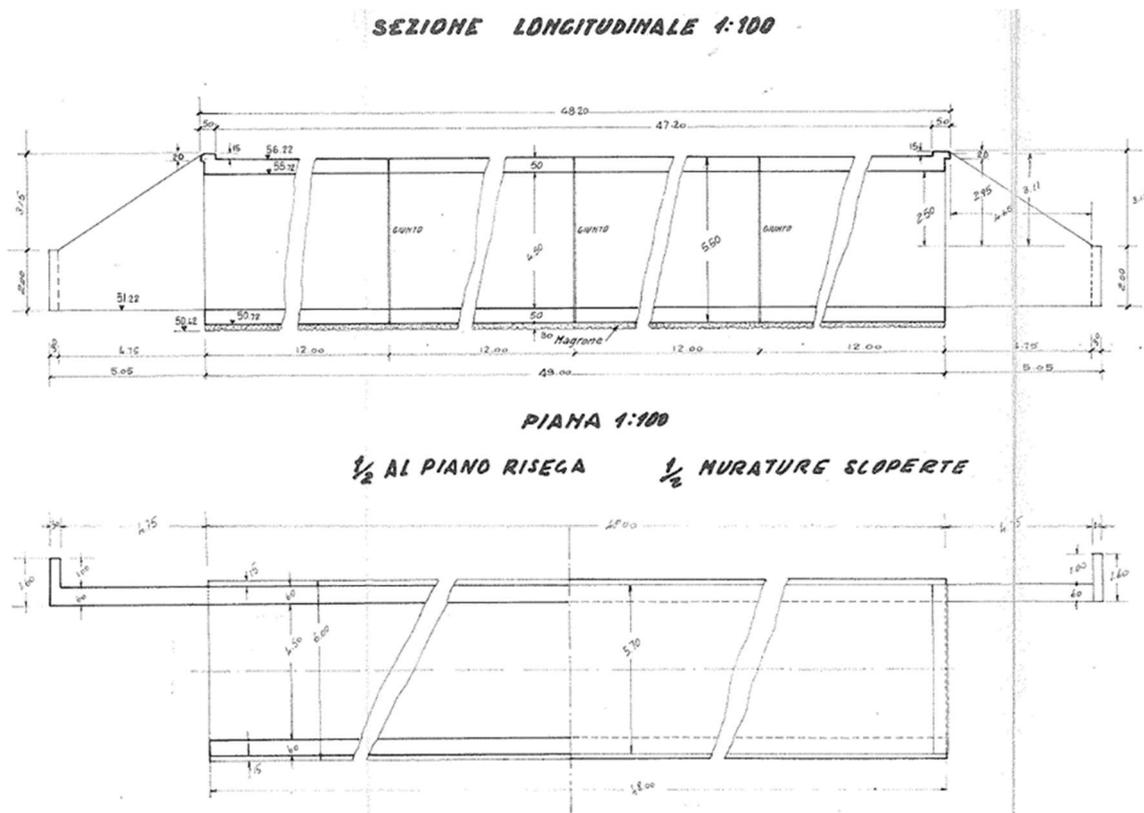
Figura 6-14 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV- SLU/SLV (valori in kNm/m)

6.4 VERIFICHE

6.4.1 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali riportate nei capitoli successivi considerano:

- le sollecitazioni di calcolo di cui all'analisi presentata nel cap.4;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui al cap.2.2.52.2.1;
- le armature desunte dagli elaborati as-built a disposizione.



- *Figura 6-15 – Documento as-built “Manufatto n.25 – Sottovia scatolare in sin. Savena – prog. Km 21+280” – Pianta e sezione longitudinale scatolare*

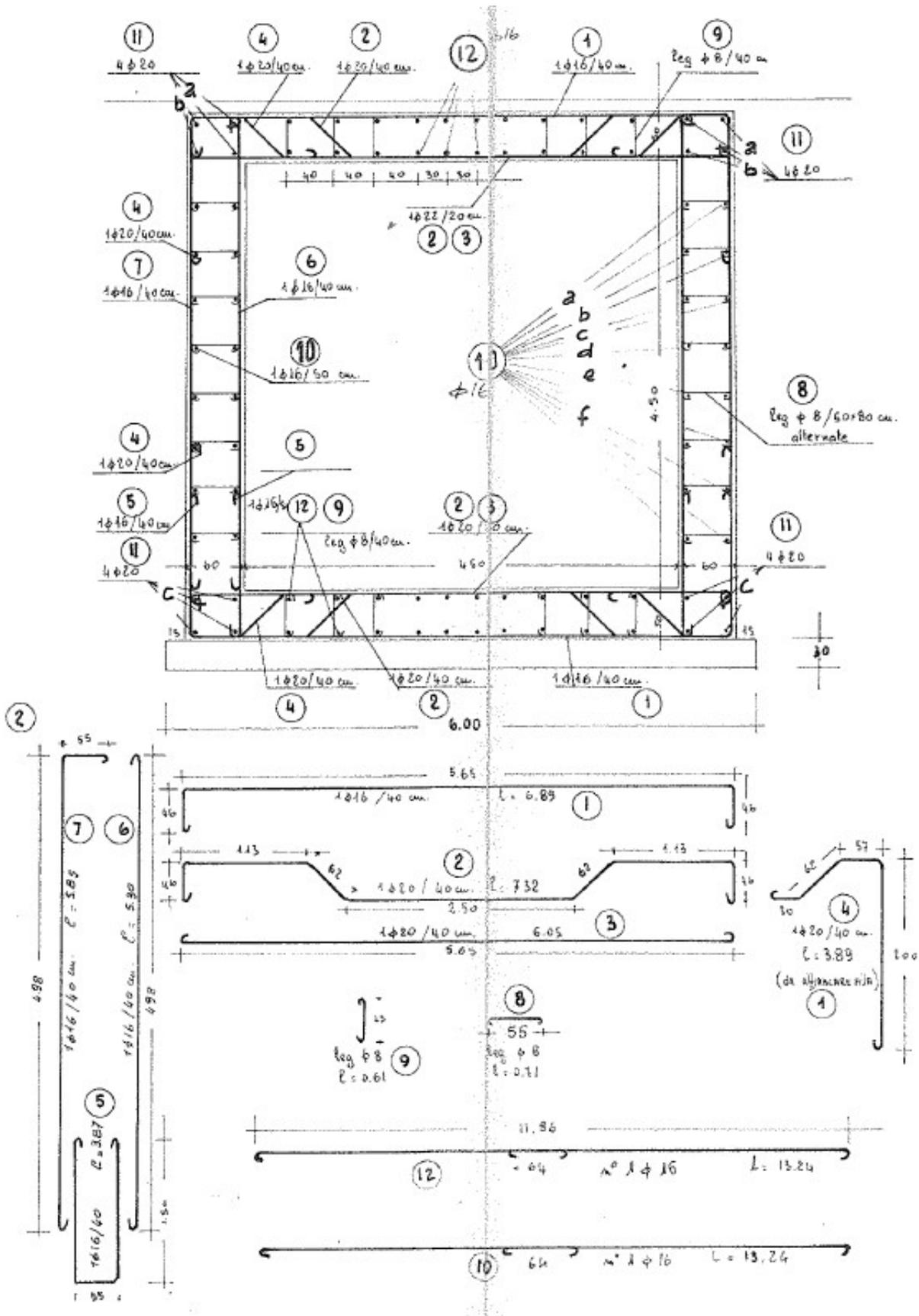


Figura 6-16 – Documento as-built “Manufatto n.25 – Sottovia scatolare in sin. Savena – prog. Km 21+280” – Sezione trasversale con armature

• **Soletta superiore – appoggio**

Soletta superiore - appoggio							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	12.22	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.50	
		$E_c =$	27174	N/mm ²	FC =	1.00	
Acciaio	da indagini	$f_y =$	337.34	N/mm ²	$\gamma_s =$	1.15	
$\varepsilon'_{se} =$	1.687	$E_s =$	200000	N/mm ²	FC =	1.00	
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.1	2.5	16	503	35
c =	25	mm coprifer.	pos.2	2.5	20	785	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.3	2.5	20	785	465
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2073	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
ENV-SLU	incastro paramento	65.00	-190.44	260.15	-208.00	1.09	
Taglio							
$\phi_{piegati} =$	20	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	s =	550	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
ENV-SLU	incastro paramento	137.09	501.11	1239.65	501.11	1.93	

• **Soletta superiore – campata**

Soletta superiore - mezzeria							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	12.22	N/mm ²		$\gamma_c =$	1.50
		$E_c =$	27174	N/mm ²		FC =	1.00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	337.34	N/mm ²		$\gamma_s =$	1.15
$\varepsilon'_{se} =$	1.687	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1.00
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.1	2.5	16	503	33
c =	25	mm coprifer.	pos.2	2.5	20	785	465
N_{Ed} positivo di compressione			pos.3	2.5	20	785	
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2073	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]		
ENV-SLU	mezzeria	65.00	186.13	0.00	249.10	1.34	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	$s =$	10000	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	-	-	-	-	-	

• **Soletta inferiore – appoggio**

Soletta inferiore - appoggio							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	20.20	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.50	
		$E_c =$	30026	N/mm ²	FC =	1.00	
Acciaio	da indagini	$f_y =$	364.04	N/mm ²	$\gamma_s =$	1.15	
$\epsilon'_{se} =$	1.820	$E_s =$	200000	N/mm ²	FC =	1.00	
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\emptyset (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.3	2.5	20	785	35
c =	25	mm coprifer.	pos.1	2.5	16	503	465
N_{Ed} positivo di compressione			pos.2	2.5	20	785	
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2073	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]		
ENV-SLU	incastro paramento	236.53	241.29	352.54	264.40	1.10	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	20	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	s =	550	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	incastro paramento	189.46	540.77	2049.18	540.77	1.53	

• **Soletta inferiore – campata**

Soletta inferiore - mezzeria							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	20.20	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.50	
		$E_c =$	30026	N/mm ²	FC =	1.00	
Acciaio	da indagini	$f_y =$	364.04	N/mm ²	$\gamma_s =$	1.15	
$\varepsilon'_{se} =$	1.820	$E_s =$	200000	N/mm ²	FC =	1.00	
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.1	2.5	20	785	35
c =	25	mm coprifer.	pos.2	2.5	20	785	
N _{Ed} positivo di compressione			pos.3	2.5	16	503	467
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2073	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
ENV-SLU	mezzeria	209.02	-261.31	155.34	-285.50	1.09	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	$s =$	10000	mm passo		
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
ENV-SLU	mezzeria	185.61	-	-	185.61	1.19	

• **Piedritti – appoggio**

Piedritto - appoggio							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	20.20	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.50	
		$E_c =$	30026	N/mm ²	FC =	1.00	
Acciaio	da indagini	$f_y =$	364.04	N/mm ²	$\gamma_s =$	1.15	
$\epsilon'_{se} =$	1.820	$E_s =$	200000	N/mm ²	FC =	1.00	
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\emptyset (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	600	mm altezza	pos.5	2.5	16	503	33
c =	25	mm coprifer.	pos.5	2.5	16	503	565
N_{Ed} positivo di compressione			pos.4	2.5	20	785	
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	1791	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]		
ENV-SLU	incastro sol. inf.	138.28	277.53	201.39	296.90	1.07	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	s =	10000	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	incastro sol. inf.	217.99	-	-	217.99	1.08	

• **Piedritti - campata**

Piedritto - mezzeria							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	20.20	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.50	
		$E_c =$	30026	N/mm ²	FC =	1.00	
Acciaio	da indagini	$f_y =$	364.04	N/mm ²	$\gamma_s =$	1.15	
$\varepsilon'_{se} =$	1.820	$E_s =$	200000	N/mm ²	FC =	1.00	
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	600	mm altezza	pos.6	2.5	16	503	33
c =	25	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.7	2.5	16	503	567
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	1005	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]		
ENV-SLU	mezzeria	92.00	-73.20	0.00	-131.20	1.79	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	s =	10000	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	-	-	-	-	-	

6.4.2 Verifica delle pressioni sul terreno

Come indicato precedentemente, la geometria dello scatolare e l'altezza del ricoprimento sopra la soletta di copertura sono del tutto simili a quelle dello scatolare di nuova realizzazione.

Per tale motivo, per la verifica delle pressioni sul terreno fare riferimento al cap.4.5.4.

7. MURO D'ALA

7.1 DESCRIZIONE GENERALE

Il muro d'ala è presente solo per il lato Nord, ha una lunghezza di 2.71 m con un'altezza iniziale di 5.00 m e un'altezza finale di 4.57 m. Il muro poggia su una fondazione di spessore 1.00 m, lunghezza 3.11 m e larghezza 3.50 m. Il paramento verticale del muro ha uno spessore variabile, da 0.40 m in sommità fino a 0.90 m alla base.

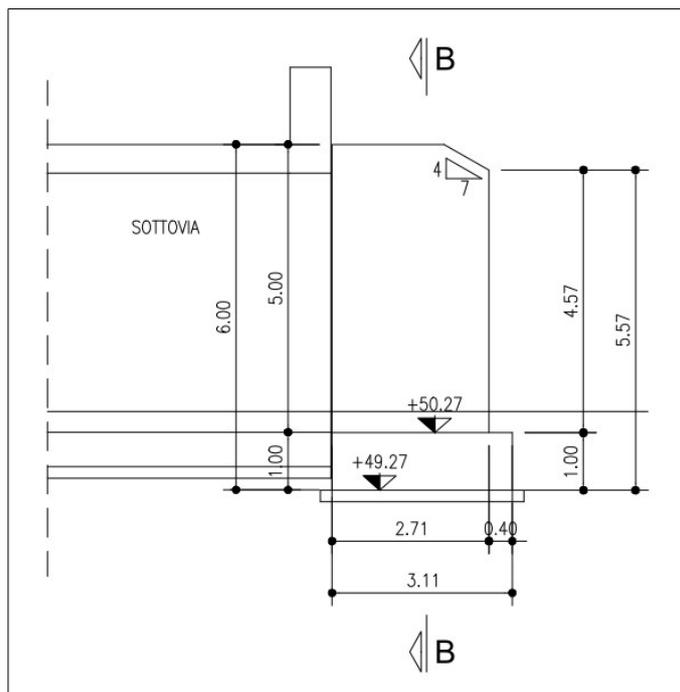


Figura 7-1 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Nord

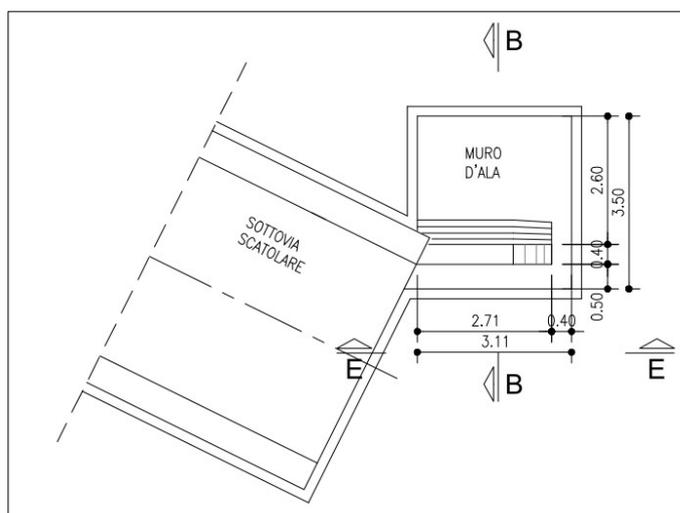


Figura 7-2 – Planimetria del muro d'ala – Lato Nord

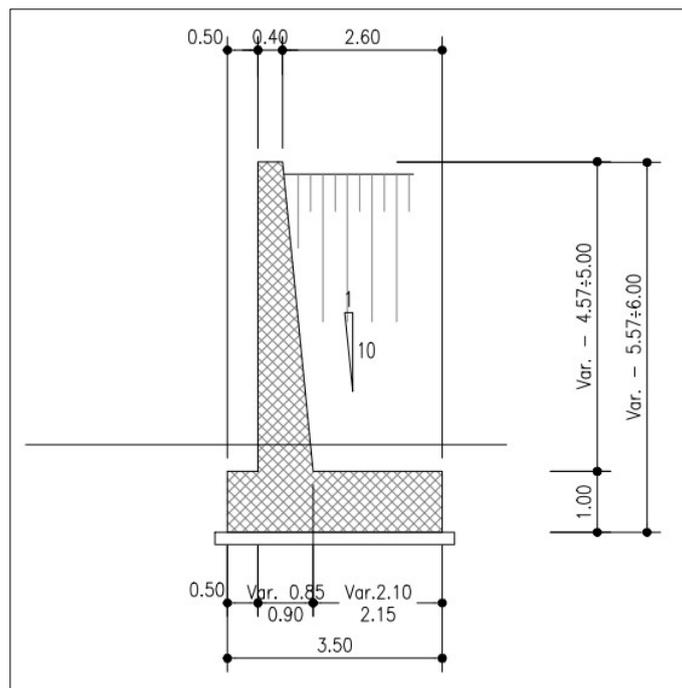


Figura 7-3 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Nord

7.2 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: $q = 20\text{kN/m}^2$
- 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. 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.

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.

7.3 ANALISI E VERIFICHE

I tabulati seguenti riportano le analisi e le verifiche strutturali condotte sul muro d'ala.

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro d'ala LATO 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 monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
3.50	2.60	0.40	0.50	6.00	1.00	5.00

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]
5.00	0.20	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	1.20	0.00	10.00	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - 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

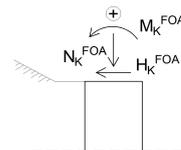


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

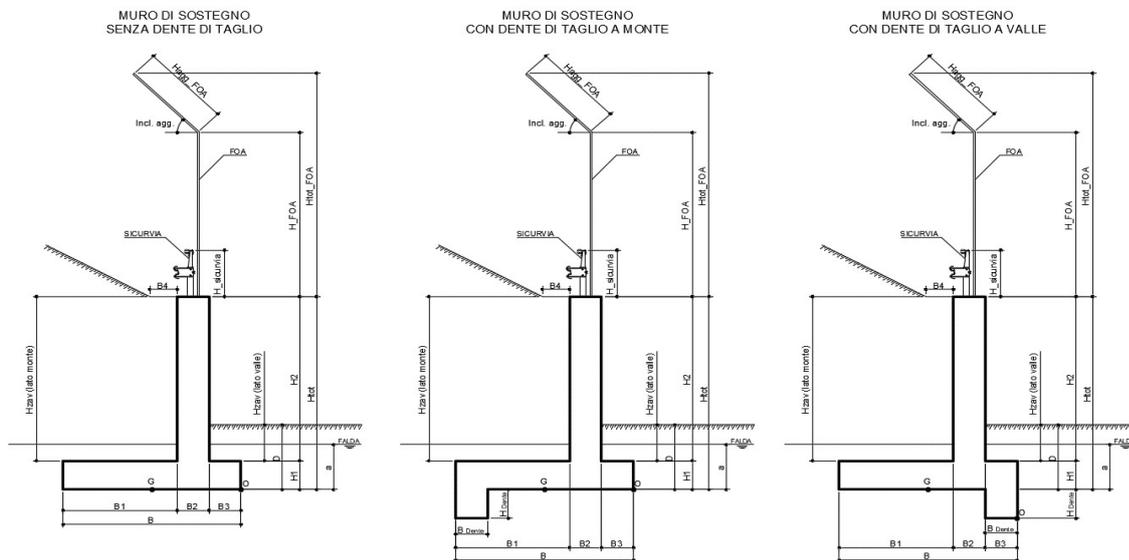


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

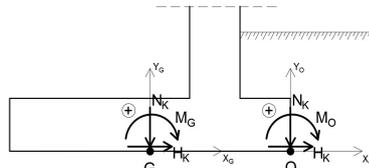


Figura 3 - Convenzione dei segni

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	87.50	-1.75	0.50	-153.13	0.00	0.50	0.00
Paramento c.a.	25	50.00	-0.70	3.50	-35.00	1.05	3.50	52.50
FOA		0.00	-0.70	0.00	0.00	1.05	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	260.00	-2.20	3.50	-572.00	-0.45	3.50	-117.00
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-2.63	6.00	0.00	-0.88	6.00	0.00
Zavorra lato valle	20	2.00	-0.25	1.10	-0.50	1.50	1.10	3.00
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-0.70	7.00	0.00	1.05	7.00	0.00
Totale		400			-761			-62

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

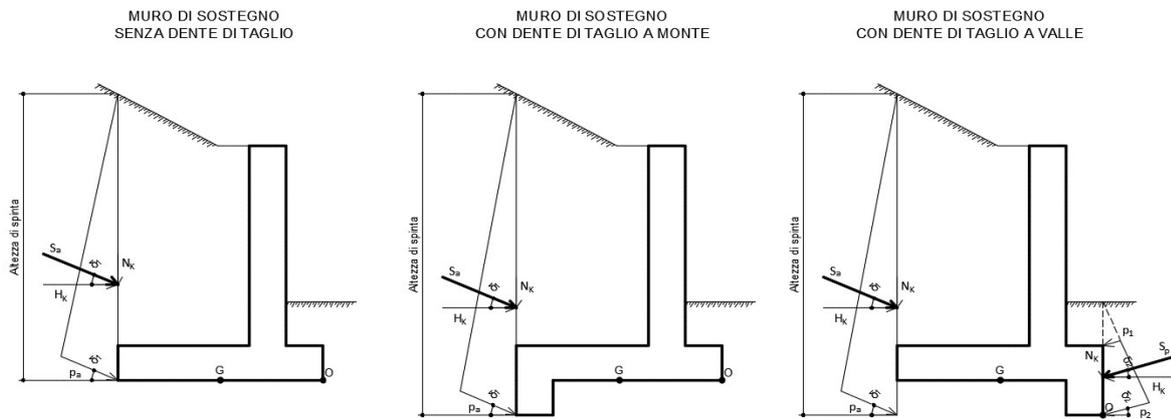


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 6.00

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	87.99	34.85	80.79	-3.50	2.00	39.61

- 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	4.82	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	87.99	34.85	80.79	39.61

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 6.00

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	87.99	34.85	80.79	-1.75	2.00	100.60

- 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	4.82	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	87.99	34.85	80.79	100.60

Cliente: **Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna**
 Commessa: **Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muro d'ala LATO NORD**

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 6.00

Comb.	S_{G1} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	87.99	34.85	80.79	-1.75	2.00	100.60

- 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	4.82	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	87.99	34.85	80.79	100.60

(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] 6.00

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	153.51	0.00	153.51	-1.75	2.00	307.02

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

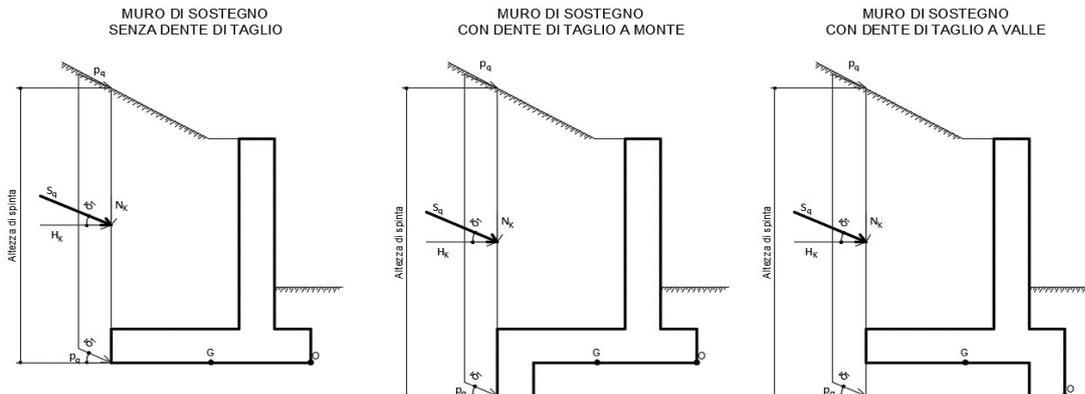


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_G [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
52.00	-2.20	-114.40	-0.45	-23.40

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 6.00

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	29.33	11.62	26.93	-3.50	3.00	40.13

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 6.00

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	29.33	11.62	26.93	-1.75	3.00	60.46

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 6.00

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	51.17	0.00	51.17	-1.75	3.00	153.51

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro d'ala LATO 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 _O [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
0.00	0.00	-0.70	0.00	0.00	1.05	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

(da piano stradale)

H _k [kN]	H _{URTO} [m]
0	1.00

come da Linee Guida ASPI come da NTC2018

n° montanti	i _{mont.} [m]	L _{diff_muro} [m]	L _{concio} [m]	L _{diff} [m]	H _k [kN/m]	y ₀ [m]	M _O [kNm/m]
3.00	1.50	9.10	14.37	9.10	0.00	7.00	0.00

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	9.10	14.37	9.10	0.00	7.00	0.00

(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 _O [kNm/m]
0.00	0.00	1.05	0.00	0.00	-0.70	0.00	0.00

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

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

k _h	0.133	k _v	0.066
----------------	-------	----------------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M _O [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-5.80	11.60	-1.75	0.50	15.95	0.00	0.50	5.80
Paramento c.a.	-3.32	6.63	-0.70	3.50	25.53	1.05	3.50	19.73
FOA	0.00	0.00	-0.70	0.00	0.00	1.05	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-17.24	34.48	-2.20	3.50	158.60	-0.45	3.50	128.43
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-2.63	6.00	0.00	-0.88	6.00	0.00
Zavorra lato valle	-0.13	0.27	-0.25	1.10	0.32	1.50	1.10	0.09
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-0.70	7.00	0.00	1.05	7.00	0.00
Totale	-26	53			200			154

Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M _O [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
Fondazione c.a.	5.80	11.60	-1.75	0.50	-4.35	0.00	0.50	5.80
Paramento c.a.	3.32	6.63	-0.70	3.50	20.89	1.05	3.50	26.69
FOA	0.00	0.00	-0.70	0.00	0.00	1.05	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	17.24	34.48	-2.20	3.50	82.75	-0.45	3.50	112.92
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-2.63	6.00	0.00	-0.88	6.00	0.00
Zavorra lato valle	0.13	0.27	-0.25	1.10	0.26	1.50	1.10	0.49
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-0.70	7.00	0.00	1.05	7.00	0.00
Totale	26	53			100			146

(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

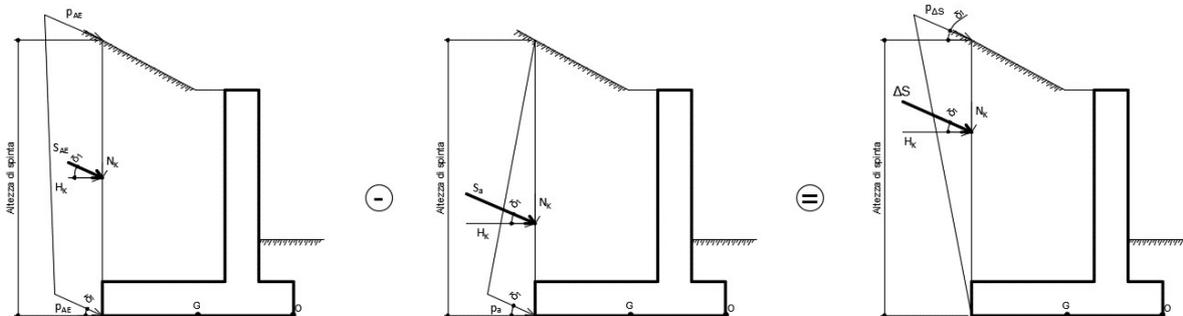


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro d'ala LATO 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	87.99	0.403	130.72	42.73
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	16.93	39.24	-3.50	3.00	58.48

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	87.99	0.368	145.58	57.59
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	22.81	52.88	-3.50	3.00	78.81

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	87.99	0.337	113.15	25.16
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	9.97	23.11	-1.75	3.00	51.88

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	87.99	0.323	124.15	36.17
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14.33	33.21	-1.75	3.00	74.56

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	87.99	0.337	113.15	25.16
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	9.97	23.11	-1.75	3.00	51.88

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	87.99	0.323	124.15	36.17
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14.33	33.21	-1.75	3.00	74.56

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	87.99	0.337	113.15	25.16
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	25.16	-1.75	3.00	75.49

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	87.99	0.323	124.15	36.17
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	36.17	-1.75	3.00	108.50

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente		
Parametro	M1	
γ [kN/m ³]	20	peso specifico
ϕ' [°]	35.00	angolo d'attrito interno
ϕ' [rad]	0.61	
δ_{es} [°]	23.33	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=2/3 ϕ')
δ_{es} [rad]	0.41	
δ_{sism} [°]	23.33	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=2/3 ϕ')
δ_{sism} [rad]	0.41	
β [°]	0.00	angolo che la parete forma con la verticale
β [rad]	0.00	
i [°]	0.00	inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale
i [rad]	0.00	
k_0	0.426	
$k_{a\ es}$	0.244	condizioni di esercizio
$k_{a\ sism}$	0.244	condizioni sismiche

Terreno di fondazione		
Parametro	M1	
γ' [kN/m ³]	10	peso specifico sommerso
ϕ' [°]	38.00	angolo d'attrito interno
ϕ' [rad]	0.66	
δ_{es} [°]	19.00	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=1/2 ϕ')
δ_{es} [rad]	0.33	
δ_{sism} [°]	19.00	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=1/2 ϕ')
δ_{sism} [rad]	0.33	
c' [kN/m ²]	0.00	coesione efficace
c_{ul} [kN/m ²]	0.00	resistenza non drenata
β [°]	0.00	
β [rad]	0.00	
i [°]	0.00	
i [rad]	0.00	
$k_{p\ es}$	9.639	condizioni di esercizio
$k_{p\ es} (*)$	4.820	si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

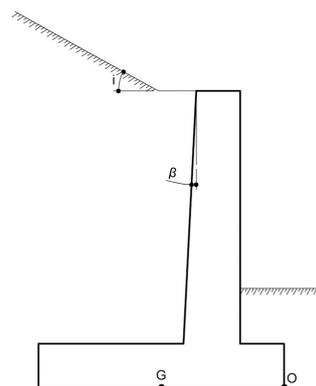


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 127T**
 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	0.216	0.315	2.421

Categoria di sottosuolo: **D**
 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	1.62	1.00	0.349	3.423

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	0.133	0.199
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.066	0.099

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	8.08	0.14	12.46	0.22
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

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.337	0.403
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.94	1.077
	$k_{AE} - M1$	0.337	0.403

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.09	0.12	10.25	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

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.32	0.368
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.91	1.006
	$k_{AE} - M1$	0.323	0.368

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro d'ala LATO 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	400	0	-761	35	81	40	52	0	-114
	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	12	27	40	0	0	0	0	0	0
	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	-26	53	301	26	53	149
	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	58	23	53	79			

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

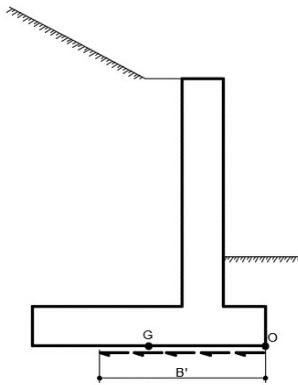
M_{stab} [kNm/m]	-761	-761	-784	-784	-761
M_{rib} [kNm/m]	112	97	407	276	48
γ_R	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
FS (≥ 1)	5.92	6.84	1.93	2.84	13.89

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

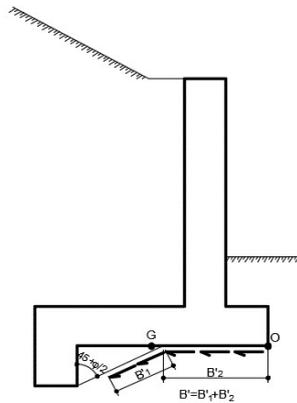
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	400	0	-62	35	81	101	52	0	-23
A1+M1+R3	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	12	27	60	0	0	0	0	0	0
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	-26	53	154	26	53	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	10	23	52	14	33	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

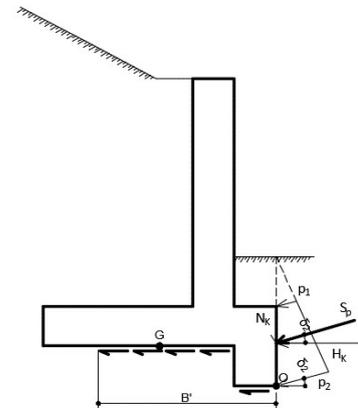


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

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]	462	458	431	488	437
H _{Ed} [kN/m]	145	135	162	172	86
M _{Ed} [kNm/m]	160	137	252	267	51
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	38	38	38	38	38
tanφ'	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
c' [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c _u [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
B' [m]	2.81	2.90	2.33	2.41	3.27
R _{Ed} [kN/m]	361	358	336	381	341
γ _R	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	2.26	2.40	2.07	2.21	3.60

- (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 - orizz. (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]	462	660	458	636	431	488	437	447
M_{Ed}[kNm/m]	160	106	137	93	252	267	51	47
V_{Ed}[kN/m]	145	145	135	135	162	172	86	86

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
a [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L [m]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
B [m]	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
e _t [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.35	0.16	0.30	0.15	0.59	0.55	0.12	0.10
L' [m]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
B' [m]	2.81	3.18	2.90	3.21	2.33	2.41	3.27	3.29

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]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Peso som. - Terreno di riporto	γ'_i [kN/m ³]	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ'_2 [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	38	38	38	38	38	38	38
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]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, M1}$ [°]	38	38	38	38	38	38	38
	$\phi'_{, M1}$ [rad]	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, M1}$ [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N _v	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02
N _c	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35
N _q	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0.89	0.87	0.88	0.87	0.91	0.90	0.87	0.87
s _c	1.22	1.25	1.23	1.26	1.19	1.19	1.26	1.26
s _q	1.22	1.25	1.23	1.25	1.18	1.19	1.26	1.26

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	1.10	1.09	1.10	1.09	1.12	1.12	1.09	1.09
d _q	1.10	1.09	1.10	1.09	1.12	1.12	1.08	1.08

Fattori di inclinazione del carico

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

m _B	1.78	1.76	1.78	1.76	1.81	1.81	1.75	1.75
m _i	1.22	1.24	1.22	1.24	1.19	1.19	1.25	1.25
θ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.78	1.76	1.78	1.76	1.81	1.81	1.75	1.75
i _v	0.35	0.50	0.38	0.52	0.26	0.29	0.55	0.55
i _c	0.50	0.64	0.53	0.65	0.41	0.44	0.67	0.68
i _q	0.51	0.65	0.54	0.66	0.42	0.46	0.68	0.69

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro d'ala LATO 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

	$q_{lim} [kN/m^2]$	1143	1573	1226	1613	877	958	1692	1718
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
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q [kN/m^2]$	816	1124	875	1152	731	798	1209	1227
$Q = q \times B' \times L'$	$Q [kN]$	22923	35711	25390	36965	17014	19199	39467	40407
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	4.96	5.41	5.55	5.81	3.95	3.94	9.04	9.04
		(>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

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	400	0	-62	0	154	307	52	0	-23
	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	51	154	0	0	0	0	0	0
	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	-26	53	154	26	53	146
	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	25	75	0	36	109			

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]	400	597	400	578	373	426	400	410	400
M _{Ed} [kNm/m]	568	514	510	466	506	531	276	272	399
V _{Ed} [kN/m]	276	276	257	257	242	253	164	164	205

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]	452	400	439	400	439	400	410	400	410
M _{Ed} [kNm/m]	376	361	343	361	343	276	272	276	272
V _{Ed} [kN/m]	205	192	192	192	192	164	164	164	164

	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]	400	597	400	578	373	426	400	410
M_{Ed} [kNm/m]	568	514	510	466	506	531	276	272
B/6 [m]	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
e [m]	1.42	0.86	1.28	0.81	1.36	1.25	0.69	0.66
	$e > (B/6)$							
σ_N [kN/m ²]	114.14	170.67	114.14	165.10	106.57	121.71	114.14	117.11
σ_M [kN/m ²]	278.16	251.93	249.96	228.03	247.73	259.90	135.30	133.00
σ_A [kN/m ²]	392.30	422.60	364.10	393.13	354.30	381.61	249.44	250.12
σ_B [kN/m ²]	-164.01	-81.26	-135.82	-62.93	-141.15	-138.19	-21.15	-15.89
u [m]	0.33	0.89	0.47	0.94	0.39	0.50	1.06	1.09
σ_A^* [kN/m ²]	810.83	447.98	563.59	407.95	631.02	563.06	251.60	251.27
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N_{Rd} [kN/m]	1126.29	4195.92	1737.54	4568.41	1037.12	1449.13	5373.41	5606.48

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	400	452	400	439	400	439	400	410
M_{Ed} [kNm/m]	399	376	361	343	361	343	276	272

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
B/6 [m]	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
e [m]	1.00	0.83	0.90	0.78	0.90	0.78	0.69	0.66
	$e > (B/6)$							
σ_N [kN/m ²]	114.14	129.00	114.14	125.29	114.14	125.29	114.14	117.11
σ_M [kN/m ²]	195.45	183.99	176.65	168.05	176.65	168.05	135.30	133.00
σ_A [kN/m ²]	309.59	312.99	290.79	293.34	290.79	293.34	249.44	250.12
σ_B [kN/m ²]	-81.30	-54.99	-62.51	-42.77	-62.51	-42.77	-21.15	-15.89
u [m]	0.75	0.92	0.85	0.97	0.85	0.97	1.06	1.09
σ_A^* [kN/m ²]	354.56	327.88	314.36	302.14	314.36	302.14	251.60	251.27
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	400	410
M_{Ed} [kNm/m]	276	272

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
B/6 [m]	0.58	0.58
e [m]	0.69	0.66
	$e > (B/6)$	$e > (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	114.14	117.11
σ_M [kN/m ²]	135.30	133.00
σ_A [kN/m ²]	249.44	250.12
σ_B [kN/m ²]	-21.15	-15.89
u [m]	1.06	1.09
σ_A^* [kN/m ²]	251.60	251.27
σ_B^* [kN/m ²]	0.00	0.00

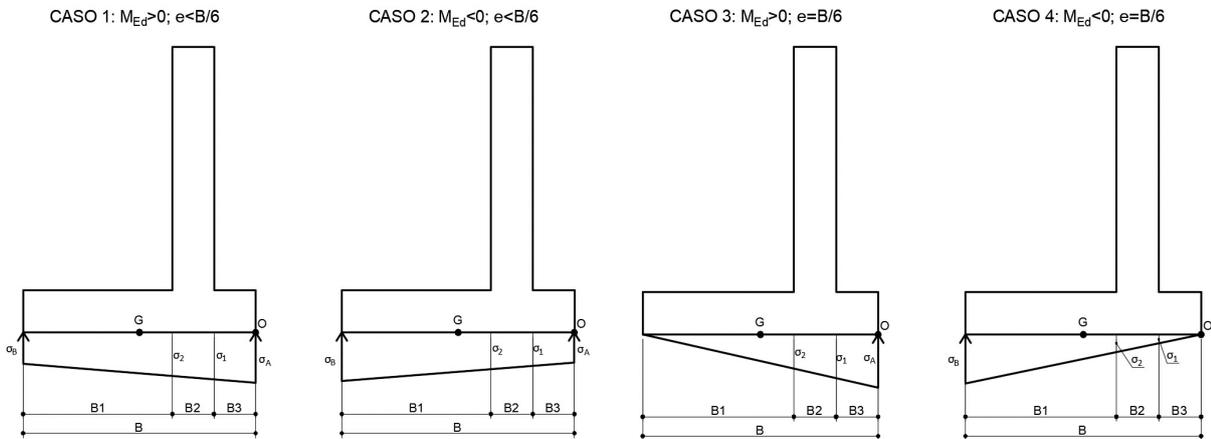


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

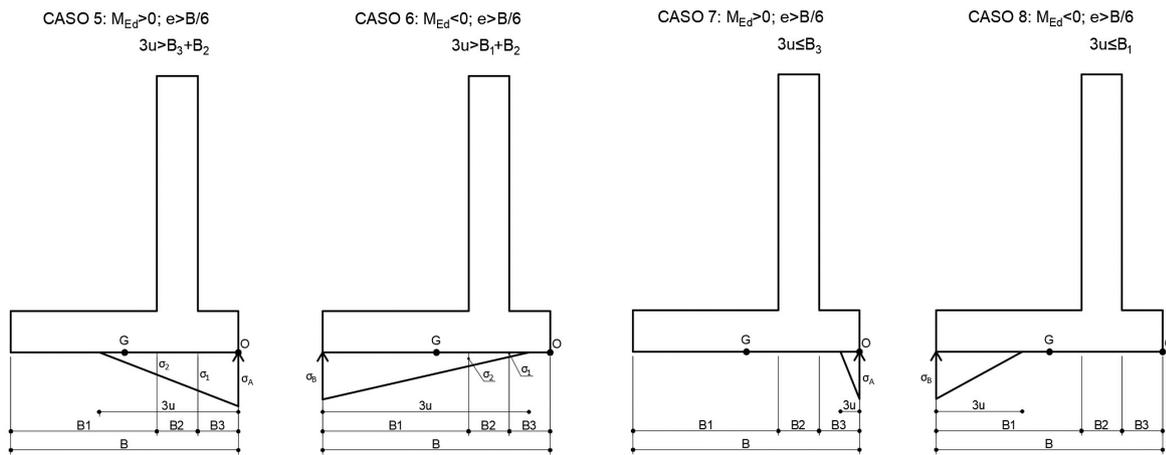


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATERA E RETROZZATERA)

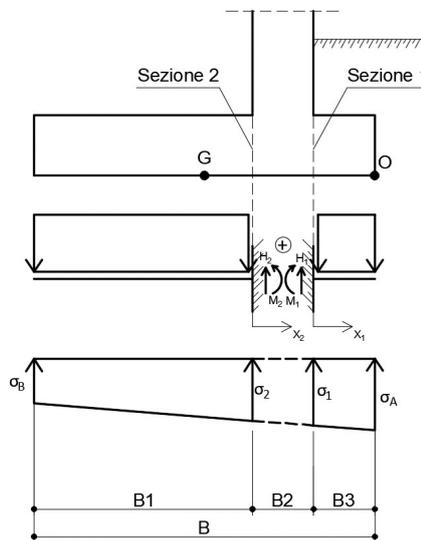


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesì 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.	13	65	-0.25	-1.30	-3	-85
Zavorra lato monte (costante)	0	260	0.00	-1.30	0	-338
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.73	0	0
Zavorra lato valle	2	0	-0.25	0.00	-1	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	15	325			-4	-423

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N ₂ [kN/m]	x ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]
Componente verticale	52.00	-1.30	-67.60

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non k_h 0.133 k_v 0.066

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.	-1	-4	-0.25	-1.30	0	6
Zavorra lato monte (costante)	0	-17	0.00	-1.30	0	22
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.73	0	0
Zavorra lato valle	0	0	-0.25	0.00	0	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-1	-22			0	28

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro d'ala LATO 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.	1	4	-0.25	-1.30	0	-6
Zavorra lato monte (costante)	0	17	0.00	-1.30	0	-22
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-1.73	0	0
Zavorra lato valle	0	0	-0.25	0.00	0	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	1	22			0	-28

(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]	399.41	363.99	364.82	335.95	364.15	377.00	211.98	212.76
σ ₂ [kN/m ²]	70.28	296.80	205.81	278.35	150.65	228.15	180.29	181.96
H ₁ [kN/m]	303	203	232	186	249	235	116	116
M ₁ [kNm/m]	84	52	62	48	68	63	30	30
H ₂ [kN/m]	3	262	53	269	21	70	205	215
M ₂ [kNm/m]	0	154	9	173	2	14	156	169

	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]	275.89	268.35	252.52	250.09	252.52	250.09	211.98	212.76	211.98	212.76
σ ₂ [kN/m ²]	212.96	220.73	203.05	208.46	203.05	208.46	180.29	181.96	180.29	181.96
H ₁ [kN/m]	158	149	142	138	142	138	116	116	116	116
M ₁ [kNm/m]	41	39	37	36	37	36	30	30	30	30
H ₂ [kN/m]	144	205	167	209	167	209	205	215	205	215
M ₂ [kNm/m]	65	126	91	139	91	139	156	169	156	169

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]	288	184	218	167	235	220	101	102
M _{Ed,1} [kNm/m]	81	48	59	43	64	59	26	26

H _{Ed,2} [kN/m]	-322	-238	-272	-212	-282	-277	-120	-120
M _{Ed,2} [kNm/m]	-422	-496	-413	-452	-392	-436	-267	-267

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]	143	135	127	124	127	124	101	102	101	102
M _{Ed,1} [kNm/m]	37	35	33	32	33	32	26	26	26	26

H _{Ed,2} [kN/m]	-181	-172	-158	-155	-158	-155	-120	-120	-120	-120
M _{Ed,2} [kNm/m]	-357	-364	-331	-334	-331	-334	-267	-267	-267	-267

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}	288	143	127	102
	MIN H _{Ed}	101	124	101	101
	MAX M _{Ed}	81	37	33	26
	MIN M _{Ed}	26	32	26	26

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-120	-155	-120	-120
	MIN H _{Ed}	-322	-181	-158	-120
	MAX M _{Ed}	-267	-331	-267	-267
	MIN M _{Ed}	-496	-364	-334	-267

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 =	1000	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	20	1571	70		
	Superiore		-			
	5	16	1005	932		
	Inferiore		-			
			Σ	2576	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	80.59	288.06	371.49	4.61
<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	305.52	-	-	305.52	1.06
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</i>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	580.4	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	37.42	0.18	2.66	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	26.18	0.12	1.86	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
	$\sigma_s =$	280	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	33.09	0.16	2.35	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	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-QP	incastro con paramento	0.00	26.18	0.12	1.86	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	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche della sezione</u>						
B =	1000	mm base			n.	ϕ (mm)
H =	1000	mm altezza			5	20
c =	40	mm coprifer.			Superiore	-
					5	16
					Inferiore	-
N_{Ed} positivo di compressione						
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2576 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	496.23	322.00	565.23	1.14
<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	306.02	581.31	2299.45	581.31	1.81
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	545.2	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	363.64	1.85	28.23	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	266.88	1.35	20.72	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
	$\sigma_s =$	280	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	158.33	0.80	12.29	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.3	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-QP	incastro con paramento	0.00	266.88	1.35	20.72	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

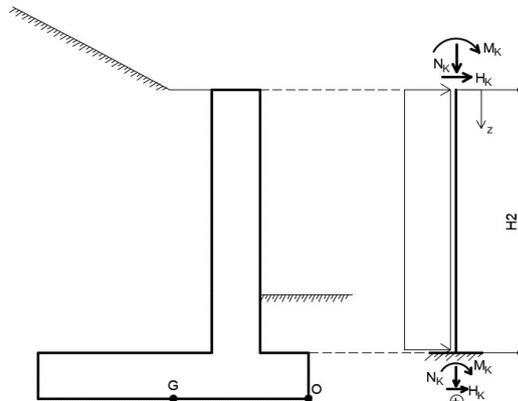


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvia [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]
0.50	5.00	0.00	0.00
1.00	10.00	0.00	0.00
1.50	15.00	0.00	0.00
2.00	20.00	0.00	0.00
2.50	25.00	0.00	0.00
3.00	30.00	0.00	0.00
3.50	35.00	0.00	0.00
4.00	40.00	0.00	0.00
4.50	45.00	0.00	0.00
5.00	50.00	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _t (h=H) [kN/m]	106.61
H _{spinta} [m]	5.00

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.50	0.00	1.07	0.18
1.00	0.00	4.26	1.42
1.50	0.00	9.59	4.80
2.00	0.00	17.06	11.37
2.50	0.00	26.65	22.21
3.00	0.00	38.38	38.38
3.50	0.00	52.24	60.94
4.00	0.00	68.23	90.97
4.50	0.00	86.35	129.53
5.00	0.00	106.61	177.68

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	s _q (h=H) [kN/m]	42.64
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.50	0.00	4.26	1.07
1.00	0.00	8.53	4.26
1.50	0.00	12.79	9.59
2.00	0.00	17.06	17.06
2.50	0.00	21.32	26.65
3.00	0.00	25.59	38.38
3.50	0.00	29.85	52.24
4.00	0.00	34.11	68.23
4.50	0.00	38.38	86.35
5.00	0.00	42.64	106.61

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.50	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.00	0.00	0.00
5.00	0.00	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	0.00	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]
0.50	8.10	0.00	0.00	0.00
1.00	8.10	0.00	0.00	0.00
1.50	8.10	0.00	0.00	0.00
2.00	8.10	0.00	0.00	0.00
2.50	8.10	0.00	0.00	0.00
3.00	8.10	0.00	0.00	0.00
3.50	8.10	0.00	0.00	0.00
4.00	8.10	0.00	0.00	0.00
4.50	8.10	0.00	0.00	0.00
5.00	8.10	0.00	0.00	0.00

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.50	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00
1.50	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00
4.00	0.00	0.00	0.00
4.50	0.00	0.00	0.00
5.00	0.00	0.00	0.00

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.133	k_v	0.066
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.50	-0.33	4.11	1.03
1.00	-0.66	8.22	4.11
1.50	-0.99	12.33	9.25
2.00	-1.33	16.44	16.44
2.50	-1.66	20.55	25.69
3.00	-1.99	24.67	37.00
3.50	-2.32	28.78	50.36
4.00	-2.65	32.89	65.77
4.50	-2.98	37.00	83.24
5.00	-3.32	41.11	102.77

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.337		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.50	0.00	0.17	0.04
1.00	0.00	0.70	0.35
1.50	0.00	1.57	1.18
2.00	0.00	2.80	2.80
2.50	0.00	4.37	5.46
3.00	0.00	6.29	9.44
3.50	0.00	8.56	14.99
4.00	0.00	11.18	22.37
4.50	0.00	14.16	31.85
5.00	0.00	17.48	43.69

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.133	k_v	0.066
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.50	0.33	4.11	1.03
1.00	0.66	8.22	4.11
1.50	0.99	12.33	9.25
2.00	1.33	16.44	16.44
2.50	1.66	20.55	25.69
3.00	1.99	24.67	37.00
3.50	2.32	28.78	50.36
4.00	2.65	32.89	65.77
4.50	2.98	37.00	83.24
5.00	3.32	41.11	102.77

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.323		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.50	0.00	0.25	0.06
1.00	0.00	1.00	0.50
1.50	0.00	2.26	1.70
2.00	0.00	4.02	4.02
2.50	0.00	6.28	7.85
3.00	0.00	9.04	13.56
3.50	0.00	12.31	21.54
4.00	0.00	16.07	32.15
4.50	0.00	20.34	45.77
5.00	0.00	25.12	62.79

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]
0.50	5.00	7.78	1.83	6.50	7.78	1.83	5.00	6.18	1.43
1.00	10.00	18.34	8.24	13.00	18.34	8.24	10.00	15.14	6.65
1.50	15.00	31.66	20.63	19.50	31.66	20.63	15.00	26.86	17.03
2.00	20.00	47.76	40.37	26.00	47.76	40.37	20.00	41.36	33.97
2.50	25.00	66.63	68.85	32.50	66.63	68.85	25.00	58.63	58.86
3.00	30.00	88.27	107.46	39.00	88.27	107.46	30.00	78.68	93.07
3.50	35.00	112.68	157.58	45.50	112.68	157.58	35.00	101.49	137.99
4.00	40.00	139.87	220.60	52.00	139.87	220.60	40.00	127.07	195.02
4.50	45.00	169.82	297.91	58.50	169.82	297.91	45.00	155.43	265.53
5.00	50.00	202.55	390.89	65.00	202.55	390.89	50.00	186.56	350.91

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro d'ala LATO 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]
0.50	6.50	6.18	1.43	5.00	1.92	0.39	4.67	6.20	1.46
1.00	13.00	15.14	6.65	10.00	5.97	2.27	9.34	14.89	6.73
1.50	19.50	26.86	17.03	15.00	12.15	6.72	14.01	26.06	17.15
2.00	26.00	41.36	33.97	20.00	20.47	14.78	18.67	39.71	34.02
2.50	32.50	58.63	58.86	25.00	30.92	27.54	23.34	55.84	58.69
3.00	39.00	78.68	93.07	30.00	43.50	46.05	28.01	74.45	92.49
3.50	45.50	101.49	137.99	35.00	58.21	71.39	32.68	95.55	136.73
4.00	52.00	127.07	195.02	40.00	75.05	104.62	37.35	119.12	192.76
4.50	58.50	155.43	265.53	45.00	94.03	146.80	42.02	145.18	261.89
5.00	65.00	186.56	350.91	50.00	115.13	199.00	46.68	173.72	345.46
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]
0.50	5.33	6.28	1.48	5.00	5.33	1.24	5.00	4.26	0.98
1.00	10.66	15.20	6.89	10.00	12.79	5.69	10.00	10.66	4.62
1.50	15.99	26.75	17.66	15.00	22.39	14.39	15.00	19.19	11.99
2.00	21.33	40.93	35.24	20.00	34.11	28.43	20.00	29.85	24.16
2.50	26.66	57.75	61.08	25.00	47.97	48.86	25.00	42.64	42.20
3.00	31.99	77.20	96.61	30.00	63.96	76.76	30.00	57.57	67.16
3.50	37.32	99.29	143.29	35.00	82.09	113.18	35.00	74.62	100.12
4.00	42.65	124.01	202.54	40.00	102.34	159.20	40.00	93.81	142.14
4.50	47.98	151.37	275.81	45.00	124.73	215.88	45.00	115.13	194.29
5.00	53.32	181.36	364.56	50.00	149.25	284.28	50.00	138.59	257.63
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]
0.50	5.00	4.26	0.98	5.00	1.92	0.39	5.00	1.92	0.39
1.00	10.00	10.66	4.62	10.00	5.97	2.27	10.00	5.97	2.27
1.50	15.00	19.19	11.99	15.00	12.15	6.72	15.00	12.15	6.72
2.00	20.00	29.85	24.16	20.00	20.47	14.78	20.00	20.47	14.78
2.50	25.00	42.64	42.20	25.00	30.92	27.54	25.00	30.92	27.54
3.00	30.00	57.57	67.16	30.00	43.50	46.05	30.00	43.50	46.05
3.50	35.00	74.62	100.12	35.00	58.21	71.39	35.00	58.21	71.39
4.00	40.00	93.81	142.14	40.00	75.05	104.62	40.00	75.05	104.62
4.50	45.00	115.13	194.29	45.00	94.03	146.80	45.00	94.03	146.80
5.00	50.00	138.59	257.63	50.00	115.13	199.00	50.00	115.13	199.00

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 5m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	50	0	0
C2	0	107	178
C3	0	43	107
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	0	0
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-3	41	103
CS1 (+kV)	3	41	103
CS2 (-kV)	0	17	44
CS2 (+kV)	0	25	63

(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 = 5m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	50	203	391
SLU-2	65	203	391
SLU-3	50	187	351
SLU-4	65	187	351
ECC	50	115	199
SISM-1	47	174	345
SISM-2	53	181	365
SLE-RARA-1	50	149	284
SLE-RARA-2	50	139	258
SLE-FREQ-1	50	139	258
SLE-FREQ-2	50	115	199
SLE-QP	50	115	199

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 5m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	47	203	391
SLE-RARA	50	149	284
SLE-FREQ	50	139	258
SLE-QP	50	115	199

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	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche della sezione</u>						
B =	1000	mm base				
H =	900	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	16	1005	59		
	Lato valle		-			
	5	20	1571	839		
	Lato monte		-			
	Σ		2576	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	46.68	390.89	202.55	524.47	1.34
<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	282.11	-	-	282.11	1.39
<u>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni</u>						
Momento di fessurazione della sezione	$M_{cr} =$	457.6	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	50.00	284.28	1.75	26.74	I
ENV-QP	incastro con paramento	50.00	199.00	1.23	18.71	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
	$\sigma_s =$	240	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	50.00	257.63	1.59	24.23	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm	Sadottata=	200	mm
	$\sigma_s =$	200	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	50.00	199.00	1.23	18.71	I

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Scatolare Cogenerazione 21+310 (sottovia 127T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro d'ala LATO NORD

RIEPILOGO ARMATURE

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

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 16 / 20
		lato monte	φ 20 / 20
	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 20 / 20
		inferiore	φ 16 / 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 20 / 20
		inferiore	φ 16 / 20
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40