

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

130T - SOTTOVIA SCAT. - 21+498

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	C25	SP130	00000	R	S T R	0505	- 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	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1. INTRODUZIONE	5
1.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA	5
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
1.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	8
1.4 SOFTWARE DI CALCOLO	10
1.5 CONVENZIONI GENERALI	10
1.5.1 Unità di misura.....	10
1.6 METODOLOGIA DI VERIFICA.....	10
2. MATERIALI IMPIEGATI	11
2.1 STRUTTURE DI NUOVA REALIZZAZIONE	11
2.1.1 Caratteristiche dei materiali	11
2.1.2 Classi di esposizione	11
2.2 STRUTTURE ESISTENTI.....	13
2.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built).....	13
2.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti.....	13
2.2.3 Definizione del fattore di confidenza	29
2.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali	29
2.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti.....	31
3. PARAMETRI GEOTECNICI	40
4. SCATOLARE DI NUOVA REALIZZAZIONE	42
4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM	42
4.2 ANALISI DEI CARICHI.....	43
4.2.1 Peso proprio strutturale (DEAD).....	43
4.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura	43
4.2.3 Spinta delle terre “a riposo”.....	43
4.2.4 Azione del traffico	44
4.2.5 Frenatura	47
4.2.6 Sovraccarico spingente laterale del traffico.....	48
4.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche	48
4.2.8 Forze d’inerzia strutturali.....	49
4.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	49
4.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione.....	50
4.3.2 Gruppi di carico	52
4.4 COMBINAZIONI DI CARICO	53
4.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE	55
4.5.1 Premessa.....	55
4.5.2 Sollecitazioni di calcolo sugli elementi strutturali	55
4.5.3 Verifiche di resistenza	57
4.5.4 Verifica delle pressioni sul terreno	63
4.5.5 Verifica di deformabilità	66
5. CORDOLI	67
5.1 CORDOLO PORTA FOA – LATO NORD	67
5.1.1 Caratteristiche geometriche	68
5.1.2 Analisi dei carichi	68
5.1.3 Sollecitazioni di calcolo	68
5.1.4 Verifiche	69
5.2 CORDOLO PORTA SICURVIA – LATO SUD.....	72

5.2.1	Caratteristiche geometriche	72
5.2.2	Analisi dei carichi	72
5.2.3	Calcolo azione urto di veicolo in svio.....	73
5.2.4	Sollecitazioni di calcolo	76
5.2.5	Verifiche	77
6.	STRUTTURE ESISTENTI (ANNI '60)	80
6.1	PREMESSA.....	80
6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	80
6.2.1	Peso proprio strutturale (DEAD).....	80
6.2.2	Carico permanente non strutturale sopra la copertura	80
6.2.3	Spinta delle terre “a riposo”	81
6.2.4	Azione del traffico	81
6.2.5	Frenatura	84
6.2.6	Sovraccarico spingente laterale del traffico.....	84
6.2.7	Spinta delle terre in condizioni sismiche	85
6.2.8	Forze d’inerzia strutturali.....	85
6.3	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	86
6.4	VERIFICHE	88
6.4.1	Verifiche strutturali	88
6.4.2	Verifica delle pressioni sul terreno	95
7.	STRUTTURE ESISTENTI (PRIMO AMPLIAMENTO).....	98
7.1	PREMESSA.....	98
7.2	VERIFICHE	98
7.2.1	Verifiche strutturali	98
7.2.2	Verifica delle pressioni sul terreno	104
8.	IMBOCCO A U	105
8.1	DESCRIZIONE GENERALE	105
8.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	106
8.3	ANALISI DEI CARICHI.....	108
8.3.1	Peso proprio strutturale (DEAD).....	108
8.3.2	Spinte delle terre (SP-M1-K0)	108
8.3.3	Sovraccarico accidentale (SQ-M1-K0 // SQ-M1-K0-SX).....	108
8.3.4	Carichi permanenti interni all’imbocco (PAVIM-INF)	109
8.3.5	Carichi accidentali interni all’imbocco (TR-INF)	109
8.3.6	Azione sismica.....	110
8.4	COMBINAZIONI DI CALCOLO	111
8.5	SOLLECITAZIONI SUI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	111
8.6	VERIFICHE STRUTTURALI.....	113
8.6.1	Piedritto	113
8.6.2	Soletta di fondazione	114
8.7	VERIFICHE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO.....	115

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 – SEZIONE LONGITUDINALE DEL SOTTOVIA.....	6
FIGURA 1-2 – PLANIMETRIA DEL SOTTOVIA.....	6
FIGURA 1-3 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE – LATO SUD	6
FIGURA 1-4 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE – LATO NORD.....	7
FIGURA 1-5 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO A U – LATO SUD.....	7
FIGURA 1-6 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO A U – LATO NORD	7
FIGURA 2-1 – CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	12
FIGURA 2-2 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	13
FIGURA 2-3 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/2.....	14
FIGURA 2-4 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/2.....	15
FIGURA 2-5 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO	16
FIGURA 2-6 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	17
FIGURA 2-7 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE	18
FIGURA 2-8 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO)	19
FIGURA 2-9 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	21
FIGURA 2-10 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE	22
FIGURA 2-11 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE	22
FIGURA 2-12 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI.....	28
FIGURA 2-13 – 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)..	29
FIGURA 3-1 – INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	40
FIGURA 3-2 – CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA	40
FIGURA 3-3 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A).....	40
FIGURA 3-4 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	40
FIGURA 3-5 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	41
FIGURA 4-1 – MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI.....	42
FIGURA 4-2 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	43
FIGURA 4-3 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	44
FIGURA 4-4 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	44
FIGURA 4-5 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_k E Q_{k1} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	45
FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO IN CAMPATA DELLA SOLETTA	46
FIGURA 4-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO ALL’APPOGGIO DELLA SOLETTA.....	46
FIGURA 4-8 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL).....	47
FIGURA 4-9 – FRENATURA	47
FIGURA 4-10 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	48
FIGURA 4-11 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO E SU ENTRAMBI	48
FIGURA 4-12 – SOVRASPINTA SISMICA (WOOD) IN DIREZIONE +X	49
FIGURA 4-13 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L’EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018).....	50
FIGURA 4-14 – COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018).....	50
FIGURA 4-15 – VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018).....	51
FIGURA 4-16 – COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018)	51
FIGURA 4-17 – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018).....	52
FIGURA 4-18 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	55
FIGURA 4-19 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M).....	56
FIGURA 4-20 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M).....	56
FIGURA 4-21 – PRESSIONE AGENTE SUL TERRENO DI FONDAZIONE	63
FIGURA 5-1 – CORDOLO PORTA FOA	67
FIGURA 5-2 – SISTEMA DI RIFERIMENTO PER CALCOLO AZIONI FOA E SOLLECITAZIONI RISULTANTI	67

FIGURA 5-5 – CORDOLO PORTA SICURVIA.....	72
FIGURA 5-4 – MODELLAZIONE DELL’AZIONE DI URTO (FIG.5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE).....	74
FIGURA 4-2 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	80
FIGURA 4-3 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	81
FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO IN CAMPATA DELLA SOLETTA	82
FIGURA 4-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO ALL’APPOGGIO DELLA SOLETTA.....	83
FIGURA 4-8 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL).....	83
FIGURA 4-9 – FRENATURA	84
FIGURA 4-10 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	84
FIGURA 4-11 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO E SU ENTRAMBI	85
FIGURA 4-12 – SOVRASPINTA SISMICA (WOOD) IN DIREZIONE +X	85
FIGURA 4-18 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	86
FIGURA 4-19 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M).....	86
FIGURA 4-20 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M).....	87
FIGURA 9-5 – DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA SCATOLARE L=3.00 AL KM 21+463” – PIANTE E SEZIONE LONGITUDINALE SCATOLARE ...	88
FIGURA 9-6 – DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA SCATOLARE L=3.00 AL KM 21+463” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE	88
FIGURA 4-21 – PRESSIONE AGENTE SUL TERRENO DI FONDAZIONE	95
FIGURA 10-5 – DOCUMENTO AS-BUILT – TAVOLA 11011304STR655 – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE	98
FIGURA 8-1 – SEZIONE LONGITUDINALE DEL MURO A U – LATO SUD	105
FIGURA 8-2 – SEZIONE LONGITUDINALE DEL MURO A U – LATO NORD.....	105
FIGURA 1-5 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO A U – LATO SUD.....	106
FIGURA 1-6 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO A U – LATO NORD	106
FIGURA 8-6 – INDICAZIONE NUMERAZIONE NODI	107
FIGURA 8-7 – INDICAZIONE NUMERAZIONE ASTE	107
FIGURA 8-8 – SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI A RIPOSO	108
FIGURA 8-9 – SOVRACCARICO ACCIDENTALE SPINGENTE IN CONDIZIONI A RIPOSO	109
FIGURA 8-10 – CARICHI PERMANENTI INTERNI ALL’IMBOCCO	109
FIGURA 8-11 – CARICHI ACCIDENTALI INTERNI ALL’IMBOCCO	109
FIGURA 8-12 – SOVRASPINTA SISMICA DEL TERRENO.....	110
FIGURA 8-13 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kNm/M).....	111
FIGURA 8-14 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M).....	112
FIGURA 8-15 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	112

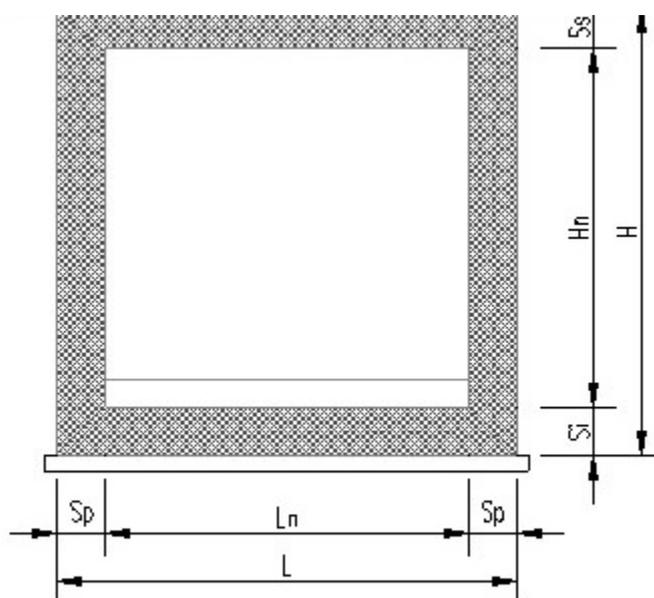
1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti nei calcoli statici per l'ampliamento del Sottovia Scatolare 21+448, 130T, 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 – San Lazzaro. Indicativamente l'opera è ubicata alla progressiva 21+448.

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

$L_n =$	3.01/3.13	m	$S_s =$	0.40	m	$L =$	3.81/3.93	m
$H_n =$	3.20	m	$S_i =$	0.40	m	$H =$	4.00	m
			$S_p =$	0.40	m			

La struttura originaria, realizzata negli anni '60 e ampliata nel 2004, è costituita da una struttura di tipo scatolare in cemento armato, di lunghezza complessiva pari a 55.18m.

La struttura scatolare in cemento armato, risalente agli anni '60, ha una larghezza di 3.80 m, un'altezza totale di 4.00 m e una lunghezza di 48.35 m.

La soletta superiore, quella inferiore e i piedritti hanno spessore 0.40 m. La struttura non presenta sbordo laterale alla base e al di sotto della soletta inferiore è posizionato uno strato di magrone. Le dimensioni interne sono, quindi, 3.20 m in altezza e 3.00 m in larghezza. Inoltre, sulla soletta inferiore la sede stradale ha uno spessore di 0.50 m.

Nel 2004 è stato eseguito l'allargamento della struttura di 3.42 m su entrambi i lati. L'ampliamento è stato realizzato mantenendo le modalità costruttive della struttura esistente, quindi, mediante uno scatolare in cemento armato. Le dimensioni dello scatolare nella parte di ampliamento restano le medesime della struttura esistente. L'intervento prevedeva altresì la realizzazione, su entrambi i lati, di muri ad "U", cordoli porta sicurvia e barriere FOA; che verranno demoliti contestualmente all'esecuzione dell'ampliamento in progetto.

L'intervento oggetto della presente relazione prevede l'allargamento della struttura di 12.32 m sul lato Sud e 14.11 m sul lato Nord. La struttura scatolare del sottovia, dopo gli ampliamenti, ha una lunghezza complessiva di 70.81 m.

L'ampliamento in entrambe le direzioni sarà realizzato mantenendo le modalità costruttive della struttura esistente, quindi, mediante uno scatolare in cemento armato. Le dimensioni dello scatolare nella parte di ampliamento restano le medesime della struttura esistente.

L'ampliamento si compone di due parti: una in cui è presente lo scatolare e una seconda parte composta di un imbocco a "U", con l'altezza dei piedritti che diminuisce gradualmente verso l'esterno, seguendo l'andamento del terreno. La parte di scatolare ha una lunghezza di 8.91 m sul lato Nord e di 6.72 m sul lato Sud.

L'imbocco a U, per il lato Nord, ha una lunghezza di 5.20 m con un'altezza iniziale di 4.00 m e un'altezza finale di 1.54 m; per la parte Sud, invece, la lunghezza è di 5.60 m e l'altezza varia da 3.85 m a 1.38 m.

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

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

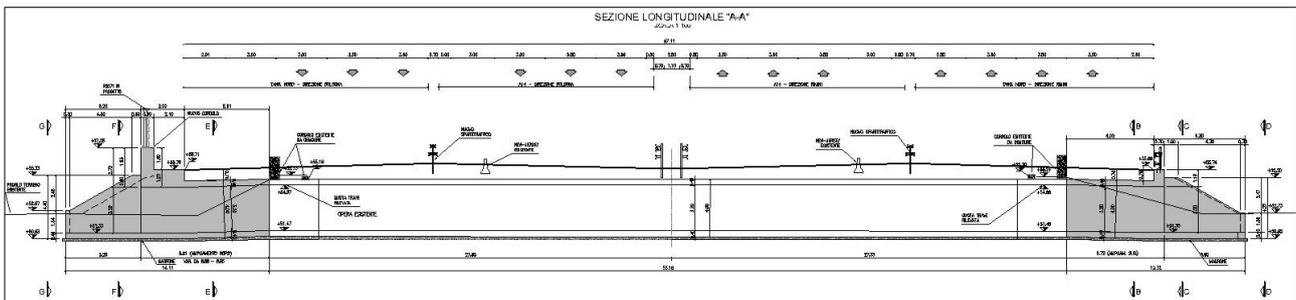


Figura 1-1 – Sezione longitudinale del sottovia

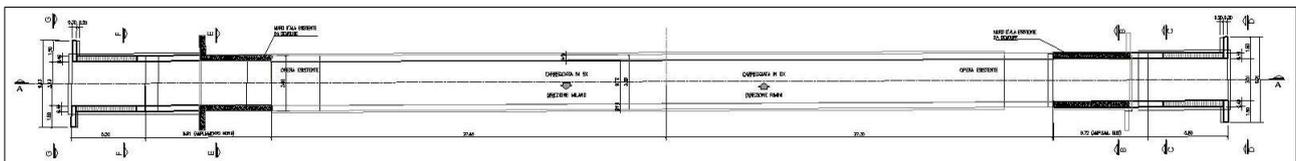


Figura 1-2 – Planimetria del sottovia

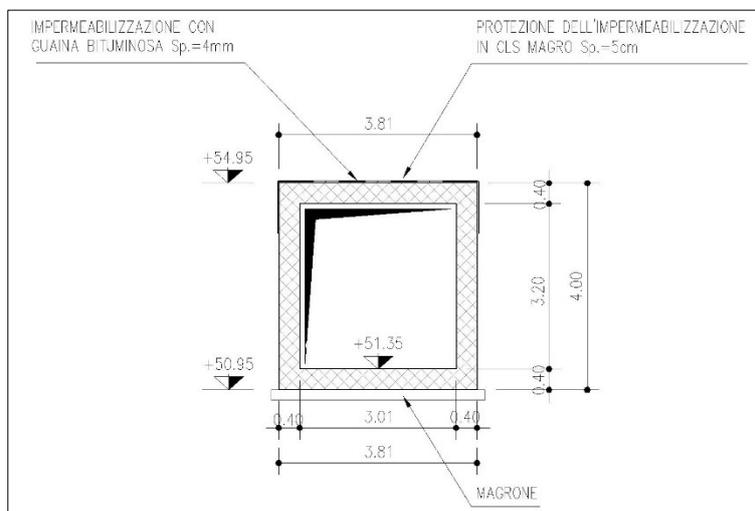


Figura 1-3 – Sezione trasversale del sottovia scatolare – Lato Sud

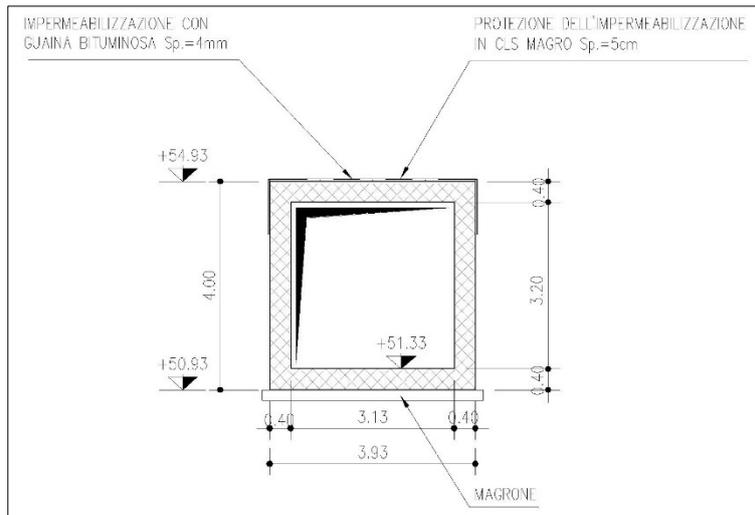


Figura 1-4 – Sezione trasversale del sottovia scatolare – Lato Nord

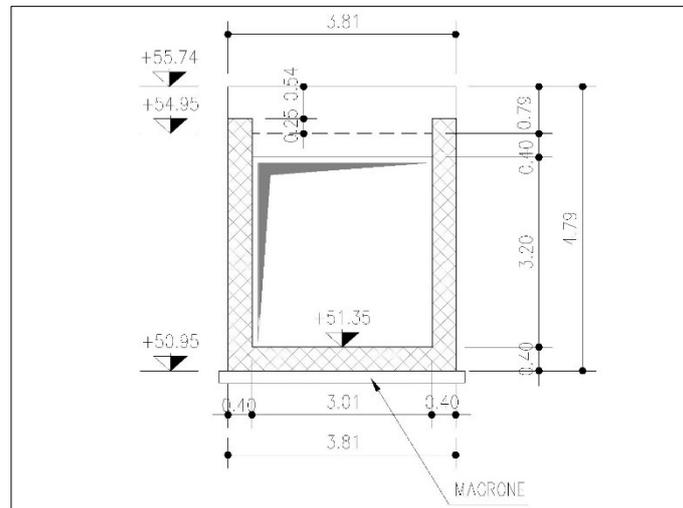


Figura 1-5 – Sezione trasversale del muro a U – Lato Sud

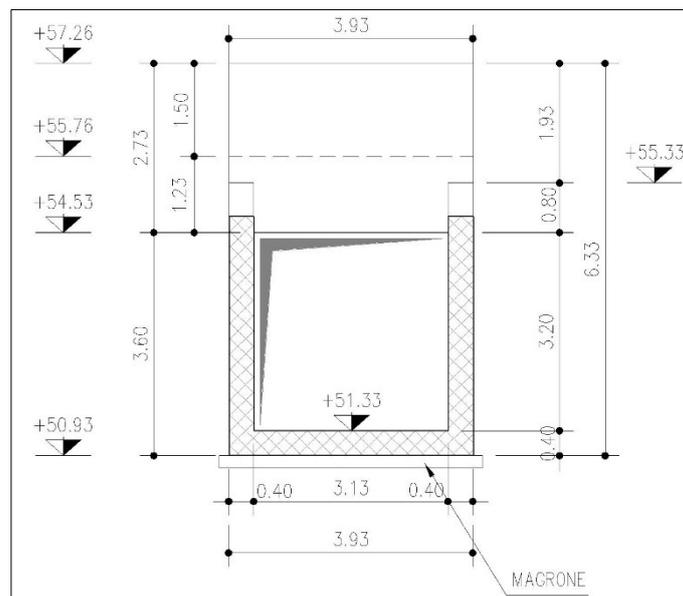


Figura 1-6 – Sezione trasversale del muro a U – Lato Nord

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] D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [5] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [7] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [8] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [9] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [10] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [12] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [13] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [14] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [15] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [16] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [17] 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.
- [18] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera.
- [19] 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	
Es: modulo elastico	210 000.0 MPa
vs: coefficiente di Poisson	0.3 -
Gs: modulo di elasticità tangenziale	80 769.23 MPa

2.1.2 Classi di esposizione

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

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

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 600

Acciaio tipo Aq42

Strutture relative al primo ampliamento (2004)

Calcestruzzo: $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$

Acciaio: FeB44k controllato in stabilimento

2.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2018

Nel mese di Gennaio 2018 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 (n.° 2 prove di compressione + carbonatazione);
- n.° 2 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- n.° 2 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-19-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia scatolare pk 21+448-130T – Sottovia Scatolare – 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.

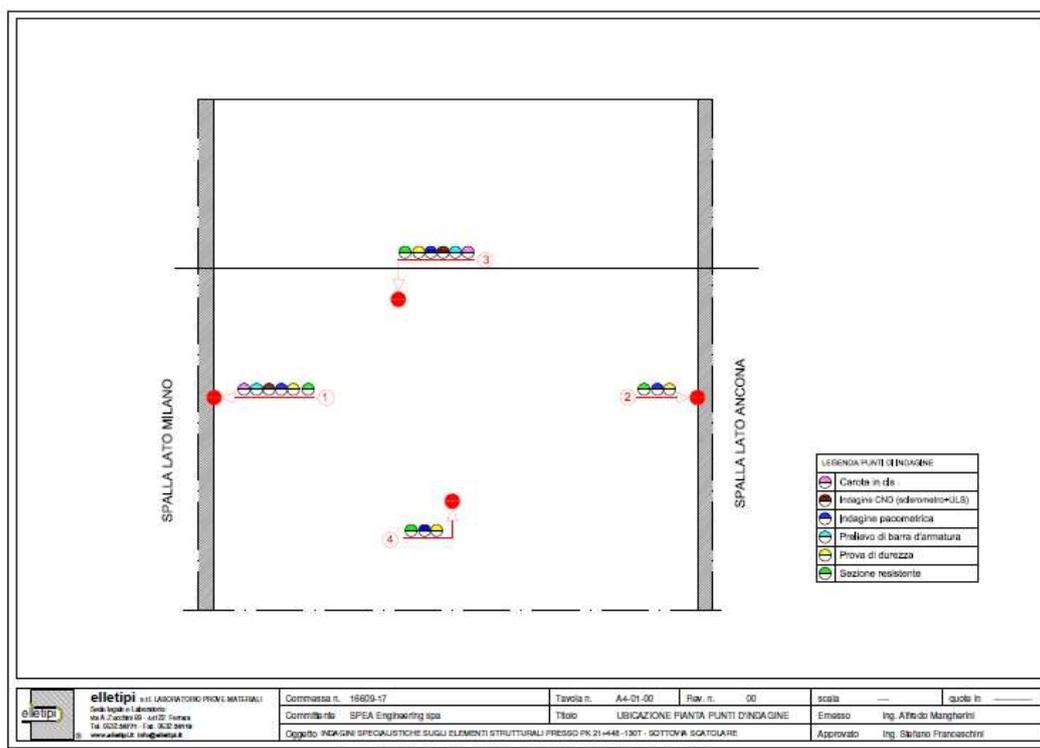


Figura 2-2 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

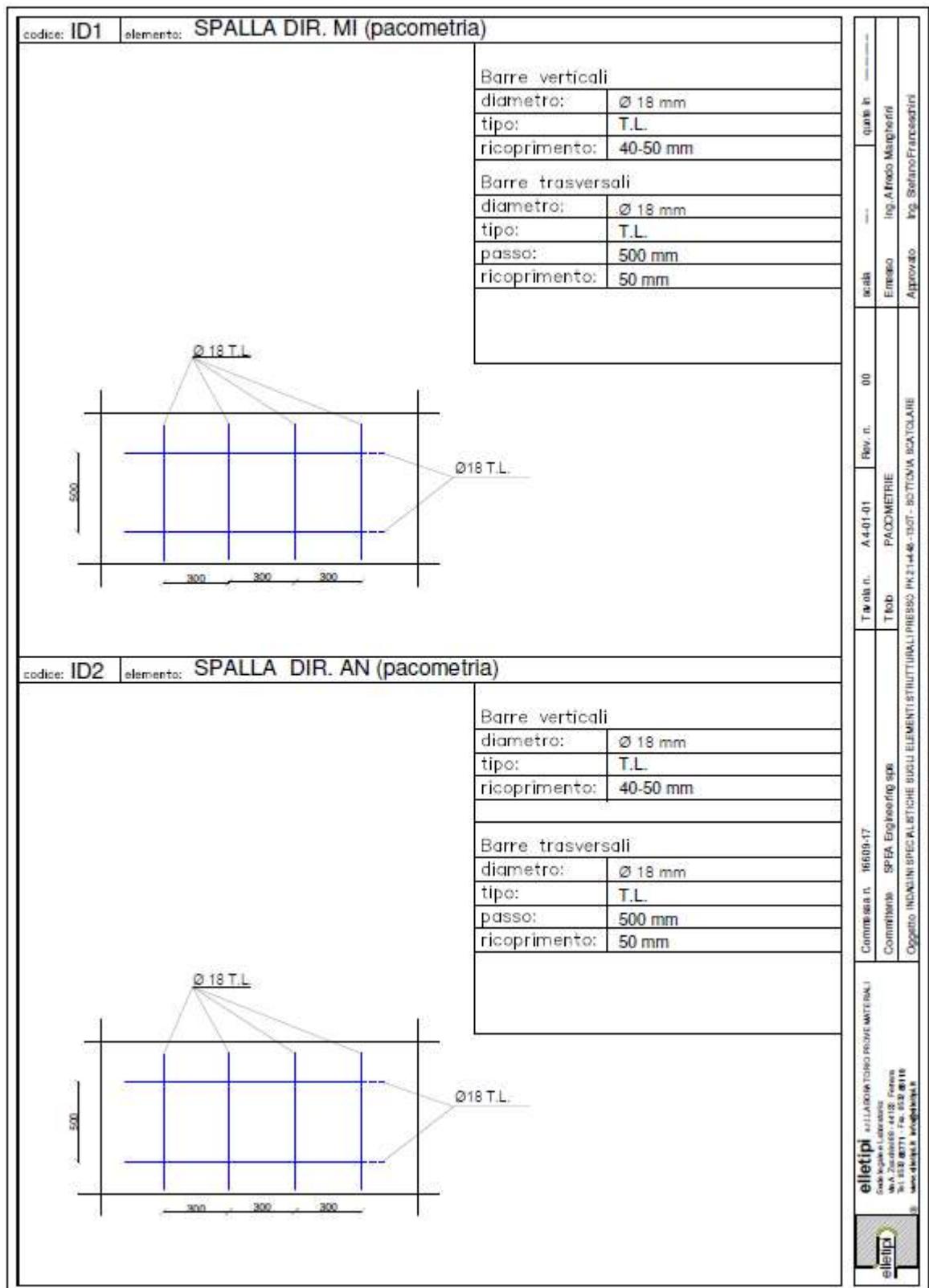


Figura 2-3 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/2

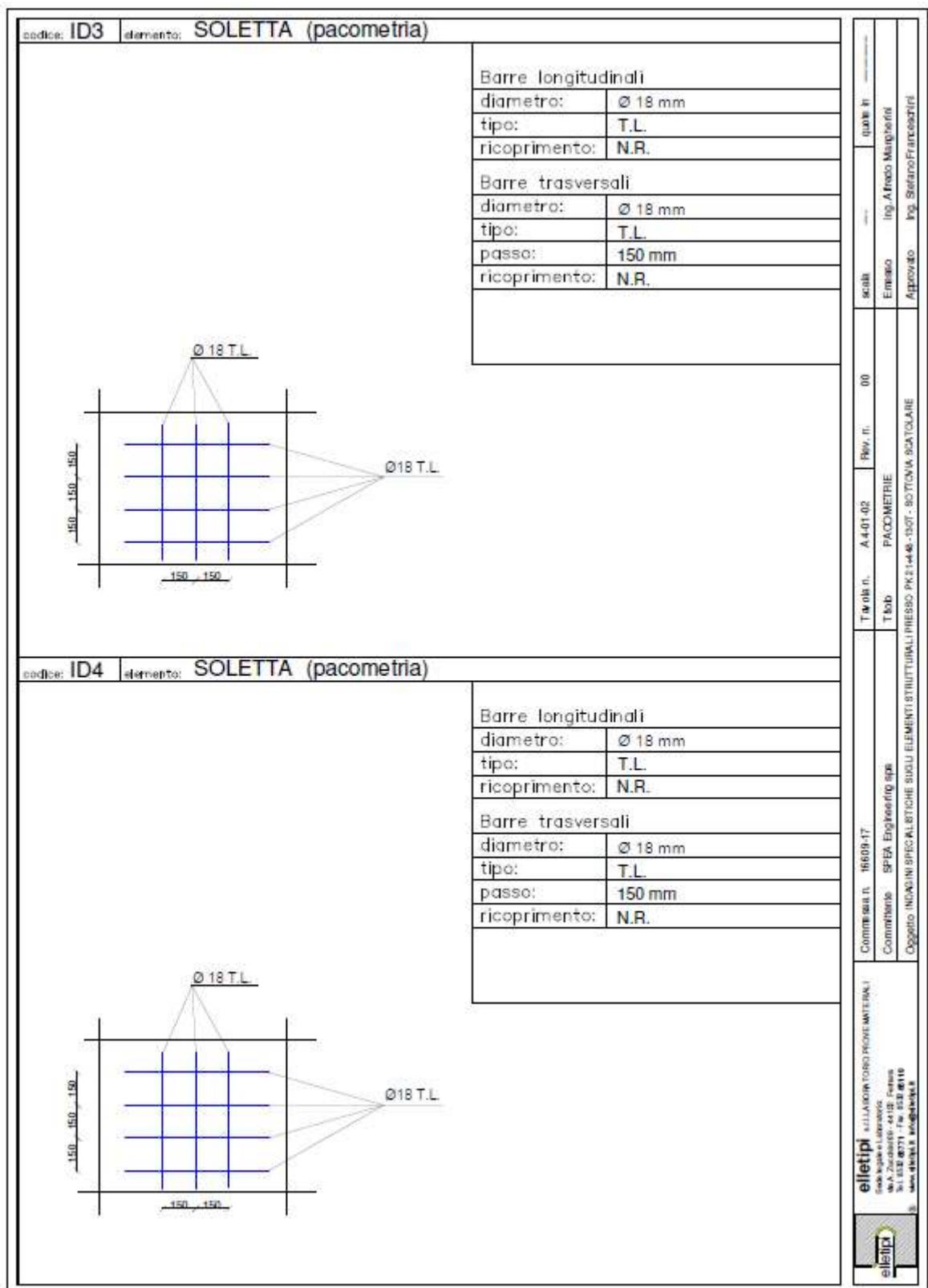


Figura 2-4 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/2



elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/86119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174800387
 e-mail: info@elletipi.it, segreteria@pec.elletipi.it



Adatto con Sistemi di Gestione certificati da Certipaq
 Qualità Gestione Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 3000006 del 27/01/2015, art. 28 del D.P.R. 184/2001, Circolare Ministeriale 281/2012
 Laboratorio Costruzioni autorizzato con Dec. n. 8972 del 02/10/2014, art. 18 del D.P.R. 180/2001, Circolari Ministeriali 281/2012
 Circolare Scelta n° 1308 del 22/04/2014 del Ministero delle Attività Produttive, rinviata al sensi della circ. 300/2011, DM 136/2002

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk21+448 - 130T - SOTTOVIA SCATOLARE
COMMESSA:	1860B/17
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	18/01/2018
CERTIFICATO n°:	49347/18 Rev 0 del: 30/03/2018
DATA PROVE:	17/01/2018

PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/m ³]	Carico di Rottura [kN]	f _{cd} [MPa]	R _{c1} [MPa]	penetrazione CO ₂ [mm]
		Diametro [mm]	Lunghezza [mm]	λ = L / D					
SPALLA MILANO	1	94	98	1.04	2272	113.4	16.3	16.6	96
SOLETTA	3	74	78	1.05	2370	149.2	34.7	35.4	29

Nota:

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 rettifica

f_{cd} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ

R_{c1} = f_{cd} x 2.5 / (1.5+1.0λ) 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.l. Riccardo Mazza

Figura 2-5 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo



eletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchi, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00746030367
 e-mail: info@eletipi.it, segreteria@pec.eletipi.it, sito www.eletipi.it



Adesione con Etichetta di Qualità Certificata da Comitato
 Qualità Nazionale Strutturale
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 UNI EN ISO 45001:2018

Laboratorio Nazionale di Controllo autorizzato dal D.M. n. 2009008 del 27/01/2011, art. 58 del D.P.F. 380/2001, Credito Meridionale 70/73370
 Laboratorio Nazionale autorizzato dal D.M. n. 8412 del 17/10/2011, art. 58 del D.P.F. 380/2001, Credito Meridionale 70/73370
 Credenza N. 1308, 044 428148 del 22/03/2004 del Ministero della Attività Produttive, approvata al decreto del n. 3052/11, DM 19/02/11

COMMITTENTE:		SPEA ENGINEERING S.P.A.	
INDIRIZZO:		VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)	
CANTIERE:		pk21+448 - 130T - SOTTOVIA SCATOLARE	
COMMESSA:		1605H17	
DATA PROVA:		16/01/18	
PARTE D'OPERA:		SOLETTA	
CERTIFICATO n°:		45402/18 elaborato numerico revisione 3D ammessa il 03/04/18	

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI (Economi, 2003)	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 53kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori ottenuti in sito														
	(cm)	(µs)	(km/s)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	media	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
ID 3 - SOLETTA NORD	20	57.00	3960	INDIRETTA	42	42	42	42	38	38	42	40	38	40	40.4	35.4	20.5	34.0	35.4

Nota:
 Determinazione dell'età del calcestruzzo - UNI 10822
 La velocità di impulso ultrasonico (53kHz) viene posta in relazione con il tempo di ritorno (11 volte) misurato in sito.
 La relazione rappresenta l'angolo formato dall'asse delle abscisse con il piano orizzontale.
 Codice interno sperimentazione elaborata: 01 - 03/10/12
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
 L'età del calcestruzzo in sito.
 Il valore di riferimento del tempo di ritorno (11 volte) è pari a 100µs.
 Il valore di riferimento della velocità ultrasonica è pari a 4000 m/s.
 Codice interno sperimentazione elaborata: 01 - 03/10/12

Emesso:

 Ing. Alberto Mangano

Approvato:

 Il Responsabile di Laboratorio Controllo Strutturale
 p.l. Riccardo Mazza

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012)

cert-45402-17-rev00-16609-17-PND-SOLETTA

Sistema qualità Eletipi Srl 1 di 1



eletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchi, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00746030367
 e-mail: info@eletipi.it, segreteria@pec.eletipi.it, sito www.eletipi.it



Adesione con Etichetta di Qualità Certificata da Comitato
 Qualità Nazionale Strutturale
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 UNI EN ISO 45001:2018

Laboratorio Nazionale di Controllo autorizzato dal D.M. n. 2009008 del 27/01/2011, art. 58 del D.P.F. 380/2001, Credito Meridionale 70/73370
 Laboratorio Nazionale autorizzato dal D.M. n. 8412 del 17/10/2011, art. 58 del D.P.F. 380/2001, Credito Meridionale 70/73370
 Credenza N. 1308, 044 428148 del 22/03/2004 del Ministero della Attività Produttive, approvata al decreto del n. 3052/11, DM 19/02/11

COMMITTENTE:		SPEA ENGINEERING S.P.A.	
INDIRIZZO:		VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)	
CANTIERE:		pk21+448 - 130T - SOTTOVIA SCATOLARE	
COMMESSA:		1605H17	
DATA PROVA:		16/01/18	
PARTE D'OPERA:		SPALLA	
CERTIFICATO n°:		45403/18 elaborato numerico revisione 6D ammessa il 03/04/18	

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI (Economi, 2003)	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 53kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori ottenuti in sito														
	(cm)	(µs)	(km/s)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	media	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
ID 1 - SPALLA MILANO	20	58.30	3221	INDIRETTA	29	30	28	28	32	28	28	31	30	29	29.3	16.8	14.1	19.3	16.6

Nota:
 Determinazione dell'età del calcestruzzo - UNI 10822
 La velocità di impulso ultrasonico (53kHz) viene posta in relazione con il tempo di ritorno (11 volte) misurato in sito.
 La relazione rappresenta l'angolo formato dall'asse delle abscisse con il piano orizzontale.
 Codice interno sperimentazione elaborata: 01 - 03/10/12
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
 L'età del calcestruzzo in sito.
 Il valore di riferimento del tempo di ritorno (11 volte) è pari a 100µs.
 Il valore di riferimento della velocità ultrasonica è pari a 4000 m/s.
 Codice interno sperimentazione elaborata: 01 - 03/10/12

Emesso:

 Ing. Alberto Mangano

Approvato:

 Il Responsabile di Laboratorio Controllo Strutturale
 p.l. Riccardo Mazza

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012)

cert-45403-17-rev00-16609-17-PND-SPALLA

Sistema qualità Eletipi Srl 1 di 1

Figura 2-6 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo

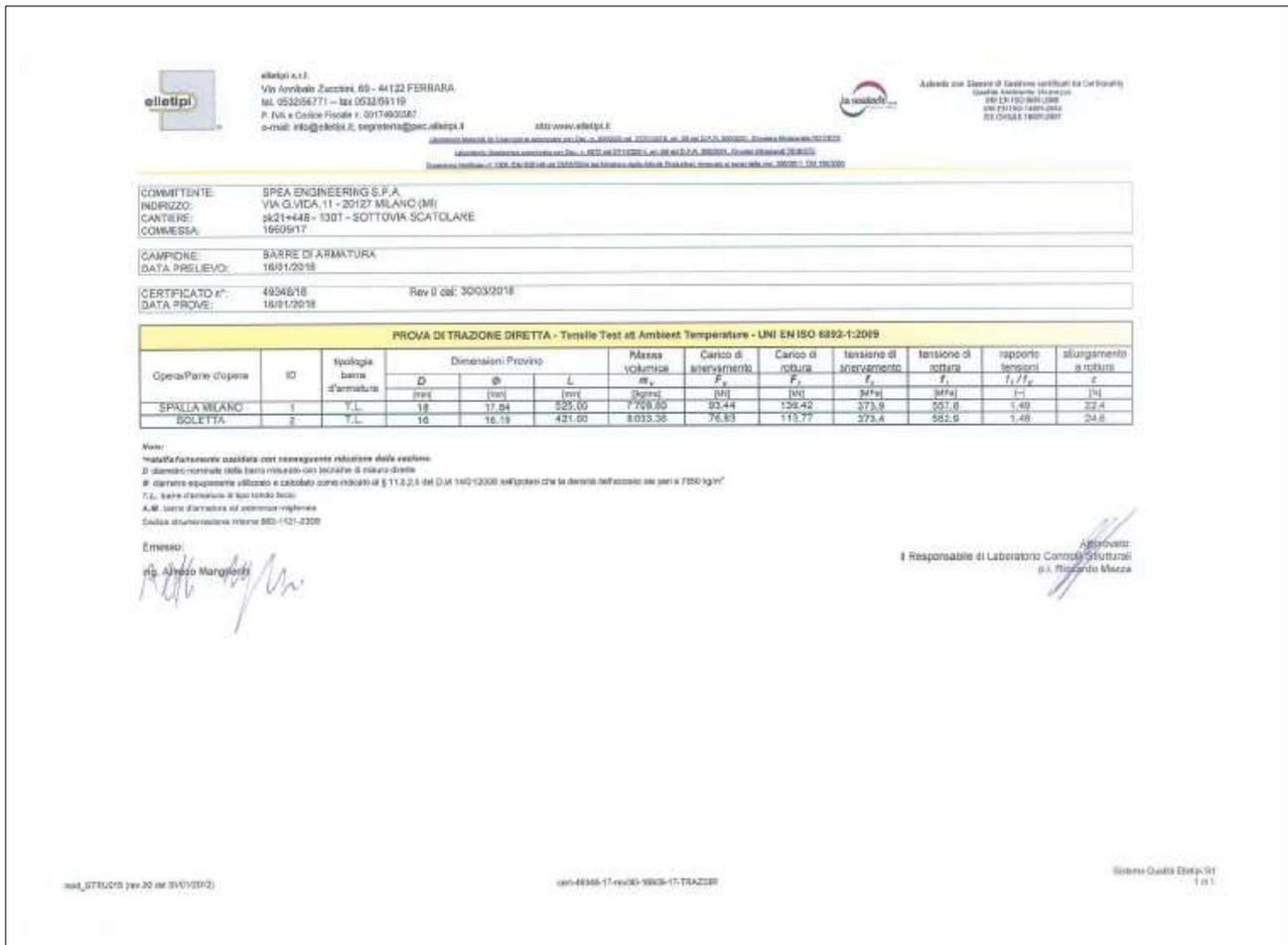


Figura 2-7 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale



eletipi s.r.l.
 Via Arribale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600367
 e-mail: info@eletipi.it; segreteria@pec.eletipi.it; www.eletipi.it



Ente per Servizi di Controllo della Conformità
 Qualità Individuale Spazio
 001 (0170) 689.000
 001 (0170) 1445.204
 01 (0541) 9009.200

Laboratorio Metallurgico Costruzioni autorizzato con Dec. n. 0000005 del 22/03/2015, art. 30 del D.P.R. 390/2001, Circolare Ministeriale 7011/81C;
 Laboratorio Costruzioni autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 30 del D.P.R. 390/2001, Circolari Ministeriali 7619/81C;
 Osservatorio Notificato n° 1309 (DM 6261/49 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) riconosciuta ai sensi della circ. 205/2011, DM 1360/2011

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk21+448 - 130T - SOTTOVIA SCATOLARE
COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 16/01/16
PARTE D'OPERA: BARRE ARMATURA: SPALLA - SOLETTA
CERTIFICATO n°: 49349/18 revisione 00 emessa il : 30/03/2016

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO ISO 16859/2015

progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					(MPa)
1	SPALLA MILANO	BARRA	163.0	163.0	548
			162.0		
			184.0		
2	SPALLA ANCONA	BARRA	150.0	152.0	510
			152.0		
			154.0		
3	SOLETTA NORD	BARRA	155.0	154.3	522
			152.0		
			156.0		
4	SOLETTA SUD	BARRA	192.0	194.0	640
			194.0		
			196.0		

NOTE: Codice strumentazione interna 11134
 * : Valore ottenuto da apposita tabella di conversione per le durezze.

Emesso:

 Ing. Alfredo Menghetti

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


mod_STRU022 (rev 01 del 16/05/13)
cert-49349-17-rev00-16609-17-DUR
Sistema Qualità Eletipi S4
pagina 1 di 1

Figura 2-8 – Indagini 2018 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°14 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°14 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°10 prelievo barre di armatura;
- N°9 indagini pacometriche.

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 29: Sottovia scatolare 130T – Autostrada A13 (BO) – km 021+448 – Rev.0 – 28/08/2020” 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.

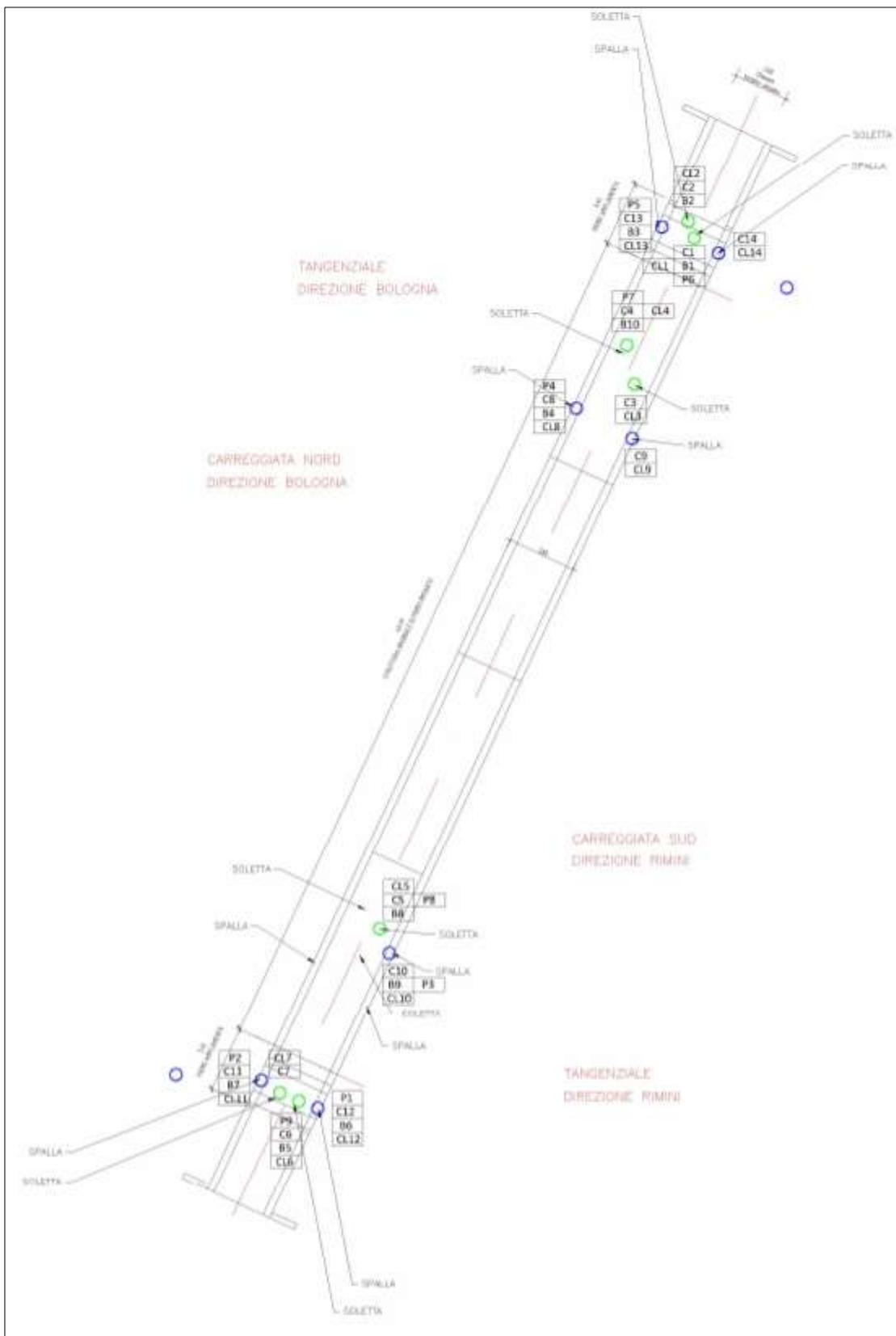


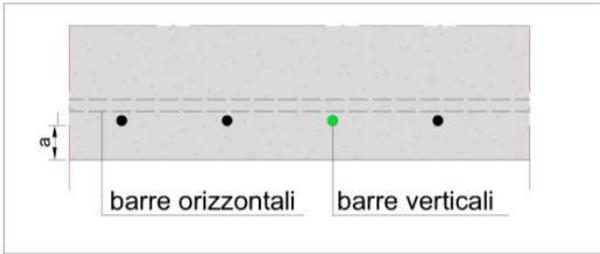
Figura 2-9 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

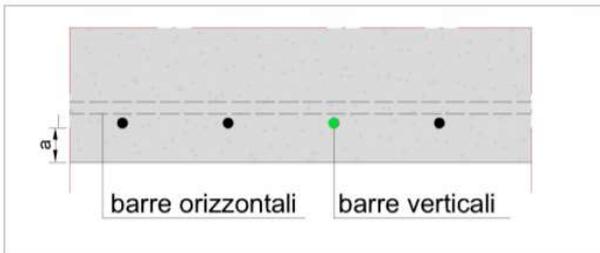
carota	dimensioni carota					massa volumica	carico di rottura	carico unitario fck	λ	Ceff. correl.	Rck
	\varnothing	h	superficie	volume	peso						
sigla	mm	mm	mm ²	cm ³	g	Kg/m ³	N	N/mm ²			N/mm ²
sigla	d	e	f	g	h	i	n	o	p	q	RC (N/mm ²)
			d ² x 3,14/4	f _x g:100		h:g		n:f	e:d	1.5+(1/p)	oxq
C1	74	148	4300,8	636,5	1585	2490,1	147980	34,41	2,00	1,25	43,01
C2	74	74	4300,8	318,3	787	2472,8	251410	58,46	1,00	1,00	58,46
C3	74	75	4300,8	322,6	728	2256,9	85130	19,79	1,01	1,01	19,90
C4	74	74	4300,8	318,3	733	2303,1	151070	35,13	1,00	1,00	35,13
C5	74	74	4300,8	318,3	720	2262,3	80400	18,69	1,00	1,00	18,69
C6	74	148	4300,8	636,5	1572	2469,7	123230	28,65	2,00	1,25	35,82
C7	74	74	4300,8	318,3	732	2300,0	123080	28,62	1,00	1,00	28,62
C8	74	75	4300,8	322,6	711	2204,2	58790	13,67	1,01	1,01	13,74
C9	74	74	4300,8	318,3	703	2208,9	59320	13,79	1,00	1,00	13,79
C10	74	74	4300,8	318,3	734	2306,3	100710	23,42	1,00	1,00	23,42
C11	74	74	4300,8	318,3	752	2362,8	199880	46,47	1,00	1,00	46,47
C12	74	75	4300,8	322,6	780	2418,1	224270	52,15	1,01	1,01	52,43
C13	74	74	4300,8	318,3	756	2375,4	196260	45,63	1,00	1,00	45,63
C14	74	74	4300,8	318,3	734	2306,3	147440	34,28	1,00	1,00	34,28

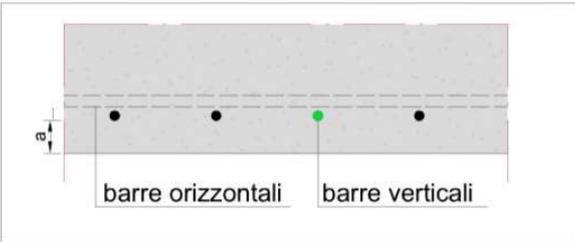
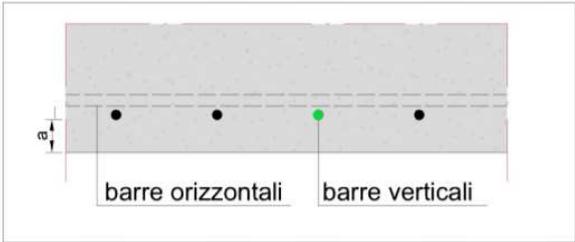
Figura 2-10 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

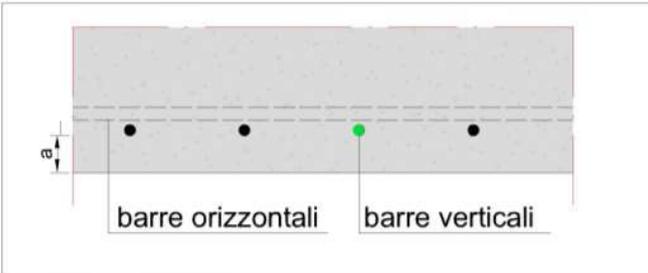
SIGLA	dimensioni barre acciaio					Fy	Ft	ALLUNG. 5 \varnothing	TIPO
	\varnothing nom	lung.	peso	area	\varnothing eq.*				
	mm	mm	g	mm ²	mm				
B1	20	398	966	309,19	19,84	521	675	13,90	AD.M
B2	16	385	604	199,85	15,95	517	619	12,80	AD.M
B3	20	340	826	309,48	19,85	516	632	11,60	AD.M
B4	18	412	823	254,47	18,00	512	635	10,10	LISCIO
B5	20	374	919	313,02	19,96	492	539	14,20	AD.M
B6	20	376	920	311,70	19,92	513	635	15,00	AD.M
B7	20	403	969	306,30	19,75	509	603	13,10	AD.M
B8	18	410	798	247,94	17,77	519	638	10,40	LISCIO
B9	18	370	730	251,33	17,89	521	634	11,30	LISCIO
B10	18	410	799	248,25	17,78	519	629	12,40	LISCIO

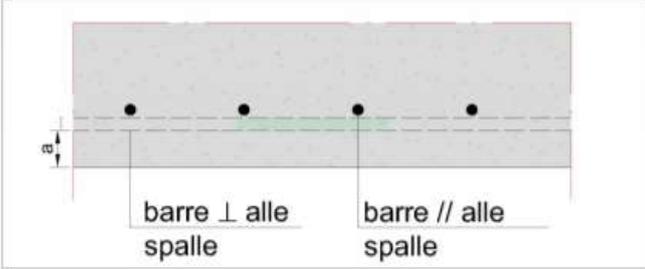
Figura 2-11 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

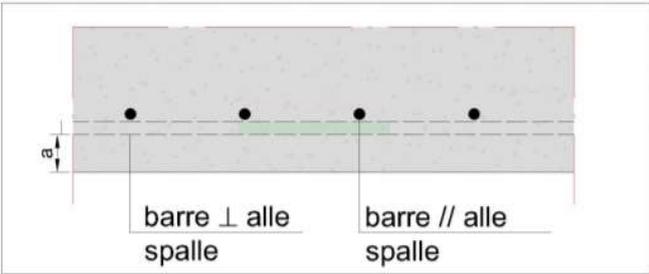
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1					
SPALLA IN C.A.	TANGENZIALE DIR. RIMINI, LATO DX					
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.						
 <p>barre orizzontali barre verticali</p> <p><i>Sezione area di indagine</i></p>						
	In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:					
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Barre orizzontali (passo, cm)</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ20/20</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	8	Barre orizzontali (passo, cm)	30	Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)
a (copriferro, cm)	8					
Barre orizzontali (passo, cm)	30					
Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/20					

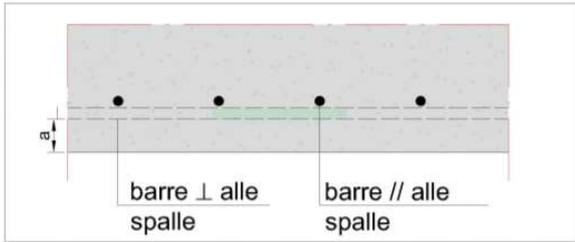
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 2					
SPALLA IN C.A.	TANGENZIALE DIR. RIMINI, LATO SX					
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.						
 <p>barre orizzontali barre verticali</p> <p><i>Sezione area di indagine</i></p>						
	In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:					
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Barre orizzontali (passo, cm)</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ20/25</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	8	Barre orizzontali (passo, cm)	30	Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)
a (copriferro, cm)	8					
Barre orizzontali (passo, cm)	30					
Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/25					

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 3					
SPALLA IN C.A.	CARR.SUD DIR. RIMINI, LATO DX					
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.						
 <p>Sezione area di indagine</p>						
	In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:					
	<table border="1"> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Barre orizzontali (passo, cm)</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ18/30</td> </tr> </table>	a (copriferro, cm)	3	Barre orizzontali (passo, cm)	50	Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)
a (copriferro, cm)	3					
Barre orizzontali (passo, cm)	50					
Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/30					
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4					
SPALLA IN C.A.	CARR.NORD DIR. BOLOGNA, LATO SX					
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.						
 <p>Sezione area di indagine</p>						
	In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:					
	<table border="1"> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>Barre orizzontali (passo, cm)</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ18/30</td> </tr> </table>	a (copriferro, cm)	6	Barre orizzontali (passo, cm)	40	Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)
a (copriferro, cm)	6					
Barre orizzontali (passo, cm)	40					
Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/30					
<p>N.B. la prova è stata rinominata P4 rispetto a quanto si legge nella foto sovrastante</p>						

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5						
SPALLA IN C.A.	TANGENZIALE DIR. BOLOGNA, LATO SX						
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>							
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>							
 <p>N.B. la prova è stata rinominata P5 rispetto a quanto si legge nella foto sovrastante</p>	<p>In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:</p> <table border="1" data-bbox="807 1012 1310 1283"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Barre orizzontali (passo, cm)</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ18/20</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	3	Barre orizzontali (passo, cm)	30	Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/20
a (copriferro, cm)	3						
Barre orizzontali (passo, cm)	30						
Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/20						

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 6
SOLETTA IN C.A.	TANGENZIALE DIR. BOLOGNA
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p style="text-align: center;">Sezione area di indagine</p>	
In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:	
a (copriferro, cm)	8
Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/25 Φ16/25
Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ16/25
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 7						
SOLETTA IN C.A.	TANGENZIALE DIR. BOLOGNA						
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.							
<div style="text-align: center;">  <p>barre ⊥ alle spalle barre // alle spalle</p> <p>Sezione area di indagine</p> </div>							
	<p>In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:</p> <table border="1" data-bbox="831 931 1289 1193"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ18/20</td> </tr> <tr> <td>Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ16/15-40</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	8	Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/20	Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ16/15-40
a (copriferro, cm)	8						
Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/20						
Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ16/15-40						

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 8						
SOLETTA IN C.A.	CARR.SUD DIR. RIMINI						
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.							
 <p>Sezione area di indagine</p>							
	<p>In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:</p> <table border="1"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ18/15</td> </tr> <tr> <td>Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ16/40</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	8	Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/15	Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ16/40
a (copriferro, cm)	8						
Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ18/15						
Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ16/40						

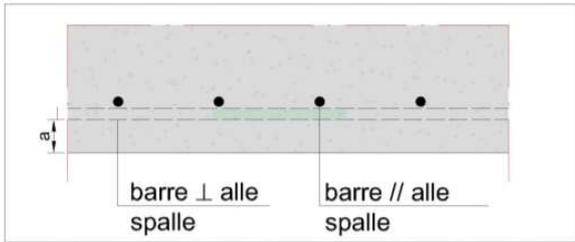
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 9						
SOLETTA IN C.A.	TANGENZIALE DIR. RIMINI						
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.							
 <p>Sezione area di indagine</p>							
 <p>N.B. la prova è stata rinominata P9 rispetto a quanto si legge nella foto sovrastante</p>	<p>In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:</p> <table border="1"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>6-8</td> </tr> <tr> <td>Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ20/25</td> </tr> <tr> <td>Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ16/25</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	6-8	Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/25	Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ16/25
a (copriferro, cm)	6-8						
Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/25						
Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ16/25						

Figura 2-12 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Rilievi geometrici e pacometrici

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 2-13 – 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, si 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:	130T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C3	19,90	
C4	35,13	
C5	18,69	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
3	35,40	
R _c [MPa]	27,28	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	18,19	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	15,09	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,26	
σ^*	0,35	
$\mu_{0,16}$	3,09	
x _{0,05}	12,35	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	12,35	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	10,25	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	10,25	

Sottovia:	130T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	acciaio	
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B8		519,00
B10		519,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 3		373,40
f_y [MPa]	470,47	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	409,10	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,14	
σ^*	0,19	
$\mu_{0,16}$	6,03	
$x_{0,05}$	305,10	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	305,10	= f_y / FC
f_d [MPa]	305,10	

Sottovia:	130T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	pedritti e fondazione	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C8	13,74	
C9	13,79	
C10	23,43	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
1	16,60	
R_c [MPa]	16,89	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	11,26	= $R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	9,35	= $R_c \times 0,83$
n° prove	4	
μ^*	2,80	
σ^*	0,25	
$\mu_{0,16}$	2,68	
$x_{0,05}$	9,63	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	9,63	= R_c / FC
$f_{c(d)}$ [MPa]	8,00	= $R_c \times 0,83$
f_d [MPa]	8,00	

Sottovia:	130T	
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]
B4		512,00
B9		521,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 3		373,90
f_y [MPa]	468,97	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	407,80	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,14	
σ^*	0,19	
$\mu_{0,16}$	6,03	
$x_{0,05}$	306,54	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	306,54	= f_y / FC
f_d [MPa]	306,54	

Sottovia:	130T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C1	43,01	
C2	58,46	
C6	35,82	
C7	28,62	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
R _c [MPa]	41,48	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	27,65	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	22,95	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,69	
σ^*	0,30	
$\mu_{0,16}$	3,54	
$x_{0,05}$	21,00	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	21,00	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	17,43	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	17,43	valore di progetto

Sottovia:	130T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	acciaio	
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B1		521,00
B2		517,00
B5		492,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	510,00	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	443,48	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,23	
σ^*	0,03	
$\mu_{0,16}$	6,22	
$x_{0,05}$	475,88	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	475,88	= f_y / FC
f_d [MPa]	443,48	

Sottovia:	130T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	piedritti e fondazione	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C11	46,47	
C12	52,43	
C13	45,63	
C14	34,28	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
R _c [MPa]	44,70	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	29,80	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	24,74	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,79	
σ^*	0,18	
$\mu_{0,16}$	3,70	
x _{0,05}	30,05	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	30,05	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	24,94	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	24,74	

Sottovia:	130T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	piedritti	
Materiale:	acciaio	
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B3		516,00
B6		513,00
B7		509,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	512,67	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	445,80	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,24	
σ^*	0,01	
$\mu_{0,16}$	6,24	
$x_{0,05}$	504,93	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	504,93	= f_y / FC
f_d [MPa]	445,80	

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'_u (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 +51.00m s.l.m.m. circa. Le verifiche geotecniche sono condotte considerando, come terreno di fondazione, i parametri geotecnici dello strato A.

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

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

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:

$$k = E / B = 5000 \text{ kN/m}^2 / 3.93 \text{ m} = 1272 \text{ kN/m}^3$$

Le molle, applicate ai nodi interni della soletta inferiore, hanno una rigidezza che è funzione dell'area di influenza di ciascun nodo, generalmente 0.294m x 1.00m. Si ottiene:

- $k_v = 1272 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.294\text{m} \cdot 1.00\text{m} = 374 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 187 \text{ kN/m}$.

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

- $k_v = 374 \text{ kN/m} / 2 = 187 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 94 \text{ kN/m}$.

Le solette di fondazione-copertura e i piedritti sono modellati con elementi beam di spessore 0.40m e base 1.00m, aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che rappresentano.

Section Name	Material	Shape	t3 [m]	t2 [m]	Area [m ²]	I33 [m ⁴]
Soletta copertura	C32/40	Rectangular	0,4	1	0,4	0,0053
Piedritto sx	C32/40	Rectangular	0,4	1	0,4	0,0053
Piedritto dx	C32/40	Rectangular	0,4	1	0,4	0,0053
Soletta fondazione	C28/35	Rectangular	0,4	1	0,4	0,0053

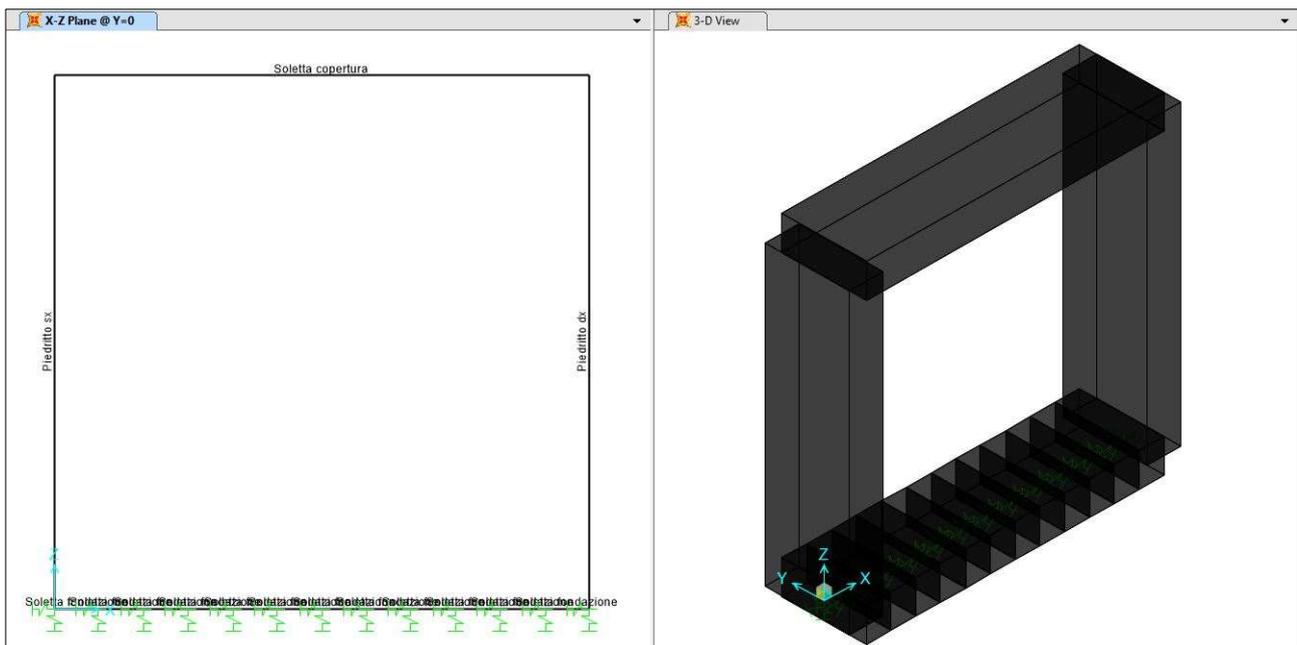


Figura 4-1 – Modello di calcolo ad elementi finiti

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:

- 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: $p_t = \gamma_t \times h_t = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.61 \text{ m} = 12.20 \text{ kN/m}^2$

Risulta:

$$p = p_{pav} + p_t = 15.20 \text{ kN/m}^2$$

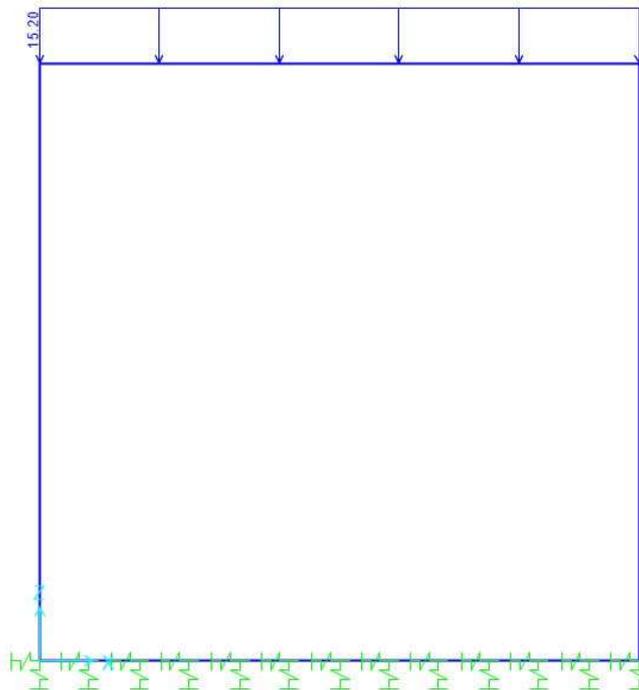


Figura 4-2 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

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.
0,96	19,20	8,19	in corrispondenza della copertura
4,56	91,20	38,89	in corrispondenza della fondazione
F1conc [kN/m]	1,47	Forza concentrata in corrispondenza della copertura	
F2conc [kN/m]	7,95	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione	

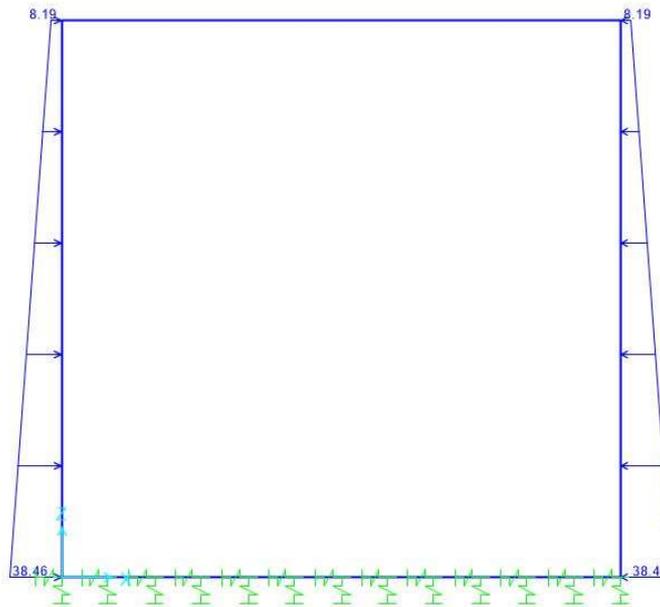
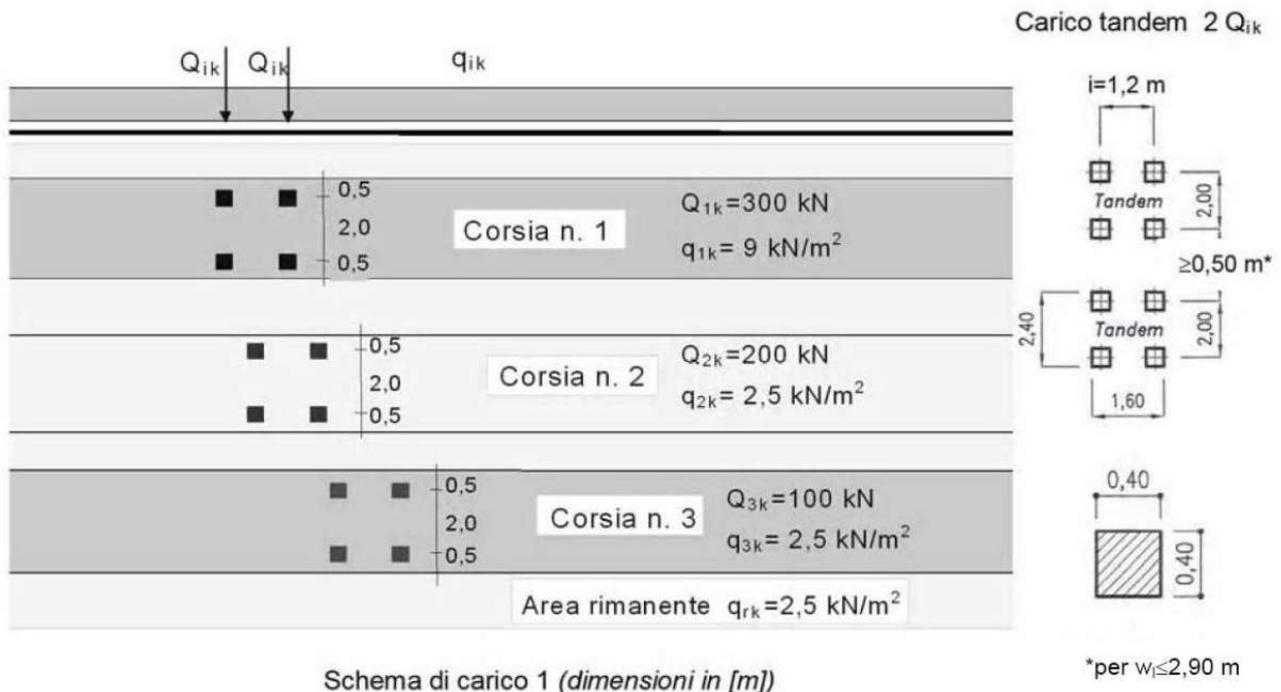


Figura 4-3 – Spinta delle terre sui piedritti

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.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

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: $h_1 = 0.15 + 0.61 = 0.76m$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 0.40m$

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

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

Larghezza diffusione singola impronta:

$B_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) m = 1.678m$

Lunghezza diffusione:

$L_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) m = 1.678m$

Considerato che:

$B_{diff} / 2 = 0.839m > B_{sc1} / 2 = 0.60m$ (con B_{sc1} distanza tra le impronte di carico in direzione X trasversale allo scatolare)

$L_{diff} / 2 = 0.839m < L_{sc1} / 2 = 1.00m$ (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 unicamente in direzione X.

$B_{diff}^* = B_{diff} + B_{sc1} = 2.878m$

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

$q_{TS} = Q_{ik} \times (B_{diff}^* \times L_{diff}) = 300kN / (2.878m \times 1.678m) = 62.12kN/m^2$

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

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

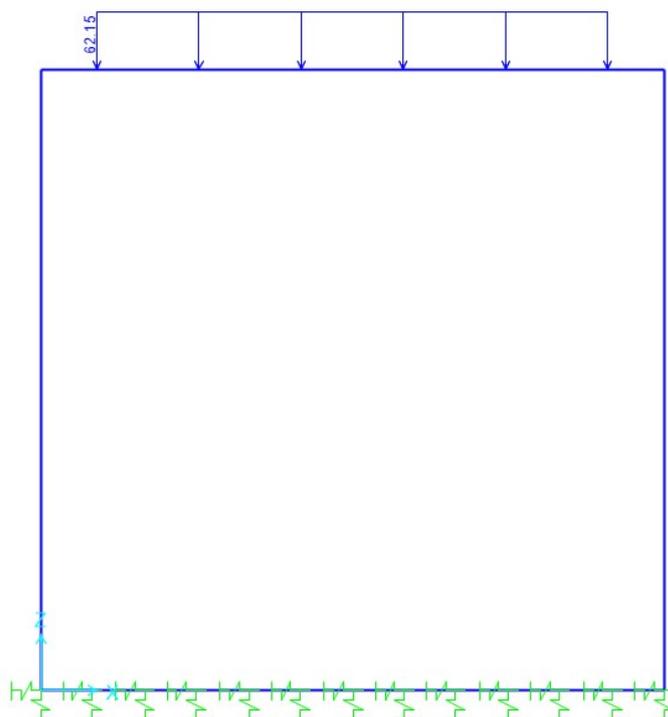


Figura 4-6 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del momento in campata della soletta

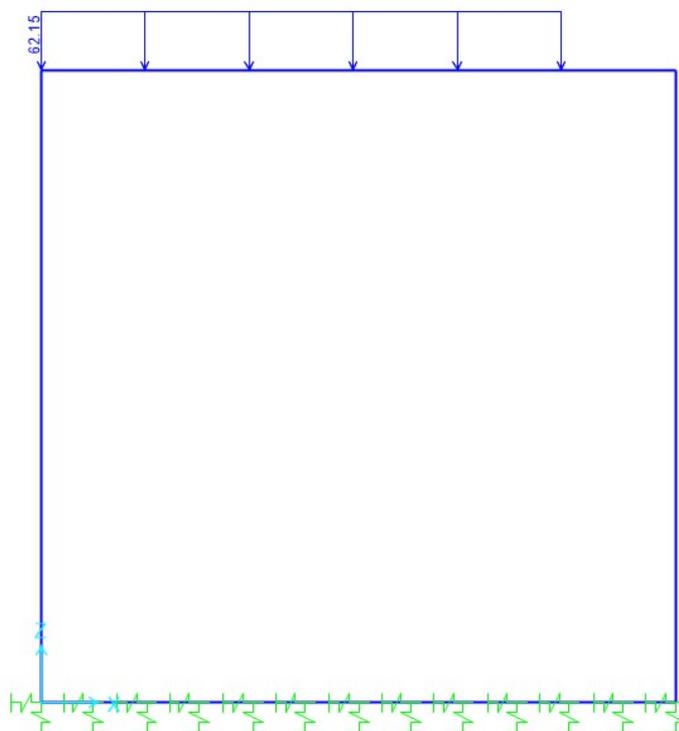


Figura 4-7 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del taglio all'appoggio della soletta

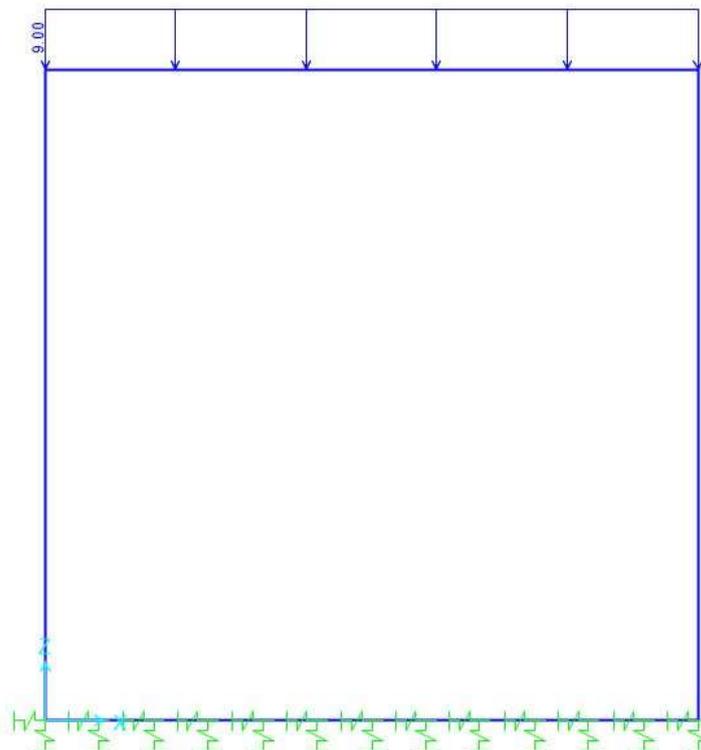


Figura 4-8 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL)

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: $L = 3.53 \text{ m}$

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

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 6.02\text{m}$

$$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 17.39 \text{ kN/m/m}$$

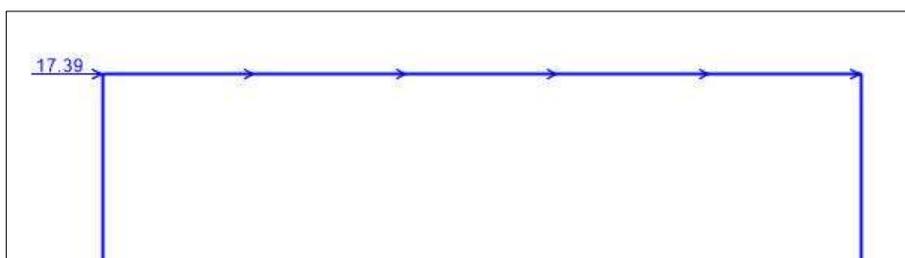


Figura 4-9 – Frenatura

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*Qik [kN]	600	Carico tandem
quDL [kN/mq]	0	Carico sulla copertura dovuto a UDL
a0 [m]	2,2	Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (v. Par. C5.1.3.3.5.1 - Circolare 21/01/2019)
b0 [m]	3	
p0 [kN/mq]	90,91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ0 [kN/mq]	38,77	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
a1 [m]	2,75	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b1 [m]	4,11	
p1 [kN/mq]	53,02	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ1 [kN/mq]	22,61	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a2 [m]	4,83	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b2 [m]	8,27	
p2 [kN/mq]	15,02	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ2 [kN/mq]	6,41	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
aF1 [m]	2,70	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
bF1 [m]	3,99	
F1conc [kN/m]	4,75	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
aF2 [m]	4,89	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
bF2 [m]	8,38	
F2conc [kN/m]	1,25	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 4-10 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

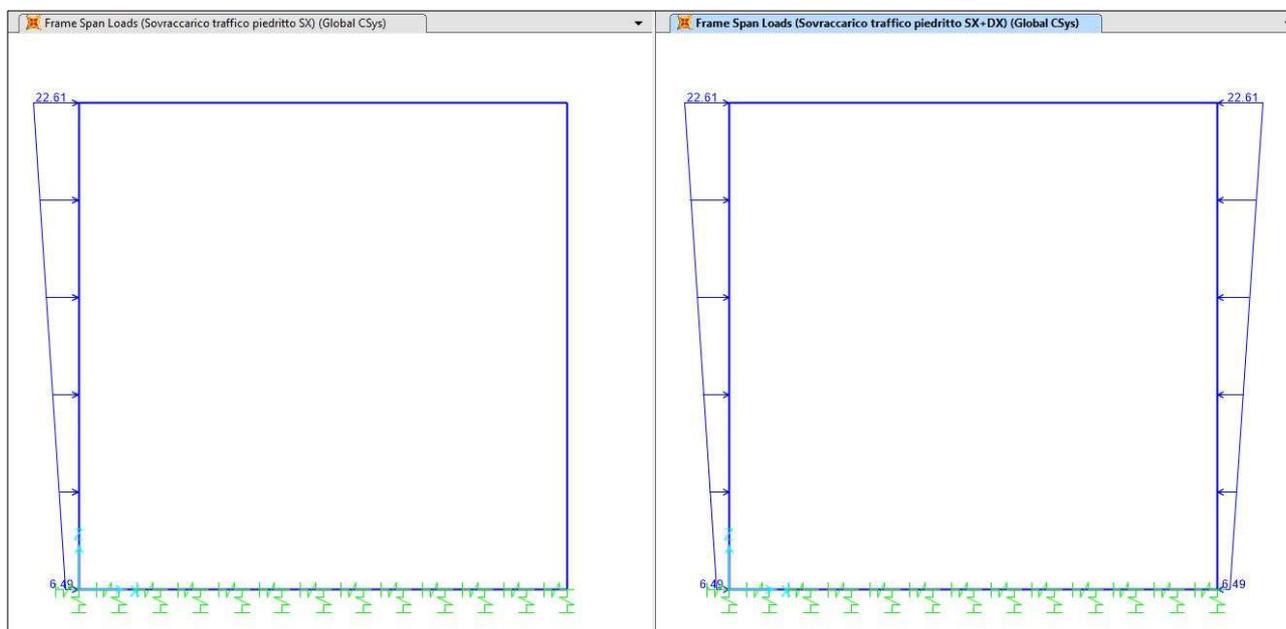


Figura 4-11 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto e su entrambi

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:

$$\Delta_P = 0.216 \times 1.62 \times 20\text{kN/m}^3 \times 4.00\text{m} = 27.92\text{kN/m/m}$$

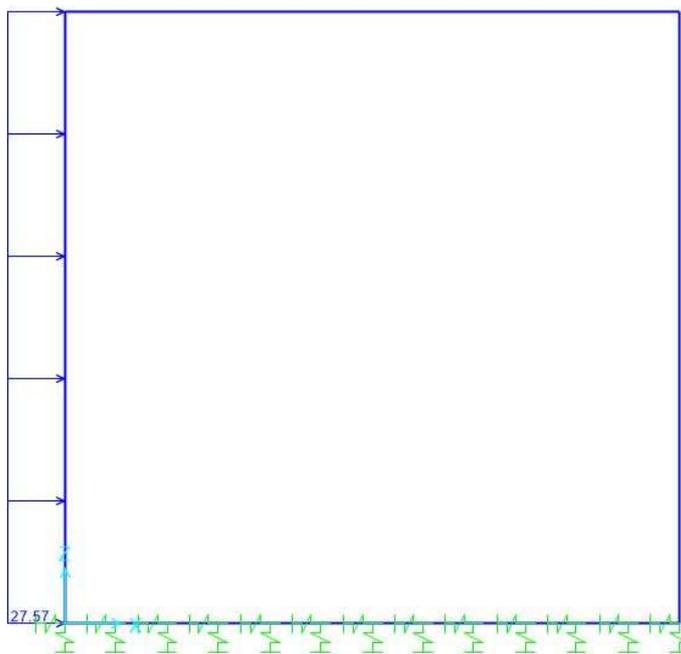


Figura 4-12 – Sovraspinta sismica (Wood) in direzione +X

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.

4.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE

4.5.1 Premessa

I capitoli seguenti illustrano:

- l'andamento delle sollecitazioni flettenti, di taglio e assiale per l'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU-SLV;
- le verifiche sezionali;

per ciascuno dei principali elementi strutturali che costituiscono il tombino. In particolare: piedritti, soletta di copertura e soletta di fondazione.

4.5.2 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.

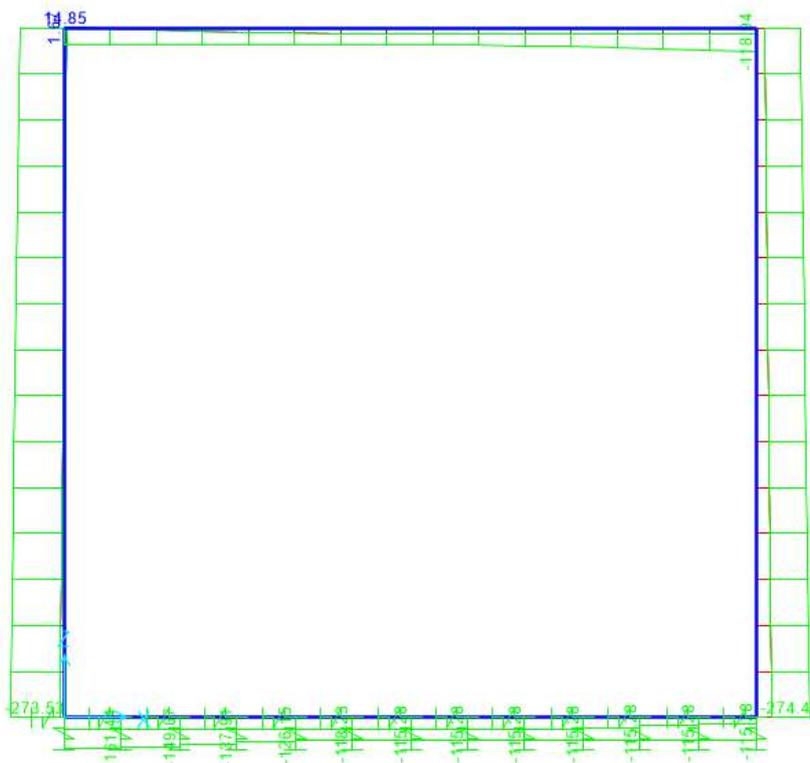


Figura 4-18 – Diagramma delle sollecitazioni assiali per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

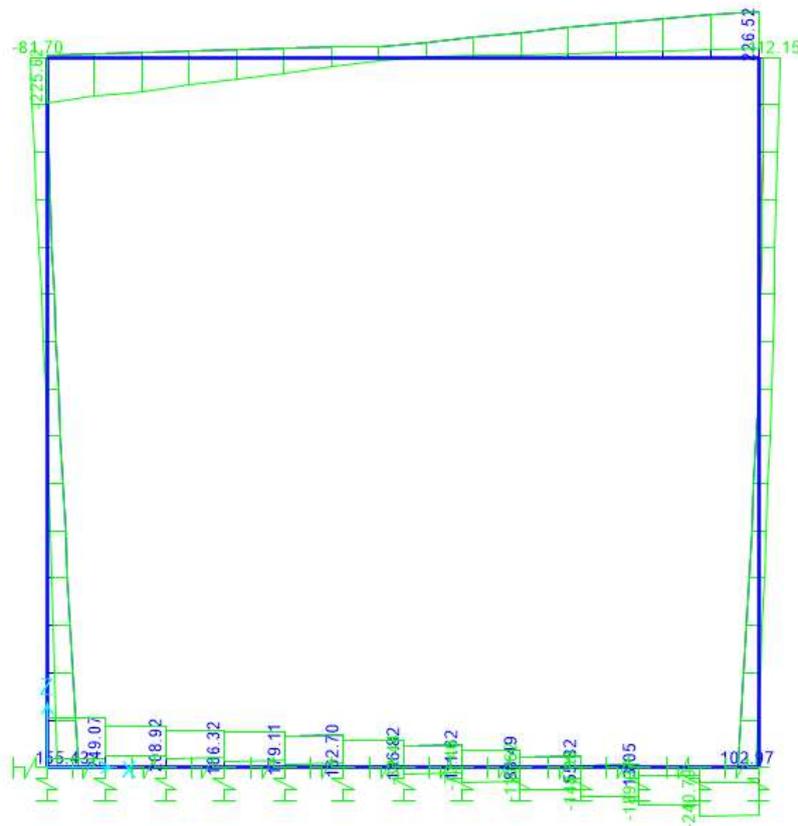


Figura 4-19 – Diagramma delle sollecitazioni di taglio per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

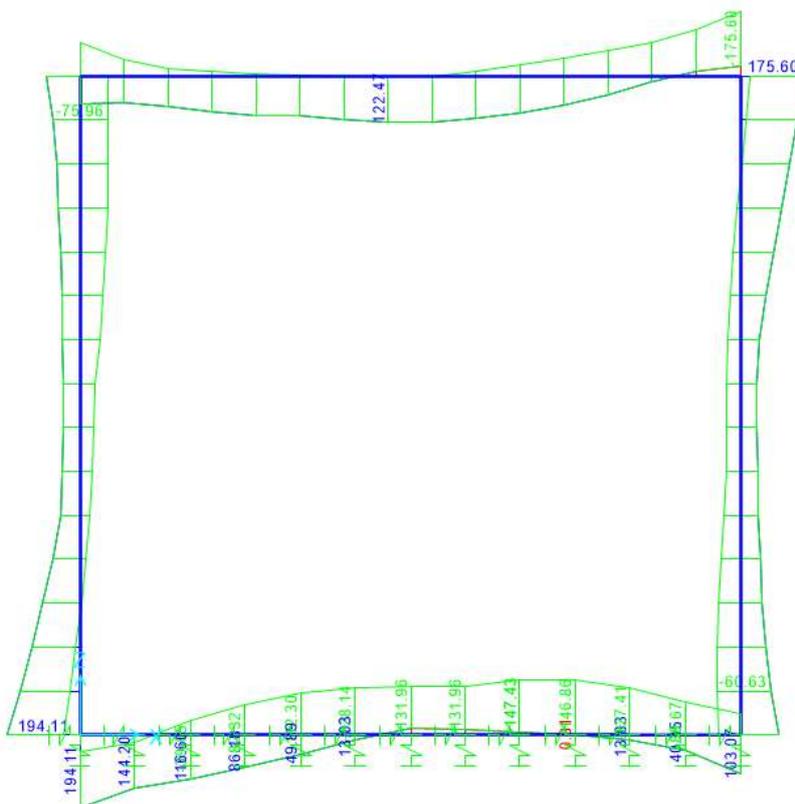


Figura 4-20 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV-SLU/SLV (valori in kNm/m)

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						
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>						
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	
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>						
B =	1000	mm base	n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	5	18	1272	60
c =	35	mm coprifer.			-	
N_{Ed} positivo di compressione			5	18	1272	340
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ 2545	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]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro paramento	27.79	-132.40	217.90	-171.80	1.30
<i>Taglio</i>						
$\phi_{staffe} =$	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	incastro paramento	164.94	423.22	956.64	423.22	1.94
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio</i>						
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	29.28	-98.07	6.18	240.50	
ENV-QP	incastro paramento	29.28	-22.85	1.45	47.35	
<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	aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} = 0.3$	mm			
		$\sigma_s = 231$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro paramento	29.28	-60.85	3.84	144.90	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} = 0.2$	mm			
		$\sigma_s = 191$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	29.28	-22.85	1.45	47.35	

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	$\epsilon'_{se} = 1.96$		$f_{yd} = 391.30$	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A_s (mm ²)
H =	400	mm altezza		5	18	1272
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	18	1272
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						340
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	2545	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	27.79	122.47	0.00	171.80	1.40
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	29.28	87.68	5.53	213.80	
ENV-QP	mezzeria	29.28	30.57	1.94	67.13	
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			
		$\sigma_s = 231$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
FREQ	mezzeria	29.28	66.71	4.21	159.90	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} = 0.2$	mm			
		$\sigma_s = 191$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	mezzeria	29.28	30.57	1.94	67.13	

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)	y (mm)	
H = 400	mm altezza	5	20	1571	61	
c = 35	mm coprifer.			-		
N_{Ed} positivo di compressione		5	20	1571	339	
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.	18.64	164.64	143.90	203.90	1.24
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	incastro sol. inf.	176.70	-	-	176.70	1.23
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.	34.01	121.96	7.01	246.30	
ENV-QP	incastro sol. inf.	74.88	41.41	2.41	64.15	
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				
	$\sigma_s = 231$	N/mm ²				
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro sol. inf.	50.60	75.68	4.37	143.60	
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} = 0.2$	mm				
	$\sigma_s = 191$	N/mm ²				
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro sol. inf.	74.88	41.41	2.41	64.15	

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	$\epsilon'_{se} = 1.96$		$f_{yd} = 391.30$	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
H =	400	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						339
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	-10.14	-75.62	0.00	-199.70	2.64
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	5.03	-52.76	3.02	109.60	
ENV-QP	mezzeria	57.96	-9.79	0.54	5.09	
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			
		$\sigma_s = 231$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	mezzeria	21.82	-27.29	1.58	50.66	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} = 0.2$	mm			
		$\sigma_s = 191$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	mezzeria	57.96	-9.79	0.54	5.09	

Soletta di fondazione

Soletta inferiore - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} = 35$	N/mm ²	$f_{ck} = 28$	N/mm ²	
$\gamma_c = 1.5$		$\alpha_{cc} = 0.85$		$f_{cd} = 15.87$	N/mm ²	
		$E_c = 32308$	N/mm ²	$f_{ctm} = 2.77$	N/mm ²	
Acciaio	B450C	$E_s = 200000$	N/mm ²	$f_{yk} = 450$	N/mm ²	
$\gamma_s = 1.15$		$\epsilon'_{se} = 1.96$		$f_{yd} = 391.30$	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B = 1000	mm base	n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)	
H = 400	mm altezza	5	20	1571	66	
c = 40	mm coprifer.			-		
N_{Ed} positivo di compressione		5	20	1571	334	
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 paramento	62.35	159.69	247.86	204.80	1.28
Taglio						
$\phi_{staffe} = 12$	mm	$\alpha = 90$	° inclinazione staffa			
$n_b = 2.5$	n° braccia	$s = 200$	mm passo			
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro paramento	167.89	415.75	822.29	415.75	1.68
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} = 16.80$	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} = 360.00$	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} = 12.60$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro paramento	61.37	118.29	7.07	234.10	
ENV-QP	incastro paramento	62.84	34.63	2.08	54.60	
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			
		$\sigma_s = 260$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
FREQ	incastro paramento	61.74	76.07	4.56	143.50	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} = 0.3$	mm			
		$\sigma_s = 231$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	62.84	34.63	2.08	54.60	

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	$\epsilon'_{se} =$	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 =	400	mm altezza		5	20	1571	66
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571	334
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	mezzeria	58.87	-147.43	186.32	-204.30	1.39	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	200	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} V_{Ed}	
ENV-SLU	mezzeria	167.89	415.75	822.29	415.75	2.23	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-RARA	mezzeria	48.19	-109.20	6.52	218.80		
ENV-QP	mezzeria	62.80	-43.42	2.61	73.33		
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			
		$\sigma_s =$	260	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-FREQ	mezzeria	61.71	-77.26	4.63	146.00		
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	-	mm			
		$\sigma_s =$	231	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-QP	mezzeria	62.80	-43.42	2.61	73.33		

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.

Reazioni di calcolo massime [kN]	Area di influenza [mq]	Pressioni sul terreno
25.004	0.15	176.7
47.725	0.15	331.2
48.552	0.29	171.8
47.042	0.29	166.7
45.594	0.29	161.7
44.113	0.29	156.7
42.697	0.29	151.9
41.329	0.29	147.2
46.222	0.29	163.9
55.883	0.29	196.7
65.905	0.29	230.8
75.619	0.29	263.8
85.694	0.29	298.1
	media	201.33

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.

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	4.76
L [m]	70.81
B [m]	3.93
e_L [m]	0.00
e_B [m]	0.00
L' [m]	70.81
B' [m]	3.93

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	10.19
Angolo d'attrito	φ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	54
Set di coefficienti parziali		M1

Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi} [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_{2_Mi} [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi'_{_Mi}$ [°]	26
	$\varphi'_{_Mi}$ [rad]	0.45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{_Mi}$ [kN/m ²]	0
Coesione non drenata fattorizzata	c_{u_Mi} [kN/m ²]	54

Fattori di capacità portante

N_γ	0.00
N_c	5.14
N_q	1.00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

S_γ	0.98
S_c	1.01
S_q	1.03

Fattori di profondità

(per $\varphi'=0$)

d_γ	1.00
d_c	1.35
d_q	1.00

Fattori di inclinazione del carico

(per $\varphi'=0$)

m_B	1.95
m_L	1.05
θ [°]	90
m	1.95
i_γ	1.00
i_c	1.00
i_q	1.00

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_γ	1.00
b_c	1.00
b_q	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0
g_γ	1.00
g_c	1.00
g_q	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

q_{lim} [kN/m ²]	474
--------------------------------	-----

Set di coefficienti parziali

R3

	γ_R	2.30
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	206
pressione media da modello FEM	q_{Ed} [kN/m ²]	201
	FS	1.02 (>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: $u_{lim} = L_{netta}/500 = 3130/500 = 6.26 \text{ mm}$

Condizione di carico: Traffico TS – M_{MAX}

Deformata relativa: $\Delta u = 0.40 \text{ mm} < u_{lim}$ 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: $\Delta u = 0.18 \text{ mm} < u_{lim}$ la verifica risulta soddisfatta

5. CORDOLI

5.1 CORDOLO PORTA FOA – LATO NORD

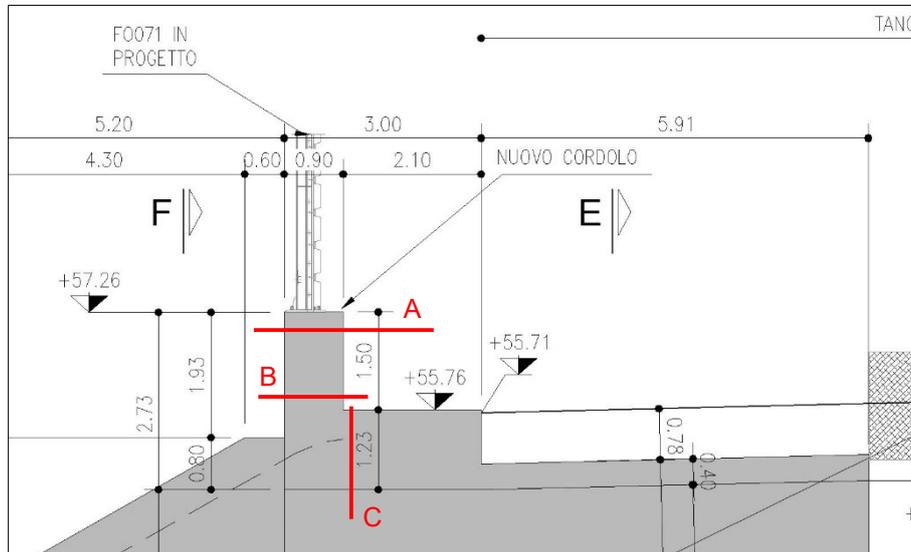


Figura 5-1 – Cordolo porta FOA

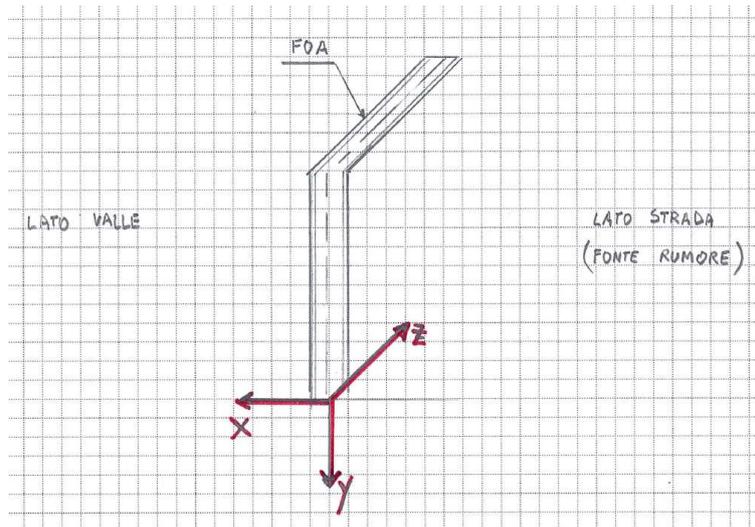


Figura 5-2 – Sistema di riferimento per calcolo azioni FOA e sollecitazioni risultanti

5.1.1 Caratteristiche geometriche

B	0,90	[m]	larghezza cordolo
Sp soletta copert.	1,25	[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	2,13	[m]	altezza di verifica (Sezione C-C)
H FOA	6,50	[m]	altezza FOA

5.1.2 Analisi dei carichi

FOA TIPO 4 - H=6.50m (soll. per montanti tratto di BORDO)	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)
1: Peso proprio strutturale	0,00	6,35	0,53
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti	0,00	19,81	5,85
3: Vento (da ricettore verso fonte rumore)	-55,27	3,67	183,69
4: Vento (da fonte rumore verso ricettore)	50,96	-3,38	-169,39
5: Neve	0,00	0,00	0,00
6: Pressione dinamica veicolare	21,18	-1,41	-70,40
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,00	0,00	-22,50
8: Sisma			

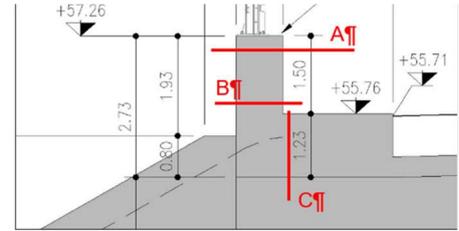


Figura 5-1 -- Cordolo-por

ANALISI DEI CARICHI

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

SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
N _{Ed}	30,66	[kN/m]	N _{Ed}	59,91	[kN/m]	V _{Ed}	88,04	[kN/m]
M _{Ed}	6,38	[kNm/m]	M _{Ed}	6,38	[kNm/m]	M _{Ed}	-33,24	[kNm/m]

(C5): Vento su FOA

SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
N _{Ed}	-3,38	[kN/m]	N _{Ed}	-3,38	[kN/m]	N _{Ed}	-55,27	[kN/m]
V _{Ed}	55,27	[kN/m]	V _{Ed}	55,27	[kN/m]	V _{Ed}	3,67	[kN/m]
M _{Ed}	194,74	[kNm/m]	M _{Ed}	266,60	[kNm/m]	M _{Ed}	-301,14	[kNm/m]

(C6): Pressione dinamica veicolare

SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
N _{Ed}	-1,41	[kN/m]	N _{Ed}	-1,41	[kN/m]	N _{Ed}	-21,18	[kN/m]
V _{Ed}	21,18	[kN/m]	V _{Ed}	21,18	[kN/m]	V _{Ed}	1,41	[kN/m]
M _{Ed}	74,64	[kNm/m]	M _{Ed}	102,17	[kNm/m]	M _{Ed}	-115,41	[kNm/m]

(C7): Pressione dinamica da rimozione neve

SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
N _{Ed}	0,00	[kN/m]	N _{Ed}	0,00	[kN/m]	N _{Ed}	-15,00	[kN/m]
V _{Ed}	15,00	[kN/m]	V _{Ed}	15,00	[kN/m]	V _{Ed}	0,00	[kN/m]
M _{Ed}	25,50	[kNm/m]	M _{Ed}	45,00	[kNm/m]	M _{Ed}	-54,38	[kNm/m]

(CS1) Inerzie strutturali e non

SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C		
V _{Ed}	10,70	[kN/m]	V _{Ed}	20,91	[kN/m]	N _{Ed}	-30,72	[kN/m]
braccio cordolo	0,10	[m]	braccio cordolo	0,75	[m]	braccio cordolo	1,38	[m]
braccio FOA	3,45	[m]	braccio FOA	4,75	[m]	braccio FOA	5,38	[m]
braccio scurvia	1,00	[m]	braccio scurvia	2,30	[m]	braccio scurvia	2,93	[m]
M _{Ed}	31,65	[kNm/m]	M _{Ed}	52,20	[kNm/m]	M _{Ed}	-78,76	[kNm/m]

5.1.3 Sollecitazioni di calcolo

Carico	SLU - 1	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	SISMA	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1,00	1,00	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C5	0,90	1,50	0,90	1,50	0,00	0,00	0,60	1,00	0,00	0,20	0,00
C6	1,50	0,90	1,50	0,90	0,20	0,20	1,00	0,75	0,75	0,20	0,20
C7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CS1	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C					
Comb.	SLU - 1	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	SISMA	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	25,50	24,32	34,70	33,52	30,38	30,38	27,22	26,22	29,60	29,70	30,38
M _{Ed} [kNm/m]	293,60	365,67	295,52	367,58	52,96	21,31	197,86	257,10	62,36	60,26	21,31
V _{Ed} [kN/m]	81,51	101,97	81,51	101,97	14,94	4,24	54,34	71,16	15,89	15,29	4,24

SEZIONE B-B			SEZIONE C-C								
Comb.	SLU - 1	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	SISMA	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	54,75	53,57	72,73	71,54	59,63	59,63	56,47	55,47	58,85	58,95	59,63
M _{Ed} [kNm/m]	399,57	498,23	401,48	500,14	79,01	26,81	268,51	349,60	83,01	80,13	26,81
V _{Ed} [kN/m]	81,51	101,97	81,51	101,97	25,14	4,24	54,34	71,16	15,89	15,29	4,24

SEZIONE C-C											
Comb.	SLU - 1	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	SISMA	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	-81,51	-101,97	-81,51	-101,97	-34,96	-4,24	-54,34	-71,16	-15,89	-15,29	-4,24
M _{Ed} [kNm/m]	-477,37	-588,81	-487,34	-598,78	-135,08	-56,32	-329,33	-420,93	-119,79	-116,55	-56,32
V _{Ed} [kN/m]	93,45	94,81	119,86	121,22	88,32	88,32	91,65	92,76	89,09	89,05	88,32

5.1.4 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 =	900	mm altezza		5	18	1272
c =	35	mm coprifer.				44
N_{Ed} positivo di compressione				5	18	1272
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2545 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	Sezione A-A	24,32	367,58	101,97	431,30	1,17
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	Sezione A-A	320,22	-	-	320,22	3,14
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 A-A	26,22	257,10	3,61	240,90	
ENV-QP	Sezione A-A	30,38	21,31	0,30	10,06	
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		
		$\sigma_s =$	191	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	Sezione A-A	29,60	62,36	0,89	50,00	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0,2	mm		
		$\sigma_s =$	191	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	Sezione A-A	30,38	21,31	0,30	10,06	

Cordolo - Sezione B-B						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C35/45	$R_{ck} =$	45	N/mm ²	$f_{ck} =$	35 N/mm ²
$\gamma_c =$	1,5	$\alpha_{cc} =$	0,85		$f_{cd} =$	19,83 N/mm ²
		$E_c =$	34077	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3,21 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1,15	$\varepsilon'_{se} =$	1,96		$f_{yd} =$	391,30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)
H =	900	mm altezza		5	18	1272
c =	35	mm coprifer.		5	14	770
N_{Ed} positivo di compressione				5	18	1272
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				5	14	770
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	4084 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	
ENV-SLU	Sezione B-B	53,57	500,14	101,97	689,00	1,38
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}	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
ENV-SLU	Sezione B-B	320,79	-	-	320,79	3,15
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 B-B	55,47	349,60	3,90	201,80	
ENV-QP	Sezione B-B	59,63	26,81	0,30	4,98	
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		
		$\sigma_s =$	191	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-FREQ	Sezione B-B	58,85	83,01	0,96	37,98	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0,2	mm		
		$\sigma_s =$	191	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-QP	Sezione B-B	59,63	26,81	0,30	4,98	

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	
	$\gamma_c =$	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	$\varepsilon'_{se} =$	1,96	$f_{yd} =$	391,30	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione								
B =	1000	mm base			n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	1230	mm altezza			5	20	1571	45
c =	35	mm coprifer.					-	
N_{Ed} positivo di compressione					5	20	1571	1185
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}		
ENV-SLU	Sezione C-C	-101,97	-598,78	121,22	-659,10			1,10
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}	V_{Rd}	
ENV-SLU	Sezione C-C	393,16	-	-	393,16			3,24
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	Sezione C-C	-71,16	-420,93	3,12	259,90			
ENV-QP	Sezione C-C	-4,24	-56,32	0,42	33,18			
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		$w_{lim} =$	0,2	mm				
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²				
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]			
ENV-FREQ	Sezione C-C	-15,89	-119,79	0,89	72,64			
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 C-C	-4,24	-56,32	0,42	33,18			

5.2 CORDOLO PORTA SICURVIA – LATO SUD

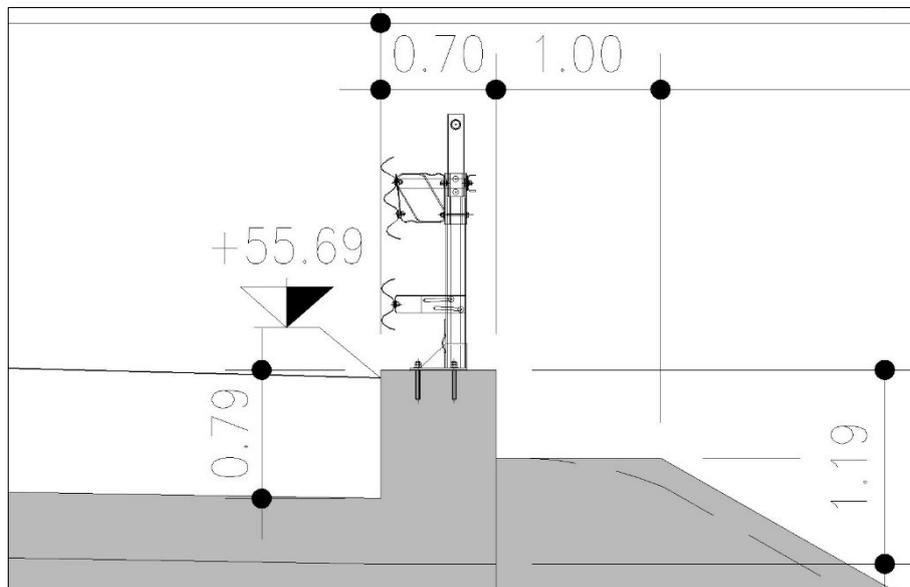


Figura 5-3 – Cordolo porta sicurvia

5.2.1 Caratteristiche geometriche

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
B	0,70	[m]	larghezza cordolo
Sp soletta copert.	0,40	[m]	spessore soletta di copertura
H - SEZ. A-A	0,20	[m]	altezza di verifica (Sezione A-A)
H - SEZ. B-B	0,80	[m]	altezza di verifica (Sezione B-B)
H - SEZ. C-C	1,00	[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

5.2.2 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): Pesi propri - strutturali e non (peso proprio del cordolo + sicurvia)						
SEZIONE A-A		SEZIONE B-B		SEZIONE C-C		
N _{Ed}	4,70	[kN/m]	N _{Ed}	15,20	[kN/m]	
(C2): Spinta delle terre						
SEZIONE A-A		SEZIONE B-B		SEZIONE C-C		
V _{Ed}	0,34	[kN/m]	V _{Ed}	5,46	[kN/m]	
M _{Ed}	0,02	[kNm/m]	M _{Ed}	1,46	[kNm/m]	
				N _{Ed}	5,46	[kN/m]
				M _{Ed}	2,55	[kNm/m]

(C3): Sovraccarico accidentale		
2*Qik [kN]	600	Carico tandem
quodl [kN/mq]	0	Carico sulla copertura dovuto a UDL
ao [m]	2,20	Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (v. Par. CS.1.3.3.5.1 - Circolare 21/01/2019)
bo [m]	3,00	
α [°]	30	Angolo di diffusione delle pressioni nel terreno
α [rad]	0,524	
po [kN/mq]	90,91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
so [kN/mq]	38,77	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
SEZIONE A-A		
a1	2,32	[m]
b1	3,23	[m]
p1	80,20	[kN/mq]
σ1	34,20	[kNm/mq]
Ved	7,30	[kN/m]
Med	0,74	[kNm/m]
SEZIONE B-B		
a2	2,66	[m]
b2	3,92	[m]
p2	57,45	[kN/mq]
σ2	24,50	[kNm/mq]
Ved	25,30	[kN/m]
Med	10,88	[kNm/m]
SEZIONE C-C		
Ned	25,30	[kN/m]
Med	15,94	[kNm/m]

(CS1) Inerzie strutturali e non		
SEZIONE A-A		
Ved	1,64	[kN/m]
Med	0,54	[kNm/m]
SEZIONE B-B		
Ved	5,30	[kN/m]
Med	2,62	[kNm/m]
SEZIONE C-C		
Ned	7,75	[kN/m]
Med	5,15	[kNm/m]
(CS2) Spinta delle terre in condizioni sismiche - Metodo di Wood		
SEZIONE A-A		
Ved	0,28	[kN/m]
Med	0,03	[kNm/m]
SEZIONE B-B		
Ved	4,47	[kN/m]
Med	1,79	[kNm/m]
SEZIONE C-C		
Ned	-4,47	[kN/m]
Med	2,68	[kNm/m]

5.2.3 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.

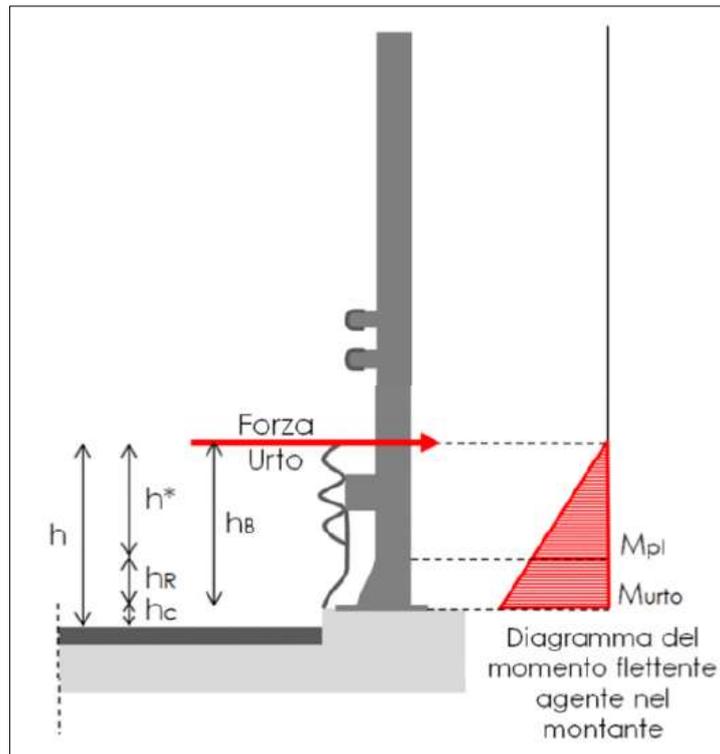


Figura 5-4 – Modellazione dell’azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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.

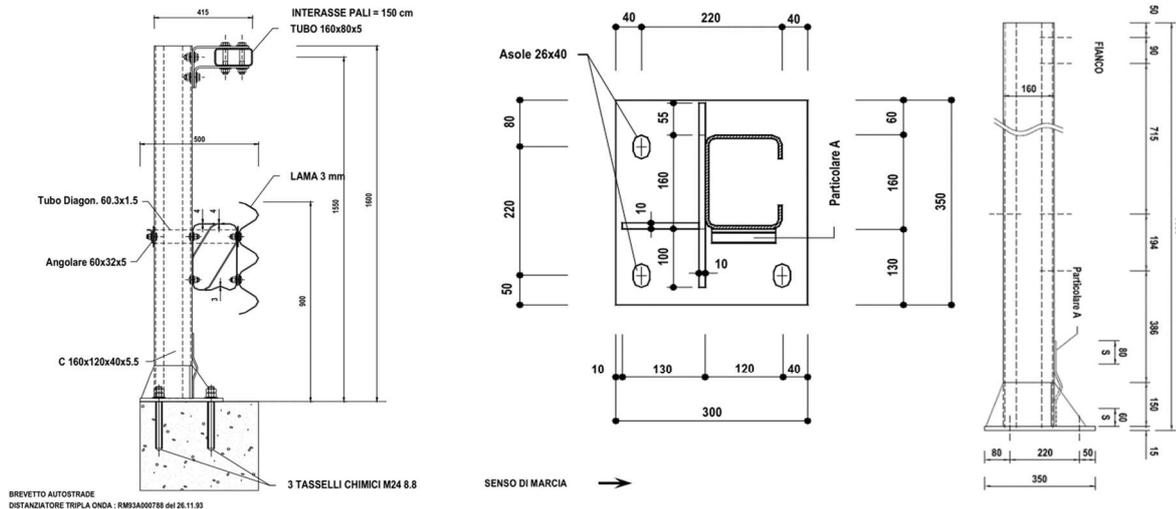
L’azione esercitata sulla struttura di supporto dall’urto del veicolo in svio è cautelativamente stimabile considerando snervati per flessione 3 montanti adiacenti. A favore di sicurezza, si considererà la presenza dei montanti in corrispondenza di un giunto di dilatazione e, quindi, una diffusione a 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_{NITC2018}\$	1,00	[m]	\$h_{NITC2018}\$	1,00	[m]	\$h\$	1,00	[m]
\$L_{diff}\$	0,55	[m]	\$L_{diff}\$	4,15	[m]	\$L_{diff}\$	4,35	[m]
\$V_{Ed}\$	149,60	[kN/m]	\$V_{Ed}\$	59,48	[kN/m]	\$N_{Ed}\$	56,74	[kN/m]
\$M_{Ed}\$	321,65	[kNm/m]	\$M_{Ed}\$	163,57	[kNm/m]	\$M_{Ed}\$	167,40	[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)		

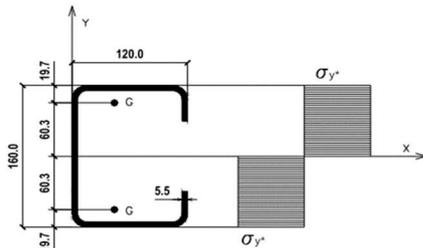
LG03/2020 Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020
 NTC 2018 § 5.1.3.10

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:

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

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

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

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

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

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

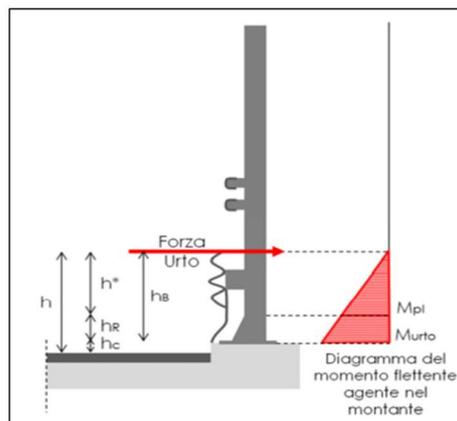
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

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

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

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

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



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

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

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

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

5.2.4 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]	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
M _{Ed} [kNm/m]	18,22	8,04	167,20	12,34	3,63	3,63
V _{Ed} [kN/m]	45,05	20,29	70,00	30,76	10,52	10,52
SEZIONE C-C						
Comb.	SLU	SISMA	ECC	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	45,05	13,80	67,26	30,76	10,52	10,52
M _{Ed} [kNm/m]	27,23	13,57	173,14	18,49	5,74	5,74
V _{Ed} [kN/m]	22,20	22,20	22,20	22,20	22,20	22,20

5.2.5 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)	y (mm)
H =	700	mm altezza		5	20	1571	45
c =	35	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571	655
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	Sezione A-A	4,70	321,82	151,40	395,00		1,23
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2,5	n° braccia	$s =$	400	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} [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} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [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} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [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} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [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	$\varepsilon'_{se} =$	1,96		$f_{yd} =$	391,30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	700	mm altezza		5	20	1571	45
c =	35	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571	655
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	Sezione B-B	15,20	167,20	70,00	398,30	2,38	
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	Sezione B-B	262,38	-	-	262,38	3,75	
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	15,20	12,34	0,25	8,56		
ENV-QP	Sezione B-B	15,20	3,63	0,07	0,49		
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	0,07	0,49		
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	15,20	3,63	0,07	0,49		

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	
	$\gamma_c =$	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)	y (mm)
H =	400	mm altezza			10	16	2011	43
c =	35	mm coprifer.					-	
N_{Ed}	positivo di compressione				10	16	2011	357
M_{Ed}	positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore						Σ 4021	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	Sezione C-C	-67.26	173.14	22.20	252.50	1.46		
Taglio								
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa			
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	200	mm passo			
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$		
ENV-SLU	Sezione C-C	163.42	-	-	163.42	7.36		
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	Sezione C-C	-30.76	18.49	0.74	36.19			
ENV-QP	Sezione C-C	-10.52	5.74	0.23	11.47			
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	$w_{lim} =$	0.2	mm					
	$\sigma_s =$	222	N/mm ²					
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]			
ENV-FREQ	Sezione C-C	-10.52	5.74	0.23	11.47			
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 C-C	-10.52	5.74	0.23	11.47			

6. STRUTTURE ESISTENTI (ANNI '60)

6.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta l'analisi strutturale della porzione di sottovia scatolare esistente (anni '60).

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.

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:

- 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: $p_t = \gamma_t \times h_t = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.745 \text{ m} = 14.90 \text{ kN/m}^2$

Risulta:

$$p = p_{pav} + p_t = 17.90 \text{ kN/m}^2$$

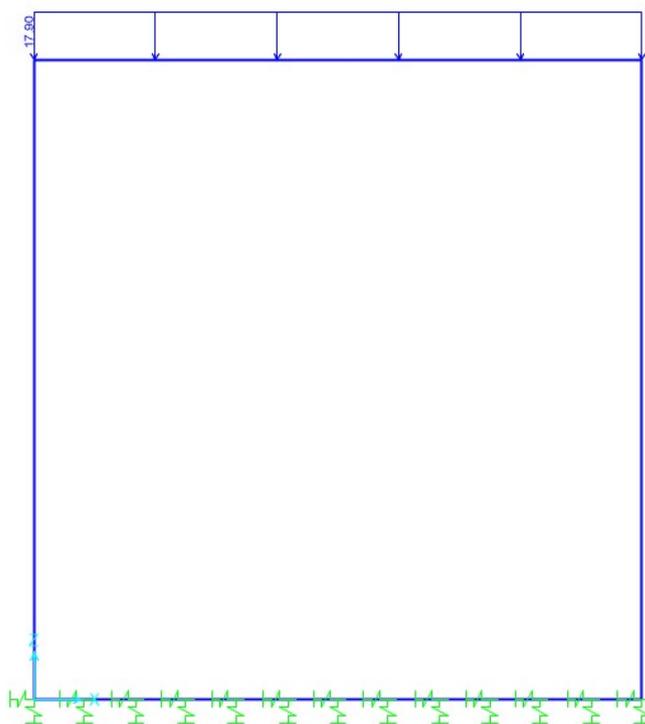


Figura 6-1 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

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.
1,10	21,90	9,34	in corrispondenza della copertura
4,70	93,90	40,04	in corrispondenza della fondazione
F1conc [kN/m]	1,70	Forza concentrata in corrispondenza della copertura	
F2conc [kN/m]	8,18	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione	

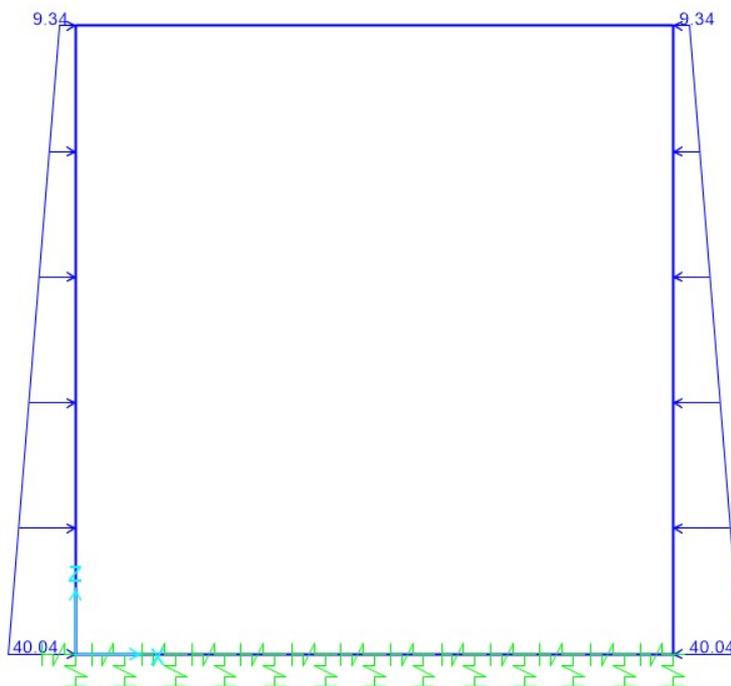


Figura 6-2 – Spinta delle terre sui piedritti

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}).

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

Altezza ricoprimento: $h_1 = 0.15 + 0.745 = 0.895m$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 0.40m$

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

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

Larghezza diffusione singola impronta:

$$B_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) m = 1.833m$$

Lunghezza diffusione:

$$L_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 1.833\text{m}$$

Considerato che:

$$B_{diff} / 2 = 0.9165\text{m} > B_{sc1} / 2 = 0.60\text{m} \quad (\text{con } B_{sc1} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione X trasversale allo scatolare})$$

$$L_{diff} / 2 = 0.9165\text{m} < L_{sc1} / 2 = 1.00\text{m} \quad (\text{con } L_{sc1} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione Y parallela allo scatolare})$$

si ha una sovrapposizione dei carichi relativi alle singole impronte unicamente in direzione X.

$$B_{diff}^* = B_{diff} + B_{sc1} = 3.033\text{m}$$

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

$$q_{TS} = Q_{ik} \times (B_{diff}^* \times L_{diff}) = 300\text{kN} / (3.033\text{m} \times 1.833\text{m}) = 53.96\text{kN/m}^2$$

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

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

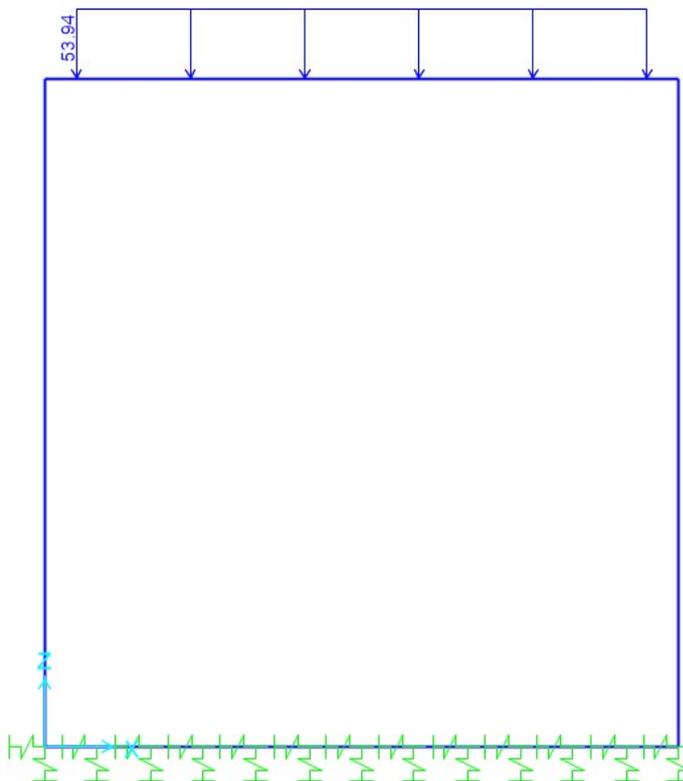


Figura 6-3 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del momento in campata della soletta

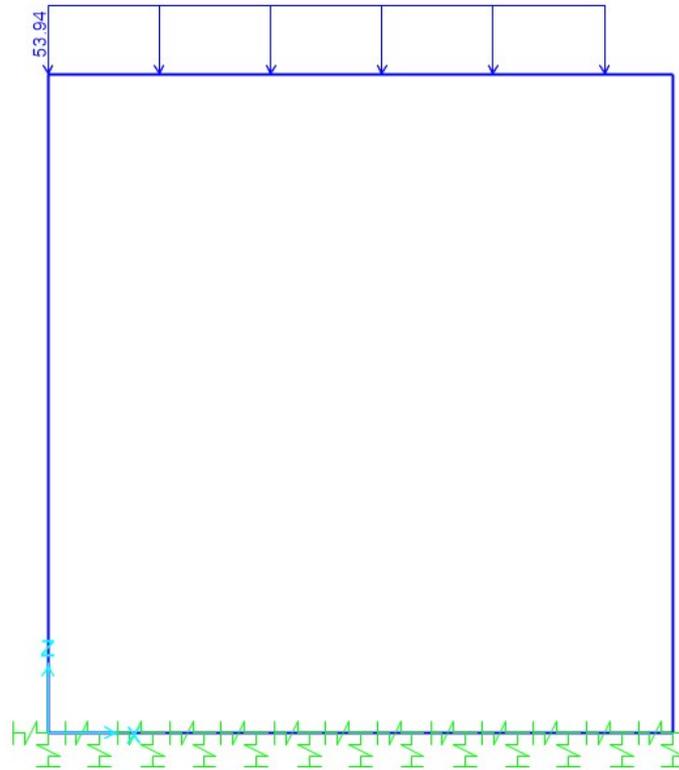


Figura 6-4 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del taglio all'appoggio della soletta

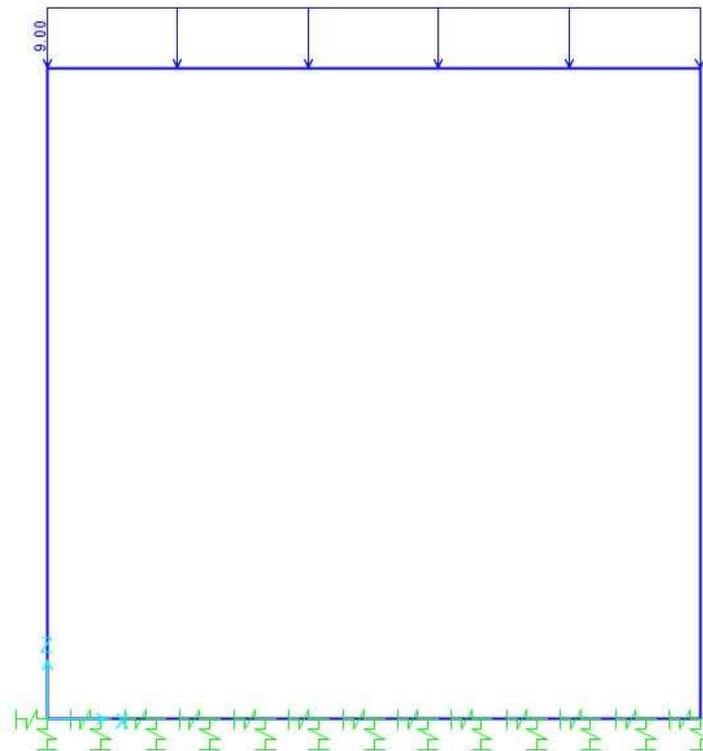


Figura 6-5 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL)

6.2.5 Frenatura

Si fa riferimento al cap.5.1.3.5 delle NTC2018.

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: $L = 3.40 \text{ m}$

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

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 24.00\text{m}$

$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 4.52 \text{ kN/m/m}$

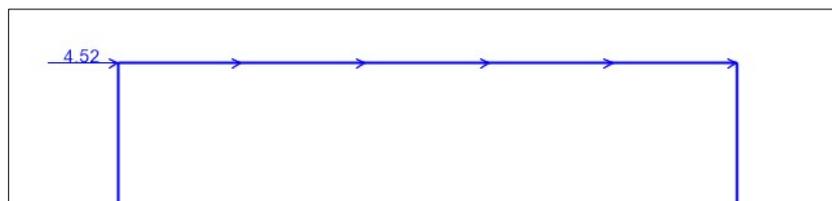


Figura 6-6 – Frenatura

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]	2,83	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b_1 [m]	4,26	
p_1 [kN/mq]	49,68	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ_1 [kN/mq]	21,18	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a_2 [m]	4,91	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b_2 [m]	8,42	
p_2 [kN/mq]	14,51	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ_2 [kN/mq]	6,19	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
a_{F1} [m]	2,77	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
b_{F1} [m]	4,15	
$F1_{conc}$ [kN/m]	4,45	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
a_{F2} [m]	4,97	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
b_{F2} [m]	8,54	
$F2_{conc}$ [kN/m]	1,21	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 6-7 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

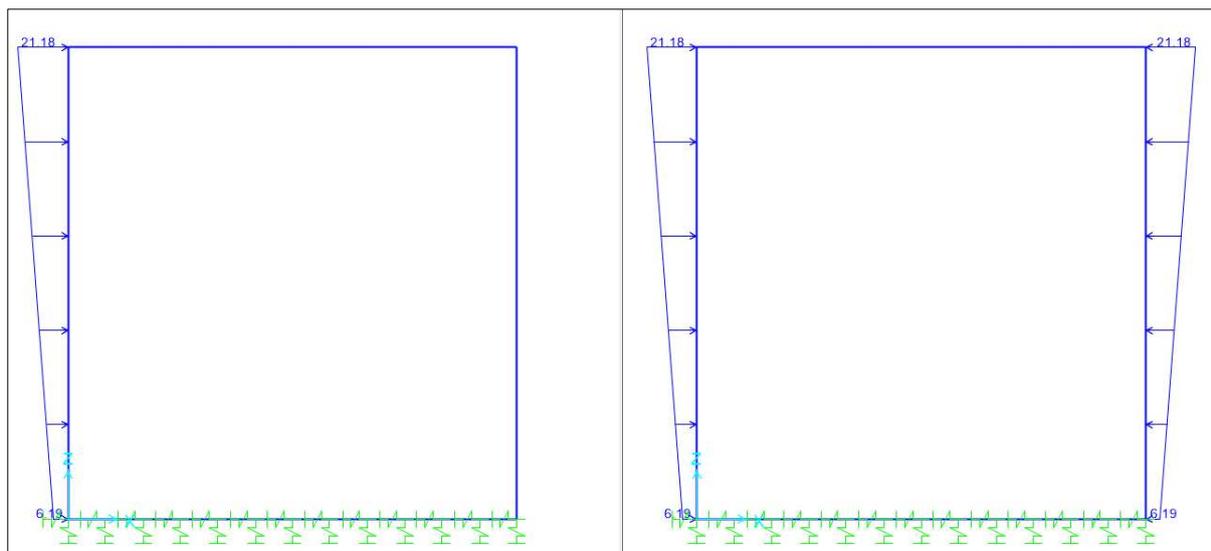


Figura 6-8 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto e su entrambi

6.2.7 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:

$$\Delta_P = 0.216 \times 1.62 \times 20\text{kN/m}^3 \times 4.00\text{m} = 27.92\text{kN/m/m}$$

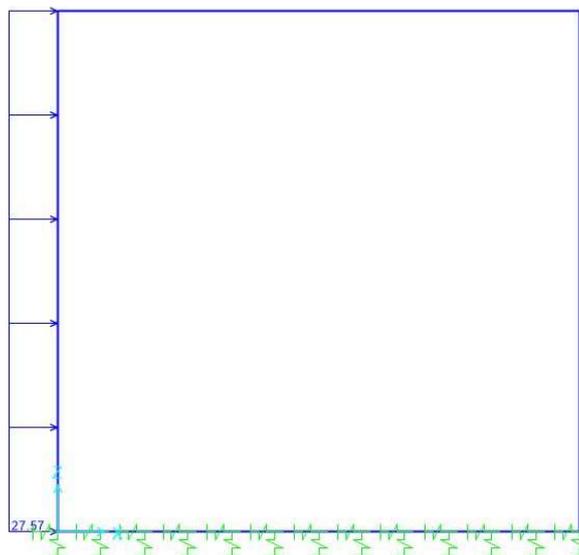


Figura 6-9 – Sovraspinta sismica (Wood) in direzione +X

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.

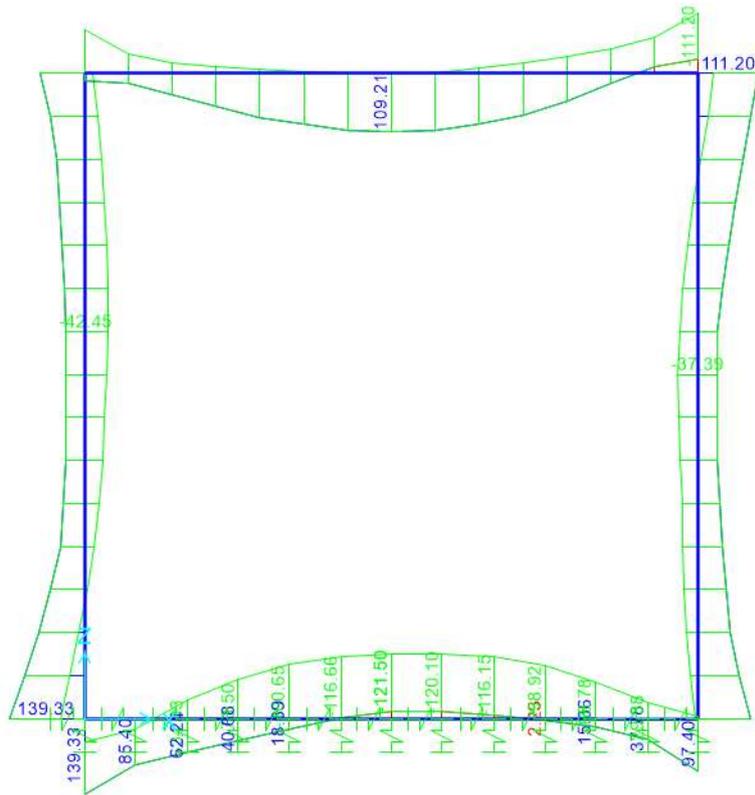


Figura 6-12 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV- SLU/SLV (valori in kNm/m)

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 nei capitoli precedenti;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui al cap.2.2.5;
- le armature desunte dagli elaborati as-built a disposizione.

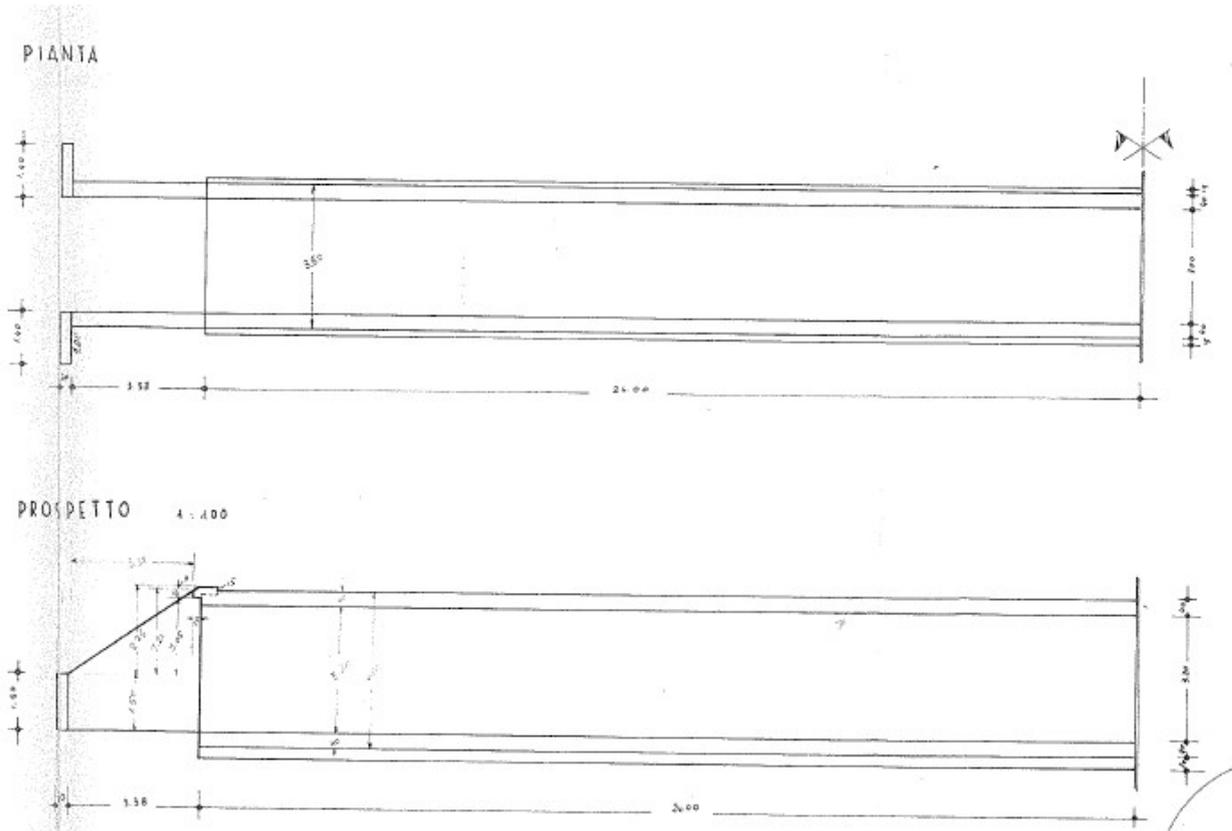


Figura 6-13 – Documento as-built “Sottovia Scatolare L=3.00 al km 21+463” – Pianta e sezione longitudinale scatolare

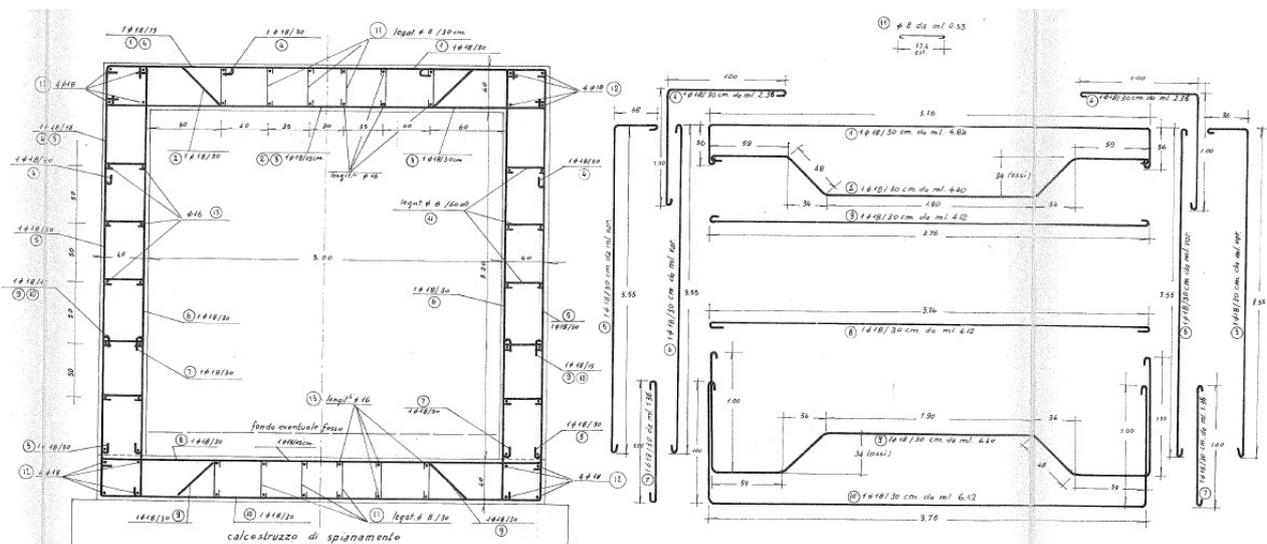


Figura 6-14 – Documento as-built “Sottovia Scatolare L=3.00 al km 21+463” – Sezione trasversale con armature

• Soletta superiore – appoggio

Soletta superiore - appoggio							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	10,25	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	26351	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	305,10	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	1,526	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.1/4	6,67	18	1696	29
c =	20	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.3	3,33	18	848	371
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2545	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	31,39	-81,66	201,30	-186,40	2,28	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	18	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	3,33	n° braccia	$s =$	1000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	133,58	213,87	226,06	213,87	1,06	

• **Soletta superiore – campata**

Soletta superiore - campata							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	10,25	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	26351	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	305,10	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	1,526	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.3	3,33	18	848	29
c =	20	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.2/3	6,67	18	1696	371
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2545	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	incastro paramento	31,39	109,20	-	186,40	1,71	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1,00	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 paramento	-	-	-	-	-	

• Soletta inferiore – appoggio

Soletta inferiore - appoggio							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8,00	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	25331	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	306,54	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	1,533	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.8	3,33	18	848	29
c =	20	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.9/10	6,67	18	1696	371
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2545	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	incastro paramento	66,42	122,17	198,20	191,80	1,57	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	18	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	3,33	n° braccia	$s =$	1000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ENV-SLU	incastro paramento	128,20	214,88	644,73	214,88	1,08	

• **Soletta inferiore – campata**

Soletta inferiore - campata							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8,00	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	25331	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	306,54	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	1,533	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.8/9	6,67	18	1696	29
c =	20	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.9/10	3,33	18	848	371
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2545	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	66,37	-121,50	139,05	-191,80	1,58	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	8	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	3,33	n° braccia	$s =$	300	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	128,20	142,92	460,53	142,92	1,03	

• **Piedritti – appoggio**

Piedritto - appoggio							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8,00	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	25331	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	306,54	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	1,533	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza		3,33	18	848	29
c =	20	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				6,67	18	1696	371
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2545	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	incastro paramento	43,10	115,63	126,46	188,00	1,63	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1,00	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]		
SLV-3	incastro paramento	129,04	-	-	129,04	1,02	

• **Piedritti – campata**

Piedritto - campata							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8,00	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	25331	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	306,54	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	1,533	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.5	3,33	18	848	29
c =	20	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.6	3,33	18	848	371
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	1696	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	21,69	-57,27	-	-95,75	1,67	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1,00	n° braccia	s =	10000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	-	-	-	-	-	

6.4.2 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.

Reazioni di calcolo massime [kN]	Area di influenza [mq]	Pressioni sul terreno
22.292	0.14	164.1
32.021	0.14	232.8
43.734	0.28	161.1
42.85	0.28	158.0
42.009	0.28	155.0
41.185	0.28	152.1
40.349	0.28	149.2
39.724	0.28	147.0
43.615	0.28	160.7
47.675	0.28	175.0
51.619	0.28	188.9
55.583	0.28	202.9
59.702	0.28	217.5
	media	174.2

Figura 6-15 – 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.

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	4.90
L [m]	70.81
B [m]	3.80
e _L [m]	0.00
e _B [m]	0.00
L' [m]	70.81
B' [m]	3.80

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	10.19
Angolo d'attrito	φ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Coesione non drenata	c _u [kN/m ²]	54
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi} [kN/m ³]	20

Peso proprio del terreno di fondazione	γ_{2_Mi} [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi'_{_Mi}$ [°]	26
	$\varphi'_{_Mi}$ [rad]	0.45
Coazione efficace fattorizzata	$c'_{_Mi}$ [kN/m ²]	0
Coazione non drenata fattorizzata	c_{u_Mi} [kN/m ²]	54

Fattori di capacità portante

N_γ	0.00
N_c	5.14
N_q	1.00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

S_γ	0.98
S_c	1.01
S_q	1.03

Fattori di profondità

(per $\varphi'=0$)

d_γ	1.00
d_c	1.36
d_q	1.00

Fattori di inclinazione del carico

(per $\varphi'=0$)

m_B	1.95
m_L	1.05
θ [°]	90
m	1.95
i_γ	1.00
i_c	1.00
i_q	1.00

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_γ	1.00
b_c	1.00
b_q	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0
g_γ	1.00
g_c	1.00
g_q	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim} [kN/m ²]	483
Set di coefficienti parziali		R3
	γ_R	2.30

$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	210
pressione media da modello FEM	q_{Ed} [kN/m ²]	174
	FS	1.21 (>1)

7. STRUTTURE ESISTENTI (PRIMO AMPLIAMENTO)

7.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta l'analisi strutturale della porzione di sottovia scatolare esistente relativa al primo allargamento realizzato nel 2004.

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 simili 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.

7.2 VERIFICHE

7.2.1 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.

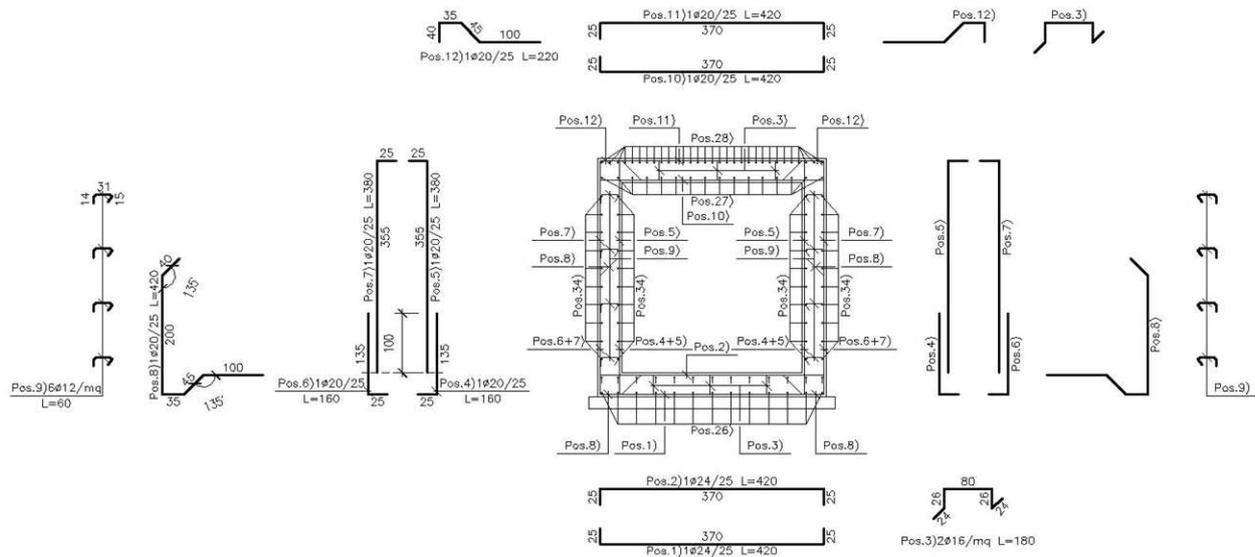


Figura 7-1 – Documento as-built – Tavola 11011304STR655 – Sezione trasversale con armature

• Soletta superiore – appoggio

Soletta superiore - appoggio							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	17,4	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	29099	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	443,48	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	2,217	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.11	4	20	1257	50
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.10	4	20	1257	350
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2513	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	27,79	-132,40	217,90	-191,50	1,45	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	20	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	4	n° braccia	$s =$	1000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	139,47	434,48	1322,90	434,48	1,99	

• **Soletta superiore – campata**

Soletta superiore - campata							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	17,4	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	29099	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	443,48	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	2,217	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.11	4	20	1257	50
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.10	4	20	1257	350
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2513	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}	M_{Ed}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	mezzeria	27,79	122,47	0,00	191,50		1,56
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	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}	V_{Rd}	V_{Ed}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-		-

• Soletta inferiore – appoggio

Soletta inferiore - appoggio							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	24,74	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	31401	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	445,80	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	2,229	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.2	4	24	1810	52
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.1	4	24	1810	348
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3619	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	62,35	159,69	247,86	278,90	1,75	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	20	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	4	n° braccia	$s =$	1000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	incastro paramento	180,17	434,26	1870,21	434,26	1,75	

• **Soletta inferiore – campata**

Soletta inferiore - campata							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	24,74	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	31401	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	445,80	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	2,229	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.2	4	24	1810	52
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.1	4	24	1810	348
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3619	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	mezzeria	58,87	-147,43	183,78	-278,30	1,89	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{piegati} =$	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}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	mezzeria	188,27	-	-	188,27	1,02	

• **Piedritti – appoggio**

Piedritto - appoggio							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	24,74	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	31401	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	445,80	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	2,229	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.4	4	20	1257	50
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.6/8	8	20	2513	350
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3770	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	incastro sol. inf.	18,64	164,64	143,90	368,60	2,24	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	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}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	incastro sol. inf.	194,88	-	-	194,88	1,35	

• **Piedritti – campata**

Piedritto - campata							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	24,74	N/mm ²		$\gamma_c =$	1,50
		$E_c =$	31401	N/mm ²		FC =	1,00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	445,80	N/mm ²		$\gamma_s =$	1,15
$\varepsilon'_{se} =$	2,229	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1,00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	pos.5	4	20	1257	50
c =	40	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.7	4	20	1257	350
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2513	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}	
ENV-SLU	mezzeria	-10,14	-75,62	0,00	-193,10	2,55	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	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}	V_{Rd}	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}	
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-	-	

7.2.2 Verifica delle pressioni sul terreno

Come precedentemente indicato, 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, si rimanda al cap.4.5.4 per la verifica delle pressioni sul terreno.

8. IMBOCCO A U

8.1 DESCRIZIONE GENERALE

L'ampliamento si compone di due parti: una in cui è presente lo scatolare e una seconda parte composta di un muro di imbocco/sbocco a U, con l'altezza dei piedritti che diminuisce gradualmente verso l'esterno, seguendo l'andamento del terreno.

Il muro, sul lato Nord, ha uno sviluppo di 5.20 m con un'altezza iniziale (piedritto) di 4.00 m e finale di 1.54 m; sul lato Sud, invece, lo sviluppo è di 5.60 m e l'altezza varia da 3.85 m a 1.38 m. Lo spessore della soletta di fondazione e dei piedritti è 0.40 m.

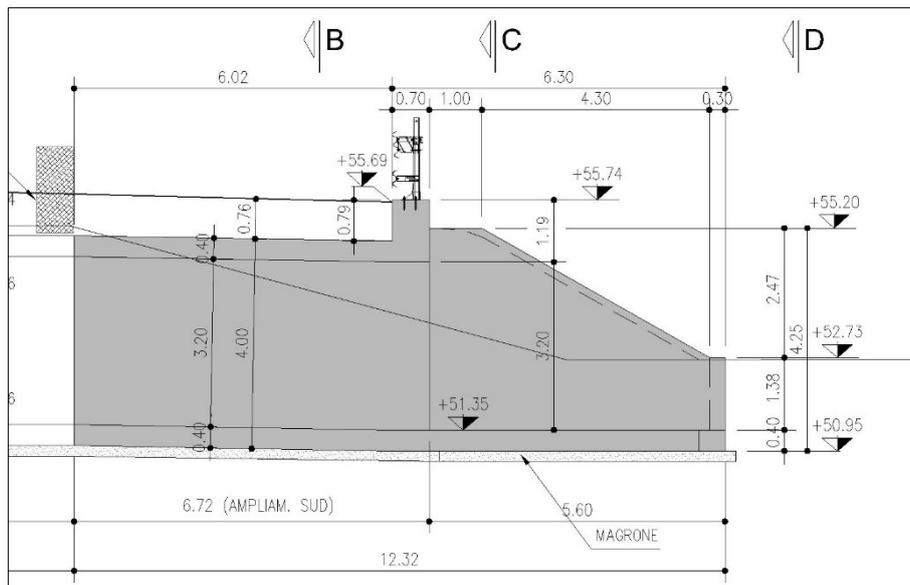


Figura 8-1 – Sezione longitudinale del muro a U – Lato Sud

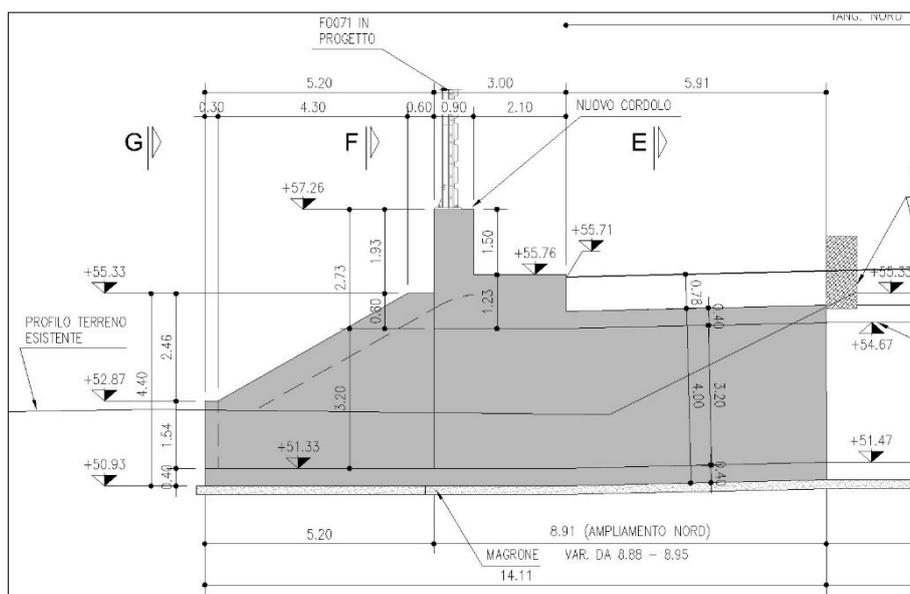


Figura 8-2 – Sezione longitudinale del muro a U – Lato Nord

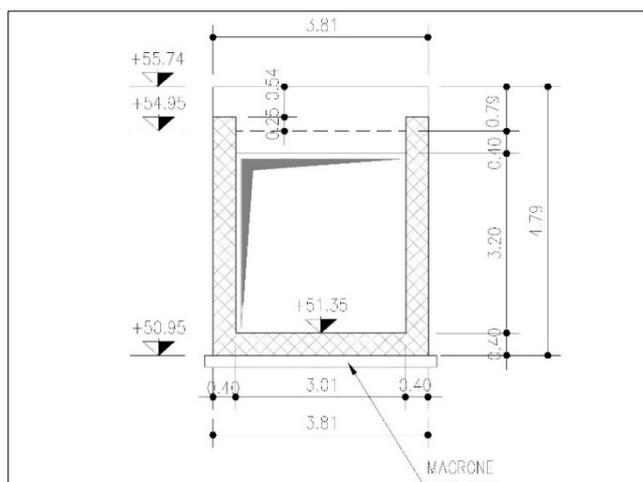


Figura 8-3 – Sezione trasversale del muro a U – Lato Sud

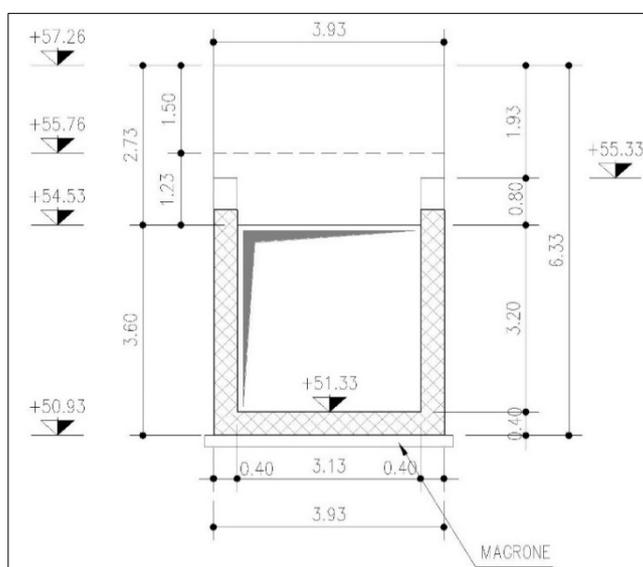


Figura 8-4 – Sezione trasversale del muro a U – Lato Nord

L'analisi è condotta al metro lineare, considerando l'altezza massima dei piedritti: circa 4.00m.

8.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta mediante l'ausilio di un modello di calcolo ad elementi finiti.

Piedritti e soletta sono modellati con elementi frame aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che rappresentano.

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

$$k = E / B = 5000 \text{ kN/m}^2 / 3.80 \text{ m} = 1316 \text{ kN/m}^3$$

Le molle, applicate ai nodi interni della soletta inferiore, hanno una rigidezza che è funzione dell'area di influenza di ciascun nodo, generalmente 0.34m x 1.00m. Si ottiene:

- $k_v = 1316 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.34\text{m} \cdot 1.00\text{m} = 447 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 224 \text{ kN/m}$.

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

- $k_v = 447 \text{ kN/m} / 2 = 224 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 112 \text{ kN/m}$.

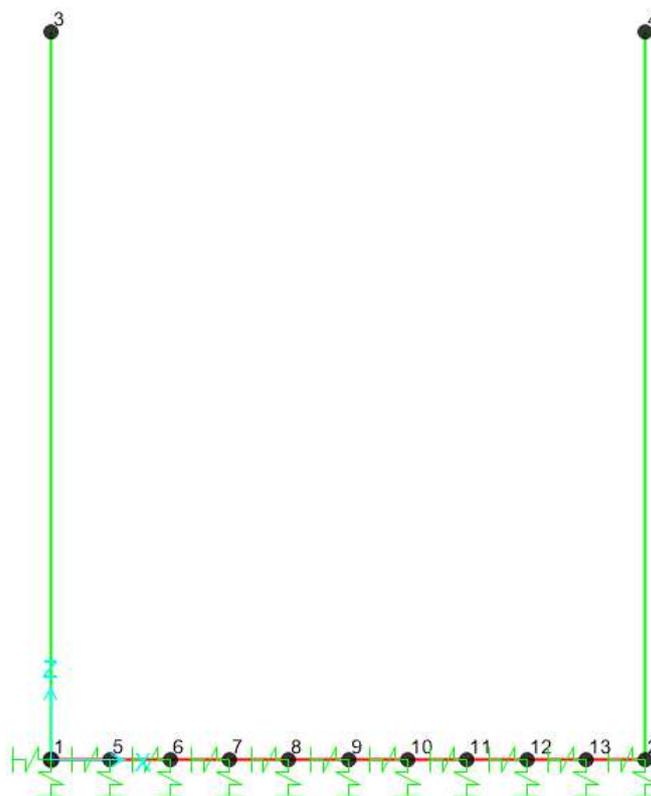


Figura 8-5 – Indicazione numerazione nodi

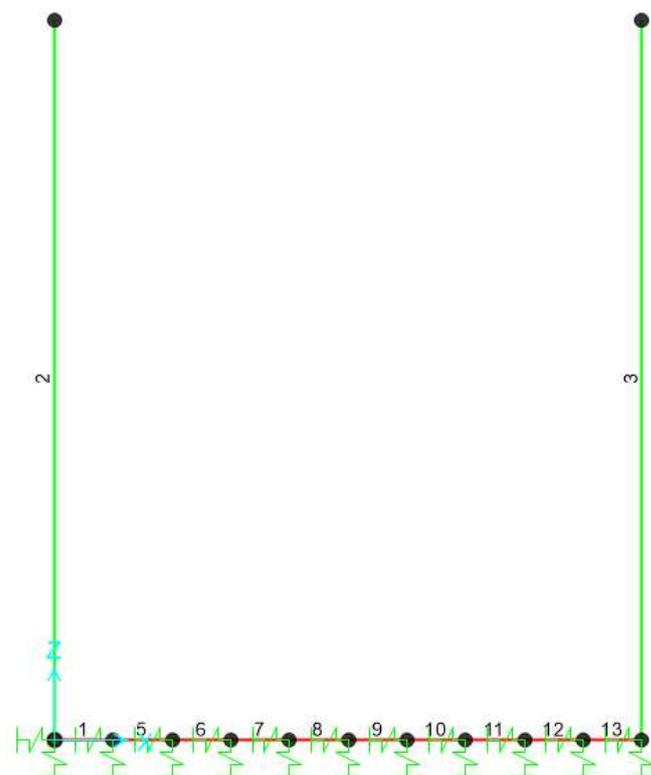


Figura 8-6 – Indicazione numerazione aste

8.3 ANALISI DEI CARICHI

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

8.3.2 Spinte delle terre (SP-M1-K0)

La spinta del terreno di rilevato agente a tergo dei piedritti è valutata tramite:

coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin(35^\circ) = 0.426$

Le verifiche di sicurezza, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2018. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo delle analisi, il valore dell'angolo d'attrito ϕ' è da intendersi, dunque, come caratteristico.

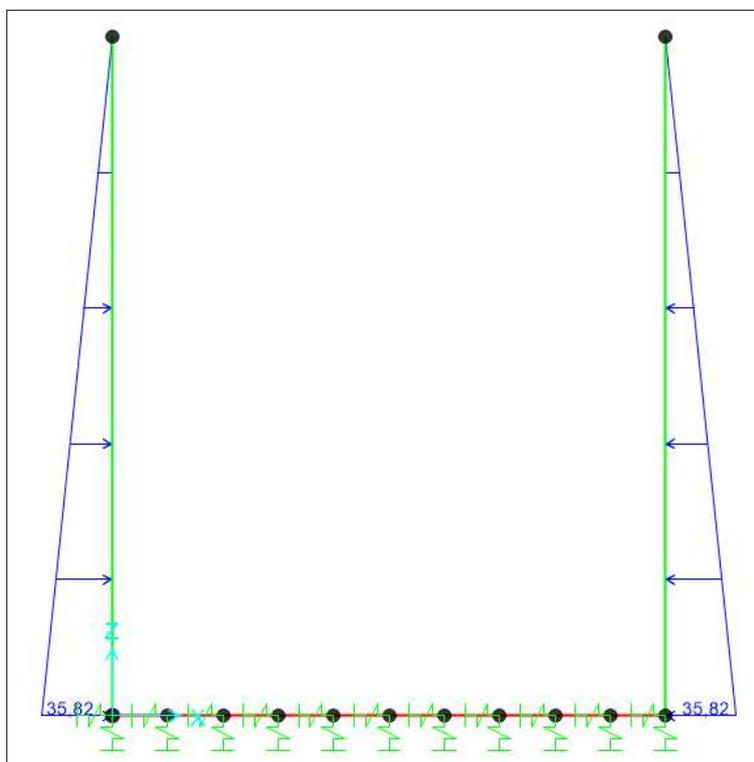


Figura 8-7 – Spinta delle terre in condizioni a riposo

8.3.3 Sovraccarico accidentale (SQ-M1-K0 // SQ-M1-K0-SX)

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo dei piedritti pari a:

$q = 10 \text{ kN/m}^2$

Il sovraccarico spingente è valutato tramite:

coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin(35^\circ) = 0.426$

Si considerano separatamente i casi di sovraccarico accidentale spingente sul solo piedritto di sinistra ovvero su entrambi i piedritti.

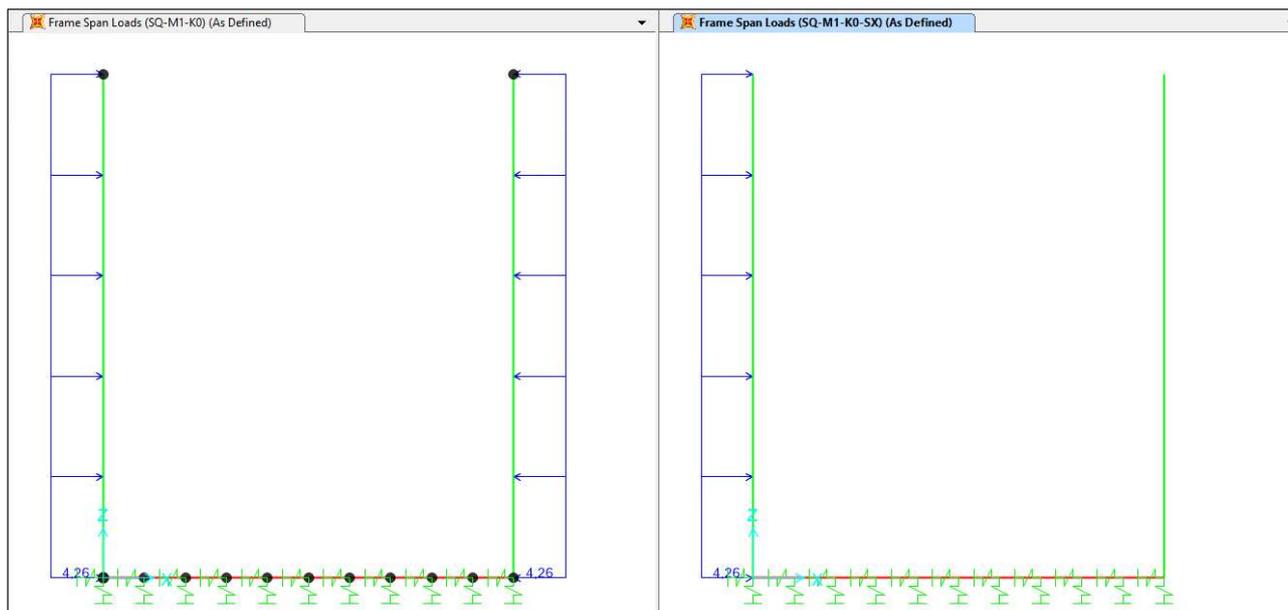


Figura 8-8 – Sovraccarico accidentale spingente in condizioni a riposo

8.3.4 Carichi permanenti interni all’imbocco (PAVIM-INF)

Si considera un carico permanente agente all’interno dello scatolare di 10.10 kN/m² su una larghezza di 3.00 m. Il calcolo della pressione è di seguito esplicitato:

finiture: $p = \gamma \times h = 22.00 \text{ kN/m}^3 \times 0.05 \text{ m} = 1.10 \text{ kN/m}^2$

sottofondo: $p = \gamma \times h = 20.00 \text{ kN/m}^3 \times 0.10 \text{ m} = 2.00 \text{ kN/m}^2$

pavimentazione: $p = \gamma \times h = 20.00 \text{ kN/m}^3 \times 0.35 \text{ m} = 7.00 \text{ kN/m}^2$

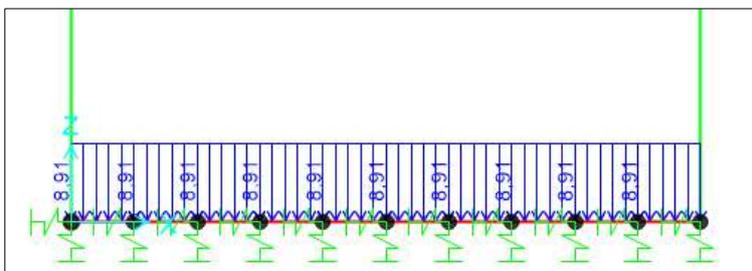


Figura 8-9 – Carichi permanenti interni all’imbocco

8.3.5 Carichi accidentali interni all’imbocco (TR-INF)

Carico da folla: $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ (su una larghezza di 3.00 m)

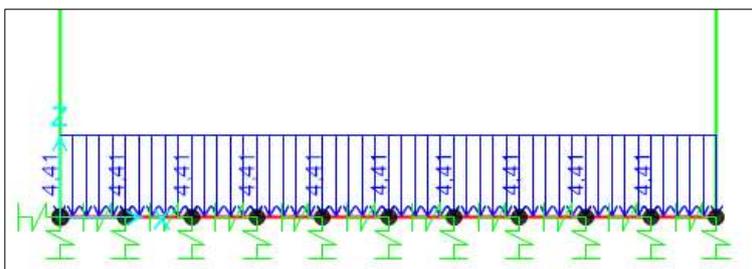


Figura 8-10 – Carichi accidentali interni all’imbocco

8.3.6 Azione sismica

Parametri sismici

Si fa riferimento ai parametri sismici esplicitati nei capitoli precedenti per l’analisi dello scatolare. Si riportano di seguito i più significativi:

$a_g = 0.216 \text{ g}$	accelerazione orizzontale massima su suolo rigido
$S_S = 1.62$	coefficiente di amplificazione stratigrafica per sisma orizzontale
$S_T = 1.00$	coefficiente di amplificazione topografica per sisma orizzontale
$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g = 3.423 \text{ m/s}^2$	accelerazione massima orizzontale
$\beta_m = 1.00$	coefficiente di riduzione dell’accelerazione (a favore di sicurezza)
$k_h = a_{max} / g \times \beta_m = 0.349$	coefficiente sismico orizzontale

Forza di inerzia strutturale (SISMA-STR-X+)

La forza di inerzia strutturale, legata all’evento sismico, è conteggiata in automatico dal programma di calcolo applicando l’accelerazione massima orizzontale di progetto (a_{max}). La componente verticale è trascurabile.

Sovrappinta sismica del terreno (SP-WOOD)

Coerentemente con l’analisi dello scatolare, la sovrappinta sismica del terreno è valutata con il metodo di Wood.

$$\Delta P = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

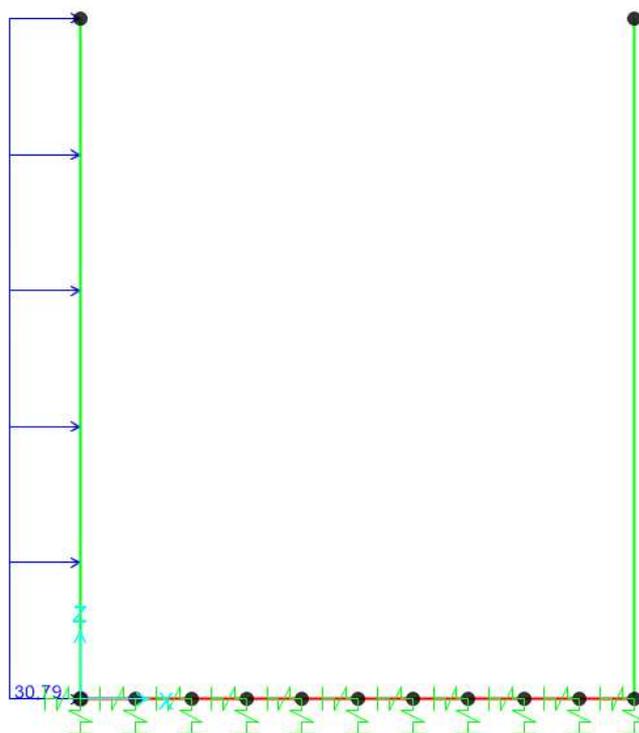


Figura 8-11 – Sovrappinta sismica del terreno

8.4 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Condizioni di carico elementari									
DEAD	peso proprio strutturale								
SP-M1-K0	spinta delle terre a riposo								
SQ-M1-K0-SX	sovraccarico spingente a sinistra della struttura								
SQ-M1-K0	sovraccarico spingente disposto su ambo i lati								
PAVIM-INF	carichi permanenti non strutturali agenti all'interno della struttura								
TR-INF	carichi variabili (folla) all'interno della struttura								
SISMA-STR-X+	forza di inerzia strutturale agente in direzione X+ (trasversale al muro)								
SP-WOOD	sovraspinta sismica del terreno (secondo Wood)								
Combinazioni di calcolo									
C.C.	SLU-1	SLU-2	SLV-1	RARA-1	RARA-2	FREQ-1	FREQ-2	QP-1	QP-2
DEAD	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SP-M1-K0	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SQ-M1-K0-SX	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SQ-M1-K0	1,50	0,00	0,20	1,00	0,00	0,75	0,00	0,20	0,00
PAVIM-INF	1,35	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00
TR-INF	1,35	0,00	0,00	1,00	0,00	0,75	0,00	0,20	0,00
SISMA-STR-X+	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SP-WOOD	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

8.5 SOLLECITAZIONI SUI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flettenti, taglianti e assiali. Le sollecitazioni fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU/SLV.

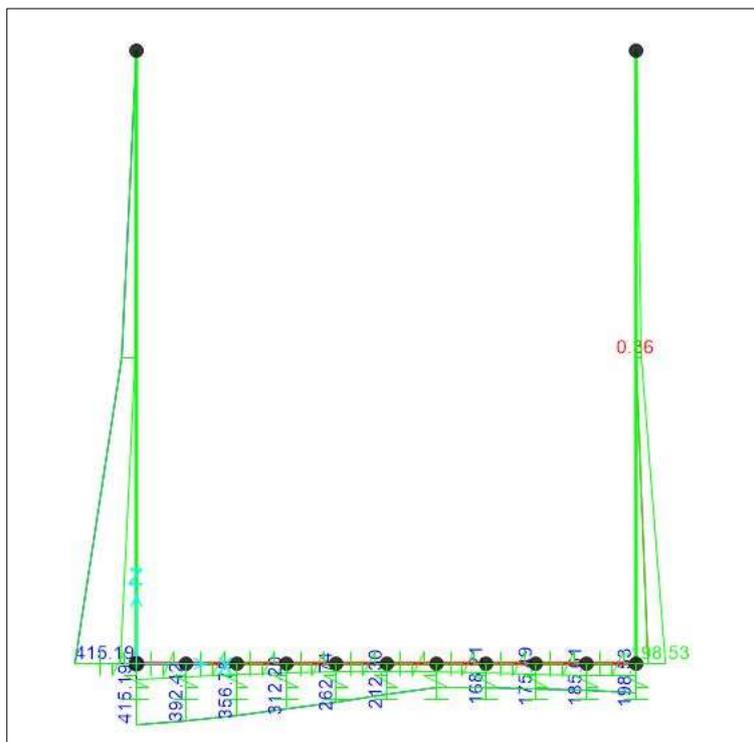


Figura 8-12 – Diagramma delle sollecitazioni flettenti per ENV-SLU/SLV (valori in kNm/m)

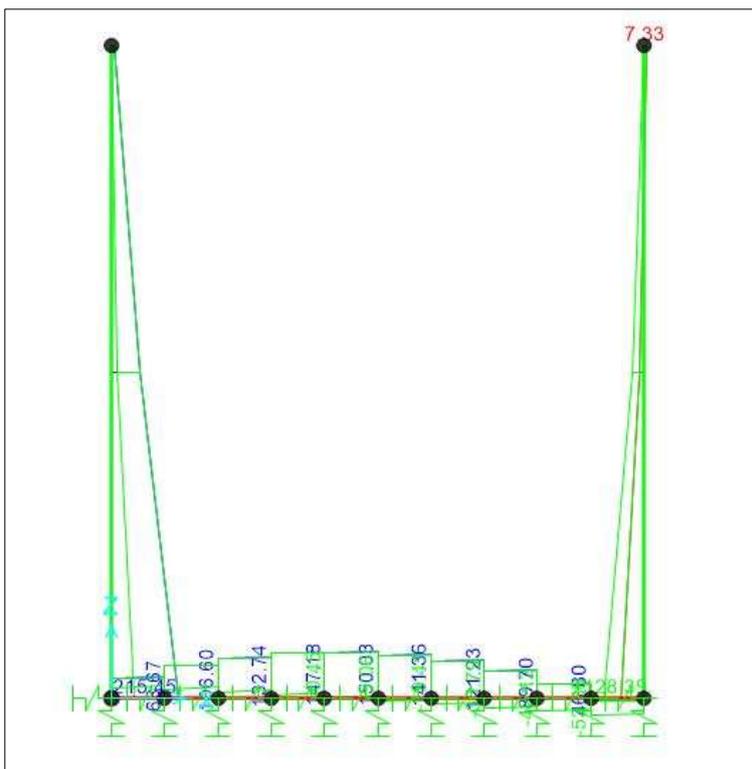


Figura 8-13 – Diagramma delle sollecitazioni di taglio per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

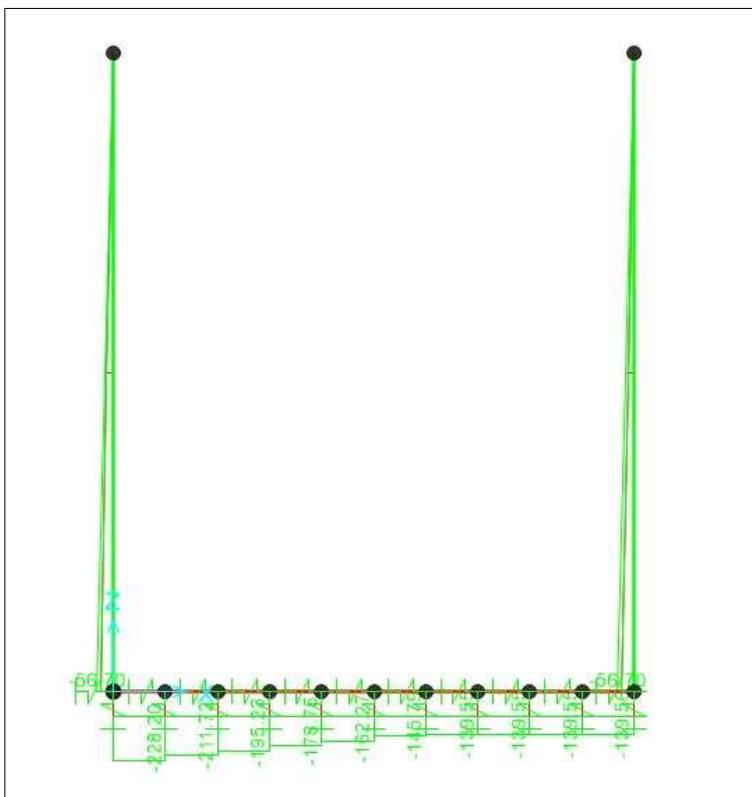


Figura 8-14 – Diagramma delle sollecitazioni assiali per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

8.6 VERIFICHE STRUTTURALI

8.6.1 Piedritto

Piedritto						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} = 35$	N/mm ²	$f_{ck} = 28$	N/mm ²	
$\gamma_c =$	1,5	$\alpha_{cc} = 0,85$		$f_{cd} = 15,87$	N/mm ²	
		$E_c = 32308$	N/mm ²	$f_{ctm} = 2,77$	N/mm ²	
Acciaio	B450C	$E_s = 200000$	N/mm ²	$f_{yk} = 450$	N/mm ²	
$\gamma_s =$	1,15	$\varepsilon_{se} = 1,96$		$f_{yd} = 391,30$	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base	n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	400	mm altezza	5	20	1571	61
c =	35	mm coprifer.			-	
N_{Ed} positivo di compressione			10	22	3801	338
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	5372	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/SLV	incastro fondazione	42,00	415,18	215,45	444,90	1,07
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/SLV	incastro fondazione	242,25	0,00	0,00	242,25	1,12
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	16,80	N/mm ²			
	$\sigma_{s,max} =$	360,00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	12,60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro fondazione	42,00	142,88	6,08	124,70	
ENV-QP	incastro fondazione	42,00	112,83	4,82	97,49	
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			
	$\sigma_s =$	213	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro fondazione	42,00	133,49	5,70	116,60	
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0,2	mm			
	$\sigma_s =$	173	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro fondazione	42,00	112,83	4,82	97,49	

8.6.2 Soletta di fondazione

Soletta di fondazione							
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 =	400	mm altezza		5	20	1571	66
c =	40	mm coprifer.				-	
N _{Ed} positivo di compressione				10	22	3801	333
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	5372	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Rd}	M _{Ed}	M _{Ed}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		M _{Ed}
ENV-SLU/SLV	incastro piedritto	82,55	415,00	150,03	440,40		1,06
Taglio							
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa		
n _b =	2,5	n° braccia	s =	400	mm passo		
Combinazione	posizione	V _{Rd,0}	V _{Rd,s}	V _{Rd,c}	V _{Rd}	V _{Rd}	V _{Ed}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		V _{Ed}
ENV-SLU/SLV	incastro piedritto	245,65	0,00	0,00	245,65		1,64
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}	M _{Ed}	σ _c	σ _s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
ENV-RARA	incastro piedritto	82,55	142,88	6,35	122,00		
ENV-QP	incastro piedritto	82,55	112,82	5,05	94,17		
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 =	233	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ _c	σ _s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
FREQ	incastro piedritto	82,55	133,49	5,95	113,30		
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0,3	mm			
		σ _s =	213	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed}	M _{Ed}	σ _c	σ _s		
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]		
ENV-QP	incastro piedritto	82,55	112,82	5,05	94,17		

8.7 VERIFICHE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

Si riporta a seguire, la verifica sulle pressioni medie del terreno al di sotto del muro a U.

Dal modello di calcolo si estrapolano le reazioni ai nodi della soletta inferiore che, divisi per l'area di influenza, consentono di ottenere la pressione agente sul terreno sottostante. Si calcola la media delle pressioni in tutti i nodi e si confronta tale valore con la portata limite, ottenuta come riportato a seguire.

Calcolo della pressione media sul terreno

Nodo	Reazione di calcolo	Area di influenza	Pressione sul terreno
[-]	[kN]	[m ²]	[kN/m ²]
1	9,00	0,17	52,94
2	35,00	0,17	205,88
5	18,00	0,34	52,94
6	18,00	0,34	52,94
7	18,00	0,34	52,94
8	18,00	0,34	52,94
9	18,00	0,34	52,94
10	24,00	0,34	70,59
11	35,00	0,34	102,94
12	46,00	0,34	135,29
13	58,00	0,34	170,59
media	27,00	0,31	91,18

Calcolo della pressione limite sul terreno

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	0,90
L [m]	100,00
B [m]	3,80
e _L [m]	0,00
e _B [m]	0,00
L' [m]	100,00
B' [m]	3,93

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	10,19
Angolo d'attrito	φ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	54
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi} [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_{2_Mi} [kN/m ³]	9,19
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi'_{_Mi}$ [°]	26
	$\varphi'_{_Mi}$ [rad]	0,45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{_Mi}$ [kN/m ²]	0
Coesione non drenata fattorizzata	c_{u_Mi} [kN/m ²]	54

Fattori di capacità portante

N_y	0,00
N_c	5,14
N_q	1,00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

S_y	0,98
S_c	1,01
S_q	1,02

Fattori di profondità

(per $\varphi'=0$)

d_y	1,00
d_c	1,09
d_q	1,00

Fattori di inclinazione del carico

(per $\varphi'=0$)

m_B	1,96
m_L	1,04
θ [°]	90
m	1,96
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]	321
Set di coefficienti parziali		R3
	γ_R	2,30
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	140
pressione media da modello FEM	q_{Ed} [kN/m ²]	91

FS **1,53**
 (>1)

Si evince, dal confronto della pressione media con quella limite, che la verifica è soddisfatta.