

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

90bT- SOTTOVIA TANG. SUD RAMPA INTERC 14+323

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SPALLE

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	O08	ST90S	00000	R	S T R	0802	-2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						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	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’OPERA	7
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
1.3	CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE	11
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	12
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	12
1.4.2	Strutture esistenti	15
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	33
1.5.1	Terreno di rilevato.....	33
1.5.2	Terreno di fondazione	33
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	35
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	37
1.8	CONVENZIONI GENERALI	37
1.8.1	Unità di misura.....	37
2	IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI	38
2.1	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE.....	38
2.1.1	Descrizione generale.....	38
2.1.2	Sezioni di verifica.....	38
2.1.3	Analisi delle condizioni statiche	38
2.1.4	Analisi delle condizioni sismiche	38
2.1.5	Metodologia di verifica	39
2.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	40
2.3	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	40
2.3.1	Gruppi di carico.....	42
3	OPERA IN AMPLIAMENTO	43
3.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM	43
3.2	ANALISI DEI CARICHI.....	44
3.2.1	Peso proprio strutturale (DEAD).....	44
3.2.2	Carico permanente non strutturale sopra l’impalcato.....	44
3.2.3	Spinta delle terre “a riposo”	44
3.2.4	Azione del traffico	45
3.2.5	Frenatura	47
3.2.6	Sovraccarico spingente laterale da traffico	48
3.2.7	Spinta delle terre in condizioni sismiche	49
3.2.8	Forze di inerzia strutturali.....	49
3.3	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	50
3.4	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	52
3.4.1	Premessa.....	52
3.4.2	Sollecitazioni di calcolo sugli elementi strutturali	52
3.5	VERIFICA DELLE SOVRASTRUTTURE	54
3.5.1	Premessa.....	54
3.5.2	Impalcato – verifica in fase di getto e di esercizio – sezione di mezzeria.....	54
3.5.3	Impalcato – verifica SLU – sezione di mezzeria.....	63
3.5.4	Impalcato – sezione di appoggio	65
3.5.5	Piedritto – sezione di incastro sx (fibre tese lato terra)	66
3.5.6	Piedritto – sezione di incastro dx (fibre tese lato strada).....	67
3.6	VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE.....	68
3.6.1	Premessa.....	68
3.6.2	Reazioni vincolari	68

3.6.3	<i>Sollecitazioni di calcolo per analisi palificata</i>	71
3.6.4	<i>Sollecitazioni di calcolo nei pali di fondazione</i>	72
4	OPERA ESISTENTE	73
4.1	PREMESSA.....	73
4.2	ANALISI DEI CARICHI.....	73
4.2.1	<i>Carichi permanenti strutturali e non, sopra l’impalcato</i>	73
4.2.2	<i>Spinta delle terre “a riposo”</i>	73
4.2.3	<i>Spinta delle terre in condizioni statiche</i>	73
4.2.4	<i>Spinta delle terre in condizioni statiche</i>	74
4.2.5	<i>Azione del traffico sull’impalcato</i>	76
4.2.6	<i>Sovraccarico spingente laterale da traffico</i>	77
4.3	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	78
4.3.1	<i>Metodo di calcolo</i>	78
4.3.2	<i>Criteri di verifica</i>	78
4.3.3	<i>Verifica della lunghezza di immersione dei pali</i>	78
4.4	ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE	79
4.4.1	<i>Fasi esecutive e di calcolo</i>	79
4.4.2	<i>Coefficienti di spinta della terra</i>	83
4.4.3	<i>Risultati dell’analisi</i>	83
4.4.4	<i>Verifiche</i>	84
4.5	ANALISI DELLE SOVRASTRUTTURE (IMPALCATO).....	86
4.5.1	<i>Premessa</i>	86
4.5.2	<i>Azioni di calcolo</i>	86
4.5.3	<i>Verifiche</i>	87
4.6	ANALISI DEL MURO DI RISVOLTO	89
4.6.1	<i>Fasi esecutive e di calcolo</i>	89
4.6.2	<i>Coefficienti di spinta della terra</i>	92
4.6.3	<i>Risultati dell’analisi</i>	92
4.6.4	<i>Verifiche</i>	93

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA	5
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (2)	6
FIGURA 1-3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (3) – VISTA CARREGGIATA SUD	6
FIGURA 1-4. PIANTA IMPALCATO	7
FIGURA 1-5. PIANTA FONDAZIONI	8
FIGURA 1-6. PROSPETTO SUD	8
FIGURA 1-7. SEZIONE LONGITUDINALE	8
FIGURA 1-8. SEZIONE TRASVERSALE (IN CORRISPONDENZA IMPALCATO)	9
FIGURA 1-9. SEZIONE TRASVERSALE (IN CORRISPONDENZA SPALLA)	9
FIGURA 1-10. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	11
FIGURA 1-11 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE	15
FIGURA 1-12 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE	16
FIGURA 1-13 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	17
FIGURA 1-14 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE	18
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE	19
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE	19
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI	25
FIGURA 1-18 – 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) ..	26
FIGURA 1-19. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	33
FIGURA 1-20. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA	33
FIGURA 1-21. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	33
FIGURA 1-22. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	34
FIGURA 1-23. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	34
FIGURA 2-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018)	40
FIGURA 2-2. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018)	41
FIGURA 2-3. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.II DELLE NTC2018)	41
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018)	42
FIGURA 2-5 – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018)	42
FIGURA 3-1 – MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI	43
FIGURA 3-2 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	44
FIGURA 3-3 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	45
FIGURA 3-4 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	45
FIGURA 3-5 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_k E Q_{k1} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	45
FIGURA 3-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO IN CAMPATA DELLA SOLETTA	46
FIGURA 3-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO (TS) PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO IN APPOGGIO DELLA SOLETTA	47
FIGURA 3-8 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL)	47
FIGURA 3-9 – FRENATURA	48
FIGURA 3-10 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	48
FIGURA 3-11 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO E SU ENTRAMBI	49
FIGURA 3-12 – SOVRASPINTA SISMICA IN DIREZIONE LONGITUDINALE	49
FIGURA 3-13 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	52
FIGURA 3-14 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	52
FIGURA 3-15 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M)	53
FIGURA 3-16 – MASSIME AZIONI ASSIALI DI CALCOLO NEI PALI (VALORI IN kN)	72
FIGURA 3-17 – MINIME AZIONI ASSIALI DI CALCOLO NEI PALI (VALORI IN kN)	72
FIGURA 4-1: DEFINIZIONE COEFFICIENTE A (FIG.7.11.2 DELLE NTC2018)	75
FIGURA 4-2: DEFINIZIONE COEFFICIENTE B (FIG.7.11.3 DELLE NTC2018)	75

FIGURA 4-3 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	76
FIGURA 4-4 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_k E Q_{kK} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	77
FIGURA 4-5 – FASI DI CALCOLO – STAGE 1	79
FIGURA 4-6 – FASI DI CALCOLO – STAGE 2	80
FIGURA 4-7 – FASI DI CALCOLO – STAGE 3	80
FIGURA 4-8 – FASI DI CALCOLO – STAGE 4	81
FIGURA 4-9 – FASI DI CALCOLO – STAGE 5	81
FIGURA 4-10 – FASI DI CALCOLO – STAGE 6	82
FIGURA 4-11 – FASI DI CALCOLO – STAGE 7	82
FIGURA 4-12 – MOMENTO FLETTENTE SLV [kNm/m] – STAGE 7	83
FIGURA 4-13 – AZIONE DI TAGLIO SLV [kN/m] – STAGE 7	83
FIGURA 4-14. MOMENTO FLETTENTE SU IMPALCATO INCASTRATO AGLI ESTREMI (VALORI IN kNm/m)	86
FIGURA 4-15. AZIONE DI TAGLIO SU IMPALCATO (VALORI IN kN/m)	86
FIGURA 4-16 – FASI DI CALCOLO – STAGE 1	89
FIGURA 4-17 – FASI DI CALCOLO – STAGE 2	90
FIGURA 4-18 – FASI DI CALCOLO – STAGE 3	90
FIGURA 4-19 – FASI DI CALCOLO – STAGE 4	91
FIGURA 4-20 – FASI DI CALCOLO – STAGE 5	91
FIGURA 4-21 – MOMENTO FLETTENTE [kNm/m] – STAGE 4	92
FIGURA 4-22 – AZIONE DI TAGLIO [kN/m] – STAGE 4	93

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le analisi svolte e i risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici per l’ampliamento del sottovia autostradale Interconnessione 3 dell’autostrada A14, Bologna – Taranto, nell’ambito dei lavori di ampliamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L’opera è denominata 90bT e ubicata alla progressiva 14+288.

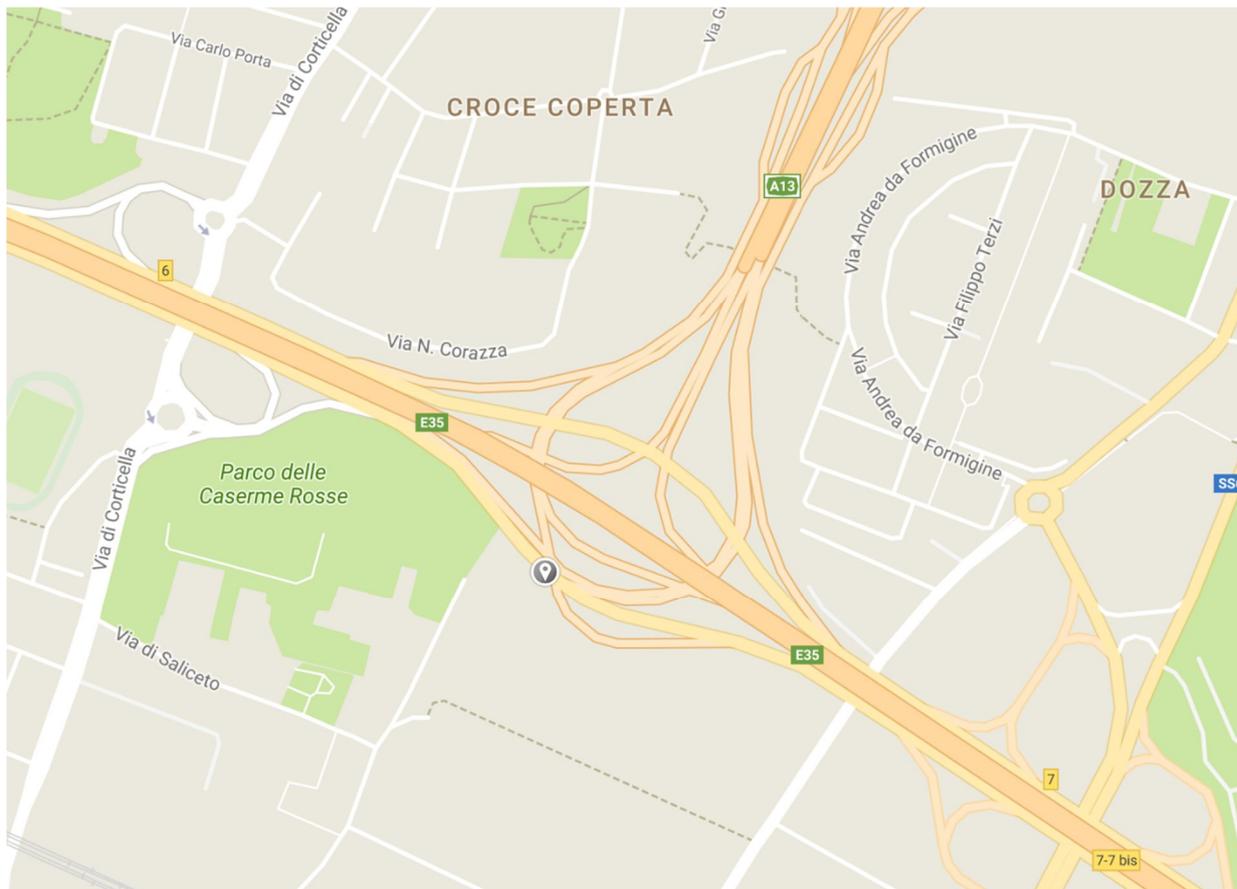


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera



Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)



Figura 1-3. Localizzazione geografica dell'opera (3) – Vista Carreggiata Sud

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La **struttura originale** del sottovia è stata realizzata nel 2004 ed è costituita da un impalcato a solettone di spessore 1.00 m in appoggio su berlinesi di pali. Questi ultimi sono disposti ad interasse 1.20 m, hanno diametro 1.00 m e lunghezza 16.00 m.

Il sottovia ha una singola carreggiata con senso di marcia in direzione Rimini.

Lo larghezza totale del portale è 42.25 m circa.

L'intervento, oggetto della presente relazione, prevede l'**allargamento dell'impalcato** di 9.00 m (misura in retto) a Sud. Tale ampliamento sarà realizzato adottando uno schema statico analogo a quello del tratto esistente ovvero mediante un portale con impalcato costituito da travi affiancate in c.a.p. e soletta collaborante in c.a. incastrato in corrispondenza delle spalle (piedritti). Esse hanno spessore di 1.40 m e altezza 7.55 m (escluso paraghiaia). Il plinto di fondazione ha spessore 1.40 m ed è sostenuto da pali Ø1000 con lunghezza 30.00 m.

Il collegamento della struttura nuova con quella esistente, parzialmente demolita, sarà effettuato mediante inghisaggio.

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

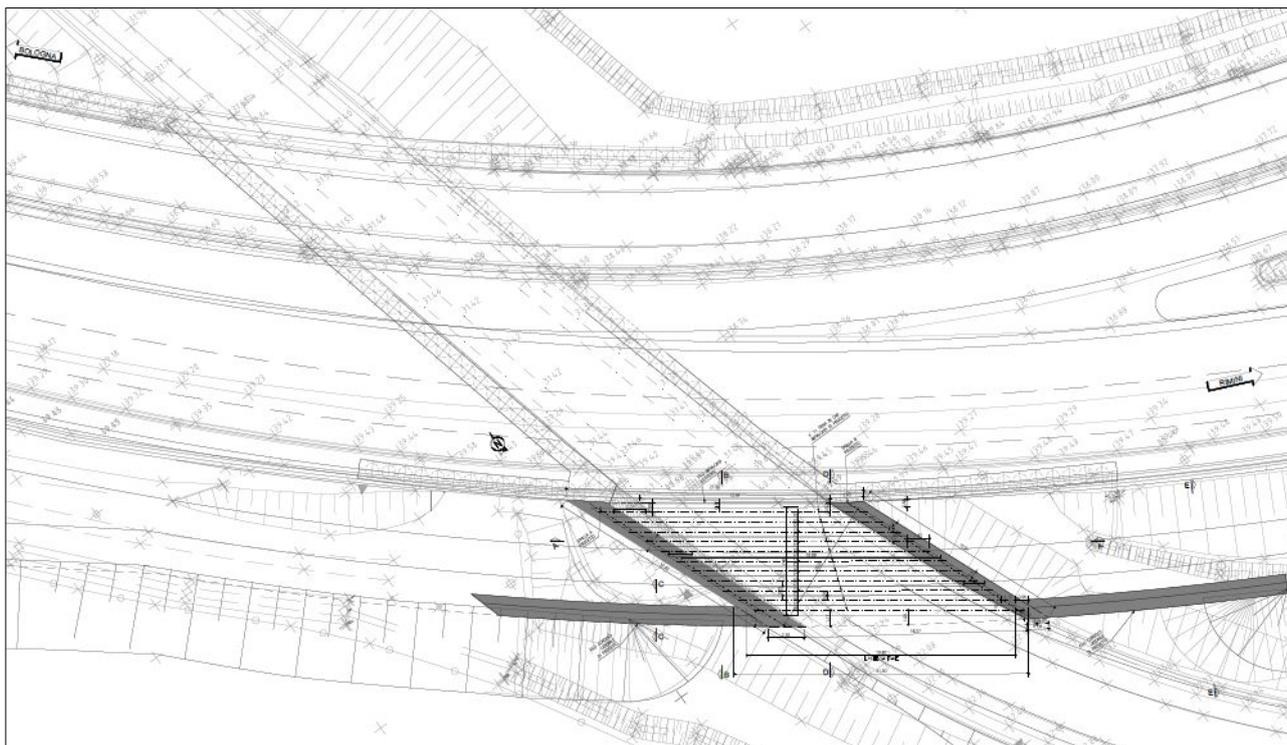


Figura 1-4. Pianta impalcato

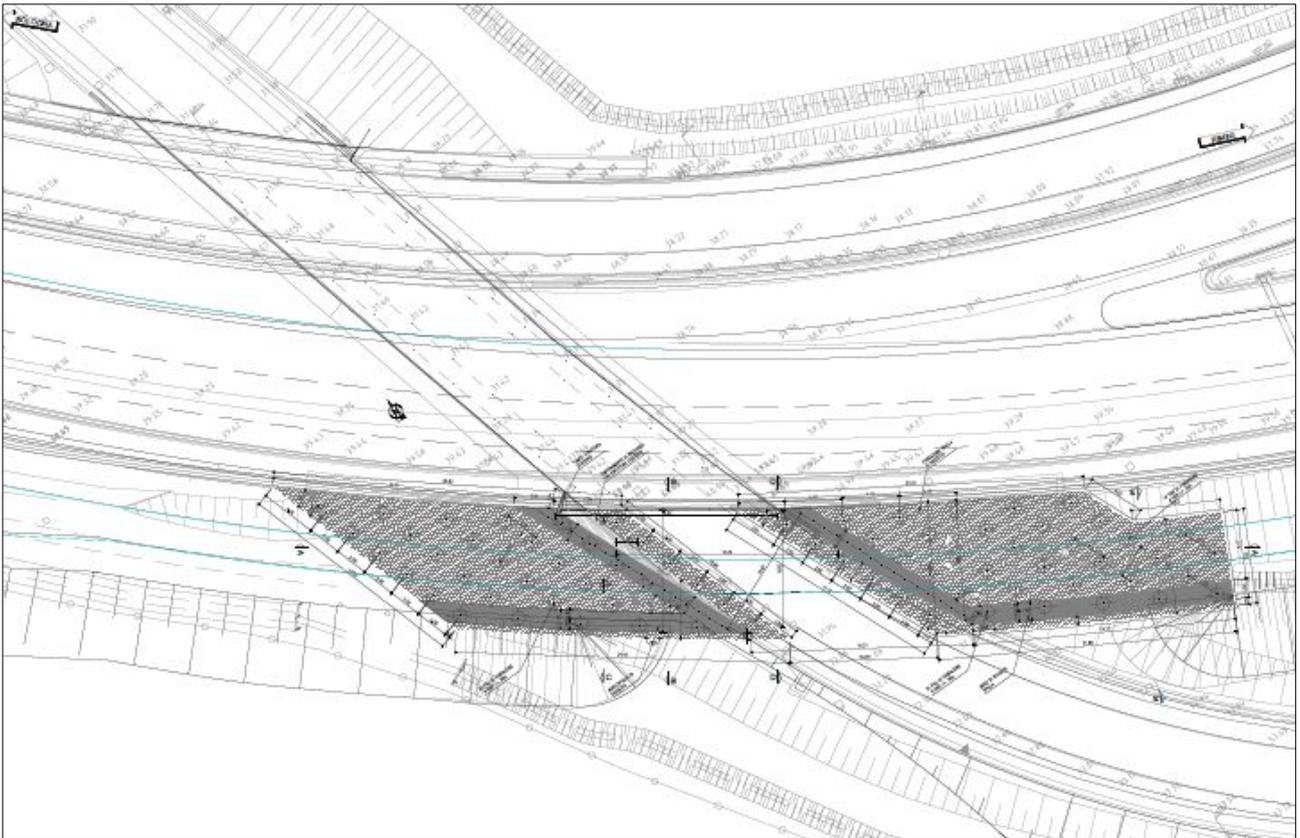


Figura 1-5. Pianta fondazioni

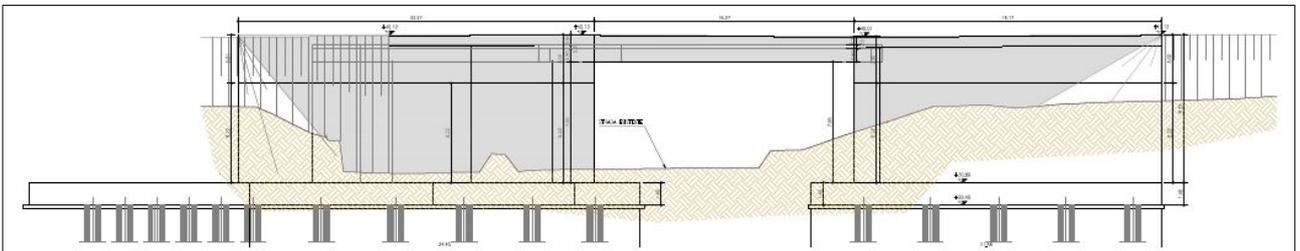


Figura 1-6. Prospetto Sud

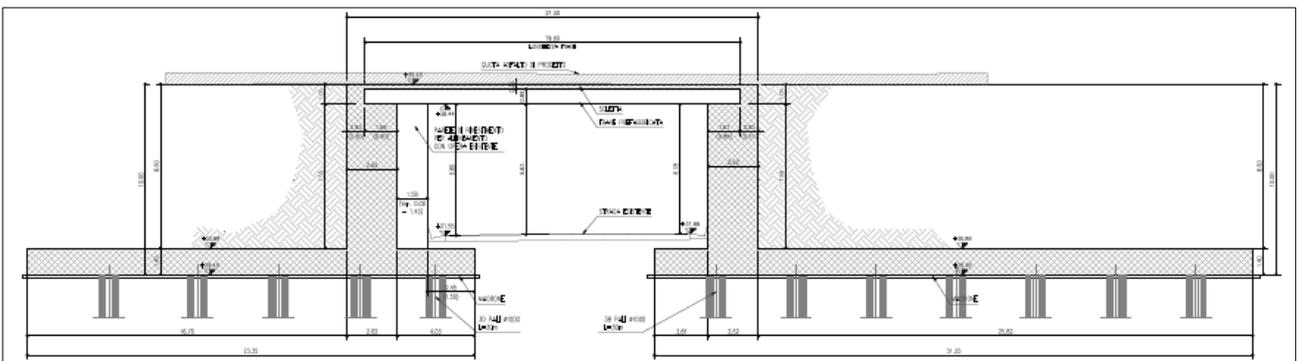


Figura 1-7. Sezione longitudinale

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] 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.
- [26] 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 CONDIZIONI AMBIENTALI E 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:

pali:	XC2
fondazioni pile, spalle e muri:	XC2
elevazioni pile, muri e spalle:	XF2
pulvino:	XF4
cordoli, baggioli e ritegni sismici:	XF4
solette in c.a.:	XF4
coppelle:	XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, 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 1-10. Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per fondazioni di pile, spalle e muri / elevazione muri: C28/35

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 35\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 17.43\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 13.07\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 2.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 32588\text{MPa}$

Calcestruzzo per elevazioni spalle e pile: C32/40

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 40\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 20.0\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 14.9\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.8\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.10\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33642\text{MPa}$

Calcestruzzo per solette in c.a., cordoli, baggioli e ritegni sismici: C35/45

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 45\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 22.41\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 16.81\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.35\text{MPa}$

Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.34\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33625\text{MPa}$

Calcestruzzo per travi c.a.p.: C45/55 (ove presente)

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 55\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 45.65\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 27.39\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 20.54\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 25.87\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 36416\text{MPa}$

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

$f_{yk} \geq 450.0\text{ MPa}$
$f_{tk} \geq 540.0\text{ MPa}$
$E_s = 210000\text{MPa}$
$u_s = 0.3$

Acciaio da precompressione aderente(ove presente)

$f_{ptk} \geq 1860.0\text{ MPa}$
$f_{p(1)k} \geq 1670.0\text{ MPa}$
$E_s = 205000\text{MPa}$
$u_s = 0.3$

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica (ove presente)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali $t > 40\text{ mm}$)

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali $t > 40\text{ mm}$)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

1.4.2 Strutture esistenti

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

Calcestruzzo per pali e solette:	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Calcestruzzo per fondazioni e pali:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Acciaio per armature:	FeB44k controllato in stabilimento
Acciaio per carpenteria metallica:	Fe430B

1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2018

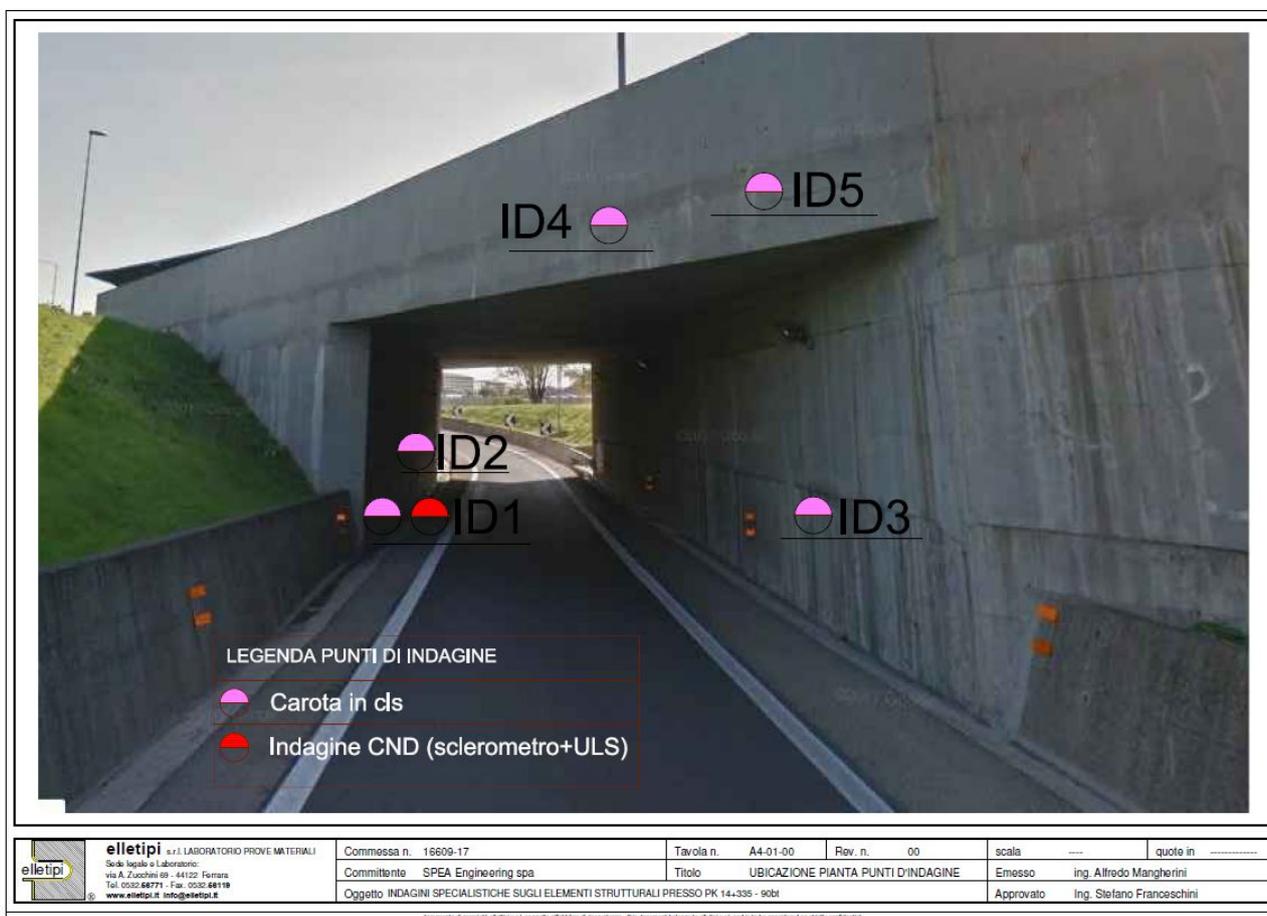
Nel mese di Giugno 2018 la società “elletipi srl” ha eseguito una campagna di indagini specialistiche e conoscitive sugli elementi strutturali del sottovia in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- 5 prelievi di carote in cls (5 prove di compressione +carbonatazione);
- 1 indagini pacometrica.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-29-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia pk 14+335-90bT – Rampa interconnessione – 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.



elletipi s.r.l. LABORATORIO PROVE MATERIALI
 Sede legale e laboratorio:
 via A. Zucchi 09 - 44122 Ferrara
 Tel. 0532.687791 - Fax. 0532.68119
 www.elletipi.it info@elletipi.it

Commissa n.	16609-17	Tavola n.	A4-01-00	Rev. n.	00	scala	---	quote in	-----	
Committente	SPEA Engineering spa	Titolo		UBICAZIONE PIANTE PUNTI D'INDAGINE		Emesso	ing. Alfredo Mangherini			
Oggetto						INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+335 - 90bT		Approvato		ing. Stefano Franceschini

documento di proprietà elletipi s.r.l. soggetto a ritegno di riservatezza - this document belongs to elletipi s.r.l. and is to be considered as strictly confidential

Figura 1-11 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

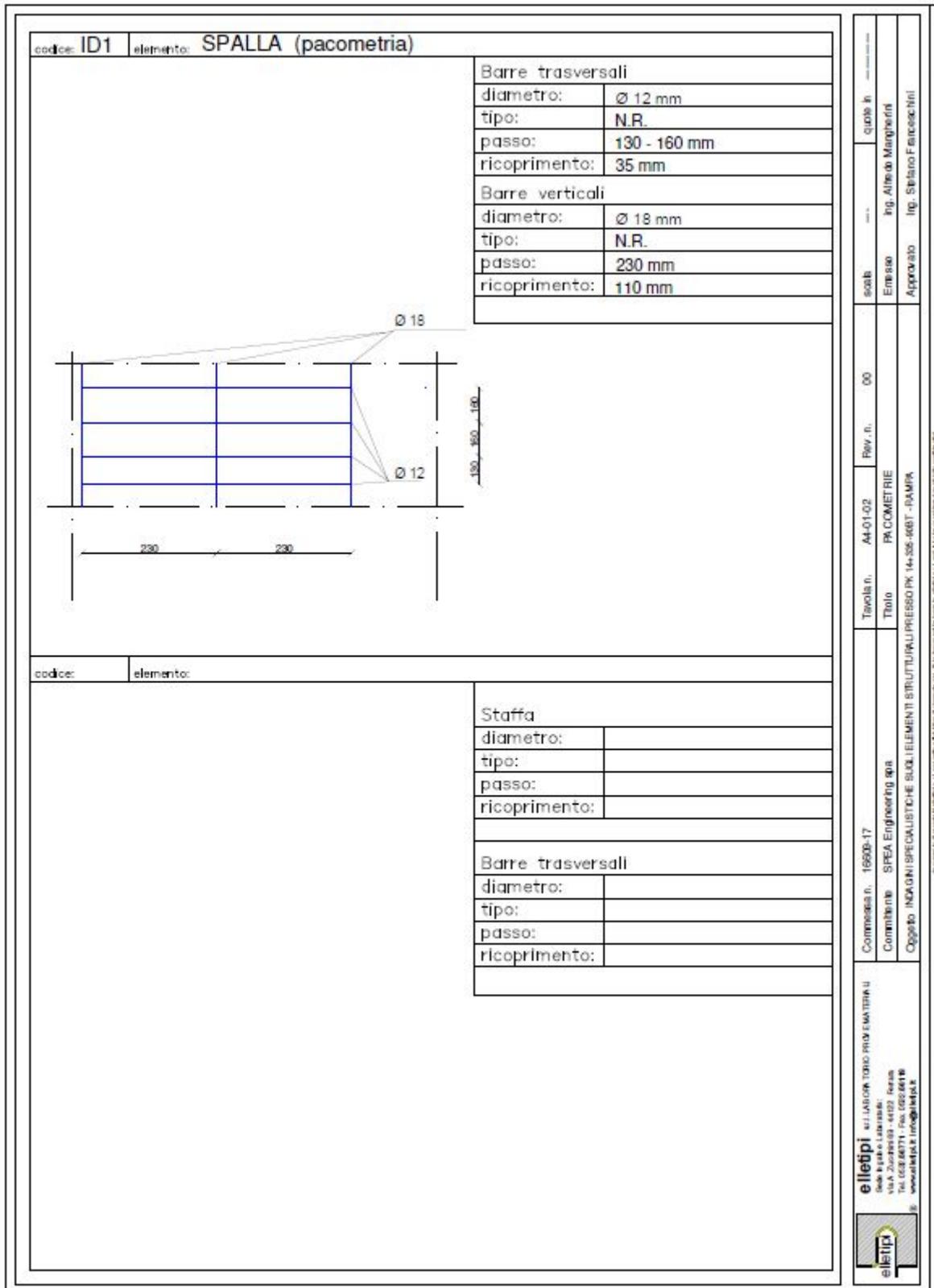


Figura 1-12 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche



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



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

sito: www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 6000006 del 27/02/2015, art. 58 del D.P.R. 348/2001, Circolare Ministeriale 7017/STC
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6372 del 07/10/2014, art. 58 del D.P.R. 348/2001, Circolare Ministeriale 7018/STC
 Organismo Notificato n° 1329 (DM 626149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rilevata ai sensi della circ. 3050/11, DM 1062/00

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: A14 pk. 14+335 90bt
 COMMESSA: 16609/17

CAMPIONE: CILINDRI IN CALCESTRUZZO
 DATA PRELIEVO: 26/06/2018

CERTIFICATO n°: 52236/18 Rev 0 del: 11/07/2018
 DATA PROVE: 10/07/2018

PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	f _{ck} [MPa]	R _{c1} [MPa]	penetrazione CO ₂ [mm]
		Diametro [mm]	Lunghezza [mm]	λ = L / D					
		SPALLA (PALO 1)	1						
SPALLA (PALO 2)	2	94	95	1.01	2298	304.3	43.8	44.0	14
SPALLA (PALO 3)	3	94	94	1.00	2253	316.1	45.5	45.5	0
SOLETTA	4	74	78	1.05	2429	224.2	52.1	53.2	7
SOLETTA	5	74	75	1.01	2263	189.7	44.1	44.3	10

Note:

Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione

Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica

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

R_{c1} = f_{ck} x 2.5 / (1.5+1/λ) resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 -624

Emesso:

ing. Alfredo Mangherini

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

Figura 1-13 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo

Campagna di indagine 2020

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- N°3 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°3 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°6 prelievo barre di armatura;
- N°6 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 14: Sottovia rampa di interconnessione 90bT – Autostrada A13 (BO) – km 014+335 – 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.

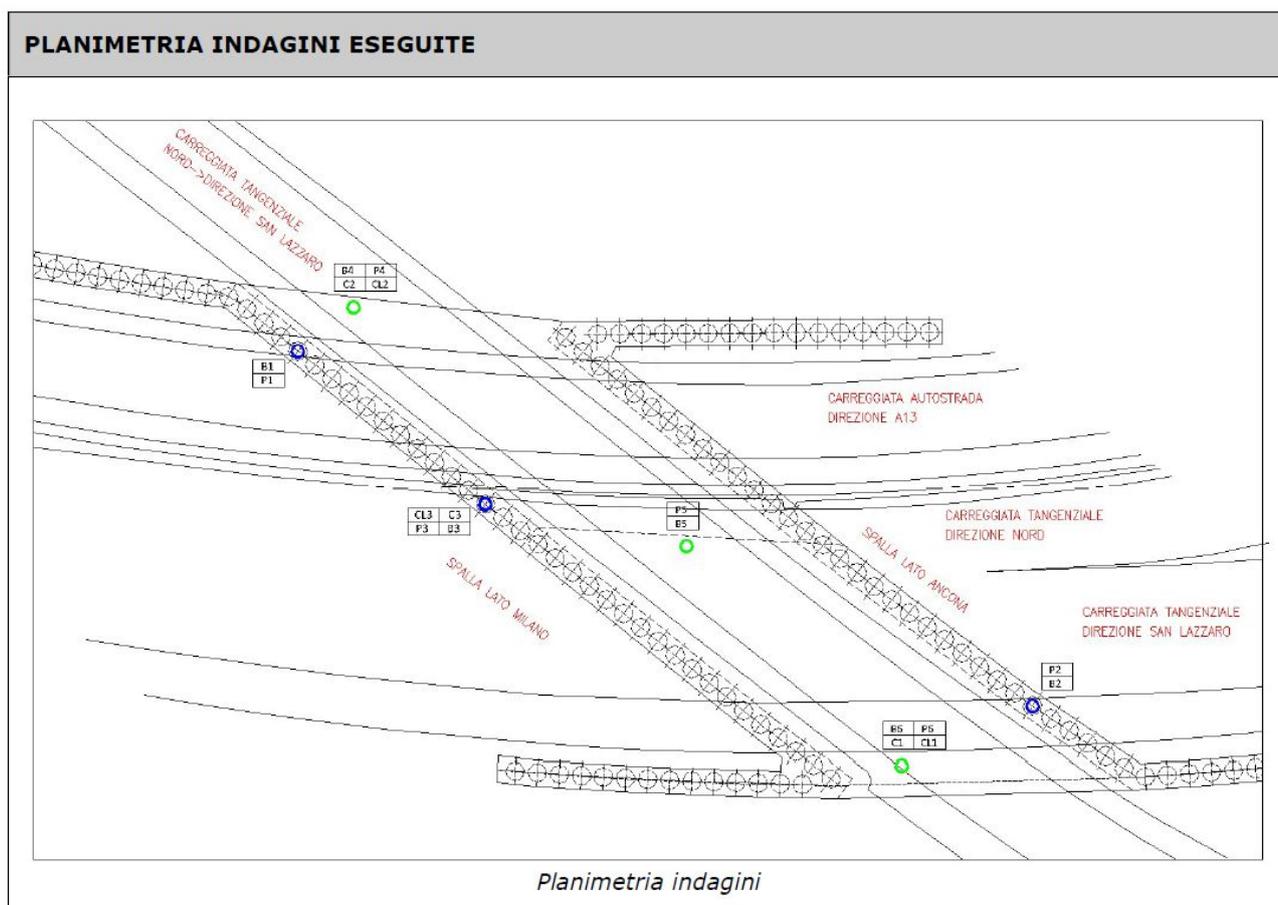


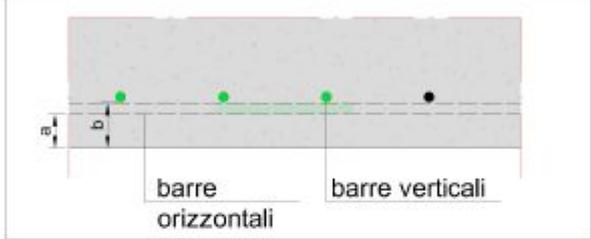
Figura 1-14 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

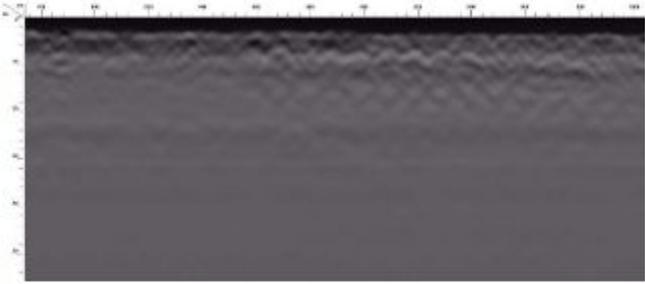
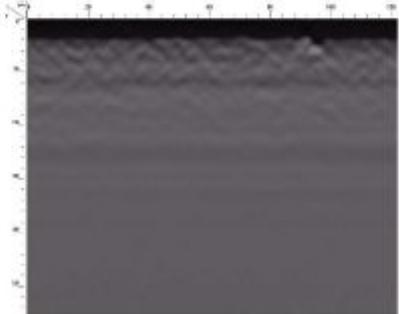
CAROTAGGI				
IDENTIFICATIVO CAROTAGGIO	RAPPORTO H/D	RESISTENZA CUBICA A COMPRESSIONE Rck (N/mm ²)	MASSA VOLUMICA (Kg/m ³)	CARBONATAZIONE (mm)
C 1	1	42,56	2240,29	0
C 2	1	38,92	2202,59	0
C 3	1	29,52	2240,29	30

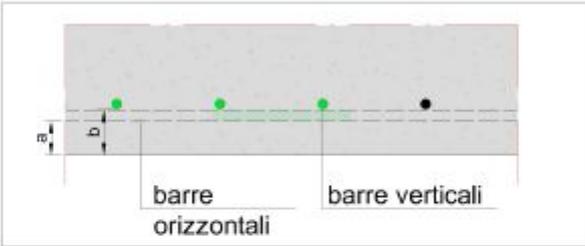
Figura 1-15 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

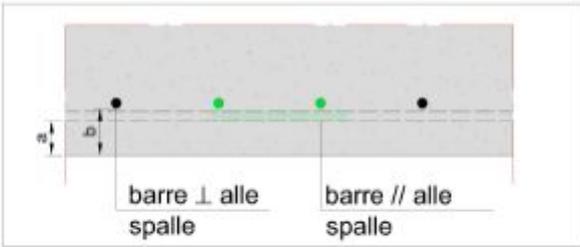
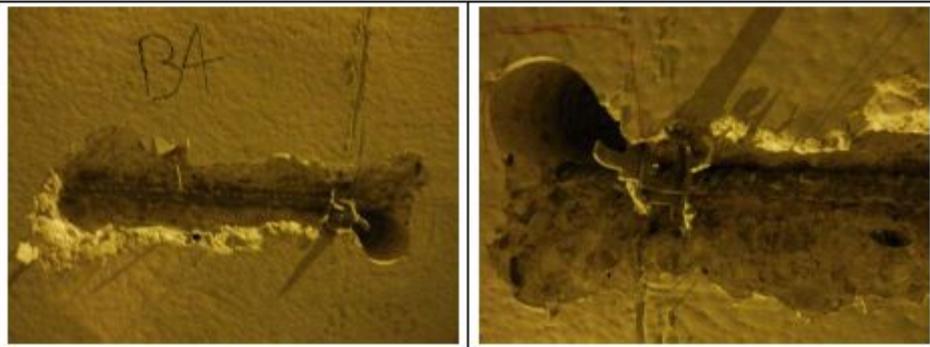
PRELIEVO BARRE							
IDENTIFICATIVO PRELIEVO	MASSA LIN. (g/m)	DIAM. EQUIP. (mm)	SEZIONE EFFET. (mm ²)	ALLUNG. A5 (%)	f _y – f _{0,2} (N/mm ²)	f _T (N/mm ²)	f _T / f _y
B1	4118,98	25,85	524,71	14,1	537,6	657,0	1,22
B2	1393,40	15,03	177,50	2,3	979,9	1104,0	1,13
B3	1409,94	15,12	179,61	2,4	955,7	1103,7	1,15
B4	2890,52	21,65	368,22	14,6	564,4	717,1	1,27
B5	3459,46	22,04	381,62	15,9	523,1	641,5	1,23
B6	2877,49	21,60	366,56	14,5	543,7	663,1	1,22

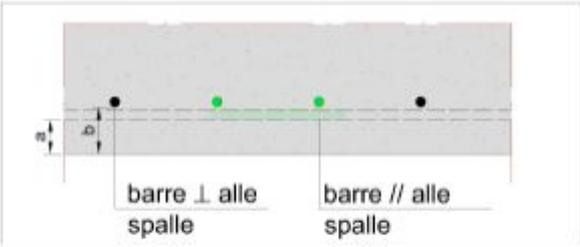
Figura 1-16 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1								
SPALLA IN C.A.	CARR. AUTOSTRADA DIR. A13, LATO MILANO								
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. È presente una rete $\Phi 8$, con maglia 20x20 cm con copriferro di spessore pari a 6,8 cm. 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>In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:</p> <table border="1" data-bbox="805 929 1260 1243"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>b (copriferro, cm)</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>Barre orizzontali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>$\Phi 16/30-40$</td> </tr> <tr> <td>Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>$\Phi 26/30-40$</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	8	b (copriferro, cm)	10	Barre orizzontali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 16/30-40$	Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 26/30-40$
a (copriferro, cm)	8								
b (copriferro, cm)	10								
Barre orizzontali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 16/30-40$								
Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 26/30-40$								

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 2
SPALLA IN C.A.	CARR. TANGENZIALE DIR. SAN LAZZARO, LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: non sono state trovate barre (come mostrato nelle immagini radar riportate nel seguito). È presente una rete $\Phi 8$, con maglia 20x20 cm con copriferro di spessore pari a 8,3 cm.	
 <p data-bbox="687 815 895 837">Profilo radar orizzontale</p>	
 <p data-bbox="699 1216 884 1238">Profilo radar verticale</p>	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 3								
SPALLA IN C.A.	CARR. AUTOSTRADA DIR. A13, LATO MILANO								
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. È presente una rete $\Phi 8$, con maglia 20x20 cm con copriferro di spessore pari a 5 cm. 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>barre orizzontali barre verticali</p> <p><i>Sezione area di indagine</i></p> </div>									
	<p>In riferimento alla sezione dell'area di indagine (schematizzata nell'immagine sovrastante), è stato rilevato:</p> <table border="1" data-bbox="805 925 1256 1245"> <tbody> <tr> <td>a (copriferro, cm)</td> <td>6,5</td> </tr> <tr> <td>b (copriferro, cm)</td> <td>18</td> </tr> <tr> <td>Barre orizzontali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>$\Phi 6/30-40$</td> </tr> <tr> <td>Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>$\Phi 26/30-40$</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	6,5	b (copriferro, cm)	18	Barre orizzontali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 6/30-40$	Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 26/30-40$
a (copriferro, cm)	6,5								
b (copriferro, cm)	18								
Barre orizzontali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 6/30-40$								
Barre verticali (diametro in mm e passo in cm)	$\Phi 26/30-40$								

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4
SOLETTA IN C.A.	CARR. TANGENZIALE DIR. SAN LAZZARO
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:	
a (copriferro, cm)	6,5
b (copriferro, cm)	2,5
Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/10
Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ14/10-20
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5
SOLETTA IN C.A.	CARR. TANGENZIALE DIR. NORD
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)	5
b (copriferro, cm)	3
Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/10
Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ14/20
	

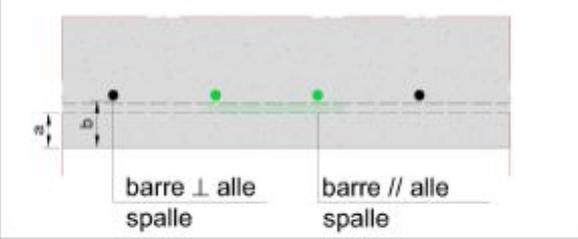
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 6								
SOLETTA IN C.A.	CARR.TANGENZIALE DIR. SAN LAZZARO								
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano ad aderenza migliorata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.									
 <p style="text-align: center;">Sezione area di indagine</p>									
	<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</td> </tr> <tr> <td>b (copriferro, cm)</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ20/10</td> </tr> <tr> <td>Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)</td> <td>Φ14/20</td> </tr> </tbody> </table>	a (copriferro, cm)	6	b (copriferro, cm)	4	Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/10	Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ14/20
a (copriferro, cm)	6								
b (copriferro, cm)	4								
Barre ⊥ alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ20/10								
Barre // alle spalle (diametro in mm e passo in cm)	Φ14/20								

Figura 1-17 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Rilievi geometrici e pacometrici

1.4.2.3 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: 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 1-18 – 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)

1.4.2.4 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:

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

1.4.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche 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:	90bT	
Opere:	2004	
Elemento:	solettone	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C1	42,56	
C2	38,92	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID 4	44,80	
ID 5	44,00	
R _c [MPa]	42,57	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	28,38	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	23,56	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,75	
σ^*	0,06	
$\mu_{0,16}$	3,72	
x _{0,05}	37,19	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	37,19	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	30,86	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	23,56	

Sottovia:	90bT	
Opere:	2004	
Elemento:	solettone	
Materiale:	acciaio	
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B4		564,40
B5		523,10
B6		543,70
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	543,73	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	472,81	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,30	
σ^*	0,04	
$\mu_{0,16}$	6,28	
$x_{0,05}$	499,56	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	499,56	= f_y / FC
f_d [MPa]	472,81	

Sottovia:	90bT	
Opere:	2004	
Elemento:	spalla (pali)	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C3	29,52	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID 1	45,50	
ID 2	53,20	
ID 3	44,30	
R _c [MPa]	43,13	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	28,75	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	23,87	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,74	
σ^*	0,25	
$\mu_{0,16}$	3,62	
x _{0,05}	24,64	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	24,64	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	20,45	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	20,45	

Sottovia:	90bT	
Opere:	2004	
Elemento:	spalla (pali)	
Materiale:	acciaio	
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B1		537,60
B2		979,90
B3		955,70
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	824,40	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	716,87	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,68	
σ^*	0,34	
$\mu_{0,16}$	6,48	
$x_{0,05}$	374,64	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	374,64	= f_y / FC
f_d [MPa]	374,64	

1.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

1.5.1 Terreno di rilevato

Per il terreno di rilevato a tergo delle spalle, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

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

coesione: $c' = 0$

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

1.5.2 Terreno di fondazione

Le caratteristiche dei terreni presenti in fondazione sono state desunte da prove effettuate in sito. Si riportano di seguito la stratigrafia e i parametri geotecnici caratteristici.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT105	2000	14+220	35.00	40.00	-
PB17-DH	2016	14+288	35.50	50.00	DH
PB17Bis	2016	14+290	35.50	50.00	TA(47)

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 1-19. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	z_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
35.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 1-20. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pk} (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 1-21. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pce} (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 1-22. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pce} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5+0.6(z-15.0)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	72 +2(z-15.0)	50
γ_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'_{pce}	=tensione di preconsolid.				E_u	= mod di elasticità in condiz non drenate				

Figura 1-23. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A'')

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 90T, 90bT, 91, 92T e 93T sono limitrofe e ubicate presso l'interconnessione A13/A14. Ai fini della definizione dei coefficienti ξ_3 e ξ_4 per il calcolo della capacità portante di progetto dei pali/micropali della specifica opera, si sono considerate anche le prove geotecniche delle opere sopra citate.

1.6 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 ai Comuni interessati dagli interventi di ampliamento.

Sito in esame

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Latitudine: 44.527121

Longitudine: 11.356196

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 : 0.070 g

F_0 : 2.485

T_C^* : 0.275 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 : 0.087 g

F_0 : 2.476

T_C^* : 0.285 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 : 0.212 g

F_0 : 2.439

T_C^* : 0.309 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 : 0.271 g

F_0 : 2.432

T_c^* : 0.311 s

S_S : 1.41

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T =$ 1.41

1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta mediante il programma di calcolo ad elementi finiti **SAP 2000 – 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; il medesimo solutore è impiegato per le analisi effettuate nello studio della fase sismica.

Per l'analisi di opere sostegno quali berlinesi o diaframmi (opere provvisoriale o permanenti), si impiega il software di calcolo **Paratie Plus release 20.0** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

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

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verranno presentate 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).

1.8 CONVENZIONI GENERALI

1.8.1 Unità di misura

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

Lunghezze: [m]
 Forze: [kN]
 Tensioni: [MPa]

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

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

Fx: azione assiale;
 Fz: azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;
 My: momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

2 IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI

2.1 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE

2.1.1 Descrizione generale

Le strutture appartenenti alla porzione di impalcato in ampliamento sono considerate come corpi separati e verificate di conseguenza.

L'analisi è condotta con l'ausilio di modelli di calcolo ad elementi finiti ovvero fogli elettronici che tengano conto delle azioni gravanti sull'impalcato e agenti direttamente sui piedritti e sulla fondazione. L'analisi è di tipo “bidimensionale”: non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato.

L'analisi determina le massime sollecitazioni nei principali elementi strutturali: impalcato e piedritti. Determina, altresì, le sollecitazioni risultanti nel baricentro del plinto di fondazione con le quali condurre le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi fondazionali (i risultati sono riassunti in un elaborato specifico).

L'analisi e la verifica strutturale dei muri d'ala e del paraghiaia è condotta mediante modelli di calcolo locali.

Data la tipologia strutturale di portali in cemento armato, l'analisi è condotta “al metro lineare” e massimizzando, a favore di sicurezza, i carichi da traffico agenti sull'impalcato (come meglio specificato nei capitoli seguenti).

2.1.2 Sezioni di verifica

Si considerano le seguenti sezioni di verifica:

- sezione di mezzeria e incastro dell'impalcato;
- sezione di mezzeria e estremità dei piedritti;
- sezioni di incastro delle mensole di fondazione con il piedritto.

2.1.3 Analisi delle condizioni statiche

L'analisi in condizioni statiche è condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e nei capp.3 e 5 delle NTC2018.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nei capp.2 e 5 delle NTC2018, in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

In particolare sono prese in esame le seguenti combinazioni:

1) Stato Limite Ultimo

2) Stato Limite di Esercizio

- Combinazione Caratteristica o Rara

- Combinazione Frequente

- Combinazione Quasi Permanente

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, sono elaborati gli involuipi delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, complete dei rispettivi valori concomitanti.

La spinta del terreno a tergo delle spalle è valutata in condizioni a riposo, qualora la struttura sia su fondazione profonda. Si considera, invece, la spinta attiva nel caso di spalla su fondazione diretta.

2.1.4 Analisi delle condizioni sismiche

L'analisi strutturale in condizioni sismiche è eseguita mediante un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

con S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m può assumere valore unitario.

La componente dinamica delle spinta del terreno a tergo della spalla è valutata secondo la formulazione di Wood.

2.1.5 Metodologia di verifica

Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

In particolare vengono effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a flessione e taglio dell'impalcato;
- verifica a flessione e taglio dei piedritti;
- verifica a flessione e taglio del plinto di fondazione.

2.2 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:

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

2.3 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 2-1. 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_{Qk}	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 2-2. 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, ...)	da valutarsi caso per caso		
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 2-3. 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 2-4. Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018)

2.3.1 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 2-5 – 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.

3 OPERA IN AMPLIAMENTO

3.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM

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

Come descritto nei capitoli precedenti, il modello bidimensionale considera un concio trasversale di lunghezza un metro.

L'interazione terreno-struttura è definita mediante dei vincoli di incastro perfetto localizzati in corrispondenza dell'intradosso del plinto di fondazione.

L'impalcato e i piedritti sono modellati con elementi beam aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che rappresentano.

Section Name	Material	Shape	t_3 [m]	t_2 [m]	Area [m ²]	I_{33} [m ⁴]
Soletta copertura	C35/45	Rectangular	1.05	1	1.05	0.0965
Piedritto sx	C32/40	Rectangular	1.4	1	1.4	0.2287
Piedritto dx	C32/40	Rectangular	1.4	1	1.4	0.2287



Figura 3-1 – Modello di calcolo ad elementi finiti

3.2 ANALISI DEI CARICHI

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

3.2.2 Carico permanente non strutturale sopra l’impalcato

Si considerano agenti sull’impalcato:

- il peso del cordolo in c.a. (porta sicurvia e FOA):
 $p_{cor} = \gamma_{cor} \times h_{cor} \times b_{cor} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.64 \text{ m} \times 2.90 \text{ m} = 46.40 \text{ kN/m}$
- il peso della pavimentazione:
 $p_{pav} = \gamma_{pav} \times h_{pav} \times b_{pav} = 22 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m (valore medio)} \times 6.10 \text{ m} = 53.68 \text{ kN/m}$

Risulta:

$$p = (p_{cor} + p_{pav}) / (b_{cor} + b_{pav}) = 11.12 \text{ kN/m}^2$$

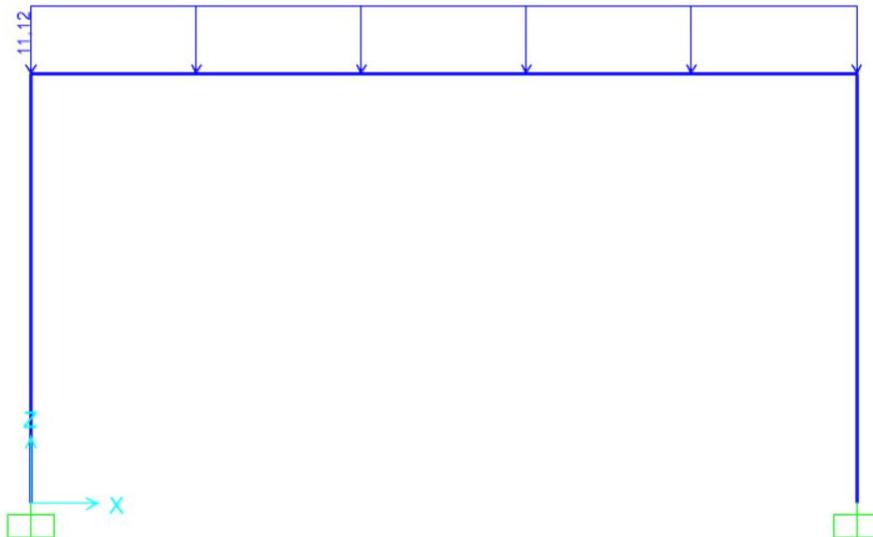


Figura 3-2 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

3.2.3 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_{v0}' [kN/mq]	σ_{h0}' [kN/mq]
0	0.00	0.00
0.93	18.50	7.89
10.43	208.50	88.91
F1conc [kN/m]	2.97	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
F2conc [kN/m]	47.85	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione



Figura 3-3 – Spinta delle terre sui piedritti

3.2.4 Azione del traffico

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

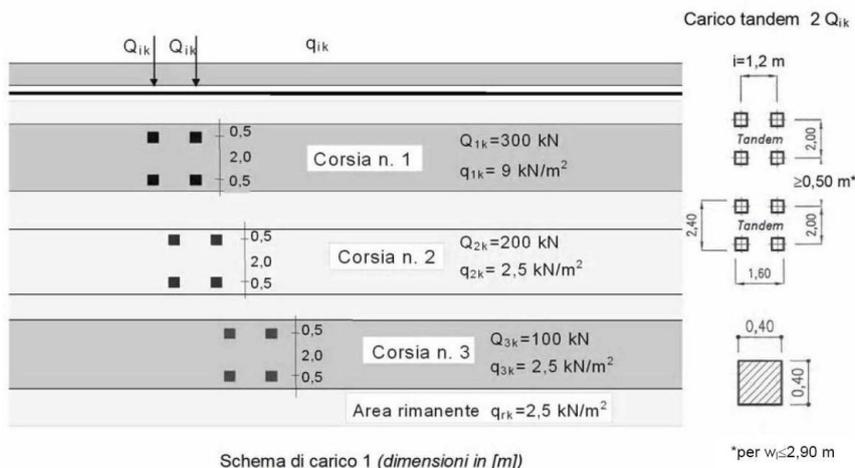


Figura 3-4 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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 3-5 – 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: $h_1 = 0.40\text{m}$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 1.05\text{m}$

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

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

Larghezza diffusione singola impronta:

$$B_{\text{diff}} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 1.912\text{m}$$

Lunghezza diffusione:

$$L_{\text{diff}} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 1.912\text{m}$$

Considerato che:

$$B_{\text{diff}} / 2 = 0.956\text{m} > B_{\text{sc1}} / 2 = 0.60\text{m} \quad (\text{con } B_{\text{sc1}} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione longitudinale all'impalcato})$$

$$L_{\text{diff}} / 2 = 0.956\text{m} < L_{\text{sc1}} / 2 = 1.00\text{m} \quad (\text{con } L_{\text{sc1}} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione trasversale all'impalcato})$$

si ha una sovrapposizione dei carichi relativi alle singole impronte soltanto nella direzione longitudinale all'impalcato.

$$B_{\text{diff}}^* = B_{\text{diff}} + B_{\text{sc1}} = (1.912 + 1.200)\text{m} = 3.112\text{m}$$

$$L_{\text{diff}}^* = L_{\text{diff}} = 1.912 \text{ m}$$

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

$$q_{\text{TS}} = Q_{\text{ik}} \times (B_{\text{diff}}^* \times L_{\text{diff}}) = 300\text{kN} / (3.112\text{m} \times 1.912\text{m}) = 50.42\text{kN/m}^2$$

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

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

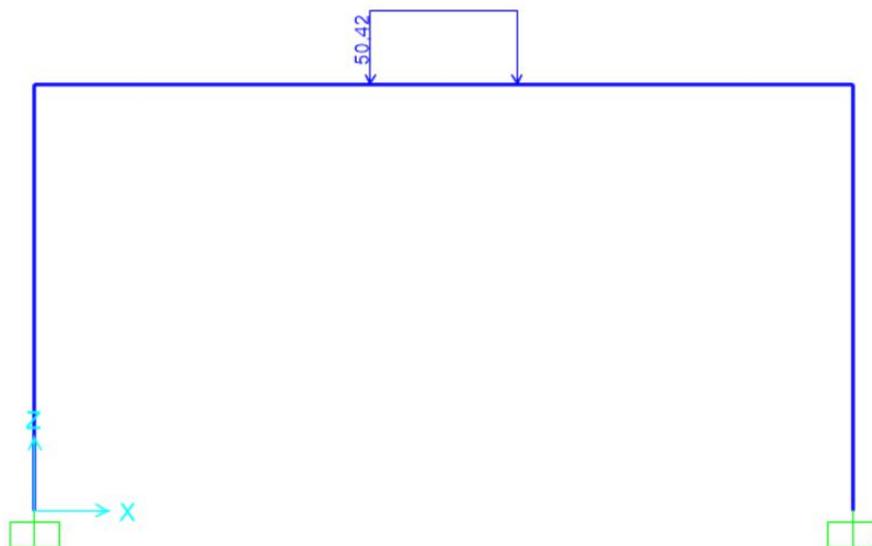


Figura 3-6 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del momento in campata della soletta

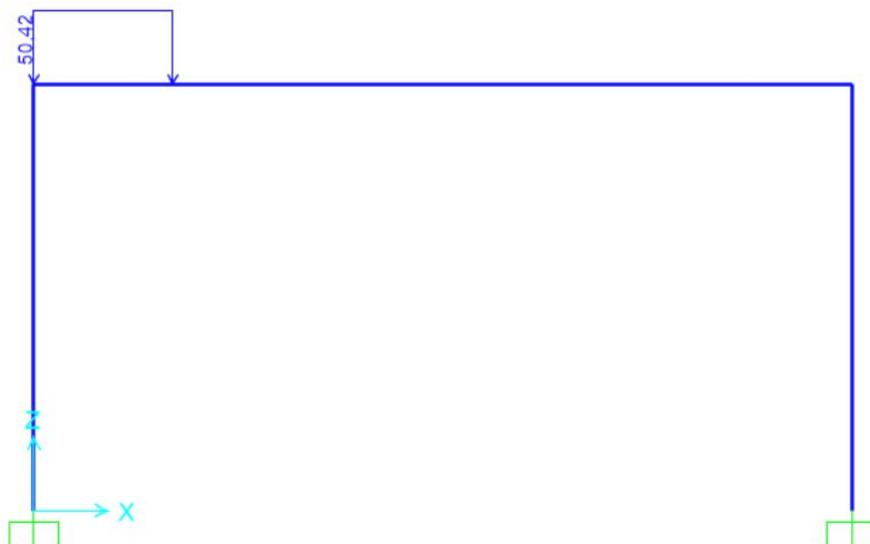


Figura 3-7 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso (TS) per la massimizzazione del taglio in appoggio della soletta

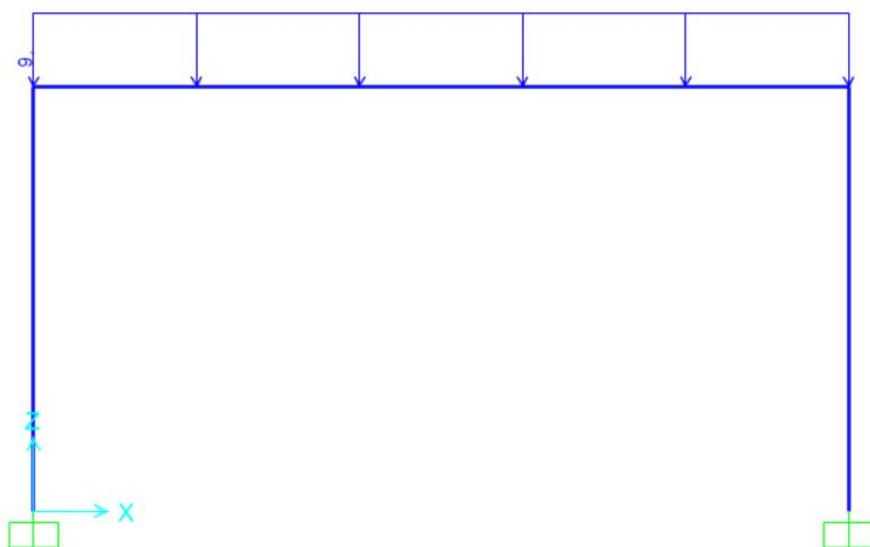


Figura 3-8 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL)

3.2.5 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 sull'impalcato.

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

Lunghezza zona caricata: $L = 18.10 \text{ m}$

$180 \text{ kN} \leq [q_3 = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L] \leq 900 \text{ kN} \quad \rightarrow q_3 = 408.87 \text{ kN}$

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 9.00 \text{ m}$

$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 2.51 \text{ kN/m/m}$

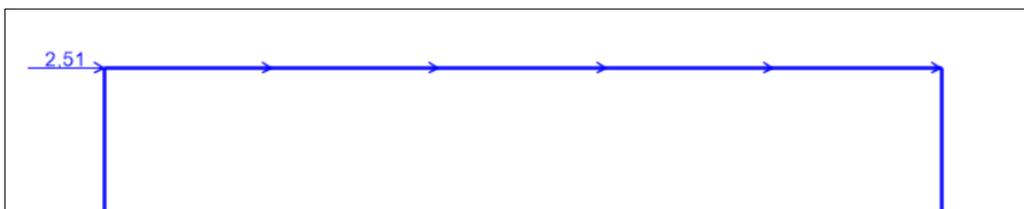


Figura 3-9 – Frenatura

3.2.6 Sovraccarico spingente laterale da 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.

Si considera altresì, agente a tergo dell'opera, un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 9.00kN/m².

Spinta laterale dovuta a LM1		
$2 \cdot Q_{ik}$ [kN]	600	Carico tandem
q_{UDL} [kN/mq]	9	Carico sulla copertura dovuto a UDL
a_0 [m]	2.2	Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (v. Par. C5.1.3.3.5.1 - Circolare 21/01/2019)
b_0 [m]	3	
p_0 [kN/mq]	99.91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ_0 [kN/mq]	42.60	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
a_1 [m]	2.73	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b_1 [m]	4.07	
p_1 [kN/mq]	62.95	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ_1 [kN/mq]	26.84	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a_2 [m]	8.22	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b_2 [m]	15.04	
p_2 [kN/mq]	13.85	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ_2 [kN/mq]	5.91	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
a_{F1} [m]	2.58	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
b_{F1} [m]	3.76	
F1conc [kN/m]	15.83	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
a_{F2} [m]	8.37	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
b_{F2} [m]	15.34	
F2conc [kN/m]	3.06	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 3-10 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

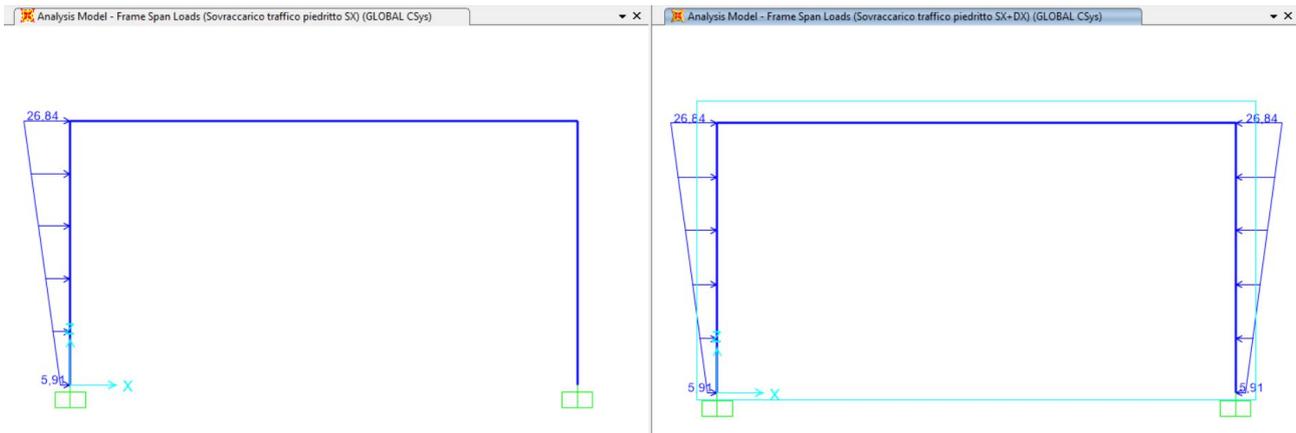


Figura 3-11 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto e su entrambi

3.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche

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

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

Risulta:

$$\Delta P = 0.212 \times 1.62 \times 20\text{kN/m}^3 \times 9.50\text{m} = 65.25\text{kN/m/m}^2$$

Si considera altresì un volume di terreno (di larghezza 2.00m) accelerato a tergo del manufatto. La sovrappressione che ne deriva, è equivalente a:

$$\Delta P = a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot b = 0.212 \times 1.62 \times 20\text{kN/m}^3 \times 2\text{m} = 13.73\text{kN/m/m}$$



Figura 3-12 – Sovrappinta sismica in direzione longitudinale

3.2.8 Forze di 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:

$$a_{\text{max}} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g = 1.62 \times 1.00 \times 0.212g = 0.343g$$

Si trascura la componente verticale.

3.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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
Traffico_UDL				0,4	0,4	0,4				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 sull’impalcato;
- prossimo all’appoggio per massimizzare, in particolar modo, il taglio sull’impalcato.

3.4 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

3.4.1 Premessa

I capitoli seguenti illustrano l'andamento delle sollecitazioni flettenti, di taglio e assiale:

- per l'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU-SLV;
- per ciascuno dei principali elementi strutturali che costituiscono l'opera. In particolare: impalcato e piedritti.

3.4.2 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.

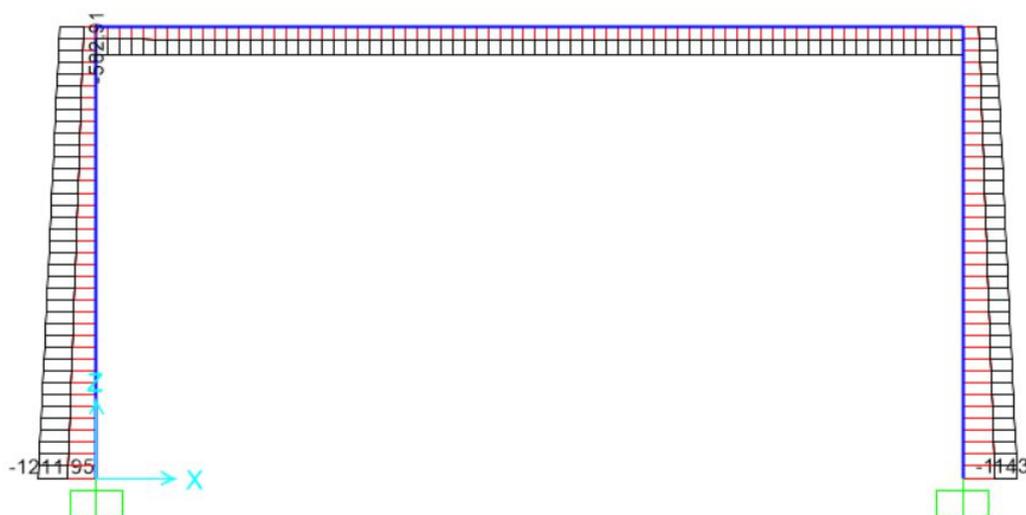


Figura 3-13 – Diagramma delle sollecitazioni assiali per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

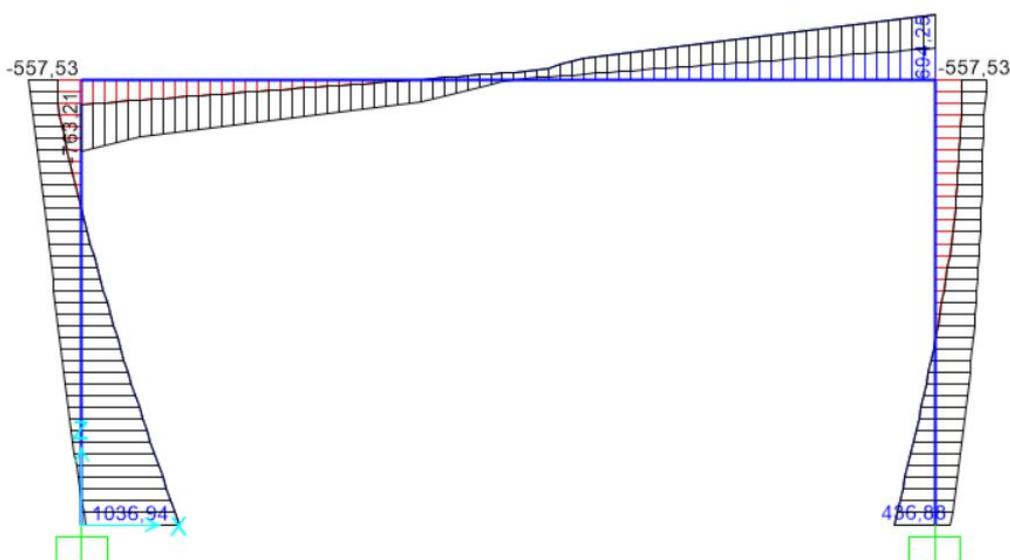


Figura 3-14 – Diagramma delle sollecitazioni di taglio per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

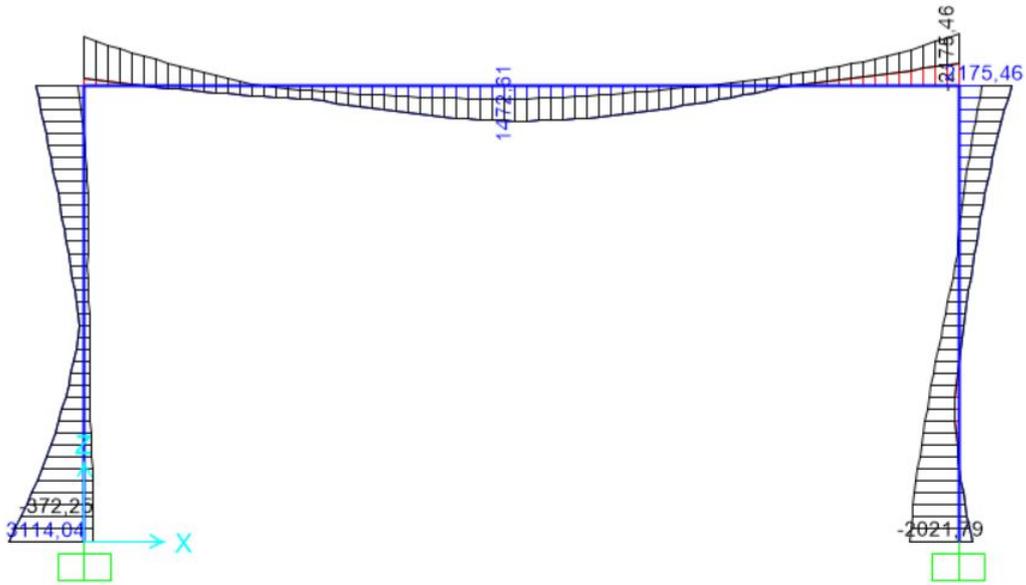


Figura 3-15 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV- SLU/SLV (valori in kNm/m)

3.5 VERIFICA DELLE SOVRASTRUTTURE

3.5.1 Premessa

I capitoli seguenti illustrano le verifiche sezionali condotte sui principali elementi strutturali costituenti l'opera: impalcato e piedritti.

3.5.2 Impalcato – verifica in fase di getto e di esercizio – sezione di mezzeria

VERIFICA TRAVE IN C.A.P.			
Geometria trave in c.a.p. e soletta collaborante			
Materiali			
Calcestruzzo trave c.a.p.		C 45/55	
Classe di esposizione			XF4
Copriferro minimo netto		c =	55 mm
Resistenza cubica caratteristica		R _{ck} =	55 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica		f _{ck} =	45 MPa
γ _c è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo		γ _c =	1,50
α _{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata		α _{cc} =	0,85
Resistenza media a compressione f _{cm} = f _{ck} + 8 (11.2.2)		f _{cm} =	53,00 MPa
Resistenza media a trazione semplice f _{ctm} = 0.30 f _{ck} ^{2/3} (11.2.10.2)		f _{ctm} =	3,80 MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice f _{ctk} = 0.70 f _{ctm} (11.2.10.2)		f _{ctk} =	2,66 MPa
Resistenza di progetto a trazione semplice f _{ctd} = f _{ctk} / γ _c (4.1.2.1.2)		f _{ctd} =	1,77 MPa
Resistenza media a trazione per flessione f _{ctm} = 1.2 f _{ctm} (11.2.10.2)		f _{ctm} =	4,55 MPa
Resistenza caratteristica a trazione per flessione f _{ctk} = 0.7 f _{ctm} (11.2.10.2)		f _{ctk} =	3,19 MPa
Resistenza di calcolo a compressione f _{cd} = α _{cc} f _{ck} / γ _c (4.1.2.1.1)		f _{cd} =	25,50 MPa
η = 1 per barre di diametro minore uguale a 32mm		η =	1,00
Tensione tangenziale caratteristica di aderenza acciaio - cls f _{bk} = 2.25 η f _{ctk} (4.1.8)		f _{bk} =	5,98 MPa
Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio - cls f _{bd} = f _{bk} / γ _c (4.1.7)		f _{bd} =	3,99 MPa
Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate			
f _{bd,red} = f _{bd} / 1.5		f _{bd,red} =	2,66 MPa
Modulo elastico E _{cm} = 22000 (f _{cm} / 10) ^{0.3}		E _{cm} =	36283 MPa
Tensioni iniziali nel cls (NTC2018 4.1.8.1.4)			
All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:			
σ _c < 0.70 f _{ckj} (con f _{ckj} = resistenza caratteristica del cls all'atto del tiro)			
f _{ckj} =	35,00	MPa	
σ _c <	24,50	MPa	

Calcestruzzo soletta collaborante				C 35/45			
Classe di esposizione							XF4
Copriferro minimo netto				c =	35		mm
Resistenza cubica caratteristica				R _{ck} =	45		MPa
Resistenza cilindrica caratteristica				f _{ck} =	35		MPa
γ _c è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo				γ _c =	1,50		
α _{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata				α _{cc} =	0,85		
Resistenza media a compressione f _{cm} = f _{ck} + 8 (11.2.2)				f _{cm} =	43,00		MPa
Resistenza media a trazione semplice f _{ctm} = 0.30 f _{ck} ^{2/3} (11.2.10.2)				f _{ctm} =	3,21		MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice f _{ctk} = 0.70 f _{ctm} (11.2.10.2)				f _{ctk} =	2,25		MPa
Resistenza di progetto a trazione semplice f _{ctd} = f _{ctk} / γ _c (4.1.2.1.2)				f _{ctd} =	1,50		MPa
Resistenza media a trazione per flessione f _{cfm} = 1.2 f _{ctm} (11.2.10.2)				f _{cfm} =	3,85		MPa
Resistenza caratteristica a trazione per flessione f _{ctk} = 0.7 f _{ctm} (11.2.10.2)				f _{ctk} =	2,70		MPa
Resistenza di calcolo a compressione f _{cd} = α _{cc} f _{ck} / γ _c (4.1.2.1.1)				f _{cd} =	19,83		MPa
η = 1 per barre di diametro minore uguale a 32mm				η =	1,00		
Tensione tangenziale caratteristica di aderenza acciaio - cls f _{bk} = 2.25 η f _{ctk} (4.1.8)				f _{bk} =	5,06		MPa
Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio - cls f _{bd} = f _{bk} / γ _c (4.1.7)				f _{bd} =	3,37		MPa
Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate							
f _{bd,red} = f _{bd} / 1.5				f _{bd,red} =	2,25		MPa
Modulo elastico E _{cm} = 22000 (f _{cm} / 10) ^{0.3}				E _{cm} =	34077		MPa
Acciaio ordinario				B450C			
Tensione di snervamento caratteristica				f _{yk} =	450		MPa
Tensione di rottura caratteristica				f _{tk} =	540		MPa
γ _s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio				γ _s =	1,15		
Tensione di snervamento di progetto f _{yd} = f _{yk} / γ _s				f _{yd} =	391,30		MPa
Modulo elastico				E _s =	210000		MPa
Coefficiente di dilatazione termica lineare				α _s =	0,000012		1/C°
Acciaio da precompresso (NTC2018 tab. 11.3.VII)							
Tensione caratteristica di rottura				f _{ptk} =	1860		MPa
Tensione caratteristica all'1% della deformazione totale				f _{p(1)k} =	1670		MPa
Modulo elastico				E _p =	205000		MPa
Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (4.1.8.1.5)							
σ _{s,pi} < 0.90 f _{p(1)k} =	1503	MPa					
σ _{s,pi} < 0.80 f _{ptk} =	1488	MPa					
Tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio (4.1.2.2.5.2)							
σ _s = 0.80 f _{p(1)k} =	1336	MPa					
Resistenza di calcolo (4.1.2.1.1.3)							
f _{yd} = f _{p(1)k} / 1.15 =	1452	MPa					
Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute (NTC2018 4.1.8.1.3)							
σ _c < 0.60 f _{ck} per combinazione rara							
σ _c < 0.45 f _{ck} per combinazione quasi permanente							
Travi in precompresso	C 45/55	σ _c =	27,00	MPa	combinazione caratteristica		
		σ _c =	20,25	MPa	combinazione quasi permanente		
Soletta in opera	C 35/45	σ _c =	21,00	MPa	combinazione caratteristica		
		σ _c =	15,75	MPa	combinazione quasi permanente		

Geometria trave in c.a.p. e soletta collaborante						
Caratteristiche geometriche trave in c.a.p.						
Trave in c.a.p.						
B_{inf} =	0,70	m	base ala inferiore			
H_{inf} =	0,00	m	altezza ala inferiore			
B_{anima} =	0,70	m	base anima			
H_{anima} =	0,80	m	altezza anima			
B_{sup} =	0,00	m	base ala superiore			
H_{sup} =	0,00	m	altezza ala superiore			
H_{tot} =	0,80	m	altezza totale			
A_{trave} =	0,560	m ²	area trave			
$y_{G_{trave}}$ =	0,400	m	baricentro da intradosso trave			
$J_{G_{trave}}$ =	0,02987	m ⁴	momento di inerzia			
p =	14,00	kN/m	peso a metro lineare della trave			
$L_{calcolo}$ =	18,10	m	luce di calcolo trave			
Trefoli						
A_p =	area singolo trefolo					
AI =	area singolo livello di trefoli					
y =	posizione livelli trefoli da intradosso trave					
t =	tensione di precompressione					
T =	carico di precompressione					
Livello	n° trefoli	y [m]	Ap [mm²]	AI [mm²]	t [MPa]	T [kN]
1	8	0,090	139	1112	1270	1412,24
2	8	0,140	139	1112	1270	1412,24
3	4	0,190	139	556	1270	706,12
4	0	0,450	139	0	1270	0
5	0	0,000	139	0	1270	0
6	0	0,000	139	0	1270	0
TOT.	20	0,130		2780		3530,6
d =	0,0133	m	diametro trefoli			
$y_{G_{trefoli}}$ =	0,130	m	baricentro (cavo equivalente) da intradosso trave			
$J_{G_{trefoli}}$ =	0,0000039	m ⁴	momento di inerzia			
Armatura lenta su trave c.a.p.						
Livello	n° barre	y [m]	Ø [mm]	As [mm²]	AI [mm²]	J [mm⁴]
1	4	0,067	20	314	1257	0,000139
2	4	0,733	20	314	1257	0,000139
3	0	0,000	0	0	0	0,000000
4	0	0,000	0	0	0	0,000000
5	0	0,000	0	0	0	0,000000
6	0	0,000	0	0	0	0,000000
TOT.	8	0,400			2513	0,000279
$y_{G_{barre}}$ =	0,400	m	baricentro da intradosso trave			
$J_{G_{barre}}$ =	0,000279	m ⁴	momento di inerzia			

Trave c.a.p. + trefoli + barre c.a.

$A_{trave} =$	0,560	m^2	area trave c.a.p.
$A_{trefoli} =$	0,002780	m^2	area trefoli
$A_{barre\ c.a.} =$	0,002513	m^2	area barre c.a.
$y_{G_{trave}} =$	0,400	m	baricentro trave c.a.p. da intradosso sezione
$y_{G_{trefoli}} =$	0,130	m	baricentro trefoli da intradosso sezione
$y_{G_{barre}} =$	0,400	m	baricentro barre c.a. da intradosso sezione
$J_{G_{trave}} =$	0,02987	m^4	momento di inerzia trave c.a.p.
$J_{G_{trefoli}} =$	0,0000039	m^4	momento di inerzia trefoli
$J_{G_{barre}} =$	0,000279	m^4	momento di inerzia barre c.a.
$n_{trefoli} =$	6		coefficiente di omogeneizzazione trefoli-cls
$n_{c.a.} =$	6		coefficiente di omogeneizzazione armature-cls
$A_{trave+trefoli+c.a.} =$	0,591760	m^2	area (trave c.a.p. + trefoli omogeneizzati + barre omogeneizzate)
$y_{G_{trave+trefoli+c.a.}} =$	0,392	m	baricentro (trave c.a.p. + trefoli omogeneizzati + barre omogeneizzate) da intradosso sezione
$J_{G_{trave+trefoli+c.a.}} =$	0,032744	m^4	momento di inerzia (trave c.a.p. + trefoli omogeneizzati + barre omogeneizzate)
$y_{S_{trave+trefoli+c.a.}} =$	0,408	m	distanza baricentro - fibra superiore
$y_{I_{trave+trefoli+c.a.}} =$	0,392	m	distanza baricentro - fibra inferiore
$y_{trefoli} =$	0,302	m	distanza baricentro - trefoli primo livello
$y_{trefoli_eq} =$	0,262	m	distanza baricentro - trefoli cavo equivalente
$y_{barre\ c.a.} =$	0,325	m	distanza baricentro - barre c.a. primo livello
$W_{S_{trave+trefoli+c.a.}} =$	0,080333	m^3	momento resistente superiore
$W_{I_{trave+trefoli+c.a.}} =$	0,083449	m^3	momento resistente inferiore
$W_{trefoli} =$	0,108286	m^3	momento resistente trefoli primo livello
$W_{trefoli_eq} =$	0,124793	m^3	momento resistente trefoli cavo equivalente
$W_{barre\ c.a.} =$	0,100632	m^3	momento resistente barre c.a. primo livello
$e_{trefoli} =$	-0,262	m	eccentricità trefoli rispetto baricentro trave omogeneizzata

Soletta collaborante

$B_{inf} =$	0,00	m	larghezza porzione soletta compresa tra due travi c.a.p. adiacenti
$H_{inf} =$	0,00	m	altezza porzione soletta compresa tra due travi c.a.p. adiacenti
$B_{sup} =$	0,70	m	larghezza efficace soletta (parte estradossata rispetto trave c.a.p.)
$H_{sup} =$	0,25	m	altezza soletta (parte estradossata rispetto trave c.a.p.)
$A_{sol} =$	0,175	m^2	area soletta
$y_{G_{sol}} =$	0,925	m	baricentro da intradosso sezione
$J_{G_{sol}} =$	0,000911	m^4	momento di inerzia
$p =$	4,38	kN/m	peso a metro lineare della soletta

Armatura lenta su soletta collaborante

Livello	n° barre	y [m]	Ø [mm]	As [mm ²]	Al [mm ²]	J [mm ⁴]
1	3,5	0,859	24	452	1583	0,000007
2	3,5	0,991	24	452	1583	0,000007
TOT.	7	0,925			3167	0,000014
$y_{G_{barre\ sol}} =$	0,925	m	baricentro da intradosso trave			
$J_{G_{barre\ sol}} =$	0,000014	m^4	momento di inerzia			

Trave c.a.p. + trefoli + barre c.a. + soletta

$H_{tot} =$	1,05	m	altezza totale trave + soletta					
$n =$	0,9392		coefficiente di omogeneizzazione cls soletta --> cls trave					
$n =$	6		coefficiente di omogeneizzazione armature soletta - cls					
$A_{tot} =$	0,7751	m ²	area omog. (trave c.a.p. + trefoli + barre + soletta + barre-soletta)					
$y_{G_{tot}} =$	0,518	m	baricentro sez. omog. (trave c.a.p. + trefoli + barre + soletta + barre-soletta) da intr. sezione					
$J_{G_{tot}} =$	0,073394	m ⁴	momento di inerzia (trave c.a.p. + trefoli omog. + barre omog. + soletta omog.)					
$y_{S_{soletta}} =$	0,532	m	distanza baricentro - fibra superiore soletta					
$y_{i_{soletta}} =$	0,282	m	distanza baricentro - fibra inferiore soletta					
$y_{S_{barre-soletta}} =$	0,341	m	distanza baricentro - livello superiore barre c.a. soletta					
$y_{i_{barre-soletta}} =$	0,473	m	distanza baricentro - livello inferiore barre c.a. soletta					
$y_{S_{trave}} =$	0,282	m	distanza baricentro - fibra superiore trave					
$y_{i_{trave}} =$	0,518	m	distanza baricentro - fibra inferiore trave					
$y_{trefoli} =$	0,428	m	distanza baricentro - primo livello di trefoli					
$y_{trefoli_eq} =$	0,388	m	distanza baricentro - trefoli cavo equivalente					
$y_{barre} =$	0,451	m	distanza baricentro - primo livello di barre c.a.					
$W_{S_{soletta}} =$	0,138058	m ³	momento resistente fibra superiore soletta					
$W_{i_{soletta}} =$	0,260616	m ³	momento resistente fibra inferiore soletta					
$W_{S_{barre-soletta}} =$	0,215473	m ³	momento resistente livello superiore barre c.a. soletta					
$W_{i_{barre-soletta}} =$	0,155293	m ³	momento resistente livello inferiore barre c.a. soletta					
$W_{S_{trave}} =$	0,260616	m ³	momento resistente fibra superiore trave					
$W_{i_{trave}} =$	0,141583	m ³	momento resistente fibra inferiore trave					
$W_{trefoli} =$	0,171328	m ³	momento resistente primo livello trefoli					
$W_{trefoli_eq} =$	0,188974	m ³	momento resistente trefoli cavo equivalente					
$W_{barre} =$	0,162598	m ³	momento resistente primo livello barre c.a.					
$e_{trefoli} =$	-0,388	m	eccentricità trefoli rispetto baricentro sezione (trave + soletta) omogeneizzata					

Verifiche tensionali trave c.a.p. e soletta collaborante: sezione di mezzeria

Ritiro differenziale soletta (NTC2018 11.2.10.6)

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Calcolo ϵ_{c0}	
f_{ck} [N/mm ²]	ϵ_{c0} [‰]
20	-0,30
35	-0,255
40	-0,24

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

$A_c =$	0,175	m ²	area soletta in opera
$u =$	0,70	m	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	500,00	mm	dimensione fittizia ($h_0 = 2 A_c / u$)
$k_h =$	0,700		parametro da Tabella 11.2.Vb
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\epsilon_{c0} =$	-0,00026		deformazione da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{cd,\infty} =$	-0,0001785		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo infinito

Assumendo che, all'atto del getto della soletta, la trave in c.a.p. abbia già scontato il 50% del ritiro, segue che il ritiro differenziale agente sulla sezione è la metà di quello appena calcolato, ovvero:

$\epsilon_{cd,diff} =$	-0,0000893	ritiro differenziale trave - soletta
------------------------	------------	--------------------------------------

Al fine di considerare gli effetti della viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata, è possibile considerare un valore fittizio del modulo di elasticità del calcestruzzo fornito dalla CNR 10016-85 3.3.1.4)

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi_t) \quad \text{dove } \phi_t = \phi_{inf} (1 - e^{-t}) \quad \text{--> cautelativamente si usa } \phi_t = \phi_{inf}$$

$\phi_{inf} =$	1,80		coefficiente di viscosità (vedi "Cadute di tensione")
$E_c^* =$	12170409	kN/m ²	modulo elastico soletta ridotto
$N_r =$	-190	kN	azione da ritiro ($N_r = E_c^* \epsilon_{cd,diff} A_c$)
$e =$	0,407	m	distanza baricentro soletta - baricentro trave+soletta
$M_r =$	-77,29	kNm	momento da ritiro su singola trave

Trave centrale

Cadute di tensione

Caduta di tensione per rilassamento (NTC2018 11.3.3.3)

Classe	2		classe di armatura
σ_{pi} =	1270	MPa	tensione iniziale del cavo
P_{1000} =	2,50	%	perdita per rilassamento a 1000 ore (classe 2)

Tabella 11.3.VIII

Classe di armatura	P_{1000}
Classe 1 – Trecce, filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2 – Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3 – Barra laminata	4,0

f_{pk} =	1860	MPa	resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione
μ =	0,68		$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$
t =	500000	ore	tempo della messa in tensione (specifico per calcolo caduta finale)
$\Delta\sigma_{pr} / \Delta\sigma_{pi}$ =	0,109656		
$\Delta\sigma_{pr}$ =	139,26	MPa	caduta di tensione per rilassamento

Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo

T =	3530,6	kN	tiro iniziale del cavo equivalente
$A_{trefoli}$ =	0,002780	m ²	area trefoli
A_{trave} =	0,560	m ²	area trave in c.a.p.
JG_{trave} =	0,029867	m ⁴	momento inerzia trave in c.a.p.
$e_{trefoli}$ =	-0,270	m	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave c.a.p.
k =	2,37		$(1 + e^2 / JG_{trave} \times A_{trave})$
n =	6		coefficiente di omogeneizzazione trefoli - cls
$\Delta\sigma_p$ =	83,64	MPa	caduta di tensione per deformazione elastica (= $T / (A_{trefoli} + A_{trave} / (nk))$)

Caduta di tensione per ritiro (NTC2018 11.2.10.6)

ϵ_s =	0,000255		contrazione da ritiro
E_p =	205000	MPa	
$\Delta\sigma_p$ =	52,28	MPa	caduta di tensione per ritiro

Caduta di tensione per fenomeni viscosi (NTC2018 11.2.10.7)

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(t, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 11.2.VII – Valori di $\phi(t, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

A_c =	0,560	m ²	area della trave in c.a.p.
u =	0,70	m	perimetro esposto all'aria
h_0 =	1600	mm	dimensione fittizia ($h_0 = 2 A_c / u$)
UR =	75	%	umidità relativa
t_0 =	30	giorni	
$\phi_{(inf, t_0)}$ =	1,80	da tabelle	
n =	6		coefficiente di omogeneizzazione trefoli - cls

Tensioni ai lembi della trave dovute a pesi propri + carichi permanenti + precompressione
 (si considera sezione omogeneizzata: trave c.a.p. + trefoli + barre c.a.)

	N	M	$\Delta\sigma_{inf, trave}$	$\Delta\sigma_{sup, trave}$
	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
p.p.	0,00	573,32	-6,87	7,14
precomp.	3530,60	-926,39	17,07	-5,57
p.p. + prec.	3530,60	-353,07	10,20	1,57
soletta	0,00	179,16	-2,15	2,23
permanenti	41,93	183,76	-1,24	0,76
			6,81	4,56
$H_t =$	0,80	m	altezza totale trave	
$y_{G_{trefoli}} =$	0,130	m	baricentro trefoli da intradosso trave c.a.p.	
$\sigma_{c,el} =$	6,44	MPa	tensione del cls a quota trefolo cavo equivalente (dovuto a p.p.+prec.+perm.)	
$\Delta\sigma_p =$	69,57	MPa	caduta di tensione dovuta alla viscosità = $\phi \times n \times \sigma_{c,el}$	

Cadute di tensione totali

Rilassamento	139,26	MPa
Def. elastica	83,64	MPa
Ritiro	52,28	MPa
Viscosità	69,57	MPa
TOT.	344,74	MPa

UNI EN 1192-1-1:2005 (5.10.6)

Interdipendenza fra ritiro, viscosità e rilassamento dell'acciaio armonico

$\Delta\sigma_{p,c+s+r} =$ **200,11** MPa variazione di tensione nelle armature per viscosità, ritiro e rilassamento

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\epsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c z_{cp}^2}{I_c} \right) [1 + 0,8 \phi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

$\epsilon_{cs} =$	0,000255		deformazione per ritiro
$E_p =$	205000	MPa	modulo elasticità acciaio da precompressione (trefoli)
$\Delta\sigma_{pr} =$	139,26	MPa	caduta di tensione per rilassamento
$E_{cm} =$	36283	MPa	modulo elastico calcestruzzo
$\phi_{(inf,t_0)} =$	1,80		coefficiente di viscosità
$\sigma_{c,Qp} =$	6,44	MPa	tensione nel calcestruzzo adiacente alla armature, dovuta a p.p.+prec.+azioni quasi permanenti se presenti
$A_p =$	0,002780	m ²	area trefoli
$A_c =$	0,592	m ²	area della sezione omogeneizzata: trave c.a.p. + trefoli + barre c.a.
$J_c =$	0,032744	mm ²	momento di inerzia sezione omog.: trave c.a.p. + trefoli + barre c.a.
$z_{cp} =$	0,262	m	distanza tra baricentro sezione omog. e armature
Tot. perdite istantanee	83,64	MPa	
Tot. perdite differite	200,11	MPa	
	283,75	MPa	

Corrispondenti al 22,34 % del tiro iniziale

Si ipotizza l'applicazione delle cadute di tensione in tre step successivi come da schema seguente:

Caduta	%	e [m]	N [kN]	M [kNm]	
I	60	-0,262	-473,29	124,19	solo trave
II	30	-0,388	-236,65	91,91	trave + soletta
III	10	-0,388	-78,88	30,64	trave + soletta
	100		-788,82	246,73	

SEZIONE DI MEZZERIA

INCREMENTI TENSIONALI TRAVE

Carico	M [kNm]	N [kN]	$\Delta\sigma_{inf, trave}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{sup, trave}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{barre\ c.a.}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{trefoli}$ [MPa]
p.p. trave	573,32	0,00	-	-	-	-
precomp.	-926,39	3530,60	-	-	-	-
p.p. trave + precomp.	-353,07	3530,60	10,20	1,57	-56,85	1270,00
cadute I	124,19	-473,29	-2,29	0,75	12,20	-170,25
soletta	179,16	0,00	-2,15	2,23	10,68	9,93
cadute II	91,91	-236,65	-0,95	0,05	5,22	-85,12
permanenti	183,76	41,93	-1,24	0,76	6,46	6,76
ritiro differenziale soletta	77,29	190,09	-0,30	0,54	1,38	4,18
cadute III	30,64	-78,88	-0,32	0,02	1,74	-28,37
mobili (QPERM)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
mobili (RARA)	357,06	60,99	-2,44	1,45	12,70	12,03

TENSIONI TOTALI TRAVE

Carico	M [kNm]	N [kN]	$\sigma_{inf, trave}$ [MPa]	$\sigma_{inf, limite}$ [MPa]	$\sigma_{sup, trave}$ [MPa]	$\sigma_{sup, limite}$ [MPa]	$\sigma_{barre\ c.a.}$ [MPa]	$\sigma_{barre, limite}$ [MPa]	$\sigma_{trefoli}$ [MPa]
p.p. trave + precomp.	-353,07	3530,60	10,20	24,50	1,57	24,50	-56,85	-360,00	1270,00
cadute I	124,19	-473,29	7,91	20,25	2,32	20,25	-44,65	-360,00	1099,75
soletta	179,16	0,00	5,76	20,25	4,55	20,25	-33,96	-360,00	1109,68
cadute II	91,91	-236,65	4,81	20,25	4,59	20,25	-28,74	-360,00	1024,55
permanenti	183,76	41,93	3,56	20,25	5,35	20,25	-22,28	-360,00	1031,31
ritiro differenziale soletta	77,29	190,09	3,26	20,25	5,90	20,25	-20,90	-360,00	1035,49
cadute III	30,64	-78,88	2,95	20,25	5,91	20,25	-19,16	-360,00	1007,12
mobili (QPERM)	0,00	0,00	2,95	20,25	5,91	20,25	-19,16	-360,00	1007,12
mobili (RARA)	357,06	60,99	0,50	27,00	7,36	27,00	-6,46	-360,00	1019,15

INCREMENTI TENSIONALI SOLETTA

Carico	M [kNm]	N [kN]	$\Delta\sigma_{inf, soletta}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{sup, soletta}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{barre\ sol\ inf}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{barre\ sol\ sup}$ [MPa]
p.p. trave + precomp.	-353,07	3530,60	-	-	-	-
cadute I	124,19	-473,29	-	-	-	-
soletta	179,16	0,00	-	-	-	-
cadute II	91,91	-236,65	0,05	0,36	-1,72	-0,73
permanenti	183,76	41,93	0,76	1,39	-7,42	-5,44
ritiro differenziale soletta	77,29	190,09	0,54	0,81	-4,46	-3,62
cadute III	30,64	-78,88	0,02	0,12	-0,57	-0,24
mobili (QPERM)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
mobili (RARA)	357,06	60,99	1,45	2,67	-14,27	-10,41

TENSIONI TOTALI SOLETTA

Carico	M [kNm]	N [kN]	$\sigma_{inf, soletta}$ [MPa]	$\sigma_{inf, limite}$ [MPa]	$\sigma_{sup, soletta}$ [MPa]	$\sigma_{sup, limite}$ [MPa]	$\sigma_{barre\ sol\ inf}$ [MPa]	$\sigma_{barre\ sol, limite}$ [MPa]	$\sigma_{barre\ sol\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{barre\ sol, limite}$ [MPa]
p.p. trave + precomp.	-353,07	3530,60	-	-	-	-	-	360,00	-	360,00
cadute I	124,19	-473,29	-	-	-	-	-	360,00	-	360,00
soletta	179,16	0,00	-	-	-	-	-	360,00	-	360,00
cadute II	91,91	-236,65	0,05	15,75	0,36	15,75	-1,72	-360,00	-0,73	-360,00
permanenti	183,76	41,93	0,81	15,75	1,75	15,75	-9,14	-360,00	-5,44	-360,00
ritiro differenziale soletta	77,29	190,09	1,35	15,75	2,55	15,75	-13,60	-360,00	-3,62	-360,00
cadute III	30,64	-78,88	1,36	15,75	2,67	15,75	-14,17	-360,00	-0,24	-360,00
mobili (QPERM)	0,00	0,00	1,36	15,75	2,67	15,75	-14,17	-360,00	0,00	360,00
mobili (RARA)	357,06	60,99	2,81	15,75	5,34	15,75	-28,44	-360,00	-10,41	-360,00

3.5.3 Impalcato – verifica SLU – sezione di mezzeria

Si riporta la verifica a flessione SLU della trave dell’impalcato oggetto di analisi.

Si è utilizzato, cautelativamente, il calcestruzzo della sezione composta pari a quella della soletta in opera.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface with the following data and settings:

- Titolo:** Verifica a flessione SLU: sezione di mezzeria
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 0
- Table:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	105
- Armatura Precompressione:**
 - N° strati cavi: 1
 - Table:**

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	27,8	92	1040
- Materiali:**
 - B450C: E_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s/E_c 15, E_{syd} 1,957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C35/45: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 19,83, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 13,5, τ_{co} 0,8, τ_{c1} 2,257
- Carichi e Momenti:**
 - N_{Ed} : 0 kN
 - M_{xEd} : 1472,6 kNm
 - M_{yEd} : 0 kNm
 - M_{xRd} : 3,036 kNm
 - σ_c : -19,83 N/mm²
 - σ_s : 3,5‰
 - ϵ_s : 3,5‰
 - d : 92 cm
 - x : 34,85 cm
 - x/d : 0,3788
 - δ : 0,9135
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+
- Tipo flessione:** Retta
- Precompressione:** Precompresso
- Stress and Strain (Right Panel):**
 - Tipo cavo: Trefolo
 - E_{su} : 67,5‰
 - f_{yd} : 1,409 N/mm²
 - E_s/E_c : 6
 - E_{syd} : 7,045‰
 - $\sigma_{s,adm}$: 1080 N/mm²
 - σ_{sp} : 1,409 N/mm²
 - ϵ_{sp} : 10,94‰ compressa predef.

Si riporta la verifica a taglio SLU della trave dell'impalcato oggetto di analisi.

Si è utilizzato, cautelativamente, il calcestruzzo della sezione composta pari a quella della soletta in opera.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	45	f_{ck} [MPa] =	35
f_{cd} [MPa] =	19,83 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	2,25		
f_{ctd} [MPa] =	1,50 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391,30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1050	Altezza della sezione	
d [mm] =	987	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	700	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1,57079633
θ =	21,8	inclinazione fessura	0,38048178
$\cotg\alpha$ =	6,1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2,50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	2126,19	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	226,19	2 br $\varnothing 12$	area staffe
s [mm] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	982,87	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	982,87	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	468,32	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

3.5.4 Impalcato – sezione di appoggio

Soletta superiore - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C35/45	$R_{ck} = 45$	N/mm ²	$f_{ck} = 35$	N/mm ²	
$\gamma_c =$	1,5	$\alpha_{cc} = 0,85$		$f_{cd} = 19,83$	N/mm ²	
		$E_c = 34077$	N/mm ²	$f_{ctm} = 3,21$	N/mm ²	
Acciaio	B450C	$E_s = 200000$	N/mm ²	$f_{yk} = 450$	N/mm ²	
$\gamma_s =$	1,15	$\epsilon'_{se} = 1,96$		$f_{yd} = 391,30$	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	700	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
H =	1050	mm altezza		7	24	3167
c =	35	mm coprifer.		7	24	3167
N_{Ed} positivo di compressione						
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore				4	20	1257
					Σ	7590
						mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]
ENV-SLU	incastro paramento	211,21	-1227,67	468,32	-2197,00	1,79
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha = 90$	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2	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	430,27	982,87	2126,19	982,87	2,10
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} = 21,00$	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} = 360,00$	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} = 15,75$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro paramento	182,75	-909,36	7,94	182,90	
ENV-QP	incastro paramento	182,75	-593,93	5,26	114,90	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali		Molto aggressive	armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} = 0,2$	mm			
		$\sigma_s = 164$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro paramento	182,75	-769,23	6,75	152,70	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} = 0,2$	mm			
		$\sigma_s = 164$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	182,75	-593,93	5,26	114,90	

3.5.5 Piedritto – sezione di incastro sx (fibre tese lato terra)

Piedritto - incastro sx (fibre tese lato terra)							
<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 =	1400	mm altezza		10	24	4524	63
c =	35	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				5	24	2262	1237
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore				10	24	4524	1337
					Σ	11310	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 sol. inf.	594,98	3114,04	557,00	3696,00	1,19	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	5	n° braccia	$s =$	200	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
ENV-SLU	incastro sol. inf.	563,45	1664,26	3761,85	1664,26	2,99	
<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 sol. inf.	654,35	1504,45	5,50	149,50		
ENV-QP	incastro sol. inf.	668,02	1055,07	3,94	91,99		
<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			
		$\sigma_s =$	204	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-FREQ	incastro sol. inf.	661,12	1287,10	4,75	121,60		
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0,2	mm			
		$\sigma_s =$	164	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-QP	incastro sol. inf.	668,02	1055,07	3,94	91,99		

3.5.6 Piedritto – sezione di incastro dx (fibre tese lato strada)

Piedritto - incastro dx (fibre tese lato strada)							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C32/40	R _{ck} =	40	N/mm ²	f _{ck} =	32	N/mm ²
γ _c =	1,5	α _{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
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 =	1400	mm altezza		10	24	4524	63
c =	35	mm coprifer.		5	24	2262	163
N _{Ed} positivo di compressione							
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				10	24	4524	1337
y distanza dell'armatura dal lembo superiore						Σ 11310	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Rd} M _{Ed}	
ENV-SLU	incastro sol. inf.	670,53	-2175,46	557,53	-2775,00	1,28	
Taglio							
φ _{staffe} =	12	mm	α =	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 _{Rd} V _{Ed}	
ENV-SLU	incastro sol. inf.	563,45	1664,26	3761,85	1664,26	2,99	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		σ _{c,max} =	19,20	N/mm ²			
		σ _{s,max} =	360,00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		σ _{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.	670,53	-1611,45	6,13	221,70		
ENV-QP	incastro sol. inf.	670,53	-1046,00	4,05	122,20		
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			
		σ _s =	204	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
ENV-FREQ	incastro sol. inf.	670,53	-1367,35	5,24	178,60		
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0,2	mm			
		σ _s =	164	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
ENV-QP	incastro sol. inf.	670,53	-1046,00	4,05	122,20		

3.6 VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

3.6.1 Premessa

Si riportano nel seguito le reazioni vincolari (valori di calcolo) alla base dei piedritti. Esse saranno utilizzate per l'analisi della palificata (verifica strutturale e geotecnica in elaborato specifico). Le azioni assiali di calcolo risultanti nei pali saranno poi usate per la verifica sezionale del plinto di fondazione.

3.6.2 Reazioni vincolari

La seguente tabella riporta le reazioni vincolari alla base dei piedritti. I valori sono da intendersi come di calcolo. Nello specifico:

F1 = reazione orizzontale

F3 = reazione verticale

M2 = momento flettente alla base

Appoggio sx

Comb.	F1 [kN/m]	F3 [kN/m]	M2 [kNm/m]
SLU-1	-207	905	15
SLU-2	-396	671	-331
SLU-3	-347	905	-181
SLU-4	-569	654	-1001
SLU-5	-519	888	-852
SLU-6	-506	671	-565
SLU-7	-456	905	-416
SLU-8	-405	1109	-506
SLU-9	-342	1126	-70
SLU-10	-232	1126	164
SLU-11	-93	1126	361
SLU-12	-454	1195	-700
SLU-13	-391	1212	-265
SLU-14	-281	1212	-30
SLU-15	-142	1212	166
SLU-16	-427	661	-539
SLU-17	-377	896	-390
SLU-18	-556	649	-1042
SLU-19	-507	883	-893
SLU-20	-509	661	-715
SLU-21	-460	896	-566
SLU-22	-421	1049	-634
SLU-23	-374	1062	-307
SLU-24	-458	1113	-779
SLU-25	-410	1126	-452
SLV-1	-1060	597	-3015
SLV-2	-1060	597	-3015
SLV-3	-1058	644	-3032
SLV-4	-1052	646	-2978

SLV-5	-1085	595	-3114
SLV-6	-1076	597	-3049
SLV-7	-1050	643	-2992
SLV-8	-1076	640	-3092
SLV-9	-1066	643	-3027
RARA-1	-257	671	-134
RARA-2	-385	658	-631
RARA-3	-338	671	-308
RARA-4	-300	822	-375
RARA-5	-253	834	-52
RARA-6	-172	834	122
RARA-7	-336	885	-519
RARA-8	-253	834	-52
RARA-9	-172	834	122
RARA-10	-280	664	-289
RARA-11	-375	654	-662
RARA-12	-340	664	-419
RARA-13	-312	777	-469
RARA-14	-277	786	-227
RARA-15	-339	825	-577
RARA-16	-304	834	-335
FREQ-1	-257	671	-134
FREQ-2	-353	661	-507
FREQ-3	-318	671	-265
FREQ-4	-301	755	-351
FREQ-5	-266	765	-109
FREQ-6	-205	765	22
FREQ-7	-328	803	-459
FREQ-8	-293	812	-216
FREQ-9	-232	812	-86
FREQ-10	-299	663	-350
FREQ-11	-290	665	-285
FREQ-12	-282	696	-298
FREQ-13	-273	698	-234
FREQ-14	-290	708	-327
FREQ-15	-280	711	-263
QP-1	-257	671	-134
QP-2	-282	668	-234
QP-3	-273	671	-169
QP-4	-265	701	-183
QP-5	-256	703	-118
QP-6	-273	713	-211
QP-7	-263	716	-147

Appoggio dx

Comb.	F1 [kN/m]	F3 [kN/m]	M2 [kNm/m]
SLU-1	207	905	-15
SLU-2	396	671	331
SLU-3	347	905	181
SLU-4	333	687	-105
SLU-5	284	922	-254
SLU-6	506	671	565
SLU-7	456	905	416
SLU-8	169	1143	-600
SLU-9	342	1126	70
SLU-10	232	1126	-164
SLU-11	93	1126	-361
SLU-12	218	1045	-499
SLU-13	391	1028	171
SLU-14	281	1028	-63
SLU-15	142	1028	-259
SLU-16	365	680	122
SLU-17	316	914	-27
SLU-18	318	692	-205
SLU-19	269	927	-354
SLU-20	448	680	298
SLU-21	398	914	149
SLU-22	183	1093	-613
SLU-23	312	1080	-111
SLU-24	220	1019	-538
SLU-25	349	1006	-35
SLV-1	-85	744	-1875
SLV-2	-85	744	-1875
SLV-3	-121	795	-2022
SLV-4	-92	793	-1912
SLV-5	-94	746	-1940
SLV-6	-68	744	-1840
SLV-7	-94	762	-1912
SLV-8	-104	764	-1976
SLV-9	-78	762	-1877
RARA-1	257	671	134
RARA-2	210	683	-188
RARA-3	338	671	308
RARA-4	125	847	-445
RARA-5	253	834	52
RARA-6	172	834	-122
RARA-7	162	774	-370
RARA-8	253	834	52
RARA-9	172	834	-122

RARA-10	234	677	-20
RARA-11	199	687	-262
RARA-12	295	677	110
RARA-13	136	809	-454
RARA-14	231	800	-82
RARA-15	163	755	-398
RARA-16	259	745	-26
FREQ-1	257	671	134
FREQ-2	222	680	-108
FREQ-3	318	671	265
FREQ-4	170	774	-264
FREQ-5	266	765	109
FREQ-6	205	765	-22
FREQ-7	197	720	-208
FREQ-8	293	710	165
FREQ-9	232	710	34
FREQ-10	230	678	-46
FREQ-11	256	676	53
FREQ-12	213	711	-97
FREQ-13	239	708	2
FREQ-14	221	696	-82
FREQ-15	246	694	17
QP-1	257	671	134
QP-2	247	673	70
QP-3	273	671	169
QP-4	231	706	19
QP-5	256	703	118
QP-6	238	691	34
QP-7	263	689	133

3.6.3 Sollecitazioni di calcolo per analisi palificata

Le reazioni vincolari tabulate sono opportunamente cambiate di segno per essere convertite in carichi agenti in fondazione.

Ad esse si aggiungono i contributi legati a:

- peso proprio del plinto di fondazione e del terreno di zavorra (opportunamente combinati);
- sollecitazioni parassite per il passaggio del punto di applicazione delle risultanti dall'asse del piedritto al baricentro della palificata.

L'analisi della palificata è condotta considerando, separatamente per appoggio sinistro e destro, l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata (e all'intradosso della stessa).

App.	Comb.1	Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
SX	COMB1	6933	135	9522
	COMB2	6933	824	9522
	COMB3	9846	135	9522
	COMB4	9846	824	9522
	COMB5	6855	1574	1937
	COMB6	6855	1523	1937
	COMB7	6929	1574	1937
	COMB8	6929	1523	1937
DX	COMB9	6964	-733	-10060
	COMB10	6964	-135	-10060
	COMB11	9746	-733	-10060
	COMB12	9746	-135	-10060
	COMB13	7070	175	-7500
	COMB14	7070	99	-7500
	COMB15	7145	175	-7500
	COMB16	7145	99	-7500

3.6.4 Sollecitazioni di calcolo nei pali di fondazione

Le seguenti immagini mostrano le massime sollecitazioni assiali di calcolo a compressione/trazione nei pali di fondazione.

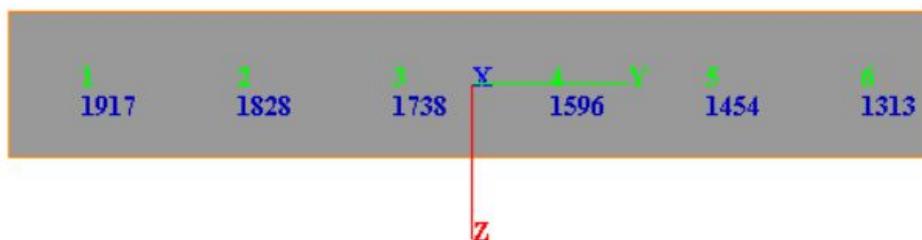


Figura 3-16 – Massime azioni assiali di calcolo nei pali (valori in kN)

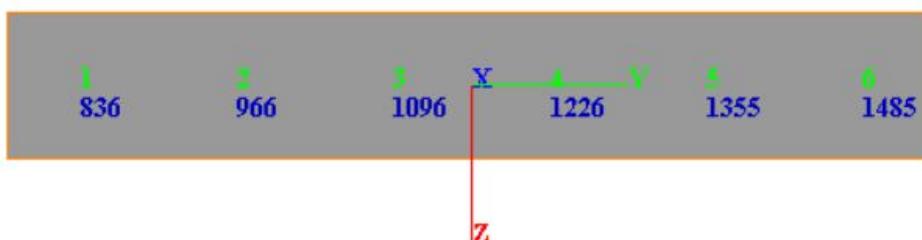


Figura 3-17 – Minime azioni assiali di calcolo nei pali (valori in kN)

4 OPERA ESISTENTE

4.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta l'analisi strutturale del sottovia e del muro di risvolto esistenti.

Il muro di risvolto è costituito da una paratia di pali trivellati ($\varnothing 1000\text{mm}$ – $i = 1.20\text{m}$ – $L = 16.00\text{m}$).

Il sottovia è costituito da un impalcato realizzato mediante un solettone in c.a. (spessore 1.00 m) incastrato su due paratie di pali trivellati ($\varnothing 1000\text{mm}$ – $i = 1.20\text{m}$ – $L = 16.00\text{m}$).

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sull'impalcato è condotto mediante uno schema di trave a singola campata e incastrata in corrispondenza degli appoggi.

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulle paratie è condotto, invece, utilizzando il software di calcolo Paratie Plus 2018. Nel modello:

- l'impalcato è considerato unicamente in termini di rigidità (puntone);
- i carichi gravanti sull'impalcato sono introdotti in termini di forze e momenti concentrati in corrispondenza degli appoggi;
- le spinte delle terre agenti a tergo delle paratie, in condizioni di riposo, attive e passive; sono calcolate in automatico dal software in funzione dei parametri geotecnici di calcolo.

4.2 ANALISI DEI CARICHI

4.2.1 Carichi permanenti strutturali e non, sopra l'impalcato

Si considerano agenti sull'impalcato:

- il peso della soletta di copertura in c.a. (travi prefabbricate e soletta di completamento)
 $p_{\text{cop}} = \gamma_{\text{cls}} \times h_{\text{cop}} = 25\text{kN/m}^3 \times 1.00\text{ m} = 25.00\text{kN/m}$
- il peso del ricoprimento e pavimentazione:
 $p_{\text{pav}} = \gamma_{\text{ric}} \times h_{\text{ric}} = 22\text{kN/m}^3 \times 0.75\text{m (valore medio)} = 16.50\text{kN/m}$

Risulta:

$$p_{\text{perm}} = (p_{\text{cop}} + p_{\text{pav}}) = 41.50\text{kN/m}^2$$

4.2.2 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.

4.2.3 Spinta delle terre in condizioni statiche

Nella valutazione dei coefficienti di spinta (attiva e passiva) è necessario tenere in conto che l'angolo di attrito tra manufatto e terreno (δ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno. Nel caso in studio si assume quanto segue:

- Analisi statiche/sismiche – spinta attiva: $\delta/\varphi' = 0.50$
- Analisi statiche/sismiche – spinta passiva: $\delta/\varphi' = 0.50$

4.2.3.1 Spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (k_a) viene valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso, l'approssimazione (rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa) risulta molto contenuta ed a favore di sicurezza.

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

φ = angolo d'attrito del terreno

α = angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale)

δ = angolo d'attrito terreno-parete

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale

4.2.3.2 Spinta passiva

Per il calcolo del coefficiente di spinta passiva si fa riferimento a superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) come suggerito da Caquot & Kerisel (1948).

4.2.4 Spinta delle terre in condizioni statiche

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione (NTC2018 – par.7.11.6.3.1):

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \geq 0.2 \cdot a_{max}$$

$$a_v = 0$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale

k_v = coefficiente sismico verticale

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ = accelerazione massima di progetto al suolo

α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (vedasi **Figura 4-1**)

β = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (vedasi **Figura 4-2**)

H = altezza complessiva della paratia

$u_s \leq 0.005 \times H$ = spostamento tollerato dalla paratia senza riduzione della resistenza

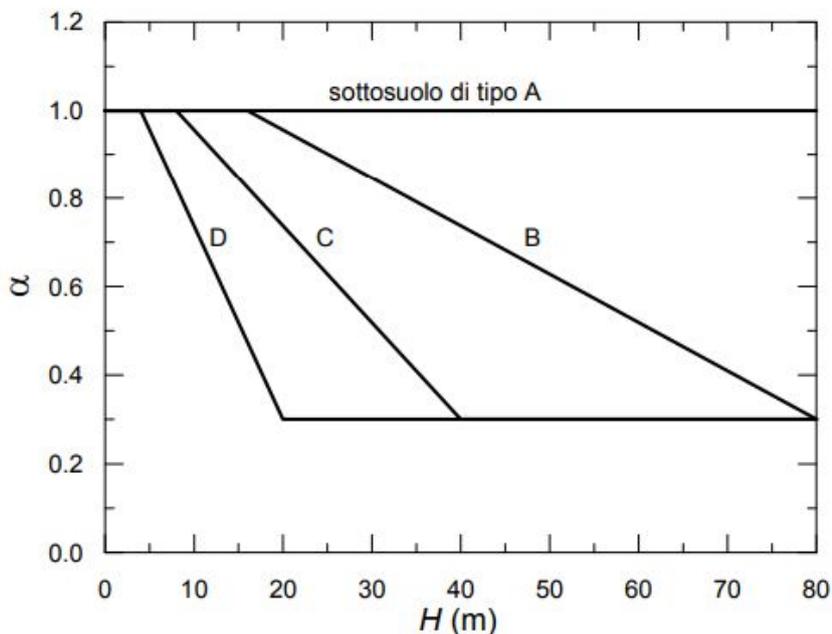


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Figura 4-1: Definizione coefficiente α (Fig.7.11.2 delle NTC2018).

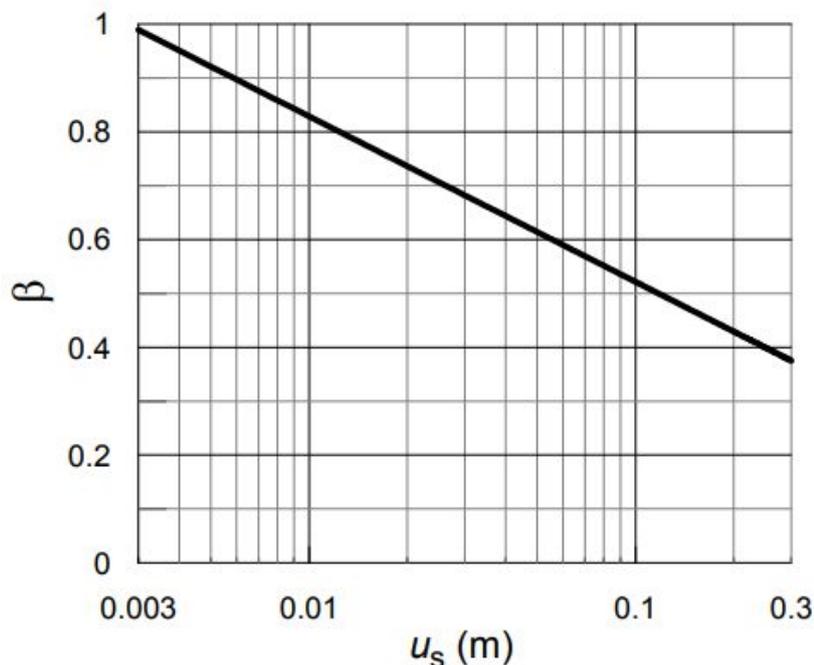


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Figura 4-2: Definizione coefficiente β (Fig.7.11.3 delle NTC2018).

Nel caso specifico, per categoria di sottosuolo D, vale quanto segue:

Sezione	H [m]	u_s [m]	α [-]	β [-]	k_n [-]
SOTTOVIA / MURO DI RISVOLTO	16	0.08	1.00	0.55	0.1889

4.2.4.1 Incremento del coefficiente di spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (contributo statico + sismico) viene calcolato ricorrendo alla formulazione di Mononobe & Okabe:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove (con ovvio significato dei simboli) si possono distinguere 3 differenti casi come di seguito indicato:

Caso 1 Assenza di falda	$\vartheta = \arctan k_h / (1 \pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma_{nat} \cong \gamma_{sat}$
Caso 2 Terreno impermeabile saturo	$\vartheta = \arctan \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot k_h / (1 \pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma'$
Caso 3 Terreno permeabile saturo	$\vartheta = \arctan \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot k_h / (1 \pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma'$

4.2.4.2 Riduzione del coefficiente di spinta passiva

In analogia a quanto visto per la spinta attiva (metodo di Mononobe & Okabe), è possibile calcolare l'entità del coefficiente di spinta passiva in accordo all'espressione di cui al seguito:

$$K_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta) \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \vartheta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

4.2.5 Azione del traffico sull'impalcato

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

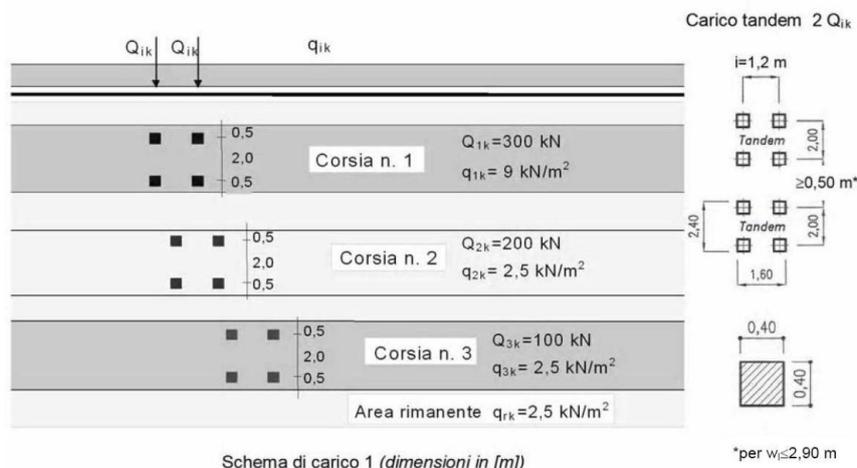


Figura 4-3 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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

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

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

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

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

Altezza minima del ricoprimento: $h_1 = 0.75\text{m}$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 1.00\text{m}$

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

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

Larghezza diffusione (nella direzione trasversale all'asse del sottovia):

$$B_{diff} = (1.2 + 2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 3.47\text{m}$$

Lunghezza diffusione (nella direzione longitudinale all'asse del sottovia):

$$L_{diff} = (2 + 2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 4.27\text{m}$$

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

$$q_{TS} = Q_{ik} \times (B_{diff} \times L_{diff}) = 600\text{kN} / (3.47\text{m} \times 4.27\text{m}) = 40.49\text{kN/m}^2$$

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

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

4.2.6 Sovraccarico spingente laterale da traffico

Per l'analisi delle opere si considera un sovraccarico uniformemente distribuito a tergo pari a 20kN/m^2 .

4.3 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

4.3.1 Metodo di calcolo

Le opere di sostegno sono modellate come “opere flessibili”, in condizioni di simmetria piana nelle deformazioni (2D) e considerando le seguenti ipotesi di tipo “generale”.

- Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita).
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici.
- Solutore agli elementi finiti (FEM).
- Eventuali contrasti modellati per mezzo di molle/elementi di opportuna rigidità.
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica.
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta “a riposo” (k_0). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta “passiva” (k_p) e “attiva” (k_a) rispettivamente.

4.3.2 Criteri di verifica

4.3.2.1 Criteri di verifica generali

Le verifiche strutturali e geotecniche sono condotte in riferimento ai dettami contenuti nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018). In particolare:

- per l'analisi e la verifica delle paratie, si fa riferimento ai capp.6.5.3.1.2 e 7.11.6.3 delle NTC2018.

Si evidenzia che:

- l'analisi e la verifica strutturale e geotecnica delle paratie sono sviluppate mediante l'Approccio 1 – Combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1, secondo quanto previsto al cap.6.5.3.1.2 delle NTC2018.

4.3.2.2 Verifiche strutturali

La verifica strutturale dei pali è svolta con riferimento alla teoria dello stato limite (SLU-SLV), considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali esistenti definite nel cap. 1.4.2.5.

4.3.3 Verifica della lunghezza di immersione dei pali

La lunghezza di immersione dei pali è definita sulla base del più restrittivo dei seguenti criteri:

- Mobilitazione della spinta passiva non superiore al 100% della spinta potenzialmente mobilitabile in condizioni SLU (A2-M2);
- Mobilitazione della spinta passiva non superiore al 100% della spinta potenzialmente mobilitabile in condizioni SLV (SISMA-M2).

4.4 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

4.4.1 Fasi esecutive e di calcolo

Si considerano le seguenti fasi esecutive:

1. Inizializzazione geostatica (inizializzazione degli sforzi)
2. Realizzazione dell'opera
3. Scavo fino alla quota di progetto ($H_{scavo} = 7.00m$)
4. Applicazione sovraccarichi permanenti legati al peso del terreno di ricoprimento
5. Applicazione del sovraccarico variabile (carichi da traffico) sull'impalcato del sottovia
6. Applicazione del sovraccarico variabile (carichi da traffico) sull'impalcato del sottovia ed ai lati dello stesso
7. Sisma

Segue la rappresentazione grafica delle singole fasi considerate nell'analisi.

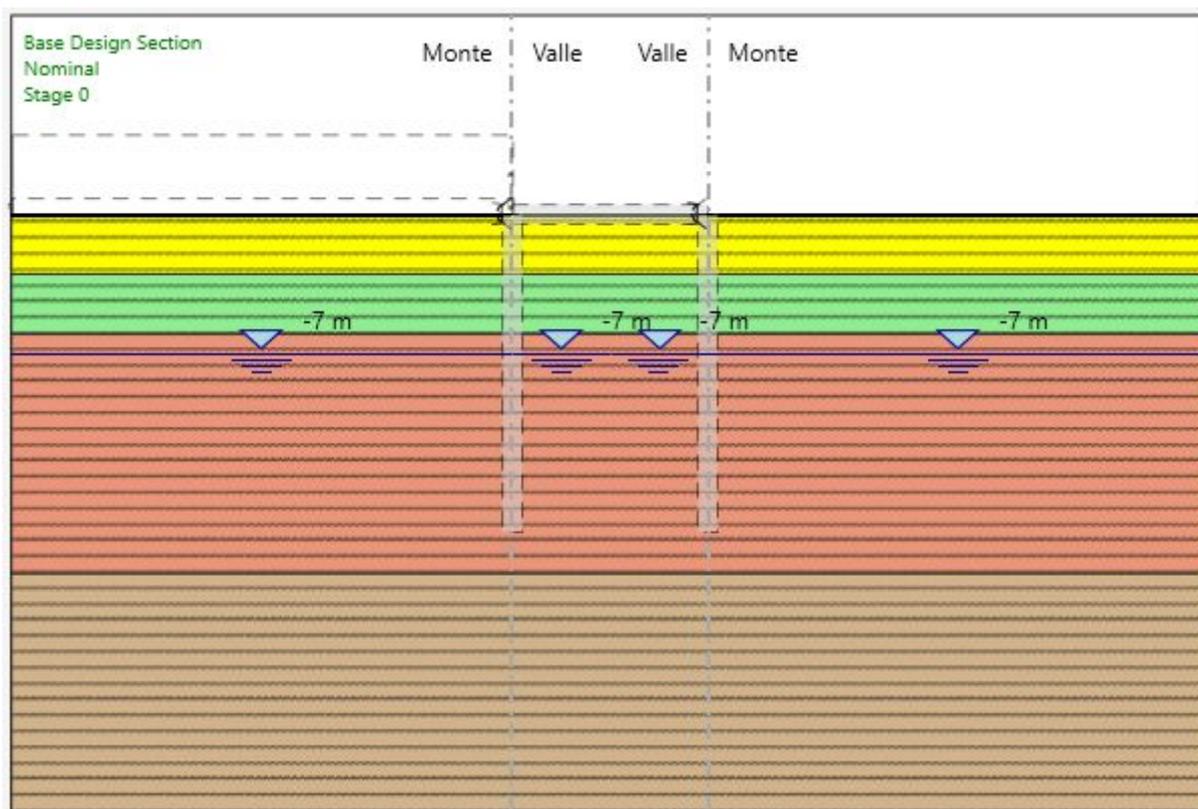


Figura 4-5 – Fasi di calcolo – Stage 1

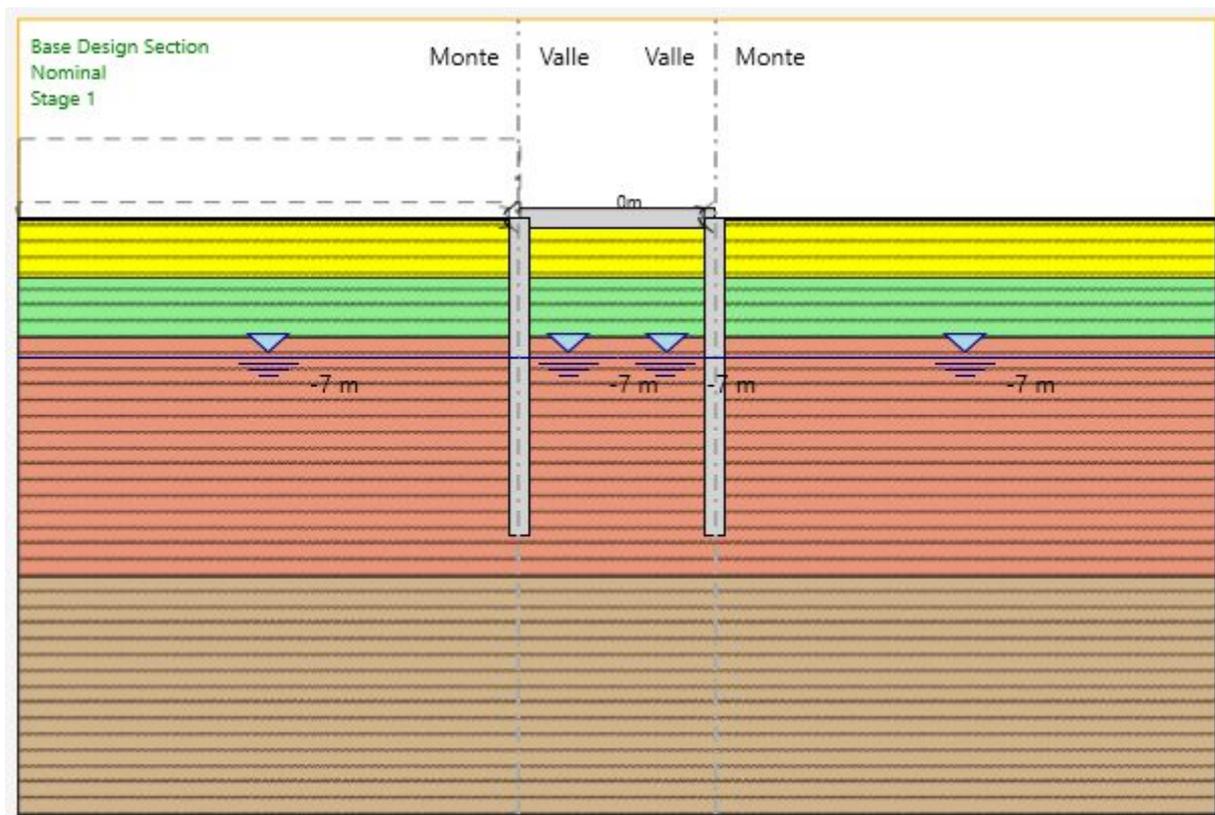


Figura 4-6 – Fasi di calcolo – Stage 2

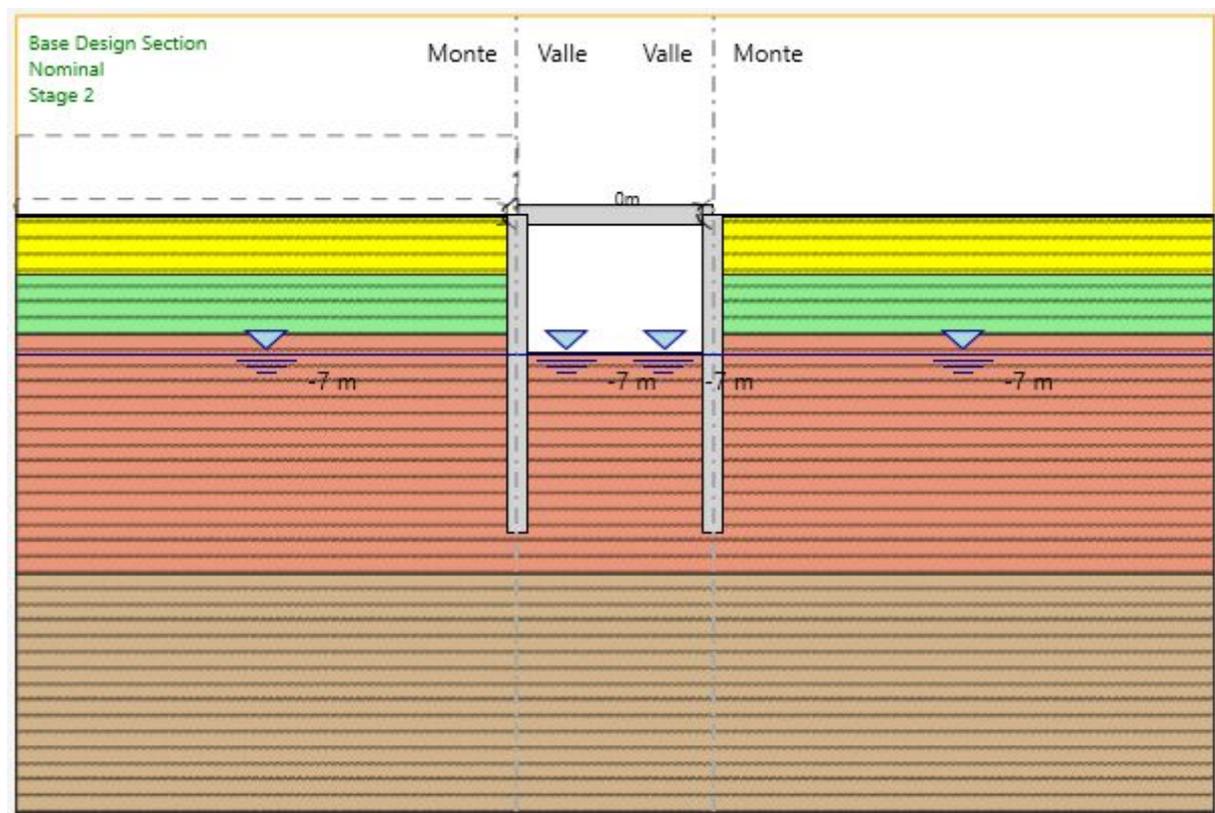


Figura 4-7 – Fasi di calcolo – Stage 3

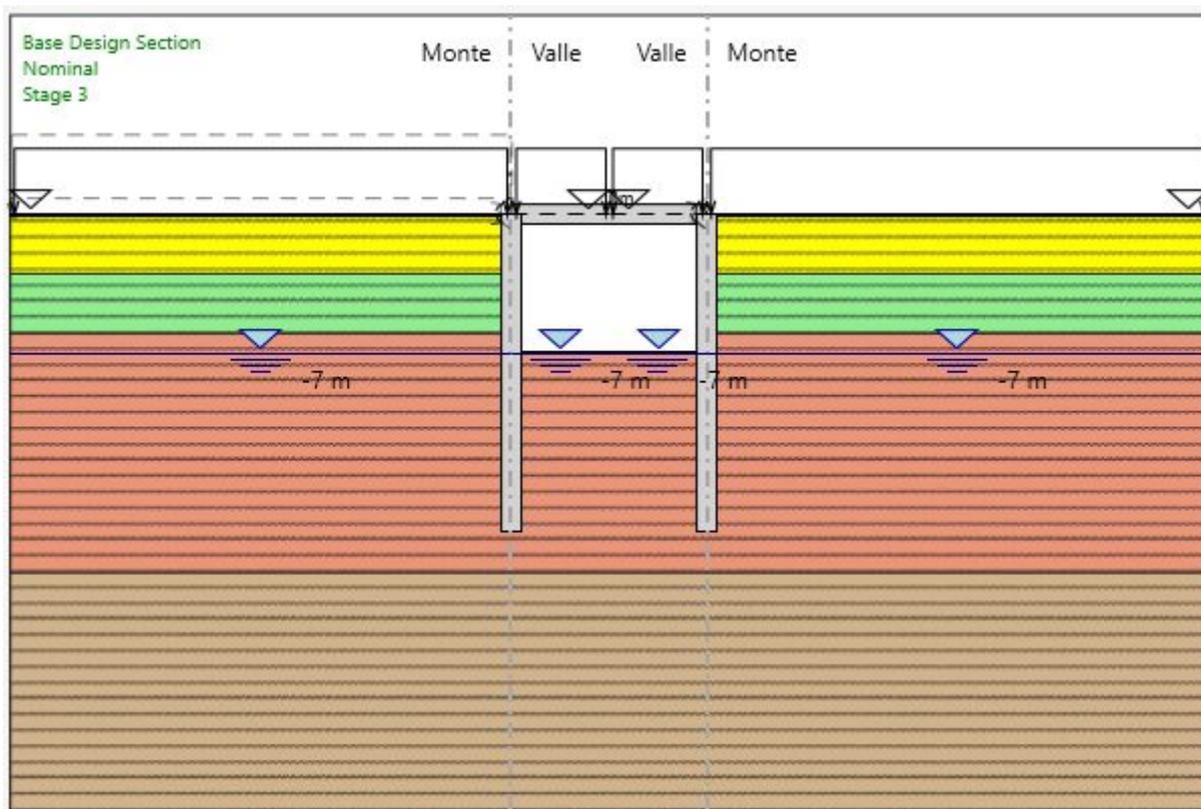


Figura 4-8 – Fasi di calcolo – Stage 4

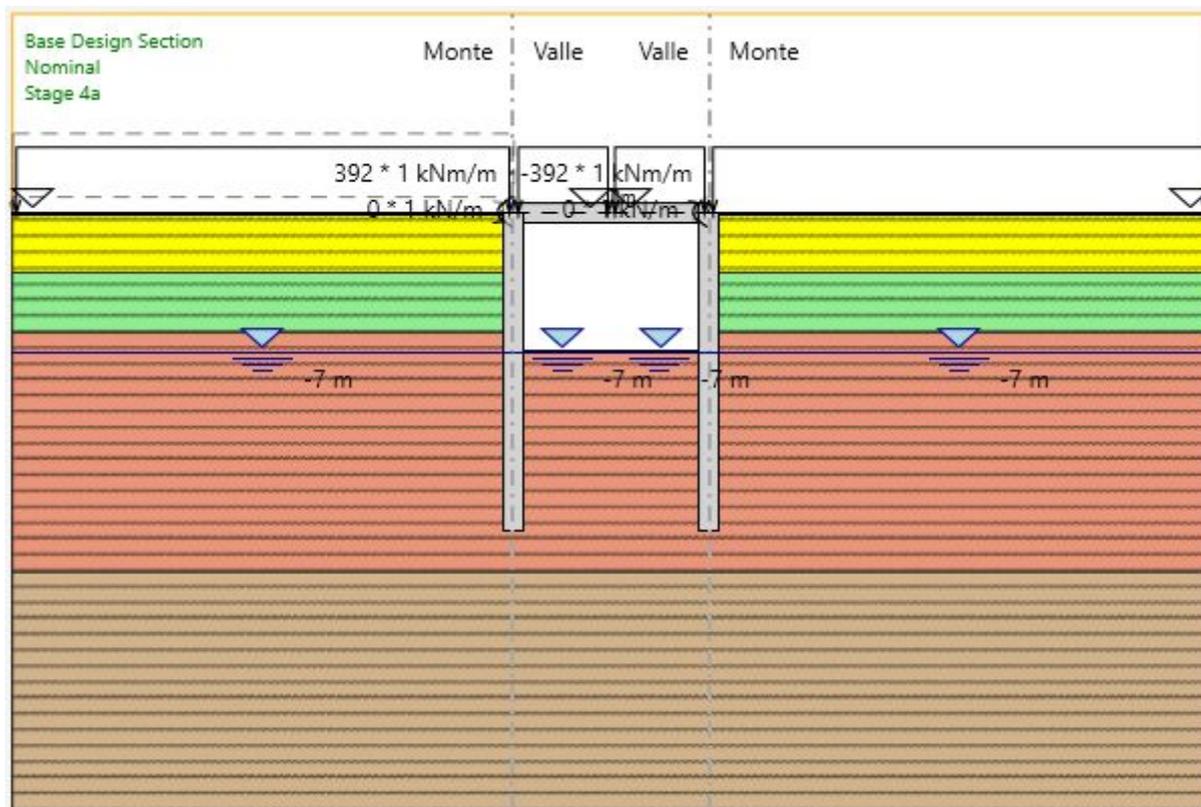


Figura 4-9 – Fasi di calcolo – Stage 5

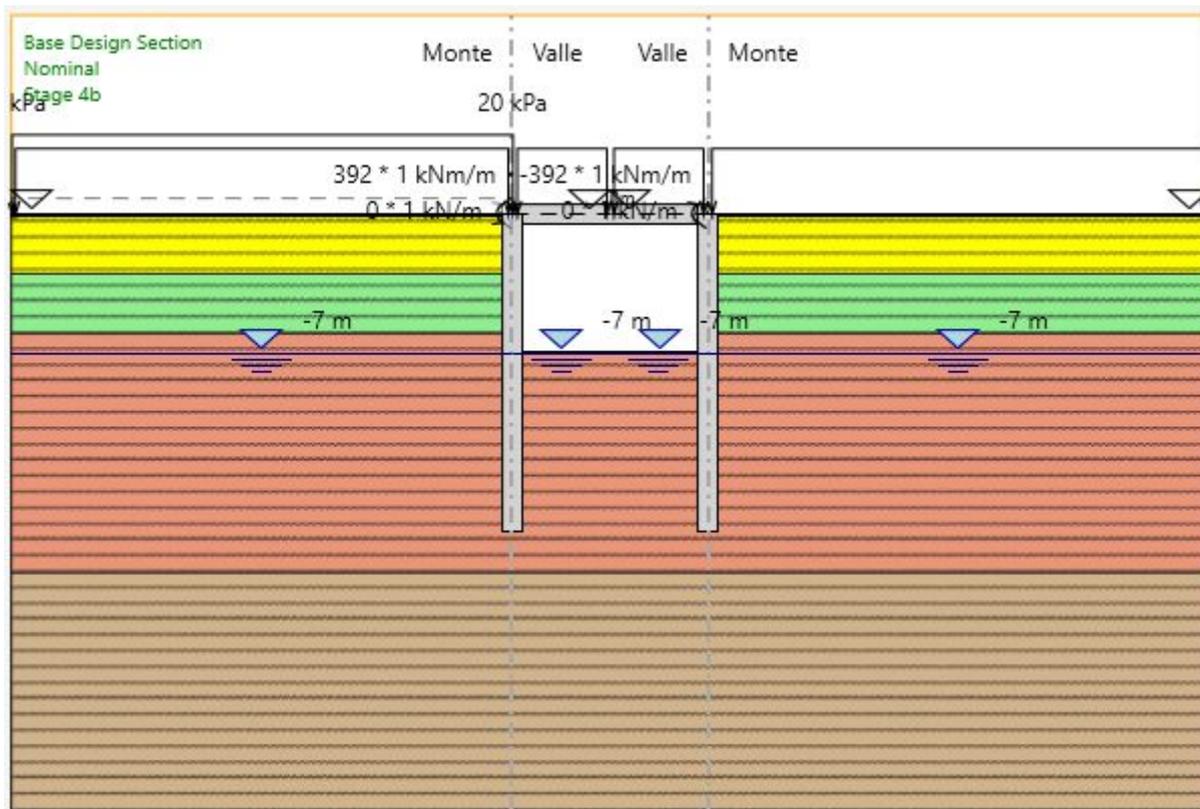


Figura 4-10 – Fasi di calcolo – Stage 6

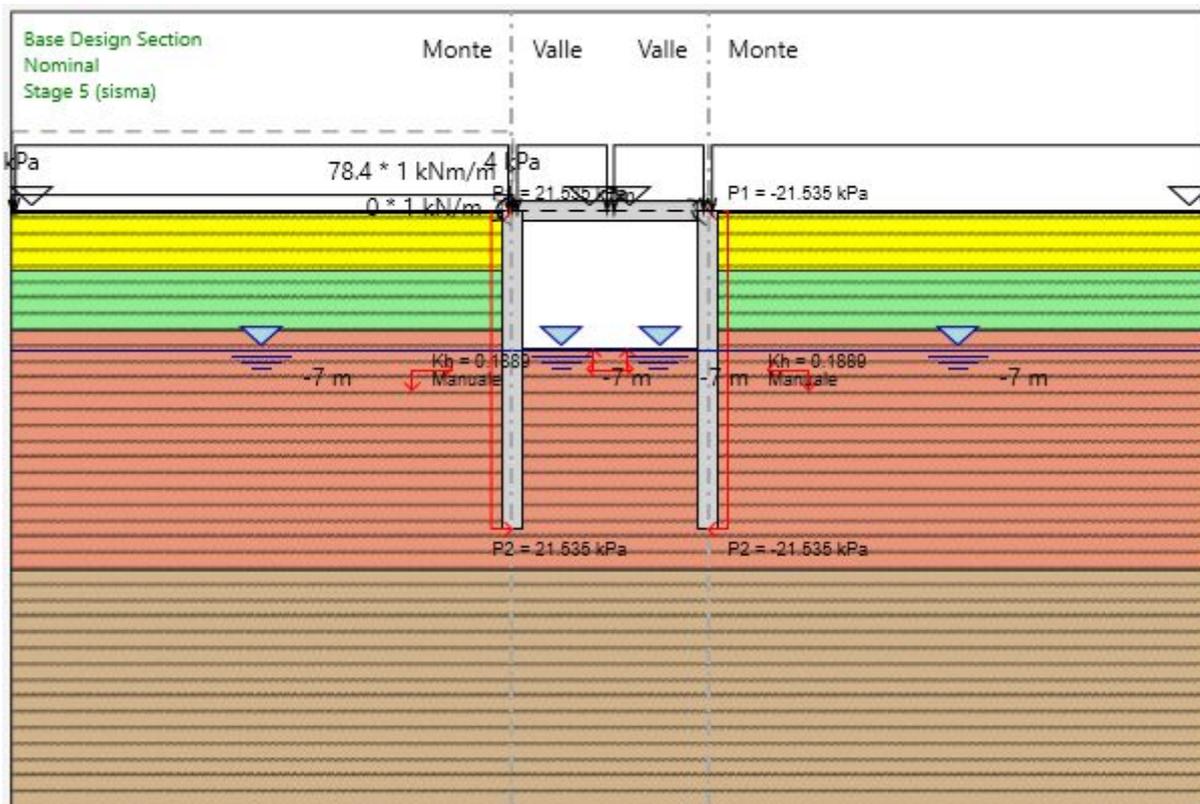


Figura 4-11 – Fasi di calcolo – Stage 7

4.4.2 Coefficienti di spinta della terra

Nella tabella successiva sono riassunti i coefficienti di spinta impiegati nell'analisi.

Strato	Descrizione	k_a	k_p
A	Limo argilloso	0.390	3.404
A'	Limo argilloso	0.390	3.404
A''	Limo argilloso	0.390	3.404

4.4.3 Risultati dell'analisi

4.4.3.1 Azioni interne nei pali

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione SLU/SLV più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia e fattorizzate per la combinazione di calcolo di riferimento.

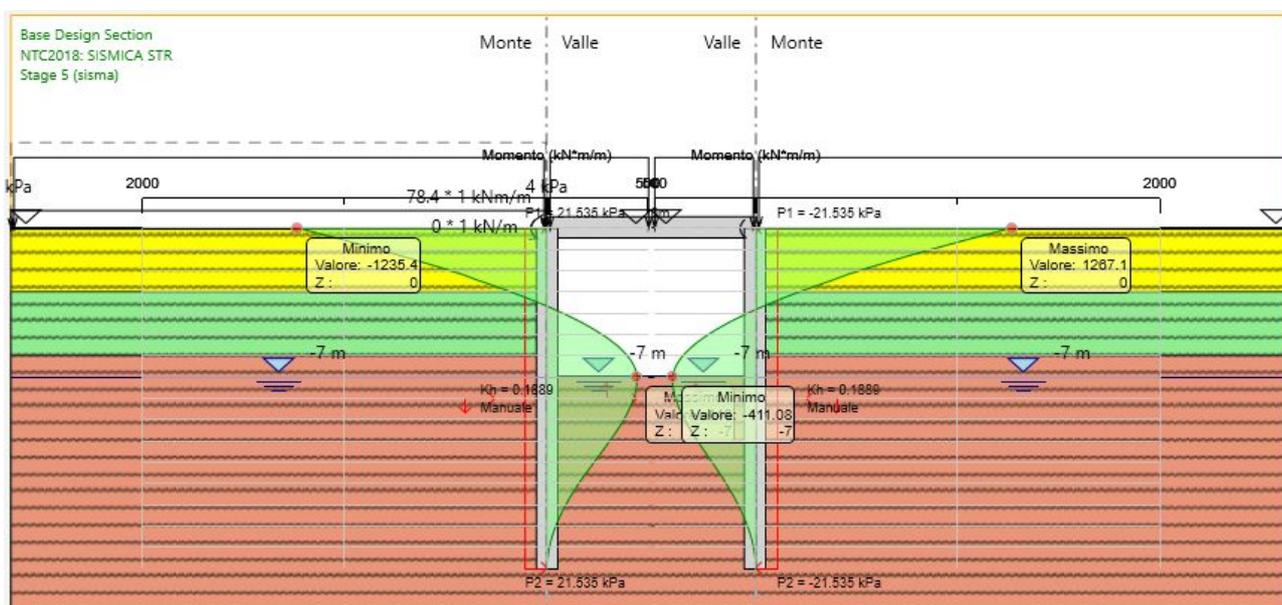


Figura 4-12 – Momento flettente SLV [kNm/m] – Stage 7

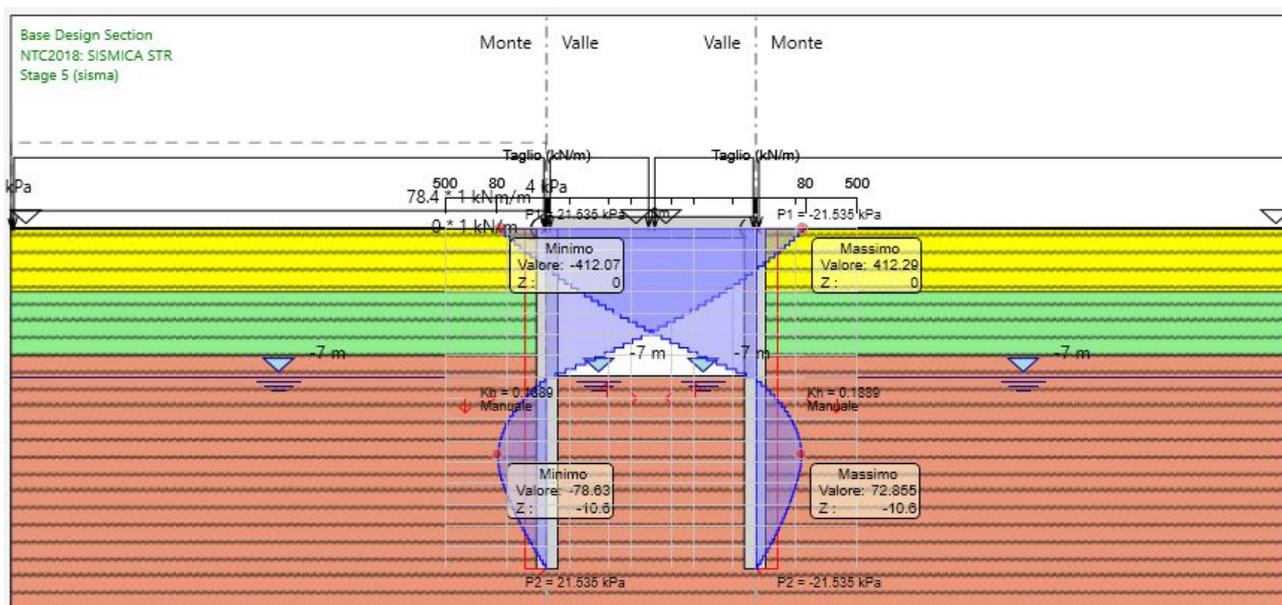


Figura 4-13 – Azione di taglio SLV [kN/m] – Stage 7

4.4.4 Verifiche

4.4.4.1 Verifica dell'immorsamento dei pali

Il livello massimo di mobilitazione della spinta passiva è pari al:

- 64.30% in condizioni A2+M2 (Stage 6)
- 92.60% in condizioni SISMA+M2 (Stage 7)

ovvero inferiore ai limiti prefissati al cap.4.3.3.

4.4.4.2 Verifica strutturale dei pali

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio della sezione maggiormente sollecitata. Gli elaborati progettuali as built riportano la seguente armatura:

- Armatura corrente: 24Ø26
- Armatura trasversale: Spirale Ø12/20

Verifica a flessione SLU

Titolo : 90bT Pali

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 8.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 368 kN

M_{xEd}: 1520.52 kNm

M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Materiali: acciaio 20, cls 2004

ε_{su}: 67.5 ‰, ε_{c2}: 2 ‰, f_{yd}: 374.6 N/mm², ε_{cu}: 3.5 ‰, E_s: 200 000 N/mm², f_{cd}: 20.45, E_s/E_c: 15, f_{cc}/f_{cd}: 0.8, ε_{syd}: 1.873 ‰, σ_{c,adm}: 9.75, σ_{s,adm}: 255 N/mm², τ_{co}: 0.6, τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1853 kNm

σ_c: -20.45 N/mm², σ_s: 374.6 N/mm², ε_c: 3.5 ‰, ε_s: 9.039 ‰, d: 91.3 cm, x: 25.48, x/d: 0.2791, δ: 0.7889

$$M_{Rd} = 1853 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1520.52 \text{ kNm}$$

Si fa presente che il valore di azione assiale considerato è quello relativo al peso del palo in corrispondenza della sezione di momento massimo con l'aggiunta del solo peso proprio della copertura (calcolo a favore di sicurezza).

Verifica a taglio SLU

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	87	mm	copriferro
$r_s = r - c$	413	mm	raggio sezione circolare confinata
sen α	0.526	-	$\text{sen}\alpha = (2r_s)/(\pi r)$
α	0.554	rad	
A_{tot}	785398.2	mm ²	Area totale della sezione circolare
A	642946	mm ²	area della sezione rettangolare equivalente $A = r^2(\pi/2 + \alpha + \text{sen}\alpha \cos\alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b=A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h=A_{tot}/b$
d	763	mm	altezza utile equivalente $d=r(1+\text{sen}\alpha)$

NTC 2018

4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0
f_{cd} [MPa] =	20.45	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	374.64	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	763	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	2040.14	Resistenza a compressione bielle	
		$=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mm ²] =	226.19	Ø12 2br	area staffe
s [mm] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	727.38	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	727.38	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	494.75	Sollecitazione di progetto SLU	
Verificato			

4.5 ANALISI DELLE SOVRASTRUTTURE (IMPALCATO)

4.5.1 Premessa

I capitoli seguenti illustrano le verifiche sezionali condotte sull'impalcato, per l'analisi dei carichi si rimanda al cap. 4.2.

4.5.2 Azioni di calcolo

Le sollecitazioni nel solettone sono valutate in riferimento alle combinazioni di calcolo e ai coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q definiti nei capitoli precedenti.

$$p_{SLU} = 1.35 \times p_{perm} + 1.35 \times (q_{TS} + q_{UDL}) = 1.35 \times 41.50 \text{ kN/m}^2 + 1.35 \times 49.49 \text{ kN/m}^2 = 122.84 \text{ (kN/m)/m}$$

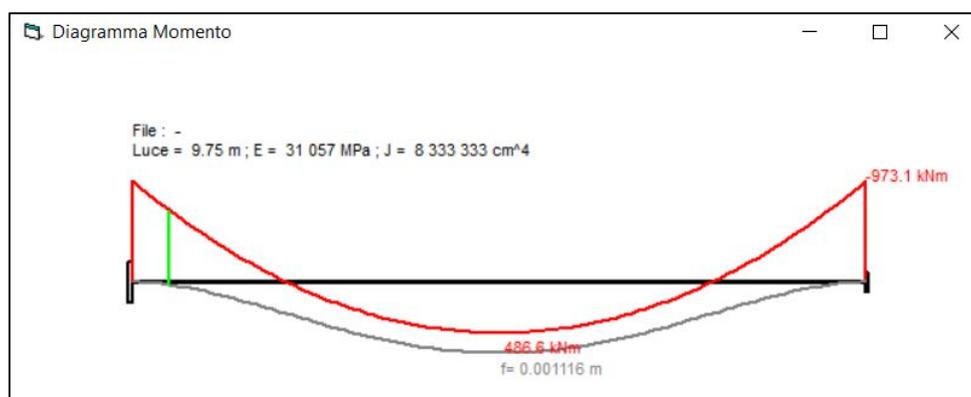


Figura 4-14. Momento flettente su impalcato incastrato agli estremi (valori in kNm/m)

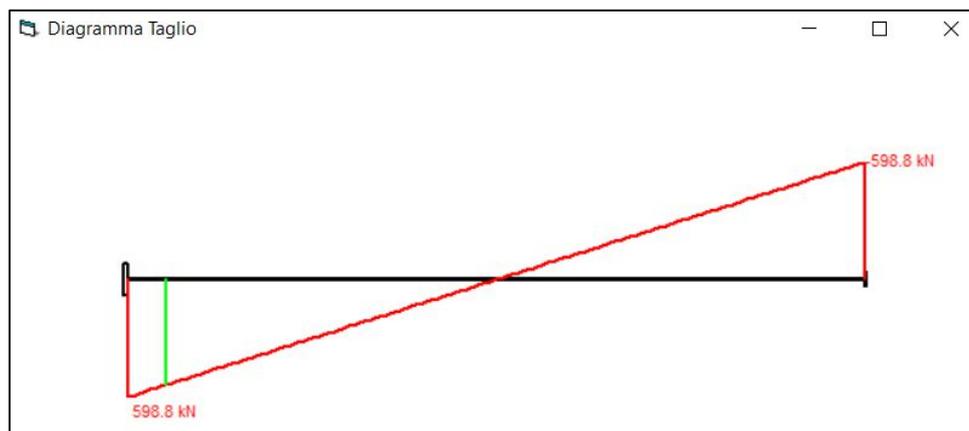


Figura 4-15. Azione di taglio su impalcato (valori in kN/m)

Le sollecitazioni allo stacco con il piedritto (x=0.50m) sono le seguenti:

Risultati all'ascissa x			
x	M(x)	V(x)	f(x)
0.5 →	-689.1	537.4	4.218E-05

4.5.3 Verifiche

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio della sezione maggiormente sollecitata. Gli elaborati progettuali as built riportano la seguente armatura:

- Armatura superiore ed inferiore: (1+1)Ø22/10
- Armatura a taglio: 1Ø12/20

Verifica a flessione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: 90bT_Verifica a flessione_solettone

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 90bT - Verifica solettone

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	38.01	5.1
			2	38.01	94.9

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: **acciaio 2004** cls 2004

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 472.81 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 23.56 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 2.364 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -1 643 kN m
 σ_c -23.56 N/mm²
 σ_s 472.8 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 47.91 ‰
 d 94.9 cm
 x 6.461 x/d 0.06808
 δ 0.7

Verifica a taglio SLU

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0
f_{cd} [MPa] =	23.56	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	472.81	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	1000	Altezza della sezione	
d [mm] =	949	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	3469.23	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	565.49	Ø12/20	area staffe
s [mm] =	1000		passo staffe
$V_{Rs d}$ [kN] =	570.94	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	570.94	Min. tra V_{Rcd} e $V_{Rs d}$	
V_{Sdu} [kN] =	537.40	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

4.6 ANALISI DEL MURO DI RISVOLTO

4.6.1 Fasi esecutive e di calcolo

Si considerano le seguenti fasi esecutive:

1. Inizializzazione geostatica (inizializzazione degli sforzi)
2. Realizzazione dell'opera di sostegno
3. Scavo fino alla quota di progetto (Hscavo = 4.50m)
4. Applicazione sovraccarico accidentale ($q = 20\text{kPa}$) a tergo della paratia
5. Sisma

Segue la rappresentazione grafica delle singole fasi considerate nell'analisi.

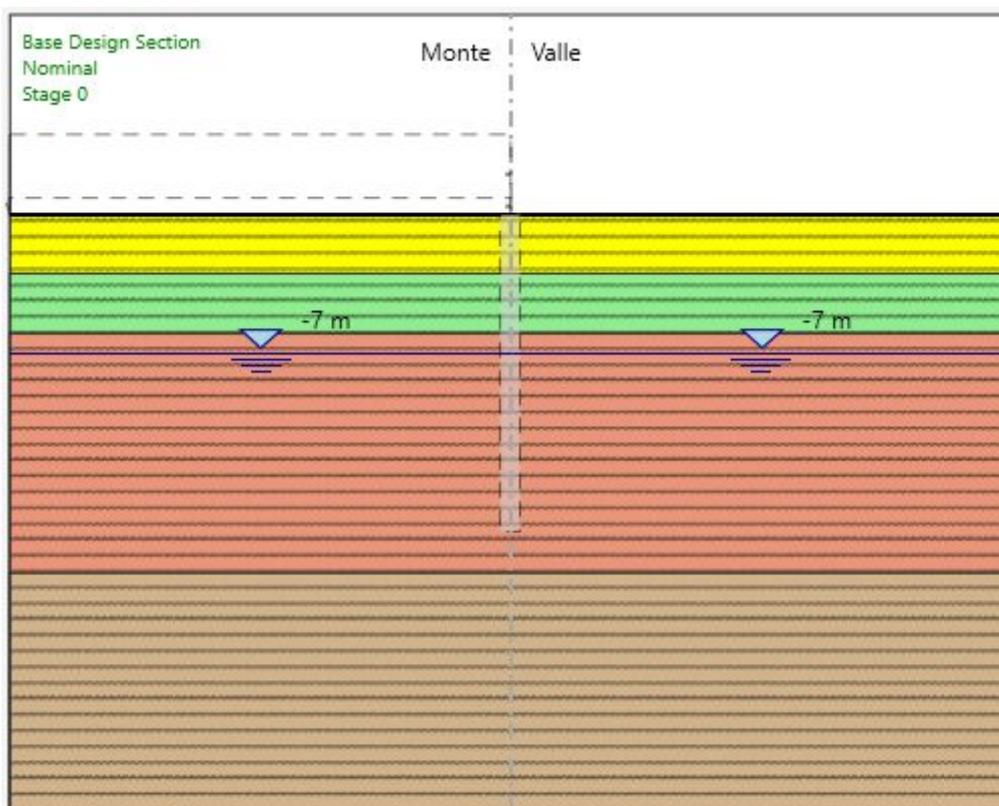


Figura 4-16 – Fasi di calcolo – Stage 1

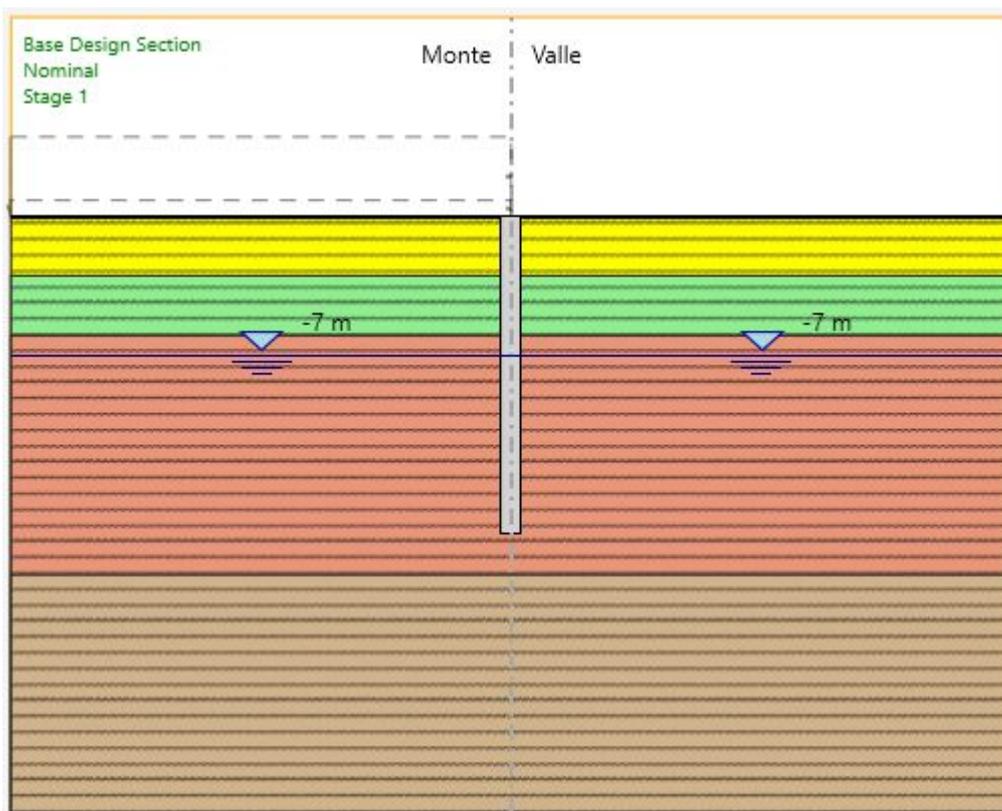


Figura 4-17 – Fasi di calcolo – Stage 2

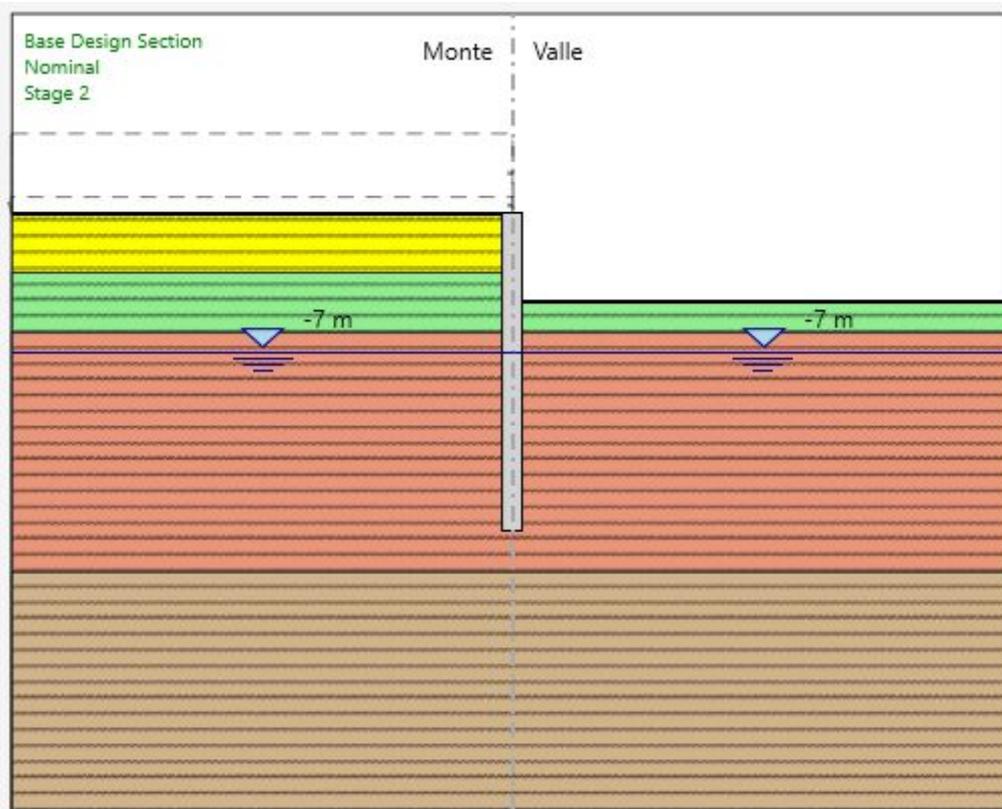


Figura 4-18 – Fasi di calcolo – Stage 3

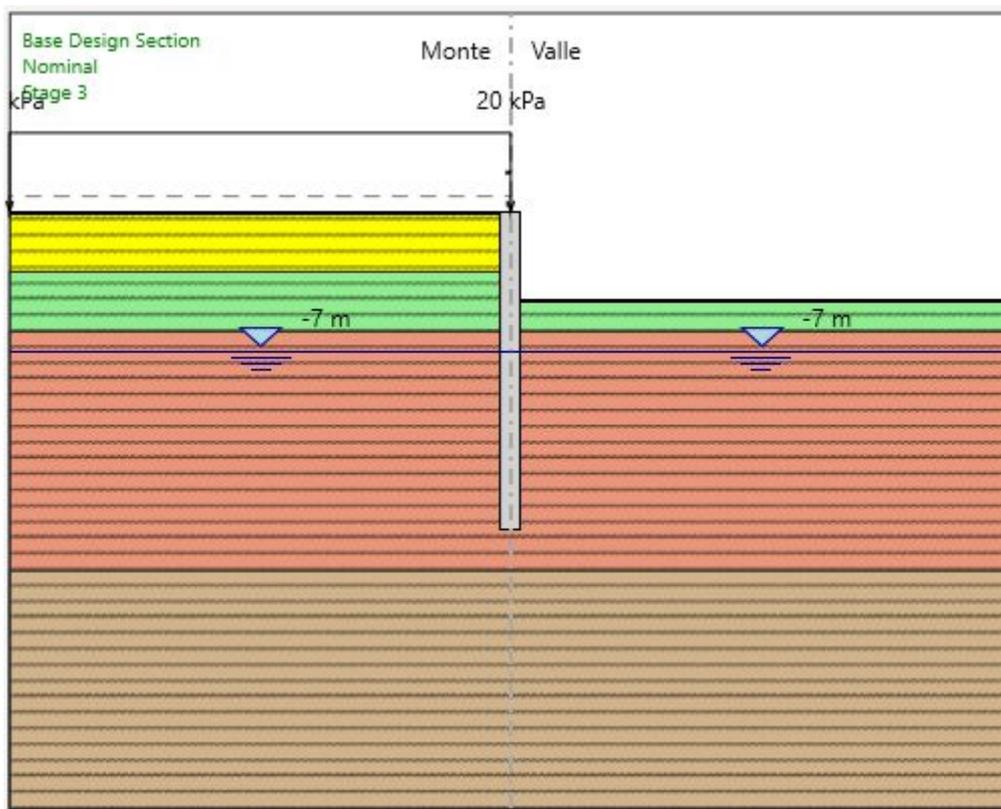


Figura 4-19 – Fasi di calcolo – Stage 4

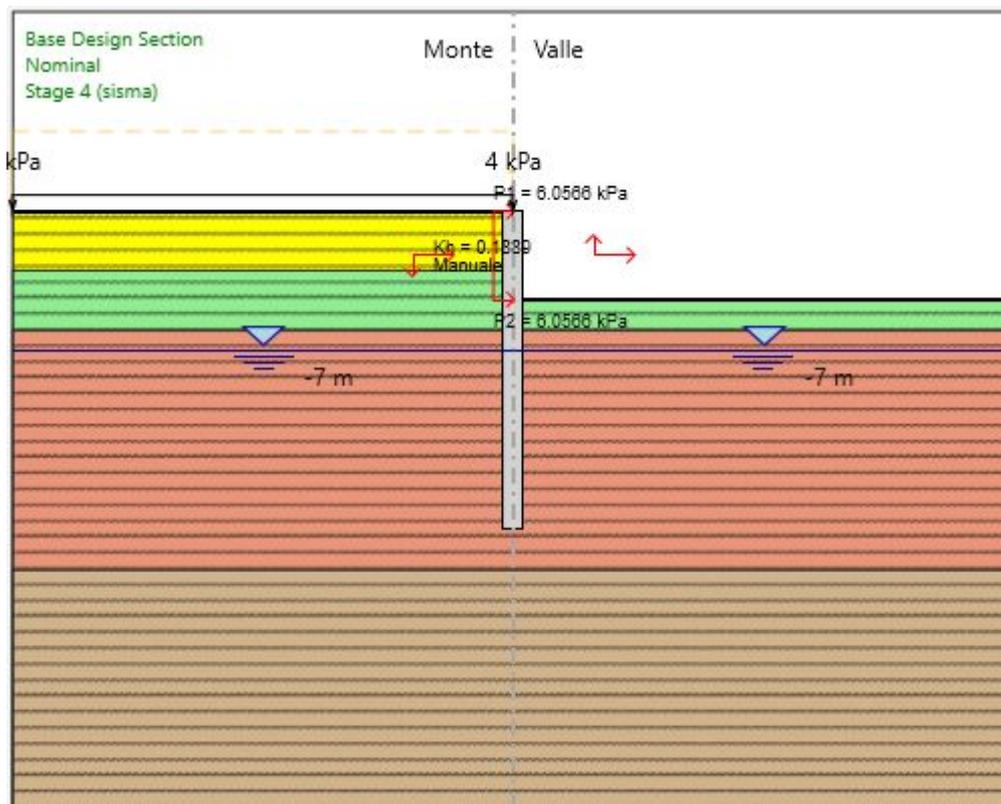


Figura 4-20 – Fasi di calcolo – Stage 5

4.6.2 Coefficienti di spinta della terra

Nella tabella successiva sono riassunti i coefficienti di spinta impiegati nell'analisi.

Strato	Codice	k_a	k_p
A	Limo argilloso	0.344	3.404
A'	Limo argilloso	0.344	3.404
A''	Limo argilloso	0.344	3.404

4.6.3 Risultati dell'analisi

4.6.3.1 Azioni interne nei pali

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

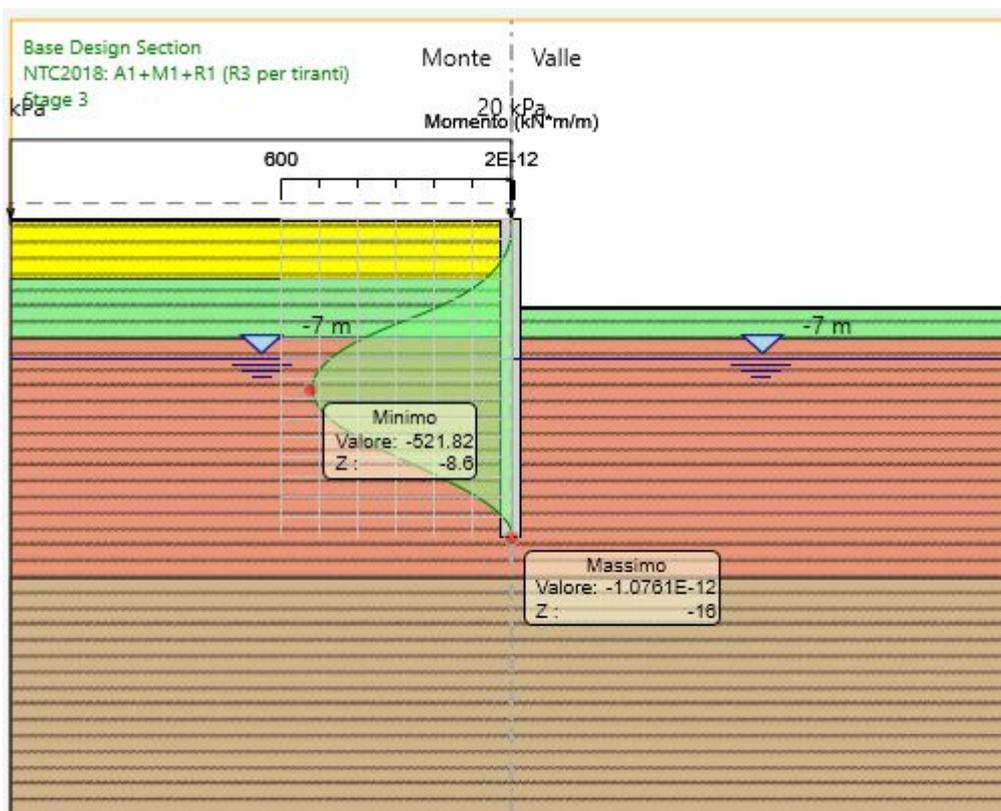


Figura 4-21 – Momento flettente [kNm/m] – Stage 4

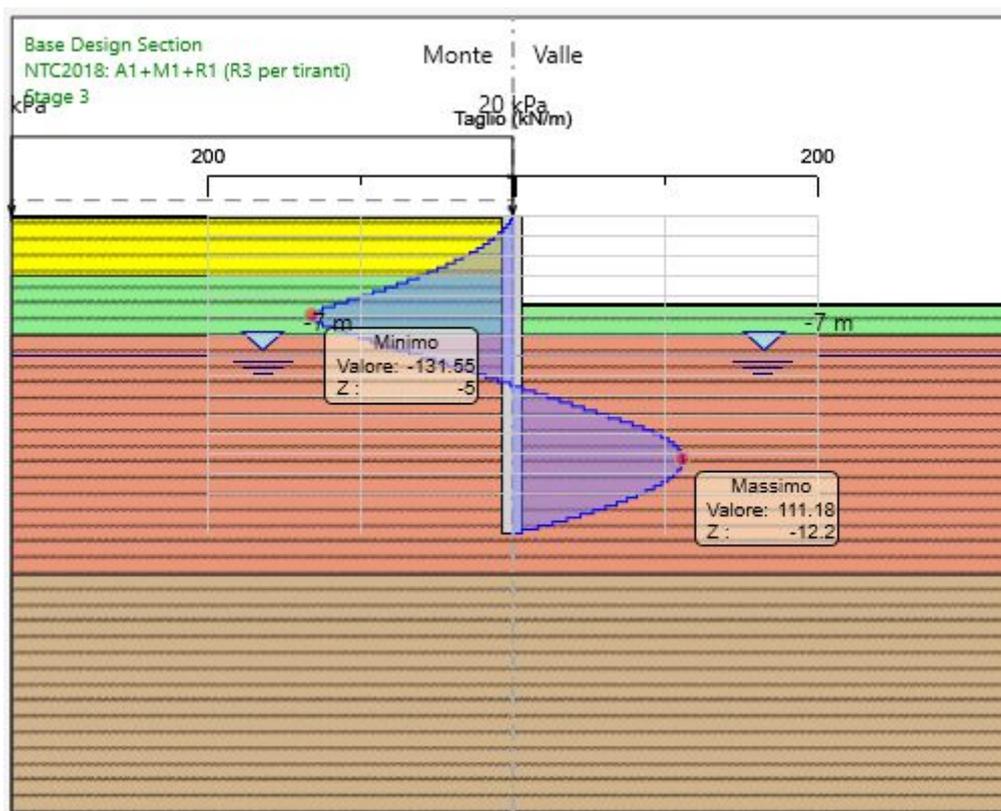


Figura 4-22 – Azione di taglio [kN/m] – Stage 4

4.6.4 Verifiche

4.6.4.1 Verifica dell'immorsamento dei pali

Il livello massimo di mobilitazione della spinta passiva è pari al:

- 45.60% in condizioni A2+M2 (Stage 4)
- 50.10% in condizioni SISMA+M2 (Stage 4)

ovvero inferiore ai limiti prefissati al cap.4.3.3.

4.6.4.2 Verifica strutturale dei pali

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio della sezione maggiormente sollecitata. Gli elaborati progettuali as built riportano la seguente armatura:

- Armatura corrente: 24Ø26
- Armatura trasversale: Spirale Ø12/20

Verifica a flessione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica STR Flessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : 90bT Pali muro di risvolto

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 626.18 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

acciaio 20I cls 2004

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 374.6 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 20.45 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.873 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1 749 kN m

σ_c: -20.45 N/mm²
 σ_s: 374.6 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 9.957 ‰
 d: 91.3 cm
 x: 23.75 x/d: 0.2601
 δ: 0.7651

$M_{Rd} = 1749 \text{ Nm} > M_{Ed} = 626.18 \text{ kNm}$

Verifica a taglio SLU

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	87	mm	copriferro
$r_s = r - c$	413	mm	raggio sezione circolare confinata
sen α	0.526	-	$\text{sen}\alpha = (2r_s)/(\pi r)$
α	0.554	rad	
A_{tot}	785398.2	mm ²	Area totale della sezione circolare
A	642946	mm ²	area della sezione rettangolare equivalente $A = r^2(\pi/2 + \text{sen}\alpha \cos\alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b=A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h=A_{tot}/b$
d	763	mm	altezza utile equivalente $d=r(1+\text{sen}\alpha)$

NTC 2018

4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0
f_{cd} [MPa] =	20.45	da indagini	
f_{ctk} [MPa] =	0.00		
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	374.64	da indagini	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	763	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	2040.14	Resistenza a compressione bielle	
		$=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mm ²] =	226.19	Ø12 2br	area staffe
s [mm] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	727.38	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	727.38	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	157.86	Sollecitazione di progetto SLU	
Verificato			