

## 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

#### A2 - TANGENZIALE NORD E SUD

#### OPERE D'ARTE MAGGIORI

109T- SOTTOVIA DIR. VIA SCANDELLARA 18+372

Relazione di Calcolo Esistente

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

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tlp.	Disciplina	Progressivo	Rev.	SCALA
111465	0000	PD	A2	O14	ST109	00000	R	S T R	1161	-2	

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

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

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
1.1	INDAGINI ESEGUITE	4
1.2	DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE	9
1.2.1	Struttura anni '60	9
1.2.2	Primo allargamento	9
1.3	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA	9
1.4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
1.5	CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE	15
1.6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
1.6.1	Struttura anni '60	16
1.6.2	Primo allargo	17
1.7	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	18
1.7.1	Terreno di rilevato	18
1.7.2	Terreno di fondazione	18
1.8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
1.9	SOFTWARE DI CALCOLO	21
1.10	CONVENZIONI GENERALI	22
1.10.1	Unità di misura	22
<b>2</b>	<b>IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI</b>	<b>23</b>
2.1	ANALISI GLOBALE	23
2.1.1	Modellazione strutturale	23
2.1.2	Fasi di analisi	24
2.2	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	25
2.2.1	Descrizione generale	25
2.2.2	Sezioni di verifica	25
2.2.3	Analisi delle condizioni statiche	25
2.2.4	Analisi delle condizioni sismiche	26
2.2.5	Metodologia di verifica	27
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	27
2.4	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	27
2.5	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	28
<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>31</b>
3.1	PREMESSA	31
3.2	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 1	31
3.2.1	Peso proprio delle travi di impalcato	31
3.2.2	Peso proprio della soletta in c.a.	32
3.3	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 2	32
3.3.1	Sovraccarichi permanenti	32
3.3.2	Cedimenti vincolari	33
3.3.3	Reologia calcestruzzo	33
3.4	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 3	34
3.4.1	Variazioni termiche	34
3.4.2	Azione del vento	35
3.4.3	Azione variabili da traffico	35
3.4.4	Resistenze parassite dei vincoli	40
3.5	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	40
3.5.1	Carichi permanenti strutturali	40
3.5.2	Carichi permanenti non strutturali	40

3.5.3	Spinta del terreno.....	40
3.5.4	Sovraccarico accidentale.....	40
3.6	AZIONE SISMICA.....	40
3.7	CARICHI SU BARRIERE FOA.....	41
3.7.1	Peso proprio strutturale.....	41
3.7.2	Vento.....	41
3.7.3	Pressione dinamica veicolare.....	41
3.7.4	Pressione dinamica da rimozione neve.....	42
<b>4</b>	<b>ANALISI IMPALCATO .....</b>	<b>43</b>
4.1	COMBINAZIONI DI CARICO.....	43
4.2	SOLLECITAZIONI AGENTI.....	52
4.3	VERIFICHE IMPALCATI ESISTENTI.....	55
4.3.1	Verifica longitudinale impalcato anni '60.....	55
4.3.2	Verifica trasversale impalcato anni '60.....	57
4.3.3	Verifica travi longitudinali primo allargo.....	60
<b>5</b>	<b>ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE.....</b>	<b>66</b>
5.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	66
5.2	SPALLE STRUTTURA ORIGINARIA.....	66
5.2.1	Geometria di verifica.....	66
5.2.2	Coefficienti sismici.....	69
5.2.3	Analisi delle sollecitazioni da impalcato.....	71
5.2.4	Analisi delle sollecitazioni in fondazione.....	76
5.2.5	Combinazioni di calcolo.....	78
5.2.6	Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione.....	80
5.2.7	Valutazione del tiro sui tiranti passivi.....	82
5.2.8	Verifica capacità portante del plinto di fondazione.....	85
5.2.9	Sollecitazioni sui tiranti di ancoraggio.....	88
5.2.10	Resistenza dei nuovi tiranti.....	89
5.2.11	Verifica del rivestimento su paramento della spalla originaria.....	90
5.3	SPALLE STRUTTURA I° ALLARGO.....	94
5.3.1	Geometria di verifica.....	94
5.3.2	Coefficienti sismici.....	96
5.3.3	Analisi delle sollecitazioni da impalcato.....	98
5.3.4	Analisi delle sollecitazioni in fondazione.....	102
5.3.5	Combinazioni di calcolo.....	104
5.3.6	Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione.....	106
5.3.7	Verifica capacità portante del plinto di fondazione.....	106

## Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1 PRIMO AMPLIAMENTO - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO CORSIA LATO SUD.....	10
FIGURA 1. FIGURA 2: PRIMO AMPLIAMENTO – SEZIONE TIPO CORDOLO LATO SUD.....	10
FIGURA 3: PRIMO AMPLIAMENTO - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO CORSIA LATO NORD .....	11
FIGURA 4: ALLARGAMENTO NORD.....	12
FIGURA 5: ALLARGAMENTO SUD .....	12
FIGURA 6: CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1.....	16
FIGURA 7: MODELLO FEM .....	23
FIGURA 8: MODELLO FEM “ESTRUSO” .....	24
FIGURA 9: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L’EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2008) .....	28
FIGURA 10: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2008).....	29
FIGURA 11: VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2008) .....	29
FIGURA 12: COEFFICIENTI $\psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2008) .....	30
FIGURA 13: SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2008) .....	36
FIGURA 14: INTENSITÀ DEI CARICHI Q <sub>IK</sub> E Q <sub>IK</sub> PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2008) .....	36
FIGURA 15: DISPOSIZIONE I.I .....	37
FIGURA 16: DISPOSIZIONE I.II .....	37
FIGURA 17: DISPOSIZIONE III.I .....	37
FIGURA 18: DISPOSIZIONE III.II .....	38
FIGURA 3-19. VALORI CARATTERISTICI .....	39
FIGURA 3-20. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2008) .....	40
FIGURA 21: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.I2.....	52
FIGURA 22: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.II2.....	53
FIGURA 23: MOMENTI FLETTENTI DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI III.I2.....	53
FIGURA 24: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.I2.....	54
FIGURA 25: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI I.II2.....	54
FIGURA 26: TAGLIO DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI III.I2.....	54
TABELLA 5-1. CARATTERIZZAZIONE SPALLE .....	66
FIGURA 5-1. SCHEMA DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA .....	69
FIGURA 5-3. TIRANTI DI I° ALLARGO E RIVESTIMENTO SPALLA ORIGINARIA.....	91
FIGURA 5-8. SCHEMA DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA .....	96

# 1 INTRODUZIONE

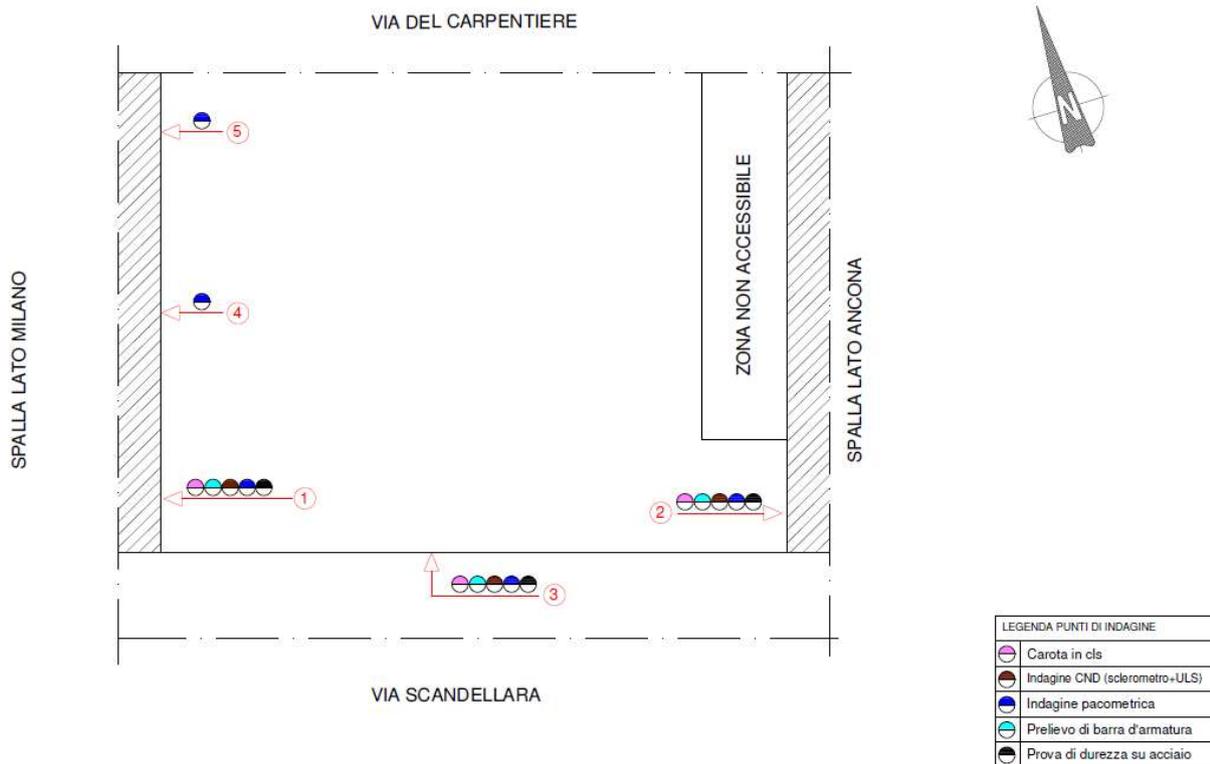
Questa relazione riporta le verifiche delle strutture esistenti dell'opera in oggetto nella configurazione di progetto. I modelli agli elementi finiti utilizzati nelle analisi sono quindi gli stessi utilizzati per la parte in allargamento.

## 1.1 INDAGINI ESEGUITE

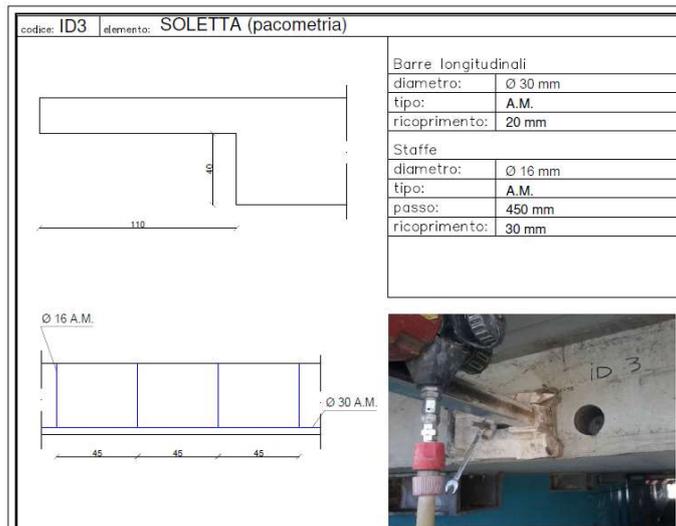
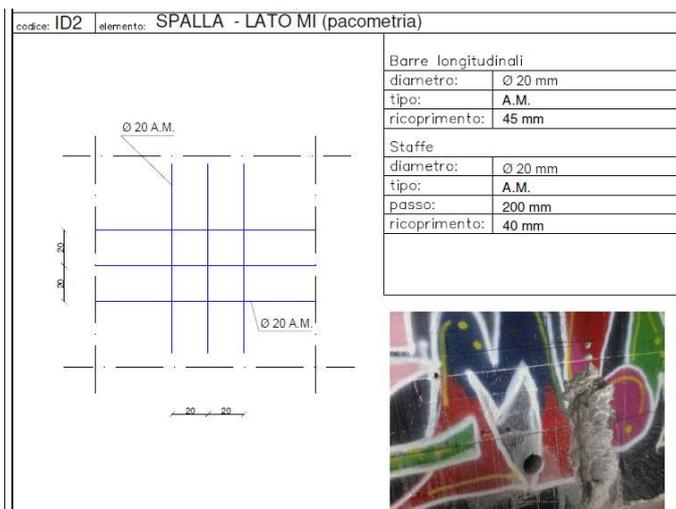
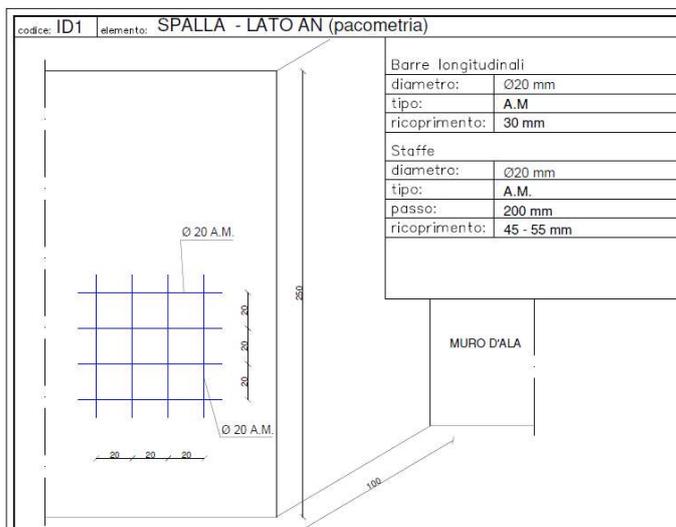
Oltre a un rilievo geometrico, sulle spalle del viadotto esistente sono state condotte le seguenti indagini atte a caratterizzare i materiali esistenti:

- 3 prelievi di carote in cls (3 prove di compressione + carbonatazione);
- 3 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- 3 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 3 prove di durezza su barre d'armatura;
- 5 indagini pacometriche;

Si riporta lo schema planimetrico delle ubicazioni delle indagini effettuate:



Le indagini pacometriche hanno condotto ai seguenti rilievi:



codice: ID4	elemento: SPALLA MEZZERIA - LATO MI (pacometria)

codice: ID5	elemento: SPALLA - LATO AN (pacometria)

Le prove a rottura dei provini di cls prelevati hanno condotto ai risultati riportati nella tabella seguente dove si notano valori piuttosto dispersi della resistenza cilindrica compresi tra 30.9 MPa e 47.6 MPa:

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINO DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	$f_{c\lambda}$ [MPa]	$R_{c1}$ [MPa]	penetrazione $CO_2$ [mm]
		Diametro	Lunghezza	$\lambda = L / D$					
		[mm]	[mm]						
SPALLA ANCONA	ID1	94	94	1.00	2330	330.5	47.6	47.6	12
SPALLA MILANO	ID2	94	93	0.99	2301	219.9	31.7	31.6	26
SOLETTA	ID3	94	96	1.02	2312	212.8	30.7	30.9	49

Le prove sclerometriche confermano quanto sopra riportato:

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1961	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in sito														Is
[m]	[µs]	[m/µs]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
SOLETTA /ID 3	20	74.73	3078	INDIRETTA	44	45	43	41	46	43	41	43	46	44	43.6	30.9	12.6	39.7	31.2

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio [L]	tempo [T]	velocità [V]		valori misurati in sito														
	[m]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					media
											[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]					
SPALLA AN / ID 1	20	57.10	4028	INDIRETTA	41	43	44	40	42	45	40	43	43	41	42.2	47.6	32.0	37.5	41.2
SPALLA MI / ID 2	20	62.40	3686	INDIRETTA	40	42	44	42	40	38	42	40	40	41	40.9	31.9	22.0	35.5	38.3

Le prove di trazione sulle barre prelevate hanno condotto a tensioni di snervamento comprese tra 366.5 MPa e 584.6 MPa e tensioni di rottura comprese tra 547.2 MPa e 676.8 MPa:

PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009												
Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di snervamento	Carico di rottura	tensione di snervamento	tensione di rottura	rapporto tensioni	allungamento a rottura
			D [mm]	Ø [mm]	L [mm]	$m_v$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$F_y$ [kN]	$F_t$ [kN]	$f_y$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$f_t/f_y$ [-]	$\epsilon$ [%]
SPALLA ANCONA STAFFA	ID1	A.M.	20	19.88	398.00	7757.80	181.50	210.14	584.6	676.8	1.16	23.8
SPALLA MILANO BARRA	ID2	A.M.	20	19.61	405.00	7545.12	150.92	183.53	499.8	607.8	1.22	14.9
SOLETTA STAFFA	ID3	A.M.	16	15.75	255.00	7606.67	71.41	106.61	366.5	547.2	1.49	19.8

Infine le prove non distruttive condotte sull'acciaio conducono a risultati leggermente inferiori a quelli ottenuti nelle prove distruttive:

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO					
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					[MPa]
1	SPALLA AN / ID1	BARRA	174.0	170.0	540.0
			171.0		
			165.0		
2	SPALLA MI / ID2	BARRA	168.0	170.3	540.0
			174.0		
			169.0		
3	SOLETTA / ID3	BARRA	134.0	139.7	470.0
			139.0		
			146.0		

## 1.2 DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

### 1.2.1 Struttura anni '60

Relativamente alla struttura originaria del ponte risultano disponibili i seguenti elaborati:

- relazione di calcolo dell'impalcato
- tavola relativa alla disposizione dei carichi e dei flessimetri per il collaudo statico
- verbale di collaudo statico
- calcolo delle superfici di influenza per il calcolo delle sollecitazioni

Si evidenzia l'assenza delle tavole di carpenteria e armatura.

### 1.2.2 Primo allargamento

- Tav. 3 carpenteria: ampliamento carreggiata sud: pianta e sezioni
- Tav. 4 carpenteria: ampliamento carreggiata sud: sezioni e particolari
- Tav. 5 carpenteria: ampliamento carreggiata sud: vista dall'altp e prospetti
- Tav. 6 e 7 carpenteria: ampliamento carreggiata sud: particolari ritegni sismici
- Tav. 8 armatura: ampliamento carreggiata sud: armatura impalcato
- Tav. 9 armatura: ampliamento carreggiata sud: piante, sezioni e particolari
- Tav. 10 opere di consolidamento spalle esistenti

Altre informazioni non utili agli scopi della relazione ma comunque disponibili non sono qui elencate.

## 1.3 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del ponte è stata realizzata negli anni '60 con tipologia strutturale costituita da due impalcato isostatici a solettone in c.a. dello spessore di 65 cm gettati in opera. L'impalcato si sviluppa in retto con una luce libera di 10 m (10.5 m la luce di calcolo da relazione originale). Ogni impalcato aveva una larghezza di 23.40 m. Del progetto originario sono disponibili la relazione di calcolo, il progetto del collaudo statico e un allegato con la costruzione delle superfici di influenza. Non sono disponibili tavole esecutive dell'opera.

Un primo intervento di ampliamento è stato realizzato nel 2004. L'ampliamento ha interessato soprattutto il lato sud della struttura (corsia direzione Rimini). Nell'ambito di questo intervento è stato realizzato un nuovo impalcato in aderenza a quello esistente per un allargamento di 2.5m. Sul cordolo laterale è stata montata una nuova barriera acustica.

L'ampliamento è stato realizzato affiancando all'impalcato esistente un nuovo impalcato composto da travi in c.a.p. completate da getto in opera. I muri d'ala delle spalle esistenti sono stati demoliti e poi sostituiti con le nuove spalle ed i nuovi muri d'ala.

Le spalle esistenti sono state stabilizzate lateralmente attraverso un esteso intervento di ancoraggio con cavi ad iniezione.

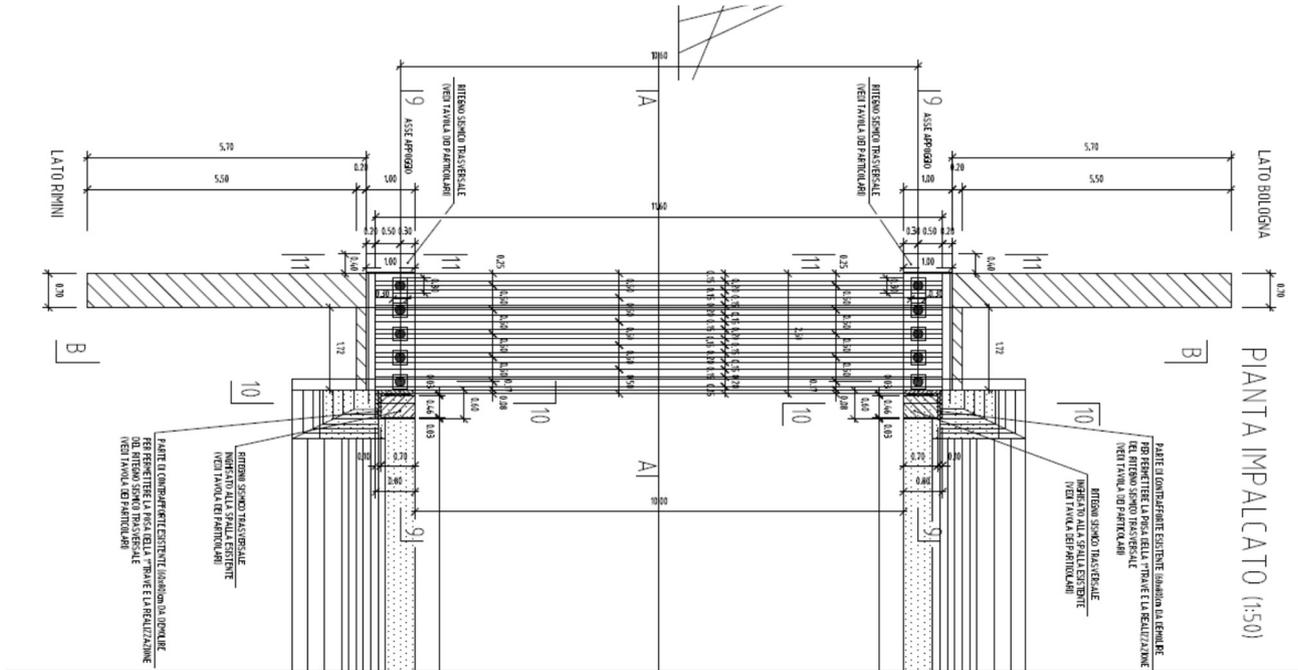


Figura 1 Primo ampliamento - Intervento di adeguamento corsia lato Sud

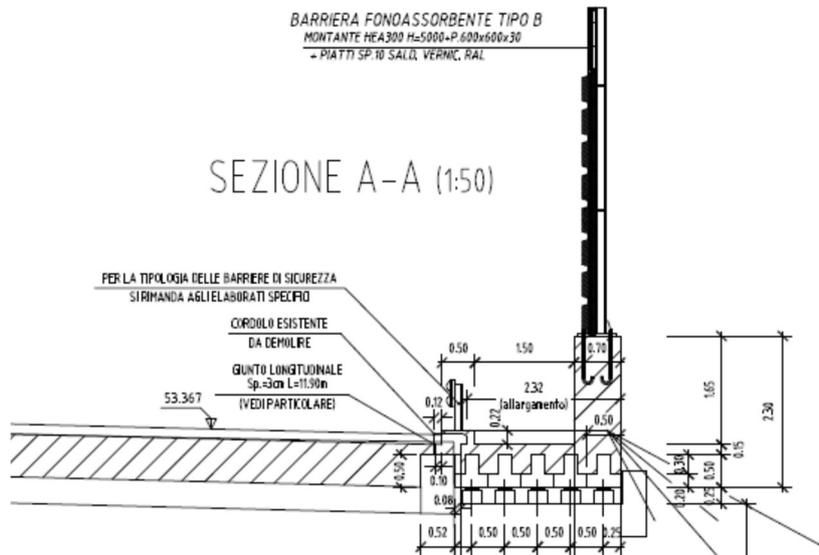
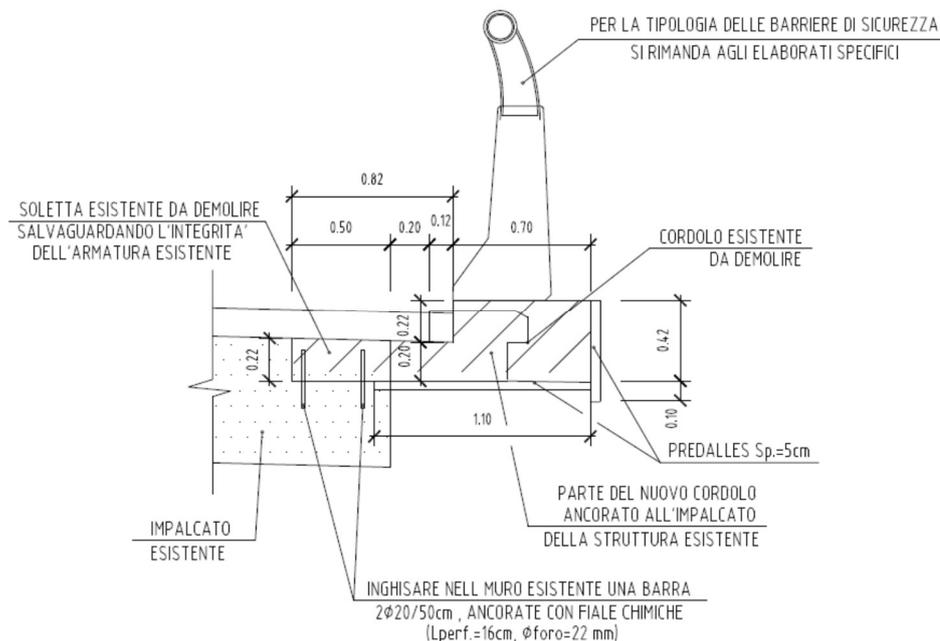


Figura 1. Figura 2: Primo ampliamento – Sezione tipo cordolo lato Sud

Per il lato a nord (direzione Bologna), l'intervento si è limitato ad una riprofilatura del cordolo laterale per l'inserimento della nuova barriera new jersey.



*Figura 3: Primo ampliamento - Intervento di adeguamento corsia lato Nord*

Il nuovo allargamento previsto in progetto sarà realizzato con struttura analoga al primo allargamento. Si ha quindi, sia a nord che a sud, un impalcato con travi prefabbricate a T rovescia disposte accostate con getto di completamento superiore. L'ampliamento lato nord ha larghezza di 9.41m mentre quello sud di circa 7.25m per tale ragione si sviluppano i calcoli solo relativamente all'ampliamento lato nord.

Le opere di fondazione, allo scopo di evitare cedimenti differenziali, prevedono l'utilizzo di micropali di diametro  $\phi 240\text{mm}$  armati con tubi  $\phi 168.3$  spessore 10mm in acciaio S355.

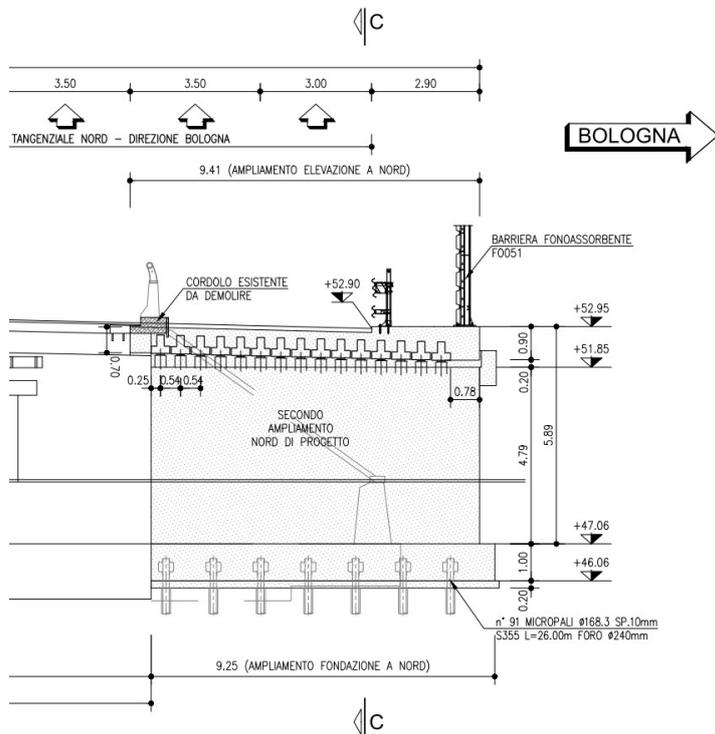


Figura 4: allargamento nord

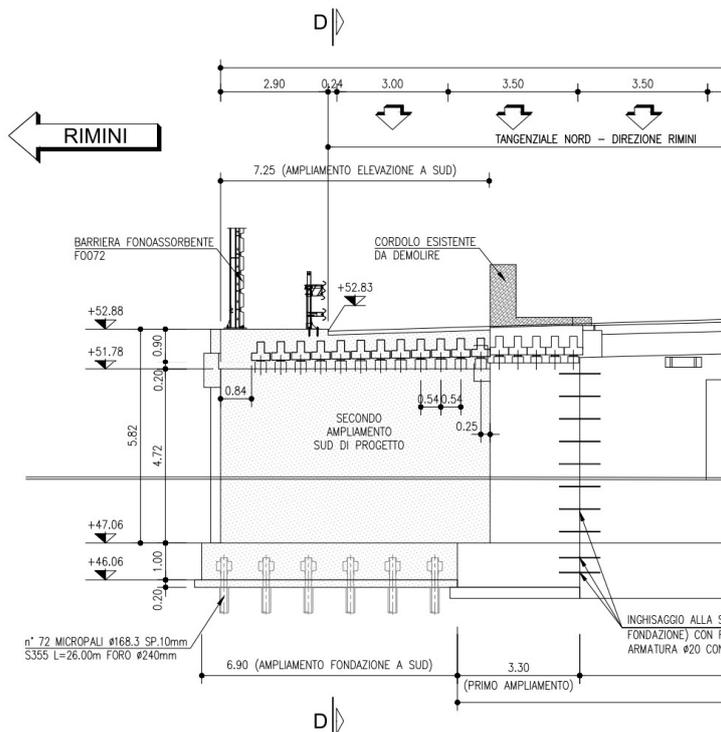


Figura 5: allargamento sud

## 1.4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’ Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [5] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [7] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [8] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [9] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [10] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [12] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [13] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [15] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [16] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [17] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [18] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [19] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [20] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [21] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [22] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [23] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [24] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [25] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [26] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [27] 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 -

- 
- [28] 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).

## 1.5 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

Tmin = -15 °C

Tmax = 45 °C

Per l'umidità ambientale si assume:

RH = 80 %

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:

soletta: XC4

fondazioni: XC2

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto 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
<b>1 Nessun rischio di corrosione o di attacco</b>		
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
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>		
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
<b>3 Corrosione indotta da cloruri</b>		
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
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>		
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
<b>5 Attacco di cicli gelo/disgelo</b>		
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
<b>6 Attacco chimico</b>		
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 6: *Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1*

## 1.6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 1.6.1 Struttura anni '60

Calcestruzzo impalcato: 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	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 3625\text{MPa}$
<u>Acciaio per armatura lenta equivalente a B450C</u>	
$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$	
$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$	
$E_s = 210000\text{MPa}$	
$u_s = 0.3$	

### 1.6.2 Primo allargo

#### Calcestruzzo per travi impalcato c.a.: C45/55

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	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} =$ 36416MPa

#### Acciaio per armatura lenta equivalente a B450C

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

## 1.7 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

### 1.7.1 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:  $\gamma = 20\text{kN/m}^3$

### 1.7.2 Terreno di fondazione

Tabella II: Indagini geognostiche di riferimento

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	0.0 progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT16	1999	18+325	48.80	15.00	-
COT25	1984	18+340	48.60	25.00	-
S52	1984	18+400	49.00	40.00	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);

CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Zw (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
48.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 10.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	10.00 ÷ 32.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI
	32.00 ÷ 40.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VII

Tabella IV: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E'$	$\sigma'_{pre}$	CR	RR	$C_v$	$C_u$	$E_u$
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20

**Tabella V: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')**

Descrizione	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E'$	$\sigma'_{pre}$	CR	RR	$C_v$	$C_u$	$E_u$
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

**Tabella VI: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A'')**

Descrizione	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E'$	$\sigma'_{pre}$	CR	RR	$C_v$	$C_u$	$E_u$
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	50+0.6*(Z-15)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	72 +2(z-15)	50

**Tabella VII: Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)**

Descrizione	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E'$	$\sigma'_{pre}$	CR	RR	$C_v$	$C_u$	$E_u$
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

$\gamma_t$	=peso di volume del terreno	CR	=angolo di resistenza al taglio
$c'$	=coesione efficace	RR	=modulo di elasticità
$\phi'$	=angolo di resistenza al taglio	$C_v$	=coeff. di consolidazione verticale
$E'$	=modulo di elasticità	$C_u$	=coesione non drenata
$\sigma'_{pre}$	=tensione di preconsolid	$E_u$	= mod di elasticità in condiz non drenate

## 1.8 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.

Coordinate nel sistema ED50: LON: 11.386 LAT: 44.499

### Sito in esame.

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

### Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16730

Sito 2 ID: 16731

Sito 3 ID: 16952

Sito 4 ID: 16953

### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente  $C_u$ : 2

### Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10 %
$T_R$ :	975 anni
$a_g$ :	0.214 g = 2.099 m/s <sup>2</sup>
$F_0$ :	2.433
$T_C^*$ :	0.315 s
$S_S$ : coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.60
$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica	1.00
$S = S_S \times S_T =$	1.60
$\beta_m$ : coefficiente di riduzione $a_g$	1.00
$a_{max}$	3.358 m/s <sup>2</sup>
$k_h$ : coefficiente sismico orizzontale	0.342
$k_v$ : coefficiente sismico verticale	± 0.171

## 1.9 SOFTWARE DI CALCOLO

L'analisi FEM dell'impalcato è condotta con il software **SAP2000 versione 15** prodotto dalla **CSI Computer & Structures inc.** L'accuratezza dei modelli e dei risultati è ampiamente dimostrata nei manuali a corredo del software.

È stata formulata dai produttori una serie completa di problemi e esempi progettati per testare i vari elementi e le funzionalità di analisi del programma. I risultati prodotti da SAP2000 sono stati confrontati con fonti indipendenti, ad esempio con i risultati eseguiti a mano, risultati teorici o pubblicati, o risultati ottenuti da altri programmi agli elementi finiti. Il confronto dei risultati è fornito sotto forma di tabella per ogni esempio.

Per i confronti sono previsti tre livelli di esito:

- esatto: Non c'è alcuna differenza tra i risultati ottenuti in SAP2000 e i risultati indipendenti entro la precisione del calcolo nel software e del calcolo indipendente;
- accettabile: il valore delle sollecitazioni o degli spostamenti ottenuti in SAP2000 non si differenzia per più del 5% dai risultati di confronto; per le tensioni interne il rapporto diventa del 10%;
- inaccettabile: i valori superano le soglie definite al punto precedente.

Negli esempi di confronto per gli elementi monodimensionali l'analisi ha condotto a risultati in molti casi esatti rispetto alle soluzioni indipendenti.

La precisione dei risultati ottenuti in SAP2000 per certe classi di esempi di strutture a telaio è dipesa dalla discretizzazione delle strutture stesse. In tali casi la precisione dei risultati aumenta all'aumentare della discretizzazione del modello. A corredo del software è fornita ampia documentazione in cui sono dettagliati tutti gli esempi e i risultati ottenuti.

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

Per l'analisi dei diaframmi si impiega il software di calcolo **Paratie Plus 2017** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus 2017 è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

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.

La verifica a mensola tozza del ritegno sismico trasversale è condotta con il programma **IS Mensola**, programma dedicato all'analisi di mensole tozze secondo l'Eurocodice 2, versione UNI EN 1992-1-1:2005 (6.2.2; 6.5; J.3). Il programma è prodotto e distribuito dalla Cdm Dolmen di Torino.

## 1.10 CONVENZIONI GENERALI

### 1.10.1 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.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

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

F<sub>x</sub>: azione assiale;  
 F<sub>y</sub> azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;  
 M<sub>z</sub> momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

## 2 IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI

### 2.1 ANALISI GLOBALE

Le analisi strutturali, a causa della diversa tipologia strutturale degli allargamenti nord e sud considera entrambi gli allargamenti.

Si considera la platea originaria degli anni '60 modellata a graticcio, e l'allargamento oggetto del presente progetto esecutivo. Per quanto concerne la spalla, data la quasi simmetria delle due è stata considerata solo quella lato Rimini i risultati del quale sono stati estesi alla spalla lato Bologna.

#### 2.1.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale è stato considerato in generale un modello ad elementi finiti che schematizza l'impalcato mediante un graticcio di travi dotate delle opportune inerzie in funzione della fase di carico.

In considerazione del giunto longitudinale presente in mezzzeria della struttura originaria (spartitraffico autostradale) si è modellata metà dell'intero impalcato.

Il modello è quindi composto da tre porzioni tra loro connesse:

- l'impalcato originario modellato a graticcio;
- l'allargamento in progetto che presenta 15 travi longitudinali e 2 elementi laterali a modellare il cordolo della FOA e l'elemento a sbalzo tra impalcato originario e allargamento in progetto.

Si riportano di seguito le immagini del modello analizzato:

- La prima mostra la struttura del modello, evidenziando lo schema dell'impalcato come graticcio di elementi "frame";
- La seconda riporta invece una vista estrusa del modello con la rappresentazione in verde delle travi dell'impalcato nuovo e in arancione di quelle che formano l'opera originale.

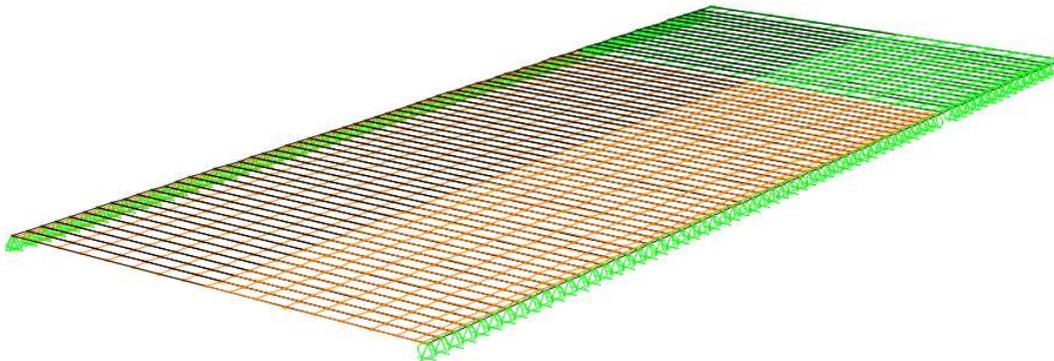


Figura 7: modello FEM

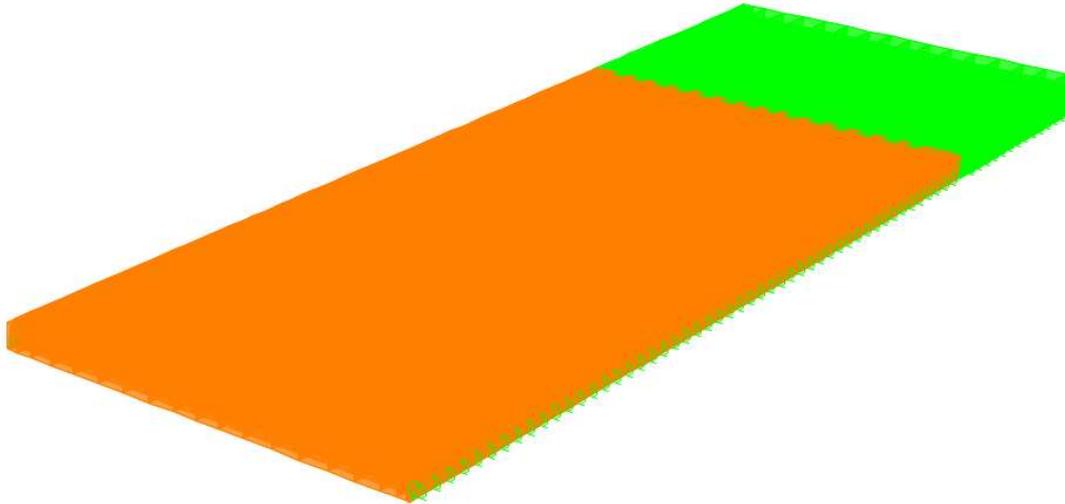


Figura 8: modello FEM "estruso"

### 2.1.2 Fasi di analisi

L'intervento di ampliamento strutturale sarà scandito da fasi di realizzazione costruttiva alle quali corrisponderanno anche fasi di analisi strutturale.

Le prime vanno ad indicare le modalità di realizzazione della struttura in ampliamento, mentre le seconde (basandosi sulle prime) definiscono le caratteristiche strutturali ed i carichi strutturali agenti.

Le caratteristiche geometrico - statiche delle sezioni reagenti di impalcato si differenziano in funzione delle fasi di costruzione.

Per la parte nuova (struttura a travi in c.a.p. accostate e soletta collaborante in opera) si terrà conto del succedersi delle seguenti 3 fasi di vita della struttura:

#### Fase 1

- posizionamento travi in c.a.p. accostate e getto della soletta collaborante in c.a.;
- sezione reagente: solo travi in c.a.p.;
- carichi agenti: peso proprio travi, peso proprio getto di completamento a fianco delle travi,
- peso proprio soletta.

#### Fase 2

- indurimento soletta gettata e solidarizzazione con le travi in c.a.p.;
- posa in opera/esecuzione di manto stradale, cordoli/marciapiedi, guardrail, parapetti, barriere fonoassorbenti (opere di arredo stradale);
- sezione reagente: travi in c.a.p + soletta collaborante;
- carichi agenti: sovraccarichi permanenti portati.

#### Fase 3

- vita in esercizio del ponte finito;
- sezione reagente: travi in c.a.p + soletta collaborante.

## **2.2 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE**

### **2.2.1 Descrizione generale**

Le sottostrutture appartenenti alla porzione di impalcato in ampliamento, spalle e pile (laddove presenti), 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 derivanti dall'impalcato e agenti direttamente sul paramento 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 allo spiccatto della fondazione per la verifica del paramento o della pila. Determina, altresì, le sollecitazioni risultanti nel baricentro della 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 del plinto di fondazione è condotta attraverso l'utilizzo di modelli di calcolo ad elementi finiti e/o fogli elettronici.

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

Qualora le spalle di uno stesso ampliamento o dei due ampliamenti, se presenti, posseggano caratteristiche geometriche (estensione, altezza e spessore del paramento; estensione, larghezza e spessore della fondazione) e strutturali (tipologia strutturale del paramento e degli elementi fondazionali) simili, l'analisi verrà condotta su un'unica spalla, quella con le sopra citate "condizioni al contorno" più sfavorevoli. In favore di sicurezza, tale spalla verrà considerata come "fissa", ovvero atta a portare le sollecitazioni orizzontali derivanti dall'impalcato. La scelta di procedere con l'analisi di un'unica spalla è giustificata da tabelle di confronto e convalidata, se fosse necessario, da calcoli semplificati riportati in allegato. Lo stesso criterio verrà adottato per le pile appartenenti a due differenti allargamenti della stessa opera.

L'impalcato possiede la schema statico di una trave a singola campata in semplice appoggio. Le analisi strutturali delle spalle sono condotte separatamente dall'analisi della sovrastruttura.

### **2.2.2 Sezioni di verifica**

Si considerano le seguenti sezioni di verifica:

- sezione di spiccatto del paramento, coincidente convenzionalmente con l'estradosso della fondazione;
- sezione di spiccatto del paraghiaia;
- sezioni di incastro del muro d'ala;
- sezioni di incastro delle mensole di fondazione.

### **2.2.3 Analisi delle condizioni statiche**

L'analisi in condizioni statiche delle spalle e delle pile è condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e nel cap.3 delle NTC2008.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nel cap.2 delle NTC2008, 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

- Combinazione STR

- Combinazione GEO

2) Stato Limite di Esercizio

- Combinazione Caratteristica o Rara

- Combinazione Frequente
- Combinazione Quasi Permanente

Per l'esame delle combinazioni di Stato Limite Ultimo prettamente geotecniche (GEO) si rimanda all'apposita relazione geotecnica della struttura in esame.

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.

### 2.2.4 Analisi delle condizioni sismiche

Per lo studio del comportamento della pila in fase sismica, si procede ad effettuare un'analisi statica equivalente.

L'input sismico è definito in base a quanto richiesto dalla vigente normativa italiana, così come di seguito riportato.

La definizione dello spettro è dettata dalla scelta di alcuni parametri che descrivono la tipologia dell'opera in esame (vita nominale  $V_N$  legata al tipo di costruzione e classe d'uso  $C_U$ ) e di altri che individuano la probabilità di superamento  $P_{VR}$  di un determinato livello di intensità sismica in un assegnato periodo di tempo  $V_R$ , vita di riferimento. L'intensità sismica viene specificata in termini di periodo medio di ritorno  $T_R$ , definito a sua volta in funzione di  $P_{VR}$  e  $V_R$ .

In fase di verifica si è fatto riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLU-SLV).

Di seguito si riportano i valori dei parametri sopra citati.

$V_N = 50$  anni (opere ordinarie)

$C_U = 2.0$  (classe IV)

$P_{VR} = 10\%$  (Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita – SLU-SLV)

$V_R = V_N \times C_U = 100$  anni

$T_R = 949$  anni

L'azione sismica viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito della costruzione, specificata in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale. I parametri locali di sito necessari per la costruzione delle forme spettrali risultano i seguenti:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al suolo;
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'amplificazione del moto sismico dipende, invece, dalla natura del terreno su cui poggia l'opera in esame.

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione.

Per il dimensionamento/verifica sia dell'elevazione che della fondazione delle pile si è optato per rimanere in campo elastico tramite l'assunzione di un coefficiente di struttura unitario ( $q = 1.0$ ).

L'analisi strutturale della spalla in condizioni sismiche è eseguita un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2008.

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  $\beta_m$  può assumere valore unitario.

La componente dinamica delle spinta del terreno a tergo della spalla è valutata in condizioni attive secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

### 2.2.5 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 pressoflessione e taglio del paramento e del plinto di fondazione delle spalle.

## 2.3 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Nei capitoli successivi si riportano l'analisi e le verifiche delle strutture in elevazione che riguardano l'ampliamento del sottovia oggetto della presente relazione di calcolo.

Sono altresì riportate l'analisi e le verifiche strutturali della porzione di struttura in elevazione originaria del sottovia e di quella che ha realizzato il primo ampliamento.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali ed il fattore di confidenza, dati di input per l'analisi della porzione esistente, sono definite al capitolo precedente della relazione di calcolo.

Per quanto riguarda la sovrastruttura, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta in cemento armato) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.

Per quanto riguarda le sottostrutture, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi ed a quanto effettuato per le strutture di nuova realizzazione. L'analisi è di tipo "bidimensionale" e riguarda ciascuna delle sezioni trasversali "tipiche" della spalla: struttura originaria e struttura del primo ampliamento. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (paramento e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa. Le verifiche strutturali e geotecniche sulle opere fondazionali indirette e le verifiche geotecniche sulle opere fondazionali dirette sono contenute in uno specifico elaborato di calcolo.

Qualora le verifiche non risultano soddisfatte, è presentato il progetto strutturale o geotecnico dell'intervento da eseguire.

## 2.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2008).

- 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:

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

## 2.5 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2008.

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 9: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2008)

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, 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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

*Figura 10: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinaizioni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2008)*

I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2008.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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 11: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2008)*

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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 $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Figura 12: Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2008)

### 3 ANALISI DEI CARICHI

#### 3.1 PREMESSA

Di seguito si riportano in dettaglio i vari contributi di carico considerati nell'analisi strutturale.

Per quanto riguarda i carichi agenti direttamente sull'impalcato, si specifica puntualmente il valore in riferimento alla fase di analisi trattata e della porzione di impalcato ineteressata (impalcato originario o porzione di impalcato di nuova realizzazione). Si riporta qui di seguito la descrizione sintetica della modellazione FEM dell'impalcato in oggetto.

	tipologia strutturale	modello FEM
impalcato originario	impalcato a piastra gettata in opera spessore 65 cm (da disegni progettuali originali)	a graticcio
allargamento in progetto	travi affiancate in cap sezione a T rovescia 50/20x50/20 con getto di completamento di 20 cm altezza finale impalcato 70 cm	a graticcio

#### 3.2 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 1

##### 3.2.1 Peso proprio delle travi di impalcato

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al loro peso specifico (vedi capitolo relativo alle "Caratteristiche dei materiali").

Il carico dovuto al peso proprio è stato inserito come carico esterno e non computato in automatico dal software.

Le sollecitazioni dovute al peso proprio dell'esistente che il modello FEM trasferisce anche sull'allargamento in progetto non sono considerate nella verifica dell'allargamento in quanto, all'atto pratico, già agenti totalmente sull'esistente.

La seguente tabella riporta i carichi unitari relativi alle diverse zone di impalcato.

	peso proprio struttura in fase finale		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
impalcato originario	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	$25 \times 0.65 = 16.25 \text{ kN/m}^2$
allargamento in progetto	esterno	distribuito su trave in semplice appoggio	tr. cap = $0.16 \times 25 = 4.0 \text{ kN/m}$ getto = $0.19 \times 25 = 4.75 \text{ kN/m}$

Considerando per le travi dell'allargamento in progetto uno schema di semplice appoggio con luce di 10.60 m, escludendo a favore di sicurezza il retrotrave (di circa 40 cm) nel calcolo del momento flettente e includendolo nel calcolo del taglio all'appoggio, si ottengono i seguenti valori caratteristici di sollecitazione:

$$M_{\max} = (4 + 4.75) \times 10.60^2 / 8 = 122.47 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = (4 + 4.75) \times (10.60 + 2 \times 0.40) / 2 = 49.87 \text{ kN}$$

### 3.2.2 Peso proprio della soletta in c.a.

Il peso proprio della soletta in c.a. gettata in opera (primo allargamento e allargamento in progetto) è funzione del peso specifico del calcestruzzo, pari a 25kN/m<sup>3</sup>, e dello spessore della soletta. Il carico distribuito è già definito nel paragrafo precedente.

## 3.3 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 2

### 3.3.1 Sovraccarichi permanenti

I sovraccarichi permanenti comprendono il peso proprio della pavimentazione stradale ( $\gamma = 22\text{kN/m}^3$ ) e il peso proprio dei cordoli in c.a. porta sicurvia. I carichi permanenti derivanti dall'installazione della barriera FOA sono trattati in un capitolo specifico. Lo spessore medio della pavimentazione è pari a 16 cm per il per allargamento in progetto. Per l'impalcato di primo impianto si uno spessore di circa 43 cm.

	pavimentazione		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
impalcato originario	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	22x0.43=9.46 kN/m <sup>2</sup>
allargamento in progetto	FEM	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	22x0.16=3.52 kN/m <sup>2</sup>

Sullo schema di semplice appoggio si hanno le seguenti sollecitazioni caratteristiche sulle travi in progetto (interasse travi pari a 50 cm):

$$M_{\max} = 0.5 \times 3.52 \times 10.60^2 / 8 = 24.7 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 0.5 \times 3.52 \times (10.60 + 2 \times 0.40) / 2 = 10.03 \text{ kN}$$

Il cordolo in c.a. su cui si innestano il sicurvia e la FOA interessa le 3 travi esterne dell'allargamento in progetto (4 travi nel modello FEM in quanto è presente un elemento che modella la parte finale dell'impalcato totaòmente gettata in opera). Presenta uno spessore di 34 cm per un carico pari a 25x0.34=8.5 kN/m<sup>2</sup>. A questo valore bisogna sottrarre il peso della pavimentazione (inserito per semplicità su tutto il nuovo allargamento) ottenendo un carico di 8.5-3.52=4.98 kN/m<sup>2</sup>.

	cordolo		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
<b>impalcato originario</b>	assente	assente	assente
<b>allargamento in progetto</b>	FEM (solo sulle 5 travi più esterne)	su superficie tipo "one way" a caricare gli elementi beam longitudinali	$25 \times 0.34 - 3.52 = 4.98 \text{ kN/m}^2$

L'azione del sicurvia è rappresentata da un carico uniformemente distribuito pari a 1.50 kN/m e insiste sulla terza trave dell'allargamento in progetto contata a partire dall'esterno dell'impalcato.

	sicurvia		
	carico su modello FEM o "esterno"	tipo carico	valore
<b>impalcato originario</b>	FEM (sull'elemento longitudinale su cui insiste)	distribuito su elemento	1.50 kN/m
<b>allargamento in progetto</b>	FEM (sull'elemento longitudinale su cui insiste)	distribuito su elemento	1.50 kN/m

### 3.3.2 Cedimenti vincolari

In considerazione dello schema di vincolo isostatico (appoggio-appoggio) dell'impalcato non vengono considerate azioni indotte da cedimenti vincolari.

### 3.3.3 Reologia calcestruzzo

Gli effetti del ritiro e della viscosità del calcestruzzo sono stati considerati sia per il calcolo delle cadute di tensione sui trefoli delle travi in c.a.p., sia per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dal ritiro differenziale trave-soletta e il conseguente dimensionamento del collegamento.

Per le calcolazioni relative agli effetti di ritiro e viscosità si è fatto riferimento alle indicazioni riportate sulle Norme tecniche per le Costruzioni (2008), sugli eurocodici (Appendice B EC 1992) e sulle normative CNR (10016-85).

Per le specifiche si rimanda ai paragrafi specifici riportati in seguito e relativi al dimensionamento dell'impalcato.

Si riportano i calcoli dei coefficienti di omogeneizzazione relativi all'azione del ritiro e all'azione del fluage.

**calcolo del coefficiente  $n_{\text{ritiro}}$**

**calcolo del coefficiente  $n_{\text{perm}}$**

UNI EN 1992-1-1:2005 - APPENDICE B			
$n_0$	6.2		
$f_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cm}$	43	N/mm <sup>2</sup>	
$h_0$	600	mm	
RH	80	%	
$t_0$	1	giorni	
$t$	18250	giorni	
$\beta(t_0)$	0.9091		
$\beta(f_{cm})$	2.5620		
$\alpha_1$	0.8658		
$\alpha_2$	0.9597		
$\alpha_3$	0.9022		
$\varphi_{RH}$	1.1970		
$\beta_h$	1353.291		
$\varphi_0$	2.79		
$\beta_c(t, t_0)$	0.9788		
$\varphi(t, t_0)$	2.73		
$n_{ritiro}$	15.7		
$\varphi(\infty, t_0)$	2.78		

UNI EN 1992-1-1:2005 - APPENDICE B			
$n_0$	6.2		
$f_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cm}$	43	N/mm <sup>2</sup>	
$h_0$	600	mm	
RH	80	%	
$t_0$	7	giorni	
$t$	18250	giorni	
$\beta(t_0)$	0.6346		
$\beta(f_{cm})$	2.5620		
$\alpha_1$	0.8658		
$\alpha_2$	0.9597		
$\alpha_3$	0.9022		
$\varphi_{RH}$	1.1970		
$\beta_h$	1353.291		
$\varphi_0$	1.95		
$\beta_c(t, t_0)$	0.9788		
$\varphi(t, t_0)$	1.90		
$n_{perm}$	19.2		
$\varphi(\infty, t_0)$	1.94		

### 3.4 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO IN FASE 3

#### 3.4.1 Variazioni termiche

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5 / NTC2008 – cap.3.5, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo. Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$T_{min} = -15 \text{ °C}$

$T_{max} = 45 \text{ °C}$

##### 3.4.1.1 Variazioni termiche uniformi ( $\Delta t_N$ )

Si assume che le strutture dell'impalcato siano soggette alla dilatazione:  $\Delta T = \pm 15^\circ$ . Il valore di calcolo per giunti e appoggi vale invece:  $\Delta T = \pm 30^\circ$ .

##### 3.4.1.2 Variazioni termiche lineari ( $\Delta t_M$ )

Si riportano le tabelle 6.1 e 6.2 tratte dall'EN 1991-1-5 relativa ai gradienti termici da utilizzare nei calcoli. Nel caso in oggetto, considerando i valori di  $k_{sur}$  relativi a uno spessore di superficie pari a 100 mm, si ha:

- estradosso più caldo dell'intradosso  $\rightarrow \Delta T_{M,heat} = 15 \times 0.7 = 10 \text{ °C}$
- intradosso più caldo dell'estradosso  $\rightarrow \Delta T_{M,cool} = 8 \times 1 = 8 \text{ °C}$

Si assume a favore di sicurezza un unico valore del gradiente  $\Delta T$  pari a  $\pm 10^\circ\text{C}$ .

**Table 6.1: Recommended values of linear temperature difference component for different types of bridge decks for road, foot and railway bridges**

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.  
 NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor  $k_{sur}$ . Recommended values for the factor  $k_{sur}$  is given in Table 6.2.

**Table 6.2: Recommended values of  $k_{sur}$  to account for different surfacing thickness**

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

<sup>1)</sup> These values represent upper bound values for dark colour

### 3.4.2 Azione del vento

L'azione del vento è trattata nel capitolo inerente alle reazioni al piede delle barriere FOA al quale si rimanda per le varie specifiche.

### 3.4.3 Azione variabili da traffico

#### 3.4.3.1 Carichi mobili

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2 capp.4/5 / NTC2008 cap. 5.1.3.3.5, con riferimento a ponti di I categoria.

Per le verifiche globali e locali dell'impalcato, si considera lo Schema di Carico n.1 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.

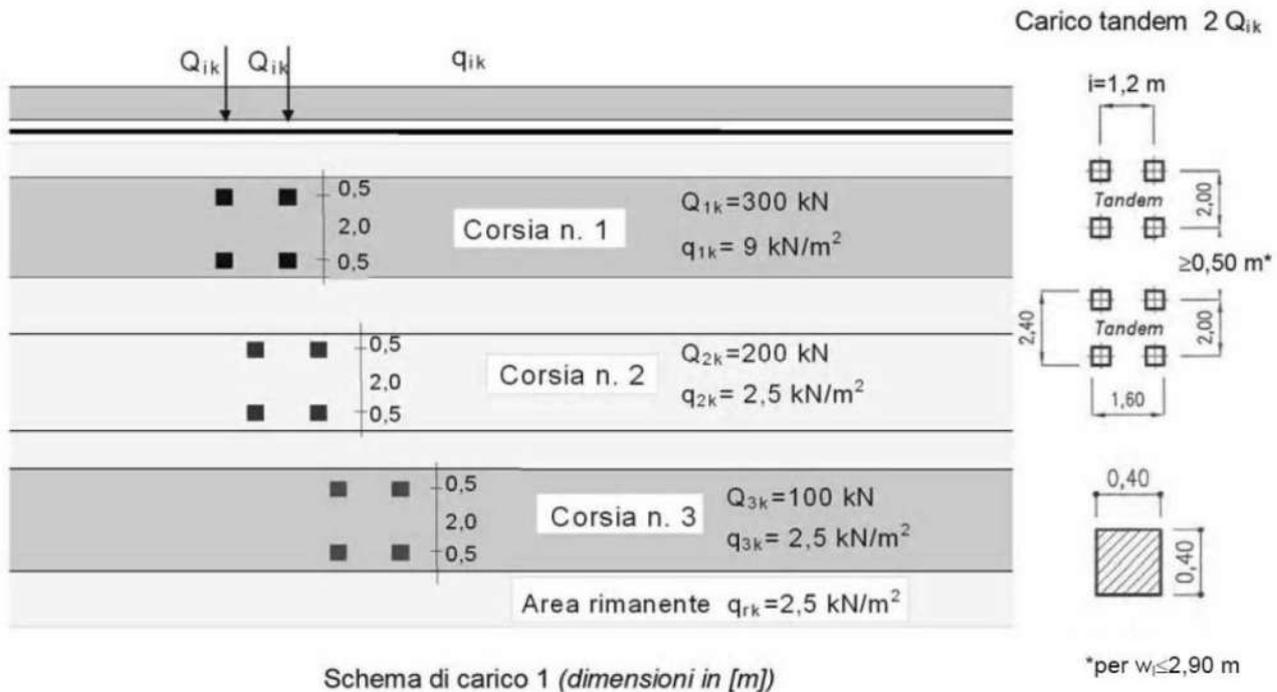


Figura 13: Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2008)

Le intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie vengono riassunti 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 <sup>2</sup> ]
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 14: Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2008)

Lo studio delle superfici di influenza viene finalizzato all'ottenimento delle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima azione verticale su ciascun sostegno;
- massimo e minimo momento flettente longitudinale su tutte le sezioni di inizio e fine concio, sulle sezioni di attacco dei traversi e sulle sezioni di mezzeria campata e asse appoggi.

Le disposizioni trasversali di carico sulla carreggiata dell'impalcato sono riconducibili, in funzione della larghezza effettiva della carreggiata, alle configurazioni riportate nella figura seguente. Lo studio delle superfici di influenza viene finalizzato all'ottenimento delle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima azione verticale su ciascun sostegno;
- massimo e minimo momento flettente longitudinale su tutte le sezioni di inizio e fine concio, sulle sezioni di attacco dei traversi e sulle sezioni di mezzeria campata e asse appoggi.

Le disposizioni trasversali di carico sulla carreggiata dell'impalcato sono riconducibili, in funzione della larghezza effettiva della carreggiata, alle configurazioni riportate nella figura seguente.

DISPOSIZIONE I.I

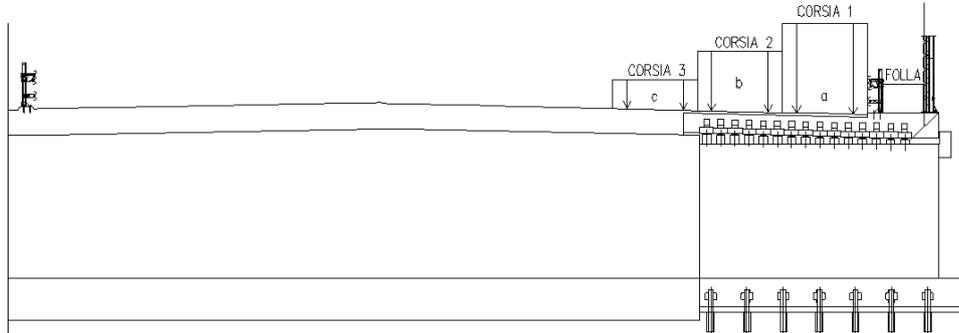


Figura 15: disposizione I.I

DISPOSIZIONE I.II

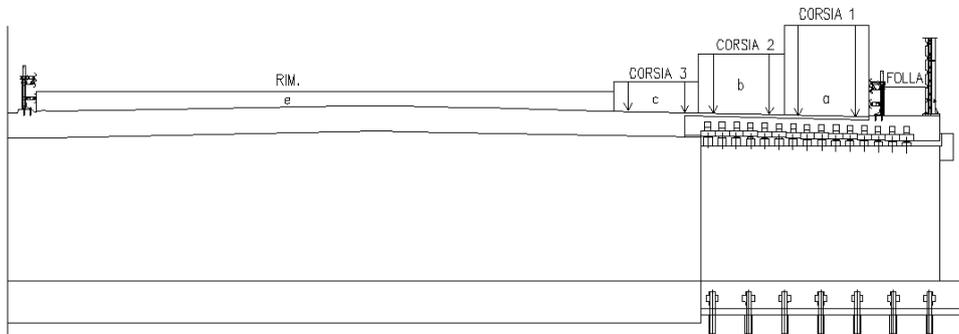


Figura 16: disposizione I.II

DISPOSIZIONE III.I

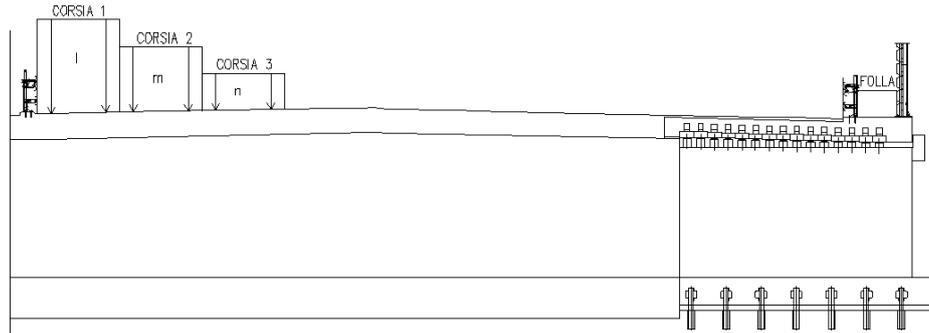


Figura 17: disposizione III.I

DISPOSIZIONE III.II

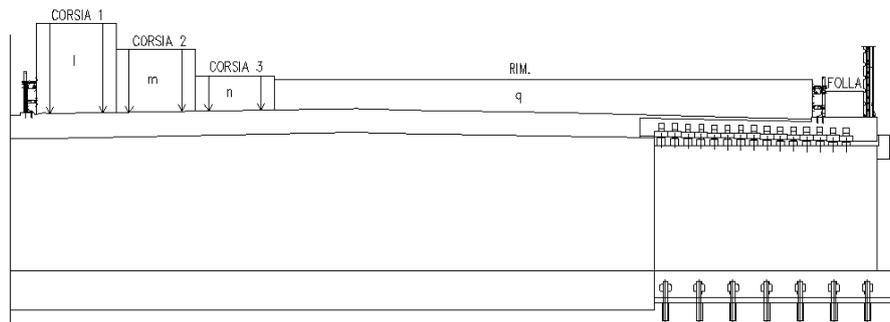


Figura 18: disposizione III.II

A ogni stesa di carico  $q_{ik}$  è associata una delle seguenti lettere: a, b, c, e, l, m, n, q. A ogni stesa  $q_{ik}$  sono associati i carichi tandem in 3 differenti posizioni (a massimizzare i tagli in corrispondenza delle due spalle e i momenti in mezzeria) denominati con la lettera che definisce la stesa a cui sono associati e un numero che ne definisce la posizione. Ad esempio la disposizione III.II presenta “n1” associata a “n” del valore relativo alla corsia 3, “m1” associato a “m” del valore relativo alla corsia 2 e “l1” associato a “l” del valore relativo alla corsia 1. Questo per la posizione 1. Lo stesso viene ripetuto per le posizioni 2 e 3. A ogni stesa relativa alla corsia 1, quindi nell’esempio della disposizione III.II relativa alla stesa “l”, si associa un’azione “lf” di frenamento (definita nel paragrafo seguente). Tutte le singole azioni sono inserite separatamente come “load patterns” e poi combinate nei “load case” secondo la combinazione tipo 1 e la combinazione tipo 2a.

### 3.4.3.2 Azioni di frenatura

Per il calcolo delle azioni di frenatura, si fa riferimento a EN1991-2 cap.4.4.1(1) / NTC2008 cap.5.3.1.5.

Si ottiene un’azione di:

$$q_3 = 0.6 \times 600 + 0.10 \times 9 \times 3 \times 11.4 = 360 + 38.61 = 391 \text{ kN}$$

A ogni spalla si assegna il 50% quindi un’azione pari a 196 kN.

Il contributo agente sulle corsie di marcia lente verrà in ogni caso distribuito uniformemente sulle travi di competenza.

### 3.4.3.3 Azione centrifuga

L’azione centrifuga non viene considerata essendo il tratto in rettilineo.

### 3.4.3.4 Gruppi di carico

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

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3ª categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

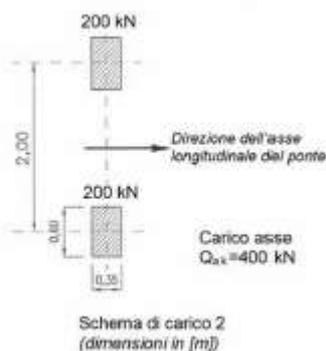
Figura 3-19. Valori caratteristici

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 ( $0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}$ ) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

### 3.4.3.5 Schemi di carico per verifiche locali

Per verifiche locali sugli elementi strutturali costituenti l'impalcato, si adotta lo “Schema di carico 2” previsto al punto 5.1.3.3.3 delle NTC2008 (“Schema di carico 2”) costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato nella figura seguente.



*Figura 3-20. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2008)*

Questo schema è considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una ingola ruota di 200 kN.

Nel progetto dell'impalcato è considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvias si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvias stesso e disposto nella posizione più gravosa (cap.5.1.3.10 delle NTC2008).

### 3.4.4 Resistenze parassite dei vincoli

La resistenze passive dei vincoli sono assunte pari al 5% degli scarichi permanenti.

## 3.5 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

### 3.5.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al peso specifico del calcestruzzo ( $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ ).

### 3.5.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considera come carico permanente non strutturale il peso proprio del terreno di zavorra disposto sulla retrozattera.

### 3.5.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno di rilevato agente a tergo delle spalle è valutata tramite:

- coefficiente di spinta a riposo:  $k_0 = 1 - \sin\varphi'$  nel caso di fondazione indirette;
- coefficiente di spinta attiva:  $k_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$  nel caso di fondazione diretta.

Come meglio descritto nella relazione geotecnica, le verifiche di sicurezza della fondazione, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.2.3 delle NTC2008. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo del presente elaborato, il valore dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  è da intendersi, dunque, come caratteristico.

### 3.5.4 Sovraccarico accidentale

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo delle spalle pari a:

$$q = 20\text{kN/m}^2$$

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

- coefficiente di spinta a riposo:  $k_0 = 1 - \sin\varphi'$  nel caso di fondazione indirette;
- coefficiente di spinta attiva:  $k_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$  nel caso di fondazione diretta.

## 3.6 AZIONE SISMICA

Per la definizione dei parametri sismici, il calcolo dell'azione sismica e le modalità di analisi sui diversi elementi strutturali che costituiscono l'opera (impalcato, spalle e pile), si rimanda ai capitoli precedenti.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Si considera, invece, lo Stato Limite di Danno (SLD) per la valutazione degli spostamenti e per il calcolo delle escursioni massime ammissibili in corrispondenza dei giunti e dispositivi di appoggio.

La componente sismica verticale non è considerata non essendo presenti elementi sensibili a tale sollecitazione.

### 3.7 CARICHI SU BARRIERE FOA

Di seguito sono specificati i carichi agenti sulle barriere FOA. La tabella riporta le sollecitazioni ai piedi dei montanti. Nei calcoli si considera un interasse di 3 m e un numero di montanti totale, calcolato a favore di sicurezza, pari a 4.

FOA TIPO 6 - H=6.50+5.50m (sollecitazioni per montanti tratto CORREI)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1: Peso proprio strutturale		19.9				15.5
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		31.3				27.9
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-52.2	13.6				292.6
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	53.0	-17.3				-326.8
5: Neve		7.0				15.3
6: Pressione dinamica veicolare	35.7	-11.7				-220.2
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15.0	0.0				-22.5

#### 3.7.1 Peso proprio strutturale

Si applica (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = (19.9+31.3) \times 4 / 10.6 = 19.3 \text{ kN/m}$$

#### 3.7.2 Vento

A favore di sicurezza si applica sia nel caso di vento positivo che nel caso di vento negativo la condizione riportata in tabella come "Vento X-" presa di volta in volta con segno positivo o negativo a seconda della combinazione considerata.

Si applicano (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto tre carichi distribuiti pari a:

$$q_{\text{vert}} = 17.3 \times 4 / 10.6 = 6.53 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{orizz}} = 53 \times 4 / 10.6 = 20 \text{ kN/m}$$

$$m = 326.8 \times 4 / 10.6 = 123.32 \text{ kNm/m}$$

#### 3.7.3 Pressione dinamica veicolare

Si applicano (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto tre carichi distribuiti pari a:

$$q_{\text{vert}} = 11.7 \times 4 / 10.6 = 4.41 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{orizz}} = 35.7 \times 4 / 10.6 = 13.47 \text{ kN/m}$$

$$m = 220.2 \times 4 / 10.6 = 83.09 \text{ kNm/m}$$

### 3.7.4 Pressione dinamica da rimozione neve

Si applicano (sul modello FEM) sull'elemento estremo dell'allargamento in oggetto due carichi distribuiti pari a:

$$q_{\text{orizz}} = 15 \times 4 / 10.6 = 5.67 \text{ kN/m}$$

$$m = 22.5 \times 4 / 10.6 = 8.49 \text{ kNm/m}$$

## 4 ANALISI IMPALCATO

I carichi analizzati nei paragrafi precedenti sono stati assegnati al modello in SAP2000, attribuendoli opportunamente agli elementi “frame” che schematizzano travi, traversi e soletta.

L'analisi strutturale dell'impalcato viene effettuata con riferimento alle rigidezze elastiche “uncracked”.

In SAP2000 sono state puntualmente definite le combinazioni di carico, utilizzando gli adeguati coefficienti  $\gamma$  e  $\Psi$ . Sono state definite anche delle combinazioni involuppo per ogni tipologia di combinazione, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante V e del momento flettente M per ciascun elemento del modello.

### 4.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Alle verifiche condotte sugli elementi si premettono le indicazioni dei “load cases” e delle “load combinations” inserite nel modello SAP2000 e utilizzate nel corso delle analisi dell'impalcato, al fine di una piena comprensione del proseguo della relazione. Le “load cases” sono combinazioni intermedie utili a definire casi di carico composti da differenti “load patterns” come accade per i carichi da traffico. Le “load combinations” sono le combinazioni di carico su cui si eseguono le verifiche nelle opportune fasi.

**TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments**

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
new jersey	Load pattern	new jersey	1
sicurvia	Load pattern	sicurvia	1
FOA	Load pattern	FOA	1
folla	Load pattern	folla	1
temp unif	Load pattern	temp unif	1
temp grad	Load pattern	temp grad	1
ritiro	Load pattern	ritiro	1
vento	Load pattern	vento	1
pav. imp. orig.	Load pattern	pav. imp. orig.	1
pav. imp. I all.	Load pattern	pav. imp. I all.	1
pav. imp. II all.	Load pattern	pav. imp. II all.	1
pp imp. orig.	Load pattern	pp imp. orig.	1
pp imp. I all.	Load pattern	pp imp. I all.	1
cordolo	Load pattern	cordolo	1
pp II all. travi	Load pattern	pp II all. travi	1
pp II all. getto	Load pattern	pp II all. getto	1
a	Load pattern	a	1
b	Load pattern	b	1
c	Load pattern	c	1
e	Load pattern	e	1
l	Load pattern	l	1
m	Load pattern	m	1
n	Load pattern	n	1
q	Load pattern	q	1
a1	Load pattern	a1	1

a2	Load pattern	a2	1
a3	Load pattern	a3	1
b1	Load pattern	b1	1
b2	Load pattern	b2	1
b3	Load pattern	b3	1
c1	Load pattern	c1	1
c2	Load pattern	c2	1
c3	Load pattern	c3	1
l1	Load pattern	l1	1
l2	Load pattern	l2	1
l3	Load pattern	l3	1
m1	Load pattern	m1	1
m2	Load pattern	m2	1
m3	Load pattern	m3	1
n1	Load pattern	n1	1
n2	Load pattern	n2	1
n3	Load pattern	n3	1
I.I 1	Load pattern	a	1
I.I 1	Load pattern	a1	1
I.I 1	Load pattern	b	1
I.I 1	Load pattern	b1	1
I.I 1	Load pattern	c	1
I.I 1	Load pattern	c1	1
I.I 1	Load pattern	folia	1
I.I 1	Load pattern	d	1
I.I 2	Load pattern	a	1
I.I 2	Load pattern	a2	1
I.I 2	Load pattern	b	1
I.I 2	Load pattern	b2	1
I.I 2	Load pattern	c	1
I.I 2	Load pattern	c2	1
I.I 2	Load pattern	folia	1
I.I 2	Load pattern	d	1
I.I 3	Load pattern	a	1
I.I 3	Load pattern	a3	1
I.I 3	Load pattern	b	1
I.I 3	Load pattern	b3	1
I.I 3	Load pattern	c	1
I.I 3	Load pattern	c3	1
I.I 3	Load pattern	d	1
I.I 3	Load pattern	folia	1
I.II 1	Load pattern	a	1
I.II 1	Load pattern	a1	1
I.II 1	Load pattern	b	1

I.II 1	Load pattern	b1	1
I.II 1	Load pattern	c	1
I.II 1	Load pattern	c1	1
I.II 1	Load pattern	d	1
I.II 1	Load pattern	e	1
I.II 1	Load pattern	folia	1
I.II 2	Load pattern	a	1
I.II 2	Load pattern	a2	1
I.II 2	Load pattern	b	1
I.II 2	Load pattern	b2	1
I.II 2	Load pattern	c	1
I.II 2	Load pattern	c2	1
I.II 2	Load pattern	d	1
I.II 2	Load pattern	e	1
I.II 2	Load pattern	folia	1
I.II 3	Load pattern	a	1
I.II 3	Load pattern	a3	1
I.II 3	Load pattern	b	1
I.II 3	Load pattern	b3	1
I.II 3	Load pattern	c	1
I.II 3	Load pattern	c3	1
I.II 3	Load pattern	d	1
I.II 3	Load pattern	e	1
I.II 3	Load pattern	folia	1
III.I 1	Load pattern	l	1
III.I 1	Load pattern	l1	1
III.I 1	Load pattern	m	1
III.I 1	Load pattern	m1	1
III.I 1	Load pattern	n	1
III.I 1	Load pattern	n1	1
III.I 1	Load pattern	p	1
III.I 1	Load pattern	folia	1
III.I 2	Load pattern	folia	1
III.I 2	Load pattern	l	1
III.I 2	Load pattern	l2	1
III.I 2	Load pattern	m	1
III.I 2	Load pattern	m2	1
III.I 2	Load pattern	n	1
III.I 2	Load pattern	n2	1
III.I 2	Load pattern	p	1
III.I 3	Load pattern	folia	1
III.I 3	Load pattern	l	1
III.I 3	Load pattern	l3	1
III.I 3	Load pattern	m	1

III.I 3	Load pattern	m3	1
III.I 3	Load pattern	n	1
III.I 3	Load pattern	n3	1
III.I 3	Load pattern	p	1
III.II 1	Load pattern	folia	1
III.II 1	Load pattern	l	1
III.II 1	Load pattern	l1	1
III.II 1	Load pattern	m	1
III.II 1	Load pattern	m1	1
III.II 1	Load pattern	n	1
III.II 1	Load pattern	n1	1
III.II 1	Load pattern	p	1
III.II 1	Load pattern	q	1
III.II 2	Load pattern	folia	1
III.II 2	Load pattern	l	1
III.II 2	Load pattern	l2	1
III.II 2	Load pattern	m	1
III.II 2	Load pattern	m2	1
III.II 2	Load pattern	n	1
III.II 2	Load pattern	n2	1
III.II 2	Load pattern	p	1
III.II 2	Load pattern	q	1
III.II 3	Load pattern	folia	1
III.II 3	Load pattern	l	1
III.II 3	Load pattern	l3	1
III.II 3	Load pattern	m	1
III.II 3	Load pattern	m3	1
III.II 3	Load pattern	n	1
III.II 3	Load pattern	n3	1
III.II 3	Load pattern	p	1
III.II 3	Load pattern	q	1
af	Load pattern	af	1
lf	Load pattern	lf	1
I.I 1-1 2a	Load pattern	a	0.4
I.I 1-1 2a	Load pattern	a1	0.75
I.I 1-1 2a	Load pattern	b	0.4
I.I 1-1 2a	Load pattern	b1	0.75
I.I 1-1 2a	Load pattern	c	0.4
I.I 1-1 2a	Load pattern	c1	0.75
I.I 1-1 2a	Load pattern	d	0.4
I.I 1-1 2a	Load pattern	af	0.5
I.I 2-1 2a	Load pattern	a	0.4
I.I 2-1 2a	Load pattern	a2	0.75
I.I 2-1 2a	Load pattern	b	0.4

I.I 2-1 2a	Load pattern	b2	0.75
I.I 2-1 2a	Load pattern	c	0.4
I.I 2-1 2a	Load pattern	c2	0.75
I.I 2-1 2a	Load pattern	d	0.4
I.I 2-1 2a	Load pattern	af	0.5
I.I 3-1 2a	Load pattern	a	0.4
I.I 3-1 2a	Load pattern	a3	0.75
I.I 3-1 2a	Load pattern	b	0.4
I.I 3-1 2a	Load pattern	b3	0.75
I.I 3-1 2a	Load pattern	c	0.4
I.I 3-1 2a	Load pattern	c3	0.75
I.I 3-1 2a	Load pattern	d	0.4
I.I 3-1 2a	Load pattern	af	0.5
I.II 1-1 2a	Load pattern	a	0.4
I.II 1-1 2a	Load pattern	a1	0.75
I.II 1-1 2a	Load pattern	b	0.4
I.II 1-1 2a	Load pattern	b1	0.75
I.II 1-1 2a	Load pattern	c	0.4
I.II 1-1 2a	Load pattern	c1	0.75
I.II 1-1 2a	Load pattern	d	0.4
I.II 1-1 2a	Load pattern	e	0.4
I.II 1-1 2a	Load pattern	af	0.5
I.II 2-1 2a	Load pattern	a	0.4
I.II 2-1 2a	Load pattern	a2	0.75
I.II 2-1 2a	Load pattern	b	0.4
I.II 2-1 2a	Load pattern	b2	0.75
I.II 2-1 2a	Load pattern	c	0.4
I.II 2-1 2a	Load pattern	c2	0.75
I.II 2-1 2a	Load pattern	d	0.4
I.II 2-1 2a	Load pattern	e	0.4
I.II 2-1 2a	Load pattern	af	0.5
I.II 3-1 2a	Load pattern	a	0.4
I.II 3-1 2a	Load pattern	a3	0.75
I.II 3-1 2a	Load pattern	b	0.4
I.II 3-1 2a	Load pattern	b3	0.75
I.II 3-1 2a	Load pattern	c	0.4
I.II 3-1 2a	Load pattern	c3	0.75
I.II 3-1 2a	Load pattern	d	0.4
I.II 3-1 2a	Load pattern	e	0.4
I.II 3-1 2a	Load pattern	af	0.5
III.I 1-1 2a	Load pattern	l	0.4
III.I 1-1 2a	Load pattern	l1	0.75
III.I 1-1 2a	Load pattern	m	0.4
III.I 1-1 2a	Load pattern	m1	0.75

III.I 1-1 2a	Load pattern	n	0.4
III.I 1-1 2a	Load pattern	n1	0.75
III.I 1-1 2a	Load pattern	p	0.4
III.I 1-1 2a	Load pattern	lf	0.5
III.I 2-1 2a	Load pattern	l	0.4
III.I 2-1 2a	Load pattern	l2	0.75
III.I 2-1 2a	Load pattern	m	0.4
III.I 2-1 2a	Load pattern	m2	0.75
III.I 2-1 2a	Load pattern	n	0.4
III.I 2-1 2a	Load pattern	n2	0.75
III.I 2-1 2a	Load pattern	p	0.4
III.I 2-1 2a	Load pattern	lf	0.5
III.I 3-1 2a	Load pattern	l	0.4
III.I 3-1 2a	Load pattern	l3	0.75
III.I 3-1 2a	Load pattern	m	0.4
III.I 3-1 2a	Load pattern	m3	0.75
III.I 3-1 2a	Load pattern	n	0.4
III.I 3-1 2a	Load pattern	n3	0.75
III.I 3-1 2a	Load pattern	p	0.4
III.I 3-1 2a	Load pattern	lf	0.5
res. par. vinc.	Load pattern	res. par. vinc.	1
III.II 1-1 2a	Load pattern	l	0.4
III.II 1-1 2a	Load pattern	l1	0.75
III.II 1-1 2a	Load pattern	m	0.4
III.II 1-1 2a	Load pattern	m1	0.75
III.II 1-1 2a	Load pattern	n	0.4
III.II 1-1 2a	Load pattern	n1	0.75
III.II 1-1 2a	Load pattern	p	0.4
III.II 1-1 2a	Load pattern	q	0.4
III.II 1-1 2a	Load pattern	lf	1
III.II 2-1 2a	Load pattern	l	0.4
III.II 2-1 2a	Load pattern	l2	0.75
III.II 2-1 2a	Load pattern	m	0.4
III.II 2-1 2a	Load pattern	m2	0.75
III.II 2-1 2a	Load pattern	n	0.4
III.II 2-1 2a	Load pattern	n2	0.75
III.II 2-1 2a	Load pattern	p	0.4
III.II 2-1 2a	Load pattern	q	0.4
III.II 2-1 2a	Load pattern	lf	1
III.II 3-1 2a	Load pattern	l	0.4
III.II 3-1 2a	Load pattern	l3	0.75
III.II 3-1 2a	Load pattern	m	0.4
III.II 3-1 2a	Load pattern	m3	0.75
III.II 3-1 2a	Load pattern	n	0.4

III.II 3-1 2a	Load pattern	n3	0.75
III.II 3-1 2a	Load pattern	p	0.4
III.II 3-1 2a	Load pattern	q	0.4
III.II 3-1 2a	Load pattern	lf	1
press. din. veic.	Load pattern	press. din. veic.	1
neve	Load pattern	neve	1

**TABLE: Combination Definitions**

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
permanenti caratteristici	Linear Add	Linear Static	cordolo	1
permanenti caratteristici		Linear Static	FOA	1
permanenti caratteristici		Linear Static	new jersey	1
permanenti caratteristici		Linear Static	pav. imp. I all.	1
permanenti caratteristici		Linear Static	pav. imp. II all.	1
permanenti caratteristici		Linear Static	pav. imp. orig.	1
permanenti caratteristici		Linear Static	sicurvia	1
inv. mobili car. x SLU 1	Envelope	Linear Static	I.I 1	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	I.I 2	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	I.I 3	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	I.II 1	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	I.II 2	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	I.II 3	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	III.I 1	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	III.I 2	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	III.I 3	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	III.II 1	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	III.II 2	1
inv. mobili car. x SLU 1		Linear Static	III.II 3	1
pp caratt. imp. orig + I all.	Linear Add	Linear Static	pp imp. I all.	1
pp caratt. imp. orig + I all.		Linear Static	pp imp. orig.	1
SLU1 V+ no getto	Linear Add	Response	permanenti caratteristici	1.5
SLU1 V+ no getto		Response		
SLU1 V+ no getto		Combo	inv. mobili car. x SLU 1	1.35
SLU1 V+ no getto		Linear Static	vento	0.9
SLU1 V+ no getto		Response	pp caratt. imp. orig + I all.	1.35
SLU1 V+ no getto		Combo		
SLU1 V+ no getto		Linear Static	pp II all. travi	1.35
SLU1 V+ no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1.35
SLU1 V- no getto	Linear Add	Response	permanenti caratteristici	1.5
SLU1 V- no getto		Response		
SLU1 V- no getto		Combo	inv. mobili car. x SLU 1	1.35
SLU1 V- no getto		Linear Static	vento	-0.9
SLU1 V- no getto		Response	pp caratt. imp. orig + I	1.35

		Combo	all.	
SLU1 V- no getto		Linear Static	pp II all. travi	1.35
SLU1 V- no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1.35
SLU1 V- no getto		Linear Static	press. din. veic.	1.35
inv. mobili car. x SLU 2a	Envelope	Linear Static	I.I 1-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	I.I 2-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	I.I 3-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	I.II 1-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	I.II 2-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	I.II 3-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	III.I 1-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	III.I 2-1 2a	1
inv. mobili car. x SLU 2a		Linear Static	III.I 3-1 2a	1
SLU2a V+ no getto	Linear Add	Response	permanenti	
		Combo	caratteristici	1.5
SLU2a V+ no getto		Response		
SLU2a V+ no getto		Combo	inv. mobili car. x SLU 2a	1.35
SLU2a V+ no getto		Linear Static	vento	0.9
		Response	pp caratt. imp. orig + I	
SLU2a V+ no getto		Combo	all.	1.35
SLU2a V+ no getto		Linear Static	pp II all. travi	1.35
SLU2a V+ no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1.35
		Response	permanenti	
SLU2a V- no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1.5
		Response		
SLU2a V- no getto		Combo	inv. mobili car. x SLU 2a	1.35
SLU2a V- no getto		Linear Static	vento	-0.9
		Response	pp caratt. imp. orig + I	
SLU2a V- no getto		Combo	all.	1.35
SLU2a V- no getto		Linear Static	pp II all. travi	1.35
SLU2a V- no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1.35
SLU2a V- no getto		Linear Static	press. din. veic.	0.4
		Response		
SLU inviluppo	Envelope	Combo	SLU1 V- no getto	1
		Response		
SLU inviluppo		Combo	SLU1 V+ no getto	1
		Response		
SLU inviluppo		Combo	SLU2a V- no getto	1
		Response		
SLU inviluppo		Combo	SLU2a V+ no getto	1
		Response	permanenti	
RARA1 V+ no getto	Linear Add	Combo	caratteristici	1
		Response		
RARA1 V+ no getto		Combo	inv. mobili car. x SLU 1	1
RARA1 V+ no getto		Linear Static	vento	0.6
		Response	pp caratt. imp. orig + I	
RARA1 V+ no getto		Combo	all.	1
RARA1 V+ no getto		Linear Static	pp II all. travi	1
RARA1 V+ no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1

RARA1 V- no getto	Linear Add	Response Combo	permanenti caratteristici	1
RARA1 V- no getto		Response Combo		
RARA1 V- no getto		Linear Static	vento	-0.6
RARA1 V- no getto		Response Combo	pp caratt. imp. orig + I all.	1
RARA1 V- no getto		Linear Static	pp II all. travi	1
RARA1 V- no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1
RARA1 V- no getto		Linear Static	press. din. veic.	1
RARA2a V+ no getto	Linear Add	Response Combo	permanenti caratteristici	1
RARA2a V+ no getto		Response Combo		
RARA2a V+ no getto		Linear Static	vento	0.6
RARA2a V+ no getto		Response Combo	pp caratt. imp. orig + I all.	1
RARA2a V+ no getto		Linear Static	pp II all. travi	1
RARA2a V+ no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1
RARA2a V- no getto	Linear Add	Response Combo	permanenti caratteristici	1
RARA2a V- no getto		Response Combo		
RARA2a V- no getto		Linear Static	vento	-0.6
RARA2a V- no getto		Response Combo	pp caratt. imp. orig + I all.	1
RARA2a V- no getto		Linear Static	pp II all. travi	1
RARA2a V- no getto		Linear Static	res. par. vinc.	1
RARA2a V- no getto		Linear Static	press. din. veic.	0.4
FREQ V+ no getto	Linear Add	Response Combo	permanenti caratteristici	1
FREQ V+ no getto		Response Combo		
FREQ V+ no getto		Response Combo	inv. mobili car. x SLU 2a pp caratt. imp. orig + I all.	1
FREQ V+ no getto		Linear Static	pp II all. travi	1
FREQ V+ no getto		Linear Static	res. par. vinc.	0.75
FREQ V+ no getto		Linear Static	folla	0.75
FREQ V- no getto	Linear Add	Response Combo	permanenti caratteristici	1
FREQ V- no getto		Response Combo		
FREQ V- no getto		Response Combo	inv. mobili car. x SLU 2a pp caratt. imp. orig + I all.	1
FREQ V- no getto		Linear Static	pp II all. travi	1
FREQ V- no getto		Linear Static	res. par. vinc.	0.75
FREQ V- no getto		Linear Static	folla	0.75
FREQ V- no getto		Linear Static	press. din. veic.	0.4
Q.P. no getto	Linear Add	Response Combo	permanenti caratteristici	1

Q.P. no getto		Response	pp caratt. imp. orig + l	
Q.P. no getto		Combo	all.	1
Q.P. no getto		Linear Static	pp ll all. travi	1
RARA inviluppo	Envelope	Response		
RARA inviluppo		Combo	RARA1 V- no getto	1
RARA inviluppo		Response		
RARA inviluppo		Combo	RARA1 V+ no getto	1
RARA inviluppo		Response		
RARA inviluppo		Combo	RARA2a V- no getto	1
RARA inviluppo		Response		
RARA inviluppo		Combo	RARA2a V+ no getto	1
FREQ inviluppo	Envelope	Response		
FREQ inviluppo		Combo	FREQ V- no getto	1
FREQ inviluppo		Response		
FREQ inviluppo		Combo	FREQ V+ no getto	1

## 4.2 SOLLECITAZIONI AGENTI

Nel seguito si riportano i diagrammi inviluppo delle sollecitazioni di alcuni casi di carico significativi relativi alle disposizioni dei carichi da traffico precedentemente illustrati.

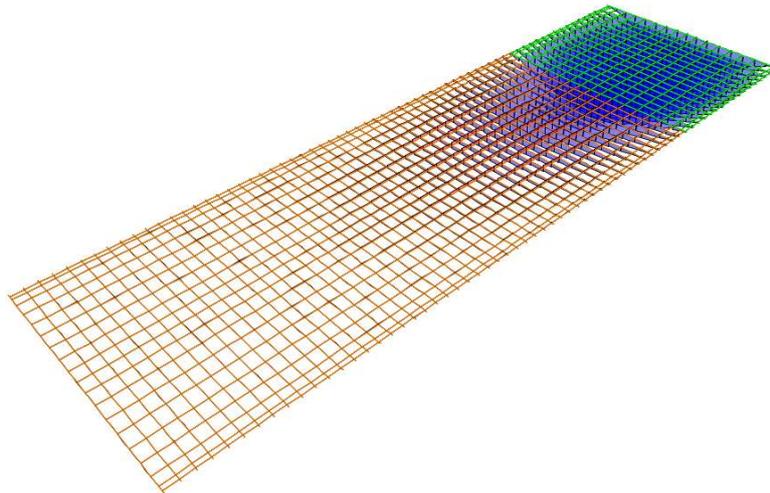


Figura 21: momenti flettenti disposizione carichi mobili I.I2

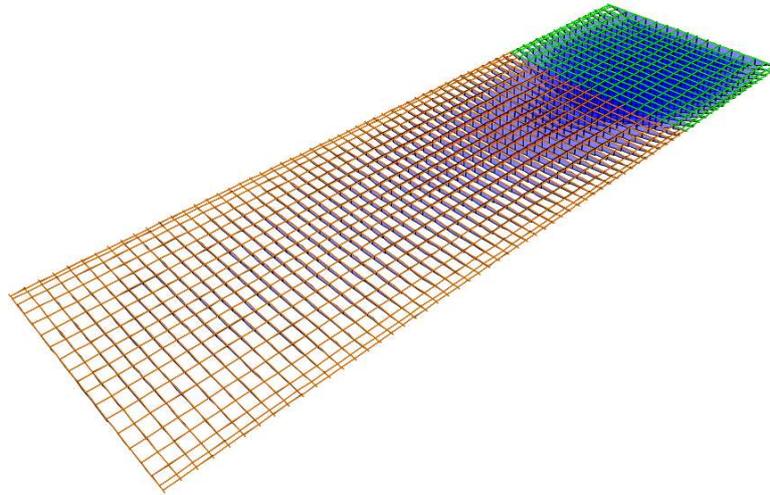


Figura 22: momenti flettenti disposizione carichi mobili I.II.2

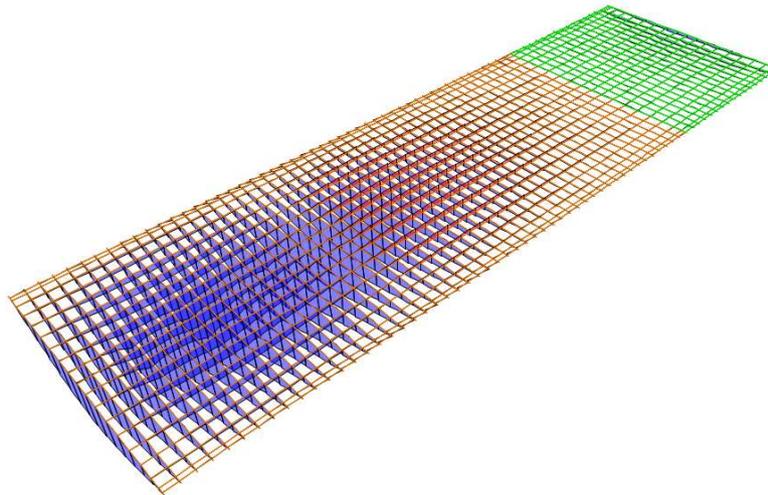
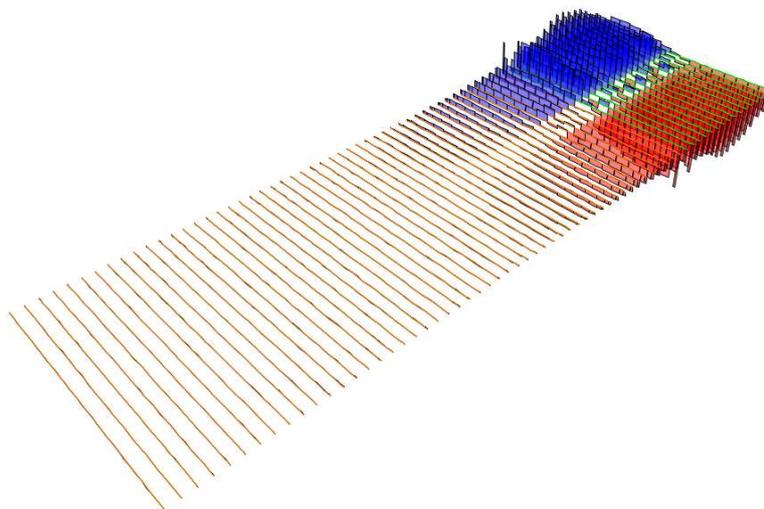
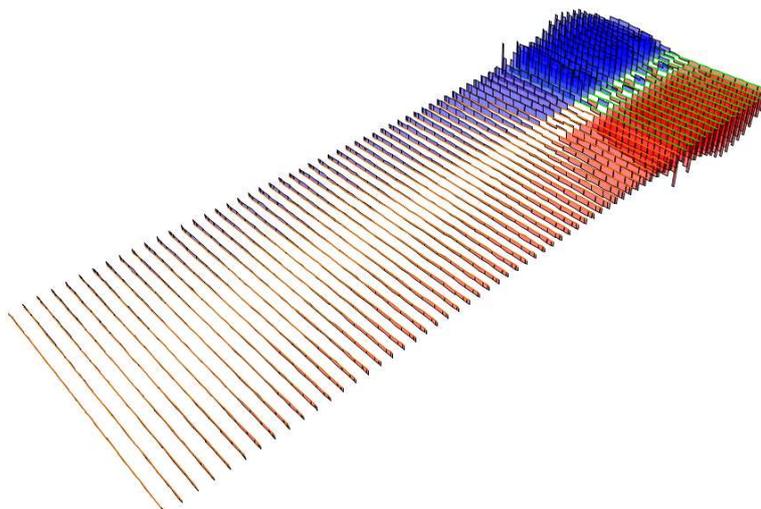


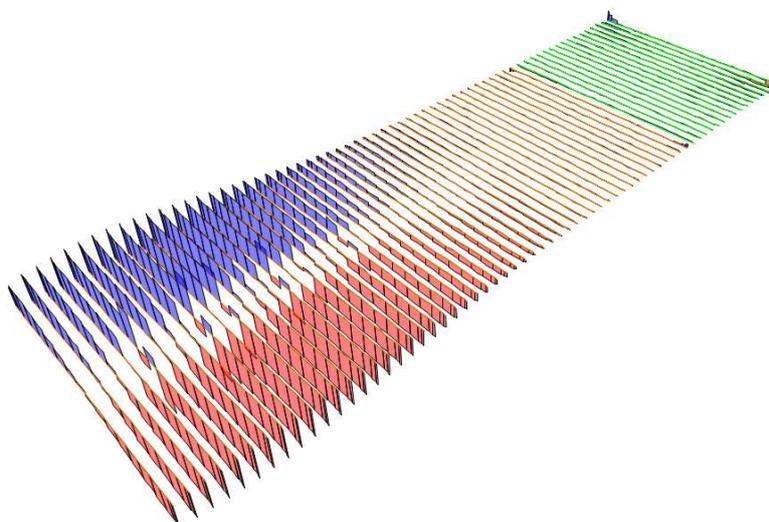
Figura 23: momenti flettenti disposizione carichi mobili III.I2



*Figura 24: taglio disposizione carichi mobili I.I2*



*Figura 25: taglio disposizione carichi mobili I.II2*



*Figura 26: taglio disposizione carichi mobili III.I2*

### 4.3 VERIFICHE IMPALCATI ESISTENTI

#### 4.3.1 Verifica longitudinale impalcato anni '60

Nel presente paragrafo si riportano le sollecitazioni caratteristiche taglianti e flettenti relative agli elementi che modellano l'impalcato anni '60. In direzione longitudinale si ottengono le seguenti sollecitazioni su 50 cm di larghezza:

M<sub>max</sub>= 468 kNm            elemento 4322  
 |V|<sub>max</sub>=321.42 kN        elemento 4333            →            32142/(65x50)=9.89 daN/cm<sup>2</sup>

La figura seguente mostra gli elementi dove si ha il massimo taglio e il massimo momento:

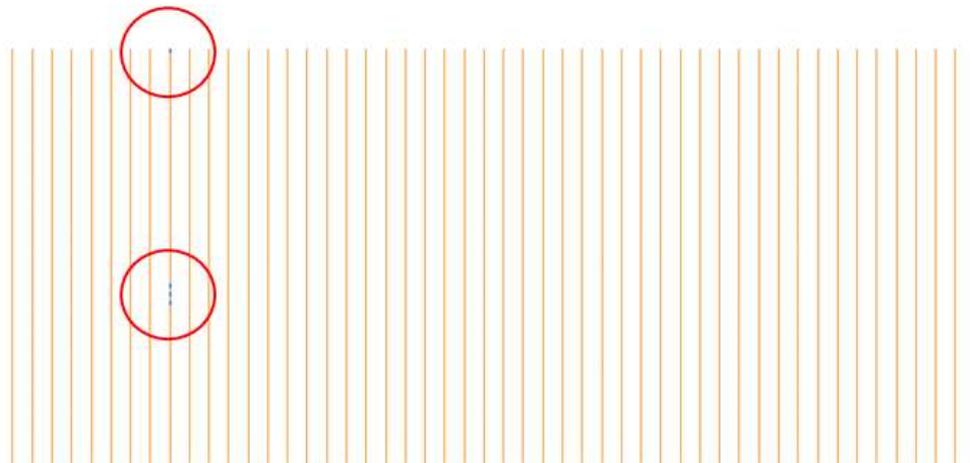


TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m
4322	0	SLU inviluppo	Combination	Max	-19	408
4322	0.325	SLU inviluppo	Combination	Max	-12	439
4322	0.65	SLU inviluppo	Combination	Max	-4	468
4322	0	SLU inviluppo	Combination	Min	-101	235
4322	0.325	SLU inviluppo	Combination	Min	-93	241
4322	0.65	SLU inviluppo	Combination	Min	-85	246
4333	0	SLU inviluppo	Combination	Max	319	32
4333	0.1	SLU inviluppo	Combination	Max	321	0
4333	0	SLU inviluppo	Combination	Min	93	9
4333	0.1	SLU inviluppo	Combination	Min	95	0

Le armature predisposte si leggono dalla relazione di calcolo e risultano pari a 8ϕ28/m al positivo e 6ϕ16/m come ripartizione (si assume la ripartizione come superiore e inferiore in senso trasversale e come superiore in senso longitudinale). Su una sezione di 50 cm di larghezza le armature inserite sono quindi pari a 4ϕ28 inferiori e 3ϕ16 superiori. A taglio sono presenti 1ϕ10/25x25. La verifica a flessione è soddisfatta in quanto si ottiene un momento resistente di 537.8 kNm contro un momento agente massimo di 468 kNm per un fattore di sicurezza di 1.15. A taglio la verifica è soddisfatta con un fattore di sicurezza di 10.95/9.89=1.11.



h	650	mm
c	50	mm
d	600	mm
k	1.58	

<b>V<sub>min</sub></b>	<b>0.41</b>	<b>MPa</b>
	<b>4.10</b>	<b>daN/cm<sup>2</sup></b>

A <sub>sl,sup</sub>	402	mm <sup>2</sup>	D	passo
A <sub>sl,inf</sub>	402	mm <sup>2</sup>	16	50
b <sub>w</sub>	1000	mm	16	50
ρ <sub>1</sub>	0.001			

<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>0.25</b>	<b>MPa</b>
	<b>2.51</b>	<b>daN/cm<sup>2</sup></b>

senza armatura a taglio

θ	22	°		
ctgθ	2.48	ok	D	passo
A <sub>sw</sub>	314	mm <sup>2</sup>	10	25
s	250	mm		
α	90	°		

<b>1D10 25x25</b>
-------------------

ctgα	6E-17	
f <sub>yd</sub>	391	MPa
	657217	N
V <sub>Rsd</sub>	1.10	MPa
	10.95	daN/cm <sup>2</sup>
	1859948	N
V <sub>Rcd</sub>	3.10	MPa
	31.00	daN/cm <sup>2</sup>

<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>1.10</b>	<b>MPa</b>
	<b>10.95</b>	<b>daN/cm<sup>2</sup></b>

con armatura a taglio

### 4.3.2 Verifica trasversale impalcato anni '60

In direzione trasversale l'impalcato è modellato con elementi rettangolari di dimensione variabile (sono presenti 3 tipi di sezione differenti). Le massime e minime sollecitazioni di taglio e momento nella combinazione di involucro di stato limite ultimo agenti sono:

M <sub>min</sub> = -50 kNm	elemento 6859	sezione 60x65
M <sub>max</sub> = 81 kNm	elemento 5513	sezione 20x65
V  <sub>max</sub> = 61 kN	elemento 5515	sezione 60x65

A taglio la verifica è soddisfatta in base alle conclusioni del capitolo precedente. A flessione le verifiche sono qui di seguito riportate e risultano soddisfatte con un fattore di sicurezza di 2.04 al positivo e 1.18 al negativo.

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.236	5
2	7.236	60

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

Diagramma della sezione rettangolare con la posizione del centro di gravità (N) e l'asse neutro.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 81 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 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

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

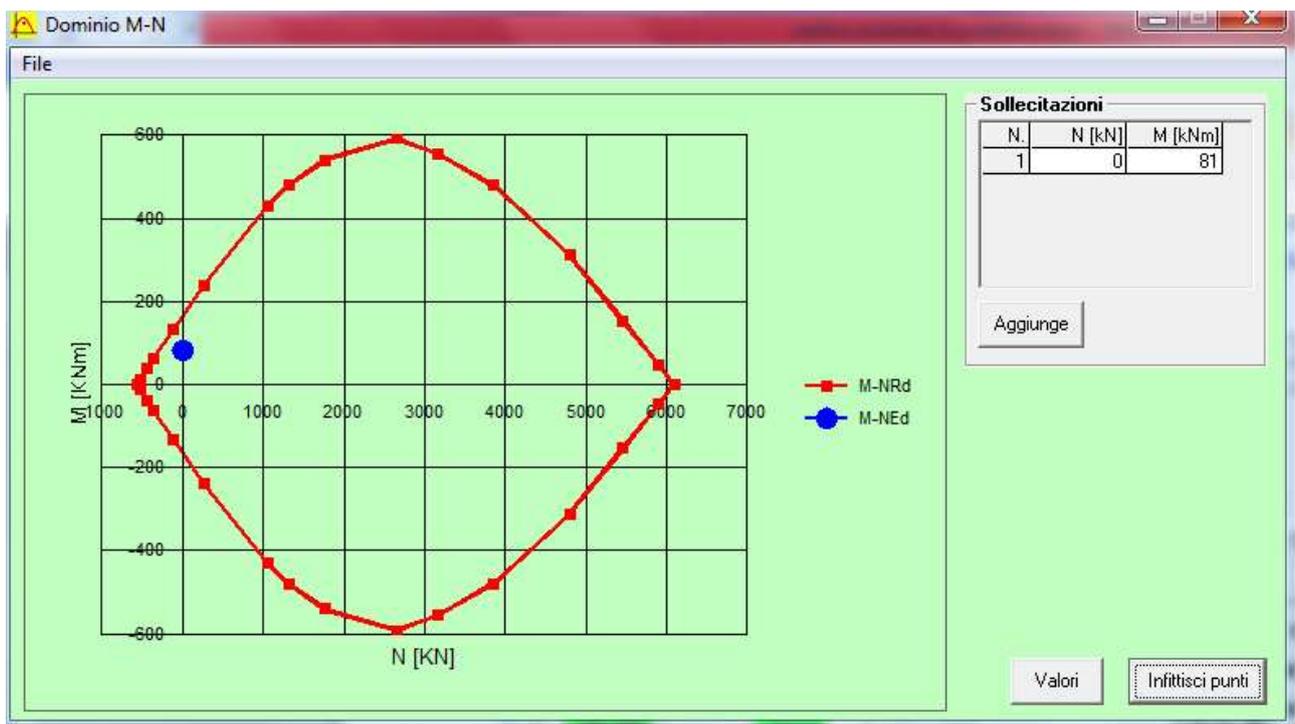
Precompresso

Materiali

Proprietà	B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> [%]	67.5	2
f <sub>yd</sub> [N/mm²]	391.3	ε <sub>cu</sub> 3.5
E <sub>s</sub> [N/mm²]	200 000	f <sub>cd</sub> 14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
ε <sub>syd</sub> [%]	1.957	σ <sub>c,adm</sub> 9.75
σ <sub>s,adm</sub> [N/mm²]	255	T <sub>co</sub> 0.6
		T <sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> 165.5 kNm

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 %  
 ε<sub>s</sub> 41.65 %  
 d 60 cm  
 x 4.651 x/d 0.07751  
 δ 0.7



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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	65	1	2.412	5
			2	2.412	60

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -50 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura  
 Lato acciaio - 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

L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

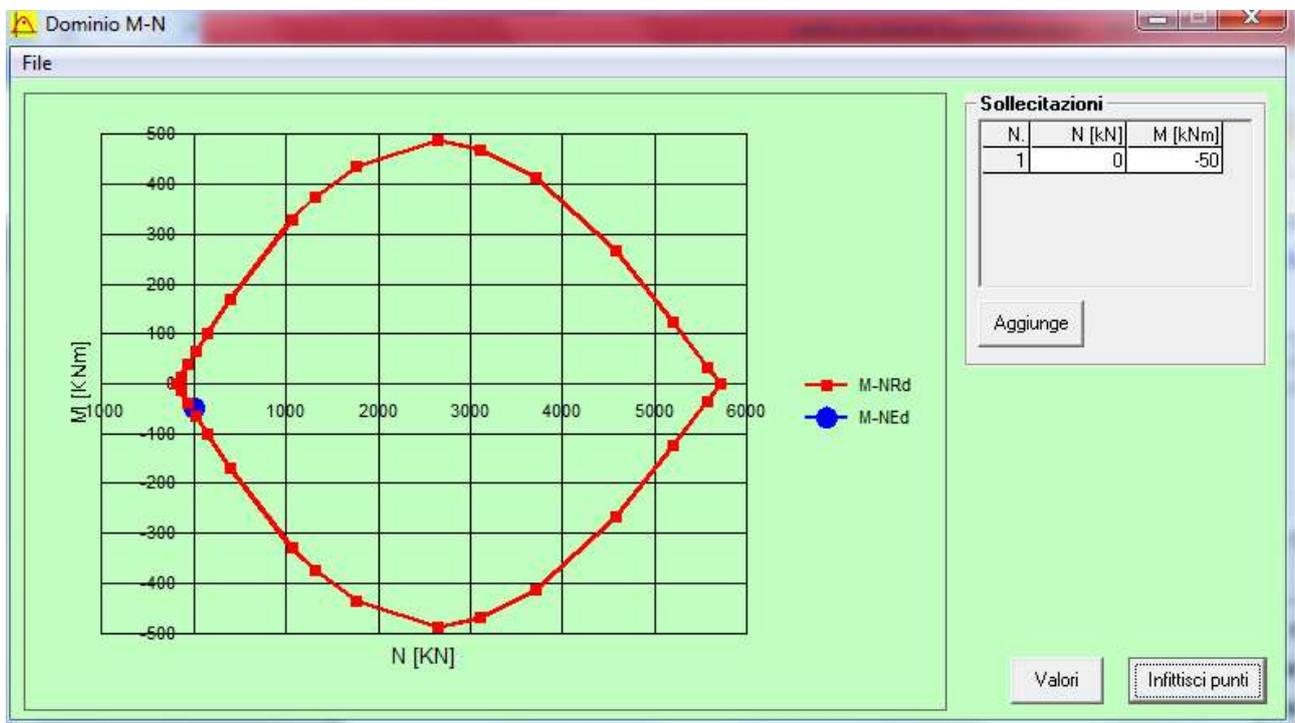
Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> -59.16 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.265 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67.5 ‰  
 d 60 cm  
 x 2.768 x/d 0.04613  
 δ 0.7



### 4.3.3 Verifica travi longitudinali primo allargo

Il primo allargo ha interessato solo l'impalcato sud. I calcoli relativi al secondo allargo sono stati condotti su un modello rappresentativo solo dell'impalcato nord in quanto l'allargamento, da questo lato, presenta un'estensione maggiore. Questo implica che il modello FEM non include le travi relative al primo allargo. Vista l'estrema regolarità della pianta (perfettamente rettangolare) e lo schema statico di semplice appoggio appare lecito condurre le verifiche sulle travi relative al primo allargo utilizzando le sollecitazioni del secondo allargo. Le verifiche risultano soddisfatte in entrambe le combinazioni considerate con un fattore di sicurezza pari a circa 2.3 in entrambi i casi. Si riporta solo il caso peggiore relativo all'elemento 1109 (si veda la relazione del secondo allargamento per i dettagli).

#### Materiali

##### Calcestruzzo trave c.a.

C45/55

Classe di esposizione		<b>XC3</b>	
Copriferro minimo netto	c =	<b>25</b>	mm
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub> =	<b>55</b>	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub> =	<b>45</b>	MPa
γ <sub>c</sub> è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ <sub>c</sub> =	<b>1.50</b>	
α <sub>cc</sub> è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub> =	<b>0.85</b>	
Resistenza media a compressione f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 (11.2.2)	f <sub>cm</sub> =	53.00	MPa
Resistenza media a traz. semplice f <sub>ctm</sub> = 0,30 f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> (11.2.10.2)	f <sub>ctm</sub> =	3.80	MPa
Resistenza caratt. a traz. semplice f <sub>ctk</sub> = 0,7 f <sub>ctm</sub> (11.2.10.2)	f <sub>ctk</sub> =	2.66	MPa
Resistenza di progetto a traz. semplice f <sub>ctd</sub> / γ <sub>c</sub> (4.1.2.1.2)	f <sub>ctd</sub> =	1.77	MPa
Resistenza media a traz. per flessione f <sub>cfm</sub> = 1,2 f <sub>ctm</sub> (11.2.10.2)	f <sub>cfm</sub> =	4.55	MPa
Resistenza caratt. a traz. per flessione f <sub>cfk</sub> = 0,7 f <sub>cfm</sub> (11.2.10.2)	f <sub>cfk</sub> =	3.19	MPa
Resistenza di calcolo a comp. f <sub>cd</sub> = α <sub>cc</sub> f <sub>ck</sub> / γ <sub>c</sub> (4.1.2.1.1)	f <sub>cd</sub> =	25.50	MPa
η = 1 per barre di diametro minore uguale a 32mm		<b>1.00</b>	
Tensione tangenziale caratt. di aderenza acciaio-cla (4.1.8)	f <sub>bk</sub> = 2,25 η f <sub>ctk</sub> =	5.98	MPa
Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-cla (4.1.7)	f <sub>bd</sub> = f <sub>bk</sub> / γ <sub>c</sub> =	3.99	MPa
Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate	f <sub>bd,red</sub> = f <sub>bd</sub> / 1,5 =	2.66	MPa
Modulo elastico E <sub>cm</sub> = 22000 [f <sub>cm</sub> /10] <sup>0.3</sup> (11.2.10.3)	E <sub>cm</sub> =	36283	MPa

##### Tensioni iniziali nel cla (NTC2008 4.1.8.1.4)

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

σ <sub>c</sub> < 0,70 f <sub>ckj</sub> (f <sub>ckj</sub> = resistenza caratteristica del cla all'atto del tiro)		
f <sub>ckj</sub> =	<b>35.00</b>	MPa
σ <sub>c</sub> <	24.50	MPa

##### Calcestruzzo soletta collaborante

C35/45

Classe di esposizione		<b>XC3</b>	
Copriferro minimo netto	c =	<b>25</b>	mm
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub> =	<b>45</b>	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub> =	<b>35</b>	MPa
γ <sub>c</sub> è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ <sub>c</sub> =	<b>1.50</b>	
α <sub>cc</sub> è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub> =	<b>0.85</b>	
Resistenza media a compressione f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 (11.2.2)	f <sub>cm</sub> =	43.00	MPa
Resistenza media a traz. semplice f <sub>ctm</sub> = 0,30 f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> (11.2.10.2)	f <sub>ctm</sub> =	3.21	MPa
Resistenza caratt. a traz. semplice f <sub>ctk</sub> = 0,7 f <sub>ctm</sub> (11.2.10.2)	f <sub>ctk</sub> =	2.25	MPa

Resistenza di progetto a traz. semplice $f_{ctd}/\gamma_c$ (4.1.2.1.2)	$f_{ctd} =$	1.50	MPa
Resistenza media a traz. per flessione $f_{ctm}=1,2f_{ctk}$ (11.2.10.2)	$f_{ctm} =$	3.85	MPa
Resistenza caratt. a traz. per flessione $f_{ctk}=0,7 f_{ctm}$ (11.2.10.2)	$f_{ctk} =$	2.70	MPa
Resistenza di calcolo a comp. $f_{cd}=\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ (4.1.2.1.1)	$f_{cd} =$	19.83	MPa
$\eta = 1$ per barre di diametro minore uguale a 32mm		<b>1.00</b>	
Tensione tangenziale caratt. di aderenza acciaio-cla (4.1.8)	$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} =$	5.06	MPa
Tensione tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-cla (4.1.7)	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c =$	3.37	MPa
	$f_{bd,red} = f_{bd} / 1,5 =$	2.25	MPa
Tensione tangenziale di calcolo in zona tesa o in presenza di barre molto addensate			
Modulo elastico $E_{cm}=22000 [f_{cm}/10]^{0,3}$ (11.2.10.3)	$E_{cm} =$	34077	MPa

**Acciaio ordinario**

**B450C**

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	<b>450</b>	MPa
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} =$	<b>540</b>	MPa
$\gamma_s$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s =$	<b>1.15</b>	
Tensione di snervamento di progetto $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (4.1.6)	$f_{yd} =$	391.3	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	<b>210000</b>	MPa
Coefficiente di dilatazione termica lineare	$\alpha_s =$	<b>1.2E-05</b>	1/C°

**Acciaio da precompresso (NTC2008 tab 11.3.VII)**

$f_{ptk} =$	1860.00	MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} =$	1670.00	MPa	tensione carr. all'1% di def. totale

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (4.1.8.1.5):

$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(1)k} =$	1503.00	MPa
$\sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} =$	1488.00	MPa

Tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio (4.1.2.2.5.2)

$\sigma_s = 0,8 f_{p(1)k} =$	1336.00	MPa
------------------------------	---------	-----

Resistenza di calcolo (4.1.2.1.1.3)

$f_{yd} = f_{p(1)k} / 1,15 =$	1452.17	MPa
-------------------------------	---------	-----

**Tensioni di esercizio nel cls a cadute avvenute (NTC2008 4.1.8.1.3)**

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente

Travi in precompresso	C45/55	$\sigma_c =$	27.00	MPa	comb. caratt.
		$\sigma_c =$	20.25	MPa	comb. quasi perm.
Soletta in opera	C35/45	$\sigma_c =$	21.00	MPa	comb. caratt.
		$\sigma_c =$	15.75	MPa	comb. quasi perm.

**Caratteristiche geometriche trave in cap**

**Trave in c.a.p.**

$B_{inf} =$	0.50	m	base ala inferiore
$H_{inf} =$	0.20	m	altezza ala inferiore
$B_{sup} =$	0.20	m	base anima

H <sub>sup</sub> =	0.30	m	altezza anima
H <sub>tot</sub> =	0.50	m	altezza totale trave
A <sub>trave</sub> =	0.16	m <sup>2</sup>	area trave
y <sub>G trave</sub> =	0.194	m	baricentro da intradosso trave
J <sub>G trave</sub> =	0.00313	m <sup>4</sup>	momento di inerzia
p =	4.00	kN/m	peso a metro della trave in c.a.p
L <sub>calcolo</sub> =	10.60	m	luce di calcolo trave

**Trefoli**

Ap = area singolo trefolo  
 Al = 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 [mm <sup>2</sup> ]	Al [mm <sup>2</sup> ]	t [MPa]	T [kN]
1	1	0.04	0.00	0.00	1270	0.00
2	0	0.100	139	0	1270	0.00
3	0	0.15	139	0	1270	0.00
4	0	0.45	139	0	1270	0.00
<b>TOT</b>	<b>1</b>	<b>0.040</b>		<b>0.0001</b>		<b>0.00</b>

y <sub>G trefoli</sub> =	0.040	m	baricentro da intradosso trave
J <sub>G trefoli</sub> =	0.00000000	m <sup>4</sup>	momento di inerzia

**Armatura lenta su trave c.a.p.**

Livello	n° barre	y [m]	As [mm <sup>2</sup> ]	Al [mm <sup>2</sup> ]	J [m <sup>4</sup> ]	φ [mm]
1	10	0.05	531	5309	0.000093	26
2	4	0.15	314	1257	0.000001	20
3	2	0.45	531	1062	0.000076	26
4	3	0.47	531	1593	0.000132	26
5	0	0	0	0	0.000000	0
<b>TOT</b>	<b>19</b>	<b>0.182</b>		<b>9221</b>	<b>0.000302</b>	

y <sub>G barre</sub> =	0.182	m	baricentro da intradosso trave
J <sub>G barre</sub> =	0.000302	m <sup>4</sup>	momento di inerzia

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

A <sub>trave</sub> =	0.16	m <sup>2</sup>	area trave c.a.p
A <sub>trefoli</sub> =	1E-10	m <sup>2</sup>	area trefoli
A <sub>barre ca</sub> =	0.009220574	m <sup>2</sup>	area barre c.a.
y <sub>G trave</sub> =	0.194	m	baricentro trave da intradosso sezione
y <sub>G trefoli</sub> =	0.040	m	baricentro trefoli da intradosso sezione
y <sub>G barre ca</sub> =	0.182	m	baricentro barre c.a. da intradosso trave
n <sub>trefoli</sub> =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
n <sub>ca</sub> =	15		coeff. di omogenizzazione armature-cls
A <sub>trav+tref+ca</sub> =	0.298308617	m <sup>2</sup>	area trave + trefoli omogenizzati + barre omogenizzate
y <sub>G trav+tref+ca</sub> =	0.188	m	baricentro trave + trefoli omogenizzati + barre omogenizzate
J <sub>G trav+tref+ca</sub> =	0.00767	m <sup>4</sup>	momento di inerzia trave + trefoli omogenizzati + barre om.
y <sub>S trav+tref+ca</sub> =	0.312	m	distanza baricentro - fibra superiore
y <sub>i trav+tref</sub> =	0.188	m	distanza baricentro - fibra inferiore
y <sub>trefoli</sub> =	0.148	m	distanza baricentro - trefoli primo livello
W <sub>S trav+tref</sub> =	0.02461	m <sup>3</sup>	momento resistente superiore
W <sub>i trav+tref</sub> =	0.04071	m <sup>3</sup>	momento resistente inferiore
W <sub>trefoli</sub> =	0.05168	m <sup>3</sup>	momento resistente trefoli primo livello
e <sub>trefoli</sub> =	-0.148	m	eccentricità trefoli rispetto baricentro trave

**Soletta collaborante**

$B_{inf} =$	0.30	m	
$H_{inf} =$	0.30	m	
$B_{sup} =$	0.50	m	
$H_{sup} =$	0.20	m	
$A_{sol} =$	0.19	mq	
$yG_{sol} =$	0.482	m	baricentro da intradosso trave
$JG_{sol} =$	0.004	m <sup>4</sup>	momento di inerzia
$p =$	4.75	kN/m	peso a metro

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

$H_{tot} =$	0.70	m	altezza totale trave + soletta
$n =$	0.9392		coeff. di omogenizzazione cls soletta -> cls trave
$A_{tot} =$	0.4768	mq	area trave + trefoli + soletta omogenizzata
$yG_{tot} =$	0.298	m	baricentro trave + trefoli + soletta omogenizzata
$JG_{tot} =$	0.02099	m <sup>4</sup>	momento inerzia trave + trefoli + soletta omogenizzata
$yS_{soletta} =$	0.402	m	distanza baricentro - fibra superiore soletta
$yS_{trave} =$	0.202	m	distanza baricentro - fibra superiore trave
$yI_{trave} =$	0.298	m	distanza baricentro - fibra inferiore trave
$y_{trefoli} =$	0.258	m	distanza baricentro - primo livello di trefoli
$WS_{soletta} =$	0.052	m <sup>3</sup>	momento resistente fibra superiore soletta
$WS_{trave} =$	0.104	m <sup>3</sup>	momento resistente fibra superiore trave
$WI_{trave} =$	0.070	m <sup>3</sup>	momento resistente fibra inferiore trave
$W_{trefoli} =$	0.081	m <sup>3</sup>	momento resistente trefoli primo livello
$e_{trefoli} =$	-0.258	m	eccentricità trefoli rispetto baricentro trave + soletta

Rapporto inerzia trave+soletta / inerzia trave = 2.74  
 (da inserire in SAP per il calcolo della distribuzione dei carichi in II° fase)

**Ritiro differenziale soletta (NTC2008 11.2.10.6)**

**Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$**

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

**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

$A_c =$	0.19	mq	area soletta in opera
$u =$	0.50	m	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	760.00	mm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	0.70		
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\epsilon_{co} =$	0.00026		deformazione da ritiro per essiccamento

$\epsilon_{cd,inf} = 0.0001785$  deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.

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

$\epsilon_{cd,diff} = 0.000089$  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 cls fornito dalla (CNR 10016-85 3.3.1.4)

$E_c^* = E_c / (1 + \phi t)$		dove $\phi t = \phi_{inf} (1 - e^{-t})$	Cautelativamente si usa $\phi t = \phi_{inf}$
$\phi_{inf} = 1.33$			coeff. di viscosità Vedi "cadute di tensione)
$E_c^* = 14625385$	kN/mq		modulo elastico soletta ridotto
$N_r = 248.010$	kN		azione da ritiro
$e = 0.183$	m		distanza baricentro soletta - baricentro trave+soletta
$M_r = 45.49$	kNm		momento da ritiro su singola trave

**Ritiro differenziale trave-soletta**

$$F_{sd} = \frac{\epsilon_{csd} \cdot E^*}{\frac{1}{A} + \frac{e_l^2}{J} + \frac{1}{A_s \cdot n}} =$$

La forza  $F_{sd}$  indotta dal ritiro differenziale ed applicata al baricentro della soletta, si ricava facendo l'equilibrio delle forze e la congruenza degli spostamenti tra la soletta che tende ad accorciarsi e la sezione composta che si oppone a questo movimento facendo nascere un regime di tensione che mantiene la conservazione delle sezioni piane.

Nella formula sopra riportata:

$\epsilon_{csd} = 0.000089$		Ritiro differenziale
$E_c^* = 14625385$	kN/mq	Modulo elastico ridotto per effetti viscosi
$A = 0.477$	mq	area sezione composta e omogenizzata
$J = 0.02099$	m4	Inerzia sezione composta e omogenizzata
$A_s = 0.19$	mq	Area soletta
$e_l = 0.183$	mq	Distanza baricentro soletta - baricentro sezione composta
$n = 0.939$		coeff. di omogenizzazione cls soletta -> cls trave
$F_{sd} = 140.29$	kN	Forza da ritiro differenziale
$M_r = 25.73$	kNm	

**SEZIONE DI MEZZERIA**  
**VERIFICA AGLI SLU**

Carico	M
	[kNm]
Pp trave	56.18
Precompress.	0.00
Pp + prec	56.18
Cadute I	0.00
Soletta	66.71

Cadute II	0.00
Permanenti	39.80
Ritiro diff.	45.49
Cadute III	0.00
Mobili (QPERM)	0.00
Mobili (RARA)	226.40

$\gamma_{G1}$	=	1.35	Coefficiente combinazione SLU carichi strutturali
$\gamma_{G2}$	=	1.50	Coefficiente combinazione SLU carichi permanenti portati non strutturali
$\gamma_Q$	=	1.35	Coefficiente combinazione SLU carichi da traffico
$\gamma_c$	=	1.20	Coefficiente combinazione SLU ritiro

$M_{sd,SLU}$	=	585.84	kNm
$M_{Rd,SLU}$	=	1330.00	kNm

$M_{sd,SLU} = 585.84$  kNm      <       $1330.00$  kNm      =  $M_{Rd,SLU}$

La verifica risulta essere soddisfatta

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

**Titolo:** \_\_\_\_\_

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

N°	sup [cm]	inf [cm]	h [cm]
1	50	50	20
2	20	20	30
3	50	50	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.28	5
2	15.93	23
3	10.62	22
4	12.57	55
5	53.09	65

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.    Metodo n

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

**Materiali:**  
**B450C**    **C35/45**

$\epsilon_{su}$	67.5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391.3	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5	%
$E_s$	200 000	N/mm²	$f_{cd}$	19.83	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	[?]
$\epsilon_{syd}$	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	13.5	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	$\tau_{co}$	0.8	
			$\tau_{c1}$	2.257	

**Tipo rottura:**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione:**  
 Retta     Deviata

**Calcola MRd**    **Dominio M-N**

$M_{xRd}$   kNm

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   %  
 $\epsilon_s$   %  
 $d$   cm  
 $x$       $x/d$    
 $\delta$

$N^*$  rett.      $L_0$   cm    Col. modello

Precompresso

## 5 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

### 5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le spalle del viadotto esistenti (appartenenti al blocco "ORIGINARIO" e all' "AMPLIAMENTO 1") e di nuova realizzazione ("AMPLIAMENTO 2") sono calcolate indipendentemente e in base alle sollecitazioni agenti sull'impalcato e direttamente sulle spalle stesse (in particolare, la spinta del terreno ed il sovraccarico accidentale spingente, in condizioni statiche e sismiche).

Tabella 5-1. Caratterizzazione spalle

Spalla	Tipologia
ORIGINARIA	a gravità
AMPLIAMENTO 1	mensola in c.a.
AMPLIAMENTO 2	mensola in c.a.

Le spalle presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale. A fronte di quanto appena esposto, si conducono le verifiche solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale e per metro di lunghezza considerando il paramento frontale e il muro d'ala come indipendenti e combinando le sollecitazioni nelle due direzioni della platea.

### 5.2 SPALLE STRUTTURA ORIGINARIA

Le spalle della struttura originaria sono opere di sostegno a gravità dotate di sistema di ancoraggio al terreno. Per questo tipo di struttura il D.M. 14/01/2008 al paragrafo 6.5.3.1.1 afferma che: *"Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo Approccio 1"*.

L'Approccio 1 a sua volta si divide in due combinazioni:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1).
- Combinazione 2 (A2+M2+R2).

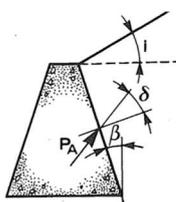
Per le verifiche a capacità portante delle fondazioni saranno inoltre presi a riferimento i coefficienti di sicurezza stabiliti dal D.M: 14/01/2008 in tabella. 6.5.1.

#### 5.2.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle della struttura originaria.

SPALLA ANALIZZATA			
CARREGGIATA		FONDAZIONE	DIRETTA
DIREZIONE		CARICHI DA IMPALCATO	SCHEMA SEMPLIFICATO
<b>Geometrie delle sottostrutture originaria</b>			
L1	24.00	[m]	Larghezza zattera
L2	24.00	[m]	Larghezza paramento
L3	0.00	[m]	Risega su zattera esistente
L4	0.00	[m]	Sbalzo zattera
B	3.00	[m]	Lunghezza zattera
b1	0.30	[m]	Lunghezza retrozattera
b2	2.20	[m]	Spessore paramento
b3	0.50	[m]	Lunghezza avanzattera
b4	0.00	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.
b5	0.00	[m]	Spessore paraghiaia
b6	0.60	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)
H <sub>TOT</sub>	7.85	[m]	Altezza totale
H1	1.50	[m]	Spessore zattera
H2	5.70	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia
H3	0.00	[m]	Spessore cordolo in c.a.
H4	0.65	[m]	Altezza paraghiaia
H5	0.00	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)
H <sub>zav_M</sub>	6.35	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)
H <sub>zav_V</sub>	0.60	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)

Geometrie dell'impalcato originario			
Tipologia impalcato	SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.		
B <sub>tot</sub>	24.00	[m]	Larghezza Totale Impalcato
B <sub>imp</sub>	24.00	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi
L <sub>imp</sub>	11.50	[m]	Lunghezza impalcato
n <sub>T</sub>	1		Numero travi principali
i <sub>T</sub>	0.00	[m]	Interasse travi principali
A <sub>T</sub>	9.60	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale
L <sub>tr</sub>	0.00	[m]	Lunghezza traversi
n <sub>tr</sub>	0.00		numero traversi compresi quelli di testata
A <sub>tr</sub>	0.00	[m <sup>2</sup> ]	sezione traverso
H <sub>sol</sub>	0.250	[m]	spessore soletta in c.a.
H <sub>pav</sub>	0.1800	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi
H <sub>cord_sic</sub>	0.40	[m]	altezza cordolo sicurvia
B <sub>cord_sic</sub>	2.25	[m]	larghezza cordolo sicurvia
H <sub>cord_FOA</sub>	0.00	[m]	altezza cordolo FOA
B <sub>cord_FOA</sub>	0.00	[m]	larghezza cordolo FOA
H <sub>FOA</sub>	0.00	[m]	altezza FOA
sb <sub>FOA</sub>	0.00	[m]	aggetto FOA

Caratteristiche dei materiali			
V <sub>cls</sub>	25	[kN/m <sup>3</sup> ]	
V <sub>steel</sub>	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	
V <sub>pav</sub>	22	[kN/m <sup>3</sup> ]	
q	20	[kN/m <sup>2</sup> ]	sovraccarico accidentale da traffico
Parametri geotecnici del terreno di rilevato			
V <sub>terreno</sub>	20	[kN/m <sup>3</sup> ]	
φ' (M1)	35	[°]	
φ' (M2)	29.26	[°]	
δ	19.50	[°]	
β	8.00	[°]	
i	0.00	[°]	
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)			
V <sub>terreno</sub>	19	[kN/m <sup>3</sup> ]	
φ	21	[°]	
c'	0	[kPa]	

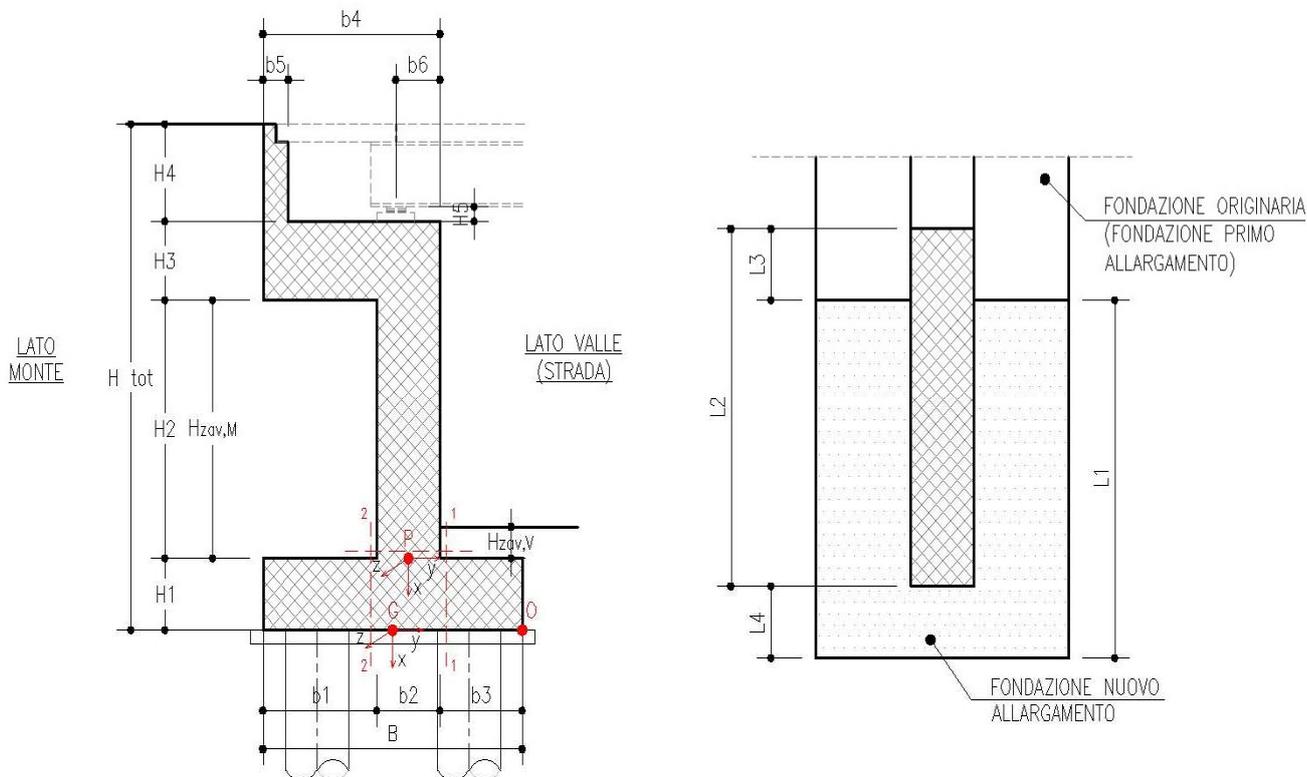


Figura 5-1. Schema dimensioni geometriche spalla

### 5.2.2 Coefficienti sismici

Località:	Opera 119T (Var. Scandellara)		
Vita nominale:	VN	50	anni
Classe d'uso:	CU	2	
Periodo di riferimento per azione sismica:	VR	100	anni

Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.214	0.315	2.433

Categoria di sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]

SLV	949	1.6	1.00	0.346
-----	-----	-----	------	-------

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	$\beta$	0.31
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.107
Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.054

**Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:**

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]
$\theta$	8.00	0.14
$\delta$	23.33	0.41
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	6.48	0.11
$\varphi - M1$	35.00	0.61
$\varphi - M2$	29.26	0.51
<b><math>k_{AE} - M1</math></b>	<b>0.38</b>	
<b><math>k_{AE} - M2</math></b>	<b>0.46</b>	

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]
$\theta$	8.00	0.14
$\delta$	23.33	0.41
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	5.82	0.10
$\varphi - M1$	35.00	0.61
$\varphi - M2$	29.26	0.51
<b><math>k_{AE} - M1</math></b>	<b>0.38</b>	
<b><math>k_{AE} - M2</math></b>	<b>0.45</b>	

### 5.2.3 Analisi delle sollecitazioni da impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi trasmessi dall'impalcato in sommità della spalla.

#### Peso proprio impalcato - totale

Peso proprio travi longitudinali - totale	2760	[kN]
Peso proprio trasversi - totale	0	[kN]
Incremento 20% per controventi e bulloneria	0	[kN]
Peso proprio soletta	1725	[kN]
<b>Totale</b>	<b>4485</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla 2243 [kN]**

#### Peso proprio cordolo - totale

Peso proprio cordolo sicurvia	259	[kN]
Peso proprio cordolo FOA	0	[kN]
<b>Totale</b>	<b>259</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla 129 [kN]**

#### Peso proprio FOA - totale

Peso proprio FOA	0	[kN]
<b>Totale</b>	<b>0</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla 0 [kN]**

#### Peso proprio guardrail - totale

Peso proprio guardrail	17	[kN]
<b>Totale</b>	<b>17</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla 9 [kN]**

#### Peso proprio pavimentazione - totale

Peso proprio pavimentazione	990	[kN]
<b>Totale</b>	<b>990</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla 495 [kN]**

**Azione del vento - totale**

Azione del Vento	0	[kN]
<b>Totale</b>	<b>0</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla** **0** **[kN]**

**Carico da neve - totale**

Carico da neve	0	[kN]
<b>Totale</b>	<b>0</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla** **0** **[kN]**

$$\begin{aligned} \text{Retrorave} &= 0.5 \text{ [m]} \\ & \quad 0 \text{ ]} \\ \text{Luce calcolo trave} &= 10. \text{ [m]} \\ & \quad 5 \text{ ]} \end{aligned}$$

Tandem 1 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio (massimo taglio su impalcato e massima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	1200	[kN]
<b>Reazione su spalla</b>	<b>1188.57</b>	<b>[kN]</b>

Tandem 2 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio opposto (minimo taglio su impalcato e minima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	1200	[kN]
<b>Reazione su spalla</b>	<b>11.43</b>	<b>[kN]</b>

Carico distribuito - totale	850	[kN]
<b>Reazione su spalla</b>	<b>425</b>	<b>[kN]</b>

**Frenatura** **Fy**

Azione dovuto alla Frenatura	391	[kN]
<b>Totale</b>	<b>391</b>	<b>[kN]</b>

**Su Spalla** **391** **[kN]**

Si riportano di seguito le sollecitazioni dell'impalcato calcolate nel baricentro della fondazione della spalla.

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <u>FONDAZIONE</u>		SOLLECITAZIONI PER GROUP - Verifica <u>FONDAZIONE</u>		
	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [KN]	$R_y$ [KN]	$M_z$ [KNm]
<b>Peso Proprio</b>	-7.2	0.4	2243	0	-897
<b>Cordolo</b>	-7.2	0.4	129	0	-52
<b>FOA</b>	-7.2	0.4	0	0	0
<b>Guardrail</b>	-7.2	0.4	9	0	-3
<b>Pavimentazione</b>	-7.2	0.4	495	0	-198
<b>Vento</b>	-7.2	0.4	0	0	0
<b>Neve</b>	-7.2	0.4	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-7.2	0.4	1189	0	-475
<b>Tandem 2</b>	0	0	11	0	0

	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
<b>Distribuito</b>	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.2	0.4	425	0	-170
<b>Frenatura</b>	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.2	0.4	0	391	-2816

valutata come 5% dei carichi permanenti

<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.2	0.4	0	144	-1035

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

<b>Sisma dir. orizz.</b>	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.2	0.4	0	662	-4765

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

<b>Sisma dir. vert.</b>	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-7.2	0.4	172	0	-69

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b><u>FONDAZIONE</u></b>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <b><u>FONDAZIONE</u></b>		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-7.2	0.4	93	0	-37
<b>Cordolo</b>	-7.2	0.4	5	0	-2
<b>FOA</b>	-7.2	0.4	0	0	0

<b>Guardrail</b>	-7.2	0.4	0	0	0
<b>Pavimentazione</b>	-7.2	0.4	21	0	-8
<b>Vento</b>	-7.2	0.4	0	0	0
<b>Neve</b>	-7.2	0.4	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-7.2	0.4	50	0	-20
<b>Frenatura</b>	-7.2	0.4	0	16	-117
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-7.2	0.4	0	6	-43
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-7.2	0.4	0	0	0
<b>Sisma dir. vert.</b>	-7.2	0.4	0	0	0

Il sistema di ritegni sismici presenti sull'opera fa sì che l'impalcato trasmetta trasversalmente le azioni relative alla massa di metà campata afferente, così come per la componente verticale, mentre in direzione longitudinale è tale che l'azione sismica dell'impalcato agisca in direzione opposta a quella delle spinte delle terre. Nel calcolo della spalla risulta quindi dimensionate la condizione di sisma agente con verso concorde alle spinte delle terre. In tale situazione l'azione longitudinale del sisma da impalcato è posta pari a 0, poiché andrà a scaricarsi, mediante i ritegni posizionati con i lavori del 1° allargò, sulla spalla opposta.

Non è inoltre considerato il sisma verticale poiché la spalla non rientra in uno dei casi in cui la normativa ne richiede la valutazione.

### 5.2.4 Analisi delle sollecitazioni in fondazione

#### ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

##### (C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.75	0.00	112.50	0.00	0.00
Paramento	-4.35	-0.10	318.00	0.00	31.80
Cordolo in c.a.	-7.20	1.00	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-7.53	1.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato valle	-1.80	1.25	6.00	0.00	-7.50
<b>TOTALE</b>			<b>437</b>	<b>0</b>	<b>24</b>

##### (C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra a tergo	-4.68	-1.35	<b>38.10</b>	<b>0</b>	<b>51</b>

##### (C3): Spinta delle terre - attiva

$H_{SPINTA}$ [m]	7.85
------------------	------

Comb.	$k_a$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.3061	-2.62	-1.13	<b>98</b>	<b>161</b>	<b>-311</b>
M2	0.3682	-2.62	-1.13	<b>105</b>	<b>201</b>	<b>-408</b>

##### (C4): Sovraccarico accidentale

$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20
--------------------------	----

Componente verticale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-1.35	<b>6.00</b>	<b>0</b>	<b>8.10</b>

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-3.93	-0.95	24.99	41.05	-137
Sovr. accidentale (4b) M2	-3.93	-0.95	26.70	51.27	-176

<b>(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non</b>	$k_h$	0.107
	$k_v$	0.054

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.75	0.00	-6.04	12.08	-9.06
Paramento	-4.35	-0.10	-17.08	34.15	-150.28
Cordolo in c.a.	-7.20	1.00	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-7.53	1.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra a tergo	-4.68	-1.35	-2.05	4.09	-21.89
Zavorra lato valle	-1.80	1.25	-0.32	0.64	-0.76
<b>TOTALE</b>			<b>-25</b>	<b>51</b>	<b>-182</b>

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-0.75	0.00	6.04	12.08	-9.06
Paramento c.a.	-4.35	-0.10	17.08	34.15	-146.87
Trave in c.a.	-7.20	1.00	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia in c.a.	-7.53	1.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra a tergo	-4.68	-1.35	2.05	4.09	-16.37
Zavorra lato valle	-1.80	1.25	0.32	0.64	-1.56
<b>TOTALE</b>			<b>25</b>	<b>51</b>	<b>-174</b>

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.38	166.99	224.37	57	-3.93	-225
M2	0.34	0.46	211.64	267.53	56	-3.93	-219

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.38	166.99	243.98	77	-3.93	-302
M2	0.34	0.45	211.64	291.08	79	-3.93	-312

## 5.2.5 Combinazioni di calcolo

### 5.2.5.1 Approccio 1 (A1+M1+R1)

Nome	Descrizione	-		$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strut. e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strut. e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffic o	traffic o 1	traffic o 2a	traffic o 2a config 2	no traffic o	traffic o 1	traffic o 2a	traffic o 2a config 2	Traffic o +	Traffic o -	no traffic o	traffic o 1	traffic o 2a	traffic o 2a config 2	no traffic o	traffi co 1
COMB	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-----------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

### 5.2.5.2 Approccio 1 (A2+M2+R2)

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1,15	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1,15	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0,75	0,75	0,2	0,2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1,15	0,75	0,75	0,2	0,2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1,15	0,75	0,75	0,2	0,2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1,15	0,75	0,75	0,2	0,2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1,15	0,4	0,4	0,2	0,2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1,15	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1,15	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1,3	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1,3	0,6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	pp	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C4a	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C4b	0,00	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	0,20	0,20
C4c	0,00	1,15	0,86	0,00	0,00	1,15	0,86	0,00	0,20	0,20
C4d	0,00	0,00	0,00	0,86	0,00	0,00	0,00	0,86	0,00	0,00
C4e	0,00	1,15	0,46	0,46	0,00	1,15	0,46	0,46	0,20	0,20
C5	0,00	0,00	1,15	1,15	0,00	0,00	1,15	1,15	0,00	0,00
C6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CS1 (-kv)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
CS1 (+kv)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
CS2 (-kv)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
CS2 (+kv)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00

## 5.2.6 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

### 5.2.6.1 Approccio 1 (A1+M1+R1)

Riepilogo azioni caratteristiche (a metro):

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a			C4b			C4c		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impa.	120	0	-48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50	0	-20
Sotto.	437	0	24	38	0	51	98	161	-311	6	0	8	25	41	-137	0	0	0
Totale	556	0	-24	38	0	51	98	161	-311	6	0	8	25	41	-137	50	0	-20

RISULTANTI	C4d			C4e			C5			C6			C7			C8		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impa.	0	0	0	18	0	-7	0	16	-117	0	6	-43	0	0	0	0	0	0
Sotto.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	18	0	-7	0	16	-117	0	6	-43	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impa.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sotto.	-25	51	-182	25	51	-174	0	57	-225	0	77	-302
Totale	-25	51	-182	25	51	-174	0	57	-225	0	77	-302

Riepilogo azioni combinate (a metro):

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N <sub>Ed</sub>	693	1046	1015	965	761	851	820	771	736	685	717	785	762	725	711	755
V <sub>Ed</sub>	167	281	303	303	281	281	303	303	303	284	208	208	224	224	198	198
M <sub>Ed</sub>	-326	-680	-826	-806	-635	-671	-817	-798	-835	-766	-463	-490	-598	-584	-429	-447

**5.2.6.2 Approccio 1 (A2+M2+R2)**

Riepilogo azioni caratteristiche (a metro):

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a			C4b			C4c		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impa.	120	0	-48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50	0	-20
Sotto.	437	0	24	38	0	51	105	201	-408	6	0	8	27	51	-176	0	0	0
Totale	556	0	-24	38	0	51	105	201	-408	6	0	8	27	51	-176	50	0	-20

RISULTANTI	C4d			C4e			C5			C6			C7			C8		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impa.	0	0	0	18	0	-7	0	16	-117	0	6	-43	0	0	0	0	0	0
Sotto.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	18	0	-7	0	16	-117	0	6	-43	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impa.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sotto.	-25	51	-182	25	51	-174	0	56	-219	0	79	-312
Totale	-25	51	-182	25	51	-174	0	56	-219	0	79	-312

Riepilogo azioni combinate (a metro):

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	pp	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N <sub>Ed</sub>	730	807	781	738	730	807	781	738	743	693
V <sub>Ed</sub>	267	267	286	286	267	267	286	286	348	324

M <sub>Ed</sub>	-632	-663	-787	-770	-632	-663	-787	-770	-950	-865
-----------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

### 5.2.7 Valutazione del tiro sui tiranti passivi

La valutazione del tiro agente sui tiranti passivi nelle varie combinazioni di carico viene eseguita applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell’effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell’intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano  $\delta_h$ -T, dove:

$\delta_h$  = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a  $15^\circ \div 20^\circ$ );

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{max} = R_{ad}$$

dove

$R_{ad}$  è la resistenza di progetto calcolata al paragrafo precedente

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere  $T_{max}$  per l’interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale ( $\delta_o$ ) ed una rotazione rigida ( $\theta_o$ ); in questo caso, indicando con  $h_{tir}$  la distanza verticale tra l’intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{tir} \tan(\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione ( $h_{tir}$ ).

Considerando infatti il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore  $T_i$  dell’azione agente nei tiranti disposti ad altezza  $h_{tir}$ .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove  $N_i$ ,  $H_i$ ,  $M_i$  sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i-esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre  $N$ ,  $H$  ed  $M$  sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni ( $N_i$ ,  $H_i$ ,  $M_i$ ) danno luogo ad uno spostamento orizzontale ( $\delta_i$ ) e ad una rotazione della fondazione ( $\theta_i$ ). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan(\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h,tir}$$

La coppia di valori avente coordinate  $(T_i, \Delta\delta_{h,i})$  rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifica condizioni di carico analizzata.

Nel caso in esame si tiene in conto sia dell'ordine di tiranti già realizzato sulla spalla originale con gli interventi di I° allargo sia di un ulteriore ordine di tiranti, che sarà realizzato con il II° allargo. Nello specifico i nuovi tiranti passivi saranno realizzati con caratteristiche meccaniche e geometriche analoghe a quelli esistenti e perciò, nelle successive valutazioni, sarà considerato un solo tirante equivalente con quota baricentrica rispetto ai due ordini e con interasse dimezzato.

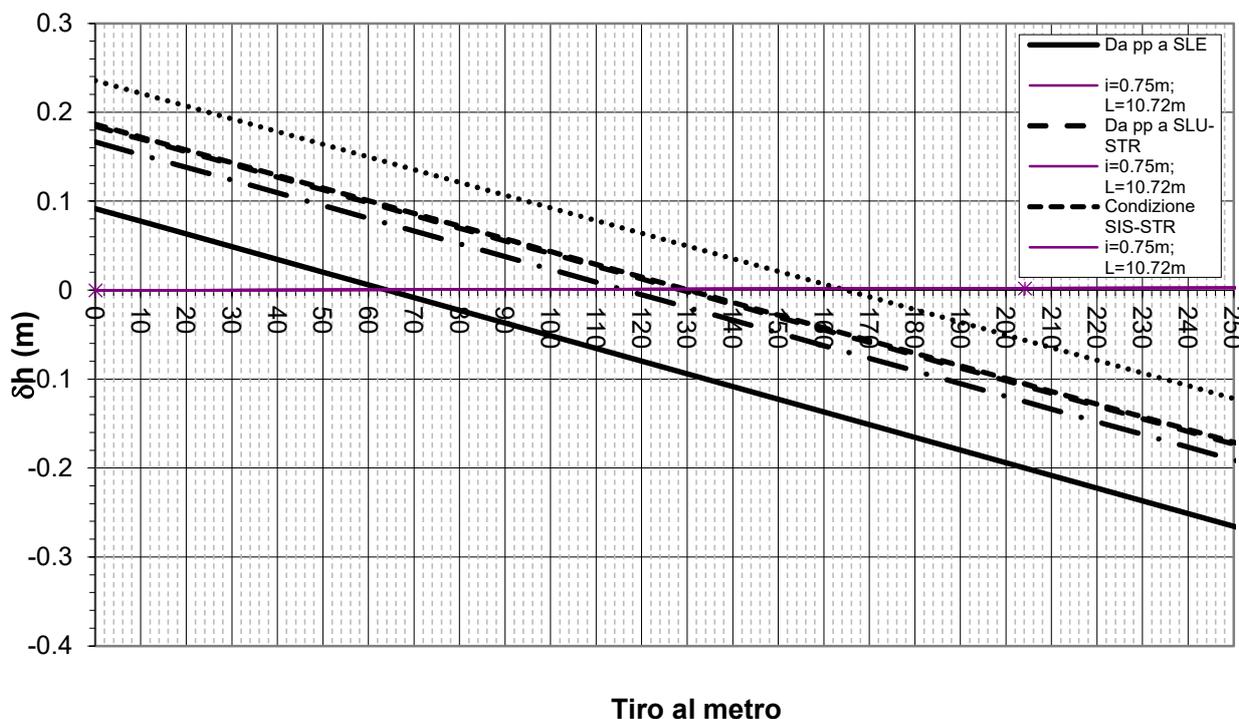


Figura 5-2. Curve caratteristiche tiranti passivi – Spalla originaria

h tirante	=	4 m
n tirante	=	32
i tirante	=	0.75 m

fyacciaio	=	355 MPa		
Eacc	=	210000000 KPa		
Area Micropalo 1	=	32.766811 cm <sup>2</sup>	ϕ barra =	11.43 cm
Area Micropalo 1	=	0.0032767 m <sup>2</sup>	sp micropalo	1 cm

Per le combinazioni maggiormente significative si riportano di seguito le azioni a metro alla base della fondazione determinate in precedenza.

Sollecitazioni Statica solo permanenti			
N	=	693	KN/m
H	=	167	KN/m
M	=	326	KN m/m
L	=	24	m

Sollecitazioni (al m) SLE			
N	=	785	KN/m
H	=	224	KN/m
M	=	598	KN m/m
L	=	24	m

Sollecitazioni (al m) SLU STR			
N	=	1015	KN/m
H	=	303	KN/m
M	=	826	KN m/m
L	=	24	m

Sollecitazioni (al m) SIS STR			
N	=	736	KN/m
H	=	303	KN/m
M	=	835	KN m/m
L	=	24	m

Sollecitazioni (al m) SLU GEO			
N	=	807	KN/m
H	=	286	KN/m
M	=	787	KN m/m
L	=	24	m

Sollecitazioni (al m) SIS GEO			
N	=	743	KN/m
H	=	348	KN/m
M	=	950	KN m/m

L	=	24	m
---	---	----	---

In considerazione di quanto descritto in precedenza si riportano ora le sollecitazioni a metro in fondazione ridotte per la presenza dei tiranti passivi.

	AZIONI A METRO		
	N' (kN/m)	H' (kN/m)	M' (kNm/m)
SLE	785	160	342
STR	1015	173	306
SISSTR	736	172	311
GEO	807	170	323
SISGEO	743	184	294

### 5.2.8 Verifica capacità portante del plinto di fondazione

Si riportano di seguito le verifiche a capacità portante del plinto di fondazione. Le verifiche sono relativi alle sole condizioni più gravose.

Le azioni considerate nella verifica sono quelle ridotte per la presenza dei tiranti passivi.

Per la verifica a capacità portante delle spalle esistenti si è ipotizzato che il piano di posa delle fondazioni superficiali sia stato impostato sullo strato A limo-argilloso.

Dove non espressamente indicato le unità di misura sono kN m

Calcolo del carico limite secondo il metodo di Vesic

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE

$B_x =$	3.00	3.00	3.00	3.00	m
$B_y =$	1.00	1.00	1.00	1.00	m
$H =$	0.00	0.00	0.00	0.00	m
$p.p.fond =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN

#### SOLLECITAZIONI

Comb	STR-D	SISSTR-D	GEO-D	SIS GEO-D	
<i>Sollecitazioni e punto di applicazione ad estradosso fondazione</i>					
$N_G =$	1015.00	736.00	807.00	743.00	kN
$H_{G,x} =$	173.00	172.00	170.00	184.00	kN
$M_{G,x} =$	306.00	311.00	323.00	294.00	kNm
$H_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$M_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kNm

$N_Q =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$H_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$M_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kNm
$H_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$M_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kNm
$d_x =$	1.50	1.50	1.50	1.50	m
$e_x =$	0.00	0.00	0.00	0.00	m
$d_y =$	0.50	0.50	0.50	0.50	m
$e_y =$	0.00	0.00	0.00	0.00	m

*Sollecitazioni nel baricentro della fondazione ad imposta plinto*

$N_G =$	1015.00	736.00	807.00	743.00	kN
$H_{G,x} =$	173.00	172.00	170.00	184.00	kN
$M_{G,x} =$	306.00	311.00	323.00	294.00	kNm
$H_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$M_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kNm
$N_Q =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$H_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$M_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kNm
$H_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$M_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kNm

*Sollecitazioni di verifica:*

$g_G =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$g_Q =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$N_{Ed} =$	1015.00	736.00	807.00	743.00	kN
$H_{Ed,x} =$	173.00	172.00	170.00	184.00	kN
$M_{Ed,x} =$	306.00	311.00	323.00	294.00	kNm
$e_x =$	0.30	0.42	0.40	0.40	m
$B'x =$	2.40	2.15	2.20	2.21	m
$H_{Ed,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kN
$M_{Ed,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00	kNm
$e_y =$	0.00	0.00	0.00	0.00	m
$B'y =$	1.00	1.00	1.00	1.00	m

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE**

<i>Comb</i>	<b>STR-D</b>	<b>SISSTR-D</b>	<b>GEO-D</b>	<b>SIS GEO-D</b>
$g_c =$	1.00	1.00	1.40	1.40

$g_f =$	1.00	1.00	1.25	1.25	
$g_{R,v} =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$g_g =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$c'_k =$	0.00	0.00	0.00	0.00	= coesione
$f_k =$	26.00	26.00	26.00	26.00	= angolo di attrito del terreno
$g_{ak} =$	10.00	10.00	10.00	10.00	= peso di volume effettivo dell'acqua di falda
$g_{1k} =$	19.00	19.00	19.00	19.00	= peso di volume effettivo del terreno SOPRA il piano di posa
$g_{2k} =$	19.00	19.00	19.00	19.00	= peso di volume effettivo del terreno SOTTO il piano di posa
$c'_d =$	0.00	0.00	0.00	0.00	
$f_d =$	26°	26°	21°	21°	
$g_{ad} =$	10.00	10.00	10.00	10.00	
$g_{1d} =$	19.00	19.00	19.00	19.00	
$g_{2d} =$	19.00	19.00	19.00	19.00	
$z =$	3.17	3.17	3.17	3.17	= dislivello tra piano campagna e quota falda
$D_f =$	3.17	3.17	3.17	3.17	= dislivello tra piano campagna e piano di posa
$q' = q_0 =$	60.23	60.23	60.23	60.23	= pressione permanente ai bordi della fondazione
$B' =$	1.00	1.00	1.00	1.00	m
$L' =$	2.40	2.15	2.20	2.21	m

**VERIFICHE GEOTECNICHE**

Verifica in direzione x

Comb	STR-D	SISSTR-D	GEO-D	SIS GEO-D	
$N_{Ed} =$	1015.00	736.00	807.00	743.00	kN
$V_{Ed} =$	173.00	172.00	170.00	184.00	kN
$N_q =$	11.85	11.85	7.30	7.30	
$N_g =$	12.54	12.54	6.48	6.48	
$N_c =$	22.25	22.25	16.14	16.14	
$s_q =$	1.20	1.23	1.18	1.18	coefficienti di forma
$s_g =$	0.83	0.81	0.82	0.82	
$s_c = s_c^0 =$	1.22	1.25	1.21	1.20	
$m = m^0 =$	1.29	1.32	1.31	1.31	inclinazione del carico
$i_q =$	0.79	0.70	0.73	0.69	
$i_g =$	0.65	0.54	0.58	0.52	
$i_c =$	0.00	0.00	0.00	0.00	
$d_q =$	1.28	1.30	1.30	1.30	profondità piano di posa

$d_g =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$d_c = d_c^0 =$	1.37	1.39	1.39	1.38	
$e =$	0.00	0.00	0.00	0.00	inclinazione piano di posa rispetto l'orizzontale
$b_q =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$b_g =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$b_c =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$w =$	0.00	0.00	0.00	0.00	inclinazione piano campagna rispetto l'orizzontale
$g_q =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$g_g =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$g_c =$	1.00	1.00	1.00	1.00	
$Q_{lim} =$	2252.54	1842.18	1155.6 4	1086.0 9	
$R_d =$	2252.54	1842.18	1155.6 4	1086.0 9	
$N_{Ed} =$	1015.00	736.00	807.00	743.00	
Verifica	<b>ok</b>	<b>ok</b>	<b>ok</b>	<b>ok</b>	
CS =	2.22	2.50	1.43	1.46	

### 5.2.9 Sollecitazioni sui tiranti di ancoraggio

Sui tiranti di ancoraggio risultano essere agenti le seguenti sollecitazioni a metro.

	Tiro/m
SLE	64
STR	130
SISSTR	131
GEO	116
SISGEO	164

Considerando l'interasse dei tiranti si ottengono le seguenti sollecitazioni sul singolo tirante.

	Tiro
SLE	48
STR	97.5
SISSTR	98.25
GEO	49.5
SISGEO	61.5

### 5.2.10 Resistenza dei nuovi tiranti

#### Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciaio S 355	MPa	$E_a = 210000$	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} = 355$	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{M0} = 1.05$	$\gamma_{M1} = 1.05$	$\gamma_{M2} = 1.25$		$f_t = 510$	MPa

#### Caratteristiche geometriche della sezione

La sezione oggetto delle verifiche è costituito da un tubo tondo 114,3x10 dalle seguenti caratteristiche:

#### Caratteristiche geometriche della sezione

$d = 114.3$	mm	diametro tubo	$t = 10$	mm	spessore
$D_{perf} = 180$	mm	diam. perforazione	$A = 3277$	mm <sup>2</sup>	area tubo

#### Calcolo resistenza del tirante

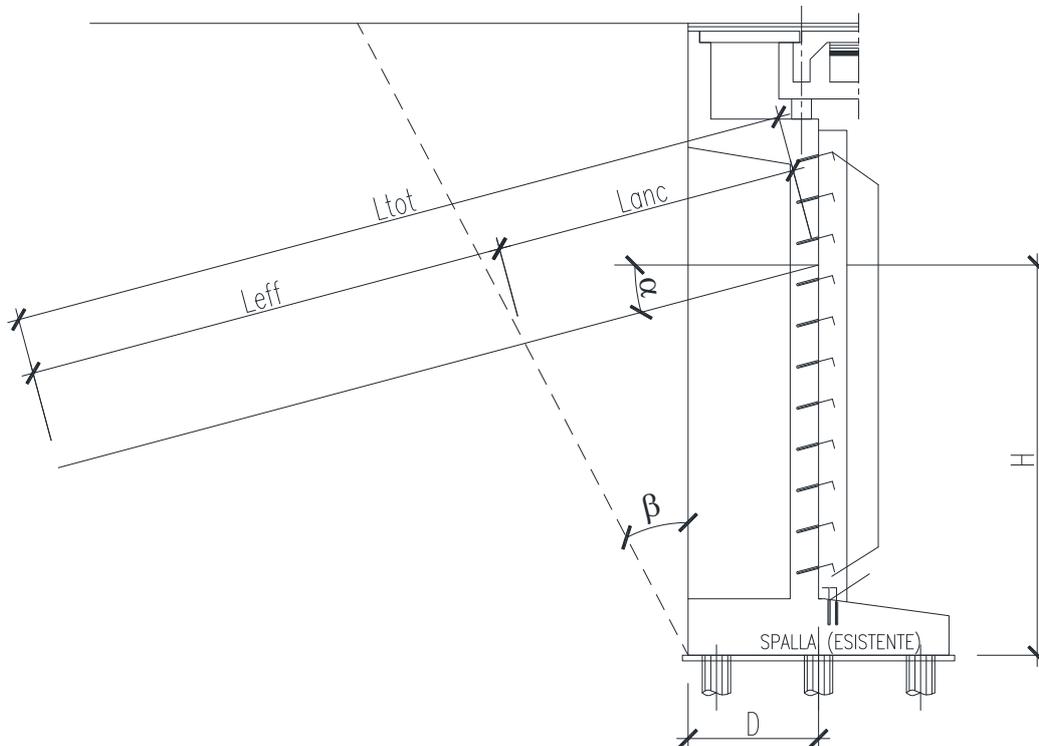
La resistenza del tirante sarà data dalla minore fra la sua resistenza strutturale e quella allo sfilamento.

#### Resistenza strutturale del tirante

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 1108 \text{ kN}$$

#### Resistenza geotecnica del tirante

Si determina preliminarmente la lunghezza del tratto efficace del tirante, identificata dalla sua parte esterna alla zona delimitata dalla formazione del cuneo attivo di spinta.



H =	4.00	m	
D =	2.70	m	
$\alpha$ =	20	°	inclinazione del tirante
$\phi$ =	35	°	angolo d'attrito interno del terreno
$\beta$ =	27.5	°	inclinazione del cuneo di spinta attiva $tg(\pi/4-\phi/2)$
L <sub>anc</sub> =	4.28	m	tratto non efficace del tirante
L <sub>eff</sub> =	10.72	m	tratto efficace del tirante
L <sub>tot</sub> =	15.00	m	lunghezza totale del tirante

Quindi si calcola la resistenza allo sfilamento di progetto

$\alpha$ =	1.0	coefficiente maggiorativo del diametro del palo				
$\tau_{lim}$ =	100	kN/m <sup>2</sup>	resistenza laterale limite di aderenza			
	n° verticali indagate	3	fattore di correlazione	$\zeta_{a3} =$	1.70	$\zeta_{a4} =$ 1.65
$\gamma_{Ra,p}$ =	1.2	coefficiente parziale di sicurezza				
$T_{sfi,k} = L_{eff} \alpha D_{perf} \pi \tau_{lim} / \zeta_{a4} =$			367.45	kN		
$T_{sfi,d} = T_{sfi,k} / \gamma_{Ra,p} =$			306.20	kN		

**Resistenza del tirante**

La resistenza del tirante sarà quindi pari a:

$$T_{Rd} = \min[N_{pl,Rd}; T_{sfi,d}] = 306.20 \quad \text{kN}$$

**5.2.11 Verifica del rivestimento su paramento della spalla originaria**

Si riporta di seguito la verifica strutturale del rivestimento eseguito sull'elevazione della spalla originaria in occasione dei lavori di costruzione del I° allargò.

Nello specifico il rivestimento in calcestruzzo distribuisce le sollecitazioni agenti sui tiranti in progetto ed esistenti sul paramento della spalla esistente.

Nell'immagine seguente sono rappresentati i tiranti realizzati nel I° allargò.

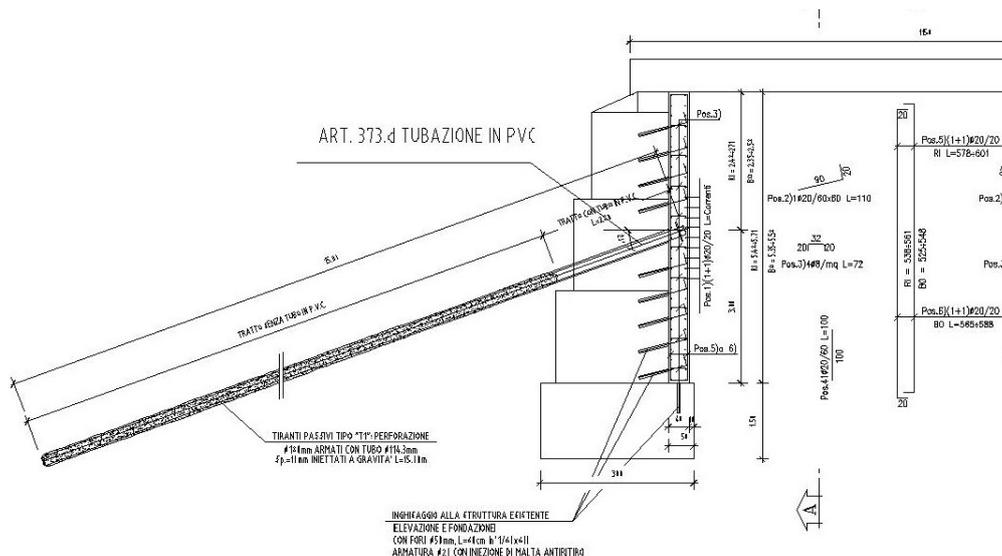


Figura 5-3. Tiranti di I° allargo e rivestimento spalla originaria

**Rivestimento:**

- Calcestruzzo: C25/30
- Spessore: 0.40m
- Armatura verticale: 1+1Φ20/20
- Armatura orizzontale: 1+1Φ20/20
- Spilli d'armatura: 4Φ8/mq
- Spilli d'ancoraggio: 1Φ20/60x60

**Tiranti I° allargo:**

- Quota tiranti da sommità fondazione: 3.00m
- Lunghezza tiranti: 15m
- Inclinazione tiranti rispetto l'orizzontale: 20°
- Diametro perforazione: 180mm
- Diametro tubo in acciaio: 114.3mm
- Spessore tubo in acciaio: 10mm
- Interasse: 1.50m

**Tiranti II° allargo:**

- Quota tiranti da sommità fondazione: 2.00m
- Lunghezza tiranti: 15m
- Inclinazione tiranti rispetto l'orizzontale: 5°
- Diametro perforazione: 180mm
- Diametro tubo in acciaio: 114.3mm
- Spessore tubo in acciaio: 10mm
- Interasse: 1.50m

Considerando che il rivestimento è vincolato mediante spilli di ancoraggio al paramento verticale e al plinto di fondazione, per la verifica del rivestimento si assume cautelativamente uno schema di trave su più appoggi con le seguenti caratteristiche:

- Appoggio in corrispondenza del vincolo con il plinto di fondazione;
- Appoggio in corrispondenza di ciascun tirante;
- Sbalzo tra testa del tirante superiore e sommità spalla.
- Luce 1 (Ancoraggio fondazione – Testa tirante inferiore): 2.00m
- Luce 2 (Testa tirante inferiore – Testa tirante superiore): 1.00m
- Luce 3 (Testa tirante superiore – Sommità spalla): 2.30m

- Lunghezza totale rivestimento: 5.30m

Sullo schema sopra descritto sarà applicato un carico pari a:

SLU/SLV:  $164 \text{ kN/m (Tiro)} \times 2 / 5.30\text{m} = 61.89 \text{ kN/m}$

SLE:  $64 \text{ kN/m (Tiro)} \times 2 / 5.30\text{m} = 24.15 \text{ kN/m}$

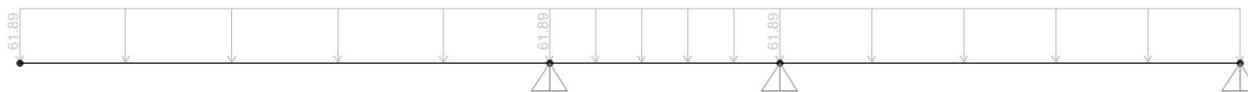


Figura 5-4. Carico distribuito su rivestimento – SLV/SLU

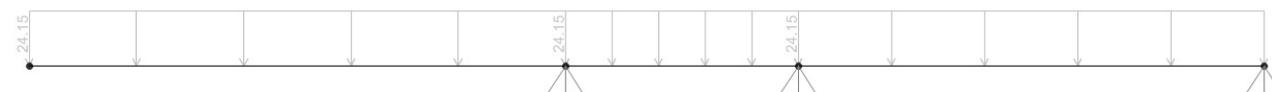


Figura 5-5. Carico distribuito su rivestimento – SLE

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni sul rivestimento:

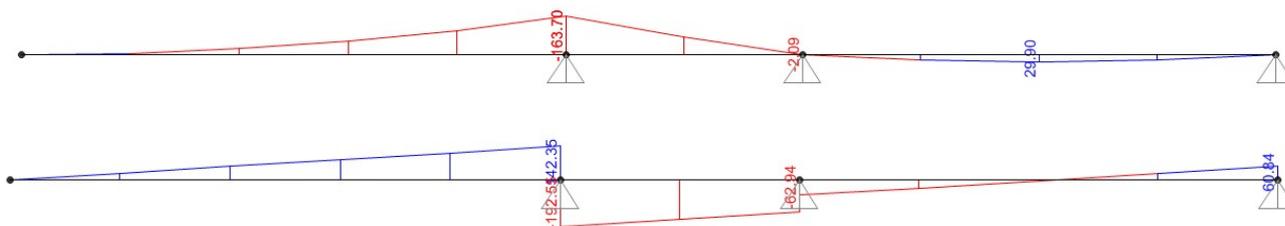


Figura 5-6. Momento e taglio su rivestimento – SLU/SLV

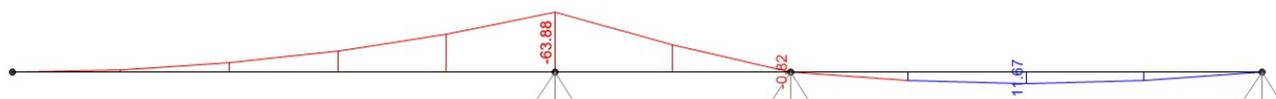


Figura 5-7. Momento su rivestimento – SLE

Si riportano di seguito le verifiche strutturali. La verifica a taglio considera l'armatura costituita dagli spilli  $\phi 20/60 \times 60$  di collegamento con la struttura preesistente e trascura, a favore di sicurezza, gli spilli  $\phi 8/50 \times 50$  aggiuntivi.

cls	f <sub>ck</sub> [MPa]	f <sub>ctm</sub> [MPa]	f <sub>cm</sub> [MPa]	E <sub>cm</sub> [MPa]
1	25	2.56	33	31476
2	28	2.77	36	32308
3	32	3.02	40	33346
4	40	3.51	48	35220
5	50	4.07	58	37278

	B	H	d'	cls	As min	Asw min
	[cm]	[cm]	[cm]		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /m]
rivestimento	100	40	5.0	1	5.19	15.00

FESS. MAX	FREQ	0.4	mm
	QP	0.3	mm

(\*) = sezione totalmente compressa --> verifiche soddisfatte

armatura		Armatura longitudinale													
		Armatura sup. [mm] [cm²]						Armatura inf. [mm] [cm²]							
		n	φ	n	φ	n	φ	A's	n	φ	n	φ	n	φ	As
rivestimento	Mmax	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
rivestimento	Mmin	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
rivestimento	Vmax	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7

armatura		Staffe					
		n	φ	passo	Asw	θ	α
				[cm]	[cm²/m]	[°]	[°]
rivestimento	Mmax	1.7	20	60	8.90	30	75
rivestimento	Mmin	1.7	20	60	8.90	30	75
rivestimento	Vmax	1.7	20	60	8.90	30	75

codice elemento	posizione	cls	Nd	Md	Vd	B	H	d	d'	fck	fyk	Es	fcd	fyd	εsy	
			[kN]	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%	
STR	rivestimento	Mmax	1	0	30	0	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196
STR	rivestimento	Mmin	1	0	164	193	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196
RARA	rivestimento	Mmax	1	0	64	0	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196
RARA	rivestimento	Mmin	1	0	12	0	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196
FREQ	rivestimento	Mmax	1	0	64	0	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196
FREQ	rivestimento	Mmin	1	0	12	0	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196
QP	rivestimento	Mmax	1	0	64	0	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196
QP	rivestimento	Mmin	1	0	12	0	100	40	35.00	5.00	25	450	200000	14.17	391.30	0.196

codice elemento		posizione		Armatura longitudinale												
				Armatura sup. [mm] [cm²]						Armatura inf. [mm] [cm²]						
				n	φ	n	φ	n	φ	A's	n	φ	n	φ	n	φ
STR	rivestimento	Mmax	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
STR	rivestimento	Mmin	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
RARA	rivestimento	Mmax	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
RARA	rivestimento	Mmin	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
FREQ	rivestimento	Mmax	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
FREQ	rivestimento	Mmin	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
QP	rivestimento	Mmax	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7
QP	rivestimento	Mmin	5	20	0	0	0	0	15.7	5	20	0	0	0	0	15.7

codice elemento	posizione	yc slu	Mu	Staffe										yc sle	
				n-φ [mm]		passo	Asw	θ	α	ctg θ	VRsd	VRcd	VRd		
				n	φ										[cm]
STR	rivestimento	Mmax	5.17	202	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	212	1116	212	/
STR	rivestimento	Mmin	5.17	202	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	212	1116	212	/
RARA	rivestimento	Mmax	/	/	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	/	/	/	9.80
RARA	rivestimento	Mmin	/	/	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	/	/	/	9.81
FREQ	rivestimento	Mmax	/	/	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	/	/	/	9.80
FREQ	rivestimento	Mmin	/	/	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	/	/	/	9.81
QP	rivestimento	Mmax	/	/	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	/	/	/	9.80
QP	rivestimento	Mmin	/	/	1.7	20	60	5.34	30	75	1.7	/	/	/	9.81

codice elemento	posizione	σc	σs	sr,max	αe	hc,eff	kt	ρp,eff	εsm-εcm	wk	
		[MPa]	[MPa]	[mm]		[mm]				[mm]	
STR	rivestimento	Mmax	/	/	/	6.35	/	0.6	/	/	/
STR	rivestimento	Mmin	/	/	/	6.35	/	0.6	/	/	/
RARA	rivestimento	Mmax	3	115	388	6.35	100.66314	0.6	0.0156	0.0003	0.13
RARA	rivestimento	Mmin	1	21	388	6.35	100.63353	0.6	0.0156	0.0001	0.02
FREQ	rivestimento	Mmax	3	115	388	6.35	100.66314	0.6	0.0156	0.0003	0.13
FREQ	rivestimento	Mmin	1	21	388	6.35	100.63353	0.6	0.0156	0.0001	0.02
QP	rivestimento	Mmax	3	115	388	6.35	100.66314	0.6	0.0156	0.0003	0.13
QP	rivestimento	Mmin	1	21	388	6.35	100.63353	0.6	0.0156	0.0001	0.02

codice elemento	posizione	ver	ver	ver σs	ver σs	ver σs	ver fess.	ver fess.
		Mu	VRd	RARA	QP	RARA	FREQ	QP
STR	rivestimento	Mmax	ok	ok	/	/	/	/
STR	rivestimento	Mmin	ok	ok	/	/	/	/
RARA	rivestimento	Mmax	/	/	ok	/	ok	/
RARA	rivestimento	Mmin	/	/	ok	/	ok	/
FREQ	rivestimento	Mmax	/	/	/	/	ok	/
FREQ	rivestimento	Mmin	/	/	/	/	ok	/
QP	rivestimento	Mmax	/	/	/	ok	/	ok
QP	rivestimento	Mmin	/	/	/	ok	/	ok

### 5.3 SPALLE STRUTTURA I° ALLARGO

Le spalle della struttura di I° allargio sono opere di sostegno per le quali le verifiche a capacità portante delle fondazioni saranno condotte prendendo a riferimento i coefficienti di sicurezza stabiliti dal D.M: 140/01/2008 in tabella. 6.5.I.

Per le verifiche sarà inoltre utilizzato l'approccio 2: A1 + M1 + R3

La geometria della spalla realizzata con il I° allargio ha una larghezza limitata e presenta un muro di risvolto molto esteso che irrigidisce la struttura. Il comportamento strutturale della spalla di I° allargio sarà dunque assimilabile a quello di una struttura scatolare monolitica molto rigida. In considerazione di ciò e anche della recente costruzione dell'allargio non si ritiene necessario condurre ulteriori analisi strutturali sul plinto di fondazione e sull'elevazione. L'analisi a metro della spalla di I° allargio sarà perciò utilizzata per condurre solamente verifiche di capacità portante.

#### 5.3.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle del I° allargio.

SPALLA ANALIZZATA				
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		DIRETTA
DIREZIONE	RIMINI	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
<b>Geometrie delle sottostrutture originaria</b>				
L1	2.44	[m]	Larghezza zattera	
L2	2.44	[m]	Larghezza paramento	
L3	0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4	0.86	[m]	Sbalzo zattera	
B	7.70	[m]	Lunghezza zattera	
b1	5.50	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2	1.20	[m]	Spessore paramento	
b3	1.00	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4	1.20	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5	0.37	[m]	Spessore paraghiaia	
b6	0.30	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>	7.36	[m]	Altezza totale	
H1	1.20	[m]	Spessore zattera	
H2	5.24	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3	0.00	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4	0.92	[m]	Altezza paraghiaia	
H5	0.20	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>zav_M</sub>	6.16	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>	1.00	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle =	

strada)

**Geometrie dell'impalcato originario**

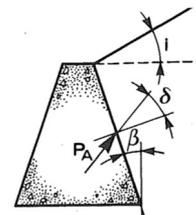
Tipologia impalcato	SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.		
$B_{tot}$	2.44	[m]	Larghezza Totale Impalcato
$B_{imp}$	2.44	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi
$L_{imp}$	11.60	[m]	Lunghezza impalcato
$n_T$	5		Numero travi principali
$i_T$	0.50	[m]	Interasse travi principali
$A_T$	0.25	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale
$L_{tr}$	0.00	[m]	Lunghezza traversi
$n_{tr}$	0.00		numero traversi compresi quelli di testata
$A_{tr}$	0.00	[m <sup>2</sup> ]	sezione trasverso
$H_{sol}$	0.250	[m]	spessore soletta in c.a.
$H_{pav}$	0.1500	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi
$H_{cord\_sic}$	0.00	[m]	altezza cordolo sicurvia
$B_{cord\_sic}$	0.00	[m]	larghezza cordolo sicurvia
$H_{cord\_FOA}$	0.00	[m]	altezza cordolo FOA
$B_{cord\_FOA}$	0.00	[m]	larghezza cordolo FOA
$H_{FOA}$	0.00	[m]	altezza FOA
$sb_{FOA}$	0.00	[m]	aggetto FOA

**Caratteristiche dei materiali**

$\gamma_{cls}$	25	[kN/m <sup>3</sup> ]	
$\gamma_{steel}$	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]	
$\gamma_{pav}$	22	[kN/m <sup>3</sup> ]	
$q$	20	[kN/m <sup>2</sup> ]	sovraccarico accidentale da traffico

**Parametri geotecnici del terreno di rilevato**

$\gamma_{terreno}$	20	[kN/m <sup>3</sup> ]	
$\varphi'$ (M1)	35	[°]	
$\varphi'$ (M2)	29.26	[°]	
$\delta$	23.33	[°]	
$\beta$	0.00	[°]	
$i$	0.00	[°]	



**Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)**

$\gamma_{\text{terreno}}$	19	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi$	26	[°]
$c'$	0	[kPa]

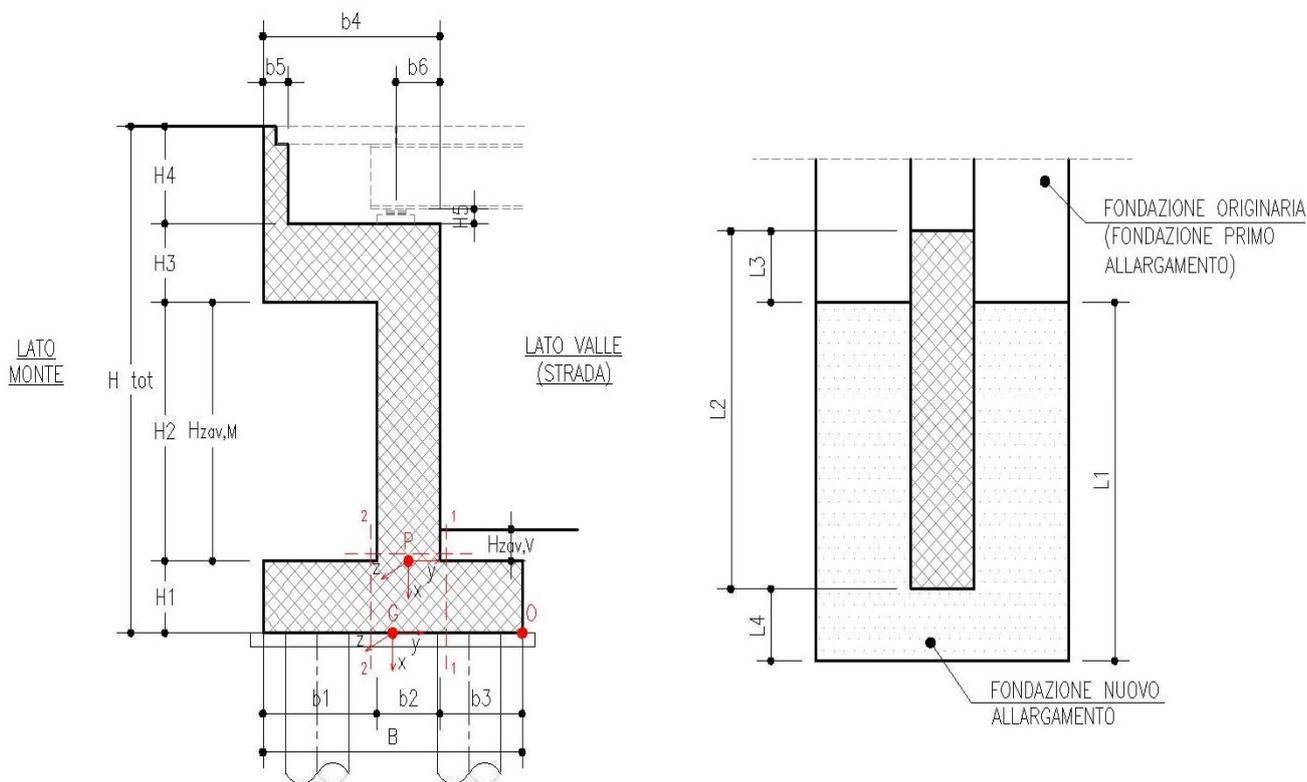


Figura 5-8. Schema dimensioni geometriche spalla

**5.3.2 Coefficienti sismici**

Località:	Opera 119T (Var. Scandellara)		
Vita nominale:	VN	50	anni
Classe d'uso:	CU	2	
Periodo di riferimento per azione sismica:	VR	100	anni

Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.214	0.315	2.433

Categoria di sottosuolo: D  
 Categoria topografica: T1

Accelerazione massima attesa al sito

Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
SLV	949	1.6	1.00	0.346

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta$  0.31

Coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  0.107

Coefficiente sismico verticale  $k_v$  0.054

**Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:**

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	23.33	0.41
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	6.48	0.11
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
<b><math>k_{AE}</math> - M1</b>	<b>0.32</b>	
<b><math>k_{AE}</math> - M2</b>	<b>0.39</b>	

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	23.33	0.41
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	5.82	0.10
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
<b><math>k_{AE}</math> - M1</b>	<b>0.31</b>	
<b><math>k_{AE}</math> - M2</b>	<b>0.38</b>	

### 5.3.3 Analisi delle sollecitazioni da impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi trasmessi dall'impalcato in sommità della spalla.

#### Peso proprio impalcato - totale

Peso proprio travi longitudinali - totale	363	[kN]
Peso proprio traversi - totale	0	[kN]
Incremento 20% per controventi e bulloneria	0	[kN]
Peso proprio soletta	177	[kN]
<b>Totale</b>	<b>539</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla** **270** **[kN]**

#### Peso proprio guardrail - totale

Peso proprio guardrail	17	[kN]
<b>Totale</b>	<b>17</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla** **9** **[kN]**

#### Peso proprio pavimentazione - totale

Peso proprio pavimentazione	93	[kN]
<b>Totale</b>	<b>93</b>	<b>[kN]</b>

**Su spalla** **47** **[kN]**

Retrorave = 0.50 [m]

Luce calcolo trave  
= 10.6 [m]

Tandem 1 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio (massimo taglio su impalcato e massima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	600	[kN]
<b>Reazione su spalla</b>	<b>594.34</b>	<b>[kN]</b>

Tandem 2 corrisponde alla condizione con carico tandem in prossimità appoggio opposto (minimo taglio su impalcato e minima reazione vincolare su spalla)

Carico da tandem - totale	600	[kN]
<b>Reazione su spalla</b>	<b>5.66</b>	<b>[kN]</b>
Carico distribuito - totale	255	[kN]
<b>Reazione su spalla</b>	<b>127</b>	<b>[kN]</b>
<b>Frenatura</b>	Fy	
Azione dovuto alla Frenatura	391	[kN]
Totale	391	[kN]
<b>Su Spalla</b>	<b>391</b>	<b>[kN]</b>

Si riportano di seguito le sollecitazioni dell'impalcato calcolate nel baricentro della fondazione della spalla.

COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b><u>FONDAZIONE</u></b>	SOLLECITAZIONI PER GROUP - Verifica <b><u>FONDAZIONE</u></b>
--	---

<b>Peso Proprio</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	270	0	-688

<b>Cordolo</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	0	0	0

<b>FOA</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	0	0	0

<b>Guardrail</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	9	0	-22

<b>Pavimentazione</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	47	0	-119

<b>Vento</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]

	-6.64	2.55	0	0	0
--	-------	------	---	---	---

<b>Neve</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	0	0	0

<b>Tandem 1</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	594	0	-1516

<b>Tandem 2</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	6	0	-14

<b>Distribuito</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	127	0	-325

<b>Frenatura</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	0	391	-2598

valutata come 5% dei carichi permanenti

<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	0	16	-108

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

<b>Sisma dir. orizz.</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	0	88	-586

considerato anche il 20% dei carichi stradali accidentali

<b>Sisma dir. vert.</b>	<b>x<sub>G</sub></b>	<b>y<sub>G</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KNm]
	-6.64	2.55	25	0	-64

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <u>FONDAZIONE</u>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <u>FONDAZIONE</u>		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-6.64	2.55	111	0	-282
<b>Cordolo</b>	-6.64	2.55	0	0	0
<b>FOA</b>	-6.64	2.55	0	0	0
<b>Guardrail</b>	-6.64	2.55	4	0	-9
<b>Pavimentazione</b>	-6.64	2.55	19	0	-49
<b>Vento</b>	-6.64	2.55	0	0	0
<b>Neve</b>	-6.64	2.55	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-6.64	2.55	244	0	-621
<b>Tandem 2</b>	-6.64	2.55	2	0	-6

<b>Distribuito</b>	-6.64	2.55	52	0	-133
<b>Frenatura</b>	-6.64	2.55	0	160	-1065
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-6.64	2.55	0	7	-44
<b>Sisma dir. oriz.</b>	-6.64	2.55	0	0	0
<b>Sisma dir. vert.</b>	-6.64	2.55	0	0	0

Il sistema di ritegni sismici presenti sull'opera fa sì che l'impalcato trasmetta trasversalmente le azioni relative alla massa di metà campata afferente, così come per la componente verticale, mentre in direzione longitudinale è tale che l'azione sismica dell'impalcato agisca in direzione opposta a quella delle spinte delle terre. Nel calcolo della spalla risulta quindi dimensionate la condizione di sisma agente con verso concorde alle spinte delle terre. In tale situazione l'azione longitudinale del sisma da impalcato è posta pari a 0, poiché andrà a scaricarsi, facendo contrasto contro il paraghiaia, sulla spalla opposta. Non è inoltre considerato il sisma verticale poiché la spalla non rientra in uno dei casi in cui la normativa ne richiede la valutazione.

### 5.3.4 Analisi delle sollecitazioni in fondazione

#### ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

##### (C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	$x_g$ [m]	$y_g$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.60	0.00	231.00	0.00	0.00
Paramento	-3.82	2.25	157.20	0.00	-353.70
Cordolo in c.a.	-6.44	2.25	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-6.90	1.84	8.51	0.00	-15.62
Zavorra lato valle	-1.70	3.35	20.00	0.00	-67.00
<b>TOTALE</b>			<b>417</b>	<b>0</b>	<b>-436</b>

**(C2): Zavorra stabilizzante**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra a tergo	-4.28	-1.10	677.60	0	745

**(C3): Spinta delle terre - attiva**

$H_{SPINTA}$ [m]	7.36
------------------	------

Comb.	$k_a$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.2444	-2.45	-3.85	52	121.57	-96.36

**(C4): Sovraccarico accidentale**

$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20
--------------------------	----

Componente verticale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-1.10	110.00	0	121.00

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-3.68	-3.85	14	33	-67

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

$k_h$	0.107
$k_v$	0.054

Sisma diretto verso l'alto: -  $k_v$

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.60	0.00	-12.41	24.81	-14.89
Paramento	-3.82	2.25	-8.44	16.88	-45.50
Cordolo in c.a.	-6.44	2.25	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-6.90	1.84	-0.46	0.91	-5.47
Zavorra a tergo	-4.28	-1.10	-36.39	72.78	-351.52
Zavorra lato valle	-1.70	3.35	-1.07	2.15	-0.05
<b>TOTALE</b>			<b>-59</b>	<b>118</b>	<b>-417</b>

Sisma diretto verso il basso: +  $k_v$

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-0.60	0.00	12.41	24.81	-14.89
Paramento c.a.	-3.82	2.25	8.44	16.88	-83.49
Trave in c.a.	-6.44	2.25	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia in c.a.	-6.90	1.84	0.46	0.91	-7.15
Zavorra a tergo	-4.28	-1.10	36.39	72.78	-271.46
Zavorra lato valle	-1.70	3.35	1.07	2.15	-7.25
<b>TOTALE</b>			<b>59</b>	<b>118</b>	<b>-384</b>

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_s$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.32	146.79	161.77	15	-3.68	-55

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_s$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.31	146.79	175.49	29	-3.68	-106

**5.3.5 Combinazioni di calcolo**

Nome	Descrizione	-		$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strut. e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strut. e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffico 0	traffico o 1	traffico o 2a	traffico o 2a config 2	no traffico 0	traffico o 1	traffico o 2a	traffico o 2a config 2	Traffico o +	Traffico o -	no traffico 0	traffico o 1	traffico o 2a	traffico o 2a config 2	no traffico	traffico co 1
COMB	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75

C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### 5.3.6 Sollecitazioni risultanti nel baricentro della fondazione

Riepilogo azioni caratteristiche (a metro):

	C1			C2			C3			C4a			C4b			C4c		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impal.	133	0	-340	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	244	0	-621
Sottos.	417	0	-436	678	0	745	52	122	-96	110	0	121	14	33	-67	0	0	0
Totale	550	0	-776	678	0	745	52	122	-96	110	0	121	14	33	-67	244	0	-621

	C4d			C4e			C5			C6			C7			C8		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impal.	2	0	-6	52	0	-133	0	160	-1065	0	7	-44	0	0	0	0	0	0
Sottos.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	2	0	-6	52	0	-133	0	160	-1065	0	7	-44	0	0	0	0	0	0

	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Impal.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottos.	-59	118	-417	59	118	-384	0	15	-55	0	29	-106
Totale	-59	118	-417	59	118	-384	0	15	-55	0	29	-106

Riepilogo azioni combinate (a metro):

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico co +	Traffico co -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N <sub>Ed</sub>	1280	1909	1785	1541	1318	1717	1592	1348	1401	1283	1294	1590	1498	1317	1291	1494
V <sub>Ed</sub>	128	218	434	434	218	218	434	434	281	267	161	161	322	322	153	153
M <sub>Ed</sub>	-171	-1600	-2721	-2098	-311	-1329	-2449	-1826	-825	-808	-238	-992	-1822	-1361	-221	-740

### 5.3.7 Verifica capacità portante del plinto di fondazione

Si riportano di seguito le verifiche a capacità portante del plinto di fondazione. Le verifiche sono relativi alle sole condizioni più gravose.

Si riportano di seguito le verifiche a capacità portante del plinto di fondazione.

Per la verifica a capacità portante delle spalle esistenti si è ipotizzato che il piano di posa delle fondazioni superficiali sia stato impostato sullo strato A limo argilloso.

Dove non espressamente indicato le unità di misura sono kN m

Calcolo del carico limite secondo il metodo di Vesic

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE**

$B_x =$	7.70	7.70	7.70
$B_y =$	1.00	1.00	1.00
$H =$	0.00	0.00	0.00
$p_{p.fond} =$	0.00	0.00	0.00

<i>Comb</i>	<b>SLE</b>	<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	
<i>Sollecitazioni e punto di applicazione ad estradosso fondazione</i>				
$N_G =$	1590.00	1909.00	1401.00	
$H_{G,x} =$	322.00	434.00	281.00	
$M_{G,x} =$	1822.00	2721.00	825.00	
$H_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	
$M_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	
$N_Q =$	0.00	0.00	0.00	
$H_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	
$M_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	
$H_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	
$M_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	
$d_x =$	3.85	3.85	3.85	
$e_x =$	0.00	0.00	0.00	
$d_y =$	0.50	0.50	0.50	
$e_y =$	0.00	0.00	0.00	
<i>Sollecitazioni nel baricentro della fondazione ad imposta plinto</i>				
$N_G =$	1590.00	1909.00	1401.00	1590.00
$H_{G,x} =$	322.00	434.00	281.00	322.00
$M_{G,x} =$	1822.00	2721.00	825.00	1822.00
$H_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$M_{G,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$N_Q =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$H_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$M_{Q,x} =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$H_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$M_{Q,y} =$	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>Sollecitazioni di verifica:</i>				
$\gamma_G =$	1,00	1,00	1,00	
$\gamma_Q =$	1,00	1,00	1,00	
<b><math>N_{Ed} =</math></b>	1590.00	1909.00	1401.00	

$H_{Ed;x} =$	322.00	434.00	281.00
$M_{Ed;x} =$	1822.00	2721.00	825.00
$e_x =$	1.15	1.43	0.59
$B'x =$	5.41	4.85	6.52
$H_{Ed;y} =$	0.00	0.00	0.00
$M_{Ed;y} =$	0.00	0.00	0.00
$e_y =$	0.00	0.00	0.00
$B'y =$	1.00	1.00	1.00

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Comb	SLE	SLU	SLV
$\gamma_{c'}$	1.00	1.00	1.00
$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.00	1.00
$\gamma_{R;v}$	1.40	1.40	1.40
$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00
$c'_k$	0.00	0.00	130.00
$\varphi_k$	26.00	26.00	0.00
$\gamma_{ak}$	10.00	10.00	10.00
$\gamma_{1k}$	19.00	19.00	19.00
$\gamma_{2k}$	19.00	19.00	19.00
$c'_d$	0.00	0.00	130.00
$\varphi_d$	26°	26°	0°
$\gamma_{ad}$	10.00	10.00	10.00
$\gamma_{1d}$	19.00	19.00	19.00
$\gamma_{2d}$	19.00	19.00	19.00
$z$	2.93	2.93	2.93
$D_f$	2.93	2.93	2.93
$q' = q_0$	55.67	55.67	55.67
$B'$	1.00	1.00	1.00
$L'$	5.41	4.85	6.52

### VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifica in direzione x

Comb	SLE	SLU	SLV
$N_{Ed}$	1590.00	1909.00	1401.00
$V_{Ed}$	322.00	434.00	281.00
$N_q$	11.85	11.85	1.00
$N_{\gamma}$	12.54	12.54	0.00
$N_c$	22.25	22.25	5.14

$s_q=$	1.09	1.10	1.00
$s_\gamma=$	0.93	0.92	0.94
$s_c=s_c^0=$	1.10	1.11	0.97
$m=m^0=$	1.16	1.17	1.13
$i_q=$	0.77	0.74	1.00
$i_\gamma=$	0.61	0.57	1.00
$i_c=$	0.00	0.00	0.52
$d_q=$	1.17	1.19	1.00
$d_\gamma=$	1.00	1.00	1.00
$d_c=d_c^0=$	1.22	1.24	1.18
$\varepsilon =$	0.00	0.00	0.00
$b_q=$	1.00	1.00	1.00
$b_\gamma=$	1.00	1.00	1.00
$b_c=$	1.00	1.00	1.00
$\omega =$	0.00	0.00	0.00
$g_q=$	1.00	1.00	1.00
$g_\gamma=$	1.00	1.00	1.00
$g_c=$	1.00	1.00	1.00
$Q_{lim}=$	4432.75	3783.46	2973.89
$R_d=$	3166.25	2702.47	2124.21
$N_{Ed}=$	1590.00	1909.00	1401.00
Verifica	<b>ok</b>	<b>ok</b>	<b>ok</b>
CS =	1.99	1.42	1.52