

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47I09000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

IDRAULICA DI SEDE - GENERALE

Relazione di calcolo prolungamento tombini $\phi 1500$

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N M 0 Z 2 0 D 2 6 C L R I 0 0 0 3 0 0 4 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Novembre 2018	F. Coppini/A. Maran	Novembre 2018	S. Borelli	Novembre 2018	F. Sacchi	Novembre 2018

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. A

File: NM0Z20D26CLRI0003004A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	ALLEGATI.....	6
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
6	MODELLO DI CALCOLO	8
7	ANALISI DEI CARICHI	10
7.1	PESO PROPRIO.....	10
7.2	PERMANENTI PORTATI.....	10
7.3	SPINTA DEL TERRENO	11
7.4	CARICHI MOBILI.....	11
7.4.1	Calcolo larghezza di diffusione / coefficiente dinamico	11
7.4.2	Disposizione dei convogli	12
7.5	SPINTA DOVUTA AI CARICHI MOBILI.....	13
7.6	SERPEGGIO	13
7.7	AVVIAMENTO/FRENATURA	13
7.8	VARIAZIONI TERMICHE.....	14
7.9	AZIONI SISMICHE	14
7.10	RITIRO	16
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
9	VERIFICHE SEZIONE TRASVERSALE	20
9.1	CRITERI DI VERIFICA	20
9.2	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE	21
9.3	TAGLIO.....	21
9.4	FESSURAZIONE.....	23

1 PREMESSA

Nell'ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.

Il quadruplicamento in oggetto, a partire dall'uscita della stazione Milano Rogoredo, prosegue in affiancamento alla linea storica e su una nuova sede e si sviluppa a sud di Milano, estendendosi per circa 30 km lungo l'attuale linea ferroviaria tra i nodi di Milano Rogoredo e Pavia.

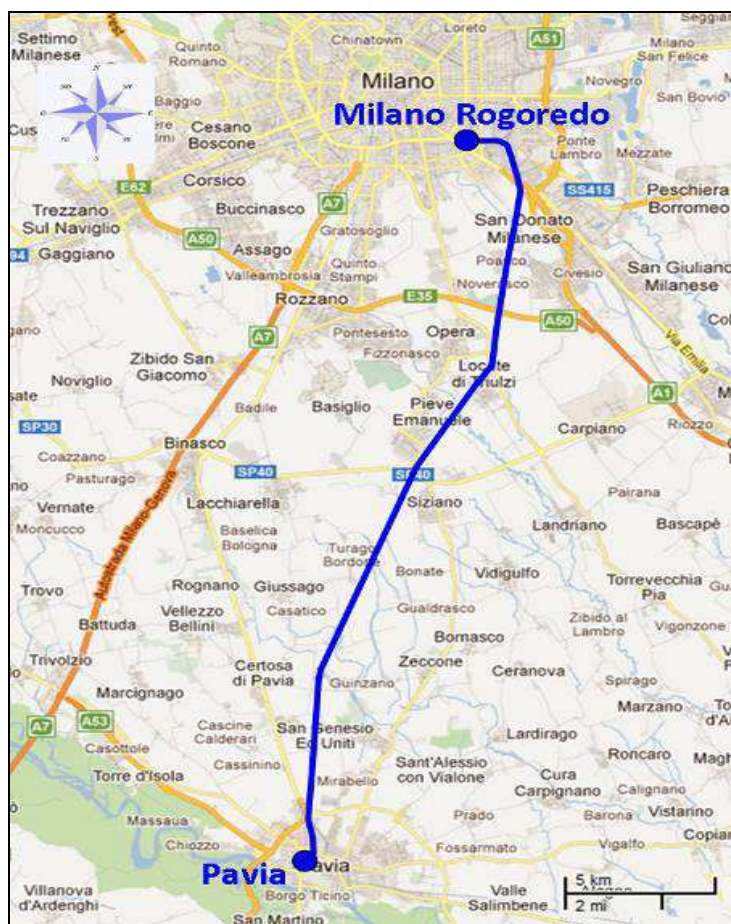
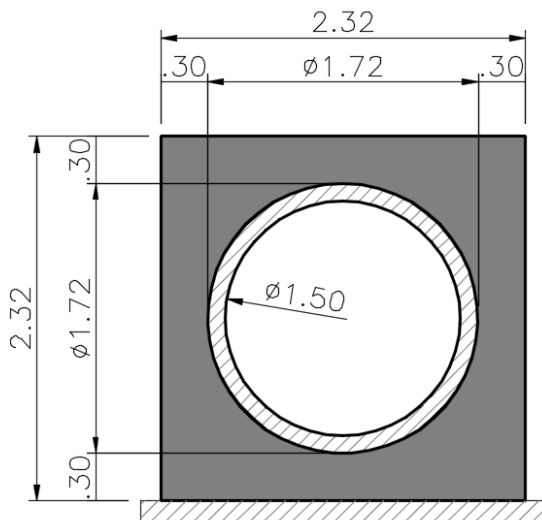


Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato dell'opera in progetto

Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale tipologico dei *tombini circolari Ø1500*.

2 DESCRIZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica della sezione trasversale dell'opera scatolare, utilizzabile per attraversamenti ferroviari, avente le caratteristiche riportate nella seguente figura:



La struttura sarà realizzata in c.a. gettato in opera senza giunti intermedi.

I tombini saranno calcolati nell'ipotesi di minimo ricoprimento (pacchetto da 80cm), situazione che determina la condizione di carico più gravosa.

Si è tenuto conto della nuova zonazione sismica emanata tramite il D.M. 14.1.2008.

L'analisi della struttura è stato effettuato considerando una striscia di calcolo pari ad 1m disposta ortogonalmente all'asse longitudinale dello scatolare. In caso di obliquità ϕ dello scatolare rispetto alla linea ferroviaria il calcolo è stato eseguito analizzando sempre una striscia di larghezza unitaria, assumendo però come luce di calcolo quella misurata in parallelo alla linea ferroviaria tra gli assi dei piedritti valutati lungo lo "spessore corrente" (spessore corrente = spessore piedritto / $\cos\phi$). In tal caso le stesse verifiche di resistenza sono state condotte con riferimento allo spessore corrente.

Geometria del Ricoprimento			
Ballast+Armamento	Hb	0.75	m
Sub Ballast	Hsb	0.00	m
Ricoprimento	Hsc	0.00	m
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	Hr	0.05	m

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO – PAVIA FASE 2 – QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
Prolungamento Tombini Ø1500 <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NM0Z	20	D 26	CLR10003004	A	5 di 24

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: “Manuale di progettazione delle opere civili” del 22/12/2017.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: Sezione 2 – Ponti e Strutture.

Riferimenti STI:

- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea;
- Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;
- Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell'Unione europea;
- Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell'Unione europea;
- Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell'Unione europea.



PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA
QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO -
PAVIA
FASE 2 – QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

Prolungamento Tombini Ø1500
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLR10003004	A	6 di 24

4 ALLEGATI

Gli allegati alla presente relazione sono:

- Allegato A: Combinazioni di carico

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nei calcoli sono riportate nelle successive tabelle. Per il calcestruzzo, cautelativamente, si assume una classe di resistenza C28/35, a fronte della C30/37 con cui sarà realizzata l'opera.

Calcestruzzo			
Classe	C28/35		Classe di Resistenza
fck	28	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
Rck	35		Resistenza cubica caratteristica
fcm	36	MPa	Resistenza cilindrica media
fctm	2.76626	MPa	Resistenza media a trazione semplice
fctk	1.93638	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice (frt. 5%)
fcfm	3.31951	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
Ecm	32308.2	MPa	Modulo Elastico
ν Poisson	0.2		Coefficiente di Poisson
$\alpha \Delta T$	0.00001	1/°C	Coefficiente di Dilatazione Termica
$\alpha_{\gamma\gamma}$	0.85		coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma\gamma$	1.5		coeff. parziale di sicurezza
fcd	15.8667	MPa	Resistenza di calcolo a compressione
fctd	1.29092	MPa	Resistenza di calcolo a trazione
$\sigma\tau$	2.30522	MPa	Tensione limite di calcolo per formazione di fessure
$\sigma_{\gamma\gamma}$ limite	12.6	MPa	Tensione limite per combinazione quasi permanente
$\sigma_{\gamma\gamma}$ limite	16.8	MPa	Tensione limite per combinazione caratteristica (rara)

Acciaio Armature B450C			
fynom.	450	MPa	Tensione nominale di snervamento a trazione
ftnom.	540	MPa	Tensione nominale di rottura a trazione
fyk	450	MPa	Tensione caratteristica di snervamento
Ecm	206000	MPa	Modulo Elastico
$\gamma\sigma$	1.15		coeff. parziale di sicurezza
fyd	391.304	MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma\sigma$ limite	360	MPa	Tensione limite per combinazione caratteristica (rara)

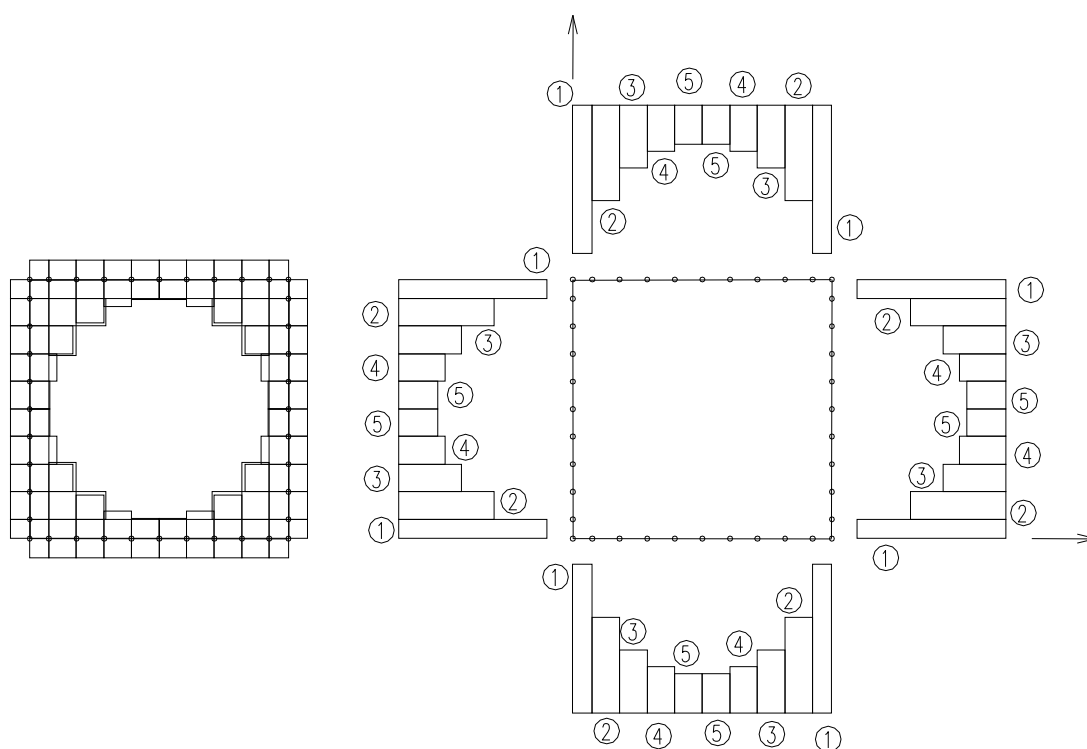
Per la classe di esposizione del calcestruzzo, la consistenza e il rapporto acqua/cemento si faccia riferimento alle tabelle riportate negli elaborati grafici.

6 MODELLO DI CALCOLO

Le analisi delle strutture sono state condotte mediante modelli di calcolo agli elementi finiti implementati nel software SAP 2000.

Si è studiata una fascia di scatolare di larghezza pari ad 1.00 m.

Il modello è stati realizzati mediante un numero di elementi frame in grado di discretizzare in maniera sufficientemente accurata la struttura in esame. La geometria e la disposizione degli elementi utilizzati sono indicate nella seguente figura.



elemento	base (cm)	altezza (cm)	area (cm)	inerzia (cm)
1	100	116	11 600	34 455 867
2	100	74.4	7 440	7 098 653
3	100	48.9	4 890	1 411 107
4	100	36.3	3 630	434 620
5	100	30.7	3 070	241 496

Figura 6-1: Modello di calcolo

Gli elementi trave che rappresentano la soletta di fondazione sono considerati poggianti su di un letto di molle alla di Winkler.

Per la definizione delle costanti di Winkler si è fatto riferimento alla caratterizzazione geotecnica fornitaci.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori delle caratteristiche del terreno cautelativamente assunti.

γ_{sat} [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	$\phi' [^\circ]$		$\phi' [^\circ]$	$\phi' [^\circ]$	E'_{op} [MPa]		V_s [m/s]		categoria	G_0 [MPa]	
		max	min			max	min	max	min		max	min
19	15	30	24	23	23	46	6	347	137	C	235	37

Tabella 6

Per la valutazione del coefficiente di sottofondo è stata utilizzata la seguente espressione:

$$k=k_l [(B+b)/(2B)]^2$$

dove:

-B è la larghezza della fondazione;

-b è 30 cm;

- k_l è un coefficiente ricavabile dalla letteratura tecnica in funzione del tipo di terreno (il valore assunto è pari a 30 N/cm³).

La rigidezza delle molle in corrispondenza dei piedritti è stata aumentata, seguendo le indicazioni riportate nella letteratura tecnica, al fine di tenere in conto l'irrigidimento apportato dai piedritti al solettone di fondo.

Il valore assunto per il coefficiente di sottofondo è riportato nella successiva tabella.

Coefficiente di Sottofondo			
valore limite di estremità	KESTR	20000	kN/m3
valore limite di mezzera	kMEZZ	10000	kN/m3

7 ANALISI DEI CARICHI

Nei successivi paragrafi si riportano, sotto forma tabellare, i valori dei carichi caratteristici assunti nel calcolo nonché il nome dell' "Analysis Case" a cui il carico è associato.

7.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio della struttura è stato calcolato considerando un peso in volume del c.a. pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

Peso Proprio Analysis Case: PP			
Soletta superiore	G1_p.p.	7.5	kN/m
Piedritti	G1_p.p.	7.5	kN/m
Soletta Inferiore	G1_p.p.	7.5	kN/m

Tabella 8

7.2 PERMANENTI PORTATI

Di seguito sono stati riassunti i valori dei carichi permanenti portati che competono la soletta superiore e inferiore:

Permanente Portato soletta sup. Analysis Case: PERM			
Ballast+Armamento	γ	18	kN/m3
Sub Ballast	γ	20	kN/m3
Ricoprimento	γ	20	kN/m3
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	γ	25	kN/m3
Permanenti totali (striscia di 1m)		14.75	kN/m

Tabella 9

Permanente Portato soletta inf. Analysis Case: PERM			
Riempimento	γ	25	kN/m3
Massetto	γ	15	kN/m3
Pavimento	γ	20	kN/m3
0	γ	0	kN/m3
Permanenti totali (striscia di 1m)		0.00	kN/m

Tabella 10

7.3 SPINTA DEL TERRENO

Una volta definito se la spinta sia prodotta dal rilevato ferroviario o dal terreno in sito non scavato (nel caso di scatolare completamente interrato) il calcolo della spinta è stato eseguito a partire dal coefficiente di spinta a riposo calcolato con la formula $K_0 = 1 - \sin \phi'$ dove ϕ' è l'angolo di attrito assunto. In caso di falda il peso specifico del terreno è stato sostituito da quello efficace.

Si assume una distribuzione lineare per l'andamento delle pressioni a tergo della parete. Nella successiva figura si riportano le caratteristiche meccaniche del terreno che costituisce il rinterro nonché il valore della pressione sul solettone superiore e inferiore.

N.B. in tale caso si assume che a spingere sia il terreno in sito.

Spinta T. Analysis Case: SP TERRA _sx/SP TERRA _dx			
Angolo di Attrito	ϕ	23	°
Q.ta falda in esercizio	ZW	2.32	m
Peso di Volume Efficace	γ	9	kN/m3
Coeff. Di spinta a riposo	k_0	0.609269	
Pressione in asse sol. sup.	PH	9.81	kN/m2
Pressione in asse sol. inf.	P0	20.89	kN/m2

7.4 CARICHI MOBILI

7.4.1 Calcolo larghezza di diffusione / coefficiente dinamico

Considerando una diffusione 4:1 nel ballast e 1:1 nel sub ballast, super compattato, rinterro e all'interno del c.l.s., si è ottenuta, arrivando fino all'asse della soletta superiore, la seguente larghezza di diffusione trasversale.

DIFFUSIONE TRASVERSALE SU SOLETTONE SUP.				
	Ripartizione	Diffus.	h [m]	Larg. Diff.
Ballast+Armamento	1/4	0.25	0.35	0.0875
Sub Ballast	1/1	1	0.00	0
Ricoprimento	1/1	1	0.00	0
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	1/1	1	0.05	0.05
Semi spess. soletta	1/1	1	0.15	0.15
Larghezza della Traversina		Bo	2.40	m
Larghezza di diffusione massima		Bmax	4.00	m
Larghezza di diffusione effettiva		Ld	2.98	m

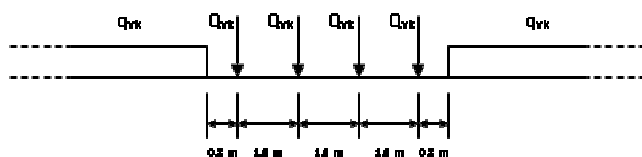
Nella precedente tabella si assume come larghezza di diffusione massima l'interasse tra i binari, in questo modo può essere considerato sempre il caso di singoli binari carichi.

Per il calcolo del coefficiente dinamico è stato applicato quanto è riportato al paragrafo 1.4.2 delle istruzioni per la progettazione ed esecuzione dei ponti ferroviari. In particolare per il calcolo della "luce caratteristica" $L\phi$ si fa riferimento al Caso 5 della tabella 1.4.2.5.3-1 delle istruzioni. Si ipotizza uno standard manutentivo normale inoltre in funzione dell'altezza di ricoprimento il coefficiente di incremento dinamico è stato opportunamente ridotto.

Il valore assunto per il coefficiente di incremento dinamico è riportato nelle successive tabelle.

7.4.2 Disposizione dei convogli

Nel caso in esame, per la tipologia di opera considerata, il tipo di carico più gravoso per la struttura si è dimostrato essere il tipo LM71 che qui di seguito viene preso in considerazione.



Per il treno di carico LM71 è stato considerato il carico equivalente alle 4 forze concentrate di 250 kN pari a:

$$q_{eq, locomotore, LM71} = 250 \times 4 / 6.4 = 156.25 \text{ kN/m}$$

Tale carico è disposto su 6.4m (vedere schema seguente).

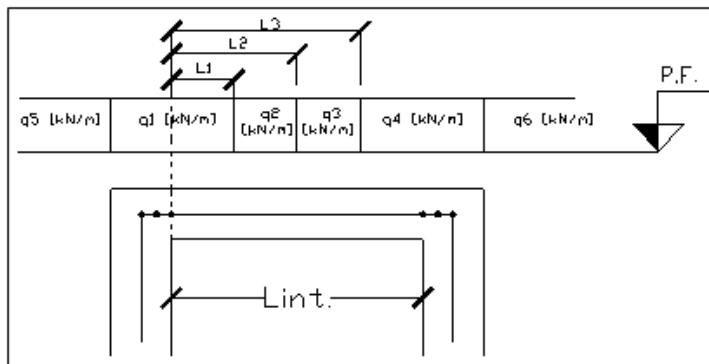
Per le zone non interessate dal locomotore è stato considerato un carico pari a:

$$q_{LM71} = 80 \text{ kN/m}$$

I carichi descritti sono stati ripartiti sulla larghezza di diffusione trasversale precedentemente calcolata e ad essi è stato applicato il coefficiente di adattamento α .

Nella successiva tabella e figura si indica, la discretizzazione del carico sul modello di calcolo.

Carico Variabile su solettone superiore			
Coefficiente di Adattamento	α	1.1	
Luce caratteristica	L_f	2.63	m
Coefficiente dinamico	Φ	1.35	
Variabile_q1_diffuso Long.	q1	156.25	kN/m
Variabile_q2_diffuso Long.	q2	156.25	kN/m
Variabile_q3_diffuso Long.	q3	156.25	kN/m
Variabile_q4_diffuso Long.	q4	156.25	kN/m
Variabile_q5_indefinito	q5	147.0474	kN/m
Variabile_q6_indefinito	q6	147.0474	kN/m
	L1	0	m
	L2	0.86	m
	L3	1.72	m


Figura 7-1 - Modalità con cui è stato applicato il carico: Soletta sup

Carico Variabile Sup. Analysis Case: Q1A			
q1_diff. trasv. amplificato	qd1	77.99	kN/m
q2_diff. trasv. amplificato	qd2	77.99	kN/m
q3_diff. trasv. amplificato	qd3	77.99	kN/m
q4_diff. trasv. amplificato	qd4	77.99	kN/m

7.5 SPINTA DOVUTA AI CARICHI MOBILI

Per il generico treno di carico è stata considerata la spinta sulle pareti sinistra/destra dovuta alla presenza del sovraccarico stesso. La spinta è congruente con il modello di carico assunto sul solettone superiore.

Nella successiva tabella si riporta, limitatamente al solo treno di carico SW2 nella posizione 1, l'intensità della spinta, avente diagramma rettangolare.

Spinta Carico Variabile Analysis Case: Q1AKOSX/Q1AKODX			
Larg. di diff. estradosso soletta	Ld_estr_sol	2.68	m
q5 ad estradosso soletta	q5	60.47	kN/m2
q6 ad estradosso soletta	q6	60.47	kN/m2
Spinta su piedritto sx	qo5_sx	36.84	kN/m2
Spinta su piedritto dx	qo6_dx	36.84	kN/m2

7.6 SERPEGGIO

L'azione indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata, applicata alla sommità della rotaia perpendicolare all'asse del binario. Il valore caratteristico di questa forza è pari a $Q_{sk}=100$ KN.

L'adozione di un modello piano di analisi, ottenuto considerando una striscia unitaria parallela alla rotaia, giustifica l'aver trascurato tale sollecitazione poiché ortogonale all'asse del binario.

7.7 AVVIAMENTO/FRENATURA

Come prescritto si considera, per ogni treno, l'azione più gravosa tra avviamento e frenatura ripartita sulla larghezza di diffusione trasversale al piano medio della soletta superiore.

Frenatura su soletta sup. Analysis Case: FREN			
Frenatura /Avviamento	ql_b/a, k	33	kN/m
Fren. /Avv. Distribuita trasv.	qdist.l_b/a, k	12.34	kN/m2

7.8 VARIAZIONI TERMICHE

È costituita da una variazione termica uniforme e da un gradiente lineare applicato al solo solettone superiore. Per ricoprimenti superiori ad 1,5m non si applica alcuna variazione termica. Nella successiva tabella si riportano i valori applicati al caso specifico.

Azioni Termiche Analysis Case: TEMP/TEMPFARF			
Var. di temperatura uniforme	ΔT_{unif}	+/- 15	°C
Gradiente lineare su tutto lo scatolare	ΔT_{grad}	+/- 5	°C

7.9 AZIONI SISMICHE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . In questo modo si definiscono le componenti inerziali verticali e orizzontali. Per i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali si usano le seguenti espressioni:

$$K_h = a_{\max}/g \quad ; \quad K_v = \pm K_h$$

Definite vita nominale dell'opera e coefficiente d'uso è possibile, in base alla classificazione sismica del territorio nazionale fatta dal D.M. 14.01.2008, definire per il generico stato limite di verifica il parametro a_g . Nelle successive tabelle si riportano i parametri necessari a definire l'azione sismica nonché l'intensità della stessa.

Carichi Sismici			
Vita Nominale dell'opera	VN	75	anni
Coefficiente D'uso	Cu	1.5	
Periodo di riferimento	VR	112.5	anni
Probabilità di Superamento Evento	PVR	10	
Periodo di Ritorno	TR	1068	anni
Acc. orizzontale di picco al sito	ag	0.069	g
Amplificazione Spettrale max.	F0	2.637	
CATEGORIA SOTTOSUOLO		C	
CATEGORIA TOPOGRAFICA		T1	
Coeff. di amp. stratigrafica	Ss	1.50	
Coeff. di amp. Topografica	ST	1	
$a_{\max} = Ss \times ST \times a_g$	amax	0.1035	g

Gli effetti della azione sismica sono stati calcolati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G1+G2+0,2 \times Q_{ki}$.

Potendo assegnare un carico variabile da traffico non uniforme sul traverso, anche l'azione sismica manterrà tale disuniformità. Di seguito si riportano le azioni sismiche orizzontali e verticali applicate su traverso e piedritti.

Azione sismica Orizzontale Analysis Case: Sis_H			
Coefficiente Sismico Orizzontale	Kh	0.1035	
<i>Massa Distribuita sul Trasverso per il carico da traffico assunto</i>			
G1+G2+0.2xq1		37.85	kN/m
G1+G2+0.2xq2		37.85	kN/m
G1+G2+0.2xq3		37.85	kN/m
G1+G2+0.2xq4		37.85	kN/m
<i>Forze Inerziali applicate al Trasverso</i>			
qsh1 = (G1+G2+0.2xq1) x Kh		3.9	kN/m
qsh2 = (G1+G2+0.2xq2) x Kh		3.9	kN/m
qsh3 = (G1+G2+0.2xq3) x Kh		3.9	kN/m
qsh4 = (G1+G2+0.2xq4) x Kh		3.9	kN/m
<i>Massa Distribuita sui Piedritti Laterali</i>			
G1		7.5	kN/m
<i>Forze Inerziali applicate ai Piedritti Laterali</i>			
q'sh = (G1) x Kh		0.8	kN/m

Azione sismica Verticale Analysis Case: Sis_V			
Coefficiente Sismico Verticale	Kv	0.05175	
<i>Massa Distribuita sul Trasverso per il carico da traffico assunto</i>			
G1+G2+0.2xq1		37.85	kN/m
G1+G2+0.2xq2		37.85	kN/m
G1+G2+0.2xq3		37.85	kN/m
G1+G2+0.2xq4		37.85	kN/m
<i>Forze Inerziali applicate al Trasverso</i>			
qsv1 = (G1+G2+0.2xq1) x Kv		2.0	kN/m
qsv2 = (G1+G2+0.2xq2) x Kv		2.0	kN/m
qsv3 = (G1+G2+0.2xq3) x Kv		2.0	kN/m
qsv4 = (G1+G2+0.2xq4) x Kv		2.0	kN/m

Per completare l'azione sismica si definisce l'incremento di spinta delle terre sotto sisma. Questa è stata definita applicando la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta SE = (a_{max}/g) \times \gamma \times H^2$$

Tale risultante è stata assunta come distribuita sull'altezza del piedritto e agente su uno solo dei due piedritti.

Incremento spinta sotto Sisma Analysis Case: DSe_sx/DSe_dx			
Altezza Totale	Htot	2.32	m
Peso di Volume	γ	19	kN/m3
$a_{max} = SS \times ST \times a_g$	a_{max}	0.1035	g
$\Delta \Sigma E = (a_{max}/g) \times \gamma \times H_2$	$\Delta \Sigma E$	10.58	kN
Pressione Equivalente Uniforme: DSE / H		6.15	kN/m2

7.10 RITIRO

Gli effetti del ritiro trasversale sul solettone superiore sono stati modellati con una variazione termica equivalente applicata allo stesso.

Ritiro Trasversale Analysis Case: RITIRO			
Età c.l.s inizio ritiro essiccamento	t_s	1	gg
Età del c.l.s. alla messa in carico	t_0	1	gg
Età c.l.s. a cui si valuta il ritiro	t	18000	gg
Umidità relativa	RH	75	%
Dimensione fittizia elemento in c.a.	h_0	600	mm
Def. per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{\chi\delta}(t)$	0.000221	
Def. per ritiro autogeno	$\epsilon_{\chi\alpha}(t)$	4.5E-05	
Deformazione da Ritiro	$\epsilon_{\sigma}(t, t_0)$	0.000266	
Var. Termica equivalente al ritiro	ΔT_{ritiro}	-6.3	°C

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA FASE 2 – QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
Prolungamento Tombini Ø1500 <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NM0Z	20	D 26	CLR10003004	A	17 di 24

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono state effettuate secondo quanto prescritto dal D.M.14.01.2008 e dalle istruzioni ferroviarie.

In particolare sono state considerate le seguenti combinazioni:

- Combinazione Fondamentale (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 (SLE):

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

- Combinazione Sismica (SLU):

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

dove

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

ed E_x e E_y sono le componenti della azione sismica orizzontale e verticale.

Gli effetti dei carichi verticali, generati dalla presenza dei convogli, sono combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, utilizzando i coefficienti indicati in tabella. Per ogni gruppo di carico si definisce una azione dominante considerata per intero, per le altre azioni si assume una aliquota del valore caratteristico.

I gruppi, così come definiti, vanno applicati ad ogni treno di carico considerato per la verifica.

Gruppo di carico considerati	Verticali	Frenatura avviamento
Gruppo 1.1	1.0	0
Gruppo 3.1	1.0	1.0
Gruppo 3.2	0.5	1.0
Gruppo 4 (Fessurazione)	0.8	0.8

I gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki} . Queste sono combinate con i valori caratteristici delle azioni permanenti (portati e portanti), i carichi variabili non associati al traffico e alla azione sismica adottando i coefficienti di combinazione riportati nelle successive tabelle.

In questo modo si ottengono le sollecitazioni di progetto con cui effettuare le verifiche per lo stato limite considerato.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁷⁾	0,20 ⁽⁷⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

In particolare per il calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione *A1 STR*.

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente ψ pari a 0.2 coerentemente all'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Di seguito si riepilogano le analysis case definite in precedenza.

Riepilogo Analysis Case Considerati		
Peso Proprio elementi Strutturali	PP	G1
Permanenti portati (non strutturali)	PERM	G2
Spinta riempimento su piedritto sx	SPTERRA_sx	
Spinta riempimento su piedritto dx	SPTERRA_dx	
Spinta Idraulica in caso di falda	SPIDRAUL	
Ritiro	RITIRO	P
Carico variabile da traffico su solettone sup.	Q1A	Qtraffico
Carico variabile da traffico su solettone sup.	Q1B	
Spinta sovraccarico variabile sup. su piedritto sx	Q1AKOSX	
Spinta sovraccarico variabile sup. su piedritto dx	Q1AKODX	
Frenatura	FREN	Qtemp.
Variazione termica uniforme su solettone sup.	TEMP	
Gradiente termico su solettone sup.,inf. e su piedritti	TEMPFARF	
Incremento spinta sotto sisma su piedritto sx	DSe_sx	
Incremento spinta sotto sisma su piedritto dx	DSe_dx	E
Componente orizzontale azione sismica	Sis_H	
Componente verticale azione sismica	Sis_V	

Le combinazioni di carico sono riportate nell'allegato A.

9 VERIFICHE SEZIONE TRASVERSALE

9.1 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza degli elementi in c.a. sono state condotte con il metodo degli Stati Limite. L'unità di misura adottata per le forze, momenti e tensioni saranno di volta in volta indicate.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione, taglio e fessurazione.

COPRIFERRI ADOTTATO

$c=5.0$ cm

STAZIONI DI VERIFICA

Nella successiva figura vengono rappresentate le sezioni dimensionate e verificate dello scatolare.

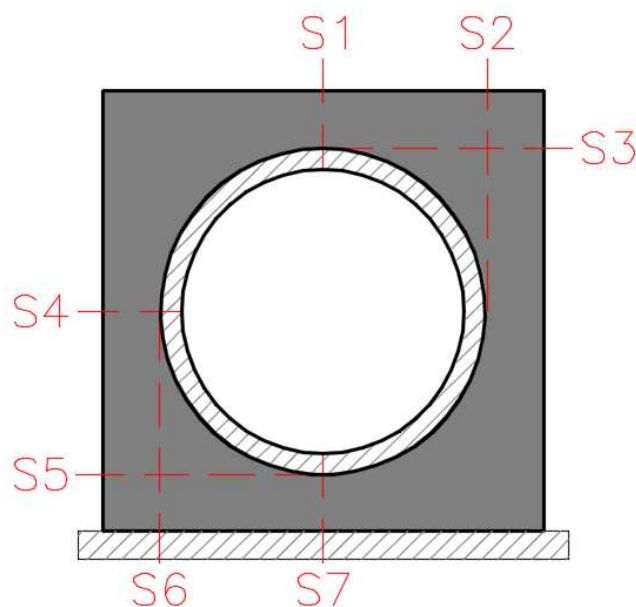


Figura 9-1 - Sezioni di verifica

Armatura

		pos	Strato 1	
			n°/ml	φ[mm]
Solette Superiore	sup		5	14
	inf		5	14
	sup 2		5	14
	inf 2		0	0
Piedritti	sup		5	14
	inf		5	14
	sup 2		5	14
	inf 2		0	0
Solette Inferiore	sup		5	14
	inf		5	14
	sup 2		0	0

Nel copriferro di calcolo si è tenuto conto dell'armatura longitudinale Ø10/10.

9.2 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

b_w	Larghezza sezione
h_{sez}	Altezza sezione
$A'_{s,tesa}$	Area armatura tesa
d	Altezza utile sezione
$A'_{s,comp}$	Area armatura compressa
N_{ed}	Sforzo normale
M_{ed}	Momento flettente
M_{rd}	Momento Resistente

	b_w	h_{sez}	$A'_{s,tesa}$	d	$A'_{s,comp}$	N_{ed}	M_{ed}	M_{rd}	M_{ed}/M_{rd}	
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	
S1 (Mmax)	1000	307	1539.4	240.0	769.7	0.00	52.58	136.5	0.39	Verifica Soddisfatta
S2 (Mmin)	1000	744	769.7	677.0	769.7	0.00	46.76	212.4	0.22	Verifica Soddisfatta
S2 (Mmax)	1000	744	769.7	677.0	769.7	0.00	46.78	212.4	0.22	Verifica Soddisfatta
S3 (Mmax)	1000	744	769.7	677.0	769.7	88.66	39.84	240.5	0.17	Verifica Soddisfatta
S3 (Nmin)	1000	744	769.7	677.0	769.7	36.04	12.15	223.8	0.05	Verifica Soddisfatta
S4 (Mmax)	1000	307	769.7	240.0	769.7	46.27	10.10	85.4	0.12	Verifica Soddisfatta
S4 (Mmin)	1000	307	1539.4	240.0	769.7	185.00	22.77	154.3	0.15	Verifica Soddisfatta
S4 (Nmin)	1000	307	1539.4	240.0	769.7	46.27	1.94	141.0	0.01	Verifica Soddisfatta
S5 (Mmax)	1000	744	769.7	677.0	769.7	228.81	68.66	284.9	0.24	Verifica Soddisfatta
S5 (Nmin)	1000	744	769.7	677.0	769.7	56.50	3.99	230.3	0.02	Verifica Soddisfatta
S6 (Mmax)	1000	744	769.7	677.0	769.7	0.00	40.71	212.4	0.19	Verifica Soddisfatta
S7 (Mmax)	1000	307	769.7	240.0	769.7	0.00	21.58	80.8	0.27	Verifica Soddisfatta

9.3 TAGLIO

La struttura non necessita di armatura specifica per taglio.

ρ_l	Rapporto geometrico di armatura longitudinale
k	$1+(200/d)^{1/2} \leq 2$
v_{min}	$0.035k^{3/2}f_{ck}$
σ_{cp}	Tensione media di compressione nella sezione
f_{ck}	Resistenza caratteristica cilindrica
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione
f'_{cd}	Resistenza a compressione del cls ridotta
f_{yd}	Resistenza di progetto acciaio
$n^\circ\phi$	Numero armature trasversali
ϕ_d	Diametro armature trasversali
s	Interasse armature trasversali
A_{sw}	Area dell'armatura trasversale
α	Angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave
α_c	Coefficiente maggiorativo in elementi compressi
θ	Angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave
v_1	Coefficiente di riduzione resistenza a compressione cls
V_{Rsd}	Resistenza a taglio trazione
V_{Rcd}	Resistenza a taglio compressione
V_{ed}	Sforzo di taglio
V_{rd}	Resistenza a taglio

Senza elementi trasversali resistenti a taglio

	ρ_l	k	v_{min} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	V_{ed} [kN]	V_{rd} [kN]	V_{ed}/V_{rd} [-]	
S1 (Tmax)	0.006	1.91	0.50	0.00	29.05	16.46	50.09	146.05	0.34	Verifica Soddisfatta
S2 (Tmax)	0.001	1.54	0.36	0.00	29.05	16.46	148.88	244.91	0.61	Verifica Soddisfatta
S3 (Tmax)	0.001	1.54	0.36	0.12	29.05	16.46	104.11	257.01	0.41	Verifica Soddisfatta
S4 (Tmax)	0.003	1.91	0.50	0.15	29.05	16.46	38.76	125.20	0.31	Verifica Soddisfatta
S5 (Tmax)	0.001	1.54	0.36	0.31	29.05	16.46	122.18	276.14	0.44	Verifica Soddisfatta
S6 (Tmax)	0.001	1.54	0.36	0.00	29.05	16.46	37.14	244.91	0.15	Verifica Soddisfatta
S7 (Tmax)	0.003	1.91	0.50	0.00	29.05	16.46	21.58	119.78	0.18	Verifica Soddisfatta

9.4 FESSURAZIONE

c	Ricoprimento armatura
s	Interasse barre tese
ϕ_{eq}	Diametro equivalente barre tese
k_1	Coefficiente di aderenza del cls alla barra
k_2	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni
k_3	3.4
k_4	0.425
A_s	Area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$
$h_{c,eff}$	Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff}$	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
ρ_{eff}	$A_s/A_{c,eff}$
$\Delta_{s,max}$	distanza media tra le fessure
σ_s	Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
α_e	rapporto E_s/E_{cm}
k_t	Fattore dipendente dalla durata del carico
ϵ_{eq}	Deformazione unitaria media delle barre d'armatura
N	Sforzo normale
M	Momento flettente
w_d	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure
w_{max}	Valore limite di apertura delle fessure

Criteri

Condizioni Ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

Stato limite di verifica

Combinazione RARA :	Stato limitato di apertura delle fessure	w1	0.2	[mm]
---------------------	--	----	-----	------

SLE - Verifica a fessurazione (Stato limite di apertura delle fessure) - Combinazione Rara

	c [mm]	s [mm]	ϕ_{eq} [mm]	k_1 []	k_2 []	k_3 []	k_4 []	A_s [mm ²]	$h_{c,eff}$ [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	ρ_{eff} []	$\Delta_{s,max}$ [mm]
S1 (Mmax)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	1539.4	74.7	74678	0.02	285
S2 (Mmax)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	167.5	167500	0.00	688
S3 (Mmax)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	152.8	152845	0.01	643
S3 (Nmin)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	65.4	65380	0.01	372
S4 (Mmax)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	69.6	69567	0.01	385
S4 (Mmin)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	1539.4	74.7	74678	0.02	285
S4 (Nmin)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	1539.4	74.7	74678	0.02	285
S5 (Mmax)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	167.5	167500	0.00	688
S5 (Nmin)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	137.1	137126	0.01	594
S6 (Mmax)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	167.5	167500	0.00	688
S7 (Mmax)	50	200	14	0.8	0.5	3.4	0.425	769.69	80.9	80929	0.01	420

	$0.6 s_s / E_s$ []	σ_s [MPa]	α_e []	k_t []	ϵ_{eq} []
S1 (Mmax)	0.0003	88.6	6.14	0.4	0.0003
S2 (Mmax)	0.0002	55.0	6.14	0.4	0.0002
S3 (Mmax)	3E-06	1.0	6.14	0.4	3E-06
S3 (Nmin)	-1E-06	0.4	6.14	0.4	-1E-06
S4 (Mmax)	2E-05	6.4	6.14	0.4	2E-05
S4 (Mmin)	0.0004	141.9	6.14	0.4	0.0004
S4 (Nmin)	0.0004	142.3	6.14	0.4	0.0004
S5 (Mmax)	4E-05	14.7	6.14	0.4	4E-05
S5 (Nmin)	2E-07	0.1	6.14	0.4	2E-07
S6 (Mmax)	0.0002	51.8	6.14	0.4	0.0002
S7 (Mmax)	0.0003	96.7	6.14	0.4	0.0003

Combinazione: Rara

	N_{ed} [kN]	M_{ed} [MPa]	w_d [mm]	w_{max} [mm]	w_d/w_{max} [-]	
S1 (Mmax)	0.00	28.70	0.08	0.2	0.38	Verifica Soddisfatta
S2 (Mmax)	0.00	27.00	0.11	0.2	0.57	Verifica Soddisfatta
S3 (Mmax)	98.05	18.85	0.00	0.2	0.01	Verifica Soddisfatta
S3 (Nmin)	36.04	0.27	0.00	0.2	0.00	Verifica Soddisfatta
S4 (Mmax)	129.01	12.77	0.01	0.2	0.04	Verifica Soddisfatta
S4 (Mmin)	3.00	46.27	0.12	0.2	0.61	Verifica Soddisfatta
S4 (Nmin)	1.75	46.27	0.12	0.2	0.61	Verifica Soddisfatta
S5 (Mmax)	139.24	43.61	0.03	0.2	0.15	Verifica Soddisfatta
S5 (Nmin)	56.50	8.82	0.00	0.2	0.00	Verifica Soddisfatta
S6 (Mmax)	0.00	25.45	0.11	0.2	0.53	Verifica Soddisfatta
S7 (Mmax)	0.00	16.32	0.12	0.2	0.61	Verifica Soddisfatta