

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: CATTOLICA - FANO

OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI PESARO SUD

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E SOTTOVIA (L>10m)**

**ST06 - AMPLIAMENTO SOTTOVIA DI SVINCOLO
STRADA PANTANO CASTAGNI - KM 161+300**

RELAZIONE DI CALCOLO

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Lucio Ferretti Torricelli O.I. Brescia N. 2188 RESPONSABILE UFFICIO STR	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Michele Angelo Parrella Ord. Ingg. Avellino N.933 CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
---	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: MARZO 2015	REVISIONE				
	DIRETTORIO			FILE					n.	data			
-	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.							
-	1	1	1	4	3	1	0	1	---	STR0604	---		

 Ingegneria europea	PIANIFICAZIONE COMMESSE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : -
	CONSULENZA A CURA DI : -	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : Ing. Roberta Stucchi - O.I. Milano n° A 28579

VISTO DEL COMMITTENTE  Geom. Mauro MORETTI	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	--

Sommario

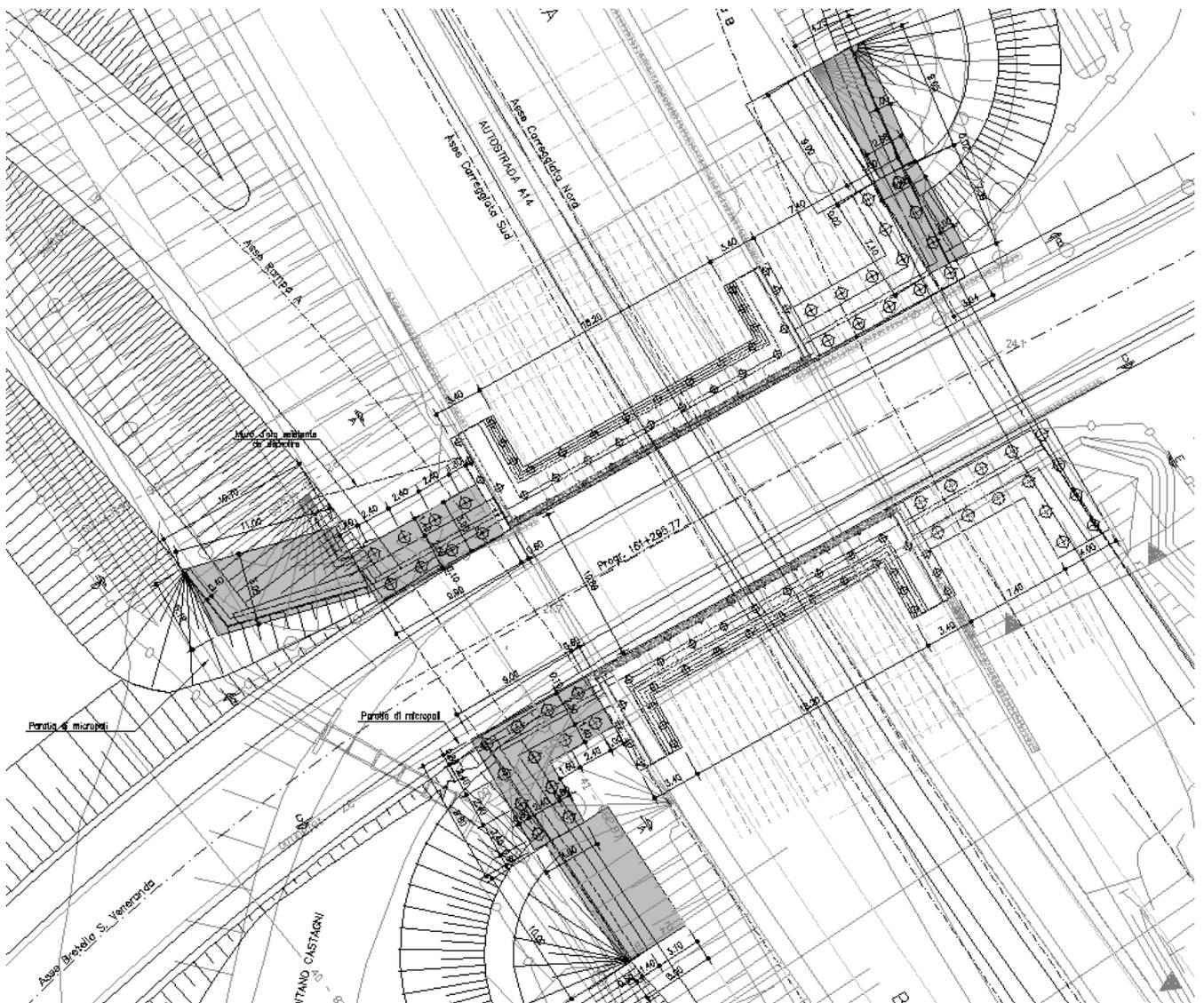
1.	Introduzione	4
1.1.	Generalità	4
1.1.1.	Contestualizzazione dell'opera	5
1.1.2.	Caratterizzazione geografica/sismica	9
1.2.	Normative di riferimento	10
1.3.	Materiali impiegati	10
1.3.1.	Conglomerati cementizi	11
1.3.2.	Acciaio per cemento armato	12
1.3.3.	Software di calcolo	13
2.	Analisi dei carichi	14
2.1.	Elenco delle condizioni di carico elementari	14
2.1.1.	Pesi propri e permanenti (g_{1k} e g_{2k})	14
2.1.2.	Azioni dei carichi da traffico (Q_k)	17
2.1.3.	Forza di frenatura	19
2.1.4.	Variazioni termiche (T_k)	20
2.1.5.	Azioni del vento (q_5)	22
2.1.6.	Azioni sismiche (q_6)	23
3.	Combinazioni di carico	26
3.1.	Combinazioni SLE	26
3.1.1.	Combinazione caratteristica rara	26
3.1.2.	Combinazione frequente	26
3.1.3.	Combinazione quasi permanente	26
3.2.	Combinazioni SLU	27
3.2.1.	Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi:	27
3.2.2.	Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi (SLV)	27

3.3.	Convenzioni generali	28
4.	Analisi strutturale.....	30
4.1.	Generalità	30
4.1.1.	Analisi e verifiche eseguite	32
4.1.	Analisi statica.....	32
4.2.	Analisi dinamica.....	33
5.	Verifiche strutturali della trave	36
5.2.	Risultati principali.....	38
5.2.1.	Azioni interne dovute ai pesi propri.....	46
5.3.	Caratteristiche di precompressione della trave	47
5.4.	Verifiche di resistenza agli S.L.U.....	48
5.4.1.	S.L.U. per tensioni normali	48
5.4.2.	S.L.U. per azioni taglianti.....	50
6.	Reazioni vincolari massime.....	52
7.	Portate agli appoggi	54

1.1.1. Contestualizzazione dell'opera

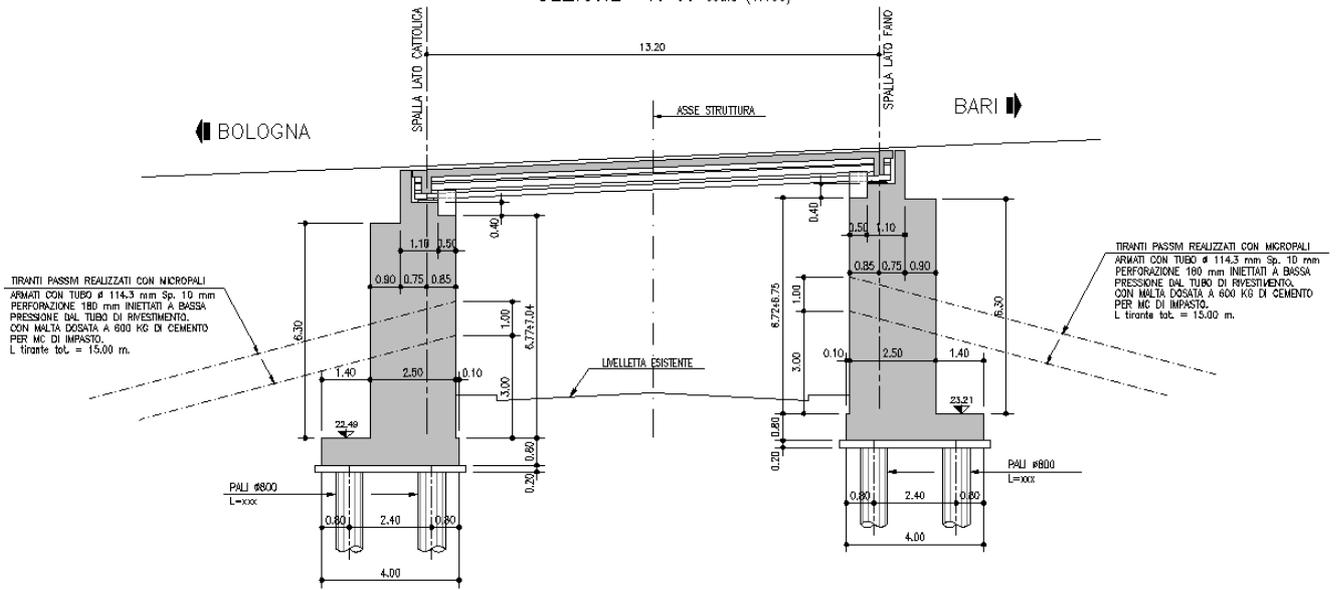
La struttura è composta da un impalcato centrale esistente, composto da 22 travi in c.a.p. con sezione a I (H=0.9m) poste ad interasse di 80cm, affiancato da un ampliamento esistente, composto da 13 travi in c.a.p. con sezione a I (H=0.60m) poste ad interasse variabile da 84cm a 76cm e da un nuovo ampliamento oggetto della relazione che ripropone travi in c.a.p. con sezione a I (H=0.60m) con interasse variabile da 90cm a 77cm.

L'impalcato viene considerato come un unico corpo solidarizzato e poggia su corpi spalle tradizionali caratterizzate dalla geometria indicata nelle immagini seguenti. Tali sottostrutture poggiano a loro volta su un sistema di pali la cui descrizione è riportata nella relazione geotecnica.



Pianta delle fondazioni.

SEZIONE A-A scala (1:100)



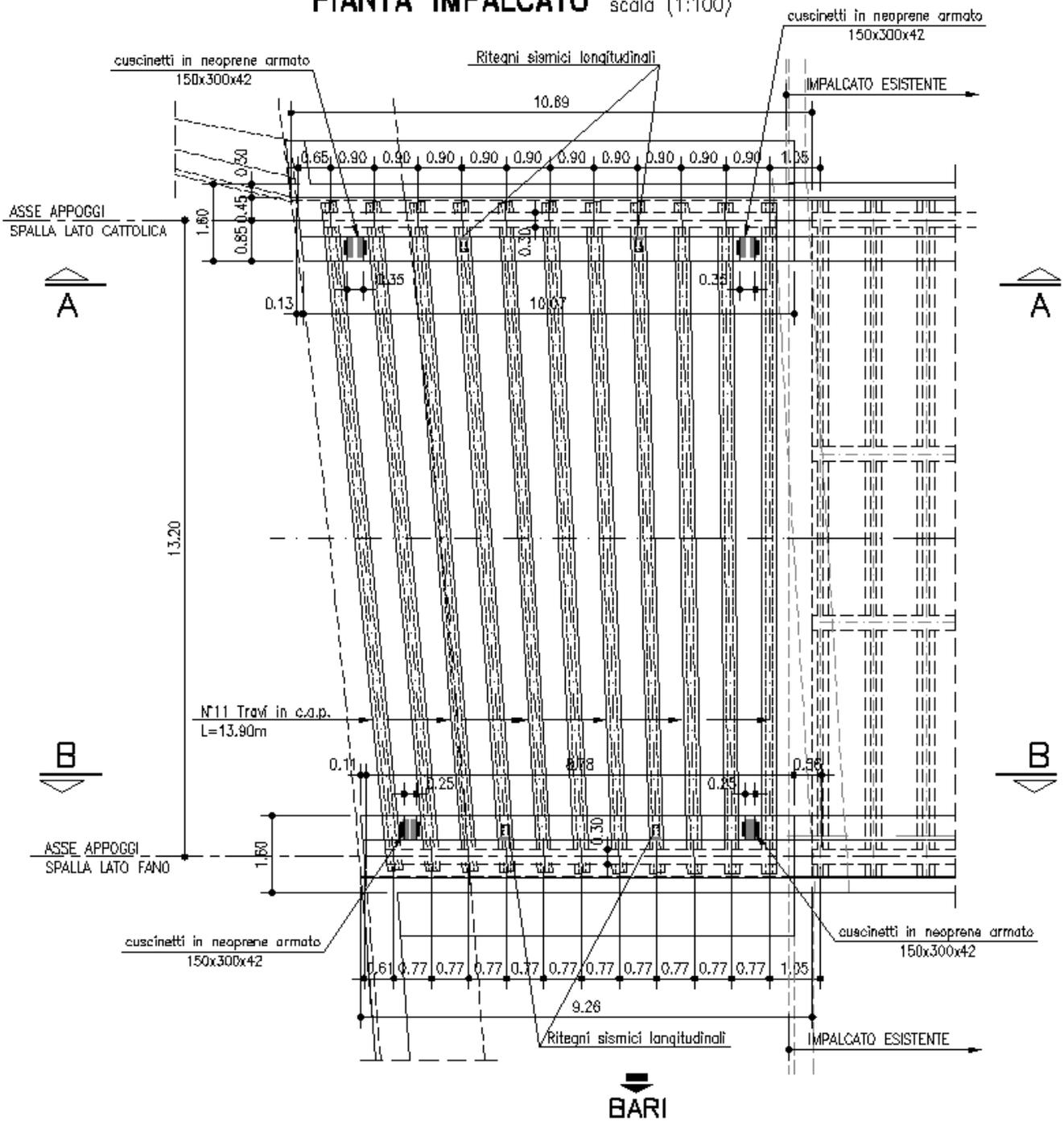
Profilo longitudinale

SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO scala (1:100)



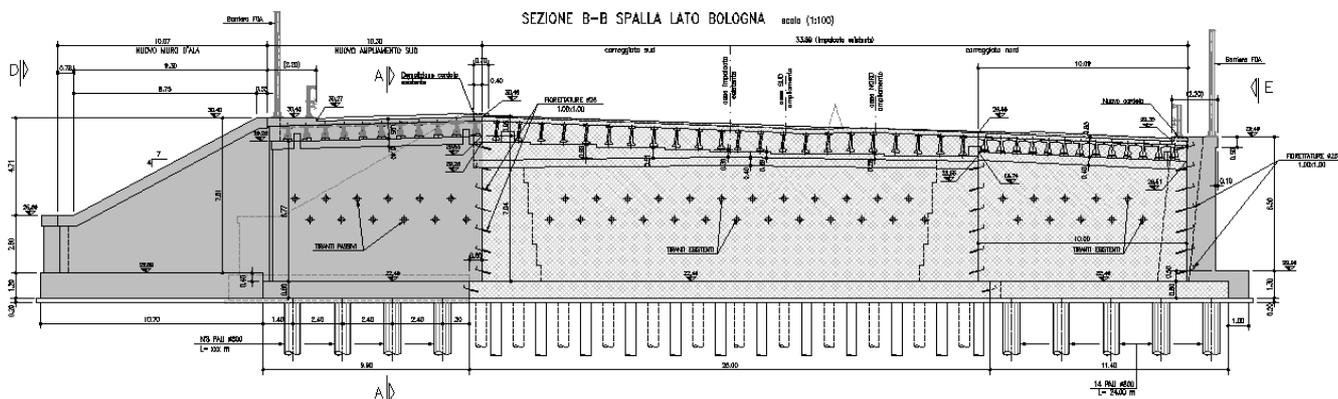
Sezione tipo dell'opera.

PIANTA IMPALCATO scala (1:100)

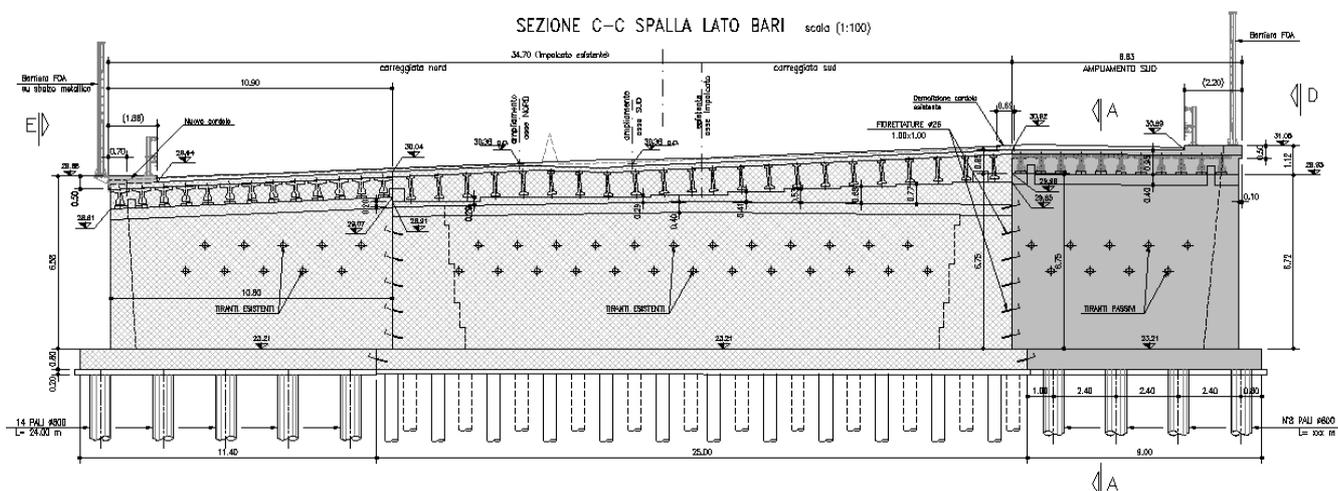


Pianta impalcato.

L'opera è composta da 22+13+11 travi prefabbricate precomprese con sezione a I e luce di 13.2m in asse appoggi.



Prospetto della spalla lato Bologna



Prospetto della spalla lato BARI

La soletta realizzata ha uno spessore di 20cm.

La piattaforma stradale del sottovia in esame ospita due carreggiate costituite entrambe di tre corsie più la corsia di emergenza di per senso di marcia e una corsia di immissione in direzione Bari.

Le travi, esistenti e di nuova progettazione, poggiano sulle sottostrutture in modo puntuale mediante appoggi in neoprene armato di spessore specificato nelle tavole a corredo.

Le sottostrutture di ampliamento sono composte da un paraghiaia di spessore di 0.30 m e altezza variabile, da un paramento di spessore 1.2m e altezza non superiore ai 7m e da una suola di fondazione di dimensioni 9.90mx4.00m e spessore 0.8m. Le fondazioni profonde sono composte da pali di diametro 800mm posti ad interasse di 2.40 m.

L'analisi è implementata con elementi finiti di tipo beam e considera la modellazione dell'intera struttura (esistente + ampliamento esistente + ampliamento) fino al piano appoggi in modo da ricavare le reazioni di appoggio trasmesse ai corpi spalla per ciascuna combinazione di carico.

1.1.2. Caratterizzazione geografica/sismica

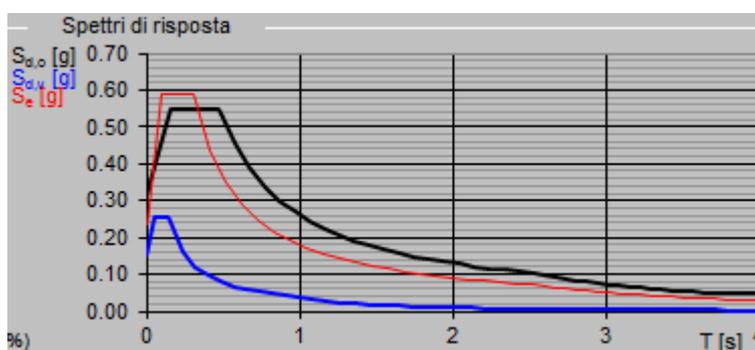
1.1.2.1. Parametri sismici

Con riferimento alla mappatura nazionale relativa al rischio sismico (NTC 2008) e in base alla posizione dell'opera e alla tipologia del terreno si ottiene quanto segue.

Comune	Pesaro	
Categoria di sottosuolo	C	
Categoria topografica	T1	
Vita nominale	50	[anni]
Classe d'uso	IV	
Cu	2	

Parametri indipendenti		Parametri dipendenti	
STATO LIMITE	SLV	S	1.346
a_g	0.235 [g]	η	1.000
F_0	2.513	T_B	0.159 [s]
T_C^*	0.308 [s]	T_C	0.447 [s]
S_S	1.346	T_D	2.539 [s]
C_C	1.548		
S_T	1.000		
q	1.500		

Parametri dipendenti e indipendenti



Spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Pertanto l'accelerazione massima risulta:

$$a_{\max} = 0.316 \text{ [g]}$$

1.2. Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents* (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio, si fa riferimento ai seguenti documenti normativi:

- D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1997-1: Progettazione geotecnica – Regole generali
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

1.3. Materiali impiegati

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle *Norme tecniche per le Costruzioni*, emesse con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

1.3.1. Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera avranno le seguenti classi di resistenza:

- **Calcestruzzo per elevazioni spalle:**
classe di resistenza C32/40; classe di esposizione XC4

Per verifiche agli S.L.

Resistenza caratteristica cubica a 28 gg	$R'_{ck} =$	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	$f_{ck} = R'_{ck} \times 0.83$	= 33.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	= = 18.13	N/mm ²
	$f_{ck} / 1.76$		

- **Calcestruzzo per travi in cap:**
classe di resistenza C45/55; classe di esposizione XF2

Per verifiche agli S.L.

Resistenza caratteristica cubica a 28 gg	$R'_{ck} =$	55.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	$f_{ck} = R'_{ck} \times 0.83$	= 45.65	N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	= = 25.50	N/mm ²
	$f_{ck} / 1.76$		

- **Calcestruzzo per solette di completamento:**
classe di resistenza C32/40; classe di esposizione XF4

Per verifiche agli S.L.

Resistenza caratteristica cubica a 28 gg	$R'_{ck} =$	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	$f_{ck} = R'_{ck} \times 0.83$	= 33.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	= = 18.13	N/mm ²
	$f_{ck} / 1.76$		

- **Calcestruzzo per pali di fondazione:**
classe di resistenza C28/35; classe di esposizione XC2

Per verifiche agli S.L.

Resistenza caratteristica cubica a 28 gg	$R'_{ck} =$	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	$f_{ck} = R'_{ck} \times 0.83$	= 29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ $f_{ck} / 1.76$	= = 16.50	N/mm ²

1.3.2. Acciaio per cemento armato

- **Acciaio ordinario B 450C**

Per verifiche agli S.L.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540	N/mm ²
Tensione limite di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 =$	391.30	N/mm ²

- **Acciaio armonico per travi in c.a.p. (trefoli)**

Per verifiche agli S.L.

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq$	1860	N/mm ²
Tensione caratteristica allo 1% di deformazione totale	$f_{p(1)k} \geq$	1670	N/mm ²

Tensione di tiro utilizzata $\sigma_{spi} = 1400 \text{ N/mm}^2$

Ulteriori caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati saranno elencate nei capitoli relativi alle verifiche di resistenza degli elementi analizzati.

1.3.3. Software di calcolo

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software.

L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il pacchetto software denominato "LUSAS – rel. 14.7", fornito da F.E.A. ltd (U.K.) su piattaforma Windows XP Professional; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare. Lo stesso solutore è impiegato per le analisi effettuate con riferimento allo studio della fase sismica.

La verifica delle strutture in c.a. viene effettuata mediante:

- **RC-SEC ver 2010.4 Rev. 192** – *GeoStru Software S.a.s. - Bianco (RC) – Italy*
- **VcaSLU ver 7.7** – *Prof. P. Gelfi*

La verifica delle strutture in c.a. viene effettuata mediante:

- Foglio elettronico di calcolo per la verifica delle diverse combinazioni di esercizio (**Microsoft® Office Excel 2007**)
- **VcaSLU ver 7.7** – *Prof. P. Gelfi*

2. Analisi dei carichi

Nel presente capitolo si riporta una descrizione sintetica dei carichi che possono interessare la struttura nella sua vita utile.

2.1. Elenco delle condizioni di carico elementari

Sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

g_{1k}	peso proprio delle strutture
g_{2k}	carichi permanenti portati: rinterro, pavimentazione, barriere di sicurezza, marciapiedi, impianti etc.;
e_1	variazioni termiche uniformi
Q_{ki}	carichi mobili
q_3	azioni longitudinali di frenamento
q_5	azioni del vento
q_6	azioni sismiche

Di seguito si riportano i criteri in base ai quali sono stati definiti i carichi applicati al modello di calcolo con cui è stata schematizzata la struttura in oggetto.

2.1.1. Pesi propri e permanenti (g_{1k} e g_{2k})

I carichi proprio sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti.

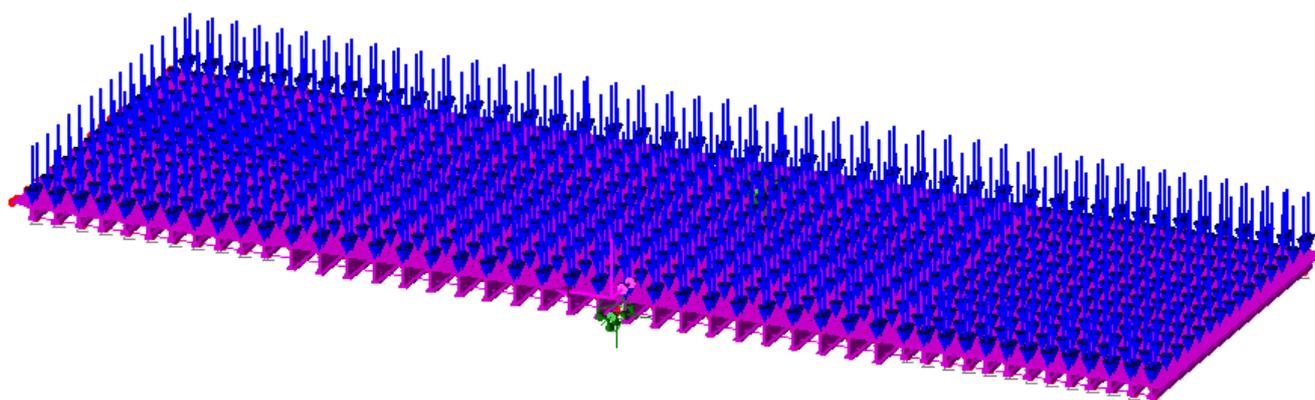
Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Elementi	Peso proprio	
Travi esistenti	$25\text{kN/m}^3 \cdot 0.142\text{m}^2 \cdot 14\text{m} \cdot 22 \text{ travi} =$	1091 kN
Travi 1° ampliamento	$25\text{kN/m}^3 \cdot 0.183\text{m}^2 \cdot 14\text{m} \cdot 13 \text{ travi} =$	832 kN
Travi 2° ampliamento	$25\text{kN/m}^3 \cdot 0.183\text{m}^2 \cdot 14\text{m} \cdot 13 \text{ travi} =$	704 kN
Totale		2627 kN

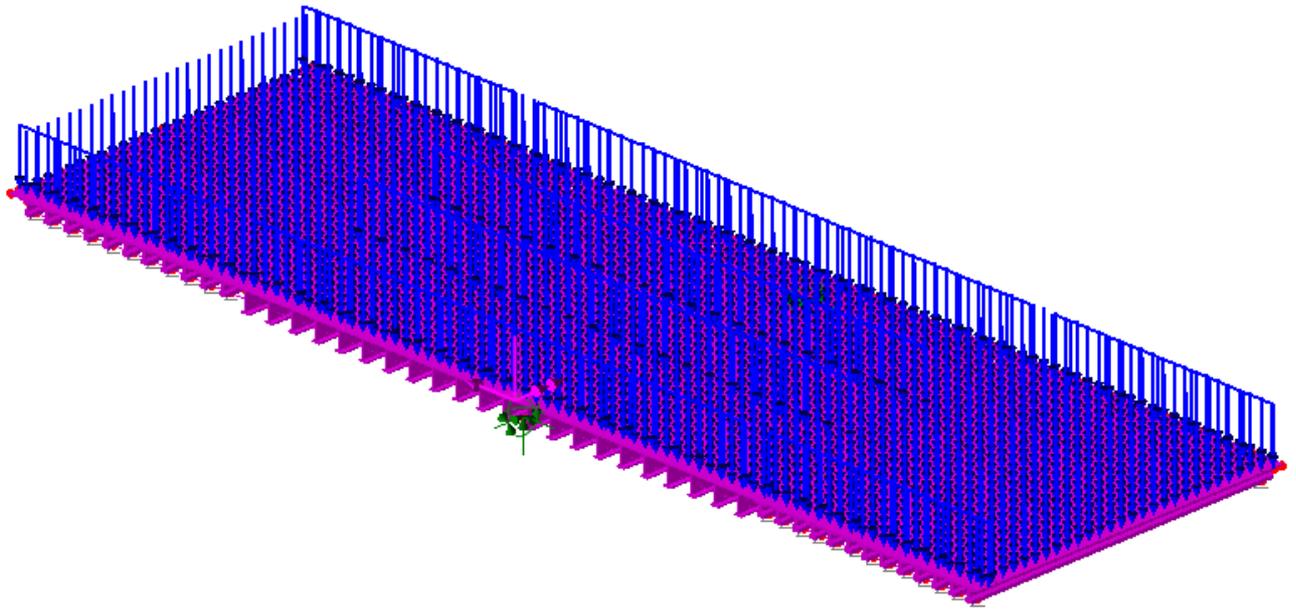
$$P_{\text{soletta}} = 25\text{kN/m}^3 \cdot 0.20\text{m} \cdot 14\text{m} \cdot 44.67\text{m} = 3127 \text{ kN}$$

Elementi	Peso proprio	
Traversi esistenti	$6.375\text{kN/m} \cdot 22.68\text{m} \cdot 4 \text{ traversi} =$	578 kN
Traversi 1° ampliamento	$3.375\text{kN/m} \cdot 10.14\text{m} \cdot 2 \text{ traversi} =$	68 kN
Traversi 2° ampliamento	$3.375\text{kN/m} \cdot 9.75\text{m} \cdot 2 \text{ traversi} =$	66 kN
Totale		712 kN

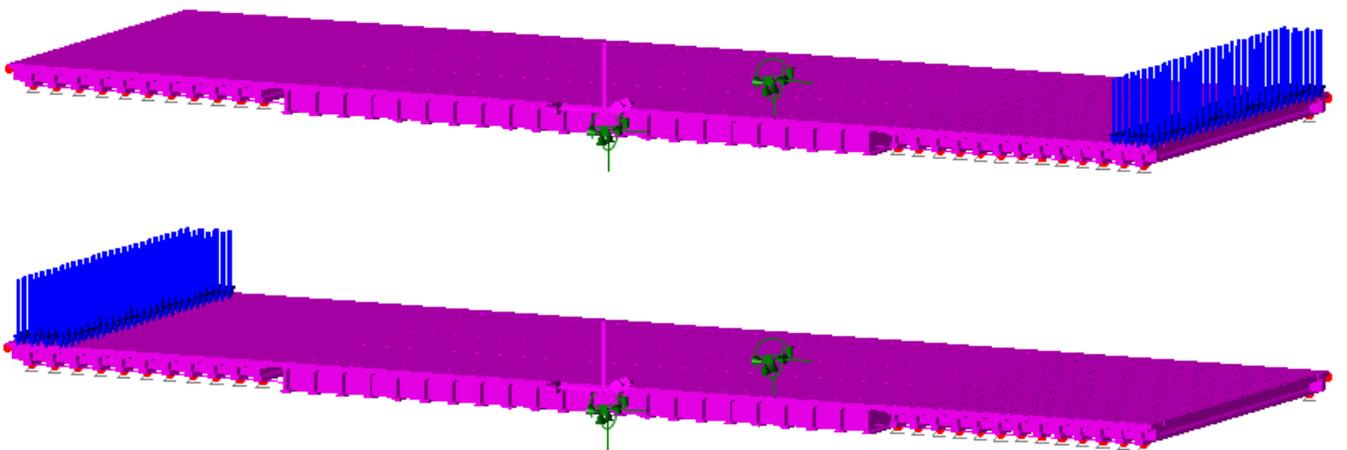
Pesi permanenti	Peso proprio	
Pavimentazione	$3\text{kN/m}^2 \cdot 14\text{m} \cdot (44.67 - 2.2 - 1.9) \text{ m} =$	1704 kN
FOA (H=4.00 m e 5.00 m)	$(5.8 \text{ kN/m} + 4.7 \text{ kN/m}) \cdot 14\text{m} =$	147 kN
Velette	$0.5\text{kN/m} \cdot 14\text{m} \cdot 2 =$	14 kN
Guardrail	$1.5\text{kN/m} \cdot 14\text{m} \cdot 2 =$	42 kN
Marciaiedi	$25\text{kN/m}^3 \cdot (2.2 \cdot 0.16 + 1.9 \cdot 0.2) \cdot 14\text{m}$	256 kN
Totale		2163 kN



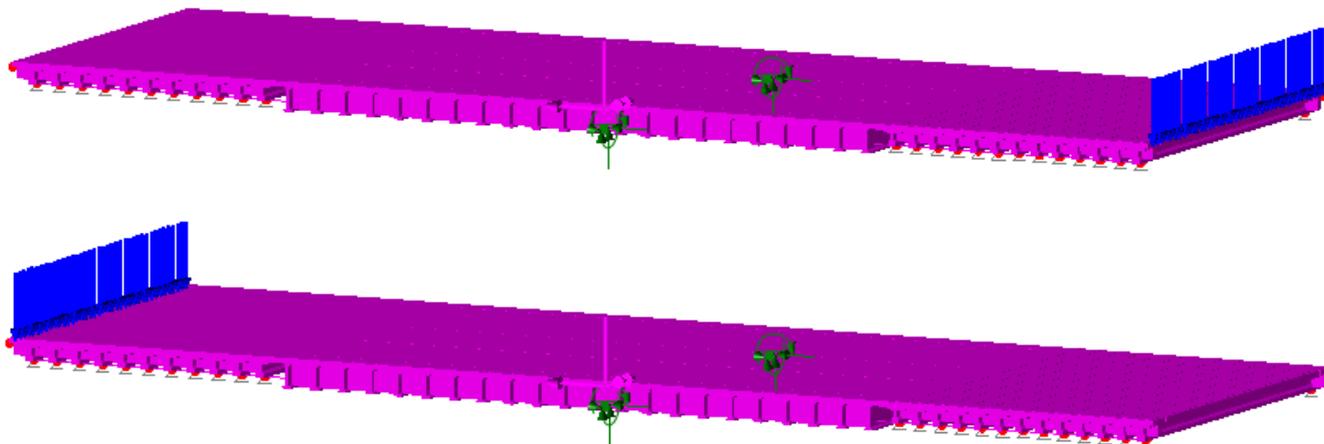
Carichi da peso proprio delle travi.



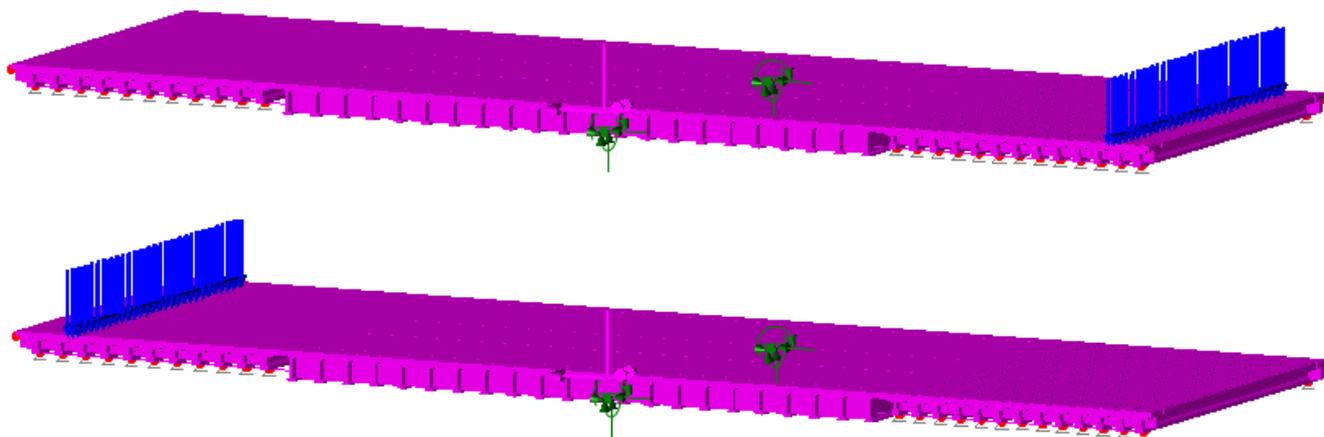
Carichi da peso proprio di soletta e traversi.



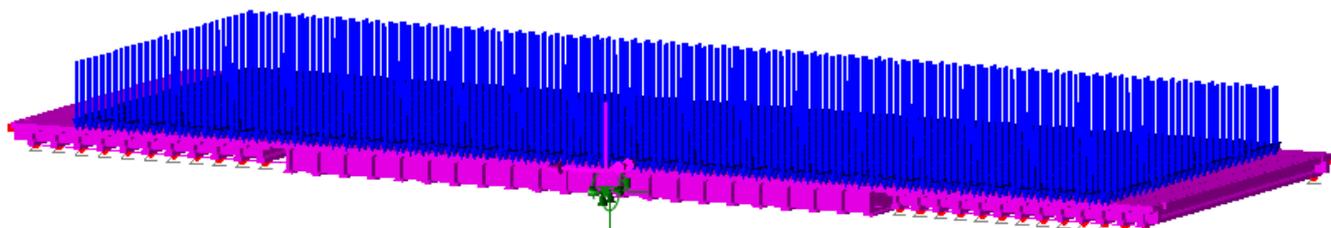
Carichi permanenti – Marciapiedi.



Carichi permanenti – velette e FOA.



Carichi permanenti – guardrail



Carichi permanenti – pavimentazione.

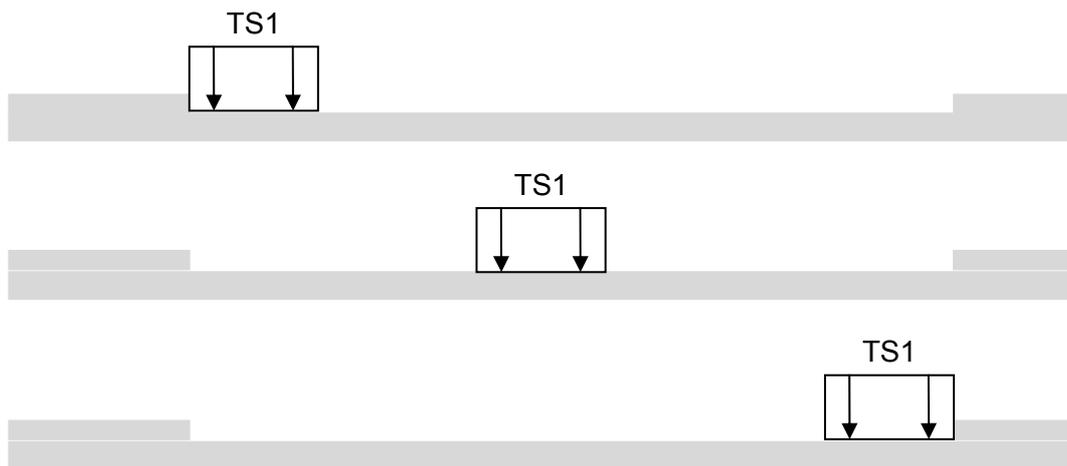
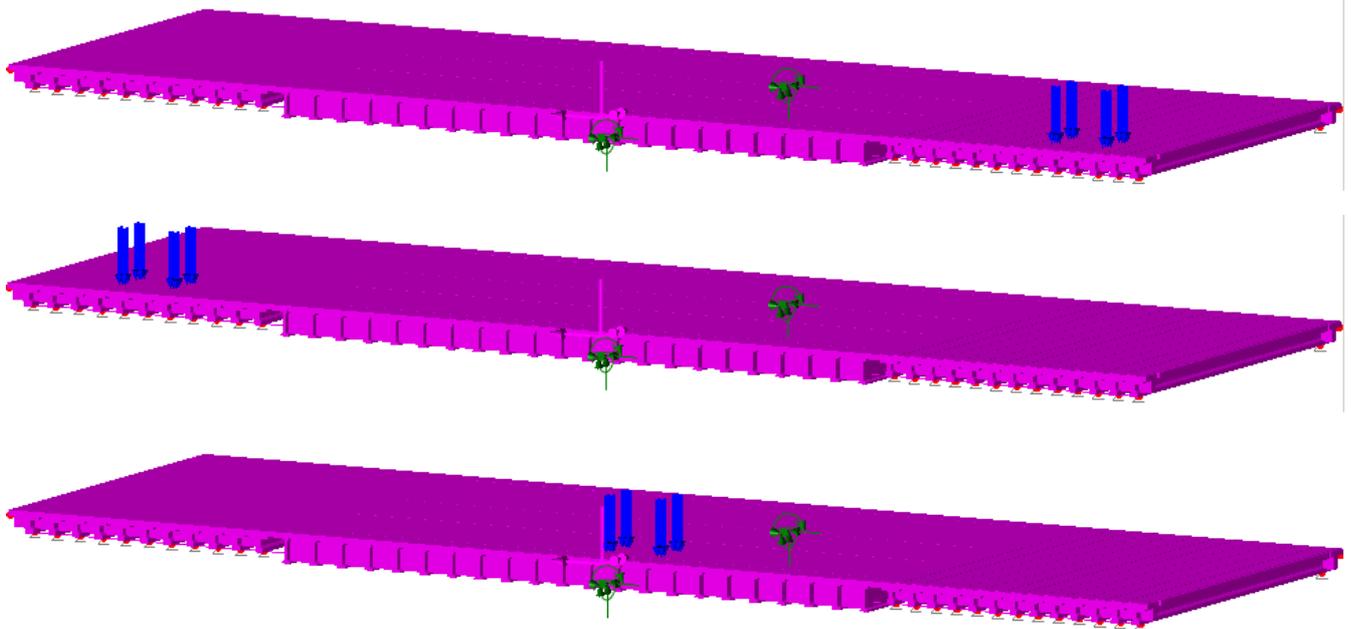
2.1.2. Azioni dei carichi da traffico (Q_k)

Nel caso in esame, in accordo con quanto previsto dalla normativa, sono stati considerati i seguenti carichi da traffico:

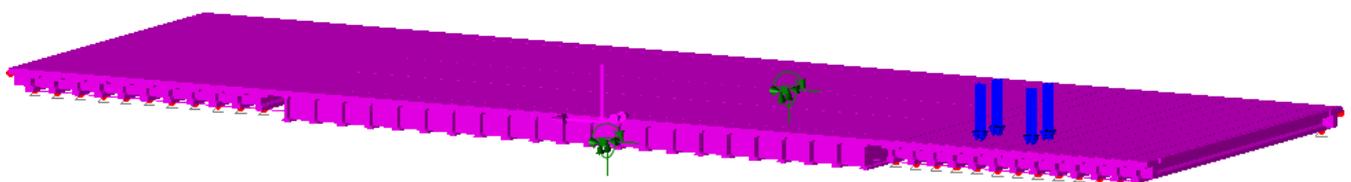
Carico TS1	150	[kN/ruota]
Carico TS2	100	[kN/ruota]
Carico UDL1	9	[kN/m ²]

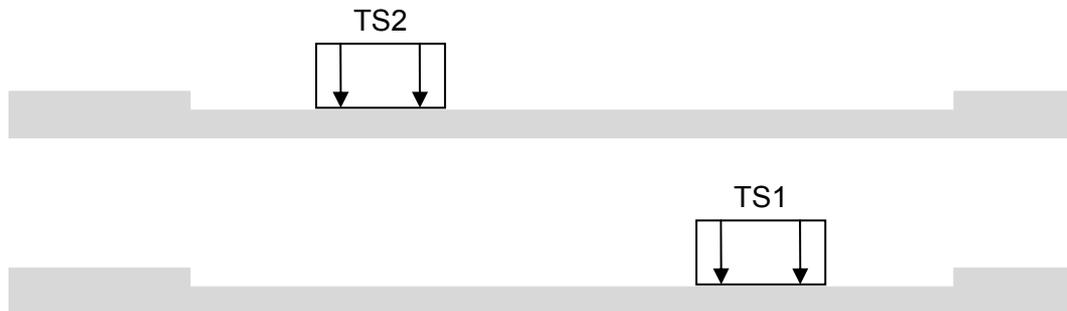
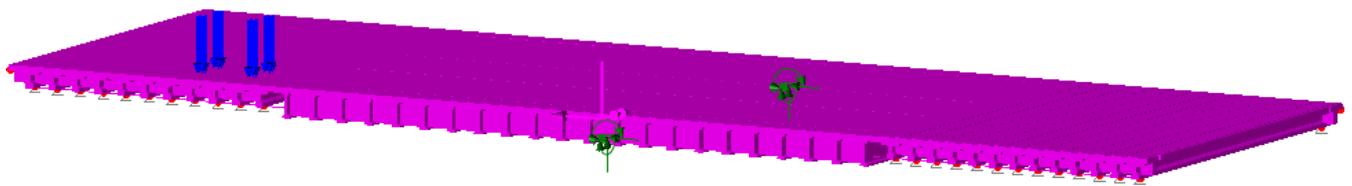
Carico UDL2	2.5	[kN/m ²]
Folla	2.5	[kN/m ²]

I carichi TS vengono fatti viaggiare lungo l'asse longitudinale della strada. La procedura di movimentazione dei carichi consente di individuare, mediante l'involuppo di tutte le posizioni esaminate, ovvero quella che consente di massimizzare/minimizzare le sollecitazioni di progetto nelle sezioni considerate significative per il dimensionamento dell'opera.

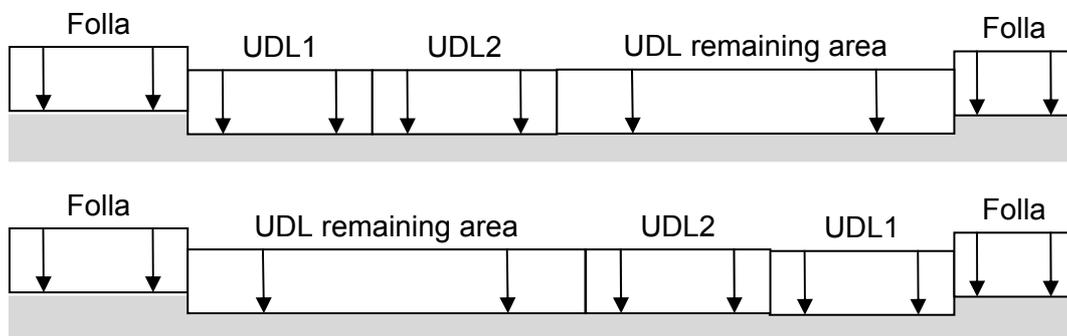
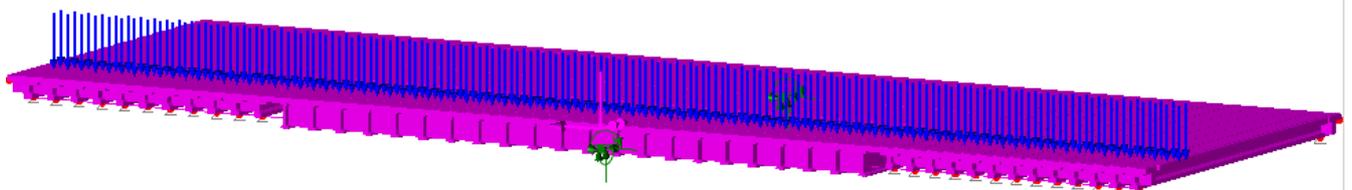


Carichi da traffico di tipo TS1 disposti sull'impalcato.





Carichi da traffico di tipo TS2 disposti sull'impalcato.

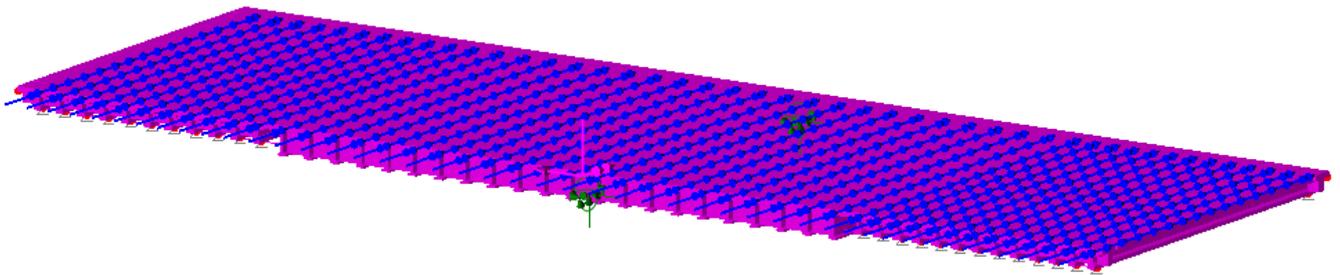


Carichi da traffico di tipo UDL disposti sull'impalcato.

2.1.3. Forza di frenatura

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

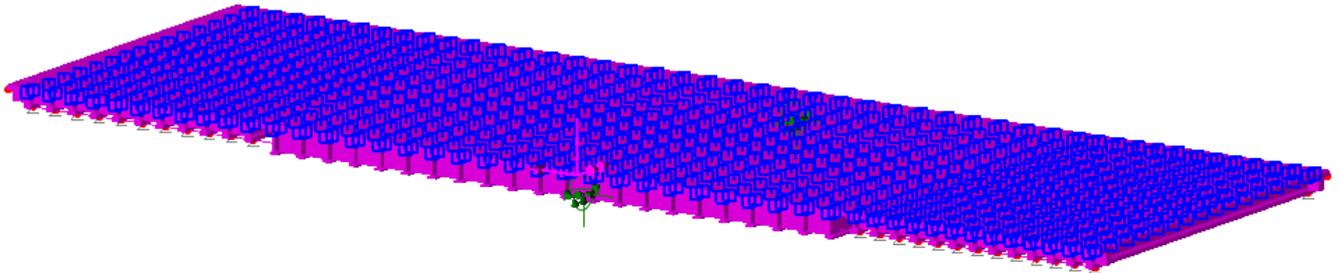
$$q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} w_1 L = 400.5kN \quad (\text{in ogni caso } 180kN \leq q_3 \leq 900kN)$$



Carichi da frenatura.

2.1.4. Variazioni termiche (T_k)

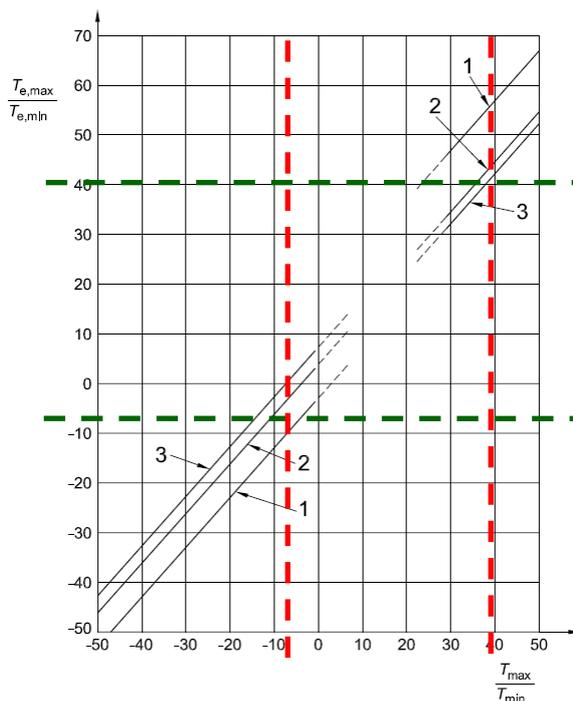
Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC-08, cap. 3.5, unitamente all'annesso nazionale, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo.



Carichi da temperatura.

2.1.4.1. Variazioni termiche uniformi (Δt_N)

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori (NTC-08 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):



$$T_{\min} = -10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = +40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per strutture da ponte di gruppo 2 (EN 1991-1-5, 6.1.1.), la temperatura della struttura risulta pertanto:

$$T_{e,\min} = -2 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = +42 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (N.A.D.), si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$q_{\text{TN,cool}} = -17 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$q_{\text{TN,heat}} = +27 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 44.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

2.1.4.2. Variazioni termiche lineari (Δt_M)

Relativamente alle metodologie proposte in EN 1991-1-5, cap. 6.1.4, si adotta l'approccio 1 (cfr. cap. 6.1.4.1.) confermato dal N.A.D., che prevede l'applicazione di un gradiente equivalente di temperatura.

Per ponti di gruppo 2 (composite deck), i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$$q_{\text{TM,heat}} = 7.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

estradosso più caldo dell'intradosso

$$q_{\text{TM,cool}} = -8.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

estradosso più freddo dell'intradosso

A valle dell'applicazione di k_{sur} ($t = 100.0$ mm), si ha pertanto:

Per le travi dell'impalcato esistente di altezza 0.90m

$$q_{TM,heat} = 7/0.90 = 7.8^{\circ}C \quad \text{estradosso più caldo dell'intradosso}$$

$$q_{TM,cool} = -8.0/0.90 = 8.9^{\circ}C \quad \text{estradosso più freddo dell'intradosso}$$

Per le travi dell'impalcato ampliato di altezza 0.60m

$$q_{TM,heat} = 7/0.60 = 11.7^{\circ}C \quad \text{estradosso più caldo dell'intradosso}$$

$$q_{TM,cool} = -8.0/0.60 = 13.3^{\circ}C \quad \text{estradosso più freddo dell'intradosso}$$

2.1.4.3. Combinazione degli effetti uniformi e lineari

Con riferimento a EN 1991-1-5 6.1.5(1), la combinazione degli effetti uniformi con i lineari verrà effettuata nel seguente modo:

$$C1: \quad q_{TM} + 0.35 q_{TN}$$

$$C2: \quad 0.75 q_{TM} + q_{TN}$$

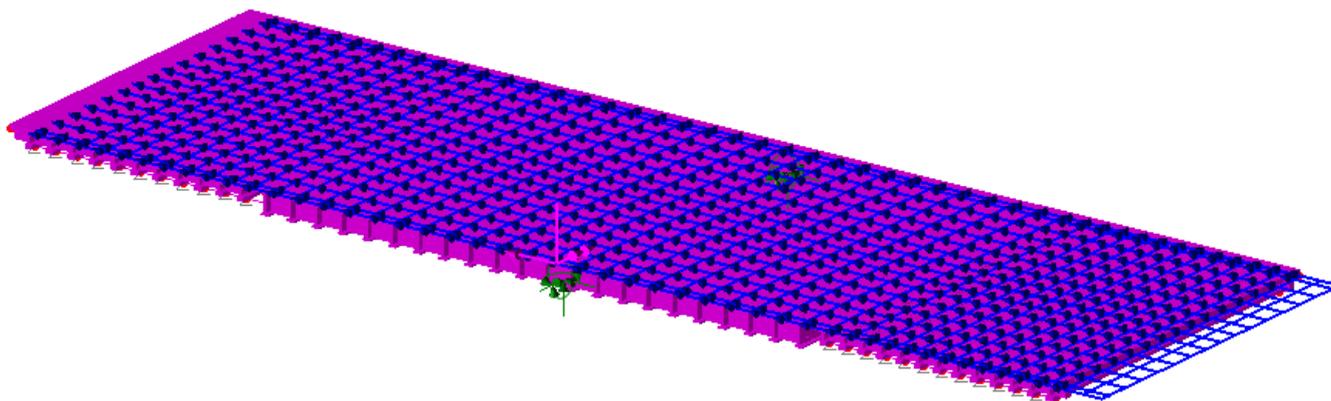
2.1.5. Azioni del vento (q5)

L'azione del vento, sebbene sia trascurabile per questa struttura, è stata calcolata come indicato di seguito:

Calcolo azioni del vento su impalcati da ponte secondo EN 1991-1-4 + NAD					
Categoria	1	z_0 [m]	0.01	alfa r	1.126
?		z_{min} [m]	2	v_b [m/s]	30.407
		k_r [-]	0.17	$v_m(z)$ [m/s]	33.864
Zona	3	a_0 [-]	500	cr [-]	1.114
?		k_0 [1/s]	0.02	z_{max} [m]	200
		v_{b0} [m/s]	27	σ_v	5.169
C_{dir} [§4.2.(2) P - nota 2]	1	n	1	$lv(z)$	0.153
C_{season} [§4.2.(2) P - nota	1	a_s [m]	10	$ce(z)$	2.566
$C_s C_d$ (fat. di struttura)	1	z [m]	7	$qp(z)$	1482.602
k_l (fat. di turbolenza)	1	k_1	0.14	b/d_{tot}	12.788
C_o [§4.3.1 e Annex A3]	1	ρ [kg/m ³]	1.25	c_{fx}	1.3
T_r [anni]	200	d_{tot}	3.91	F_w [N/m]	7536.068

L'azione del vento viene distribuita su tutte le travi e risulta avere un'intensità complessiva di:

$$Q_{wk} = 7.536 / (11+22+13) = 0.16kN$$



Carichi da vento.

2.1.6. Azioni sismiche (q_6)

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008. A monte della caratterizzazione sismica, funzione del sito di ubicazione dell'opera, vanno definiti i parametri funzione delle prestazioni statiche da raggiungere.

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

Vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso (Norme Tecniche, Par. 2.4.2 – rif. V. Appendice Nazionale UNI-EN-1998 eurocodice 8 – parte 2)

Classe d'uso: **IV** associato alla classe d'uso $C_U = 2$ (Tab 2.4.II - N.T.C.)

In base ai parametri sopra definiti si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2 = 100$$

Definizione dell'azione sismica di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} per lo stato limite ultimo considerato è attinto dalla tab. 3.2.I delle norme tecniche:

$$P_{V_R} = 10\%$$

Parametri che dipendono dalla stratigrafia del sottosuolo e dall'orografia del sito:

Categoria di sottosuolo: **C**

Condizioni topografiche: **T1**

Lo spettro di risposta elastico, quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è dato per la componente orizzontale

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Con:

T periodo proprio di vibrazione della struttura

S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$S = S_S S_T = 1.5 \times 1 = 1.5$$

η parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento ξ differenti da 5%

$$\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$$

F_o è il fattore di amplificazione spettrale ($F_{o,\min} = 2.2$)

T_C periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante

$$T_C = C_C T^*_C$$

T_B periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

T_D periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (espresso in secondi)

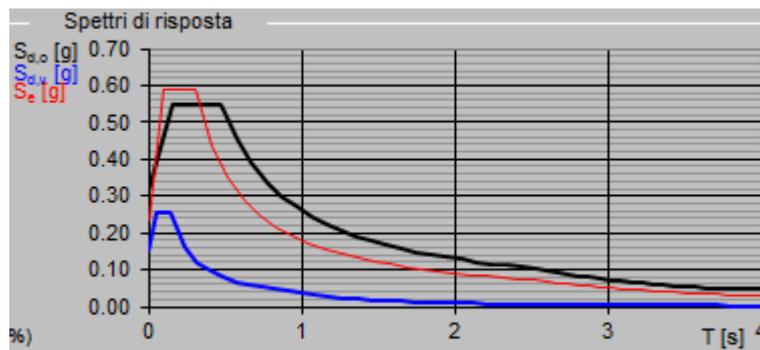
$$T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$$

Calcolato il periodo di ritorno, che per l'opera in esame risulta:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -75 / \ln(1 - 0.10) = 949 \text{ anni}$$

dalle tabelle allegate alle citate Norme Tecniche per le Costruzioni, si ricavano:

<input checked="" type="checkbox"/> Comune o Coord. Long. Lat. Pesaro 12.8912 43.9045		Azione di progetto - SLD Parametri indipendenti Oriz. Vert. ag [g] 0,093 0,098 F0 [-] 2,498 Tc* [s] 0,28 Ss [-] 1,5 1 Cc [-] 1,598 St [-] 1 1 Parametri dipendenti Oriz. Vert. S [-] 1,5 1 TB [s] 0,149 0,05 TC [s] 0,447 0,15 TD [s] 1,972 1		Azione di progetto - SLV Parametri indipendenti Oriz. Vert. ag [g] 0,235 0,154 F0 [-] 2,51 Tc* [s] 0,31 Ss [-] 1,346 1 Cc [-] 1,545 St [-] 1 1 Parametri dipendenti Oriz. Vert. S [-] 1,346 1 TB [s] 0,16 0,05 TC [s] 0,479 0,15 TD [s] 2,54 1		Azione di progetto - SLC Parametri indipendenti Oriz. Vert. ag [g] 0,305 0,227 F0 [-] 2,501 Tc* [s] 0,317 Ss [-] 1,242 1 Cc [-] 1,534 St [-] 1 1 Parametri dipendenti Oriz. Vert. S [-] 1,242 1 TB [s] 0,162 0,05 TC [s] 0,486 0,15 TD [s] 2,82 1	
Spettri di progetto <input checked="" type="checkbox"/> Spettro orizzontale <input type="checkbox"/> Spettro verticale		Cat. sottosuolo C Cat. topografica T1 $\xi > 5\%$ [%] 5 η [-] 1					
S.L. da considerare <input type="checkbox"/> S.L.D. <input checked="" type="checkbox"/> S.L.V. <input type="checkbox"/> S.L.C.		Fattori di struttura qoriz [-] 1 qvert [-] 1					
Strategia di progettazione Vn [anni] >50 ? Cu [-] IV ? Vr [anni] 100		Tr [anni] SLD - Pvr [63%] 101 SLV - Pvr [10%] 949 SLC - Pvr [5%] 1950					



Spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

3. Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche agli stati limite, sono state considerate le seguenti combinazioni:

3.1. Combinazioni SLE

3.1.1. Combinazione caratteristica rara

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

3.1.2. Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

3.1.3. Combinazione quasi permanente

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono stati definiti in accordo con quanto riportato nella tabella 5.1.VI delle NTC, mostrata in figura.

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente Ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
<i>Vento q_5</i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
<i>Neve q_5</i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Coefficienti ψ per le azioni variabili per i ponti stradali.

3.2. Combinazioni SLU

3.2.1. Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki} + \dots$$

3.2.2. Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi (SLV)

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (\text{nel caso in esame si pone } \Psi_{2j} = 0.20)$$

I coefficienti parziali di sicurezza sono stati definiti in base alla tabella 5.1.V delle NTC, riportati per completezza nella seguente tabella 6.2.

		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	0.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ditorsioni e presollecitazioni di progetto	Favorevoli	γ_{s1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.00	1.00 ⁽²⁾	1.00
Ritiro e viscosità, variazioni termiche, cedimenti vincolari	Favorevoli	$\gamma_{s2}, \gamma_{s3}, \gamma_{s4}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

⁽¹⁾ Se compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti dei carichi permanenti

⁽²⁾ 1.20 per effetti locali

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

3.3. Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m
forze - coppie: 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.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F_x azione assiale
 F_y azione tagliante agente nel piano orizzontale
 F_z azione tagliante agente nel piano verticale
 M_x momento torcente
 M_y momento flettente agente nel piano verticale

M_z momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y , M_x ed M_z .

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (M_f) in luogo di M_y

V in luogo di F_z

T in luogo di M_x

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

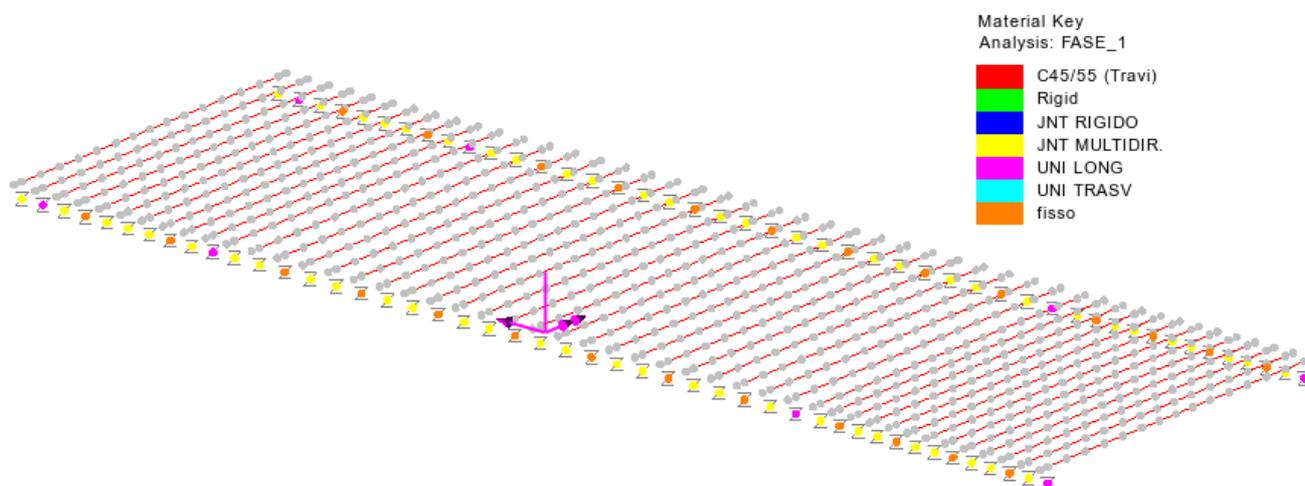
- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave
- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

4. Analisi strutturale

4.1. Generalità

Per l'analisi della sovrastruttura si ricorre, in generale a modellazione agli elementi finiti. La travata viene modellata mediante elementi di tipo "thick beam" come un grigliato di travi ed elementi di soletta in direzione trasversale, collegati alle spalle mediante elementi di tipo "joint" opportunamente orientati allo scopo di restituire gli effettivi gradi di libertà forniti dalle apparecchiature di vincolo. Tali travi sono collegate trasversalmente con elementi "discreti" che simulano il comportamento trasversale della soletta e dei traversi.

Il sistema di vincolo alle estremità delle travi è caratterizzato da appoggi multirezionali, unidirezionali in direzione longitudinale e in direzione trasversale in accordo con i ritegni sismici indicati pianta:



L'analisi globale dell'impalcato viene eseguita con la metodologia classica riservata alle strutture in calcestruzzo.

Gli effetti dei vari carichi vengono linearmente sovrapposti con riferimento alle varie "fasi" di vita della struttura, ciascuna caratterizzata da differenti caratteristiche della sezione resistente ed da ben precise tipologie di carico.

La tabella seguente riassume, per ciascuna fase, i carichi considerati in linea generale, e le rispettive sezioni resistenti.

fase	carico	sigla	sezione resistente
1	peso proprio elementi in acciaio peso proprio coppelle peso proprio getto soletta in c.a.	G_{k1}' G_{k1}'' G_{k1}'''	trave metallica
2	carichi permanenti portati	G_{k2}	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_0$)
3	Variazioni termiche uniformi Variazioni termiche lineari Azione del vento Carchi mobili gr. i (*) Frenatura	$T_{k,N}$ $T_{k,M}$ $F_{w,k}$ Q_k' Q_k'''	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_0$)

(*)Azione multicomponente

Fase 1

Tale fase coincide con la posa in opera delle travi e il getto delle solette in calcestruzzo; la sezione resistente della trave è relativa alle sole travi prefabbricate, essendo le solette in calcestruzzo non ancora collaboranti; i carichi agenti sono quelli dovuti al peso proprio di travi ed al getto delle solette in calcestruzzo.

Fase 2

In fase 2 vengono esaminati i carichi di tipo permanente, ovvero il peso dei cordoli, dei guardavia, del manto di finitura, delle barriere e degli impianti previsti nella zona di bordo dell'impalcato adibito al traffico veicolare.

Fase 3

In tale fase si considera, di volta in volta, la presenza di tutti i contributi di carico di tipo istantaneo, ovvero:

- carichi mobili
- variazioni termiche
- azioni di breve durata in genere (vento)

La sezione resistente è anche in questo caso quella composta trave/soletta; in questo caso, però, l'omogeneizzazione delle aree in calcestruzzo avviene secondo il coefficiente n_0 di breve durata, definito nel seguito.

4.1.1. Analisi e verifiche eseguite

Sono state effettuate le verifiche necessarie al corretto dimensionamento degli elementi afferente ad un livello di progettazione definitivo.

In linea generale, sono state pertanto effettuate le seguenti analisi/verifiche:

- analisi globale, statica e dinamica dell'intera struttura
- verifica S.L.U. delle travi prefabbricate
- calcolo sollecitazioni spalle (al piano appoggi)
- portate massime degli apparecchi di appoggio

4.1. Analisi statica

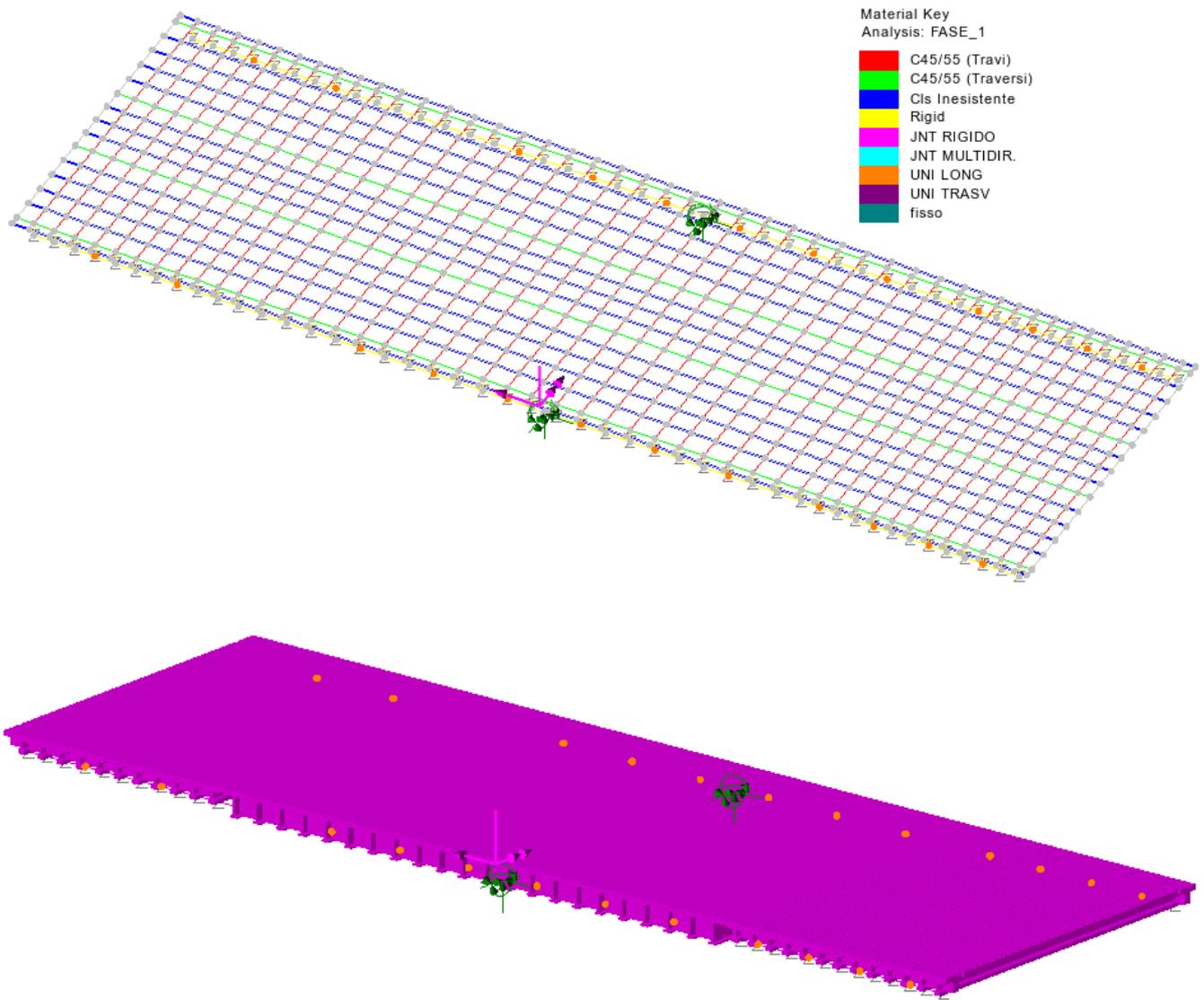
La modellazione E.F. si basa sulla risoluzione di un semplice grigliato di travi; trasversalmente il collegamento fra le travi avviene per mezzo di elementi di soletta.

Il piano nodale viene assunto convenzionalmente coincidente con l'estradosso delle travi. La formulazione degli elementi finiti consente di tenere conto implicitamente dell'offset delle effettive linee d'asse di tutti gli elementi strutturali. L'eccentricità del piano nodale rispetto al piano appoggi viene restituita attraverso elementi rigidi di opportuna lunghezza.

Il medesimo modello, previa opportuna implementazione delle rispettive caratteristiche geometriche, viene impiegato per l'analisi di tutte le fasi.

La discretizzazione prevede elementi tipo "beam" lineari a due nodi, di lunghezza massima pari a 2 m.

Di seguito si riporta il modello ad elementi finiti, in forma schematica e renderizzata (soletta non presente).



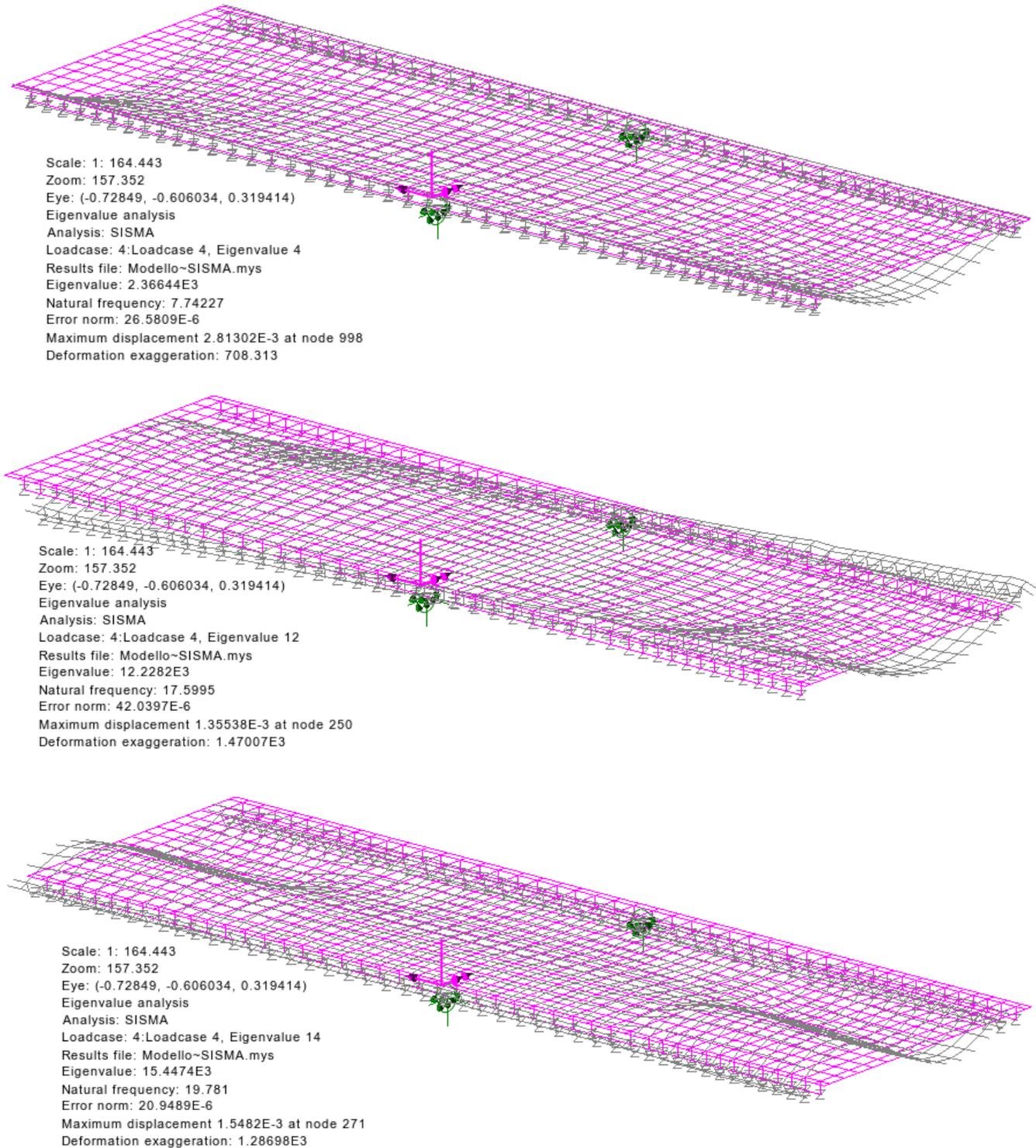
4.2. Analisi dinamica

La massa complessiva della struttura risulta:

Soletta	312690	kg
Traversi	71300	kg
Travi	262700	kg
Pavimentazione	170394	kg
Marciaiedi	25620	kg
Veletta	1400	kg
Foa	14700	kg
Guardrail	4200	kg
Massa totale	862924.8	kg

L'analisi dinamica, ovviamente dominata dall'effetto degli isolatori, viene arrestata ai primi modi rappresentativi ovvero in grado di eccitare almeno il 90% delle masse significative.

Nelle figure seguenti si riportano i modi principali.



Di seguito i parametri identificativi dei modi analizzati.

PARTICIPATION FACTORS IN GLOBAL DIRECTIONS

MODE	X DIRECTION			Y DIRECTION			Z DIRECTION		
	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.
1	0.6554E-04	0.4979E-14	0.4979E-14	-39.39	0.1798E-02	0.1798E-02	42.74	0.2117E-02	0.2117E-02
2	-8.593	0.8557E-04	0.8557E-04	-0.2680E-03	0.8326E-13	0.1798E-02	0.5414E-03	0.3396E-12	0.2117E-02
3	43.62	0.2205E-02	0.2290E-02	0.1187E-03	0.1632E-13	0.1798E-02	0.1959E-03	0.4448E-13	0.2117E-02
4	0.2722E-04	0.8589E-15	0.2290E-02	-0.1478	0.2532E-07	0.1798E-02	-761.8	0.6725	0.6747
5	0.2126E-05	0.5238E-17	0.2290E-02	19.94	0.4607E-03	0.2258E-02	-215.7	0.5392E-01	0.7286
6	0.1364E-04	0.2155E-15	0.2290E-02	-30.43	0.1073E-02	0.3332E-02	-148.7	0.2564E-01	0.7542
7	0.9879E-05	0.1131E-15	0.2290E-02	21.75	0.5482E-03	0.3880E-02	-180.2	0.3764E-01	0.7918
8	-0.8811E-05	0.8996E-16	0.2290E-02	64.52	0.4824E-02	0.8704E-02	21.81	0.5511E-03	0.7924
9	0.7840E-05	0.7123E-16	0.2290E-02	-2.183	0.5523E-05	0.8710E-02	8.748	0.8868E-04	0.7925
10	0.2667E-04	0.8245E-15	0.2290E-02	-223.6	0.5792E-01	0.6663E-01	-13.70	0.2175E-03	0.7927
11	0.1304E-04	0.1971E-15	0.2290E-02	-28.12	0.9166E-03	0.6755E-01	-2.607	0.7875E-05	0.7927
12	0.9703E-05	0.1091E-15	0.2290E-02	-889.5	0.9168	0.9844	-1.330	0.2049E-05	0.7927
13	-0.7749E-04	0.6959E-14	0.2290E-02	24.94	0.7210E-03	0.9851	-17.71	0.3636E-03	0.7931
14	-819.7	0.7787	0.7810	-0.6726E-04	0.5243E-14	0.9851	-0.2688E-04	0.8373E-15	0.7931
15	-0.9941E-03	0.1145E-11	0.7810	-25.19	0.7353E-03	0.9858	-5.611	0.3648E-04	0.7931
16	0.4649E-03	0.2505E-12	0.7810	12.52	0.1816E-03	0.9860	5.777	0.3868E-04	0.7932
17	423.8	0.2082	0.9892	-0.1671E-02	0.3237E-11	0.9860	0.1188E-02	0.1634E-11	0.7932
18	-0.4261E-02	0.2104E-10	0.9892	-1.960	0.4451E-05	0.9860	-0.7125	0.5883E-06	0.7932
19	42.30	0.2073E-02	0.9913	-0.4746E-01	0.2611E-08	0.9860	-0.1303E-02	0.1968E-11	0.7932
20	38.80	0.1745E-02	0.9930	0.2215E-01	0.5684E-09	0.9860	0.2839E-02	0.9342E-11	0.7932

TOTAL MASS ACTING IN X DIRECTION = 862925. KG
 TOTAL MASS ACTING IN Y DIRECTION = 862925. KG
 TOTAL MASS ACTING IN Z DIRECTION = 862925. KG

La sovrapposizione modale viene effettuata con riferimento agli spettri identificati ai paragrafi precedenti, adottando il metodo SRSS.

I risultati vengono presentati direttamente nel prosieguo della relazione.

5. Verifiche strutturali della trave

Per ciascuna delle combinazioni di carico sopra richiamate verranno condotte le seguenti verifiche della trave prefabbricata precompressa più sollecitata.

5.1.1.1. Verifica di resistenza a presso-flessione

La verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M_{Ed} = momento flettente sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

M_{Rd} = momento flettente resistente associato all'azione assiale concomitante N_{Ed} .

In fase di verifica viene definito coefficiente di sfruttamento γ il rapporto tra M_{Ed} e M_{Rd} . La verifica di resistenza può quindi ritenersi soddisfatta se risulta $\gamma \geq 1$.

5.1.1.2. Verifica di resistenza a taglio

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

V_{Rd} = azione tagliante resistente.

In prima battuta V_{Rd} è associato al valore della resistenza a taglio dell'elemento privo di armatura dedicata, basata sul contributo resistente a trazione del calcestruzzo e su quello fornito dalle armature longitudinali tese (EN 1992-1-1 §6.2.2)

$$V_{Rd} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (N)$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 + \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

dove

A_c = area della sezione in calcestruzzo (in mm²)

b_w = larghezza minima della sezione in calcestruzzo in zona tesa (in mm)

d = altezza utile della sezione (in mm)

ρ_1 = rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa $\frac{A_{s1}}{A_c} \leq 0.02$

σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione $\frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2f_{cd}$

N_{Ed} = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (in N)

Se il contributo resistente così calcolato risulta inferiore al valore del taglio sollecitante, risulta necessario procedere al dimensionamento di un'apposita armatura resistente a taglio. In tal caso, la verifica a taglio risulterà soddisfatta se l'azione tagliante sollecitante sarà inferiore al minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo a "taglio trazione", riferita all'armatura trasversale, e quello dato dalla resistenza a "taglio compressione", associata al nucleo in calcestruzzo (EN 1992-1-1 §6.2.3).

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,t}; V_{Rd,c})$$

con

$$V_{Rd,t} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,c} = \frac{\alpha_{sw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

dove:

A_{sw} = area dell'armatura trasversale a taglio

s = passo delle staffe

z = braccio della coppia interna assunto pari a $z = 0.9 \cdot d$

α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ = inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo (con $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$)

f_{ywd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio

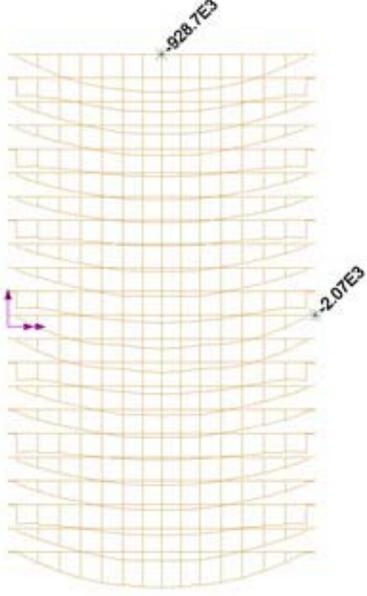
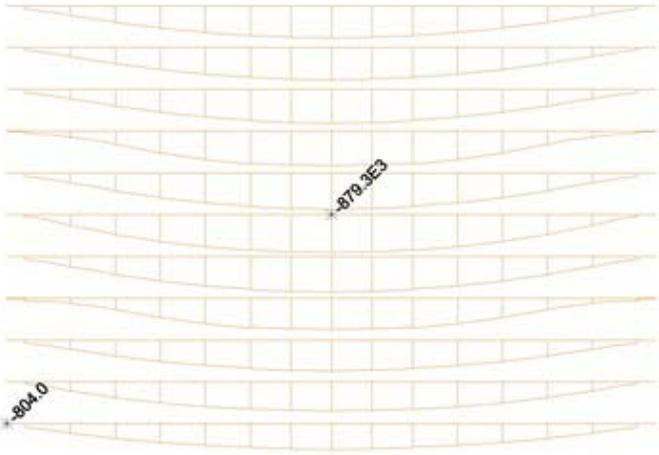
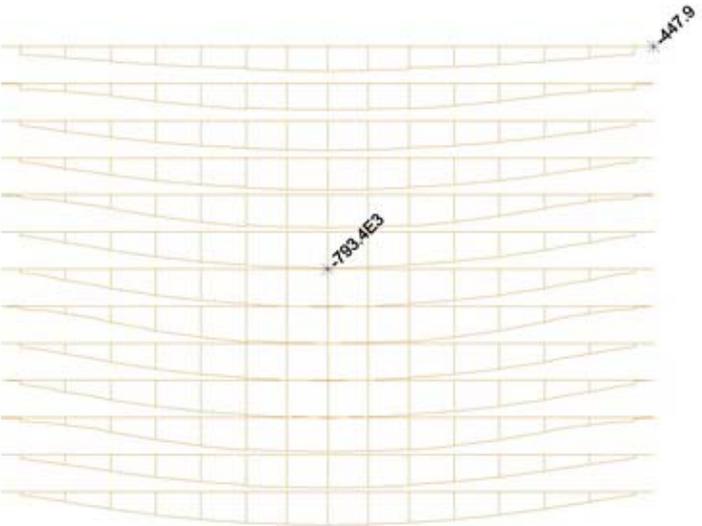
v_1 = coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio

α_{cw} = coefficiente che considera l'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale

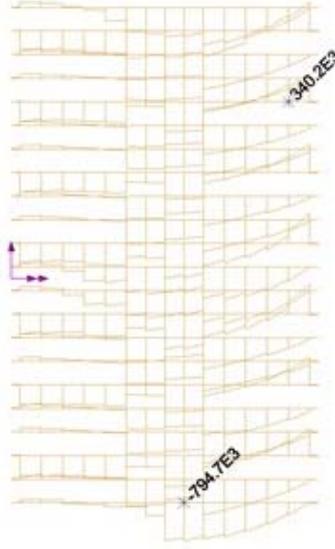
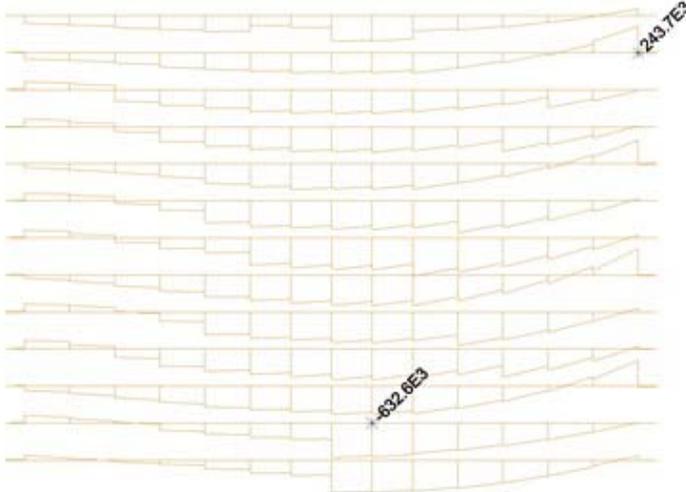
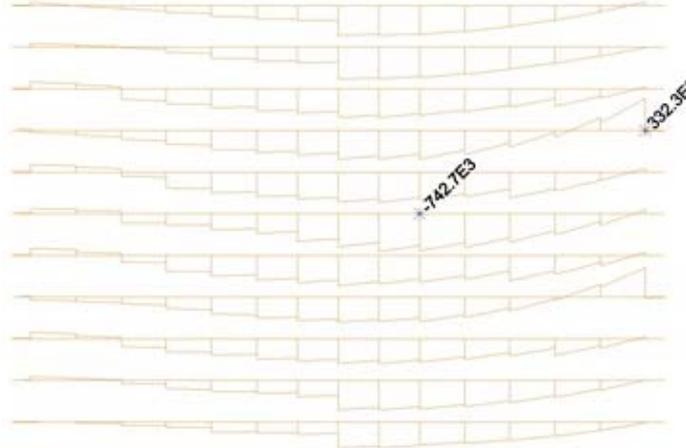
5.2. Risultati principali

Di seguito si riportano i principali diagrammi di azione interna rilevati sulle travi a valle delle combinazioni per max/min M e max/min V nei vari S.L. considerati. I risultati dell'analisi E.F. ed i rispettivi valori sono espressi in N e Nm.

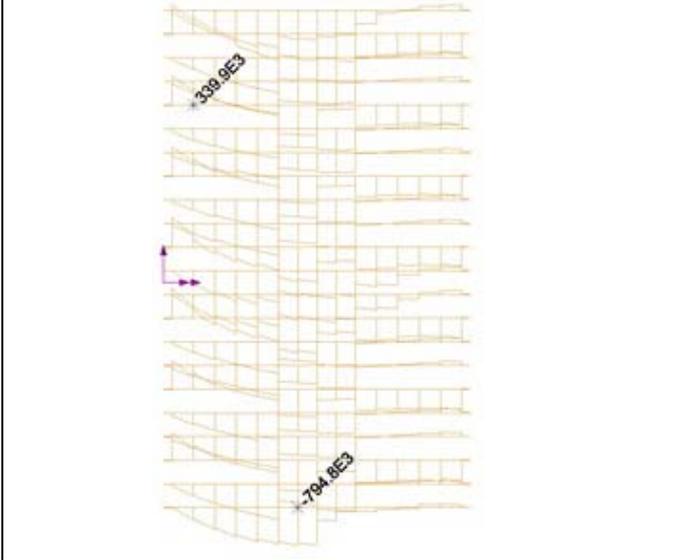
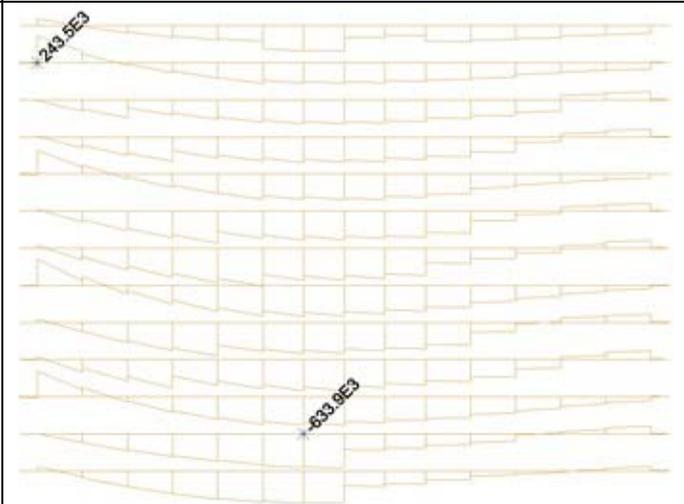
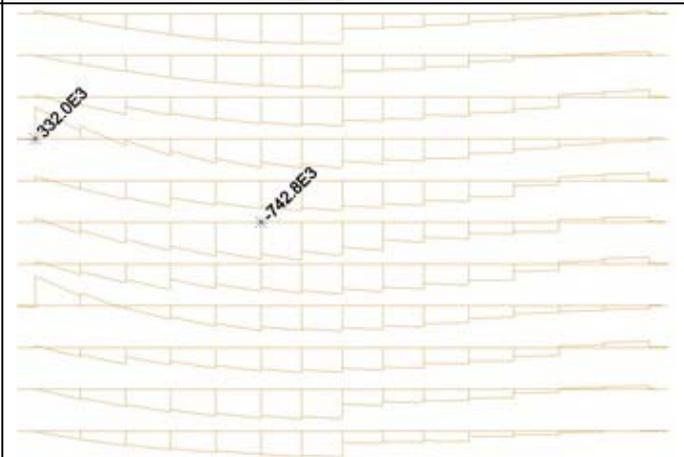
COMBINAZIONE DI PROGETTO: SLU fondamentale Mmin

<p>Travi esistenti (H=0.9m)</p>	
<p>Travi II ampliamento (H=0.6m)</p>	
<p>Travi I ampliamento (H=0.6m)</p>	

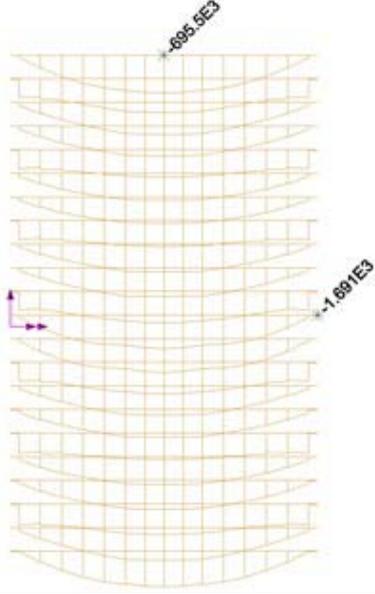
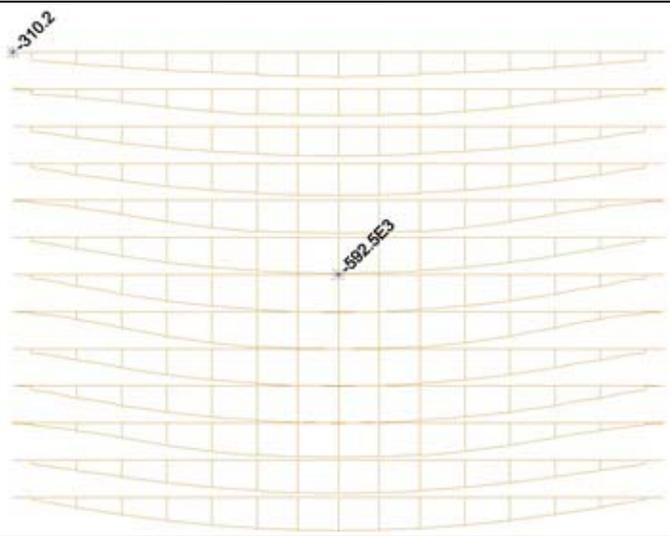
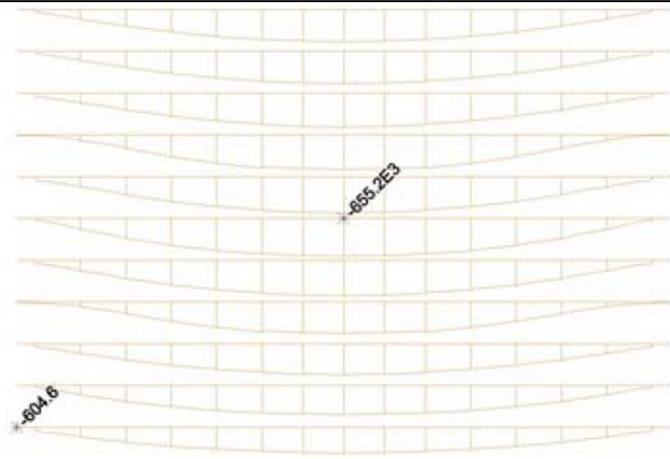
COMBINAZIONE DI PROGETTO: SLU fondamentale Vmax

<p>Travi esistenti (H=0.9m)</p>	
<p>Travi I ampliamento (H=0.6m)</p>	
<p>Travi II ampliamento (H=0.6m)</p>	

COMBINAZIONE DI PROGETTO: SLU fondamentale Vmin

Travi esistenti (H=0.9m)	
Travi I ampliamento (H=0.6m)	
Travi II ampliamento (H=0.6m)	

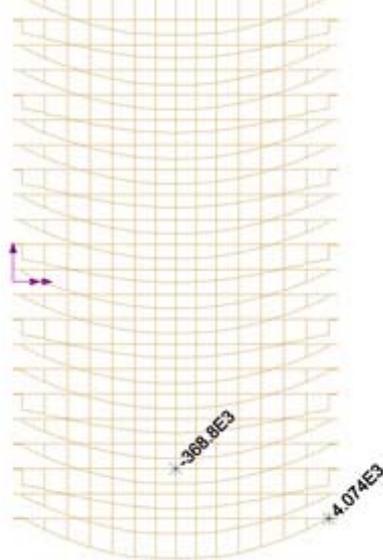
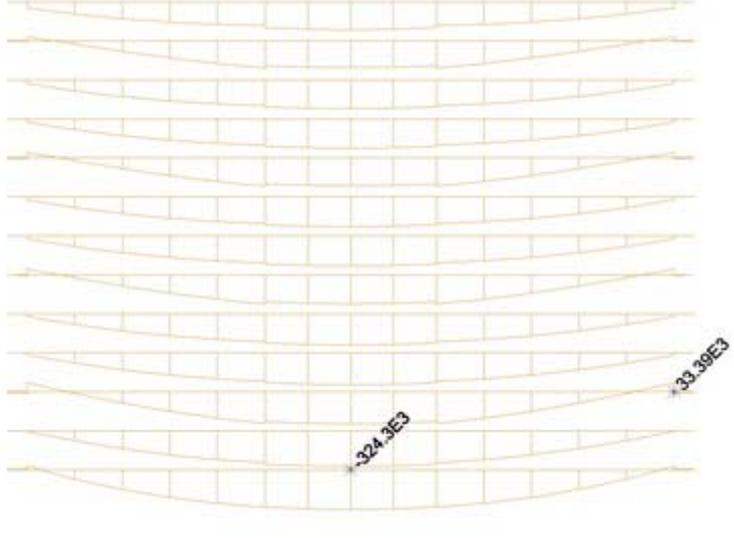
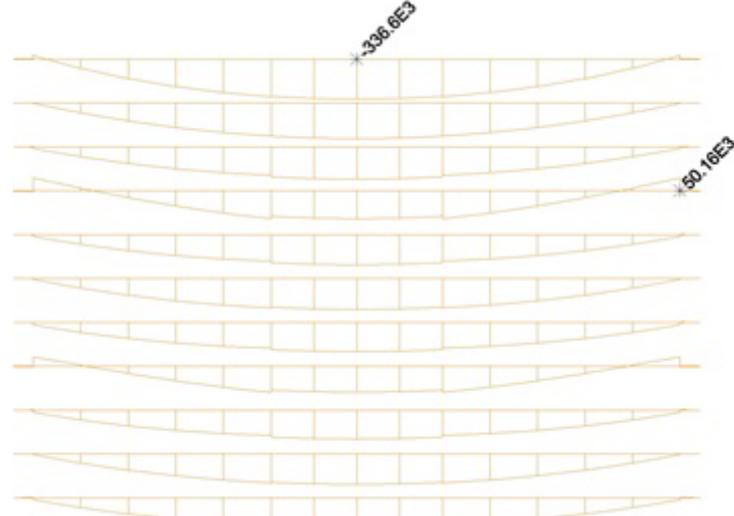
COMBINAZIONE DI PROGETTO: SLE caratteristica Mmin

<p>Travi esistenti (H=0.9m)</p>	
<p>Travi I ampliamento (H=0.6m)</p>	
<p>Travi II ampliamento (H=0.6m)</p>	

COMBINAZIONE DI PROGETTO: SLE frequente Mmin

<p>Travi esistenti (H=0.9m)</p>	
<p>Travi I ampliamento (H=0.6m)</p>	
<p>Travi II ampliamento (H=0.6m)</p>	

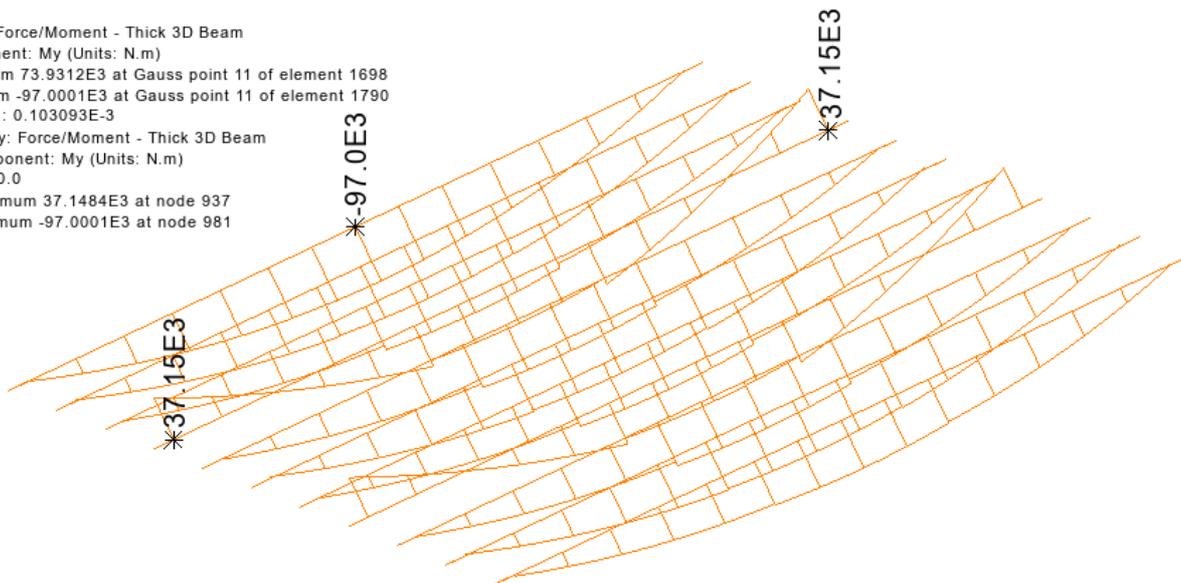
COMBINAZIONE DI PROGETTO: SLE quasi permanente Mmin

<p>Travi esistenti (H=0.9m)</p>	
<p>Travi I ampliamento (H=0.6m)</p>	
<p>Travi II ampliamento (H=0.6m)</p>	

5.2.1. Azioni interne dovute ai pesi propri

PPtravi

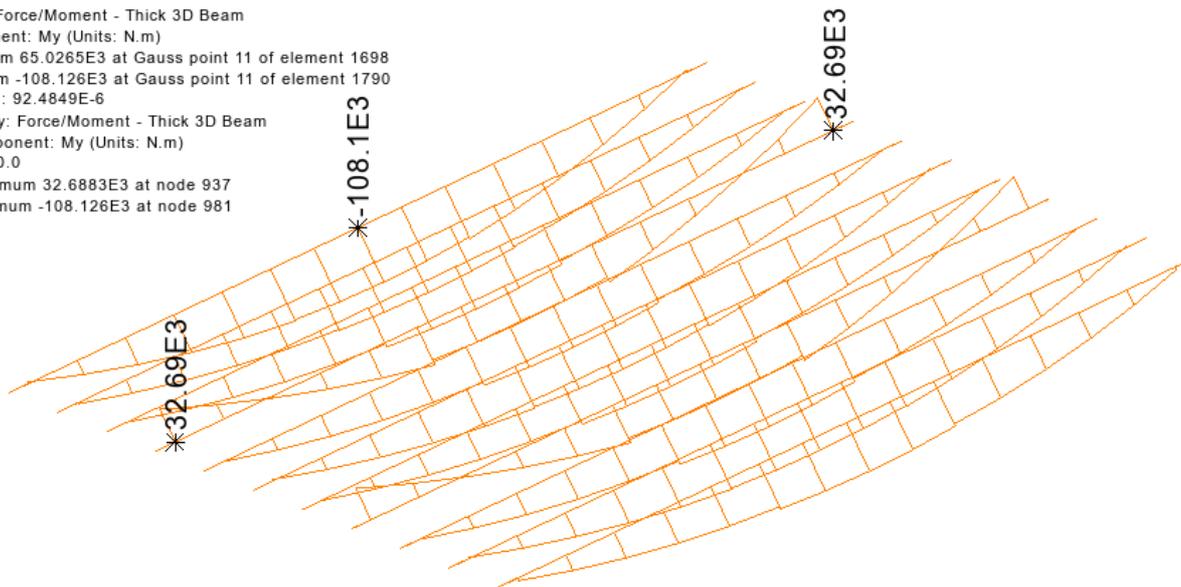
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 73.9312E3 at Gauss point 11 of element 1698
Diagram minimum -97.0001E3 at Gauss point 11 of element 1790
Diagram scale: 1: 0.103093E-3
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 37.1484E3 at node 937
Peak/value minimum -97.0001E3 at node 981



Travi del II ampliamento - Andamento dell'azione flettente interna per effetto del solo peso proprio di trave.

PSol+copp

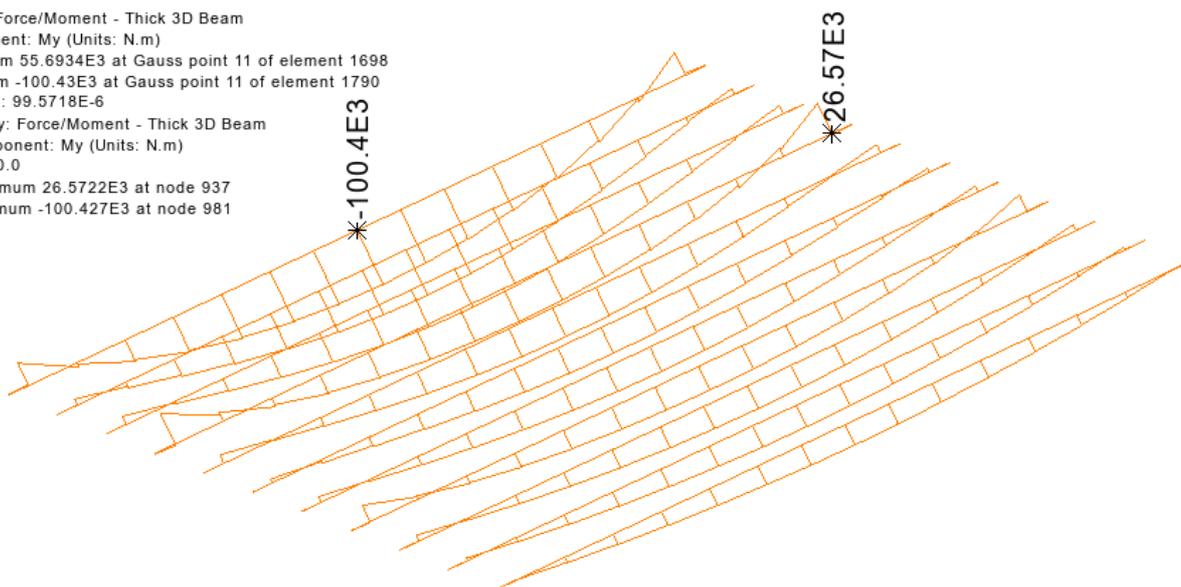
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 65.0265E3 at Gauss point 11 of element 1698
Diagram minimum -108.126E3 at Gauss point 11 of element 1790
Diagram scale: 1: 92.4849E-6
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 32.6883E3 at node 937
Peak/value minimum -108.126E3 at node 981



Travi del II ampliamento - Andamento dell'azione flettente interna per effetto del solo peso proprio soletta.

Permanenti

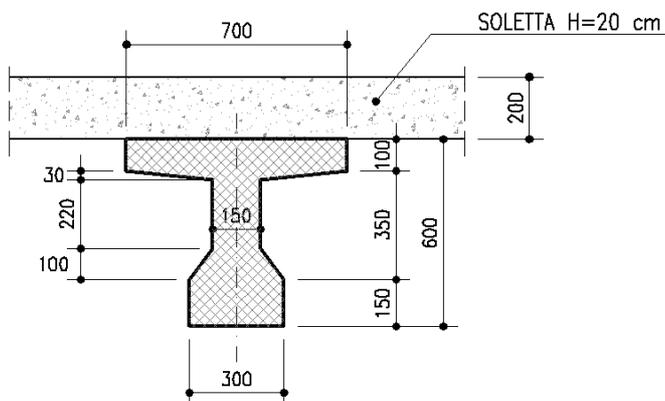
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 55.6934E3 at Gauss point 11 of element 1698
Diagram minimum -100.43E3 at Gauss point 11 of element 1790
Diagram scale: 1: 99.5718E-6
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 26.5722E3 at node 937
Peak/value minimum -100.427E3 at node 981



Travi del II ampliamento - Andamento dell'azione flettente interna per effetto dei soli pesi permanenti.

5.3. Caratteristiche di precompressione della trave

Di seguito si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione di mezzera della trave.



Caratteristiche materiali			
cls trave		cls soletta	
R_{ck}	55.00 MPa	R_{ck}	40.00 MPa
f_{ck}	45.65 MPa	f_{ck}	33.20 MPa
γ_c	1.5	γ_c	1.5
α_{cc}	0.85	α_{cc}	0.85
f_{cd}	25.87 MPa	f_{cd}	18.81 MPa
E_{cm}	36000 MPa	E_{cm}	34000 MPa
		acciaio	
		E_s	210000 MPa armatura lenta
		E_p	195000 MPa trefoli
		ns	5.833 armatura lenta soletta
		np	5.417 acciaio precompresso
		nc	0.944 calcestruzzo soletta

La trave precompressa nella sezione di mezzeria è composta da trefoli aventi un'area ciascuno complessiva di 17.67cm². Si considera un baricentro del cavo di precompressione posto a 19.74 cm dal lembo inferiore della trave. Le caratteristiche dell'acciaio da precompressione e le relative perdite lente sono riassunte di seguito:

f_{ptk}	1860 MPa	
$f_{p(1)k}$	1670 MPa	
σ_{spi}	1488 MPa	
E_p	195000.00 MPa	
taglio trefoli	72 ore	
ρ_{1000}	2.500	
μ	0.800	
$\Delta\sigma_{pr}$	24.008 MPa	1.61%

5.4. Verifiche di resistenza agli S.L.U.

5.4.1. S.L.U. per tensioni normali

La verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$\gamma = \frac{M_{Ed}}{M_{Ed}(N_{Ed})} \leq 1$$

Per la verifica della sezione di mezzeria non si considerano le armature di acciaio ordinario poste in soletta (h=20cm) e nella trave prefabbricata (h=60cm):

Il momento sollecitante agli S.L.U. risulta essere di 879kNm, mentre quello resistente è di 1452kNm come riportato di seguito nel form di verifica:

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-15	0
2	-15	15
3	-7.5	25
4	-7.5	46.7
5	-35	49.7
6	-35	59.7

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

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

Armatura Precompressione
N° cavi Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	17.67	0	19.74	1350

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C45/55	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	210'000 N/mm²	f _{cd}	25.5
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ε _{syd}	1.863 ‰	σ _{c,adm}	16
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.9333
		τ _{c1}	2.543

Tipo cavo
Trefolo
ε_{su} 67.5 ‰
f_{yd} 1'500 N/mm²
E_s/E_c 6
ε_{syd} 7.143 ‰
σ_{s,adm} 1080 N/mm²

Il coefficiente di sicurezza agli S.L.U. è dunque pari a 1.65.

Con riferimento alle travi esistenti, in accordo con quanto riportato nella relazione di calcolo del progetto esecutivo del primo ampliamento, si osserva che:

	M _{Ed} (kNm)	M _{Rd} (kNm)	C.S.
Trave esistente H=0.90m	930	1522 ¹	1.64
Trave esistente I ampliamento H=0.60m	793	1397	1.76

¹ A seguito del rinforzo eseguito all'atto dell'esecuzione del I ampliamento

5.4.2. S.L.U. per azioni taglianti

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime (SLU-STR) di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione SLU-STR;

V_{Rd} = azione tagliante resistente.

Come già anticipato, la resistenza a taglio V_{Rd} viene calcolata con riferimento all'armatura resistente a taglio e si considera come taglio resistente il minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo a "taglio trazione", riferita all'armatura dedicata, e quello dato dalla resistenza a taglio a "taglio compressione", associata al nucleo in calcestruzzo (cfr. par. 5.1.1.2).

Di seguito si riassumono le caratteristiche meccaniche a cui si è fatto riferimento nelle verifiche a taglio.

Caratteristiche di materiale		
$f_{ck} = 45$	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
$\alpha_{cc} = 0.85$	[-]	3.1.6(1)P + N.A.D.
$f_{yk} = 450$	[MPa]	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_c = 1.50$	[-]	γ_m del calcestruzzo
$\gamma_s = 1.15$	[-]	γ_m dell'acciaio

Con riferimento alla combinazione agli S.L.U. il taglio sollecitante massimo in corrispondenza degli appoggi è pari a 480kN:

La resistenza a taglio della trave è valutata considerando la resistenza minore lato acciaio e lato calcestruzzo:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha = 603 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 1212 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Per il calcolo si assumono i seguenti parametri:

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{cotg} \alpha = 0$$

$$\sin \alpha = 1$$

$$\theta = 45^\circ \quad \cotg \theta = 1$$

$$f_{cd} = 45 \cdot 0.85 / 1.5 = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot 45 \cdot 0.85 / 1.5 = 12.75 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 390 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 2385 / 0.3628 = 6.6 \text{ MPa} \quad \text{essendo } N_{Ed} = 1350 \text{ MPa} \cdot 1767 \text{ mm}^2 = 2385 \text{ kN}$$

$$\alpha_c = 2.5 \cdot (1 - 6.6 / 25.5) = 1.85$$

$$d = 800 - 40 = 760 \text{ mm}$$

$$b_w = 150 \text{ mm}$$

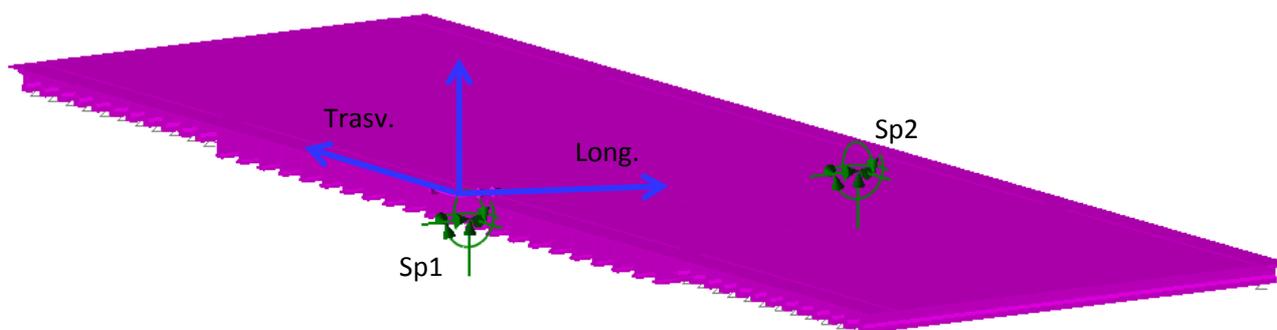
$$A_{sw} = 226 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 12 / 100 \text{ mm} \quad \text{nelle zone in prossimità dell'appoggio}$$

$$V_{Rsd} = 603 \text{ kN} \quad V_{Rcd} = 1212 \text{ kN} \quad V_{Rd} = 603 \text{ kN} > V_{Ed} = 480 \text{ kN}$$

Essendo i coefficienti di sfruttamento superiori all'unità le verifiche a taglio agli S.L.U. STR si ritengono SODDISFATTE.

6. Reazioni vincolari massime

Di seguito si riportano le reazioni vincolari su ciascuno dei corpi spalla lette a livello del piano appoggi. Il sistema di riferimento considerato è il seguente:



Nelle tabelle riportate di seguito sono riassunti i valori max/min delle singole sollecitazioni e i concomitanti.

SLUSTR_Fond					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
8376	80	-4259	-2318	838	-104
-22907	-79	-6895	7403	-2291	-338
-361	368	-7028	-11486	-36	1848
-11822	-368	-5882	-25934	-1182	-1965
-11196	-113	-4259	-2183	-1120	-99
-800	-222	-8578	-32216	-80	-1955
168	183	-7122	23502	17	1538
-13475	-206	-8500	-33082	-1348	-1942
8376	80	-4259	-2318	838	-104
-22907	-79	-6895	7403	-2291	-338
-13109	209	-5934	-10769	-1311	1891
926	-208	-6976	-26652	93	-2008

SLUGEO_Fond					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
6498	71	-4259	-2312	650	-104
-18762	-70	-5235	6647	-1876	-273
62	315	-5377	-8716	6	1577
-10369	-315	-5612	-23157	-1037	-1677
-9812	-97	-4259	-2194	-981	-100
-336	-189	-6668	-27104	-34	-1650
-398	154	-6668	18955	-40	1307
-10867	-174	-6632	-27113	-1087	-1651
6498	71	-4259	-2312	650	-104
-18762	-70	-5235	6647	-1876	-273
-11265	175	-5414	-8620	-1127	1587
958	-174	-5576	-23253	96	-1686

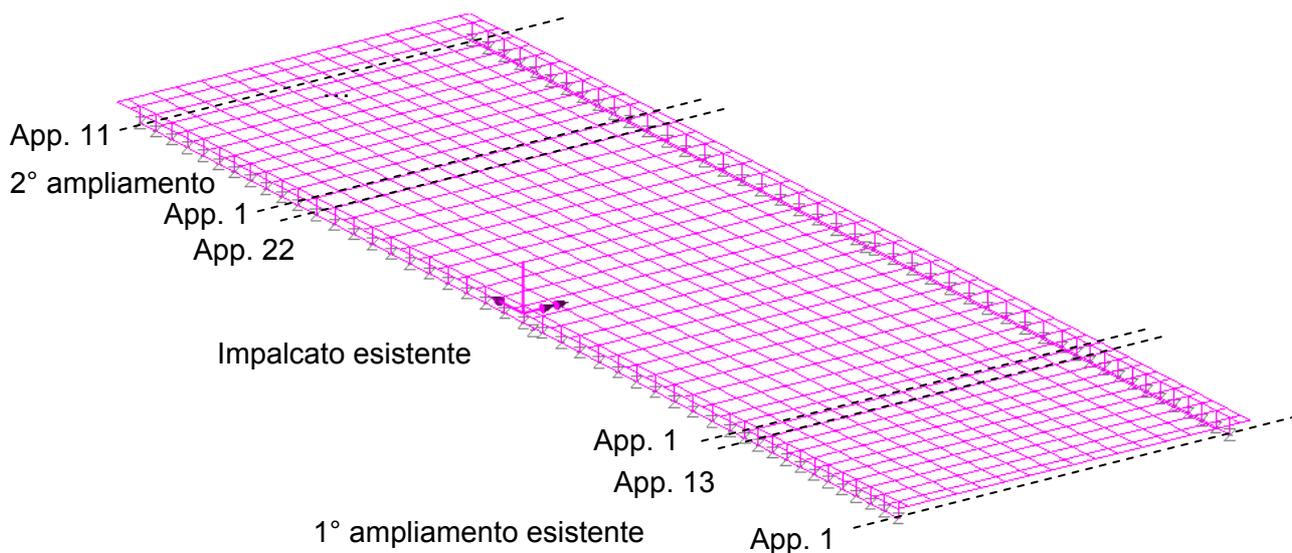
SISMA_SLV					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
3198	846	-3855	-1551	320	32
-11808	-845	-4699	-2976	-1181	-229
745	1977	-4128	-571	74	-22
-9354	-1976	-4426	-3956	-935	-175
-7262	846	-3855	-1551	-726	34
-1347	-845	-4699	-2976	-135	-232
745	1977	-4128	-571	74	-22
-9354	-1976	-4426	-3956	-935	-175
3198	846	-3855	-1551	320	32
-11808	-845	-4699	-2976	-1181	-229
-7262	846	-3855	-1551	-726	34
-1347	-845	-4699	-2976	-135	-232

SLE Rara						SLE Freq					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
6498	56	-4259	-2301	650	-104	2741	8	-4259	-2268	274	-103
-18601	-55	-5112	5481	-1860	-249	-11834	-7	-4295	-2259	-1183	-95
199	269	-5231	-7871	20	1358	33	168	-4667	-5270	3	983
-10348	-268	-5440	-20435	-1035	-1470	-9161	-167	-5154	-15917	-916	-1127
-14424	-41	-4259	-2234	-1442	-98	-8659	-8	-4259	-2256	-866	-100
-199	-172	-6359	-23859	-20	-1447	-365	-167	-5521	-17259	-37	-1119
-252	140	-6358	16184	-25	1124	-397	139	-5521	10928	-40	830
-10730	-157	-6322	-23868	-1073	-1449	-9075	-152	-5485	-17268	-907	-1121
6498	56	-4259	-2301	650	-104	2741	8	-4259	-2268	274	-103
-18601	-55	-5112	5481	-1860	-249	-11834	-7	-4295	-2259	-1183	-95
-11128	158	-5268	-7794	-1113	1367	-9473	153	-4703	-5261	-947	992
978	-157	-5404	-20511	98	-1480	344	-152	-5118	-15925	34	-1136

SLEQPerm					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1602	0	-4277	-2263	160	-100
-10212	0	-4277	-2263	-1021	-98
249	0	-4277	-2263	25	-101
-8858	0	-4277	-2263	-886	-97
-8858	0	-4277	-2263	-886	-97
249	0	-4277	-2263	25	-101
249	0	-4277	-2263	25	-101
-8858	0	-4277	-2263	-886	-97
1602	0	-4277	-2263	160	-100
-10212	0	-4277	-2263	-1021	-98
-8858	0	-4277	-2263	-886	-97
249	0	-4277	-2263	25	-101

7. Portate agli appoggi

Di seguito vengono riportate le portate lette agli appoggi per le combinazioni di carico considerate. Si considera la numerazione degli appoggi evidenziata di seguito:



Di seguito si riassumono le portate per il dimensionamento degli appoggi:

Portate massime agli appoggi (kN)	SLU	SLE	SLV
Appoggi Esistenti	400	300	290
Appoggi ampliamento 1	390	287	340
Appoggi ampliamento 2	491	370	242