

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J41C09000000005

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

LOTTO 3A

CIRCONVALLAZIONE DI TRENTO

OPERE CIVILI

Sottovia SL01: relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento

SCALA:

-

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

I B 0 Q 3 A R 1 0 R H S L 0 1 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	L. Dinelli	Gen 2021	D. Petrucci	Gen 2021	C. Mazzocchi	Gen 2021	L. Berardi Gen 2021



File: IB0Q3AR10RHSL0100001A.docx

Sommario

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3	MATERIALI UTILIZZATI	8
3.1	CALCESTRUZZO.....	8
3.2	ACCIAIO	8
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
5	CRITERI DI VERIFICA	10
5.1	VERIFICA SLE	10
5.1.1	Verifica delle tensioni.....	10
5.1.2	Verifica a fessurazione	10
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	11
6.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	11
6.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	11
7	ANALISI DEI CARICHI DELLO SCATOLARE	15
7.1	PESO PROPRIO (DEAD).....	15
7.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (PERM).....	15
7.3	SPINTA ORIZZONTALE FALDA.....	15
7.4	SPINTA DEL TERRENO (SPTSX/SPTDX).....	15
7.5	CARICHI VARIABILI (ACC).....	17
7.5.1	COEFFICIENTE DI INCREMENTO DINAMICO	17
7.5.2	LARGHEZZA DI DIFFUSIONE TRASVERSALE	17
7.5.3	SOVRACCARICHI MOBILI	18
7.6	SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO (SPACCSX/SPACCDX)	19
7.7	FRENATURA E AVVIAMENTO.....	20
7.8	AZIONI CLIMATICHE	20
7.9	AZIONI SISMICHE	22
7.9.1	SPINTA DELLE TERRE IN FASE SISMICA (SPSSX).....	24
7.9.2	FORZE SISMICHE ORIZZONTALI (SISMAH).....	25
7.9.3	FORZE SISMICHE VERTICALI (SISMAV)	25

Sottovia SL01: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IB0Q	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL 0100 001	REV. A	FOGLIO 3 DI 38
---	------------------	------------------	----------------	--------------------------	-----------	-------------------

7.10 CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI	27
7.10.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	27
7.10.2 COMBINAZIONI DI CARICO PER SEZIONI DI VERIFICA	27
8 VERIFICHE STRUTTURALI	34
8.1 SOLETTA SUPERIORE	37
8.2 SOLETTA INFERIORE	37
8.3 PIEDRITTI	38

1 PREMESSA

Il Lotto 3 “Circonvallazione di Trento e Rovereto” fa parte dei quattro lotti prioritari del progetto di Quadruplicamento della linea Fortezza – Verona, tratta di Accesso sud alla galleria di Base del Brennero, che ricade nel Corridoio della rete centrale europea denominato “Scandinavia – Mediterraneo”.

Il presente progetto sviluppa la sola circonvallazione ferroviaria della Città di Trento, denominata lotto 3A, ricadente interamente nel Comune di Trento, come parte integrante dei progetti di riqualificazione urbana e potenziamento della mobilità all’interno della città di Trento.

Gli interventi in progetto mirano al raggiungimento di importanti obiettivi in termini di incremento di capacità del corridoio e canalizzazione dei flussi, con il massimo beneficio per il territorio, dato dall’eliminazione del transito dei treni merci all’interno dell’abitato.

Il nuovo tracciato ferroviario si sviluppa per circa 13 km sulla sinistra orografica della Val d’Adige, tra i confini della Val Lagarina fino al tessuto insediativo della città di Trento, tra le località Acquaviva a sud e Roncafort a Nord. L’opera è costituita principalmente da una galleria naturale di linea, a doppia canna a singolo binario per uno sviluppo circa 11 km, con opere di imbocco in galleria artificiale a doppio binario. La riconnessione alla linea esistente Verona – Brennero avviene mediante tratti in trincea e rilevato in stretto affiancamento.



Figura 1 – Inquadramento generale dell’area d’intervento.

Nel presente elaborato sono riportati la descrizione e i calcoli di predimensionamento del sottovia SL01, collegato alla nuova viabilità NV01.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La nuova viabilità NV01 interseca l'asse ferroviario ad inizio tracciato. Il nuovo sottovia è costituito da una struttura scatolare in c.a. gettata in opera di dimensioni interne 6.50x4.50 m. Per la costruzione dello scatolare è prevista l'apertura di uno scavo a cielo aperto con pendenze 3/ 2.

Si riportano di seguito la pianta e la sezione trasversale rappresentativa dell'opera.

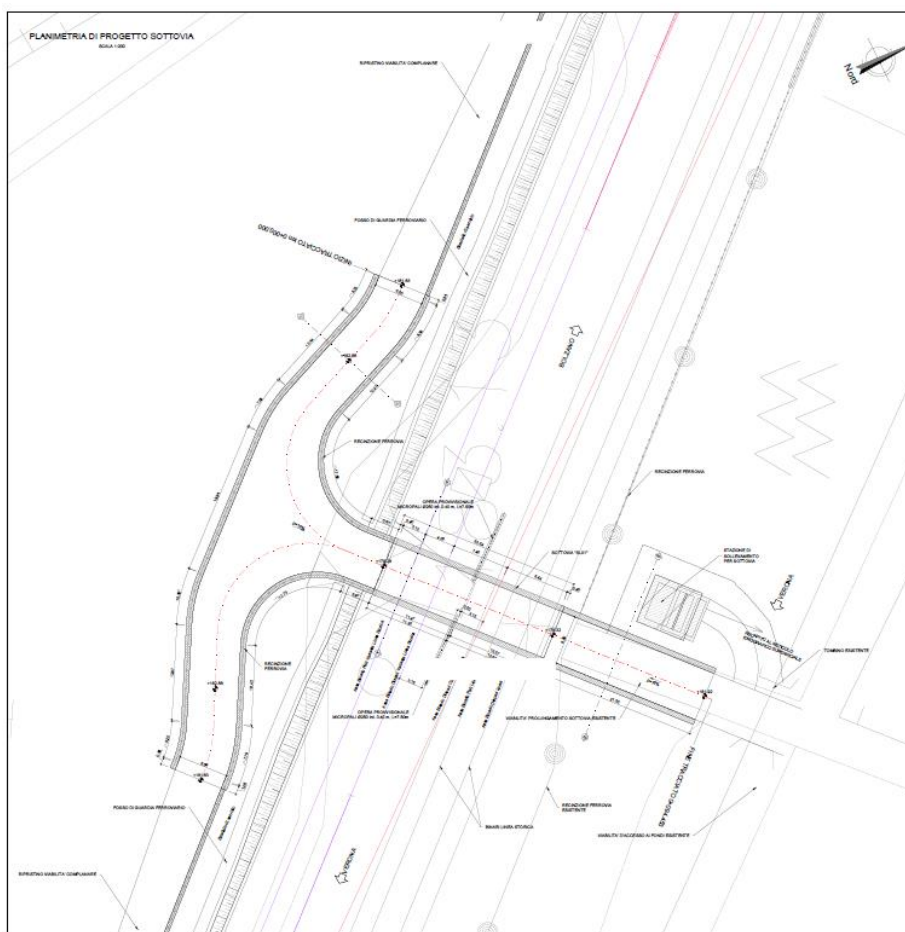


Figura 2 - Pianta SL01.

Lo scatolare è caratterizzato da una soletta di fondo di larghezza e spessore pari rispettivamente a 8 m e 0.75 m, anche soletta di copertura e piedritti hanno uno spessore di 0.75 m.

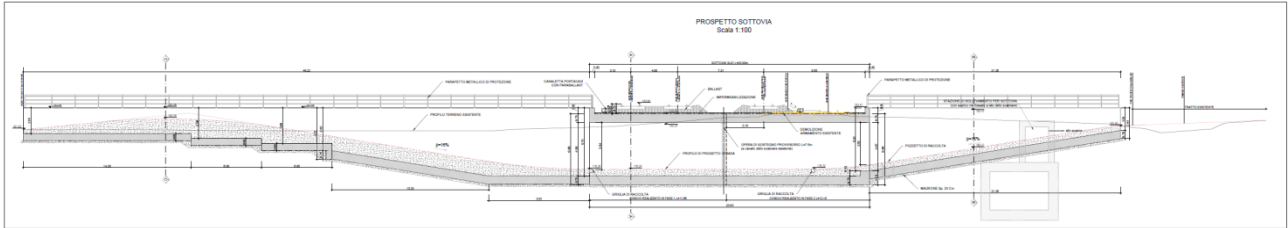


Figura 3 - Prospetto SL01.

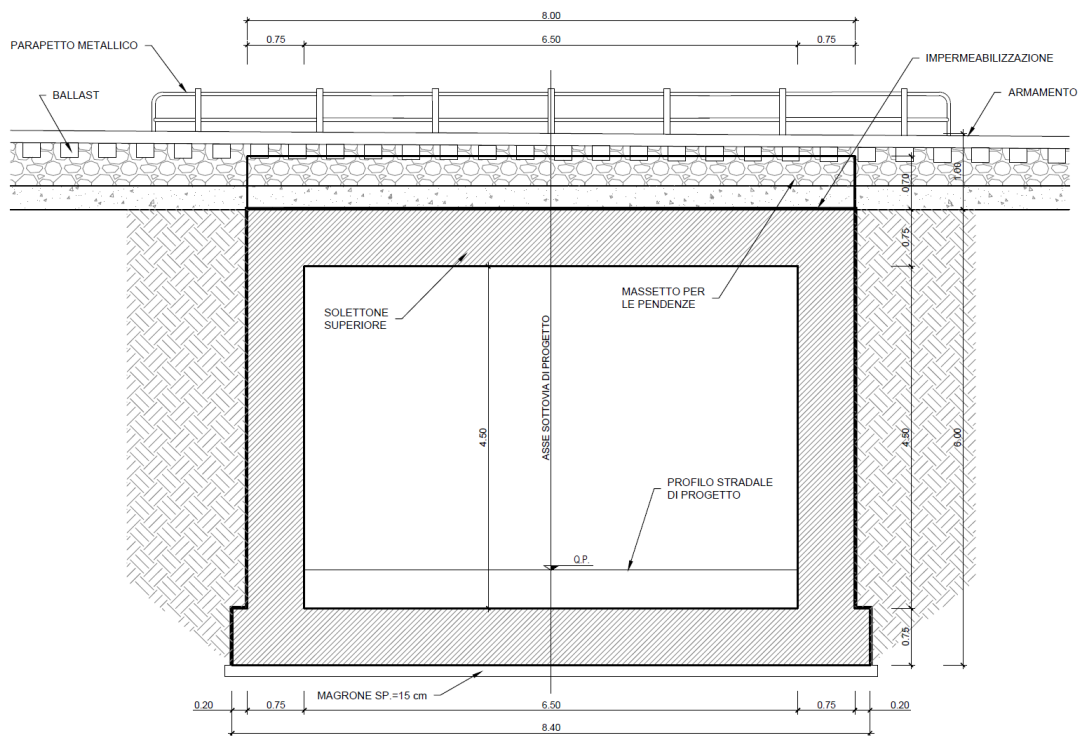


Figura 4 - Sezione trasversale.

	CIRCONVALLAZIONE TRENTO					
	Sottovia SL01: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IB0Q	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL 0100 001	REV. A

2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- 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, modificata dal Regolamento (UE) N° 776/2019.

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1]. Geotecnica – Relazione geotecnica generale – IB0Q 3A R 10 RH GE 00 06 001;
- [2]. Geotecnica - Profilo geotecnico lato nord – IB0Q 3A R 10 F5 GE 00 06 001;
- [3]. Opere civili – Sottovia SL01: pianta, prospetto e sezioni – IB0Q 3A R 10 PZ SL 01 00 001;
- [4]. Opere civili – Sottovia SL02: fasi costruttive – Tavola 2 – IB0Q 3A R 10 PZ SL 02 00 002.

3 MATERIALI UTILIZZATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 CALCESTRUZZO

- Classe di resistenza C32/40:
- Copriferro 40 mm
- $R_{ck} = 40$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 3.09$ N/mm² Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm² Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ N/mm² Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.88$ N/mm² Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls.
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25$ N/mm² Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$ N/mm² Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26$ N/mm² tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28$ N/mm² tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

3.2 ACCIAIO

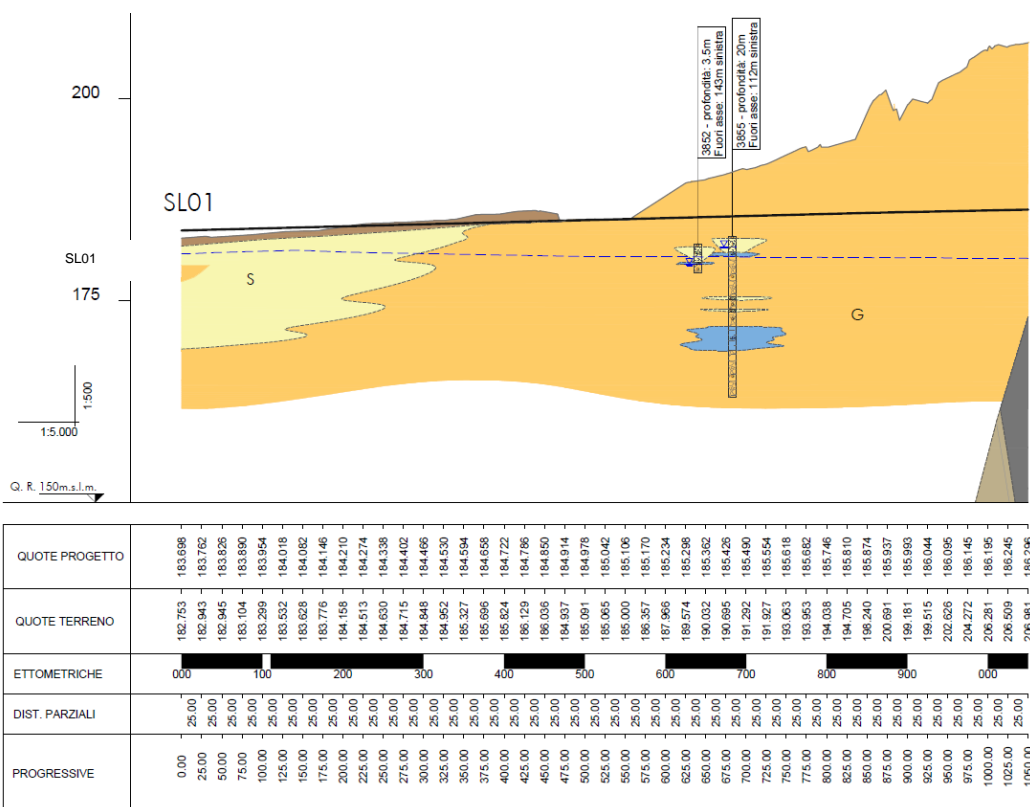
Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450$ N/mm²;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540$ N/mm²;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30$ N/mm²;
- modulo elastico $E_s = 206.000$ N/mm²;
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50$ N/mm².

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica [1] e nel Profilo Geotecnico [2], allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	E' (MPa)
S	Sabbia	20	0	33	20



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	CIRCONVALLAZIONE TRENTO					
	Sottovia SL01: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL 0100 001	REV. A

5 CRITERI DI VERIFICA

5.1 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

5.1.1 Verifica delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione Opere Civili RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18"

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$

5.1.2 Verifica a fessurazione

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente [NTC – Tabella 4.1.IV]:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 1–Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	CIRCONVALLAZIONE TRENTO					
	Sottovia SL01: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO IBOQ	LOTTO 3A R 10	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL 0100 001	REV. A

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ $w_2 = 0.3 \text{ mm}$ $w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si aggiungono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 14.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

6.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U)

In accordo con quanto riportato al punto 2.5.1.1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili –Ponti e Strutture, per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 75$ anni (categoria 2: “Altre opere nuove a velocità $V < 250 \text{ Km/h}$ ”) e una classe d'uso III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni.

6.2 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali), dipendono, dalla

Sottovia SL01: Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBOQ	3A R 10	RH	SL 0100 001	A	12 DI 38

localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (periodo di riferimento per valutazione azione sismica) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

Come riportato nella Relazione geotecnica [1] per la valutazione dell'azione sismica si assume una categoria sottosuolo C.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottengono per il sito in esame i valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c):

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE: 11.13024, LATITUDINE: 46.07937

REGIONE: Trentino-Alto Adige, PROVINCIA: Trento, COMUNE: Trento

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

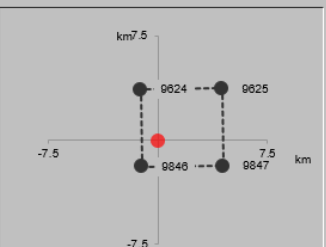
Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Classe d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

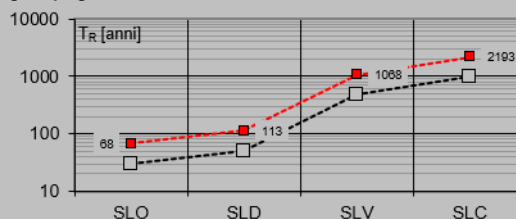
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

$S_S = 1.500$ $C_C = 1.488$ info

Categoria topografica info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore $q_d = 1$ Regol. in altezza info

Compon. verticale

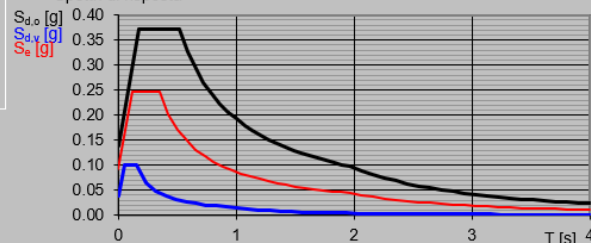
Spettro di progetto

Fattore $q = 1$ $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.092 g
$F_{0,1}$	2.702
$T_{0,1}$	0.348 s
S_a	1.500
C_c	1.488
S_c	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
$T_{0,2}$	0.172 s
$T_{0,3}$	0.517 s
$T_{0,4}$	1.966 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_f \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1.0 / (S + 1)} \geq 0.55; \quad \eta = 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_{0,2} = T_{0,1} / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_{0,3} = C_c \cdot T_{0,2} \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_{0,4} = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_{0,1} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_{0,1}} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_{0,1}} \right) \right]$$

$$T_{0,1} \leq T < T_{0,2} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_{0,2} \leq T < T_{0,3} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_{0,2}} \right)$$

$$T_{0,3} \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_{0,3}}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_d(T)$ sostituendo η con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.137
$T_{0,1}$	0.172	0.371
$T_{0,2}$	0.517	0.371
	0.586	0.328
	0.655	0.293
	0.724	0.265
	0.793	0.242
	0.862	0.223
	0.931	0.206
	1.000	0.192
	1.069	0.180
	1.138	0.169
	1.207	0.159
	1.276	0.150
	1.345	0.143
	1.414	0.136
	1.483	0.129
	1.552	0.124
	1.621	0.118
	1.690	0.114
	1.759	0.109
	1.828	0.105
	1.897	0.101
$T_{0,4}$	1.966	0.098
	2.063	0.089
	2.160	0.081
	2.257	0.074
	2.354	0.068
	2.451	0.063
	2.547	0.058
	2.644	0.054
	2.741	0.050
	2.838	0.047
	2.935	0.044
	3.032	0.041
	3.128	0.039
	3.225	0.036
	3.322	0.034
	3.419	0.032
	3.516	0.031
	3.613	0.029
	3.709	0.027
	3.806	0.026
	3.903	0.025
	4.000	0.024

Si ottengono quindi i seguenti valori:

- $a_g = 0.092$ g;
- $S_s = 1.5$;
- $S_t = 1$.

7 ANALISI DEI CARICHI DELLO SCATOLARE

7.1 PESO PROPRIO (DEAD)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$.

7.2 SOVRACCARICO PERMANENTE (PERM)

Il sovraccarico permanente è associato al peso del ballast, pertanto si assegna alla soletta superiore un carico di 14.76 kN/m^2 .

7.3 SPINTA ORIZZONTALE FALDA

La falda si considera ad una quota di circa 6.0 m dal piano campagna, quindi non esercita alcuna spinta.

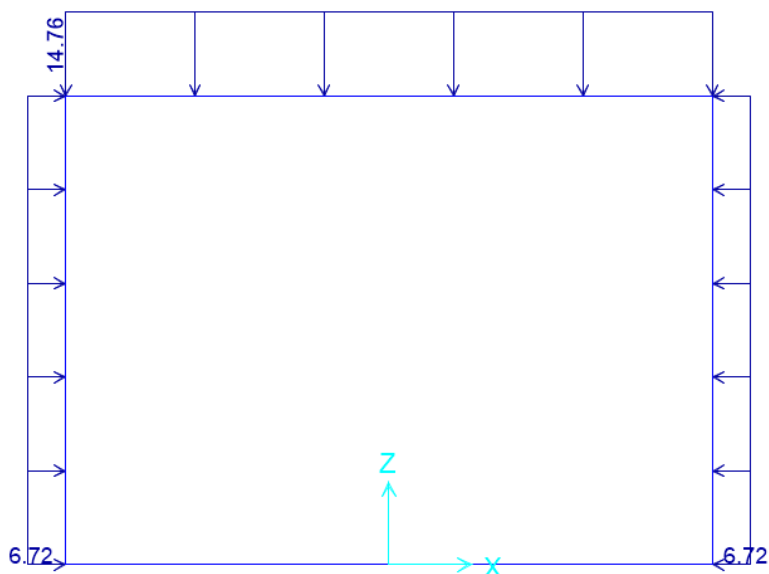


Figura 6–Carico permanente, spinta laterale.

7.4 SPINTA DEL TERRENO (SPTSX/SPTDX)

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

γ_t (kN/m^3)	20	peso di volume terreno ai lati
φ' ($^\circ$)	33	angolo di attrito terreno ai lati
k_0	0.455	coefficiente di spinta a riposo

Cautelativamente si considera l'angolo di attrito del terreno in sito. Tali parametri si traducono in un diagramma di pressioni trapezoidale ($p = k_0 \cdot \gamma \cdot z$) da applicare sui piedritti dello scatolare con valori di:

p_1 (kN/m ²)	0.00	pressione all'estradosso soletta superiore
p_2 (kN/m ²)	3.42	pressione in asse soletta superiore
p_3 (kN/m ²)	51.23	pressione in asse soletta inferiore
p_4 (kN/m ²)	54.64	pressione all'intradosso soletta inferiore

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPTSX) e 2 e 3 (per la SPTDX), la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$F_{1,2}$ (kN/m)	0.64	forza concentrata semispessore soletta superiore
$F_{3,4}$ (kN/m)	19.85	forza concentrata semispessore soletta inferiore



Figura 7–Spinta terreno in sinistra.

7.5 CARICHI VARIABILI (ACC)

7.5.1 COEFFICIENTE DI INCREMENTO DINAMICO

Si considera il caso di portale a luce singola, per il quale vale la seguente espressione:

$$L_m = \frac{1}{n} \times (L_1 + L_2 + L_3)$$

in cui $n = 3$.

Considerando le linee d'asse risulta:

$L_1 = 5.25$ m altezza piedritto di sinistra

$L_2 = 7.25$ m lunghezza solettone

$L_3 = 5.25$ m altezza piedritto di destra

$L_\phi = k \cdot L_m = 7.69$ m con $k = 1.3$.

Il coefficiente di incremento dinamico risulta pari a (linea con ridotto standard manutentivo):

$$\Phi_3 = 0.9 \times \left(\frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \right) = 1.41 \rightarrow 1.35$$

7.5.2 LARGHEZZA DI DIFFUSIONE TRASVERSALE

La diffusione trasversale dei carichi è stata effettuata, a partire dall'intradosso della traversina, nell'ipotesi di ripartizione nel ballast, nel terreno, nel massetto e nel solettone di copertura nei rapporti di seguito indicati:

	ai	:	bi
ballast	4	:	1
terreno	3	:	2
soletta	1	:	1
massetto	1	:	1

$s_s = 0.75$ m : spessore del solettone

$s_m = 0.00$ m : spessore del massetto pendenze

$s_r = 0.0$ m : spessore del ricoprimento

$L_{tr} = 2.40$ m : lunghezza traversina

Diffusione trasversale

$$L_d = L_{tr} + 2 \cdot (s_r \cdot b_r / a_r + s_b \cdot b_b / a_b) + 2 \cdot (s_s / 2) \cdot b_s / a_s + 2 \cdot s_m \cdot b_m / a_m = 3.56$$
 m

7.5.3 SOVRACCARICHI MOBILI

Treno di carico LM71

Il modello di carico LM71 è costituito dalla presenza del locomotore con gli assi da 250 kN disposti ad interasse longitudinale pari ad 1.60 m e da un carico distribuito di 80 kN/m. Il coefficiente di adattamento α è pari a 1.1.

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$$

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

$$\alpha = 1.1$$

Il carico complessivo Q agente su una striscia di lunghezza unitaria vale pertanto, incrementato del coefficiente dinamico e diviso sulla larghezza di diffusione trasversale:

q_{eq} (kN/m)	156.25	carico distribuito equivalente 4 assi
a	1.10	coefficiente adattamento
Φ	1.35	coefficiente incremento dinamico
q (kN/m)	232.03	$q = q_{eq} \cdot \alpha \cdot \Phi$
L_d (m)	3.56	larghezza di diffusione
q/L_d (kN/m ²)	65.18	

Treno di carico SW/2

$$q_{vk} = 150.0 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1.0 : \text{coefficiente di adattamento}$$

Nell'analisi condotta tale treno di carico non risulta dimensionante.

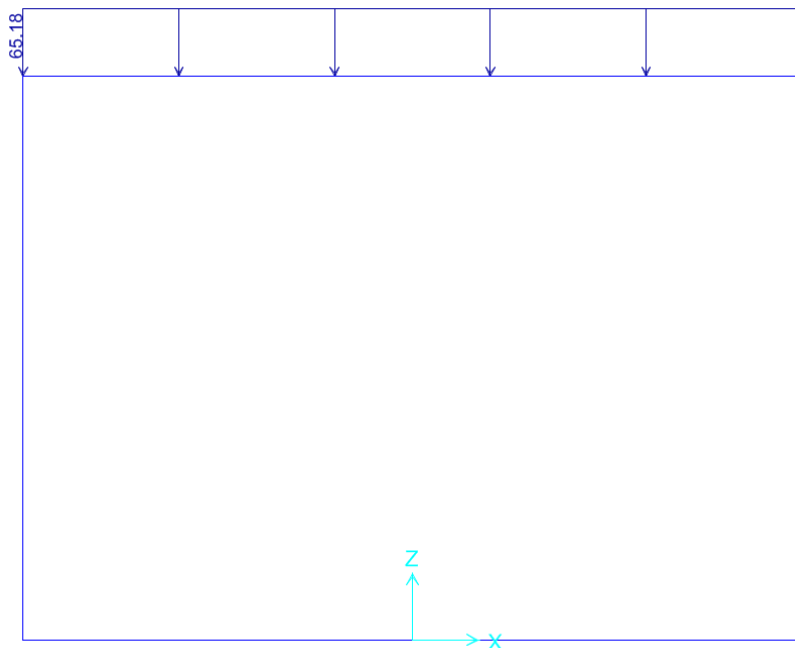


Figura 8—Carico accidentale.

7.6 SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO (SPACCSX/SPACCDX)

Il carico accidentale sul rilevato a ridosso del piedritto ha intensità pari al treno di carico ripartito su una L_d che tiene conto delle diffusioni prima indicate, limitatamente al ricoprimento e al ballast:

L_d (m) 2.81 larghezza di diffusione

q (kN/m) 171.88 $q = q_{eq} \cdot \alpha$

q/L_d (kN/m²) 20.00

Δp_{acc} (kN/m²) 9.11

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4 (per la SPACCSX) e 2 e 3 (per la SPACCDX), la parte di sovraspinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$\Delta F_{1,2,acc}$ (kN/m) 3.42 ΔF dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta superiore

$\Delta F_{3,4,acc}$ (kN/m) 3.42 ΔF dovuto al sovrac. accidentale semispessore soletta inferiore



Figura 9–Sovraccarico accidentale.

7.7 FRENATURA E AVVIAMENTO

Per il carico di frenatura e avviamento viene assunto quello dovuto all'avviamento del treno LM71, moltiplicato per il coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$, per cui si ha:

Q_{avv} (kN/m)	33	carico dovuto all'avviamento treno di carico LM71
q_{avv} (kN/m/m)	10.20	carico distribuito dovuto all'avviamento treno di carico LM71
M_{avv} (kNm/m)	12.18	momento flettente distribuito dovuto all'avviamento treno di carico LM71

7.8 AZIONI CLIMATICHE

AZIONI TERMICHE UNIFORMI (TERMU)

Si considera una variazione termica uniforme $\Delta T = 15.00^{\circ}\text{C}$ sulla soletta superiore e sui piedritti, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

AZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI (TERMF)

Si considera una variazione termica differenziale $\Delta T = 5.00^{\circ}\text{C}$ sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore $\alpha = 10 \times 10^{-6}$.

RITIRO (RITIRO)

Si considera una variazione termica uniforme equivalente $\Delta T = -11.15^{\circ}\text{C}$ sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni nell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e D.M.14-01-2008.

	Rck	40	
	f_{ck}	33.20	N/mm ²
resistenza a compressione media	f_{cm}	41.20	N/mm ²
modulo elastico secante	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
coefficiente di dilatazione termica	α	0.00001	
classe del cemento	cls tipo	R	
età del cls all'inizio del ritiro	t_s	2	gg
età del cls al momento del carico	t_0	2	gg
età del cls	t	27375	gg
	B	100	cm
	H	75.00	cm
sezione dell'elemento	A_c	750000	mm
perimetro a contatto con l'atmosfera	u	1000	mm
dimensione elemento di cls	$h_0=2A_c/u$	1600	mm
umidità relativa percentuale	RH	75	%
Calcolo del modulo elastico			
coeff. del tipo di cemento	α	1	
tempo t_0 corretto in funz del tipo di cem	t_0	6.189	gg > 0.5
coeff. della resistenza del cls	$\beta_c(f_{cm})$	2.62	
coeff. della viscosità nel tempo	$\beta_c(t_0)$	0.649	
coeff. della resistenza del cls	α_1	0.892	
coeff. della resistenza del cls	α_2	0.968	
coeff. della resistenza del cls	α_3	0.922	
coeff. che tiene conto dell'umidità relativa	β_H	1383	
coeff. della variabilità viscosità nel tempo	$\beta_c(t, t_0)$	0.985	
coeff. che tiene conto dell'umidità	φ_{RH}	1.185	
coeff. nominale della viscosità	φ_0	2.013	
coeff. di viscosità	$\varphi(t, t_0)$	1.98	
Modulo elastico al tempo t	$E_{cm}(t, t_0)$	11274.7	N/mm ²

Calcolo della deformazione di ritiro

parametro fuzione di h_0	k_h	0.7
coeff. variabilità deformazione nel tempo	$\beta_{cs}(t, t_s)$	0.914
def. di ritiro per essiccamento	$\varepsilon_{cd}(t)$	0.00027271
deformazione di base	$\varepsilon_{cd,0}$	0.00042602
coeff. per il tipo di cemento	α_{ds1}	6
coeff. per il tipo di cemento	α_{ds2}	0.11
	β_{RH}	0.89609375
	$\beta_{as}(t)$	1
	$\varepsilon_{ca\infty}$	0.000058
deformazione dovuta al ritiro autogeno	ε_{ca}	5.8E-05
deformazione di ritiro	$\varepsilon_s(t, t_0)$	0.00033071
Variazione termica uniforme	ΔT_{ritiro}	-11.08 °C

7.9 AZIONI SISMICHE

In ottemperanza al D.M. 17 gennaio 2018, le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scapolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC, assimilando l'opera scapolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato:

- la vita nominale (V_N) dell'opera.
- la classe d'uso.
- il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso.

dati sisma

V_N (anni)	75.00	vita nominale
C_U	1.50	coefficiente d'uso (classe d'uso III)
V_R (anni)	112.50	periodo di riferimento

SLV

P_{VR}	0.10	probabilità di superamento
T_R (anni)	1068	tempo di ritorno per SLV
$a_g(g)$	0.092	accelerazione su sito riferimento rigido
F_0 (-)	2.702	
T_C^* (s)	0.348	
S_S	1.500	coefficiente amplificazione stratigrafica (cat. C)
S_T	1.00	coefficiente amplificazione topografica (cat. T1)
$a_{max}(g)$	0.14	$a_{max}(g) = S_S S_T a_g(g)$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}; \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume il valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

SLV

β_m	1.00
k_h	0.14 coefficiente sismico orizzontale
k_v	0.07 coefficiente sismico verticale

7.9.1 SPINTA DELLE TERRE IN FASE SISMICA (SPSSX)

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 14.01.08), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la trattazione di Wood valida per pareti che accettano piccoli spostamenti:

$$\Delta F_E = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con h_{tot} altezza dal piano di progetto alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo ΔF_E la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

h_{tot} (m)	6.82 altezza da P.F. di progetto a fondazione
h_{scat} (m)	6 altezza scatolare
Δp_E (kN/m ²)	18.82 incremento sismico di pressione (secondo Wood) per SLV

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 1 e 4, la parte di sovraspinta esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

$\Delta F_{1,2,E}$ (kN/m)	7.06 ΔF dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta superiore per SLV
$\Delta F_{3,4,E}$ (kN/m)	7.06 ΔF dovuto all'incremento sismico di pressione semispessore soletta inferiore per SLV

7.9.2 FORZE SISMICHE ORIZZONTALI (SISMAH)

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti ed applicate nei rispettivi baricentri. Le masse sismiche sono valutate considerando le azioni dovute al carico ferroviario con coefficiente pari a 0.20.

F ₁ (kN/m ²)	2.04	inerzia orizzontale ballast + ricoprimento + massetto per SLV
F ₂ (kN/m ²)	2.59	inerzia orizzontale soletta superiore per SLV
F ₃ (kN/m ²)	2.59	inerzia orizzontale piedritti per SLV

7.9.3 FORZE SISMICHE VERTICALI (SISMAV)

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli. Le masse sismiche sono valutate considerando le azioni dovute al carico ferroviario con coefficiente pari a 0.20 (cfr tab.5.2.V).

F ₁ (kN/m ²)	1.02	inerzia verticale ballast + ricoprimento + massetto per SLV
F ₂ (kN/m ²)	1.29	inerzia verticale soletta superiore per SLV
F ₃ (kN/m ²)	1.29	inerzia verticale piedritti per SLV
F ₄ (kN/m ²)	0.90	inerzia verticale treno di carico LM71 per SLV
F ₅ (kN/m ²)	1.29	inerzia verticale soletta inferiore per SLV

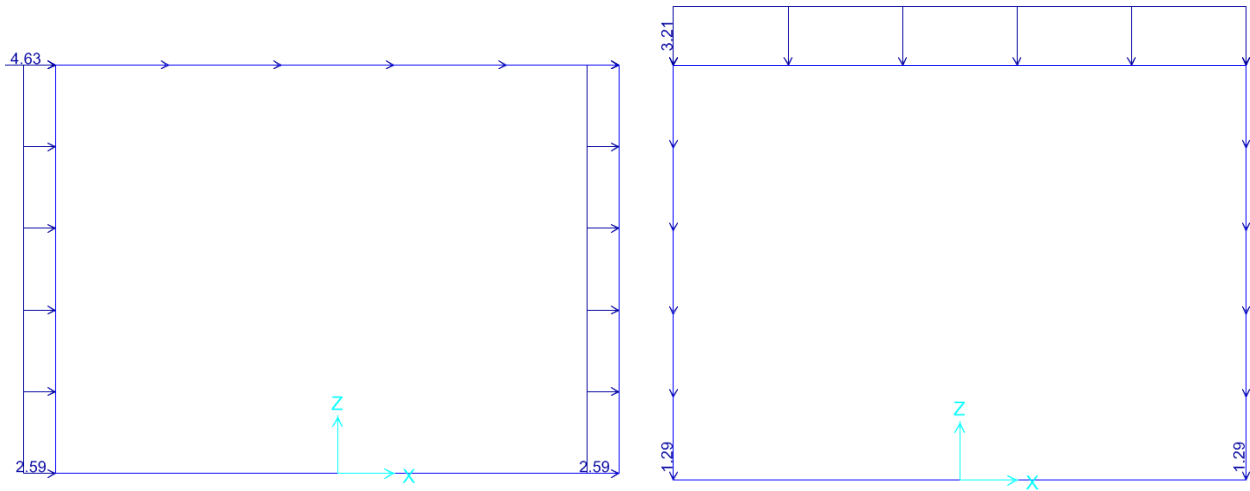


Figura 10–Inerzia sismica.

7.10 CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI

7.10.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

DEAD	PESO PROPRIO
PERM	CARICHI PERMAMENTI (ricoprimento + massetto)
BALLAST	BALLAST
SPBSX/SPBDX	SPINTA DEL BALLAST SU PIEDRITTI
SPTSX/SPTDX	SPINTA DELLE TERRE SU PIEDRITTI
ACC	CARICHI VARIABILI VERTICALI SU OPERA (treni di carico)
SPACCSX/ SPACCDX	SPINTA CARICHI VARIABILI SU PIEDRITTI (treni di carico)
AVV	FRENATURA LM71
TERMF e TERMU	VARIAZIONI TERMICHE (ΔT_u , ΔT_f)
RITIRO	RITIRO
SPSSX	SOVRASPINTA SISMICA
SISMAH	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
SISMAV	AZIONI SISMICHE VERTICALI

7.10.2 COMBINAZIONI DI CARICO PER SEZIONI DI VERIFICA

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUS relativamente ad ogni sezione di verifica scelta in accordo con le NTC2018.

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti sono combinate nel modo seguente:

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 sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	+	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tabella 2 Valutazione dei carichi da traffico.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_G	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 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 3 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica.

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	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	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

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 4 Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2:

A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_φ	1,00	1,25
Coesione efficace	ξ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	ξ_{sk}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_f	1,00	1,00

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	γ_R	1,00	1,80	2,30

Tabella 5 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Si ottengono le combinazioni riportate nella successiva tabella:

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU1	Linear Add	DEAD	1.35
SLU1		PERM	1.5
SLU1		SPTSX	1.5
SLU1		SPTDX	1.5
SLU1		ACC	1.45
SLU1		SPACCSX	1.45
SLU1		SPACCDX	1.45
SLU1		TERMF	0.9
SLU1		SISMAH	0
SLU1		SISMAV	0
SLU1		TERMU	0.9
SLU1		RITIRO	0
SLU1		SPSSX	0
SLU1		AVV	0.5
SLU2	Linear Add	DEAD	1.35
SLU2		PERM	1.5
SLU2		SPTSX	1.5
SLU2		SPTDX	1.5
SLU2		ACC	1.45
SLU2		SPACCSX	1.45
SLU2		SPACCDX	1.45
SLU2		TERMF	0.9
SLU2		SISMAH	0
SLU2		SISMAV	0
SLU2		TERMU	0.9
SLU2		RITIRO	0
SLU2		SPSSX	0
SLU2		AVV	1
SLU3	Linear Add	DEAD	1.35
SLU3		PERM	1.5
SLU3		SPTSX	1.5
SLU3		SPTDX	1.5
SLU3		ACC	1.45
SLU3		SPACCSX	1.45
SLU3		SPACCDX	1.45
SLU3		TERMF	0.9

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLU3		SISMAH	0
SLU3		SISMAV	0
SLU3		TERMU	0.9
SLU3		RITIRO	1.35
SLU3		SPSSX	0
SLU3		AVV	1
SLU4	Linear Add	DEAD	1.35
SLU4		PERM	1.5
SLU4		SPTSX	1.5
SLU4		SPTDX	1.5
SLU4		ACC	1.45
SLU4		SPACCSX	1.45
SLU4		SPACCDX	1.45
SLU4		TERMF	0.9
SLU4		SISMAH	0
SLU4		SISMAV	0
SLU4		TERMU	0.9
SLU4		RITIRO	-1.35
SLU4		SPSSX	0
SLU4		AVV	1
SLU5	Linear Add	DEAD	1.35
SLU5		PERM	1.5
SLU5		SPTSX	1.5
SLU5		SPTDX	1.5
SLU5		ACC	1.5
SLU5		SPACCSX	1.45
SLU5		SPACCDX	1.45
SLU5		TERMF	0.9
SLU5		SISMAH	0
SLU5		SISMAV	0
SLU5		TERMU	-0.9
SLU5		RITIRO	-1.35
SLU5		SPSSX	0
SLU5		AVV	1
SLUSIS1	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS1		PERM	1

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLUSIS1		SPTSX	1
SLUSIS1		SPTDX	1
SLUSIS1		ACC	0.2
SLUSIS1		SPACCSX	0.2
SLUSIS1		SPACCDX	0.2
SLUSIS1		SPSSX	1
SLUSIS1		SISMAH	1
SLUSIS1		SISMAV	-0.3
SLUSIS2	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS2		PERM	1
SLUSIS2		SPTSX	1
SLUSIS2		SPTDX	1
SLUSIS2		ACC	0.2
SLUSIS2		SPACCSX	0.2
SLUSIS2		SPACCDX	0.2
SLUSIS2		SPSSX	-1
SLUSIS2		SISMAH	-1
SLUSIS2		SISMAV	-0.3
SLUSIS3	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS3		PERM	1
SLUSIS3		SPTSX	1
SLUSIS3		SPTDX	1
SLUSIS3		ACC	0.2
SLUSIS3		SPACCSX	0.2
SLUSIS3		SPACCDX	0.2
SLUSIS3		SPSSX	1
SLUSIS3		SISMAH	1
SLUSIS3		SISMAV	0.3
SLUSIS4	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS4		PERM	1
SLUSIS4		SPTSX	1
SLUSIS4		SPTDX	1
SLUSIS4		ACC	0.2
SLUSIS4		SPACCSX	0.2
SLUSIS4		SPACCDX	0.2
SLUSIS4		SPSSX	-1
SLUSIS4		SISMAH	-1
SLUSIS4		SISMAV	0.3

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLUSIS5	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS5		PERM	1
SLUSIS5		SPTSX	1
SLUSIS5		SPTDX	1
SLUSIS5		ACC	0.2
SLUSIS5		SPACCSX	0.2
SLUSIS5		SPACCDX	0.2
SLUSIS5		SPSSX	0.3
SLUSIS5		SISMAH	0.3
SLUSIS5		SISMAV	-1
SLUSIS6	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS6		PERM	1
SLUSIS6		SPTSX	1
SLUSIS6		SPTDX	1
SLUSIS6		ACC	0.2
SLUSIS6		SPACCSX	0.2
SLUSIS6		SPACCDX	0.2
SLUSIS6		SPSSX	-0.3
SLUSIS6		SISMAH	-0.3
SLUSIS6		SISMAV	-1
SLUSIS7	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS7		PERM	1
SLUSIS7		SPTSX	1
SLUSIS7		SPTDX	1
SLUSIS7		ACC	0.2
SLUSIS7		SPACCSX	0.2
SLUSIS7		SPACCDX	0.2
SLUSIS7		SPSSX	0.3
SLUSIS7		SISMAH	0.3
SLUSIS7		SISMAV	1
SLUSIS8	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS8		PERM	1
SLUSIS8		SPTSX	1
SLUSIS8		SPTDX	1
SLUSIS8		ACC	0.2
SLUSIS8		SPACCSX	0.2
SLUSIS8		SPACCDX	0.2
SLUSIS8		SPSSX	-0.3

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLUSIS8		SISMAH	-0.3
SLUSIS8		SISMAV	1
SLUSIS9	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS9		PERM	1
SLUSIS9		SPTSX	1
SLUSIS9		SPTDX	1
SLUSIS9		ACC	0.2
SLUSIS9		SPACCSX	0.2
SLUSIS9		SPACCDX	0.2
SLUSIS9		SPSSX	1
SLUSIS9		SISMAH	-1
SLUSIS9		SISMAV	0.3
SLUSIS10	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS10		PERM	1
SLUSIS10		SPTSX	1
SLUSIS10		SPTDX	1
SLUSIS10		ACC	0.2
SLUSIS10		SPACCSX	0.2
SLUSIS10		SPACCDX	0.2
SLUSIS10		SPSSX	-1
SLUSIS10		SISMAH	1
SLUSIS10		SISMAV	0.3
SLUSIS11	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS11		PERM	0
SLUSIS11		SPTSX	0
SLUSIS11		SPTDX	0
SLUSIS11		ACC	0
SLUSIS11		SPACCSX	0
SLUSIS11		SPACCDX	0
SLUSIS11		SPSSX	0
SLUSIS11		SISMAH	0
SLUSIS11		SISMAV	0
SLUSIS12	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS12		PERM	1
SLUSIS12		SPTSX	1
SLUSIS12		SPTDX	1
SLUSIS12		ACC	0.2
SLUSIS12		SPACCSX	0.2

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLUSIS12		SPACCDX	0.2
SLUSIS12		SPSSX	-1
SLUSIS12		SISMAH	1
SLUSIS12		SISMAV	-0.3
SLUSIS13	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS13		PERM	1
SLUSIS13		SPTSX	1
SLUSIS13		SPTDX	1
SLUSIS13		ACC	0.2
SLUSIS13		SPACCSX	0.2
SLUSIS13		SPACCDX	0.2
SLUSIS13		SPSSX	0.3
SLUSIS13		SISMAH	-0.3
SLUSIS13		SISMAV	1
SLUSIS14	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS14		PERM	1
SLUSIS14		SPTSX	1
SLUSIS14		SPTDX	1
SLUSIS14		ACC	0.2
SLUSIS14		SPACCSX	0.2
SLUSIS14		SPACCDX	0.2
SLUSIS14		SPSSX	-0.3
SLUSIS14		SISMAH	0.3
SLUSIS14		SISMAV	1
SLUSIS15	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS15		PERM	1
SLUSIS15		SPTSX	1
SLUSIS15		SPTDX	1
SLUSIS15		ACC	0.2
SLUSIS15		SPACCSX	0.2
SLUSIS15		SPACCDX	0.2
SLUSIS15		SPSSX	0.3
SLUSIS15		SISMAH	-0.3
SLUSIS15		SISMAV	-1
SLUSIS16	Linear Add	DEAD	1
SLUSIS16		PERM	1
SLUSIS16		SPTSX	1
SLUSIS16		SPTDX	1

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
SLUSIS16		ACC	0.2
SLUSIS16		SPACCSX	0.2
SLUSIS16		SPACCDX	0.2
SLUSIS16		SPSSX	-0.3
SLUSIS16		SISMAH	0.3
SLUSIS16		SISMAV	-1
RAR1	Linear Add	DEAD	1
RAR1		PERM	1
RAR1		SPTSX	1
RAR1		SPTDX	1
RAR1		ACC	1
RAR1		SPACCSX	0
RAR1		SPACCDX	0
RAR1		SPSSX	0
RAR1		SISMAH	0
RAR1		SISMAV	0
RAR2	Linear Add	DEAD	1
RAR2		PERM	1
RAR2		SPTSX	1
RAR2		SPTDX	1
RAR2		ACC	0
RAR2		SPACCSX	1
RAR2		SPACCDX	0
RAR2		SPSSX	0
RAR2		SISMAH	0
RAR2		SISMAV	0
RAR3	Linear Add	DEAD	1
RAR3		PERM	1
RAR3		SPTSX	1
RAR3		SPTDX	1
RAR3		ACC	0
RAR3		SPACCSX	0
RAR3		SPACCDX	1
RAR3		SPSSX	0
RAR3		SISMAH	0
RAR3		SISMAV	0
FREQ1	Linear Add	DEAD	1
FREQ1		PERM	1

TABLE:			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
FREQ1		SPTSX	1
FREQ1		SPTDX	1
FREQ1		ACC	0.8
FREQ1		SPACCSX	0
FREQ1		SPACCDX	0
FREQ1		SPSSX	0
FREQ1		SISMAH	0
FREQ1		SISMAV	0
FREQ2	Linear Add	DEAD	1
FREQ2		PERM	1
FREQ2		SPTSX	1
FREQ2		SPTDX	1
FREQ2		ACC	0
FREQ2		SPACCSX	0.8
FREQ2		SPACCDX	0
FREQ2		SPSSX	0
FREQ2		SISMAH	0
FREQ2		SISMAV	0
FREQ3	Linear Add	DEAD	1
FREQ3		PERM	1
FREQ3		SPTSX	1
FREQ3		SPTDX	1
FREQ3		ACC	0
FREQ3		SPACCSX	0
FREQ3		SPACCDX	0.8
FREQ3		SPSSX	0
FREQ3		SISMAH	0
FREQ3		SISMAV	0
QPE1	Linear Add	DEAD	1
QPE1		PERM	1
QPE1		SPTSX	1
QPE1		SPTDX	1
QPE1		ACC	0
QPE1		SPACCSX	0
QPE1		SPACCDX	0
QPE1		SPSSX	0
QPE1		SISMAH	0
QPE1		SISMAV	0

8 VERIFICHE STRUTTURALI

A partire dalle sollecitazioni di output dovute ai singoli casi di carico, si sono determinate le sollecitazioni agenti nelle sezioni di verifica, si riportano di seguito le verifiche nelle condizioni di SLE ed SLU condotte con il software RC-SEC della Geostru.

Per le verifiche a fessurazione, in riferimento a quanto indicato nella EN206, per il caso in esame si identifica una classe di esposizione XC4, che corrisponde a condizioni ambientali aggressive.

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

A vantaggio di sicurezza si effettuano le verifiche considerando anche le combinazioni rare, ponendo come limite il valore $w_1=0.2\text{mm}$.

Le massime tensioni (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di compressione del calcestruzzo per tutte le combinazioni di carico SLE, risulta sempre inferiore a $\sigma_c < 0.40 f_{ck} = 13.28 \text{ MPa}$.

Le massime tensioni (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – par. 1.8.3.2.1) di trazione nell'acciaio per tutte le combinazioni di carico SLE risulta sempre inferiore a $\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$.

Il valore di apertura delle fessure è sempre inferiore a $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Com'è possibile osservare da quanto riportato nel paragrafi seguenti, tutte le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione di alcuni casi di carico.

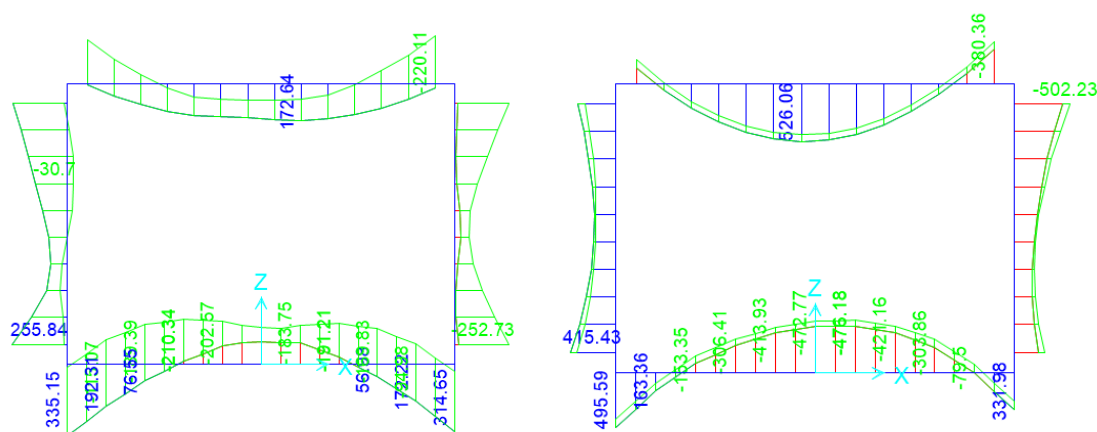


Figura 11 – Diagrammi di sollecitazione del momento flettente M33 (kNm) in involucro di combinazioni sismica e statica

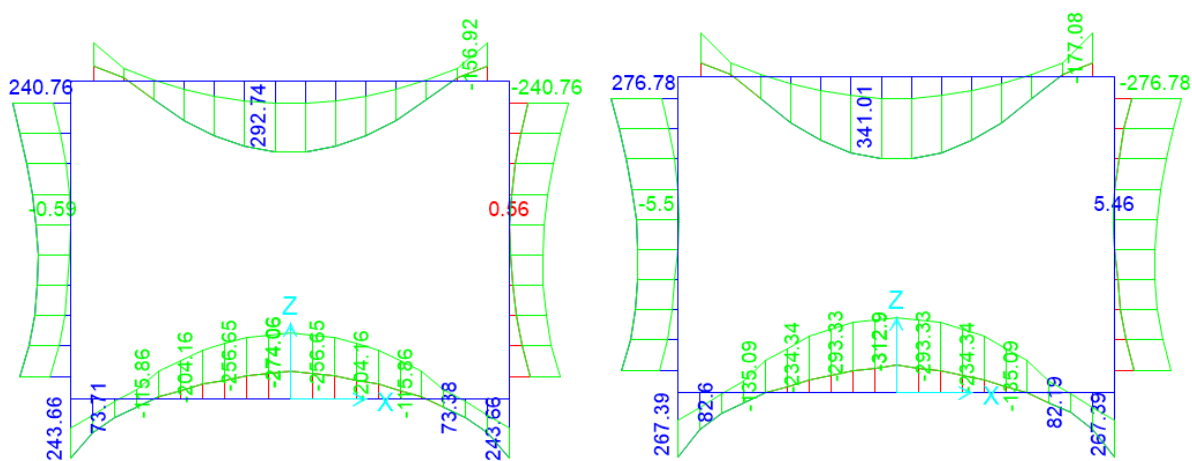


Figura 12 – Diagrammi di sollecitazione del momento flettente M33 (kNm) in involucro di combinazioni frequente e rara

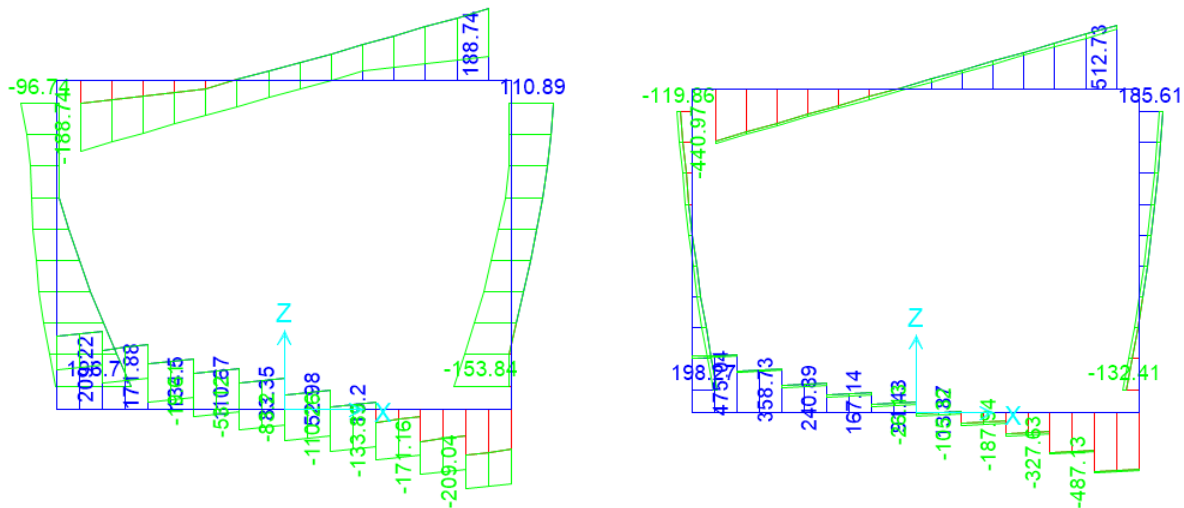


Figura 13 – Diagrammi di sollecitazione del taglio V22 (kNm) in involucro di combinazioni sismica e statica

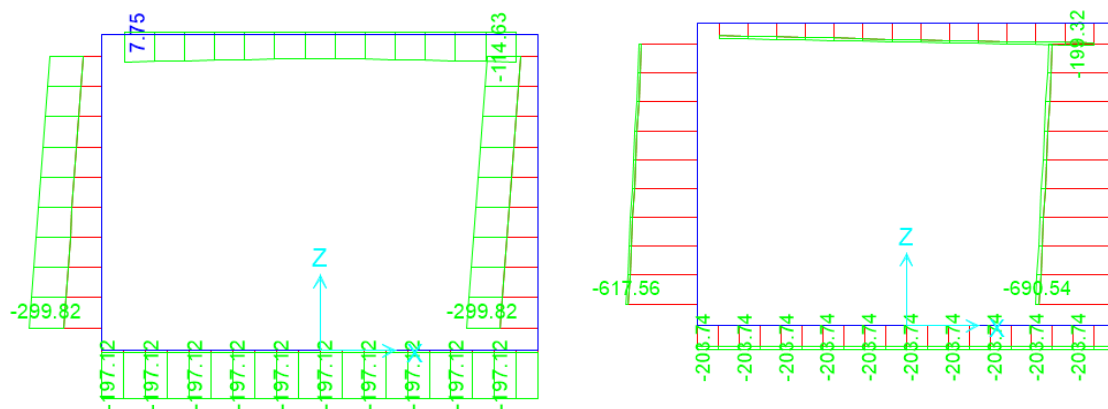
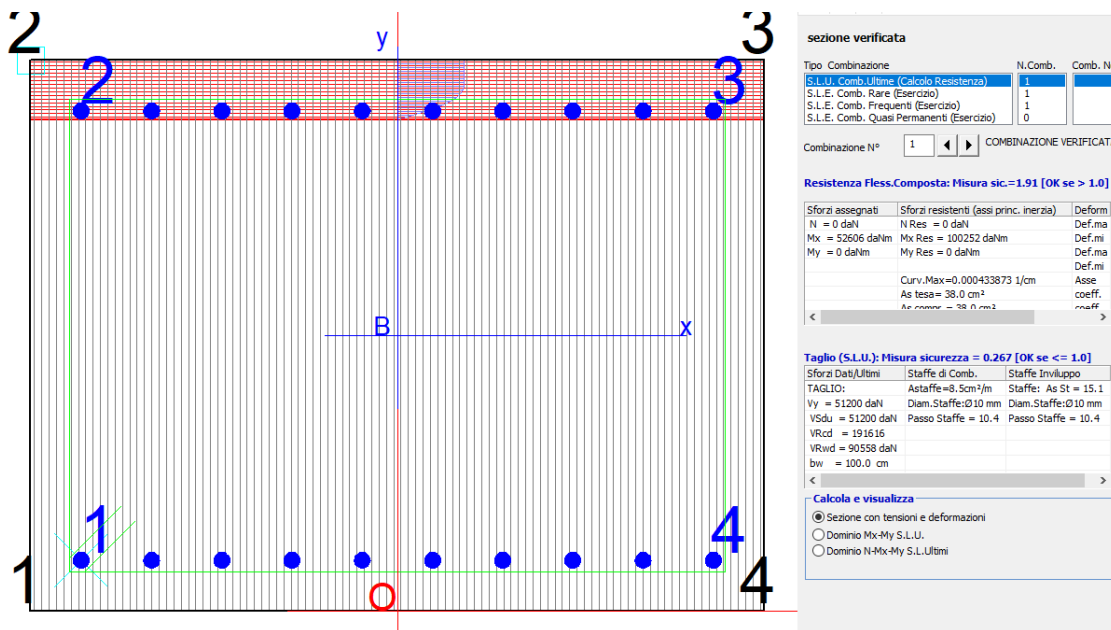


Figura 14 – Diagrammi di sollecitazione dello sforzo assiale N (kN) in involucro di combinazioni sismica e statica

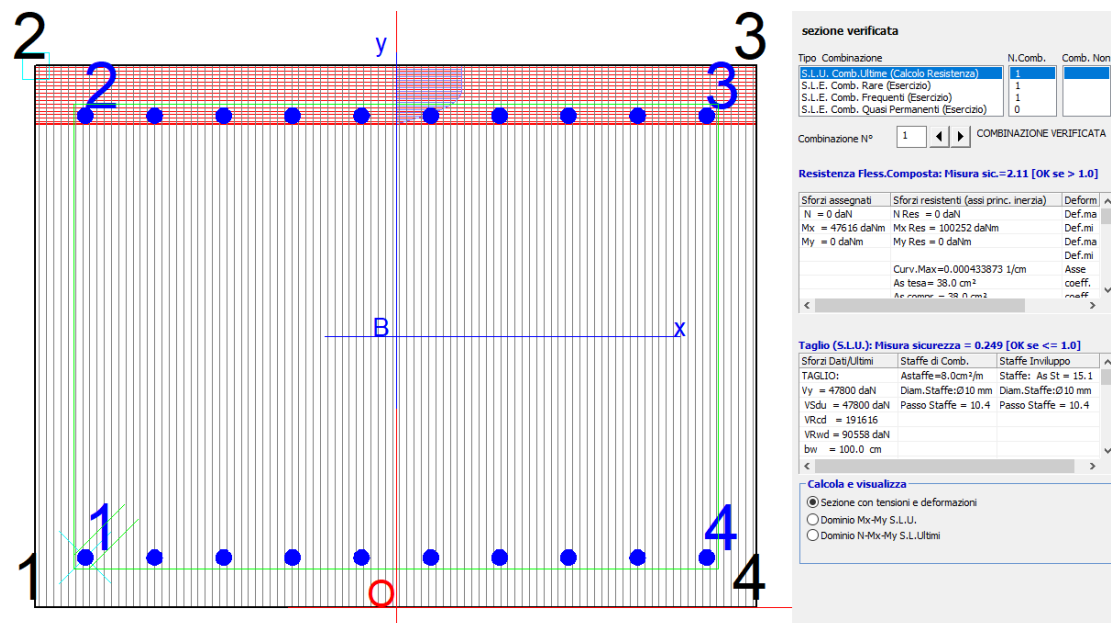
8.1 SOLETTA SUPERIORE

La soletta superiore è armata sia inferiormente che superiormente con barre $\Phi 22/20$, la sollecitazione massima si ottiene in combinazione statica ed è pari a 526.06 kNm.



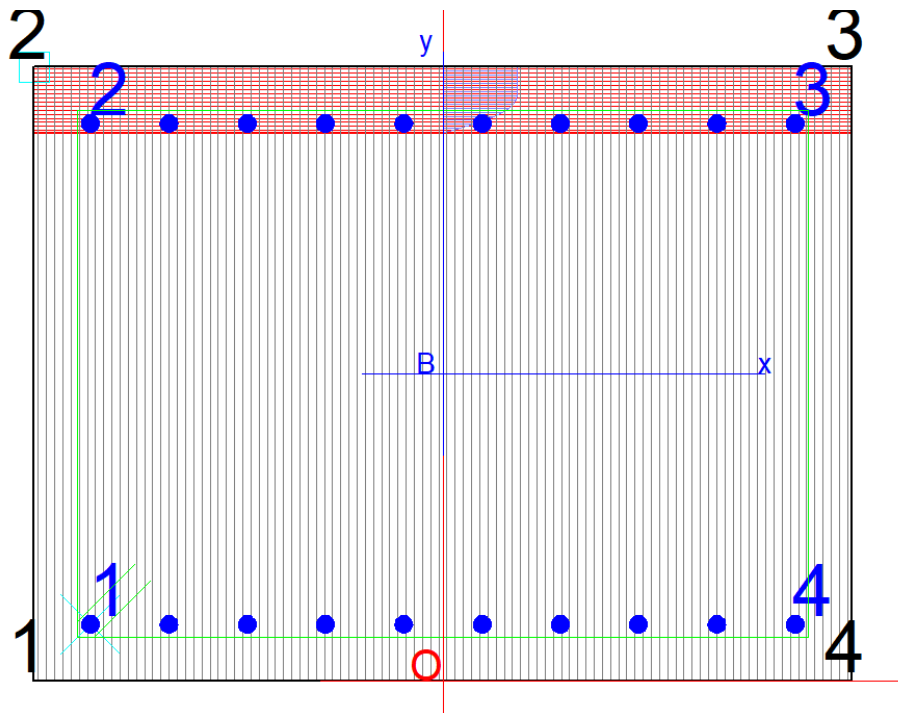
8.2 SOLETTA INFERIORE

La soletta inferiore è armata sia inferiormente che superiormente con barre $\Phi 22/10$, la sollecitazione massima si ottiene in combinazione statica ed è pari a 476.18 kNm.



8.3 PIEDRITTI

I piedritti sono armati su entrambi i lati con barre $\Phi 22/10$, la sollecitazione massima si ottiene in combinazione statica ed è pari a 502.23 kNm.



sezione verificata

Tipo Combinazione	N.Comb.	Comb. Non
S.L.U. Comb. Ultime (Calcolo Resistenza)	1	
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0	

Combinazione N° 1 COMBINAZIONE VERIFICATA

Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=2.00 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi resistenti (assi princ. inerzia)	Deform
N = 0 daN	N Res = 0 daN	Def.ma
Mx = 50223 daNm	Mx Res = 100252 daNm	Def.mi
My = 0 daNm	My Res = 0 daNm	Def.ma
	Curv.Max=0.000433873 1/cm	Def.mi
	As tesa= 38.0 cm ²	Asse
	As compressa= 38.0 cm ²	coeff. cnaff

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.103 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dat/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Involuppo
TAGLIO:	Staffe=3.3cm ² /m	Staffe: As St = 15.1
Vy = 19800 daN	Diam.Staffe:0.10 mm	Diam.Staffe:0.10 mm
V _{Sdu} = 19800 daN	Passo Staffe = 10.4	Passo Staffe = 10.4
VRcd = 1916.16		
VRwd = 90558 daN		
bw = 100.0 cm		

Calcola e visualizza

- Sezione con tensioni e deformazioni
- Dominio Mx-My S.L.U.
- Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi

L'incidenza delle strutture è pari a 120 kg/mc