

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

Tombino scatolare IN03 - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

IF1W 00 D 29 CL IN0300 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>[Signature]</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>[Signature]</i>	09.2018	D. Aprea <i>[Signature]</i>	09.2018	F. Arduini 09.2018 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 16302 del 4/4

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	2 di 50

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	5
2.2	DOCUMENTI CORRELATI	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1	CEMENTO ARMATO	6
3.1.1	<i>Calcestruzzo strutturale C32/40</i>	6
3.1.2	<i>Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i>	7
3.1.3	<i>Copriferro</i>	8
3.1.4	<i>Prove sui materiali</i>	8
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
5.	CRITERI PROGETTUALI	13
5.1	VITA NOMINALE	13
5.2	CLASSE D'USO	13
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	14
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G ₁)	14
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G ₂)	14
6.2.1	<i>Spinta del terreno</i>	14
6.3	CARICHI ACCIDENTALI (Q _k)	15
6.3.1	<i>Sovraccarico accidentale mobile</i>	15
6.3.2	<i>Spinta sui piedritti SPACC</i>	17
6.3.3	<i>Avviamento e frenata</i>	18

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	3 di 50

6.4	VARIAZIONE TERMICA	18
6.5	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO	18
6.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	19
6.6.1	<i>Azione sismica di progetto</i>	19
6.6.2	<i>Sovrappinta sismica</i>	21
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	24
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	29
8.1	MODELLO DI CALCOLO	29
8.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA	30
9.	RISULTATI DELLE ANALISI	32
10.	VERIFICHE STR.....	41
10.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE	41
10.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	41
10.3	VERIFICHE A FESSURAZIONE	42
11.	VERIFICHE GEO	44
12.	INCIDENZA ARMATURE.....	50

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	4 di 50

1. PREMESSA

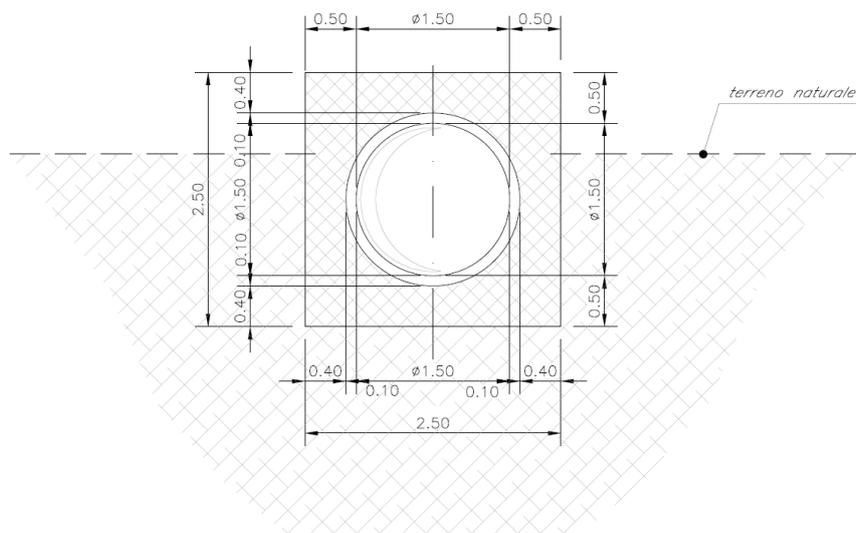
Nell'ambito dell'Itinerario Napoli-Bari si inserisce il Raddoppio della Tratta Bovino - Orsara oggetto della Progettazione Definitiva in esame.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del tombino circolare ferroviario tipo IN03 di diametro DN1500mm, ubicato al km 30+695. Il tombino ha una lunghezza totale di 23m ed un approfondimento di 4,45m, misurato all'estradosso della copertura. Nei calcoli il manufatto viene assimilato ad un tombino scatolare di larghezza e altezza nette pari a 1,5m e formato da soletta di fondazione, soletta di copertura e piedritti, tutti di spessore 0,4m, corrispondente alla minima sezione resistente del manufatto (vedi Figura 1-1).

Tabella 1-1 Caratteristiche manufatto

TOMBINO CIRCOLARE FERROVIARIO									
WBS	Pk	Sezione	DIM	Hingresso	Huscita	Ltot	lmed	Pferro	Ricoprimento
			[mm]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m]	[m/m]	[m.s.l.m.]	[m]
IN03	30+694.98	Circolare	DN1500	239,23	239,00	23,0	0,010	245,46	4,45

Figura 1-1 – Sezione tombino scatolare ferroviario IN03



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
TITOLO ELABORATO	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN0300 001	REV. A	FOGLIO 5 di 50

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Rif. [1] - Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Rif. [2] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [3] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [4] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [5] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [6] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [7] 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

2.2 Documenti correlati

- Rif. [8] IF1W00D29BBIN0300001A Tombino scatolare IN03 - Carpenterie e particolari costruttivi
- Rif. [9] IF1W03D11GEOC0000001-BO_Bovino
- Rif. [10] 180705_BO 02 Profilo geotecnico tratta allo scoperto Tav. 2 di 2

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	6 di 50

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Cemento armato

3.1.1 Calcestruzzo strutturale C32/40

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato:

R_{ck}	40	(N/mm ²)
f_{ck}	32	(N/mm ²)
f_{cm}	41	(N/mm ²)
α_{cc}	0,85	(-)
γ_c	1,5	(-)
f_{cd}	18,13	(N/mm ²)
f_{ctm}	3,08	(N/mm ²)
f_{ctk}	2,16	(N/mm ²)
f_{ctd}	1,44	(N/mm ²)
f_{cfm}	3,70	(N/mm ²)
f_{cfk}	2,59	
E_c	33593	(N/mm ²)

dove:

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%:

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi ≤ C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a trazione

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	7 di 50

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$ Resistenza media a trazione per flessione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$ Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$$

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2018 – 11.2.10.5).

3.1.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

f_{tk}	540	(N/mm ²)
f_{yk}	450	(N/mm ²)
γ_s	1,15	(-)
f_{yd}	391,3	(N/mm ²)
f_{bk}	4,36	(N/mm ²)
f_{bd}	2,90	(N/mm ²)
Es	210000	(N/mm ²)

dove:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 =$ Resistenza caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 =$ Resistenza caratteristica a snervamento

$\gamma_s = 1.15 =$ Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$$

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	8 di 50

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo

$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$ = Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

$E_s = 210000$ N/mm² = Modulo Elastico

3.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

Cmin	Co	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Strutture scatolari interrato	Aggressivo	25	10	35

In definitiva si prescrive che il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

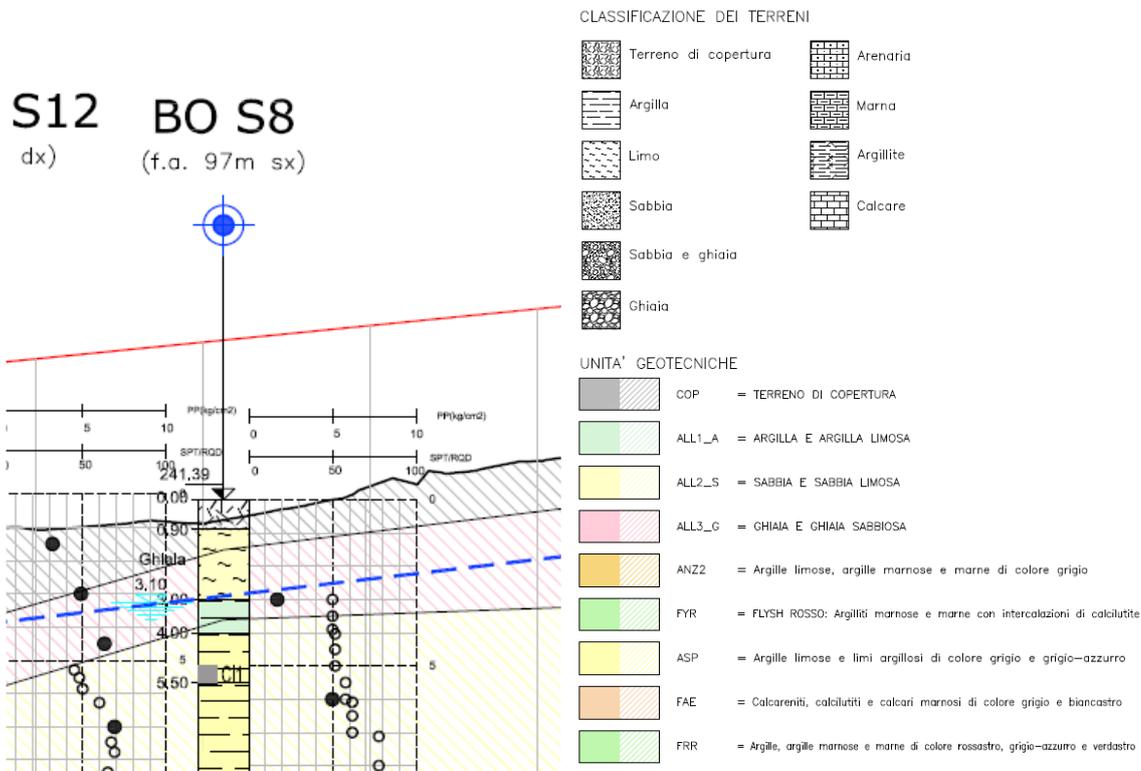
3.1.4 Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta la scheda geotecnica del tombino IN03 oggetto della presente, al km 30+695. Il sondaggio di riferimento è il BO S8 di cui ai Rif. [9] e Rif. [10]. Si riporta di seguito uno stralcio di quest'ultimo elaborato.

Figura 4-1 – Stralcio profilo geotecnico tratta di riferimento



Dal sondaggio di riferimento e dalle misure piezometriche (§ 4.1 Rif. [9]), si ricava la seguente stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-1 Stratigrafia e falda di riferimento

Strato	Profondità Da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	2.0	Terreno di copertura
2	2.0	6.6	Depositi alluvionali (ALL3_G)
3	6.6	>30	Argille (ASP)

Profondità della falda: 3,10 m da p.c.

L'imposta fondazione si attesta ad una profondità di 6,75 m dalla quota di progetto che, nel punto d'interesse è pari a 245,5 m.

Tale profondità è stata ricavata considerando che l'imposta fondazione si trova ad una profondità dalla quota di progetto pari alla somma del ricoprimento più l'altezza lorda del tombino:

$$H = 4,45 + 2 \cdot 0,4 + 1,5 = 6,75 \text{ m}$$

Considerando che sul punto di ubicazione del manufatto, il tratto in rilevato presenta una quota di progetto superiore alla quota terreno, di una quantità pari alla differenza tra le due e ricavabile dallo stesso elaborato di cui al Rif. [10]:

$$q_{\text{progetto}} - q_{\text{terreno}} = 245,5 - 241,4 = 4,1 \text{ m}$$

si conclude che l'imposta fondazione è situata sullo strato di depositi alluvionali ALL3_G (2,65m dal p.c.) al disopra della quota di falda, individuata a 3,10 m dal piano campagna.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici per la stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-2 Parametri geotecnici caratteristici dei terreni della tratta Bovino (valore medio indicato tra parentesi quadre [])

	Terreno di Copertura	ALL3_G	ASP		SID
γ [kN/m ³]	18.0÷18.6 [18.3]	18.0÷20.2 [19.0]	19.0÷21.0 [20.0]		19.0÷20.5 [19.0]
IP [%]	18÷40 [21]	-	20÷45 [30]		45÷97 [60]
c_u [kPa]	75÷250 [130]	-	$z \leq 20m$	130÷300 [180]	230÷500 [280]
			$z > 20m$	200÷300 [250]	
ϕ' [°]	24	36÷59 [36]	20÷30 [22]		26
c' [kPa]	10	0.0	20÷40 [26]		58
E_w/C_u	403	-	228		268
E_0 [MPa]	40÷340 [85]	145÷846 [367]	$z \leq 15m$	266÷1258 [367]	314÷1112 [423]
			$z > 15m$	453÷1258 [689]	
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷68 [17]	29÷169 [73]	$z \leq 15m$	53÷251 [73]	62÷222 [84]
			$z > 15m$	90÷251 [137]	
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷34 [8.5]	14÷84 [36]	$z \leq 15m$	26÷125 [36]	31÷111 [42]
			$z > 15m$	45÷125 [68]	
c_c [-]	dato non disponibile	-	$7.5 \cdot 10^{-2}$		$7.8 \cdot 10^{-2}$
c_r [-]	dato non disponibile	-	$1.3 \cdot 10^{-2}$		$1.3 \cdot 10^{-2}$
$c_{\alpha z}$	dato non disponibile	-	$2.6 \cdot 10^{-3}$		$2.7 \cdot 10^{-3}$
c_v [m ² /s]	$2.0 \cdot 10^{-7}$ ÷ $4.0 \cdot 10^{-7}$ [$2.5 \cdot 10^{-7}$]	-	$5.0 \cdot 10^{-8}$ ÷ $5.0 \cdot 10^{-7}$ [$1.0 \cdot 10^{-7}$]		$1.5 \cdot 10^{-8}$ ÷ $1.3 \cdot 10^{-7}$ [$1.0 \cdot 10^{-7}$]
e_0 [-]	0.77÷0.87 [0.8]	0.41÷0.56 [0.45]	0.45÷0.70 [0.50]		0.50÷0.80 [0.57]
OCR [-]	2÷10 [4]	-	1÷13 [7]		4÷13 [6]
ν' [-]	0.3	0.3	0.3		0.3
k [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$4.0 \cdot 10^{-5}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-5}$ [$2.4 \cdot 10^{-5}$]	$3.0 \cdot 10^{-10}$ ÷ $1.0 \cdot 10^{-6}$ [$7.0 \cdot 10^{-8}$]		$8.0 \cdot 10^{-11}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-10}$ [$1.0 \cdot 10^{-10}$]
Caratterizzazione dinamica	-	-	$\alpha = 7.42$		
			$\beta = 0.68$		
			$\lambda = -2.417$		
			$D_{max} = 0.3058$		

I parametri verranno utilizzati per la caratterizzazione dell'interazione terreno-struttura, ricavando la costante di sottofondo alla Winkler da utilizzare nella modellazione del suolo sotto la fondazione del manufatto (vedi § 8.2).

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

- $\phi' = 36^\circ$

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	12 di 50

- $c' = 0$ kPa
- $c_u = 0$ kPa
- $E_0 = 367$ MPa

Per quanto concerne il terreno di ricoprimento e ai lati dello scatolare, si fa riferimento ai parametri caratteristici dei rilevati stradali, qui di seguito riportati, che verranno utilizzati per il calcolo dei carichi di progetto:

- $\gamma = 19,0$ kN/m³
- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0$ kPa

5. CRITERI PROGETTUALI

5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è 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. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2 - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a: 1.50.

5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento VR ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu.

Pertanto $VR = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo la normativa di riferimento e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.1 Carichi permanenti strutturali (G_1)

Il peso proprio dello scatolare viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, una volta definite le geometrie e le proprietà dei materiali. Le geometrie del manufatto sono di seguito riportate:

- Spessore soletta di fondazione: 0,40 m;
- Spessore piedritti: 0,40 m;
- Spessore soletta di copertura: 0,40 m;
- Larghezza netta: 1,50 m;
- Altezza netta: 1,50 m.

6.2 Carichi permanenti non strutturali (G_2)

6.2.1 Spinta del terreno

Per il calcolo della spinta del terreno sul manufatto in condizioni statiche, in aggiunta al peso del terreno stesso, si considera il seguente carico:

- Ballast e armamento: $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 14.40 \text{ kN/m}^2$

Le spinte del terreno di rinfianco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	15 di 50

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Spinta del terreno (Condizioni SPTSX e SPTDX)

Coeff. Spinta a riposo	K_0	$1 - \tan^2(36^\circ) =$	0,384	
Pressione alla quota di estradosso sol. sup.	p_1	$\gamma \cdot z_1 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	39,74	kN/m ²
Pressione in asse sol. sup.	p_2	$\gamma \cdot z_2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	41,28	kN/m ²
Pressione in asse sol. inf.	p_3	$\gamma \cdot z_3 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	55,88	kN/m ²
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	p_4	$\gamma \cdot z_4 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	557,42	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(p_1+p_2)/2 \cdot sp/2 =$	8,10	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(p_3+p_4)/2 \cdot sp/2 =$	11,33	kN/m

dove:

Ricoprimento (z_1)	4,45	m
$z_2 = z_1 + sp/2$	4,65	m
$z_3 = z_2 + h + sp$	6,55	m
$z_4 = z_3 + sp/2$	6,75	m

Sui piedritti è stato quindi applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semispessore delle solette superiore e inferiore, rispettivamente pari a F1 e F2.

6.3 Carichi accidentali (Q_k)

6.3.1 Sovraccarico accidentale mobile

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno SW/2 pari a 150 kN/m x 1 e il carico verticale dovuto al treno LM71 pari a 250 kN / 1.6 m x 1.1 = 172.0 kN/m uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano d'asse della soletta di copertura.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

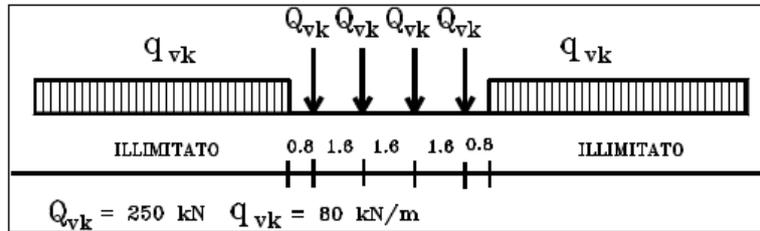
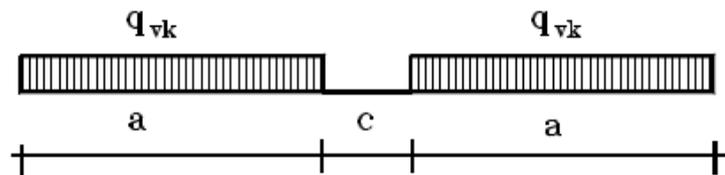


Figura 6-1 – Treno di carico LM71



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 6-2 – Treno di carico SW

In questo caso si applicherà il carico dovuto a:

LM71 quattro assi da 250 kN e distribuito di 80 KN/m²

Il coefficiente di amplificazione dinamica Φ_3 (per linee con ridotto standard manutentivo) è pari a:

$$\Phi_3 = 1.35 \quad (\text{tab. 5.2.II NTC2018 – p.to 5.4})$$

Determinazione della larghezza di diffusione dei carichi mobili:

La diffusione dei carichi attraverso Ballast e rilevato avviene con pendenza 4:1, mentre attraverso la soletta in cls ed il massetto con pendenza 1:1. Gli spessori di Ballast, rilevato e soletta sono i seguenti:

$$h_{\text{Ballast sotto la traversina}} = 0,45 \text{ m}$$

$$h_{\text{soletta}} = 0,40 \text{ m}$$

$$h_{\text{ricoprimento}} = 4,45 \text{ m}$$

Sull'unità di lunghezza è stato applicato un carico distribuito equivalente dei 4 assi di 250 kN ad interasse 1.60 m:

$$q_{eq/m} = 4 \times 250 / 6.40 = 156.25 \text{ KN/m.}$$

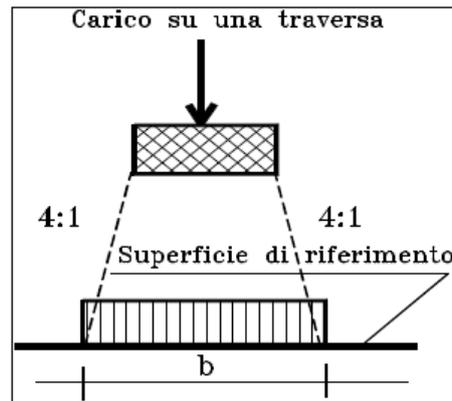
TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	17 di 50

La larghezza di diffusione in direzione trasversale è:

$$L_{d1} = 2.40 + 2 \times (4,45/4 + 0.45/4 + 0.40/2) = 5,25 \text{ m}$$

considerando: larghezza traversina = 2.40 m



Sovraccarico accidentale mobile in mezzeria soletta (treno LM71)

Considerando la larghezza di diffusione in direzione trasversale, il carico del treno LM71 su quattro assi è pari a:

$$Q_{vk} = Q_{equivalente} \times \alpha \times \Phi_3 = 29,76 \times 1.10 \times 1.35 = \mathbf{44,20 \text{ kN/m}^2}$$

essendo:

$$Q_{equivalente} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = q_{eq/m} / L_{d1} = 4 \times 250 / (6,40 \times 5,25) = 29,76 \text{ kN/m}^2$$

Il carico distribuito è invece pari a:

$$q_{vk} = Q_{equivalente} \times \alpha \times \Phi_3 = 15,24 \times 1.10 \times 1.35 = \mathbf{22,63 \text{ kN/m}^2}$$

con:

$$q_{equivalente} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 5,25 = 15,24 \text{ kN/m}^2$$

6.3.2 Spinta sui piedritti SPACC

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$

con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	18 di 50

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

Spinta del carico accidentale (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

$$p = 0,412 \cdot 1,1 \cdot 1000 / (6,4 \cdot 5,25) = 12,58 \text{ kN/m}^2$$

6.3.3 Avviamento e frenata

Si associano al convoglio di progetto le azioni di avviamento del carico LM71 in quanto maggiormente gravose per la struttura in esame. Le azioni in esame vengono ripartite trasversalmente sulla sola larghezza di diffusione trascurando di fatto il ruolo di diaframma della soletta stessa che ripartirebbe le azioni orizzontali sull'intera opera.

$$Q_{avv} = 33/L_{d1} = 6,29 \text{ kN/m}^2$$

6.4 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata al traverso è pari a:

$$\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$$

Essendo il ricoprimento superiore a 2.5 m si trascura la variazione termica a farfalla. Per il coefficiente di dilatazione termica si assume $\alpha = 10 \text{ E-6}$.

6.5 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a 14.5° ed un'umidità relativa del 75% a 7 gg. Di seguito i calcoli eseguiti.

$f_{ck} = 32 \text{ Mpa}$ *Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione*

$UR = 75 \%$ *Umidità Relativa*

$\varepsilon_{co} = -0,304 \text{ ‰}$ *Deformazione per Ritiro da Essiccamento*

$A_c = 0,4 \text{ m}^2$ *Area della Sezione in Conglomerato*

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	19 di 50

$u=$	2,36 m	<i>Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria</i>
$h_0=$	339 mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$</i>
$k_h=$	0,740	
$\varepsilon_{cd,\infty}=$	-0,225 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento (a Tempo infinito)</i>
$\varepsilon_{ca,\infty}=$	-0,055 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Autogeno (a Tempo infinito)</i>
$\varepsilon_{cs}=$	-0,280 ‰	<i>Deformazione per Ritiro Totale (a Tempo infinito)</i>
$\phi(t_\infty, t_0)=$	2	<i>Coefficiente di Viscosità a $t=\infty$</i>
$\alpha=$	1,00E-06 °C ⁻¹	
$\Delta T_{eq}=$	-28,00 °C	
$\Delta T_{eq}(t_\infty)=$	-14,68 °C	

6.6 Valutazione dell'azione sismica

Per definire l'azione sismica di riferimento si devono operare alcune scelte in termini di "vita nominale" e "classi d'uso" dell'opera legati al livello prestazionale atteso.

6.6.1 Azione sismica di progetto

L'opera in oggetto viene progettata per una vita nominale **$V_N = 75$ anni** ed una classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso **$C_U = 1.5$** .

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 1068 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua il punto intermedio della tratta in oggetto:

Longitudine: 15,28029

Latitudine: 41,24098

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

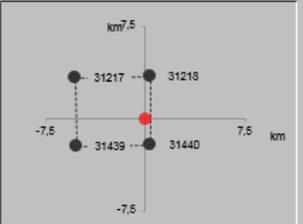
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.272 g
F_0	2.436
T_C^*	0.431 s
S_S	1.302
C_C	1.387
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.302
η	1.000
T_B	0.199 s
T_C	0.597 s
T_D	2.688 s

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta quanto segue.

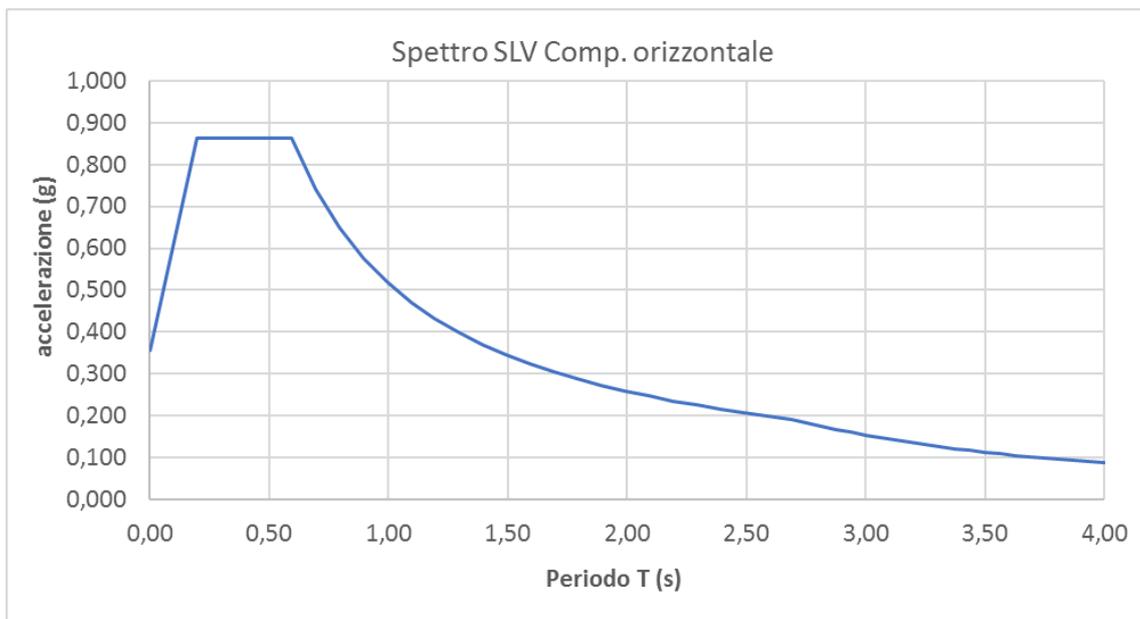
TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	21 di 50

Tabella 6-1 Azione sismica di riferimento

Accelerazione di riferimento ag/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa in sito ag _{max} /g
0.272	C	T1	75	III	0.354

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura $q=1$ poiché si impiegheranno le azioni sismiche per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio. Si riporta di seguito il grafico dello spettro SLV in componente orizzontale.



I dati così ottenuti sono stati richiamati nel programma di calcolo per effettuare un'analisi pseudo-statica lineare.

6.6.2 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di **Wood**, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad H/2.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	22 di 50

$$\Delta P_d = a_{\max} (\%g) \gamma H^2$$

Nelle analisi sismiche si assume il convoglio di progetto relativo ai carri con assi da 250 kN ed interasse costante ripartito al livello dell'asse della soletta superiore e incrementato del coefficiente di adattamento e del coefficiente dinamico.

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

Di seguito si riporta il procedimento completo per la valutazione delle sovrappinte sismiche.

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V_N		75	anni
Classe d'uso			III	
Coefficiente C_U	C_U		1.5	
Periodo di riferimento	V_R		112.5	anni
Accelerazione orizzontale	a_g/g		0,272	
Amplificazione spettrale	F_o		2,436	
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. amplificazione stratigrafica	S_s		1,302	
Coeff. amplificazione topografica	S_t		1,000	
Coefficiente S	S	$S_s \cdot S_t$	1,302	
accelerazione orizzontale max	a_{\max}/g	$a_g/g \cdot S$	0,354	
Fattore di struttura	q		1.00	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	a_{\max}/g	0,354	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0.5 \cdot k_h$	0,177	
Carico accidentale LM71 gravante sulla cop.	Q_v	$1.1 \cdot 1000 / ((Ld1 \cdot Lc) \cdot (L+2 \cdot sp)) + 1.1 \cdot 80 / (Ld1 \cdot (L+2 \cdot sp)) =$	44,20	kN/m
Forza orizz. sulla sol. di cop.	F_Hs	$k_h \cdot (sp \cdot 25 + (Yz1 + pv) + 0.2 \cdot Q_v / (L+sp)) / 1.00$	41,81	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	F_Hp	$k_h \cdot (sp \cdot 25) / 1.00$	3,54	kN/m²
Sisma verticale (Condizione SISMAV)				
Forza vert. sulla sol. di cop.	F_Vs	$k_v \cdot (sp \cdot 25 + (Yz1 + pv) + 0.2 \cdot Q_v / (L+sp)) / 1.00$	20,90	kN/m²

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	23 di 50

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione *SPSDX*)

Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$kh \cdot \gamma \cdot (H_{int} + sp_s + sp_f)^2$	37,47	kN/m
Pressione risultante	Δp_E	$\Delta S_E / H = 46.2 / 2.60$	19,72	kN/m²

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	24 di 50

7. COMBINAZIONI DI CARICO

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.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	25 di 50

Tabella 7-1 Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

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

Tabella 7-2 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tabella 7-3 Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	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	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	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.

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.

Tabella 7-4 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_φ	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_u	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

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	27 di 50

Si ottengono le combinazioni riportate nella successiva tabella.

Tabella 7-5 Combinazioni di carico

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_1	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_2	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_3	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_4	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_5	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_6	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_7	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_8	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_9	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_10	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_11	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_12	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_13	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_14	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_15	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_16	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_17	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_18	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_19	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_20	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_21	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_22	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_23	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_24	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_25	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_26	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_27	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,35	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_28	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,35	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_29	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,35	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_30	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,35	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_31	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,35	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_32	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,35	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_33	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_34	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_35	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_36	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_37	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0

TITOLO ELABORATO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF1W 00 D 29 CL IN0300 001 A 28 di 50

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_38	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_39	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_40	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_41	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_42	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_43	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_44	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLE_1	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_2	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_3	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_4	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_5	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_6	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_7	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_8	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_9	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_10	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_11	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_12	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_13	1	1	0,8	0	0,8	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_14	1	1	0	0,8	0,8	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_15	1	1	0,8	0	0,8	1	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_16	1	1	0	0,8	0,8	1	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_17	1	1	0,8	0	0,8	1	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_18	1	1	0	0,8	0,8	1	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_19	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_20	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_21	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_22	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_23	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_24	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SS_1	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_2	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_3	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_4	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_1	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_2	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_3	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_4	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3

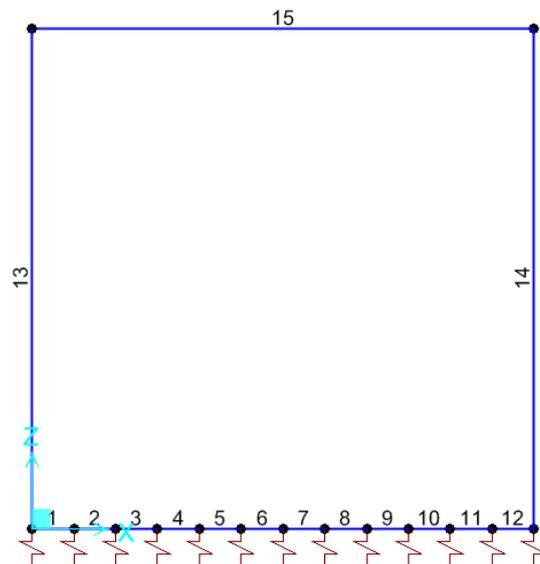
8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

8.1 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. I componenti del manufatto sono stati modellati con elementi 1D "frame" di sezione rettangolare 100x40cm. Di seguito uno schema del modello di calcolo.

Figura 8-1 – Modello di calcolo



Nomenclatura elementi frame:

ID 1÷12: Soletta di fondazione

ID 13: Piedritto sx

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	30 di 50

ID 14: Piedritto dx

ID 15: Soletta di copertura

Convenzione assi:

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

L'applicazione dei carichi di progetto è stata eseguita inserendo forze distribuite o concentrate sugli elementi frame del modello di calcolo.

8.2 Modellazione dell'interazione suolo-struttura

Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite **molle alla Winkler**.

La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate in direzione verticale, l'interazione terreno-struttura.

Il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato tramite la seguente espressione:

$$K_W = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

nella quale c_t (coefficiente di forma) è calcolato considerando un rapporto $L/B < 10$. Di seguito vengono esplicitati i calcoli per la determinazione della costante di sottofondo.

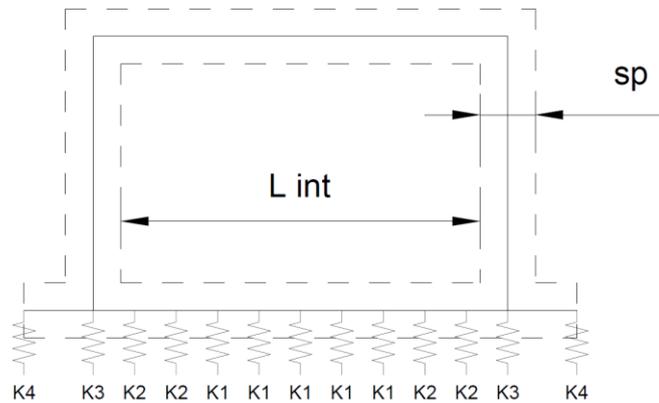
E_0	Modulo elastico a piccole deformazioni	367 Mpa
E	Modulo elastico fondazioni ($E_0/5$)	73,4 MPa
ν	Coefficiente di Poisson	0,3
B	Larghezza fondazione	2,3 m
L	Lunghezza fondazione ($L > B$)	23,0 m
c_t	$0,853 + 0,534 \ln(L/B)$	2,08

Kw 16839,3 kN/m³

Il valore della costante di sottofondo viene ripartito sulle molle inserite nel modello di calcolo.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	31 di 50



Sono stati quindi considerati i seguenti valori:

Molle centrali:

$$K1 = K_w \cdot i = 2666,2$$

$$\text{essendo: } i = (sp/2 + L \text{ int} + sp/2) / 12 = 0,158\text{m}$$

Molle intermedie:

$$K2 = 1,5 \cdot K1 = 3999,3$$

Molle d'angolo:

$$K3 = 2 \cdot K_w \cdot (i/2 + sp/2) = 9401,9$$

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	32 di 50

9. RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica e tabellare per le combinazioni ENVE_SLU e ENVE_SISMA, rispettivamente involuipi delle combinazioni statiche e sismiche. In forma tabellare verranno riportati altresì gli spostamenti e le sollecitazioni necessari per le verifiche agli SLE.

Figura 9-1 – Sforzi assiali ENVE_SLU

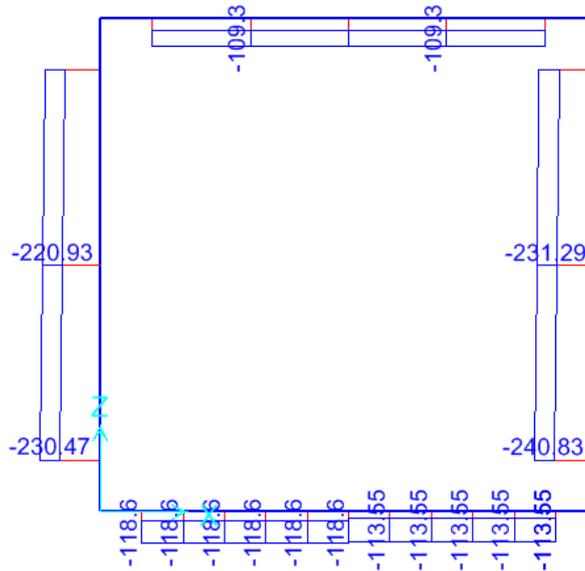
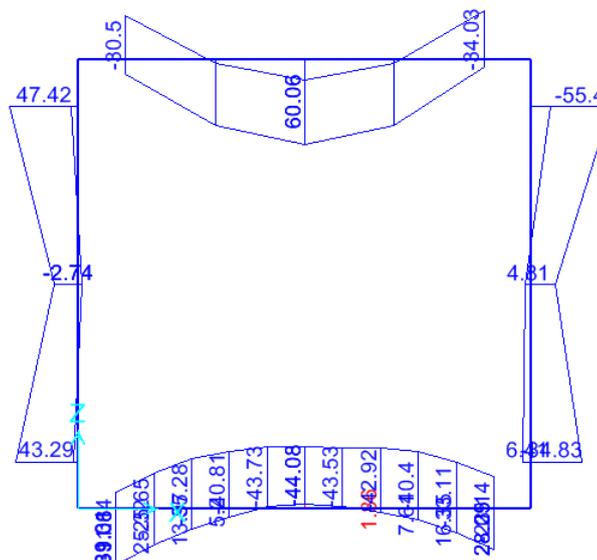


Figura 9-2 – Momenti flettenti ENVE_SLU



TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	34 di 50

Figura 9-5 – Momenti flettenti ENVE_SISMA

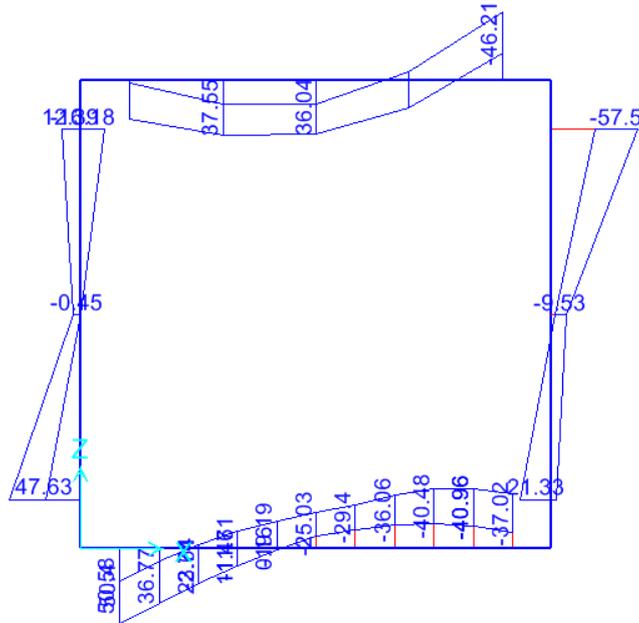


Figura 9-6 – Sforzi di taglio ENVE_SISMA

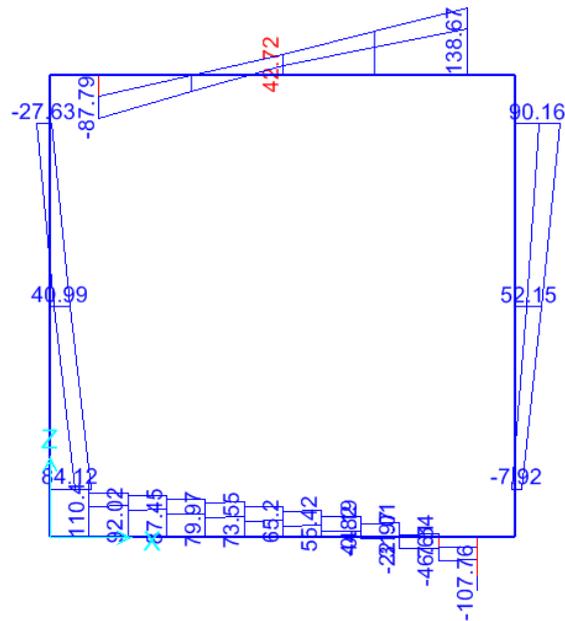


Figura 9-7 – Sforzi assiali ENVE_SLE

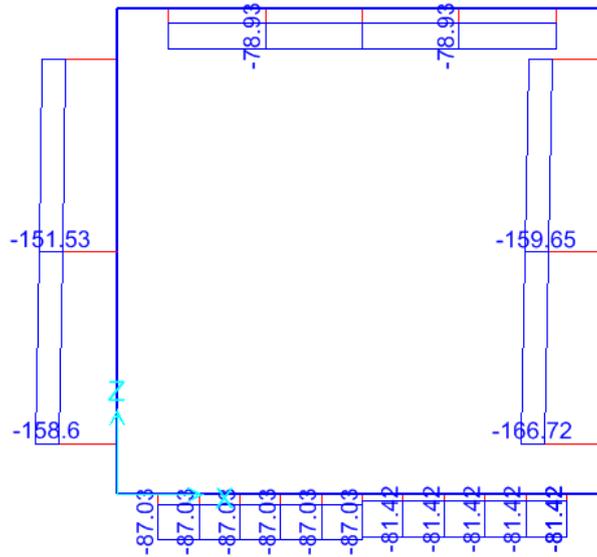
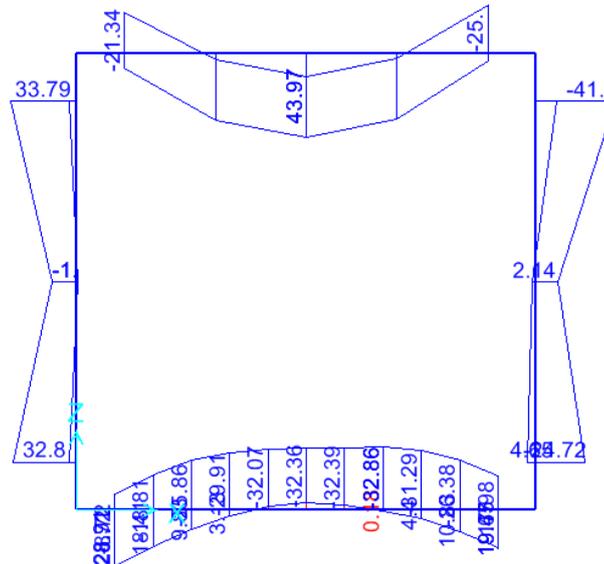


Figura 9-8 – Momenti flettenti ENVE_SLE



Si riportano di seguito le tabelle di verifica con l'indicazione delle sollecitazioni considerate in ognuna di esse, ottenute massimizzando, rispettivamente, sforzi assiali, momenti flettenti e tagli.

- SOLETTA DI COPERTURA

Tabella 9-1 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
15	0	SLU_19	-109,2	-155,3	-30,5
15	0,95	SLU_26	-47,4	-2,7	46,2

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
15	1,9	SLU_24	-87,3	126,5	-34,0
15	0,95	SLU_25	-49,8	-2,7	60,0

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
15	0	SLU_35	-108,8	-165,6	-26,6
15	1,9	SLU_5	-86,7	175,9	-30,8

Tabella 9-2 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	1,9	SS_1	-96,4	138,7	-46,2
15	0	SS_4	-23,9	-43,8	26,7

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	1,9	SS_1	-96,4	138,7	-46,2
15	0,95	SS_3	-40,2	-5,3	37,6

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0	SS_7	-38,3	-87,8	10,3
15	1,9	SS_1	-96,3	138,7	-46,2

Per quanto concerne le combinazioni di calcolo agli SLE, si riportano, conservativamente, i valori più gravosi derivanti dalla combinazione ENVE_SLE, involucro delle combinazioni agli SLE rara, frequente e quasi permanente.

Tabella 9-3 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0	SLE_15	-78,9	-112,9	-21,3
15	0,95	SLE_20	-28,7	-1,8	34,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	1,9	SLE_17	-63,8	121,1	-25,0
15	0,95	SLE_19	-30,3	-1,8	44,0

- PIEDRITTI

Tabella 9-4 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
14	0	SLU_13	-240,8	-19,1	-14,9
13	1,9	SLU_16	-133,6	-41,2	7,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	1,9	SLU_17	-198,5	-60,7	47,4
14	1,9	SLU_5	-221,7	70,2	-55,4

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	1,9	SLU_19	-198,5	-84,1	47,4
13	0	SLU_32	-154,0	85,5	39,6

Tabella 9-5 Sollecitazioni piedritti ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
14	0	SS_3	-180,3	2,4	13,2
13	1,9	SS_4	-68,8	2,17	-16,2

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	0	SS_3	-94,8	83,5	47,6
14	1,9	SS_1	-166,1	90,2	-57,5

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	1,9	SS_5	-118,2	-27,6	12,4
14	1,9	SS_1	-166,2	90,2	-57,5

Tabella 9-6 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
14	0	SLE_23	-166,8	-16,7	-12,5
13	1,9	SLE_18	-99,2	-43,5	17,2

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	1,9	SLE_13	-144,5	-38,7	33,8
14	1,9	SLE_17	-152,6	52,8	-41,0

- SOLETTA DI FONDAZIONE

Tabella 9-7 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
1	0,15833	SLU_32	-118,6	123,5	39,3
7	0,15833	SLU_24	-24,3	21,5	-35,9

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
7	0	SLU_17	-48,4	-14,9	-44,1
1	0,15833	SLU_32	-118,6	123,5	39,3

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
12	0	SLU_41	-110,5	-164,7	23,5
1	0,15833	SLU_13	-115,3	167,5	35,1

Tabella 9-8 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
1	0	SS_4	-107,7	89,3	50,6
7	0,15833	SS_5	-6,5	54,9	-29,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
1	0,15833	SS_4	-107,7	89,3	50,6
11	0	SS_1	-6,5	-25,6	-41,0

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
1	0,15833	SS_7	-82,8	110,4	30,0
12	0	SS_7	-20,7	-107,8	-11,8

Tabella 9-9 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
6	0,15833	SLE_24	-87,1	26,5	-6,4
7	0	SLE_17	-12,8	14,6	-30,0

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
1	0,15833	SLE_24	-87,1	91,6	28,9
9	0	SLE_17	-12,8	-10,7	-32,9

10. VERIFICHE STR

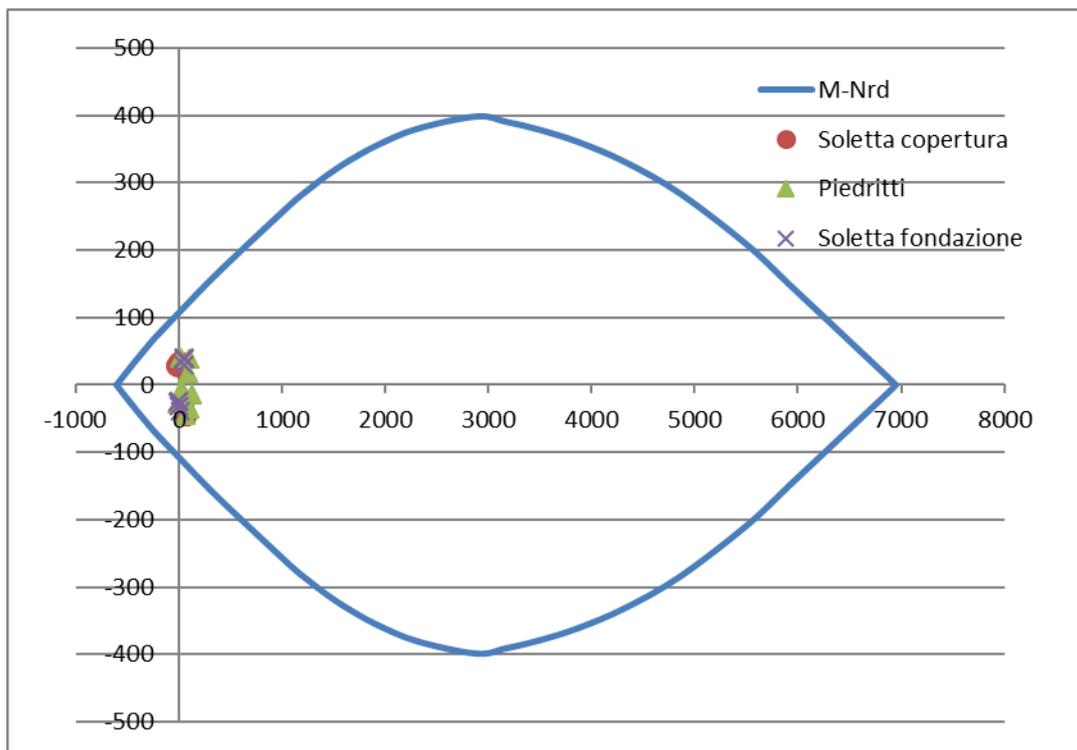
10.1 Verifiche a pressoflessione

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=40cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø16/10cm, in campata e sugli appoggi. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm.

Le sollecitazioni sono quelle d'involuppo statiche e sismiche, indicate nelle tabelle precedenti, che massimizzano sforzi assiali e momenti flettenti.

Di seguito le verifiche.

Figura 10-1 Verifica a pressoflessione



Tutti gli elementi risultano verificati sotto l'azione dei carichi di progetto.

10.2 Verifiche a taglio

Per le verifiche a taglio del manufatto si considera una sezione H=40cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø16/10cm longitudinalmente.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	42 di 50

La massima sollecitazione tagliante è ottenuta sull'appoggio della soletta di copertura e vale:

$$V_{Ed} = 175,9 \text{ kN.}$$

Di seguito le verifiche effettuate per elementi non armati a taglio.

ALTEZZA [mm]	400
BASE [mm]	1000
COPRIFERRO [mm]	60
CLS - f_{ck} [MPa]	32
CLS - f_{cd} [MPa]	18.1
ACCIAIO - f_{yk} [MPa]	450
ACCIAIO - f_{yd} [MPa]	391.3
N° Ferri	10
Φ Ferri [mm]	16
ARMATURA [mm ²]	2010.6

C_{rd}	0.120
k	1.767
ρ_l	0.0059

v_{rd} [MPa]	0.565
v_{min} [MPa]	0.465
Vrd [kN]	192.1

La verifica risulta soddisfatta per ogni elemento del manufatto.

10.3 Verifiche a fessurazione

Le verifiche vengono condotte secondo quanto previsto dalle norme NTC2018 Rif. [1].

Si riportano di seguito le condizioni di verifica.

- Combinazione di verifica: SLE rara
- Condizioni ambientali: aggressive
- Limite apertura fessure: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Di seguito la verifica

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	43 di 50

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	44.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2011	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	2011	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	106.31	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2112208419	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.21	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	73.02	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	44	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	106.31	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	73.02	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	97.895986	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	97895.986	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02054	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000034	[-]
		0.000219	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	302.44	[mm]
		302.44	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0663	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2	[mm]

La verifica è soddisfatta.

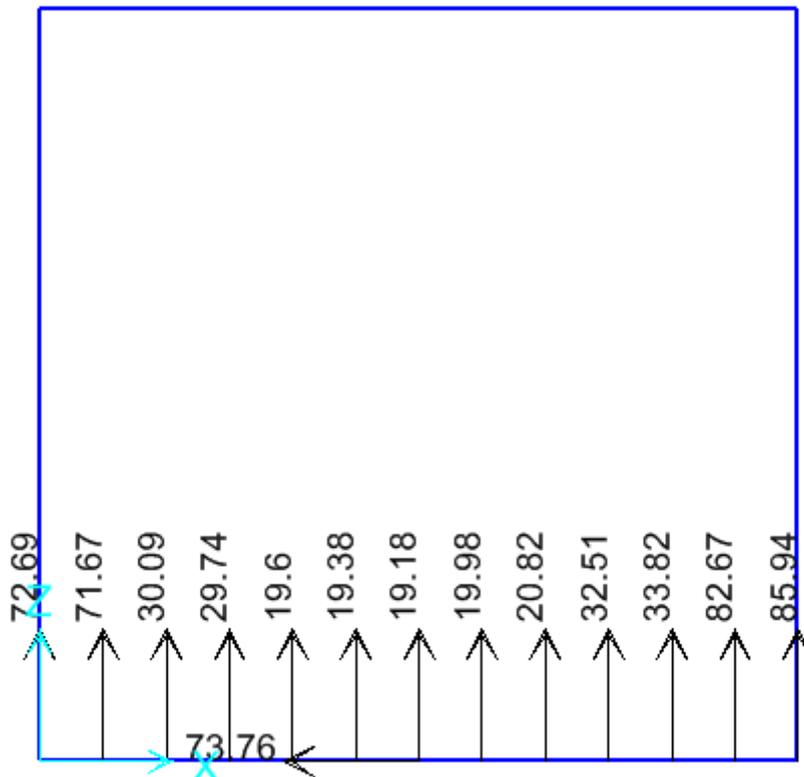
11. VERIFICHE GEO

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio 2 considerando la combinazione A1+M1+R3, secondo quanto previsto dalle NTC2018 Rif. [1] e secondo quanto detto al § 7.

Per quanto concerne le azioni, nel foglio di verifica vengono considerati coefficienti unitari poiché le azioni di progetto sono quelle d'involuppo ENVE_SLU, le quali sono ricavate applicando ai carichi i coefficienti di combinazione A1 (per carichi stradali).

La verifica è soddisfatta se il coefficiente di sicurezza $F_s = q_{lim} / q$ risulta maggiore del valore 2,3, coefficiente parziale per la capacità portante.

Figura 11-1 – Reazioni molle in fondazione



L'azione di progetto è pari alla somma delle reazioni delle molle in fondazione:

$$N = 538,08 \text{ kN}$$

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	45 di 50

Di seguito le verifiche geotecniche.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* s_c^*d_c^*i_c^*b_c^*g_c + q^*N_q^*s_q^*d_q^*i_q^*b_q^*g_q + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

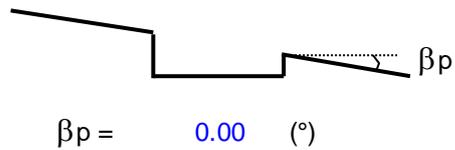
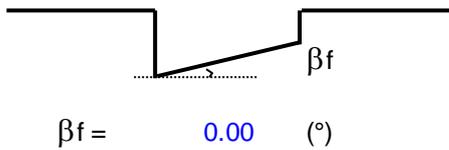
Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	46 di 50

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.30 (m)
L = 100.00 (m)
D = 6.75 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	538.08	0.00	538.08
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	47 di 50

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 38.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 38.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 7.20 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.30 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 135.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 11.96 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 48.93$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 61.35$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 78.02$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	48 di 50

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

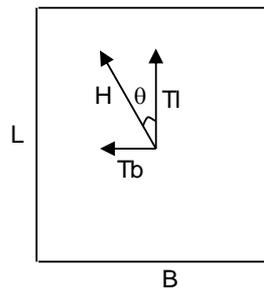
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.29$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.29$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	49 di 50

g_c , g_q , g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 9573.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 233.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 40.92$$

$$F_s > 2,3$$

La verifica è soddisfatta.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0300 001	A	50 di 50

12. INCIDENZA ARMATURE

La struttura scatolare presenta un'incidenza di **108.46 kg/mc** circa, per tutti gli elementi strutturali.

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale. Pertanto nel calcolo è stata considerata un'armatura longitudinale diffusa $\phi 10/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

Incidenza scatolare IN03

Hsez	0.4	m
Bsez	1	m
Lsez	1	m
Vcls	0.40	m ³
Ptot	49.56	kg/m ³
Incidenza media	108.46	kg/m ³

Ferri longitudinali

	ϕ mm	$A\phi$ m ²	n°barre	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	16	2.01E-04	10	15.78
<u>Strato inferiore</u>	16	2.01E-04	10	15.78

Ferri trasversali

	ϕ mm	$A\phi$ m ²	n°barre	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	10	7.85E-05	5	3.08
<u>Strato inferiore</u>	10	7.85E-05	5	3.08