

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

**ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA**

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

I	F	1	W	0	0	D	2	9	C	L	I	N	0	5	0	0	0	0	1	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 08/09/2018 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dot. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 16302 del 4/4	

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	12
5.1	VITA NOMINALE	12
5.2	CLASSE D'USO	12
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	12
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	13
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	13
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	13
6.2.1	<i>Spinta del terreno</i>	13
6.3	CARICHI ACCIDENTALI (Q_k)	14
6.3.1	<i>Sovraccarico accidentale mobile</i>	15
6.3.2	<i>Spinta sui piedritti SPACC</i>	17
6.3.3	<i>Accelerazione o frenata</i>	17

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	3 di 56

6.4	VARIAZIONE TERMICA	18
6.5	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO	18
6.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	18
6.6.1	<i>Azione sismica di progetto.....</i>	<i>19</i>
6.6.2	<i>Sovrappinta sismica.....</i>	<i>21</i>
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	23
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.....	42
10.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE	42
10.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	46
10.3	VERIFICHE A FESSURAZIONE	49
11.	VERIFICHE GEO	51
12.	INCIDENZA ARMATURE	56

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	4 di 56

1. PREMESSA

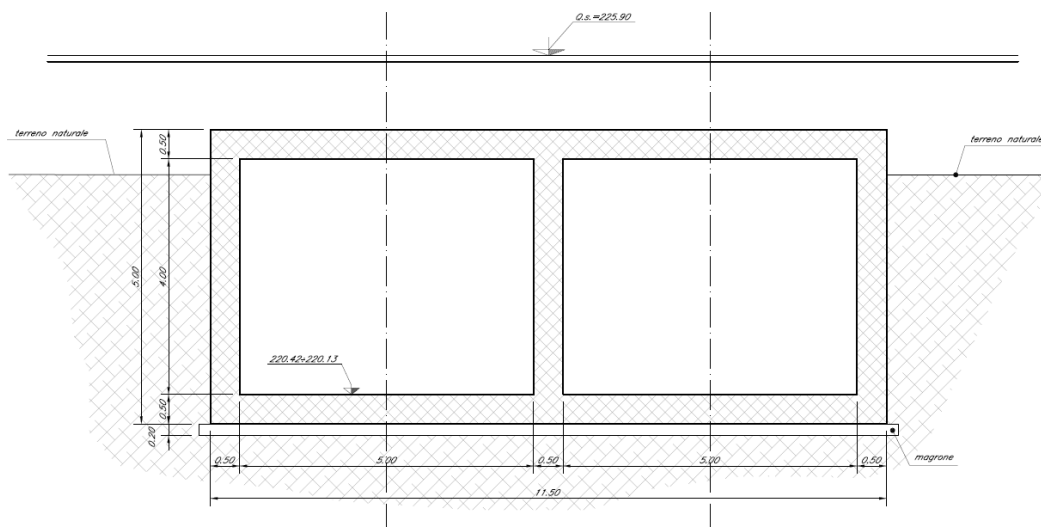
Nell'ambito dell'Itinerario Napoli-Bari si inserisce il Raddoppio della Tratta Bovino - Orsara oggetto della Progettazione Definitiva in esame.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del tombino stradale scatolare a doppia canna tipo IN05, di dimensioni 2x(5,0x4,5m). Il manufatto è situato al km 0+163 del tratto stradale NV01, corrispondente approssimativamente al km 29+198 della tratta ferroviaria in oggetto. Ogni canna del tombino è larga 5m ed ha un'altezza netta di 4,5m. I piedritti (esterni ed interno) e la soletta di fondazione hanno spessore pari a 0.50m, così come la soletta di copertura. Il tombino ha una lunghezza totale di 18m ed un ricoprimento di 0,58m, misurato all'estradosso della copertura.

Tabella 1-1 Caratteristiche manufatto

TOMBINO SCATOLARE STRADALE									
WBS	Pk	Sezione	DIM	Hingresso	Huscita	Ltot	Imed	Prot	Ricoprimento
			[m x m]	[m.s.l.m.]	[m.s.l.m.]	[m]	[m/m]	[m.s.l.m.]	[m]
IN05	29+198.35 (NV01 0+163.12)	Scatolare	2x(5.00x4.50)	220,39	220,26	18,0	0,007	226,00	0,58

Figura 1-1 – Sezione tombino scatolare stradale IN05.



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] IF1W00D29BBIN0500001A Tombino scatolare IN05 - Carpenterie e particolari costruttivi
- Rif. [9] IF1W03D11GEOC0000001-BO_Bovino
- Rif. [10] 180705_BO 01 Profilo geotecnico tratta allo scoperto Tav. 1 di 2

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_{efm}	3,70	(N/mm ²)
f_{efk}	2,59	
E_c	33593	(N/mm ²)

dove:

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

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Resistenza cilindrica media a compressione}$$

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

$\gamma_c = 1.5$; 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%:

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

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

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

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

$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$ 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)
E_s	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.

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

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = 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 Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co
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.

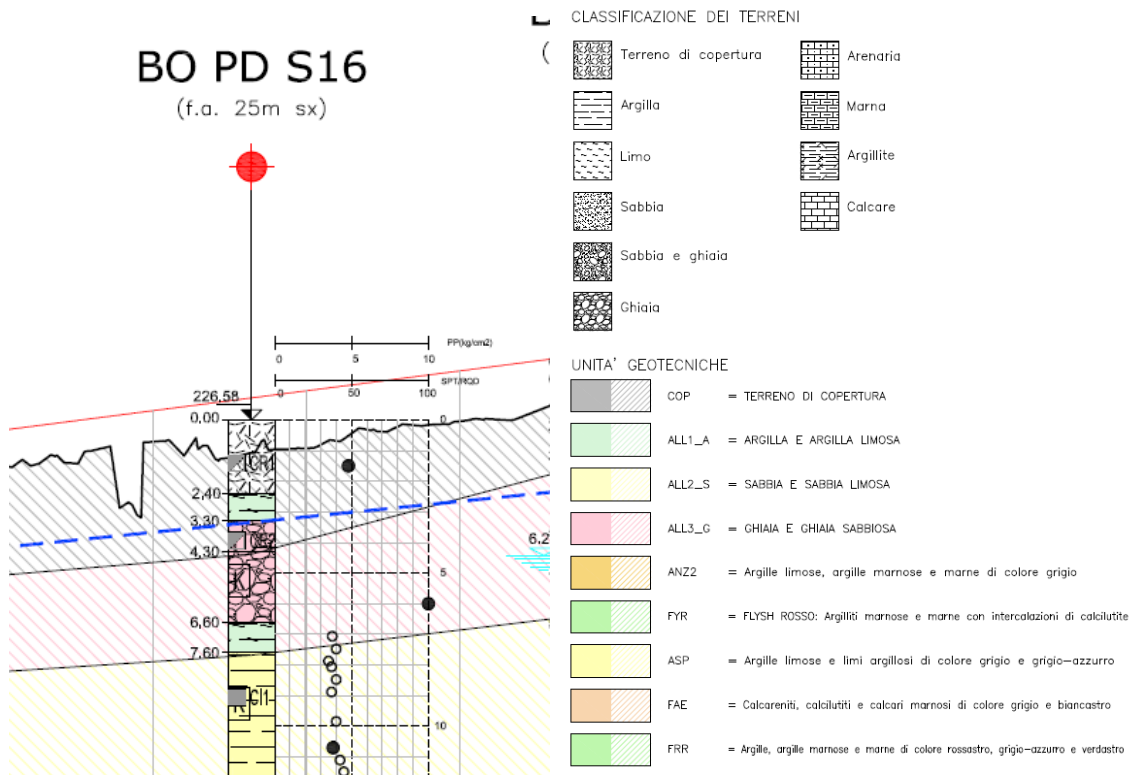
3.1.4 Prove sui materiali

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 il profilo geotecnico in corrispondenza del tombino IN05, oggetto della presente, al km 29+200. Il sondaggio di riferimento è il BO PD S16 di cui ai Rif. [8] 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. [8]), 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: 3,30 m da p.c.

L'imposta fondazione si attesta ad una profondità di 6,08 m dalla quota di progetto che, nel punto d'interesse è pari a 226,0 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:

$$H = 0,58 + 2 \cdot 0,5 + 4,5 = 6,08 \text{ m}$$

Si conclude che l'imposta fondazione è situata sullo strato di depositi alluvionali ALL3_G al disotto della quota di falda, individuata a 3,30 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^2 [-]	0.3	0.3	0.3		0.3
k [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$4.0 \cdot 10^{-5}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-5}$ [$2.4 \cdot 10^{-5}$]	$3.0 \cdot 10^{-10}$ ÷ $1.0 \cdot 10^{-6}$ [$7.0 \cdot 10^{-9}$]		$8.0 \cdot 10^{-11}$ ÷ $2.0 \cdot 10^{-10}$ [$1.0 \cdot 10^{-10}$]
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).

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: 0,50 m;
- Spessore piedritti: 0,50 m;
- Spessore soletta di copertura: 0,50 m;
- Larghezza netta: 10,50 m;
- Altezza netta: 4,50 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: $0.12 \text{ m} \times 22.00 \text{ kN/m}^3 = 2,64 \text{ kN/m}^2$

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 .

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	14 di 56

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

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

Spinta del terreno (Condizioni SPTSX e SPTDX)

Coeff. Spinta a riposo	K_0	$1 - \tan^2(36^\circ) =$	0,426	
Pressione alla quota di estradosso sol. sup.	p_1	$\gamma \cdot z_1 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	5,82	kN/m ²
Pressione in asse sol. sup.	p_2	$\gamma \cdot z_2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	7,85	kN/m ²
Pressione in asse sol. inf.	p_3	$\gamma \cdot z_3 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	48.36	kN/m ²
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	p_4	$\gamma \cdot z_4 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 =$	50.39	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(p_1+p_2)/2 \cdot sp/2 =$	1,71	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(p_3+p_4)/2 \cdot sp/2 =$	12.34	kN/m

dove:

Ricoprimento (z_1)	0,58	m
$z_2 = z_1 + sp/2$	0,83	m
$z_3 = z_2 + h + sp$	5,83	m
$z_4 = z_3 + sp/2$	6,08	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 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

La struttura è stata calcolata secondo due disposizioni dei carichi mobili:

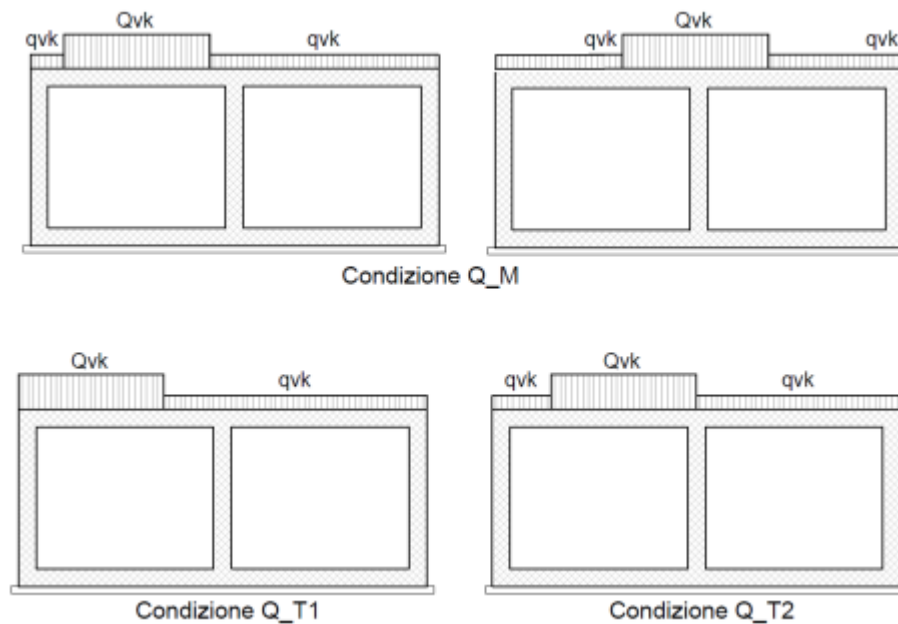
- Condizione Q_M : disposizione dei carichi per massimizzare le sollecitazioni flettenti sul traverso
- Condizione Q_T : disposizione dei carichi che massimizza il taglio sul traverso

Per la condizione di carico Q_M il sovraccarico stradale Q_{vk} (definito al § 6.3.2) viene applicato al centro della soletta di copertura di una delle due canne su un'impronta di carico pari ad a_1 (vedi § 6.3.2), mentre il carico distribuito q_{vk} sui tratti rimanenti. Per la condizione di carico Q_T il sovraccarico Q_{vk} viene applicato agli estremi della soletta di copertura di una delle due canne su un'impronta di carico a_1 ,

(Q_T sarà dato dall'involuppo delle condizioni Q_{T1} e Q_{T2} in Figura 6-1), mentre il carico distribuito q_{vk} viene applicato sui tratti rimanenti.

Di seguito uno schema dell'applicazione dei carichi stradali in base alle condizioni suddette.

Figura 6-1 – Disposizione carichi per realizzazione condizioni più gravose



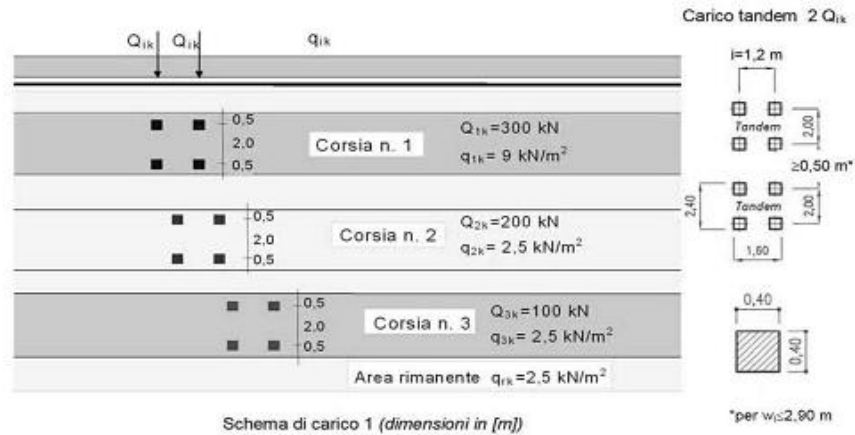
6.3.2 Sovraccarico accidentale mobile

In conformità alla normativa di riferimento NTC2018 Rif. [1], si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili, per ponti di 1^a categoria:

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q_{1k} = 300$ kN e un carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9$ kN/m² su una larghezza convenzionale di 3,00m;
- seconda colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{2k} = 200$ kN e $q_{2k} = 2,5$ kN/m²
- terza colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a $Q_{3k} = 100$ kN e $q_{3k} = 2,5$ kN/m²
- quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a $q_{rk} = 2,5$ kN/m²

La dimensione delle impronte dei carichi tandem e la loro posizione relativa è riportata nella sottostante figura. I valori dei carichi stradali forniti sono già comprensivi degli incrementi di natura dinamica.

Figura 6-2 – Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



In relazione alle dimensioni della carreggiata, sono state considerate n.2 “corsie convenzionali” di larghezza 3,00m più una fascia parte rimanente di larghezza pari rispettivamente a 2,0m.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta.

Determinazione della larghezza di diffusione dei carichi mobili:

$$h_{\text{Ballast}} = 0,12 \text{ m}$$

$$h_{\text{soletta}} = 0,50 \text{ m}$$

$$h_{\text{ricoprimento}} = 0,58 \text{ m}$$

Secondo quanto riportato al § C5.1.3.3.7.1 della circolare 02.02.2009 n.617 Rif. [2], si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3,0$ m e lunga $b=2,20$ m. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 30° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Calcolo area di diffusione dei carichi:

$$a_1 = 3,00 + 2 \cdot (0,12 + 0,58 + 0,50/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 4,10 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,20 + 2 \cdot (0,12 + 0,58 + 0,50/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 3,30 \text{ m}$$

Il carico distribuito equivalente totale dato dai carichi mobili sarà quindi la somma delle seguenti componenti:

$$Q_{1k,eq} = 600 / (a_1 \cdot b_1) = 44,42 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{acc,m} = \mathbf{53,42 \text{ kN/m}^2}$$

6.3.3 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.

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

Spinta del carico accidentale (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

$$p = 0,426 \cdot 1000 / (a_1 \cdot b_1) = \mathbf{22.78 \text{ kN/m}^2}$$

6.3.4 Accelerazione o frenata

La forza di frenamento/accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata, pari a:

$$L = 3 + 2 \cdot s_p = 3,8 \text{ m. Si ha quindi:}$$

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 3,8 = 391,05 \text{ kN}$$

La forza calcolata è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza complessiva dello scatolare e include gli effetti di interazione:

$$Q_3 = q_3 / (w_1 \cdot L) = 367,56 / (3 \cdot 3,8) = \mathbf{11,33 \text{ kN/m}^2}$$

Avendo trascurato, conservativamente, la larghezza di diffusione del carico dovuta all'approfondimento dello scatolare.

6.4 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata al traverso è pari a:

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

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 **15,24°** ed un'umidità relativa del 75% a 7 gg. Di seguito i calcoli eseguiti.

$f_{ck} =$	32 Mpa	<i>Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione</i>
$UR =$	75 %	<i>Umidità Relativa</i>
$\varepsilon_{co} =$	-0,304 ‰	<i>Deformazione per Ritiro da Essiccamento</i>
$A_c =$	0,5 m ²	<i>Area della Sezione in Conglomerato</i>
$u =$	5 m	<i>Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria</i>
$h_0 =$	200 mm	<i>Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$</i>
$k_h =$	0,850	
$\varepsilon_{cd,\infty} =$	-0,258 ‰	<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>
$\varepsilon_{cs} =$	-0,313 ‰	<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	
$\Delta T_{eq} =$	-31,34 °C	
$\Delta T_{eq}(t_\infty) =$	-16,43 °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 $C_U = 1.5$.

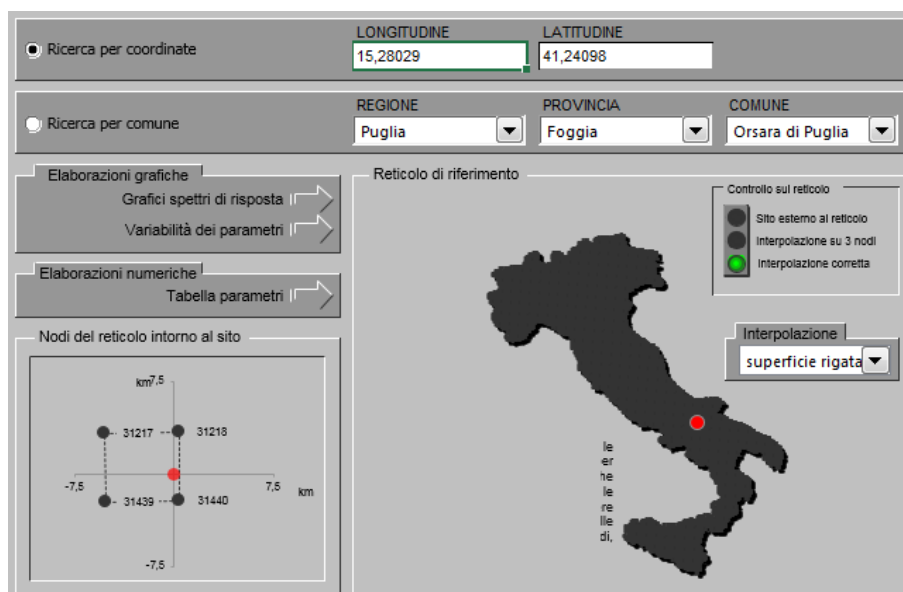
L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 1068 anni.

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



The screenshot shows a software interface with the following elements:

- Search by coordinates:** Radio button selected. Fields for LONGITUDINE (15,28029) and LATITUDINE (41,24098).
- Search by commune:** Radio button unselected. Fields for REGIONE (Puglia), PROVINCIA (Foggia), and COMUNE (Orsara di Puglia).
- Elaborazioni grafiche:** Buttons for "Grafici spettri di risposta" and "Variabilità dei parametri".
- Elaborazioni numeriche:** Button for "Tabella parametri".
- Nodi del reticolo intorno al sito:** A diagram showing a grid of nodes with coordinates (31217, 31218, 31439, 31440) and dimensions (7.5 km).
- Reticolo di riferimento:** A map of Italy with a red dot indicating the site location.
- Controllo sul reticolo:** Legend for site types: "Sito esterno al reticolo" (grey dot), "Interpolazione su 3 nodi" (black dot), "Interpolazione corretta" (green dot).
- Interpolazione:** Dropdown menu set to "superficie rigata".

- 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

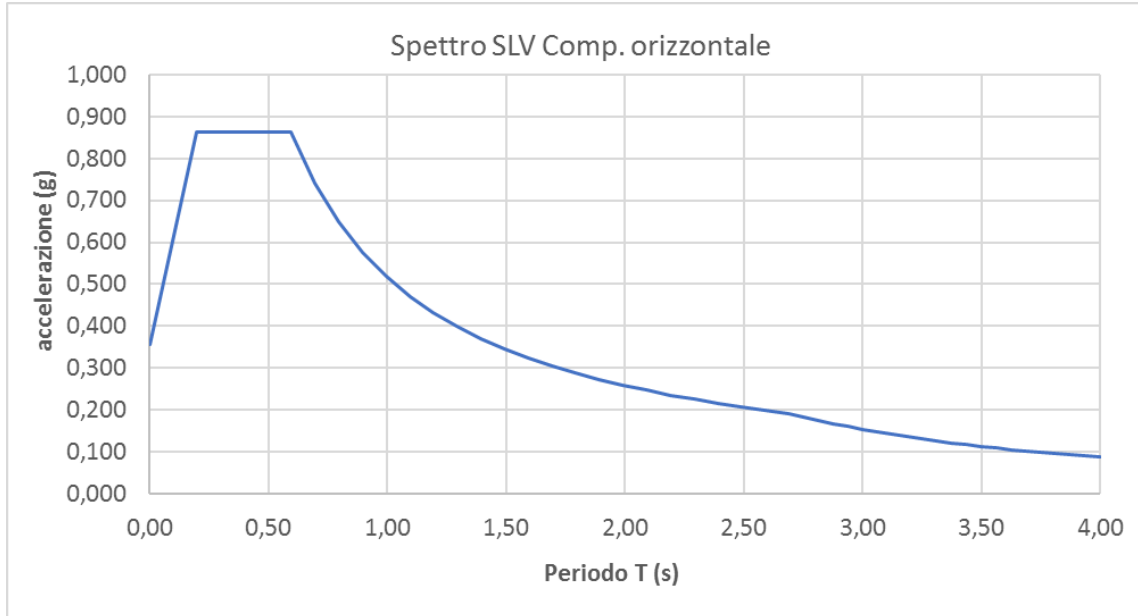
Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta quanto segue.

Tabella 6-1 Azione sismica di riferimento

Accelerazione di riferimento a_g/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa in sito a_{gmax}/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.

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

Nelle analisi sismiche si assume il carico di progetto relativo allo schema considerato e calcolato al § 6.3.2.

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

Di seguito si riporta il procedimento completo per la valutazione delle azioni 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

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	22 di 56

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 gravante sulla cop.	Q_v	(§ 6.3.2)		53,42	kN/m
Forza orizz. sulla sol. di cop.	F_{Hs}	$k_h \cdot (sp \cdot 25 + (Yz1 + pv) + 0.2 \cdot Q_v / (L + sp)) / 1.00$		9,61	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	F_{Hp}	$k_h \cdot (sp \cdot 25) / 1.00$		4,43	kN/m²
Sisma verticale (Condizione <i>SISMAV</i>)					
Forza vert. sulla sol. di cop.	F_{Vs}	$k_v \cdot (sp \cdot 25 + (Yz1 + pv) + 0.2 \cdot Q_v / (L + sp)) / 1.00$		4,80	kN/m²
Spinta del terreno in fase sismica (Condizione <i>SPSDX</i>)					
Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$k_h \cdot \gamma \cdot (H_{int} + sp_s + sp_f)^2$		203,54	kN/m
Pressione risultante	Δp_E	$\Delta S_E / H = 46.2 / 2.60$		40,71	kN/m²

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 da traffico vanno combinati con le altre azioni, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

Tabella 7-1 Valutazione dei carichi da traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	25 di 56

Tabella 7-2 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 7-3 Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

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_γ	1,00	1,00

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

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	1,35	0	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_2	1,35	1,35	0	1,35	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_3	1,35	1,35	1,35	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_4	1,35	1,35	0	1,35	0	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_5	1,35	1,35	1,35	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_6	1,35	1,35	0	1,35	0	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_7	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_8	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_9	1,35	1,35	1,35	0	0	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0
SLU_10	1,35	1,35	0	1,35	0	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	27 di 56

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_11	1,35	1,35	1,35	0	0	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_12	1,35	1,35	0	1,35	0	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_13	1,35	1,35	1,35	0	0	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_14	1,35	1,35	0	1,35	0	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_15	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_16	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_17	1,35	1,35	1,01	0	1,125	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_18	1,35	1,35	0	1,01	1,125	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_19	1,35	1,35	1,01	0	1,125	1,5	0	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_20	1,35	1,35	0	1,01	1,125	1,5	0	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_21	1,35	1,35	1,01	0	1,125	1,5	0	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_22	1,35	1,35	0	1,01	1,125	1,5	0	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_23	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_24	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_25	1,35	1,35	1,01	0	1,125	-1,5	1,2	1	1	0	0	0	0	0
SLU_26	1,35	1,35	0	1,01	1,125	-1,5	1,2	1	1	0	0	0	0	0
SLU_27	1,35	1,35	1,01	0	1,125	-1,5	1,2	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_28	1,35	1,35	0	1,01	1,125	-1,5	1,2	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_29	1,35	1,35	1,01	0	1,125	-1,5	1,2	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_30	1,35	1,35	0	1,01	1,125	-1,5	1,2	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_31	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,2	1,35	1,35	1,01	1,01	0	0	0
SLU_32	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,2	1	1,35	0	1,01	0	0	0
SLU_33	1,35	1,35	1,35	0	1,5	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_34	1,35	1,35	0	1,35	1,5	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_35	1,35	1,35	1,35	0	1,5	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_36	1,35	1,35	0	1,35	1,5	0,9	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_37	1,35	1,35	1,35	0	1,5	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_38	1,35	1,35	0	1,35	1,5	0,9	0	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_39	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0
SLU_40	1,35	1,35	0	1,35	1,5	-0,9	0,72	1	1	0	0	0	0	0
SLU_41	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_42	1,35	1,35	0	1,35	1,5	-0,9	0,72	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0
SLU_43	1,35	1,35	1,35	0	1,5	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLU_44	1,35	1,35	0	1,35	1,5	-0,9	0,72	1	1,35	0	1,35	0	0	0
SLE_1	1	1	1	0	0,75	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_2	1	1	0	1	0,75	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_3	1	1	1	0	0,75	0,6	0	1	1	1	1	0	0	0
SLE_4	1	1	0	1	0,75	0,6	0	1	1	1	1	0	0	0
SLE_5	1	1	1	0	0,75	0,6	0	0,6	1	0	1	0	0	0
SLE_6	1	1	0	1	0,75	0,6	0	0,6	1	0	1	0	0	0

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	28 di 56

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
SLE_7	1	1	1	0	0,75	-0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_8	1	1	0	1	0,75	-0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_9	1	1	1	0	0,75	-0,6	0,6	1	1	1	1	0	0	0
SLE_10	1	1	0	1	0,75	-0,6	0,6	1	1	1	1	0	0	0
SLE_11	1	1	1	0	0,75	-0,6	0,6	0,6	1	0	1	0	0	0
SLE_12	1	1	0	1	0,75	-0,6	0,6	0,6	1	0	1	0	0	0
SLE_13	1	1	0,75	0	0,75	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_14	1	1	0	0,75	0,75	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_15	1	1	0,75	0	0,75	1	0	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_16	1	1	0	0,75	0,75	1	0	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_17	1	1	0,75	0	0,75	1	0	0,6	1	0	0,75	0	0	0
SLE_18	1	1	0	0,75	0,75	1	0	0,6	1	0	0,75	0	0	0
SLE_19	1	1	0,75	0	0,75	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_20	1	1	0	0,75	0,75	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_21	1	1	0,75	0	0,75	-1	1	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_22	1	1	0	0,75	0,75	-1	1	1	1	0,75	0,75	0	0	0
SLE_23	1	1	0,75	0	0,75	-1	1	0,6	1	0	0,75	0	0	0
SLE_24	1	1	0	0,75	0,75	-1	1	0,6	1	0	0,75	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

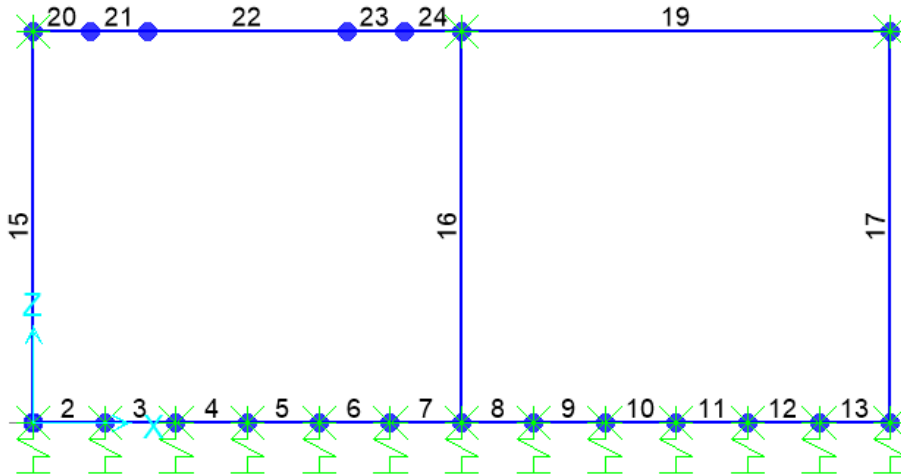
8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

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 100x50cm. Di seguito uno schema del modello di calcolo.

Figura 8-1 – Modello di calcolo



Nomenclatura elementi frame:

- ID 1÷14: Soletta di fondazione
- ID 15: Piedritto sx
- ID 16: Piedritto centrale

ID 17: Piedritto dx

ID 18: Soletta di copertura sx

ID 19: Soletta di copertura dx

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:

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

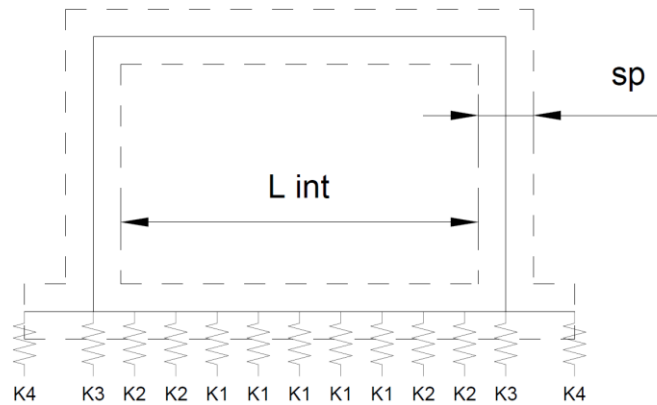
nella quale c_t (coefficiente di forma) è calcolato considerando un rapporto $L/B < 10$. Di seguito vengono esplicitati i calcoli per la determinazione della costante di sottofondo.

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	11 m
L	Lunghezza fondazione ($L > B$)	18 m
c_t	$0,853 + 0,534 \ln(L/B)$	1,12 ($L/B < 10$)
Kw		2722 kN/m ³

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

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	31 di 56



Sono stati quindi considerati i seguenti valori:

Molle centrali:

$$K1 = K_w \cdot i = 2495,2$$

$$\text{essendo: } i = (sp/2 + L \text{ int} + sp/2) / 12 = 0,92\text{m}$$

Molle intermedie:

$$K2 = 1,5 \cdot K1 = 3742,8$$

Molle d'angolo:

$$K3 = 2 \cdot K_w \cdot (i/2 + sp/2) = 3856,2$$

9. RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica e tabellare per le combinazioni ENVE_SLU e ENVE_SISMA, rispettivamente involuppi 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

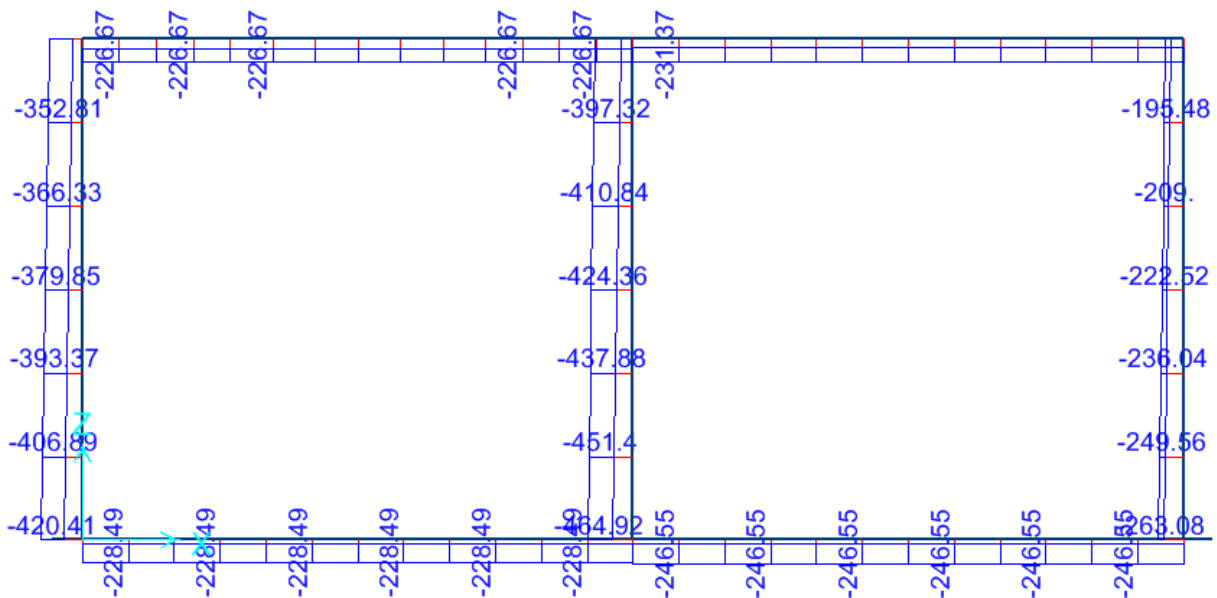


Figura 9-2 – Momenti flettenti ENVE_SLU

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	33 di 56

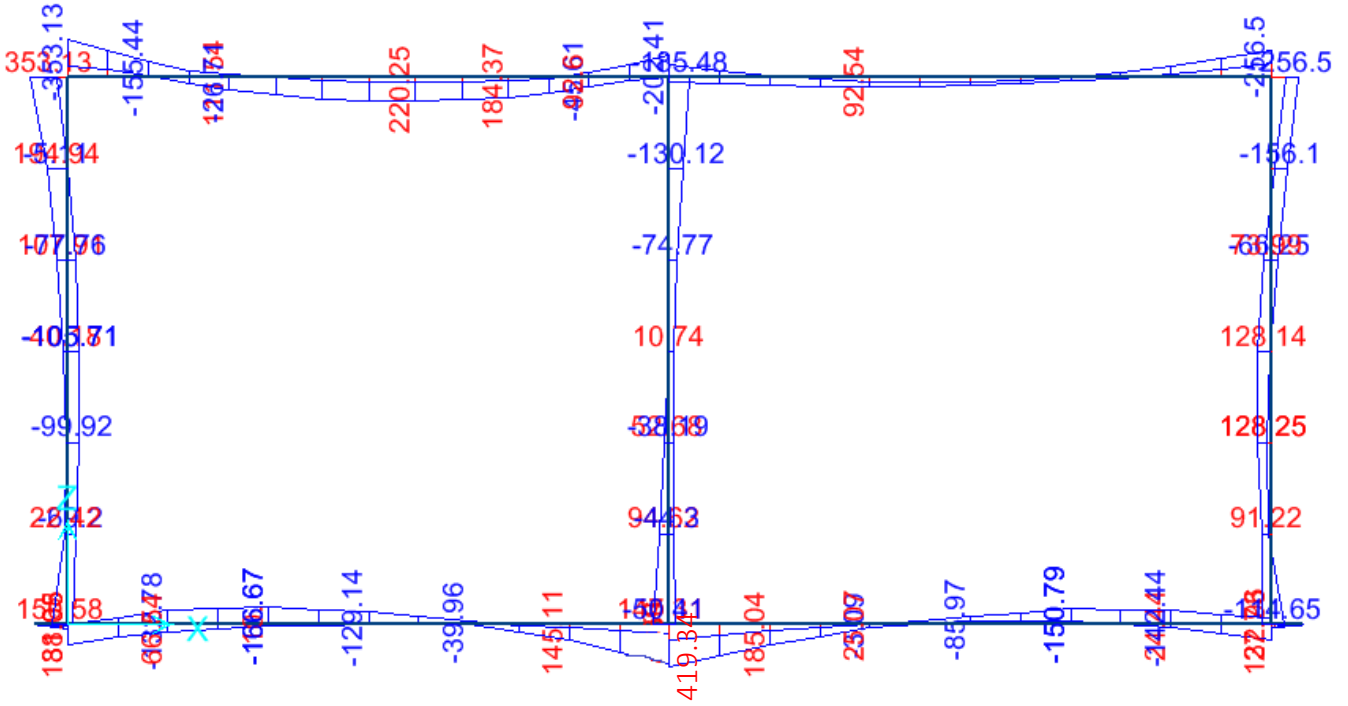


Figura 9-3 – Sforzi di taglio ENVE_SLU

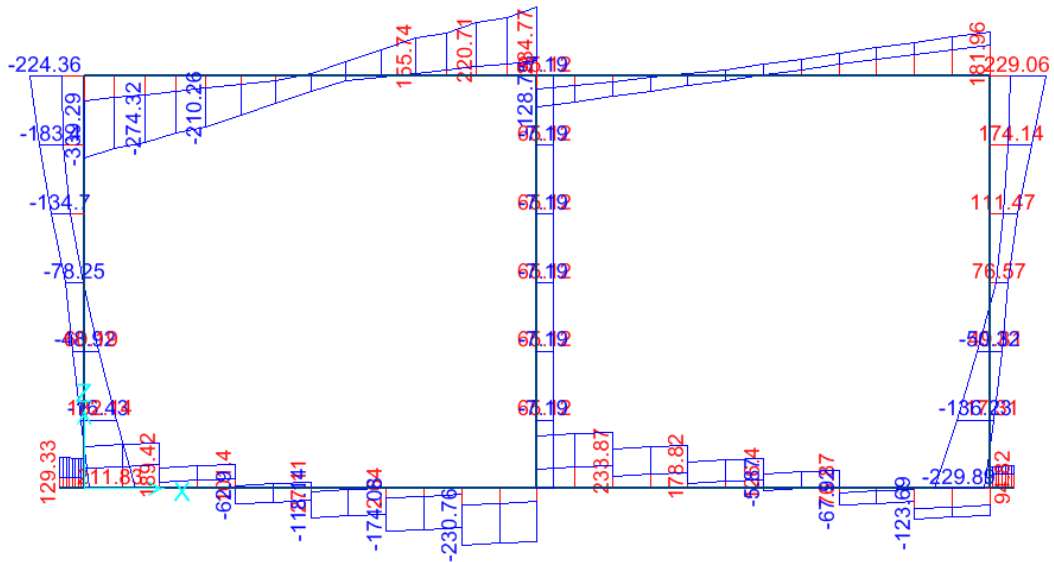


Figura 9-4 – Sforzi assiali ENVE_SISMA

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	34 di 56

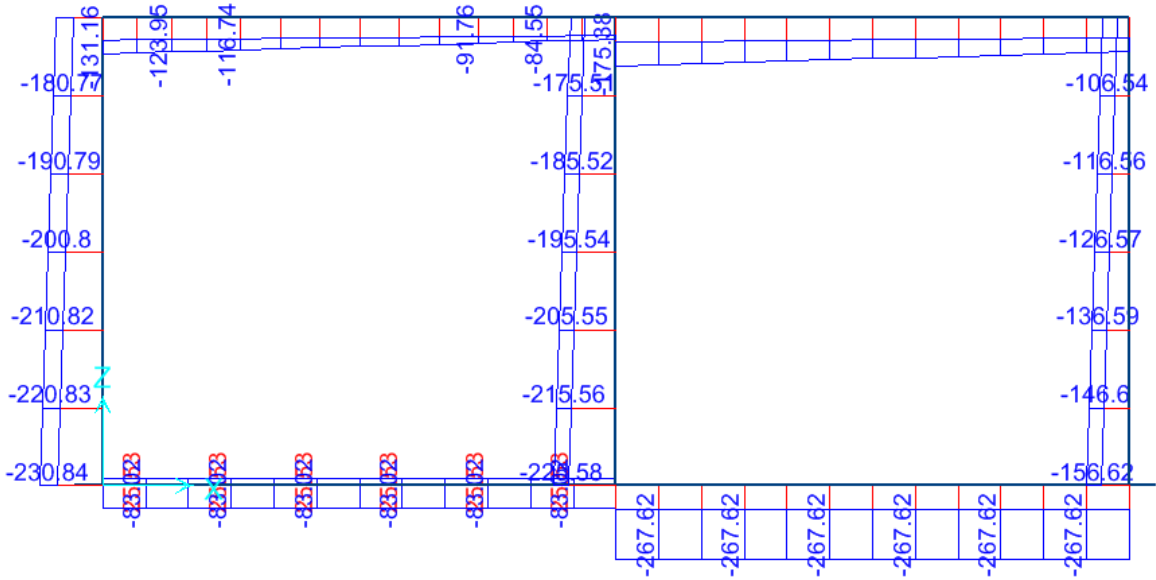
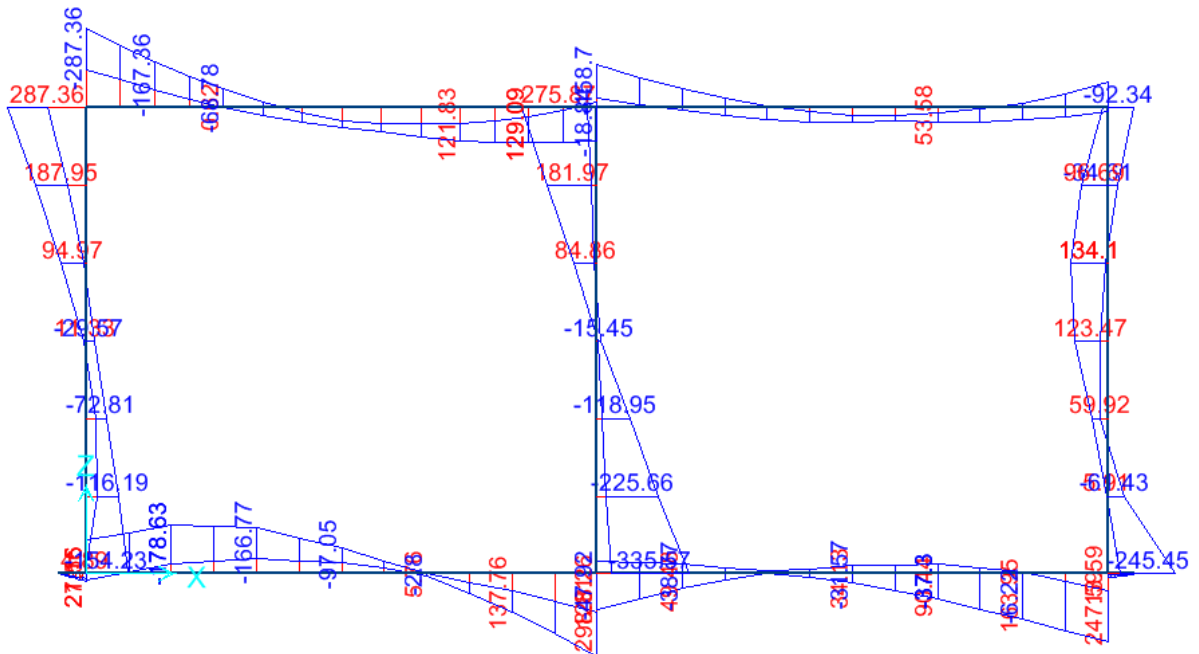


Figura 9-5 – Momenti flettenti ENVE_SISMA



Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	35 di 56

Figura 9-6 – Sforzi di taglio ENVE_SISMA

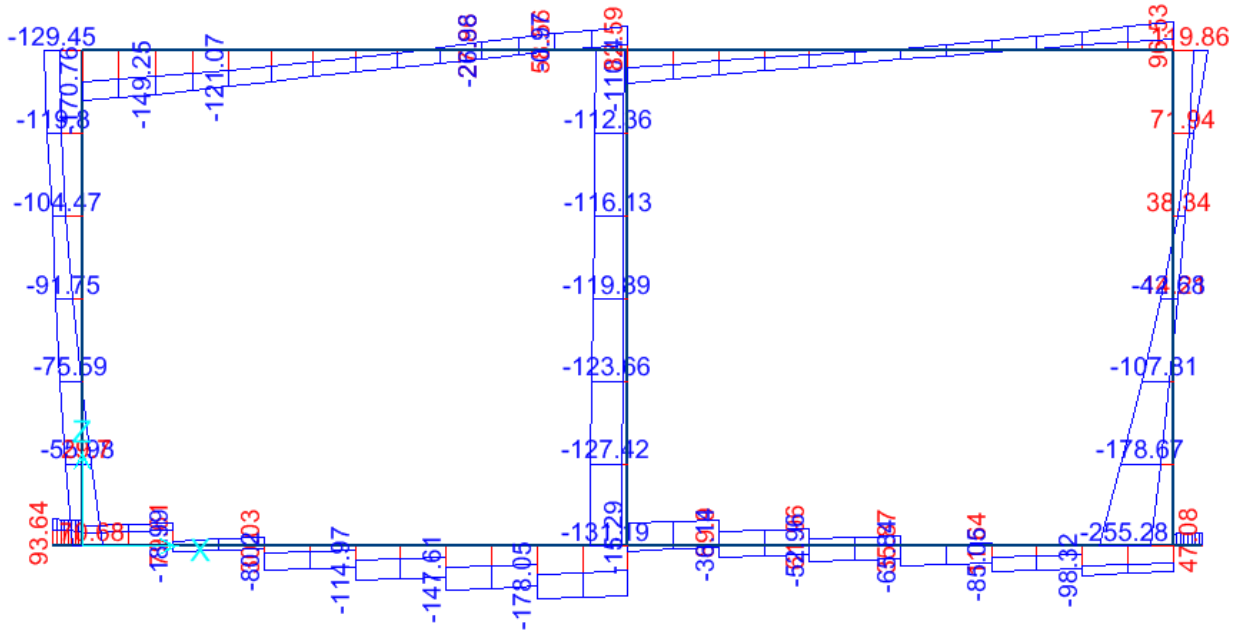


Figura 9-7 – Sforzi assiali ENVE_SLE

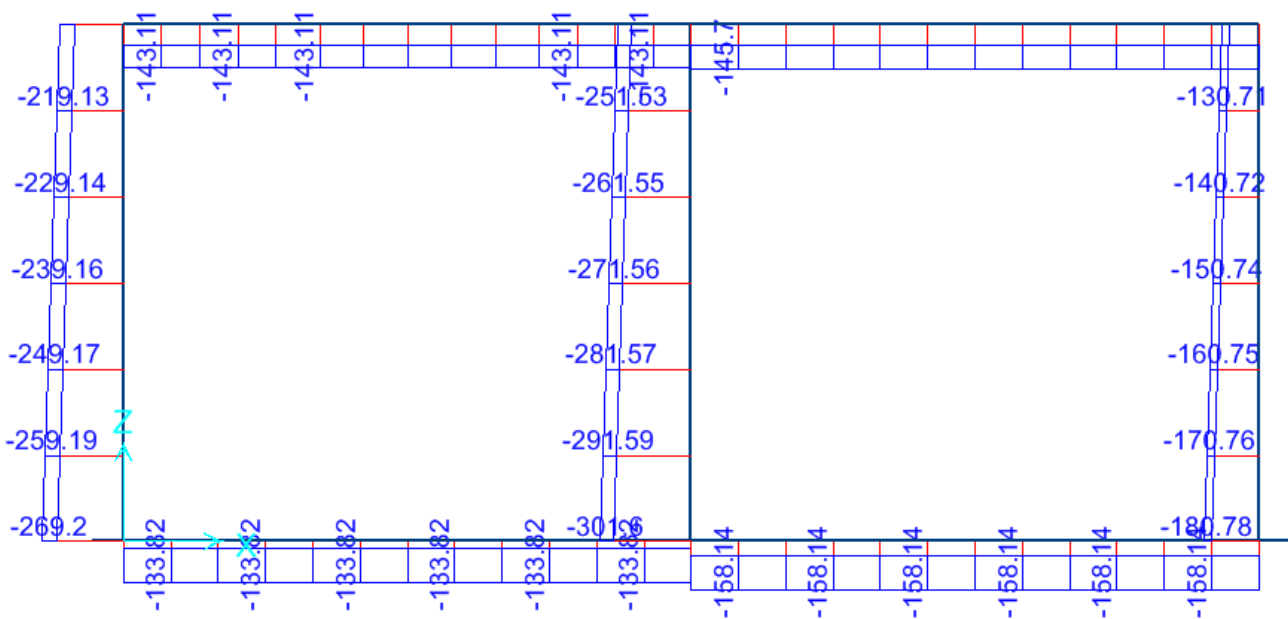
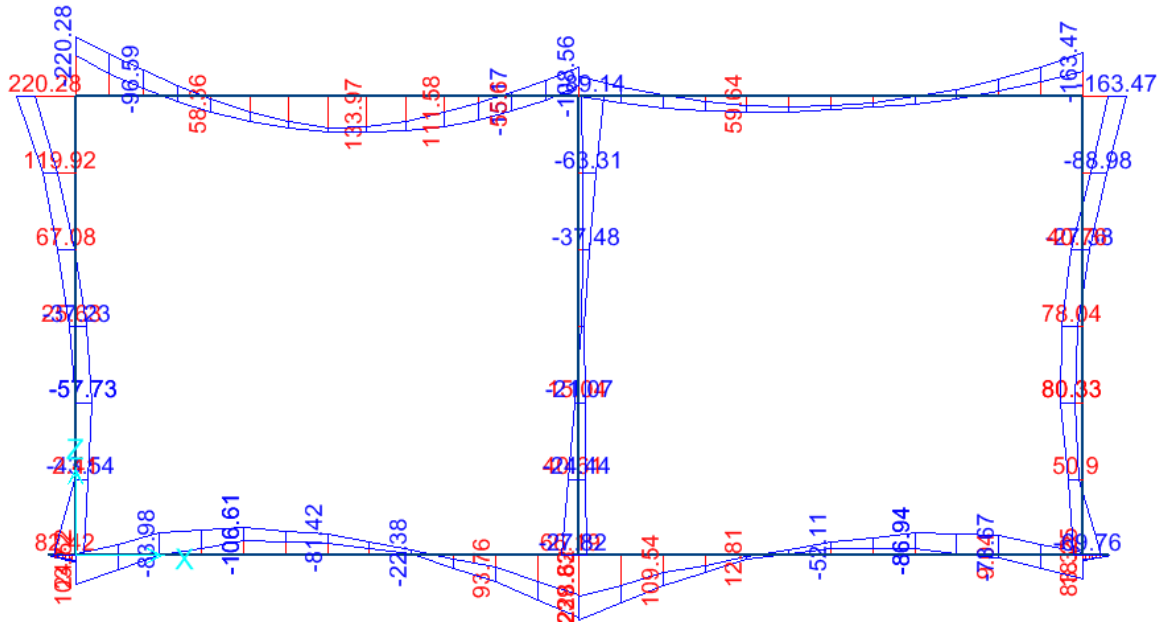


Figura 9-8 – Momenti flettenti ENVE_SLE



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
19	0	SLU_36	-231,4	-113,2	-88,0
19	0	SLU_2	-83,9	-109,6	-52,5

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX} e M_{MIN})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
20	0	SLU_36	-226,7	-339,3	-353,1
22	1,7333	SLU_34	-107,6	37,8	220,2
24	0,75	SLU_6	-162,7	248,3	-267,1

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
24	0,75	SLU_6	-173	285,0	-162,7
20	0	SLU_36	-226,7	-339,3	-353,1

Tabella 9-2 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
19	0	SS_11	-175,4	-110,4	-158,7
24	0,75	SS_16	-64,1	48,8	23,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
20	0	SS_9	-120,6	-170,8	-287,4
24	0	SS_12	-72,4	-1	129

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
20	0	SS_9	-120,6	-170,8	-287,4
19	5,6	SS_7	-77,3	96,5	-92,4

Per quanto concerne le combinazioni di calcolo agli SLE, si riportano, conservativamente, i valori più gravosi derivanti dalla combinazione ENVE_SLE, involuppo 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
19	0	SLE_4	-145,7	-76,9	-53

20	0	SLE_2	-65,9	-166,5	-162,6
----	---	-------	-------	--------	--------

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
20	0	SLE_4	-143,1	-109,2	-220,3
22	1,733	SLE_20	-65,9	22,0	133,9

- PIEDRITTI (ID 16: piedritto centrale; ID 15 e 17: piedritti di estremità)

Tabella 9-4 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	0	SLU_2	-464,9	12,8	4,6
15	5,1	SLU_8	-101,9	-150,1	105,6

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	5,1	SLU_5	-311,98	68,43	-201,0
16	0	SLU_5	-393,1	68,42	148,0
15	5,1	SLU_36	-281,4	-208,7	353,1
15	0	SLU_06	-304,6	218,8	235,2
17	5,1	SLU_6	-181,9	109,2	-256,5

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0	SLU_5	-45,7	275,6	169,1
16	5,1	SLU_36	-339,3	-224,4	321,1
16	0	SLU_8	-168,7	227,6	189,2
17	5,1	SLU_36	-152,2	229,0	-197,4

Tabella 9-5 Sollecitazioni piedritti ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0	SS_9	-230,8	-32,9	-154,2
17	5,1	SS_10	-42,0	118,3	16,1

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	5,1	SS_12	-149,3	-117,2	295,8
16	0	SS_9	-220,0	-138,1	-359,8
17	0	SS_9	-97,7	-264,5	-269,1

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	5,1	SS_12	-149,3	-117,2	295,8
16	0	SS_9	-226,4	-139,8	-359,5
17	0	SS_10	-90,1	-265,3	-268,7

Tabella 9-6 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	0	SLE_20	-301,6	-4,0	-27,8
17	5,1	SLE_2	-95,2	76,2	-94,3

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
17	5,1	SLE_6	-120,7	86,8	-163,5
15	5,1	SLE_22	-177,2	-132,7	220,3

- 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
13	0,93333	SLU_42	-246,6	-108,9	104,0
8	0	SLU_6	-33,3	219,0	396,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX} e M_{MIN})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0	SLU_6	-218,2	229,6	235,2
4	0	SLU_39	-40,0	-55,0	-166,7
8	0	SLU_5	-45,7	260,7	419,3

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
2	0,93333	SLU_36	-181,9	251,7	-73,0
7	0	SLU_40	-49,9	-230,8	103,6
8	0,93333	SLU_5	-45,7	275,6	169,1

Tabella 9-8 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	0,93333	SS_12	-267,6	-84,1	247,6
7	0	SS_13	-25,3	-133,7	88,7

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
3	0	SS_11	25,6	-18,2	-178,6
7	0,93333	SS_9	25,5	-167,1	298,8

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
7	0	SS_9	25,5	-178,1	137,8
1	0,3	SS_11	0,00	93,6	0,00

Tabella 9-9 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	0,93333	SLE_22	-158,2	-74,1	67,4
8	0	SLE_6	-45,6	134,1	239,8

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
4	0	SLE_19	-23,1	-36,5	-106,6
8	0	SLE_24	-45,6	134,1	239,8

10. VERIFICHE STR

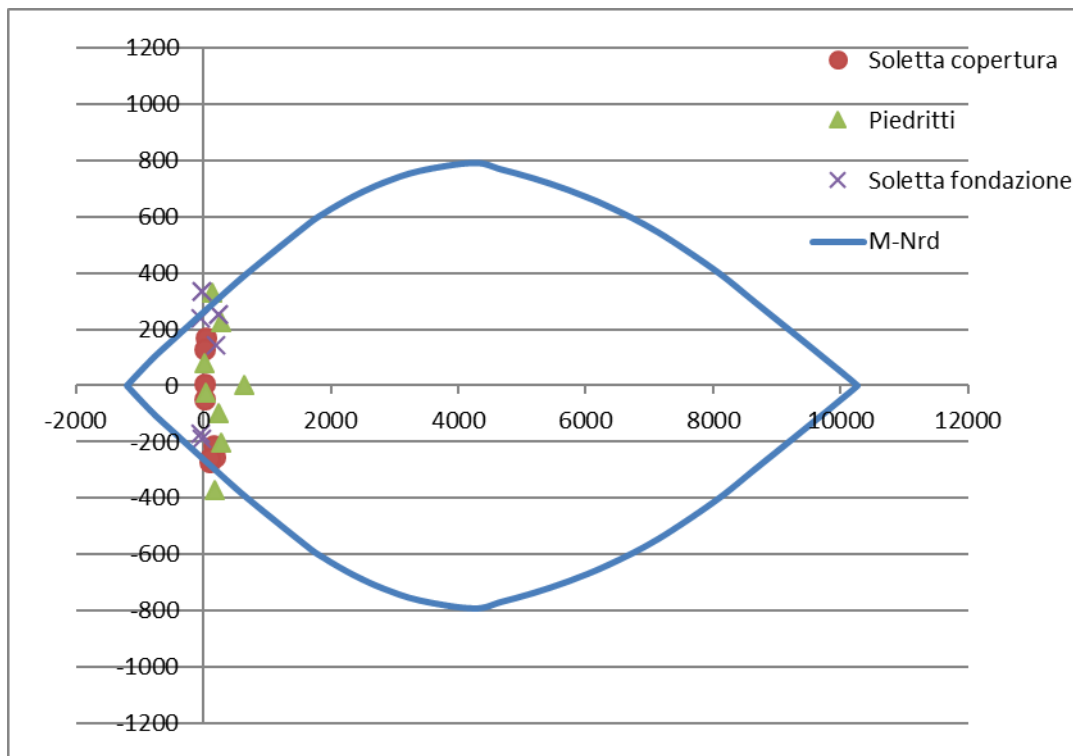
10.1 Verifiche a pressoflessione

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=50cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø14/10cm, 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.

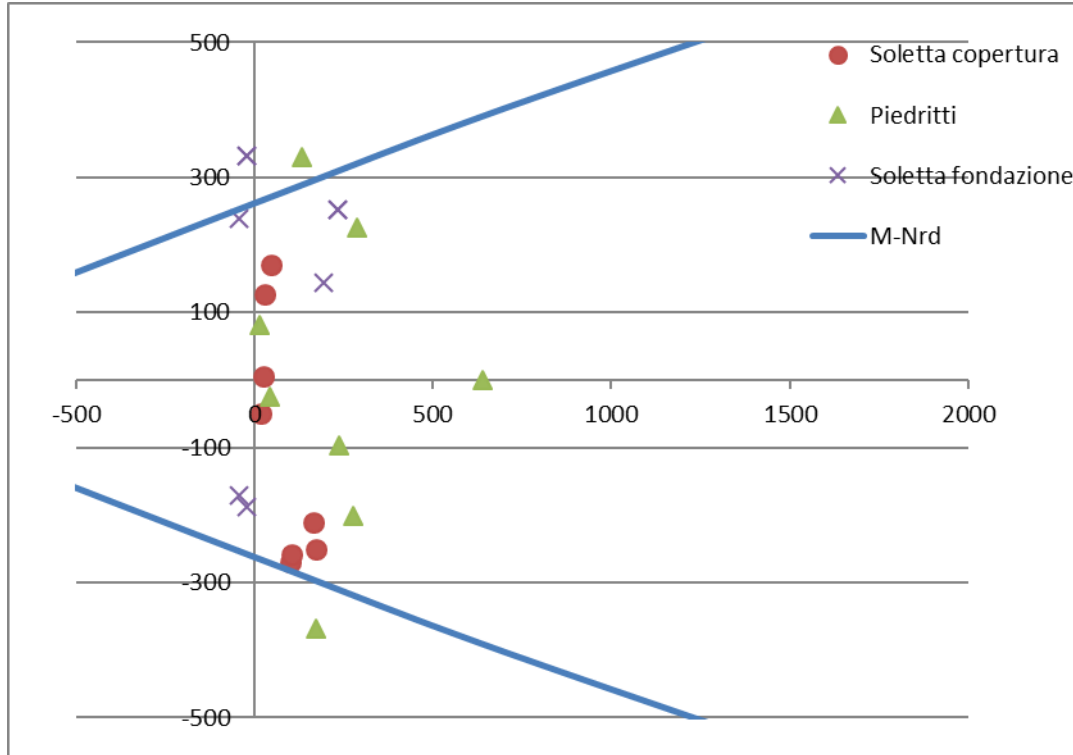
Di seguito le verifiche.

Figura 10-1 Verifica a pressoflessione



La verifica NON è soddisfatta in alcune sezioni. Si riporta di seguito un dettaglio dei risultati della verifica.

Figura 10-2 Verifica a pressoflessione - Dettaglio



Gli elementi non sono verificati a pressoflessione per le seguenti combinazioni:

SOLETTA DI COPERTURA – appoggio di estremità:

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
20	0	SLU_36	-226,7	-339,3	-353,1

PIEDRITTI (frame 15: piedritto laterale; frame 16: piedritto centrale):

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	5,1	SLU_36	-281,4	-208,7	353,1
16	5,1	SS_12	-149,3	-117,2	295,8
16	0	SS_9	-220,0	-138,1	-359,8

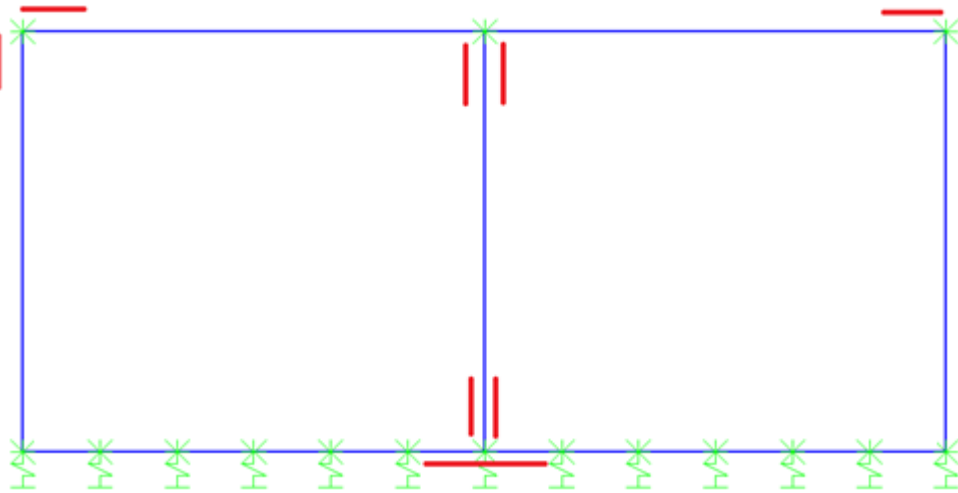
SOLETTA DI FONDAZIONE – appoggio centrale:

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	44 di 56

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
8	0	SLU_5	-45,7	260,7	419,3

In tali zone vengono quindi disposti degli infittimenti dei ferri longitudinali costituiti da ferri $\varnothing 14/10\text{cm}$, per un tratto non minore di 80cm. Nella seguente figura sono indicati in rosso quali lati delle sezioni sono soggetti a infittimento.

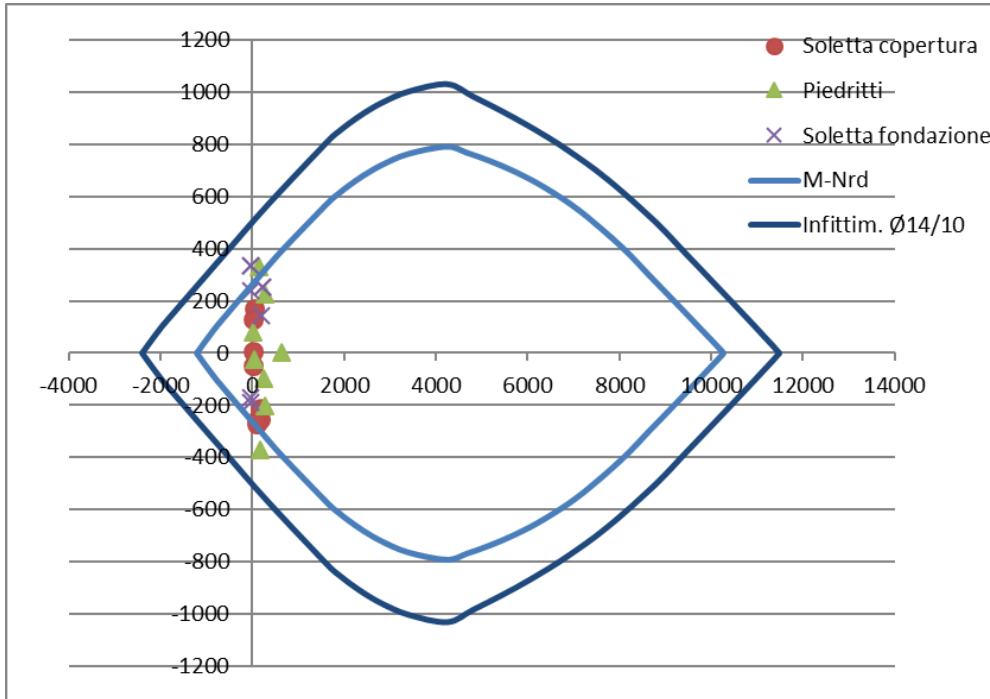


A seguito dell'inserimento degli infittimenti, viene eseguita una seconda verifica, i cui risultati sono di seguito riportati.

Figura 10-3 Verifica a pressoflessione con infittimenti $\varnothing 14/10\text{cm}$

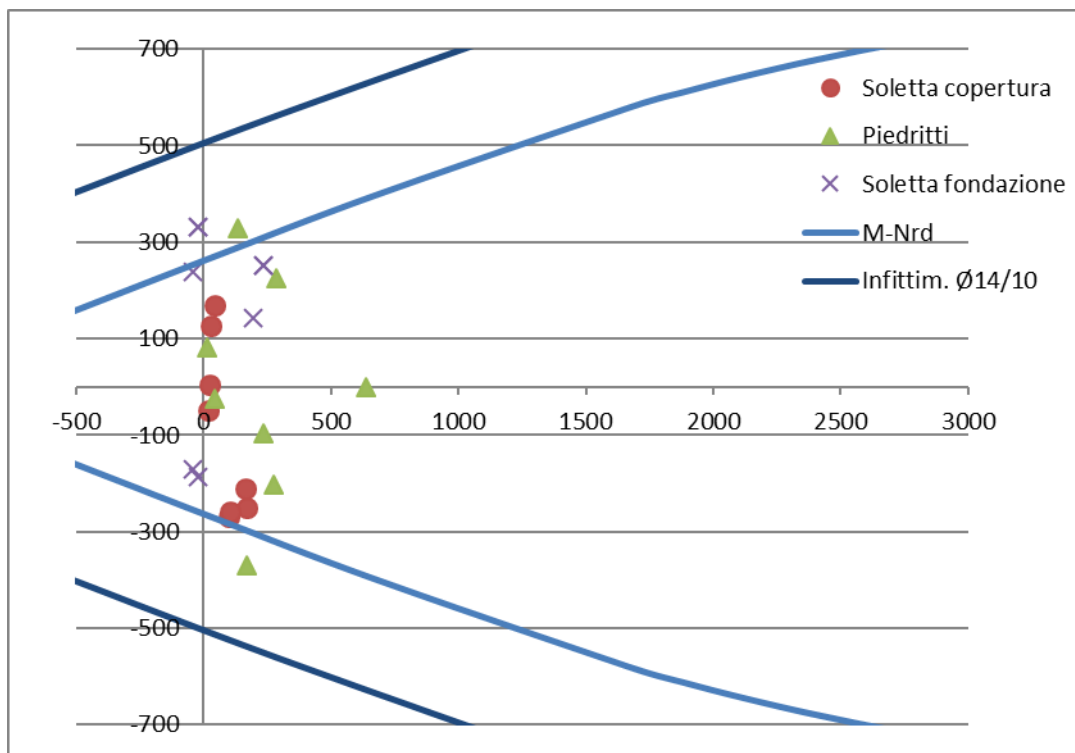
Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	45 di 56



Di seguito si riporta il dettaglio della verifica.

Figura 10-4 Verifica a pressoflessione con infittimenti Ø14/10cm - Dettaglio



Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	46 di 56

10.2 Verifiche a taglio

Una sezione H=50cm B=100cm armata longitudinalmente con Ø14/10cm, priva di armatura specifica per il taglio, offre un taglio resistente pari a 202,3 KN:

Materiali

Calcestruzzo

R_{ck}	=	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	=	33,2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
α_{cc}	=	0,85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
γ_c	=	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
f_{cd}	=	18,81	MPa	resistenza di calcolo a compressione

Acciaio

f_{yk}	=	450,00	MPa	tensione caratteristica di snervamento
γ_s	=	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo

Geometria

b_w	=	1000	mm	larghezza minima sezione	Armatura longitudinale		
H	=	500	mm	altezza geometrica	n	Ø [mm]	As [mmq]
c	=	50	mm	copriferro	10	14	1539,3804 superiore
d	=	450	mm	altezza utile	0	14	0 inferiore
Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio							1539,3804 totale

Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio

A_{sl}	=	1539	mm ²	armatura longitudinale	
A_c	=	500000	mm ²	area sezione cls	
k	=	1,67		<=2	
σ_{cp}	=	0,0000	MPa	tensione media calcestruzzo <=0,2f _{cd}	
ρ_1	=	0,3%	ok	rapporto geometrico di armatura longitudinale TESA <=0,02	min 0,002
v_{min}	=	0,434			
V_{Rsd}	=	202,30	kN		
V_{Rcd}	=	195,26	kN		
V_{rd}	=	202,30	kN	taglio resistente	

Nelle zone in cui l'armatura longitudinale è infittita con altri Ø14/10cm, il taglio resistente della sezione è pari a 254,88 KN:

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	47 di 56

Materiali

Calcestruzzo

R_{ck}	=	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	=	33,2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
α_{cc}	=	0,85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
γ_c	=	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
f_{cd}	=	18,81	MPa	resistenza di calcolo a compressione

Acciaio

f_{yk}	=	450,00	MPa	tensione caratteristica di snervamento
γ_s	=	1,15		coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	=	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo

Geometria

b_w	=	1000	mm	larghezza minima sezione	Armatura longitudinale		
H	=	500	mm	altezza geometrica	n	\emptyset [mm]	As [mmq]
c	=	50	mm	copriferro	20	14	3078,7608 superiore
d	=	450	mm	altezza utile	0	14	0 inferiore
							3078,7608 totale

Verifica per elementi sprovvisti di armatura a taglio

A_{sl}	=	3079	mm ²	armatura longitudinale	
A_c	=	500000	mm ²	area sezione cls	
k	=	1,67		≤ 2	
σ_{cp}	=	0,0000	MPa	tensione media calcestruzzo $\leq 0,2f_{cd}$	
ρ_1	=	0,7%	ok	rapporto geometrico di armatura longitudinale TESA $\leq 0,02$	min 0,002
V_{min}	=	0,434			
V_{Rsd}	=	254,88	kN		
V_{Rcd}	=	195,26	kN		
V_{rd}	=	254,88	kN	taglio resistente	

In tutte le sezioni di appoggio della soletta superiore e della soletta di fondazione e alla base dei piedritti di estremità, il taglio di calcolo supera il taglio resistente offerto da una sezione priva di armatura specifica per il taglio. In particolare, il valore massimo di taglio si verifica nell'appoggio di estremità della soletta superiore ed è pari a 339,3 KN.

Per tali sezioni si prevedono staffe $\emptyset 12/20$ cm a quattro bracci. Con tale armatura, il taglio resistente è pari a 358,47 KN, come mostrato nella tabella seguente.

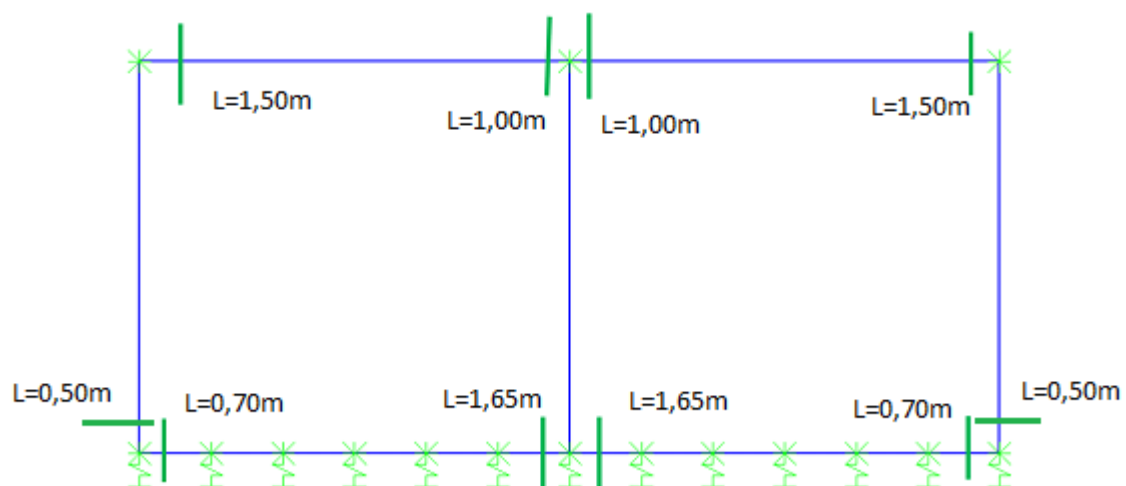
Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	48 di 56

Verifica per elementi provvisti di armatura a taglio

\varnothing_w	=	12	mm	diametro armatura resistente a taglio
α	=	90,00	°	angolo di inclinazione armatura trasversale
s	=	200,00	mm	passo staffe
n_{br}	=	4,0		numero bracci armatura trasversale
A_{sw}	=	452,39	mmq	area armatura trasversale posta nell'interasse s
b_w	=	1000,00	mm	larghezza minima sezione
f_{cd}	=	18,81	MPa	
ν	=	0,5		coeff. di riduzione f_{cd}
f'_{cd}	=	9,41	MPa	resistenza a compressione del cls ridotta
ω_{sw}	=	0,04705		% meccanica di armatura trasversale
αC	=	1,00000		
$\cot\Theta^*$	=	1,000		
$\cot\Theta$	=	1,000		valore di calcolo
V_{Rsd}	=	358,47	kN	Resistenza "taglio trazione"
V_{Rcd}	=	1904,85	kN	Resistenza "taglio compressione"
V_{Rd}	=	358,47	kN	Resistenza a taglio

Nella seguente figura è indicato per quale lunghezza (a partire dalla faccia interna dell'elemento incidente) è necessario inserire le staffe:



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.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	228.6 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	60 [-]
Altezza utile della sezione	d'	440 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3079 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	3079 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	141.54 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	5365999033 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	14.4 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	6.03 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	190.72 [MPa]

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	50 di 56

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	228.6	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	141.54	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	190.72	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	119.485402	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	119485.402	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02577	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000683	[-]
		0.000683	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[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	$s_{r,max}$	262.37	[mm]
		262.37	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1791	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.2	[mm]

La verifica è soddisfatta.

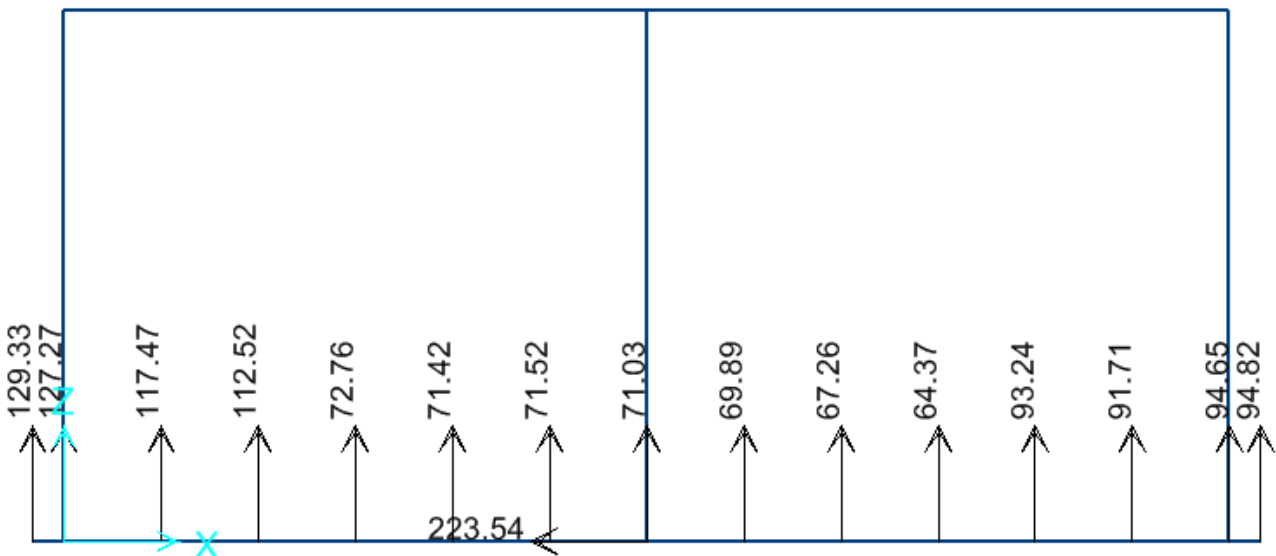
11. VERIFICHE GEO

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:

$$N = 1349,3 \text{ kN}$$

Di seguito le verifiche geotecniche.

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	52 di 56

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

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

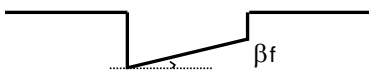
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	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

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10.50 (m)
L = 100.00 (m)
D = 6.08 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1349.30	0.00	1349.30
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

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	53 di 56

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 9,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 36,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 36,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3,10 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 10,50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 85,72 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = -1,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 37,75$$

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

$$N_c = 50,59$$

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

$$N_\gamma = 56,31$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1,00$$

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	54 di 56

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)

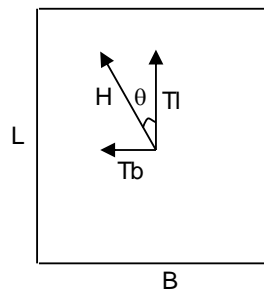
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

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

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

$$d_q = 1,14$$

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

$$d_c = 1,15$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

Tombino scatolare IN05 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	IN0500 001	A	55 di 56

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

$$q_{lim} = 3403.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 128.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 26.48$$

$$F_s > 2,3$$

La verifica è soddisfatta.

12. INCIDENZA ARMATURE

La struttura scatolare presenta un'incidenza di **122 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. Si considera anche un ulteriore incremento del 10% dovuto all'inserimento di infittimenti.

Incidenza scatolare IN05

Hsez	0.6	m
Bsez	1	m
Lsez	1	m
Vcls	0.50	m ³
Ptot	60.82	kg/m ³
Peso acciaio	7850	kg/m ³
Incidenza media	121.64	kg/m ³

Ferri longitudinali

	ϕ mm	$A\phi$ m ²	n°barre	Peso kg/m
<u>Strato superiore</u>	14	1.54E-04	10	12.08
<u>Strato inferiore</u>	14	1.54E-04	10	12.08

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

Staffe

ϕ mm	$A\phi$ m ²	passo cm	n°bracci	Peso kg/m
12	1.13E-04	20	4	17.76