

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AC: TORINO - VENEZIA

TRATTA TORINO - MILANO

NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

OPERE MINORI

Bretella merci - Tombino scatolare ferroviario 1.5x1.5m - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

N M 0 Y 0 0 D 1 1 C L R I 0 0 0 3 0 0 4 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A. Ingletti	Maggio 2021	M. Milovanovic 	Maggio 2021	F. Perrone 	Maggio 2021	D. Maranzano Maggio 2021

File: NM0Y00D11CLR10003004A.doc

n. Elab.: 114

INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	9
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3.2	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	10
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
4.1	CALCESTRUZZO	11
4.2	ACCIAIO PER C.A.	12
5.	PARAMETRI GEOTECNICI	15
6.	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	17
6.1	VITA NOMINALE	17
6.2	CLASSE D'USO	18
6.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	18
6.4	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO.....	18
6.5	ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO.....	19
6.6	PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE.....	21
6.6.1	<i>Effetti stratigrafici</i>	21
6.6.2	<i>Effetti topografici</i>	21
6.7	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO	21
7.	ANALISI DEI CARICHI	22
7.1	PESI PROPRI	22
7.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	22
7.3	SPINTA STATICA DEL TERRENO	23
7.4	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO PERMANENTE.....	24
7.5	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO	24

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	3 di 161

7.5.1	Determinazione delle larghezze di diffusione dei carichi mobili	26
7.5.2	Coefficiente di amplificazione dinamica.....	26
7.6	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....	27
7.7	AZIONE DI AVVIAMENTO / FRENATURA	27
7.8	AZIONE CENTRIFUGA	27
7.9	AZIONE DI SERPEGGIO	28
7.10	AZIONE DEL SISMA.....	29
7.11	RITIRO DEL CALCESTRUZZO	33
7.12	VARIAZIONE TERMICA	33
7.13	SOVRASPINTA SISMICA	33
7.14	COMBINAZIONI DEI CARICHI	33
8.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	62
8.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE	62
8.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	62
8.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO.....	64
9.	ANALISI E VERIFICHE	66
9.1	MODELLO DI CALCOLO	66
9.1.1	Modello di calcolo e dati di input.....	68
9.2	RISULTATI DELLE ANALISI	79
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	86
9.3.1	Piedritti.....	87
9.3.2	Soletta superiore.....	103
9.3.3	Soletta inferiore.....	120
10.	VERIFICHE GEOTECNICHE	135
10.1.1	Verifica di capacità portante verticale	135
10.1.2	Verifica dei cedimenti.....	159



**LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.
TRATTA TORINO - MILANO.
NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO
PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	4 di 161

11. INCIDENZA..... 161

12. CONCLUSIONI 161

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

1. PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del nodo di Novara della linea AC Torino - Venezia nella tratta di Novara Boschetto.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "TOMBINI FERROVIARI".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.



Tab. 1 – Planimetria generale e inquadramento dell' opera

2. SCOPO DEL DOCUMENTO

Nella seguente relazione, in particolare, vengono descritte le verifiche agli Stati Limite del Tombino Idraulico al Km 66+909,320.

La tipologia del tombino è di tipo scatolare quadrato di luce interna 1.5 m con altezza di 1.5 m, e spessore delle solette e dei piedritti laterali rispettivamente di 0.4 m e 0.5m.

Descrizione Opera: il manufatto presenta una sezione trasversale scatolare resistente con larghezza interna pari a 1.50 m ed altezza interna pari a 1.50m; lo spessore della soletta di fondazione è 0.40m, quello della soletta di copertura è 0.40m, lo spessore dei piedritti è pari a 0.50m. La sezione complessiva presenta quindi una larghezza di 2.50 m ed un'altezza di 2.30m.

RELAZIONE DI CALCOLO

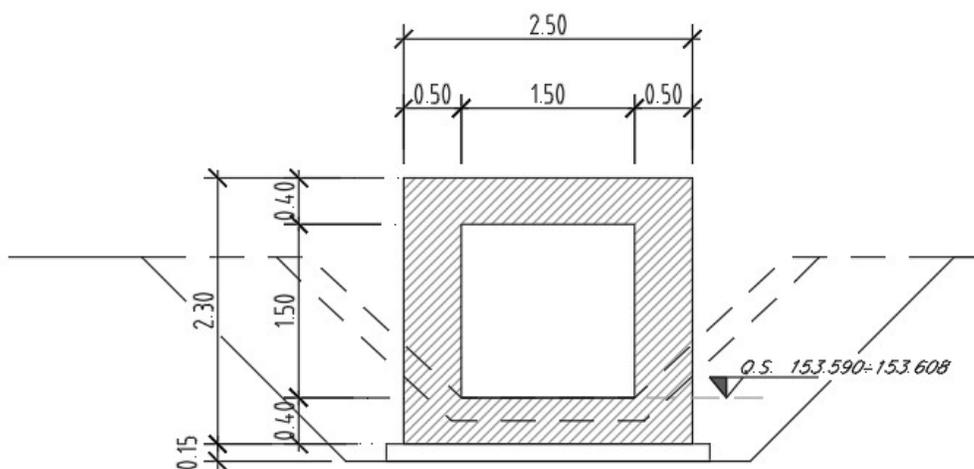
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	6 di 161

L'estradosso della soletta di copertura (+155.169 m s.l.m.) è posto a 3.07 m rispetto al piano del ferro del BP di progetto (+158.237 m s.l.m.), mentre l'estradosso della soletta di fondazione è a quota +153.269 m s.l.m. e presenta una lunghezza totale di 15.50 m. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva della geometria del tombino scatolare alla progressiva 66+909,320.

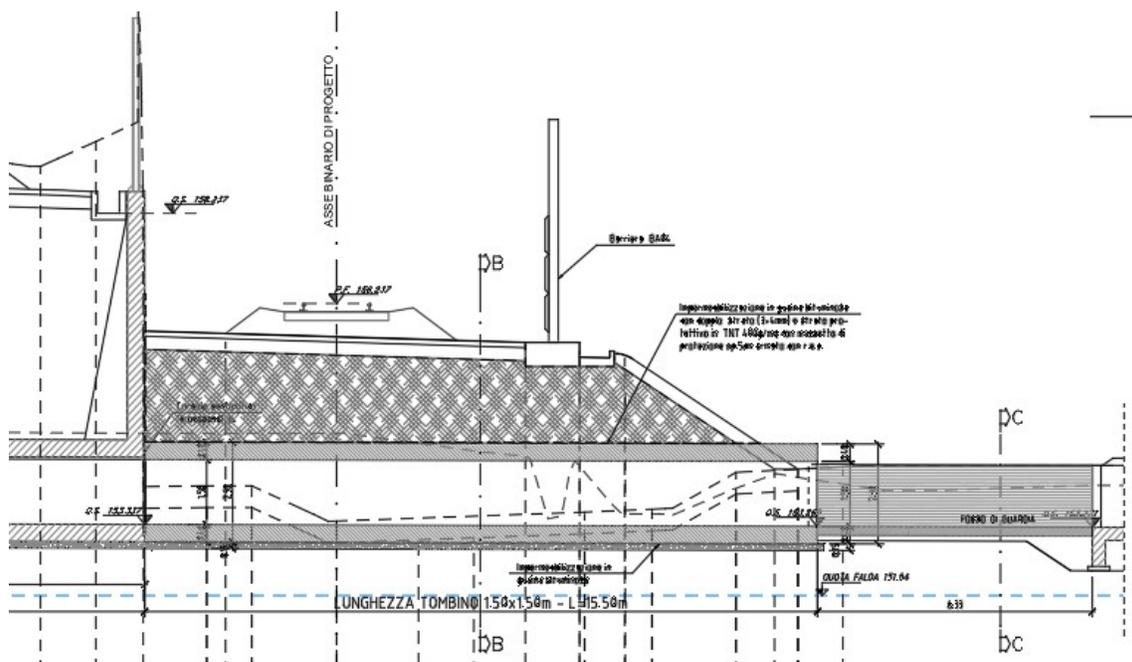
TOMBINO IDRAULICO 66+909,320				
GEOMETRIA				
Larghezza	B	2.50	[m]	
Lunghezza	L	15.50	[m]	
Altezza	H	2.30	[m]	
Spessore della soletta superiore	Ss	0.40	[m]	
Spessore della soletta di fondazione	Sf	0.40	[m]	
Spessore dei piedritti	Sp	0.50	[m]	
Altezza netta	Hint	1.50	[m]	
Larghezza netta	Lint	1.50	[m]	
Spessore del ballast+armamento	Hb	0.77	[m]	
Spessore del rilevato	Hr	2.16	[m]	
Profondità della falda	Zw	6.50	[m]	

TOMBINO IDRAULICO 66+909,320		
QUOTE PRINCIPALI		
Quota Piano Ferro (p.f.)	158.237	[m]
Estradosso soletta superiore	155.169	[m]
Estradosso soletta inferiore	153.269	[m]

Di seguito si mostrano una sezione trasversale e una longitudinale del tombino idraulico in esame:



Tab. 2 – Tombino scolare 66+909,320– Sezione trasversale



Tab. 3 – Tombino scolare idraulico -66+909,320- Sezione longitudinale



**LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.
TRATTA TORINO - MILANO.
NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO
PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	8 di 161

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici e tutte le prescrizioni tecniche desumibili dal Progetto Definitivo.

Nei capitoli successivi si riportano le ipotesi assunte alla base del calcolo e le verifiche delle strutture secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO												
RELAZIONE DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0003 004</td> <td>A</td> <td>9 di 161</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	9 di 161
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	9 di 161								

3. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

3.1 **Normativa di riferimento**

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento :

- [1] LEGGE n. 1086 del 05.11.1971 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] Circolare n.11951 del 14.02.1974 - “Istruzioni per l'applicazione della legge 5/11/1971 n. 1086”.
- [3] D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [4] Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' “Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- [5] Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [6] UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [7] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [8] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [9] UNI EN 206-1:2016 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- [10] UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- [11] RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20.12.2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [12] RFI DTC SI PS MA IFS 001 D del 20.12.2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture.
- [13] RFI DTC SI CS MA IFS 001 D del 20.12.2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale.
- [14] RFI DTC SI SP IFS 001 D del 20.12.2019 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.
- [15] 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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.
- [16] Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

persone a mobilità ridotta, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 772/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

- [17] Regolamento di Esecuzione (UE) 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione
- [18] Regolamento di Esecuzione (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.

3.2 Unità di misura e simbologia

Unità di misura principali

N	(Newton)	unità di forza
m	(metro)	unità di lunghezza
kg	(kilogrammo-massa)	unità di massa
s	(secondo)	unità di tempo

Unità di misura derivate

kN (kiloNewton)	10^3 N
MN	(megaNewton) 10^6 N
kgf	(kilogrammo-forza) 1 kgf = 9.81 N
cm	(centimetro) 10^{-2} m
mm	(millimetro) 10^{-3} m
Pa (Pascal)	1 N/m ²
kPa	(kiloPascal) 10^3 N/m ²
MPa	(megaPascal) 10^6 N/m ²
N/m³	(peso specifico)
g (accelerazione di gravità)	~ 9.81 m/s ²

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

Corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ (tau)	tensione tangenziale	(N/mm ²)
ϵ (epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
φ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza r_k per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo γ :

$$r_d = r_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le caratteristiche meccaniche.

4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

Magroni

- Classe di resistenza: C12/15
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: X0
- Classe di consistenza slump: S3

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	12 di 161

- Contenuto minimo di cemento: 150 Kg/m³
- Rapporto A/C: ≤ 0.60
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM II/B-M 32.5 R

Strutture in c.a. in elevazione e fondazione:

- Classe di resistenza: C30/37
- Classe di esposizione: XA1
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento: 300 Kg/m³
- Rapporto A/C: ≤ 0.55
- Aggregato: Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato: 25 mm
- Copriferro: 40 mm
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU $\gamma_C = 1,50$
- Resistenza di calcolo a compressione SLU $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 0.96 \text{ N/mm}^2$

4.2 Acciaio per c.a.

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
- Rapporto $(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
- Allungamento $(A_{gt})_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU $\gamma_S = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391,30 \text{ N/mm}^2$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

- Tensione di calcolo SLE

$$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 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 n.7 del 21.1.2019 (Tab. 4), riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018 (Tab. 5).

			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_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
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

Tab. 4 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 5 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio del sottopasso di stazione è XA1; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 5 è “Aggressiva”. Con riferimento a Tab. 4 pertanto il valore nominale del copriferro di progetto sarà pari a 35 mm; tale valore è riferito a costruzioni con vita nominale pari a 50 anni. Nel caso di costruzioni con vita nominale pari a 100 anni, la



LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.
TRATTA TORINO - MILANO.
NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	14 di 161

circolare prescrive di aumentare il copriferro di 10 mm; visto che nel caso specifico la vita nominale è pari a 75 anni, il copriferro verrà aumentato di 5 mm. Il copriferro di progetto è quindi pari a **40 mm**.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0003 004</td> <td>A</td> <td>15 di 161</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	15 di 161
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	15 di 161								

5. PARAMETRI GEOTECNICI

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Di seguito si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici della stratigrafia:

- Terreno di riporto – Rilevato di progetto- Strato 1 (0.0 ÷ 5.0 m)

Descrizione: Unità E Corpo rilevati.

- Coesione efficace $c' = 0$ kPa
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 34-35^\circ$
- Modulo di deformabilità $E = 20-30$ MPa
- Peso per unità di volume $\gamma = 20.0$ kN/m³

- Terreno – Strato 2 (5.0 ÷ 6.0 m)

Descrizione: Unità D Limo con argilla, debolmente sabbioso.

- Coesione efficace $c' = 0-10$ kPa
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 26^\circ-28^\circ$
- Modulo di deformabilità $E = 8-10$ MPa
- Peso per unità di volume $\gamma = 18.0-19.0$ kN/m³

- Terreno - Strato 3 (6.0 ÷ 16.0 m)

Descrizione: Unità B Ghiaia eterometrica, con clasti poligenici arrotondati, con sabbia da grossolana, talora debolmente limosa.

- Coesione efficace $c' = 0$ kPa
- Resistenza non drenata $c_u = -$ kPa
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 40^\circ- 44^\circ$
- Modulo di deformabilità $E = 35-60$ MPa per $0 < z < 10$, $45-70$ MPa per $z > 10$
- Peso per unità di volume $\gamma = 20.0$ kN/m³



**LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.
TRATTA TORINO - MILANO.
NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO
PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	16 di 161

Il livello di falda a vantaggio di sicurezza è stato posto alla quota di imposta della fondazione (+152,874).

	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

6. VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

6.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 di [3], è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.1 di [12] la vita nominale V_N delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 6:

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽⁴⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI ⁽²⁾	50
INFRASTRUTTURE FERROVIARIE NUOVE AD ALTA VELOCITA' ($V > 250$ km/h)	100
INFRASTRUTTURE FERROVIARIE NUOVE NON AV ($V \leq 250$ km/h)	75
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽³⁾

(1) - La medesima V_N si applica a tutte le opere dell'infrastruttura ferroviaria cui appartengono.

(2) - Rientrano in questa classe i raddoppi in affiancamento mentre interventi in variante planimetrica di infrastrutture esistenti di lunghezza superiore a 10 km devono classificarsi infrastrutture nuove.

(3) - Da definirsi per il singolo progetto.

(4) - La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione di ponti e viadotti ferroviari.

Tab. 6 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

In particolare, visto che la linea ferroviaria Torino – Venezia non rientra nell'elenco delle linee e tratte ferroviarie facenti parte del sistema "Sistema di grande viabilità ferroviaria" ai sensi dell'OPCM N°3274 del 2003 (cfr. Allegato 5 della parte II – Sezione 2 del MdP RFI [12]) l'opera in oggetto avrà una vita nominale V_N pari a 75 anni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

6.2 Classe d'uso

La norma [3] attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso CU.

Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.2 di [12], la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 7:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE	C IV	2.0
INFRASTRUTTURE FERROVIARIE AD ALTA VELOCITA' (V>250 km/h)	C III	1,5
INFRASTRUTTURE FERROVIARIE NON STRATEGICHE	C II	1,0

Tab. 7 – Tabella della Classe d'uso e dei coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

In particolare per l'opera in oggetto la classe d'uso a cui far riferimento sarà C = II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso CU pari a 1,0.

6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento V_R da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1,0 = 75 \text{ anni}$$

6.4 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Fissato il periodo di riferimento V_R e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella n.4.3), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO – Stato limite di operatività (81%)	SLV – Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD – Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tab. 8 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento P_{VR}

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell'evento sismico:

$$T_R = 949 \text{ anni}$$

6.5 Accelerazione massima su suolo roccioso

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse va determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC08 a cui si rimanda.

In particolare, il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_c]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito;

$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto;

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (cfr. Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R , ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T^*_c) ad esso

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC08; in particolare per le opere del tratto in esame, come riportato nelle tabelle 6.3 e 6.4 della relazione geotecnica per i diversi stati limite (SLD eSLV), si ha:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.017	2.503	0.168
SLD	75	0.021	2.554	0.180
SLV	712	0.041	2.647	0.293
SLC	1462	0.048	2.702	0.316

Alla base dei calcoli si sono considerati i valori massimi dei parametri sismici (a_g , F_0 e T_c^*) di cui alla tabella relativi agli stati limite ed al tempo di ritorno considerati di seguito riportata

STATI LIMITE	Classe d'uso II ($V_R = 75$ anni)			
	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (-)
SLD	75	0.021	2.554	0.180
SLV	712	0.041	2.647	0.293

Tab. 9 – Valori massimi dei parametri sismici in sito (a_g , F_0 e T_c^*)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

6.6 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- Parametro S_S : Effetti stratigrafici;
- Parametro S_T : Effetti topografici.

6.6.1 Effetti stratigrafici

Il parametro S_S che tiene conto degli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia, viene calcolato in funzione della categoria di sottosuolo e della sismicità locale.

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue (vedere anche relazione geotecnica):

Categoria di suolo tipo **B**

- $S_S = 1.20$

6.6.2 Effetti topografici

Per quanto concerne gli effetti topografici si fa riferimento alla tabella n.3.2.VI delle NTC2018. Nel caso specifico in studio (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

- Categoria pendio: T1
- $S_T = 1.0$

6.7 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{\max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato (a_g) e dei fattori di amplificazione (S_S ed S_T).

Si ottiene pertanto:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

da cui:

$$a_{\max} \cong 1.2 \cdot 1 \cdot 0.021 = \mathbf{0.025g} \quad (\text{SLD})$$

$$a_{\max} \cong 1.2 \cdot 1 \cdot 0.041 = \mathbf{0.04g} \quad (\text{SLV})$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

7. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi considerata nel calcolo delle sollecitazioni sulle strutture in oggetto. La sezione considerata è quella in corrispondenza dell'asse ferroviario.

7.1 Pesì propri

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e sono valutati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria del problema e dai pesi specifici dei materiali.

Pesi propri

Peso specifico del calcestruzzo $\gamma_c = 25,00$ [kN/m³]

Il peso dei differenti elementi strutturali riguarda:

- soletta di fondazione;
- piedritti;
- soletta di copertura.

7.2 Permanenti non strutturali

I carichi permanenti non strutturali agenti sulla soletta superiore sono i seguenti:

- peso del ballast e armamento;
- peso dell'eventuale terreno di ricoprimento sopra la soletta superiore.

Pesi permanenti non strutturali			
	peso specifico	spessore	carico distribuito
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
ballast e armamento	18.00	0.77	13.86
terreno di ricoprimento	20.00	2.16	43.20
		g₂	57.06

Per tener conto della differenza tra la larghezza geometrica effettiva del tombino idraulico e quella di calcolo, si incrementa il carico distribuito dei pesi permanenti non strutturali del rapporto tra le due larghezze, ottenendo un carico distribuito equivalente:

Geometria e geometria di calcolo			
Larghezza	B	2.50	[m]
Larghezza di calcolo	B _c	2.00	[m]
Rapporto B/B _c	r=B/B _c	1.25	

Pesi permanenti non strutturali equivalenti			
	peso specifico	spessore	carico distribuito equivalente
	[kN/m ³]	[m]	[kN/m ²]
ballast e armamento	18.00	0.77	17.33
terreno di ricoprimento	20.00	2.16	54.00
	g_{2_eq}=g₂*r		71.33

7.3 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali dello scatolare sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a:

$$S_1 = k_0 \cdot \gamma'_t \cdot \frac{H}{2}$$

dove:

- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo;
- γ'_t è il peso specifico efficace del terreno;
- H è l'altezza del piedritto

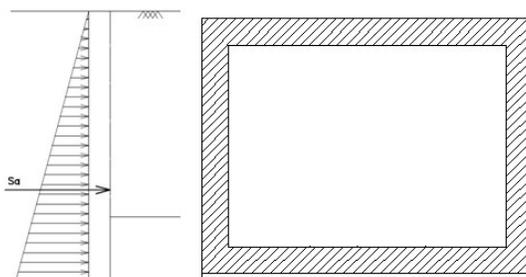
La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

$$k_0 = 1 - \sin \varphi =$$

Per i tre strati di terreno che interessano il tombino in esame si ha:

	angolo di attrito φ [°]		
strato 1	34-35	$k_{01} = 1 - \sin \varphi_1$	0,441-0,426
strato 2	26-28	$k_{02} = 1 - \sin \varphi_2$	0,562-0,531
strato 3	40-44	$k_{03} = 1 - \sin \varphi_3$	0,357-0,305

Con questi valori si valutano i valori delle spinte sulle pareti.



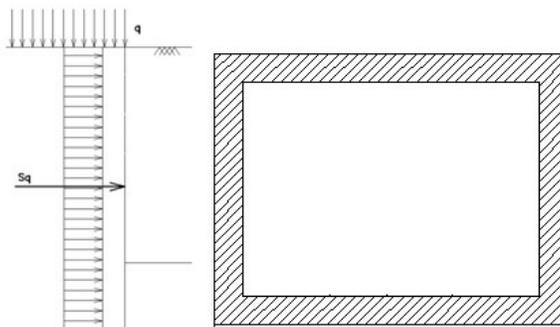
Tab. 10 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

7.4 Spinta dovuta al sovraccarico permanente

Per considerare la presenza di un sovraccarico permanente gravante a tergo dello scatolare si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro associata è pari a:

$$S_2 = k_0 \cdot q \cdot H$$

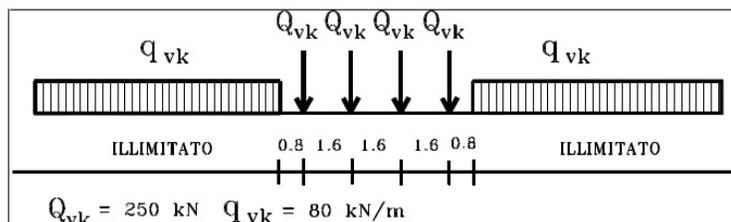
Nella relazione "q" rappresenta il carico variabile per unità di superficie.



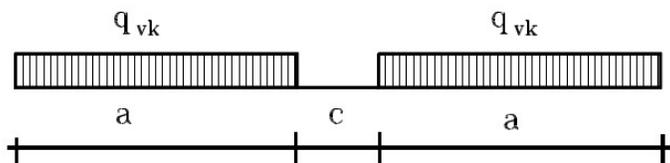
Tab. 11 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

7.5 Carichi mobili da traffico ferroviario

Il carico variabile associato al traffico ferroviario si determina in accordo con il paragrafo 5.2.2.2.1 delle NTC 2018, considerando il peggiore tra il carico verticale del treno LM71 (traffico normale) e il carico verticale del treno SW/2 (traffico pesante).



Tab. 12 – Treno di carico LM71



Tab. 5.2.I - Caratteristiche Modelli di Carico SW

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

Tab. 13 – Treno di carico SW

Il carico ferroviario si moltiplica per il coefficiente di adattamento e per il coefficiente di amplificazione dinamica. Per quanto riguarda il coefficiente di adattamento, per ponti di categoria A, questo assume il valore mostrato in Tab. 14.

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

Tab. 14 – Coefficienti di adattamento

Per il treno di carico LM71, si considera la situazione più gravosa con il carico distribuito trasmesso dai quattro assi. Tale carico si distribuisce longitudinalmente su una lunghezza di 6.40 m. Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il peggiore tra il carico verticale del treno SW/2 pari a 150.00 kN/m x 1.00 = 150.00 kN/m e il carico verticale del treno LM71 pari a: 1000.00 kN / 6.4 m x 1.10 = 171.87 kN/m per il carico concentrato e di 80.00 kN/m x 1.10 = 88.00 kN/m per il carico distribuito. Tali

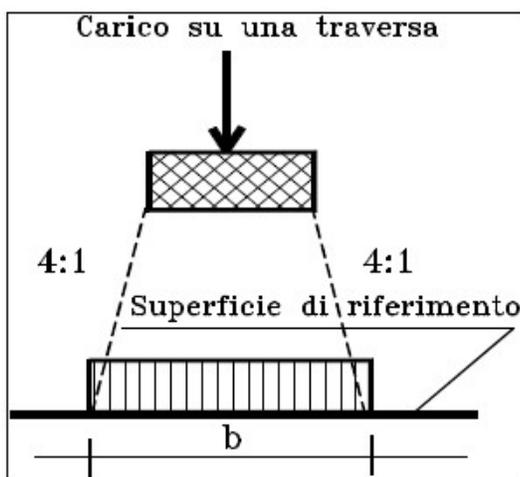
	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

carichi si considerano poi come uniformemente distribuiti su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano d'asse della soletta di copertura.

Per il caso in esame si applicherà sia il carico dovuto al treno LM71 che SW. La disposizione del carico viene effettuata tenendo conto di tutte le possibilità disposizioni sui due binari.

7.5.1 Determinazione delle larghezze di diffusione dei carichi mobili

Il carico distribuito longitudinalmente si distribuisce trasversalmente in modo da definire il carico per unità di superficie associato. La diffusione del carico si sviluppa su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano d'asse della soletta. La diffusione dei carichi attraverso ballast avviene con pendenza 4:1, attraverso il ricoprimento (qualora presente) con angolo di attrito e nella soletta con pendenza 1:1.



Tab. 15 – Diffusione longitudinale del carico ferroviario

7.5.2 Coefficiente di amplificazione dinamica

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tener conto della natura dinamica del transito dei convogli. Tale coefficiente si determina in accordo con paragrafo 5.2.2.3.3 delle NTC 2018. La linea ferroviaria si considera soggetta ad un ridotto standard manutentivo. Per la lunghezza caratteristica si considera il caso delle strutture scatolari.

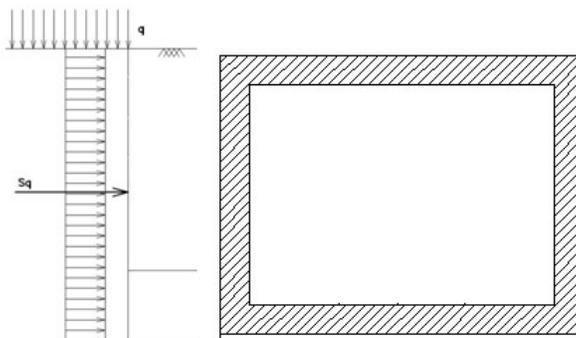
RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	27 di 161

7.6 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Per considerare la presenza di un sovraccarico accidentale associato al traffico gravante a tergo dello scatolare si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro associata è pari a:

$$S_2 = k_0 \cdot q \cdot l$$

Nella relazione "q" rappresenta il carico variabile per unità di superficie.



Tab.16 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

7.7 Azione di avviamento / frenatura

Si associano al convoglio di progetto le azioni di avviamento del carico LM71 in quanto maggiormente gravose per la struttura in esame. Visto che il treno sfavorevole è quello LM71, anche per il calcolo della frenatura si considera il carico LM71 in avviamento, determinato in accordo con il paragrafo 5.2.2.3.3 delle NTC 2018.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{fb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0

$Q_{fb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]$ per modelli di carico SW/2

7.8 Azione centrifuga

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F. Tale azione si determina in accordo con il paragrafo 5.2.2.3.1 delle NTC 2018. Le azioni centrifughe sono state valutate secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{tk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{tk}) \quad [5.2.9.a]$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{tk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{tk}) \quad [5.2.9.b]$$

dove:

$Q_{tk}-q_{tk}$ = valore caratteristico della forza centrifuga [kN -kN/m];

$Q_{vk}-q_{vk}$ = valore caratteristico dei carichi verticali [kN -kN/m];

α = coefficiente di adattamento;

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito nella 5.2.10);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = raggio di curvatura in m.

Le azioni centrifughe si valutano secondo quanto riportato nella seguente tabella Tab. 17.

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:			traffico verticale associato
		V	α	f	
SW/2	≥ 100	100	1	1	$\Phi \times 1 \times SW/2$
	< 100	V	1	1	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	$\Phi \times 1 \times 1 \times (LM71^{1+} + SW/0)$
		120	α	1	
	≤ 120	V	α	1	$\Phi \times \alpha \times 1 \times (LM71^{1+} + SW/0)$

Tab. 17 – Parametri per determinazione della forza centrifuga

Tali azioni viene trascurata in quanto con un modello piano non si possono considerare gli effetti trasversali. Tale azione non si considera per lo studio della fondazione in quanto la linea ferroviaria si trova in rettilineo.

7.9 Azione di serpeggio

L'azione di serpeggio si determina in accordo con il paragrafo 5.2.2.3.2 delle NTC 2018. La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva. Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100.00$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente ϕ . Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Tale azione viene trascurata in quanto con un modello piano non si possono considerare gli effetti trasversali, mentre si considera nell'analisi longitudinale dello scatolare. Tale azione si prende a riferimento per lo studio geotecnico della fondazione superficiale.

7.10 Azione del sisma

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati, a vantaggio di sicurezza, i seguenti valori: $V_N=75$ anni e classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.00$. La vita di riferimento V_R è quindi pari a 75 anni. I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: II;
- Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$;
- Vita nominale $V_N = 75$ anni;
- Categoria di suolo: B;
- Condizione topografica: T1;
- Fattore di struttura $q = 1$.

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati a seguire.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE: 8.6179 LATTITUDINE: 45.4415

REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Novara COMUNE: Novara

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



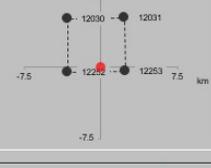
Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_u info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .-.- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.017	2.503	0.168
SLD	75	0.021	2.554	0.180
SLV	712	0.041	2.647	0.293
SLC	1462	0.048	2.702	0.316

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_T = 1.200$ info

$C_c = 1.406$ info

$h/H = 0.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T = 1.000$ info

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ [%] info

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q info

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

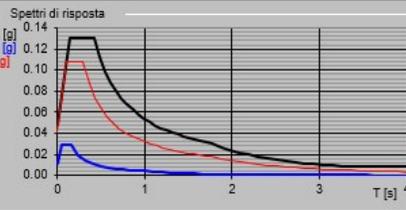
Fattore q info

$\eta = 1/q = 1.000$ info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

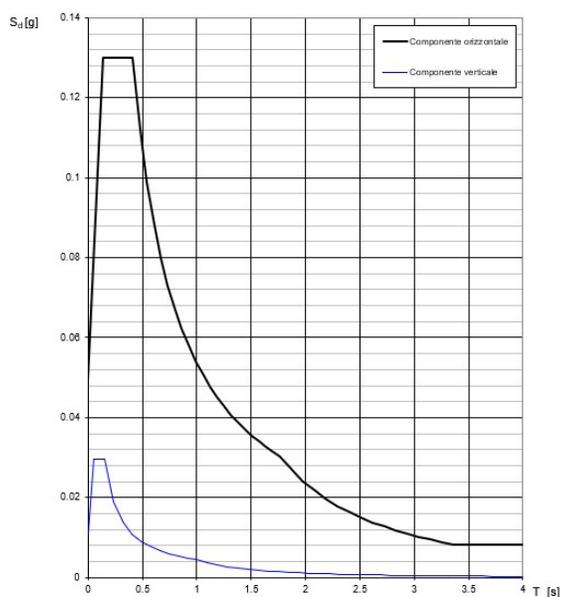
— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

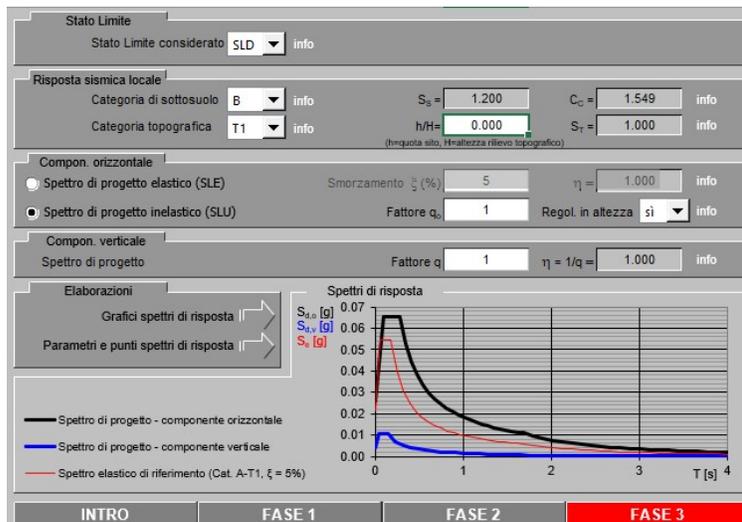
INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Di seguito si riporta a titolo di esempio lo **spettro di progetto** per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV** relativamente alle componenti **orizzontali**, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

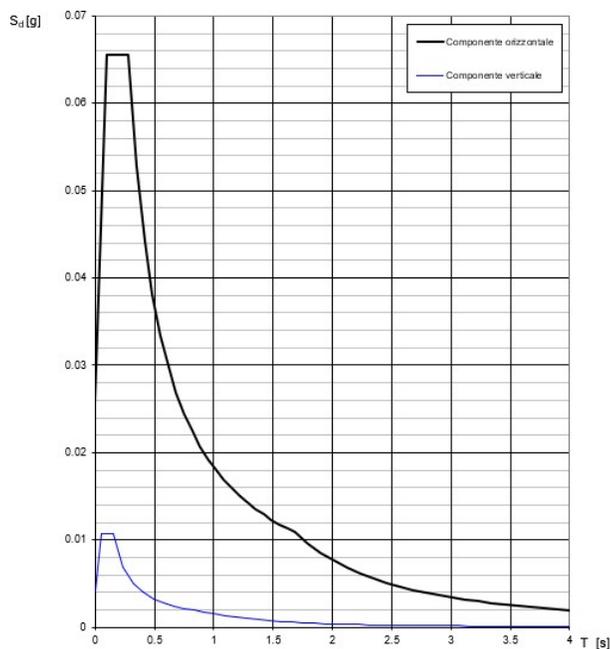
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLV



Di seguito si riporta a titolo di esempio lo **spettro di progetto** per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita SLD** relativamente alle componenti **orizzontali**, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



7.11 Ritiro del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC 2018. 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 10°, ed un'umidità relativa del 75% a 7 gg.

Il fenomeno del ritiro è stato applicato solo alla soletta di copertura.

7.12 Variazione termica

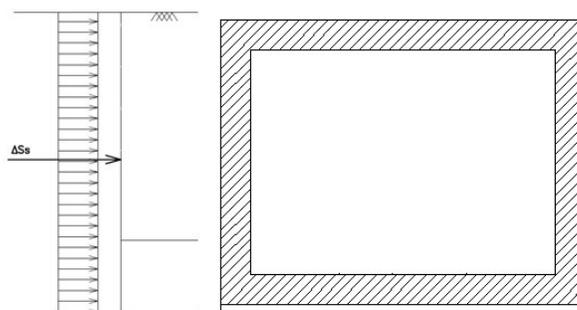
La variazione termica applicata sulla struttura è pari a $\Delta T = +15^{\circ}\text{C}$, con una variazione termica aggiuntiva a farfalla pari a $\Delta T = +5^{\circ}\text{C}$ applicata sulle solette di copertura.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001$$

7.13 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.



Tab. 18 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica del terreno

7.14 Combinazioni dei carichi

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

- combinazione fondamentale (SLU):

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

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

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

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

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

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

Tab. 19 – Valutazione dei carichi da traffico

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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	35 di 161

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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.

Tab. 20 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Per la sovrastruttura ferroviaria si considerano i coefficienti in tabella 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC 2018.

Tab. 5.2.VI - 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
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

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

Tab. 21 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽¹⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽¹⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽¹⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽¹⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽¹⁾	0,80	0,0

⁽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⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

⁽³⁾ 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.

Tab. 22 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Si riportano di seguito le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche strutturali e geotecniche.

Le combinazioni riportate si distinguono nei seguenti sottogruppi:

NUMERO	COMBINAZIONI	GRUPPO CARICHI MOBILI FERROVIARI	AZIONE PRINCIPALE
1-26	SLU	1	CARICHI MOBILI
26-52	SLU	1	AZIONE TERMICA
53-70	SLU	3	CARICHI MOBILI
71-86	SISMICA	-	-
87-104	SLE-RARA	4	CARICHI MOBILI
105-122	SLE-RARA	4	AZIONE TERMICA
123-140	SLE-RARA	1	CARICHI MOBILI
141-158	SLE-RARA	1	AZIONE TERMICA
159-176	SLE-RARA	3	CARICHI MOBILI
177-194	SLE-RARA	3	AZIONE TERMICA
195-212	SLE-FREQUENTE	1	CARICHI MOBILI
213-230	SLE-FREQUENTE	3-4	CARICHI MOBILI
231-232	SLE-QUASI PERMANENTE	1-3-4	-

	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO												
RELAZIONE DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0003 004</td> <td>A</td> <td>37 di 161</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	37 di 161
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	37 di 161								

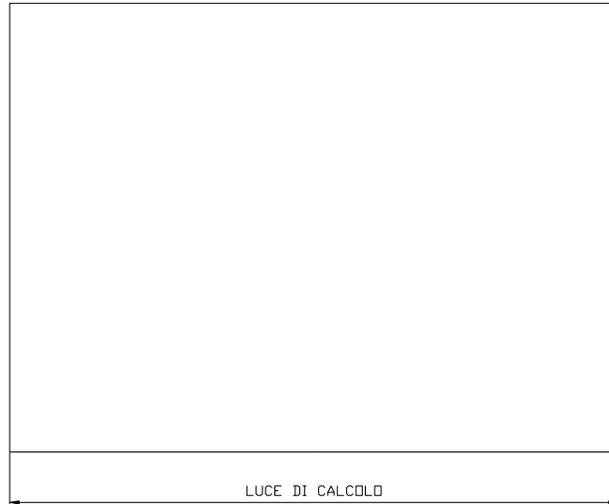
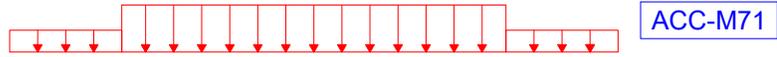
Nelle matrici di combinazioni presentate i casi di carico sono i seguenti:

- PERM:** carichi permanenti strutturali;
- PERM-G2:** carichi permanenti non strutturali;
- ACC-M71:** carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il momento);
- ACC-T71:** carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il taglio);
- AVV:** azione di accelerazione e frenatura;
- SPTSX:** spinta del terreno statica sulla parete sinistra;
- SPTDX:** spinta del terreno statica sulla parete destra;
- SPQSX71:** spinta del terreno statica sulla parete sinistra per il sovraccarico accidentale LM71;
- SPQDX71:** spinta del terreno statica sulla parete destra per il sovraccarico accidentale LM71;
- ACC-SW:** carichi da traffico distribuito;
- SPQSXSW:** spinta del terreno statica sulla parete sinistra per il sovraccarico accidentale SW;
- SPQDXSW:** spinta del terreno statica sulla parete destra per il sovraccarico accidentale SW
- TERM :** azione termica;
- RITIRO:** azione da ritiro;
- SISMAH:** azione sismica sulla struttura dello scatolare;
- SISMAV:** azione sismica verticale sulla struttura dello scatolare;
- SPSDX:** sovraspinta sismica del terreno.

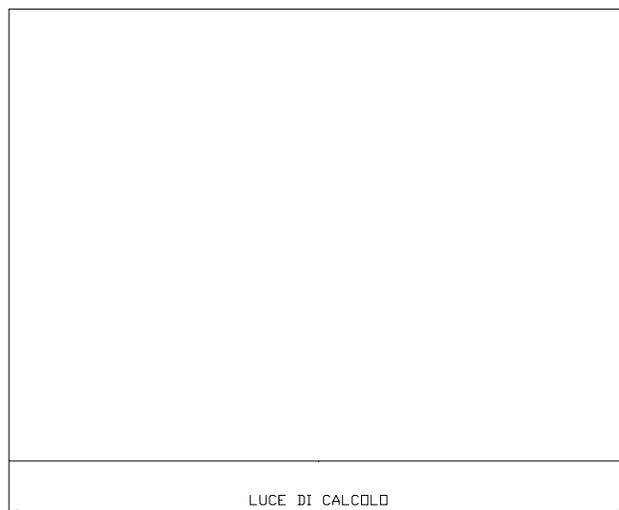
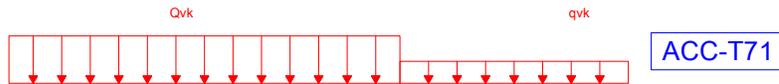
Nelle immagini che seguono si mostrano le generiche disposizioni relative ai casi di carico da traffico concentrato ACC-M71 e ACC-T71, relative rispettivamente alla massimizzazione del momento flettente e del taglio:

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	38 di 161



Tab. 23 – Disposizione carico ACC-M71



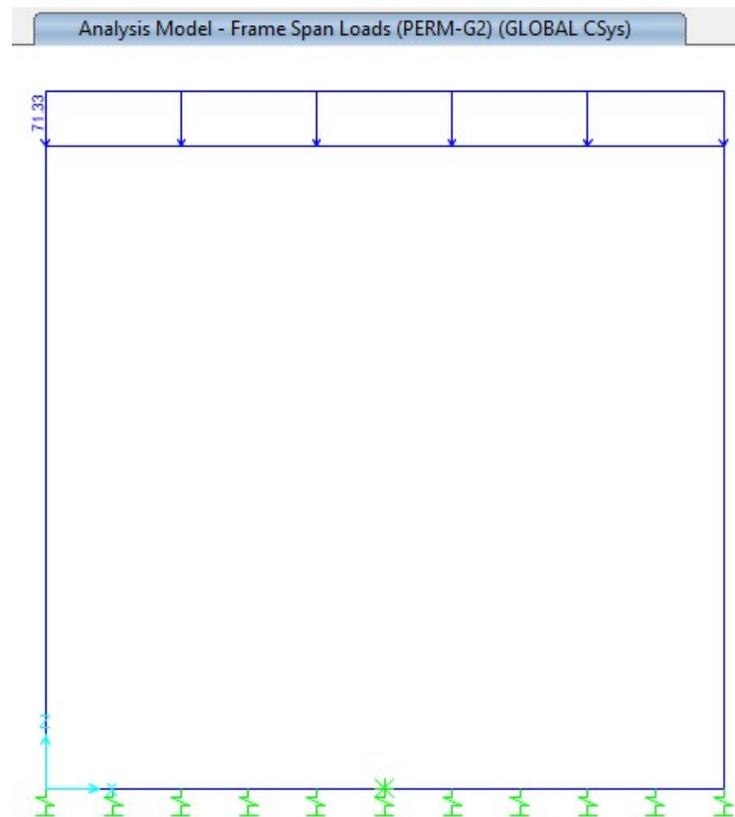
Tab. 24 – Disposizione carico ACC-T71

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	RI0003 004	A	39 di 161

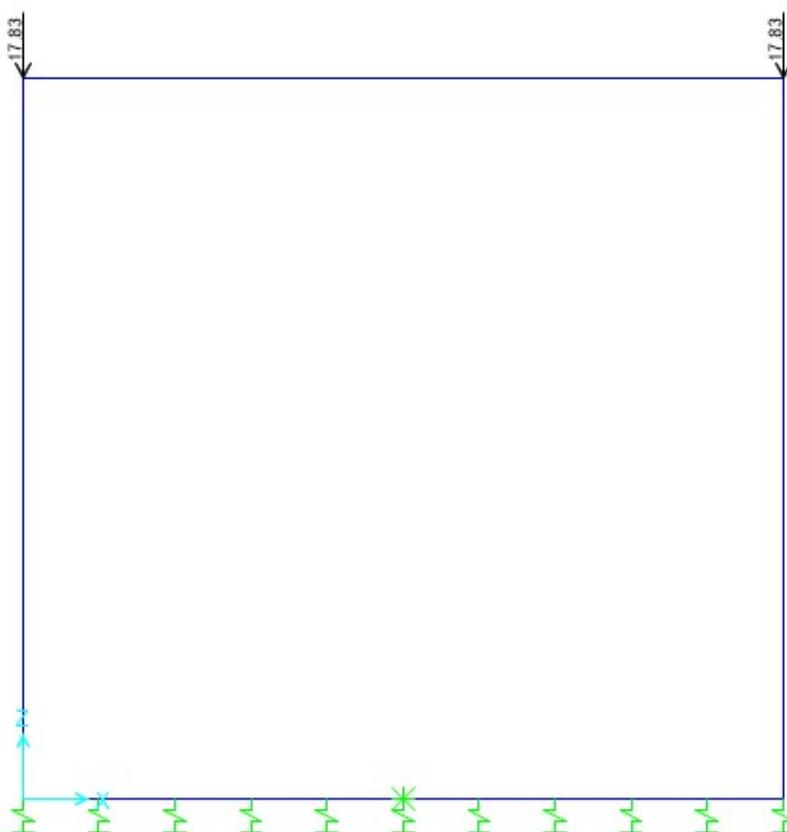
Si fa notare che tali disposizioni di carico sono distinte solo per luci di calcolo maggiori della lunghezza del carico LM71 pari a 6.40m, in caso contrario esse sono coincidenti tra loro e pari alla condizione ACC-M71. Nelle pagine che seguono si riportano i casi ACC-M71 e ACC-T71 per lo scatolare in esame.

Di seguito si riportano le immagini dei singoli casi di carico con i valori applicati al modello:



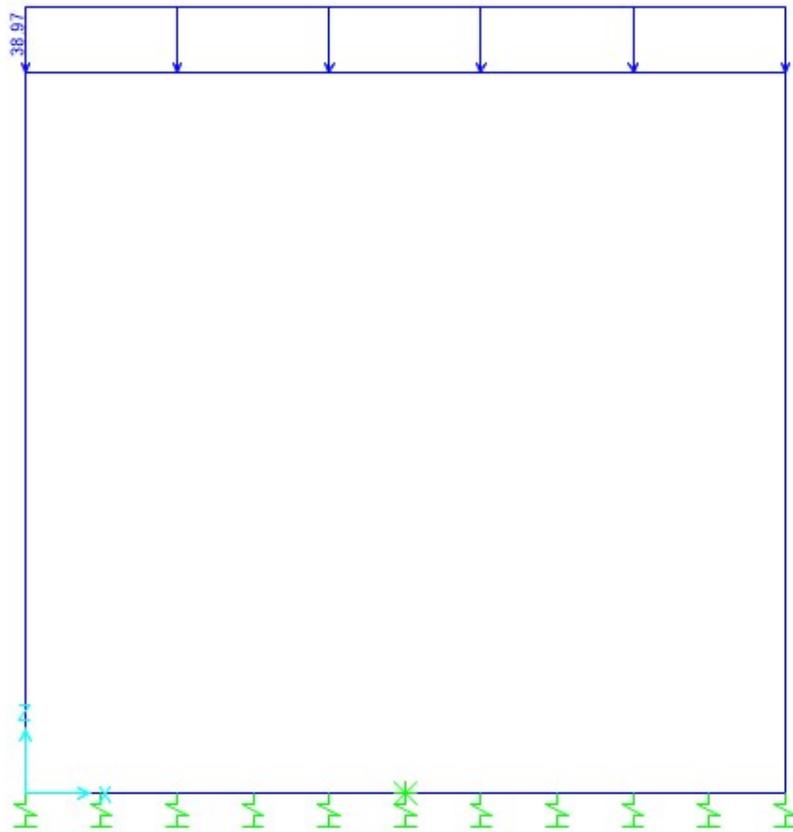
Tab. 25 –Modello - PERM-G2: carichi permanenti non strutturali

Analysis Model - Joint Loads (PERM-G2) (GLOBAL CSys)



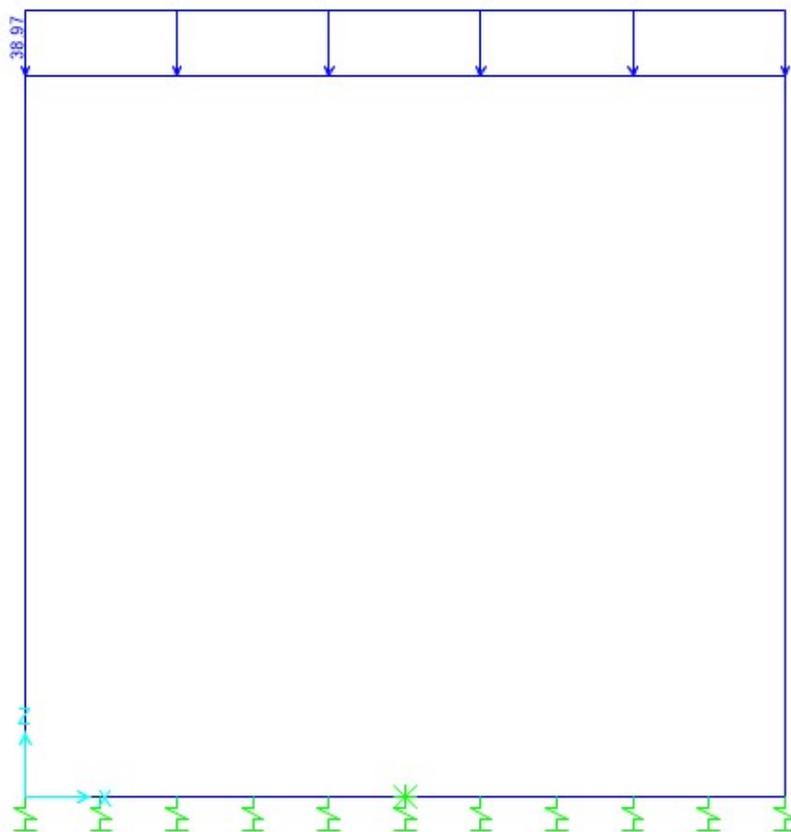
Tab. 26 -Modello - PERM-G2: carichi permanenti non strutturali

Analysis Model - Frame Span Loads (ACC-M71) (GLOBAL CSys)



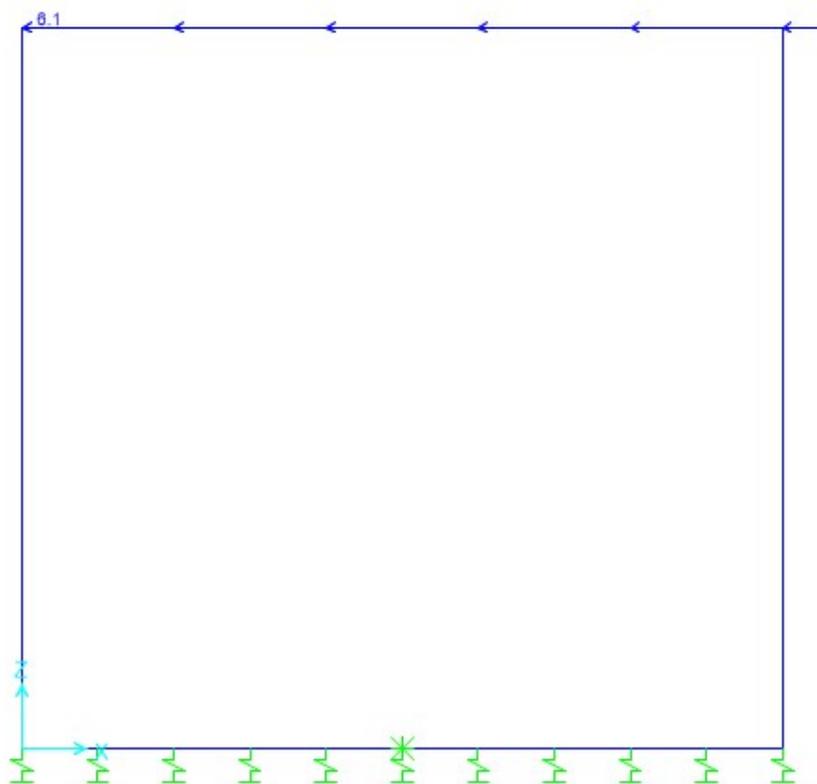
Tab. 27 -Modello - ACC-M71: carichi da traffico concentrato

Analysis Model - Frame Span Loads (ACC-T71) (GLOBAL CSys)



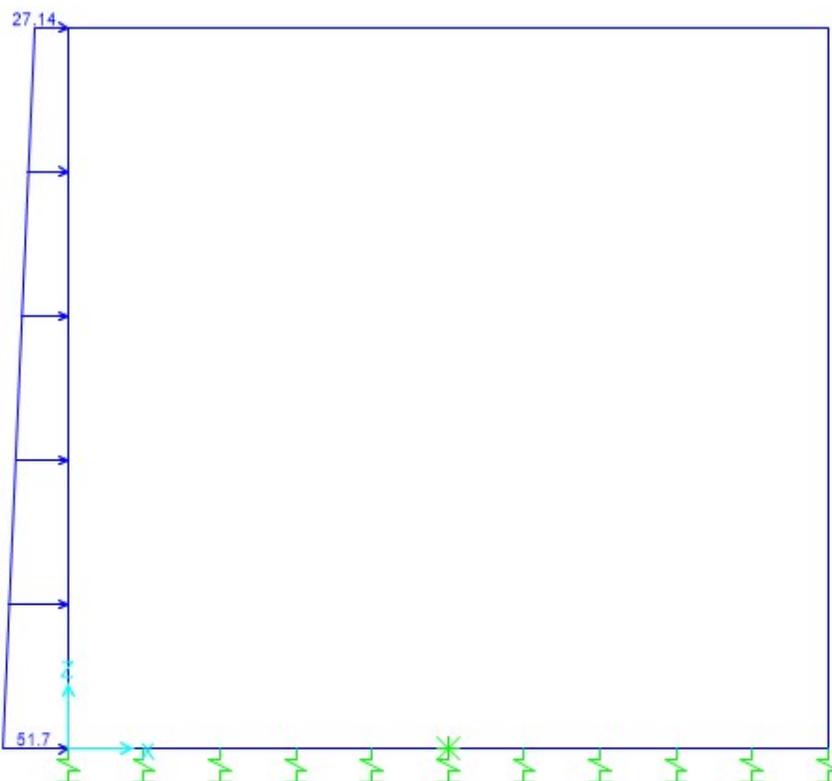
Tab. 28 –Modello - ACC-T71: carichi da traffico concentrato

Analysis Model - Frame Span Loads (AVV) (GLOBAL CSys)



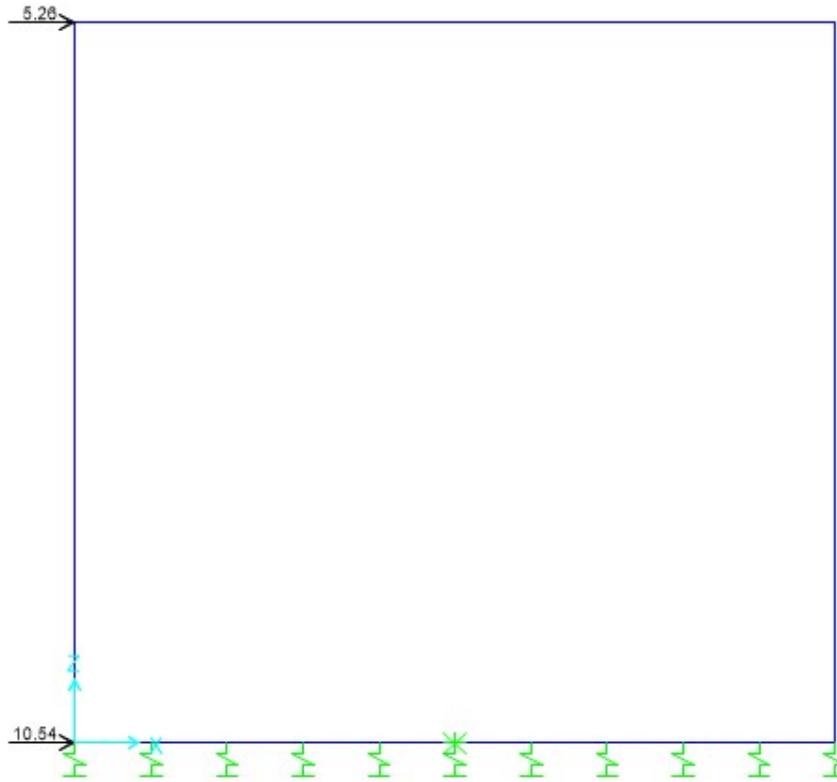
Tab. 29 -Modello - AVV: azione di accelerazione e frenatura

Analysis Model - Frame Span Loads (SPTSX) (GLOBAL CSys)



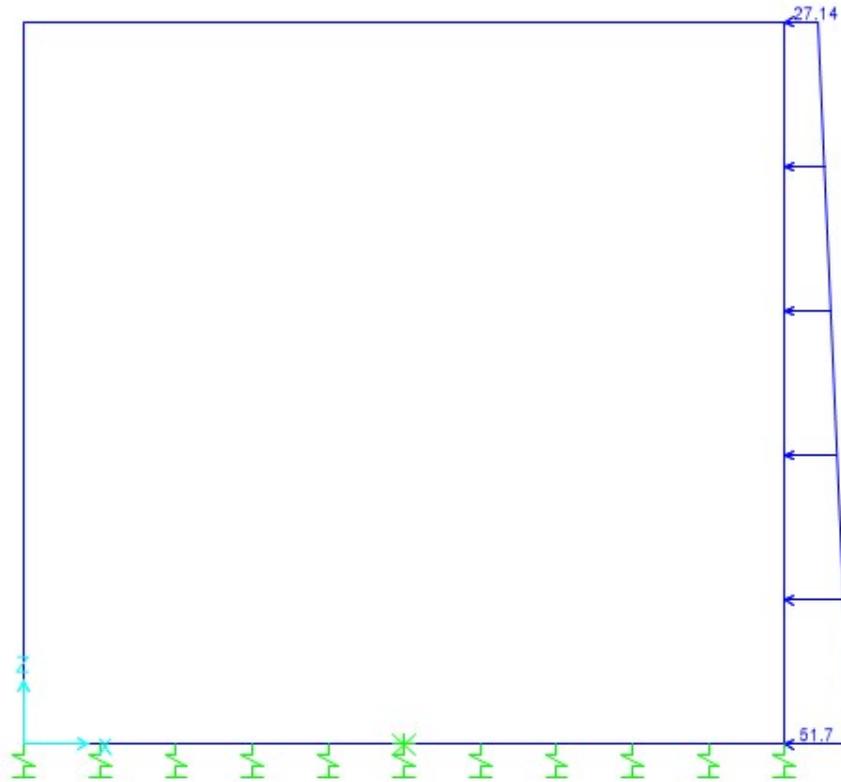
Tab. 30 -Modello - SPTSX: spinta del terreno statica sulla parete sinistra

Analysis Model - Joint Loads (SPTSX) (GLOBAL CSys)



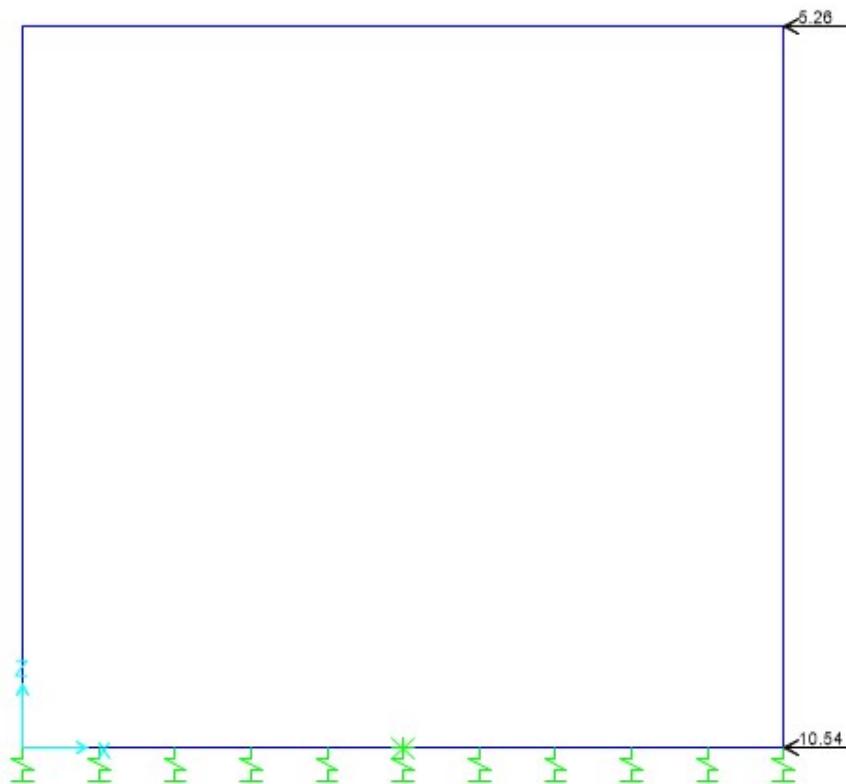
Tab. 31 -Modello - SPTSX: spinta del terreno statica sulla parete sinistra

Analysis Model - Frame Span Loads (SPTDX) (GLOBAL CSys)



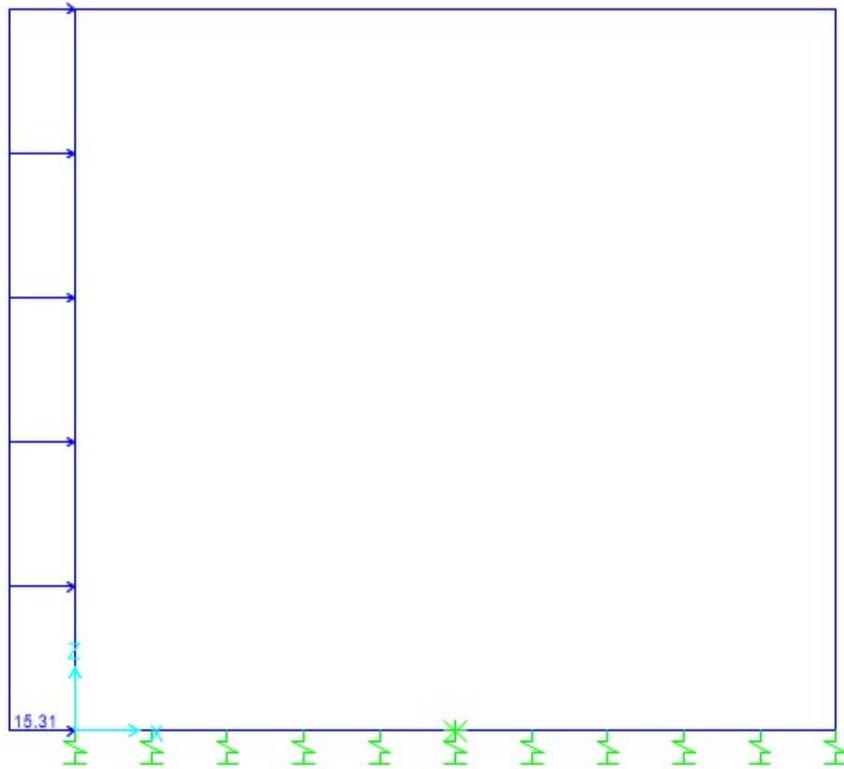
Tab. 32 -Modello - SPTDX: spinta del terreno statica sulla parete destra

Analysis Model - Joint Loads (SPTDX) (GLOBAL CSys)



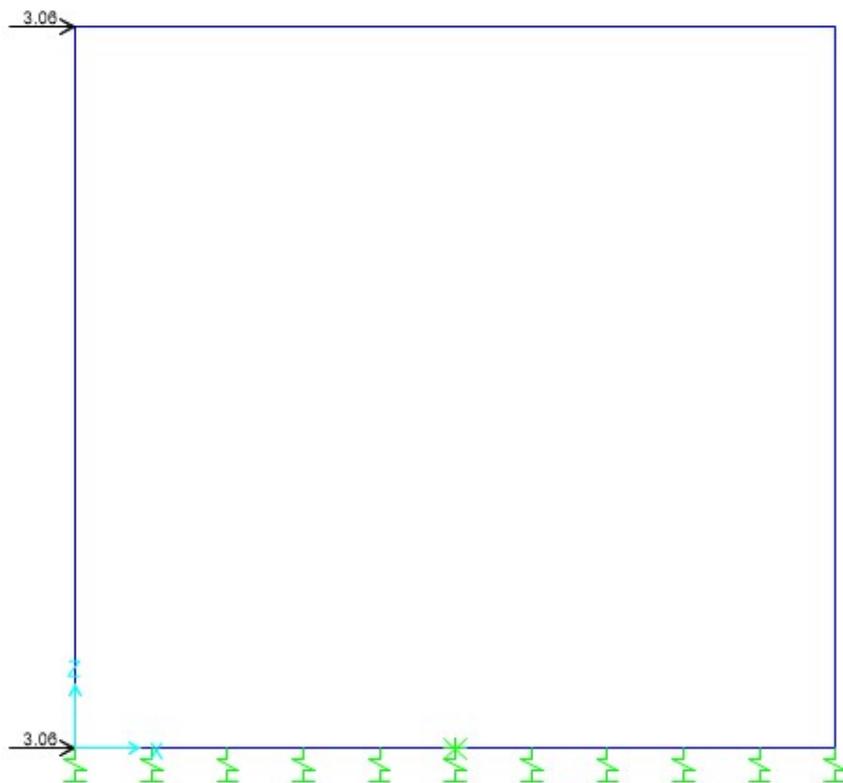
Tab. 33 - Modello - SPTDX: spinta del terreno statica sulla parete destra

Analysis Model - Frame Span Loads (SPQSX71) (GLOBAL CSys)



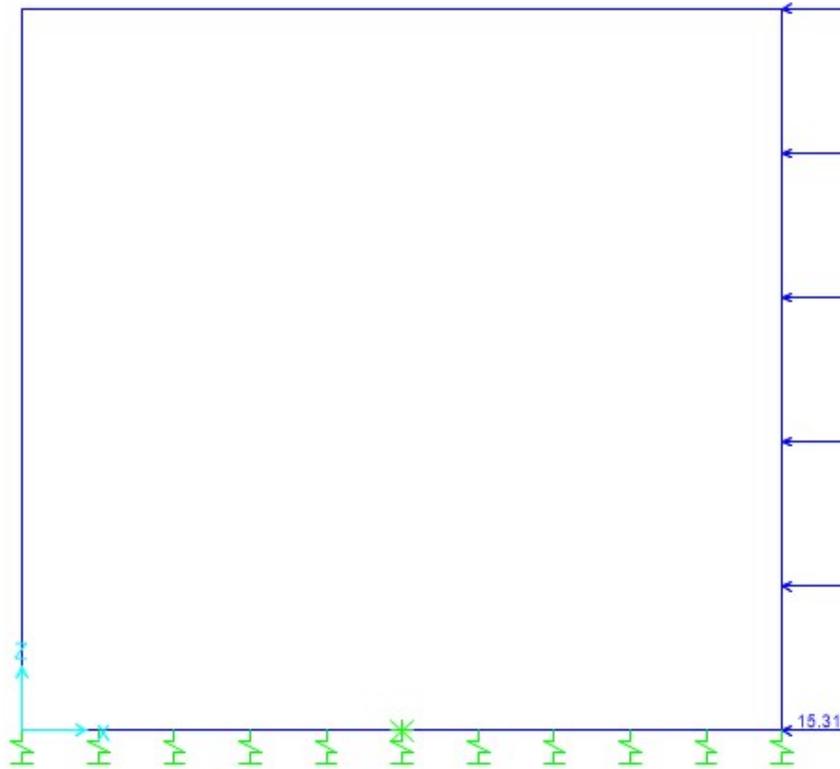
Tab. 34 -Modello - SPQSX71: spinta del terreno statica sulla parete sinistra per il sovraccarico accidentale LM71

Analysis Model - Joint Loads (SPQSX71) (GLOBAL CSys)



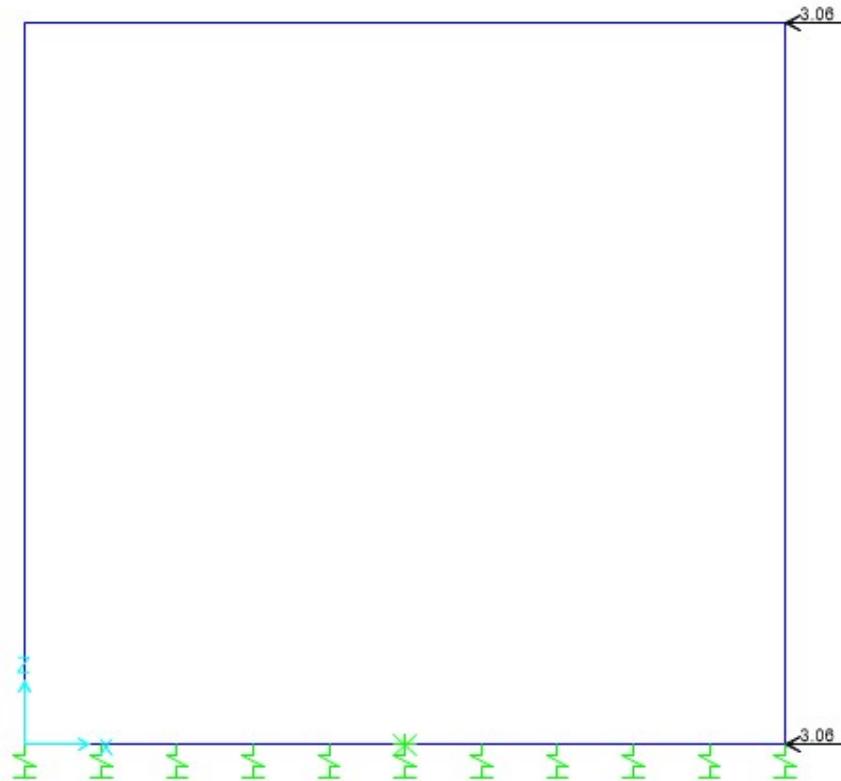
Tab. 35 –Modello - SPQSX71: spinta del terreno statica sulla parete sinistra per il sovraccarico accidentale LM71

Analysis Model - Frame Span Loads (SPQDX71) (GLOBAL CSys)



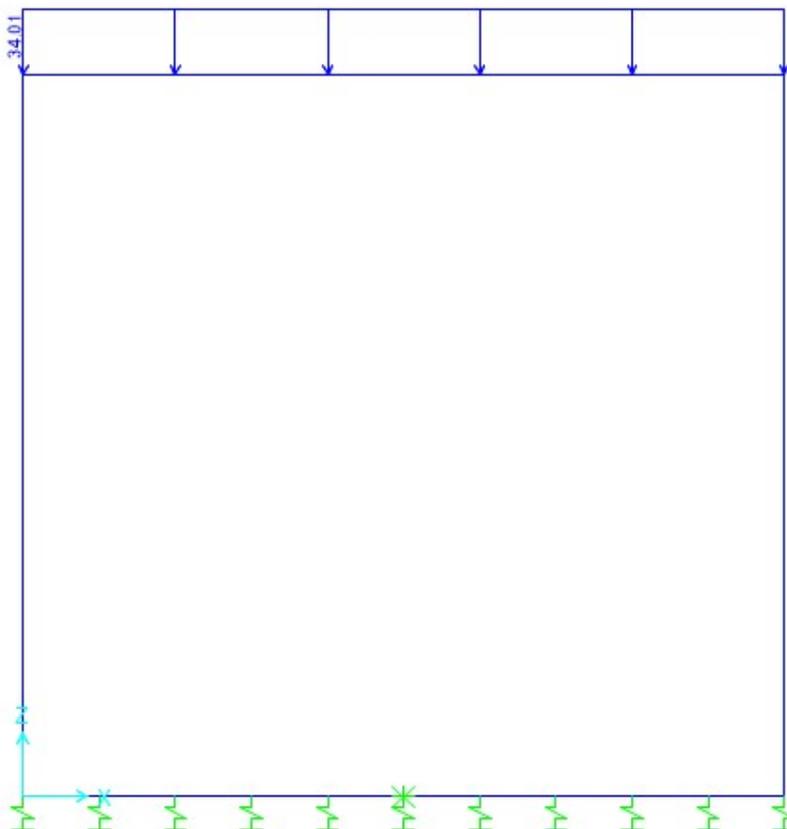
Tab. 36 –Modello - SPQDX71: spinta del terreno statica sulla parete destra per il sovraccarico accidentale LM71

Analysis Model - Joint Loads (SPQDX71) (GLOBAL CSys)



Tab. 37 –Modello - SPQDX71: spinta del terreno statica sulla parete destra per il sovraccarico accidentale LM71

Analysis Model - Frame Span Loads (ACC-SW) (GLOBAL CSys)

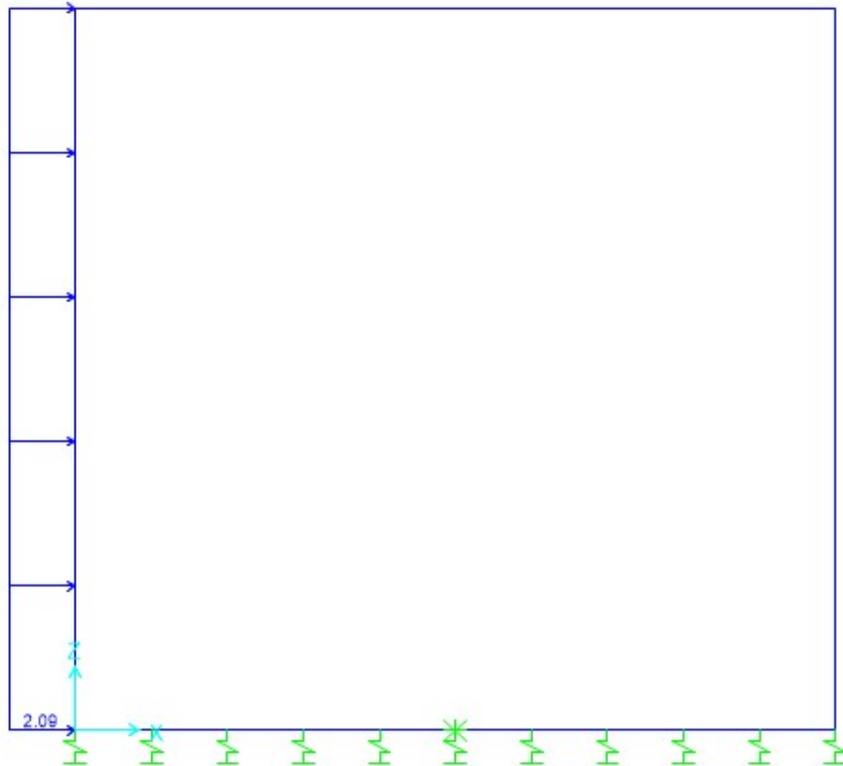


Tab. 38 - Modello - ACC-SW: carichi da traffico distribuito

RELAZIONE DI CALCOLO

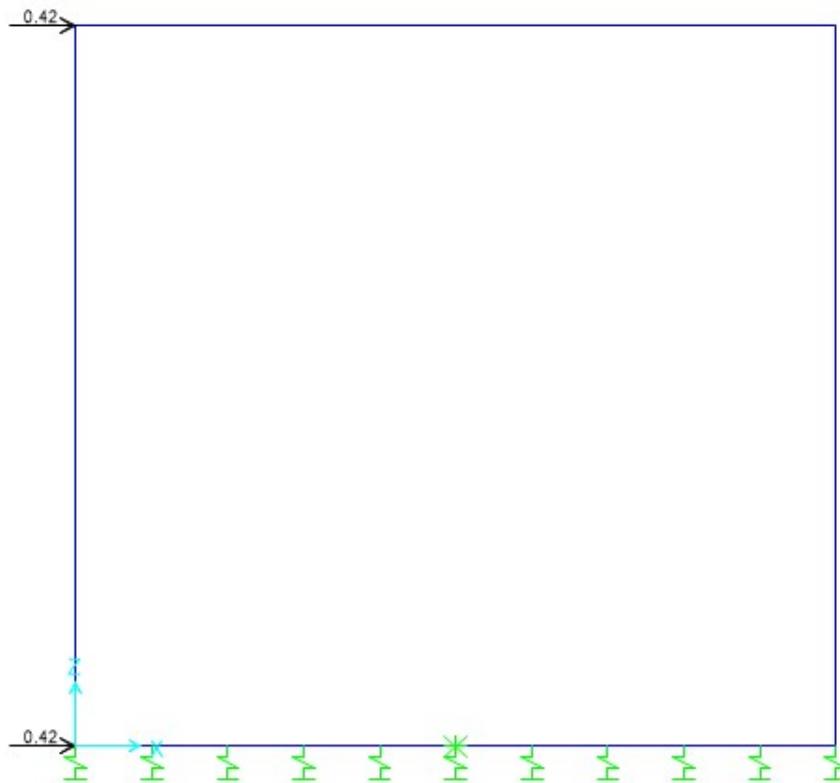
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	53 di 161

Analysis Model - Frame Span Loads (SPQSXSXW) (GLOBAL CSys)



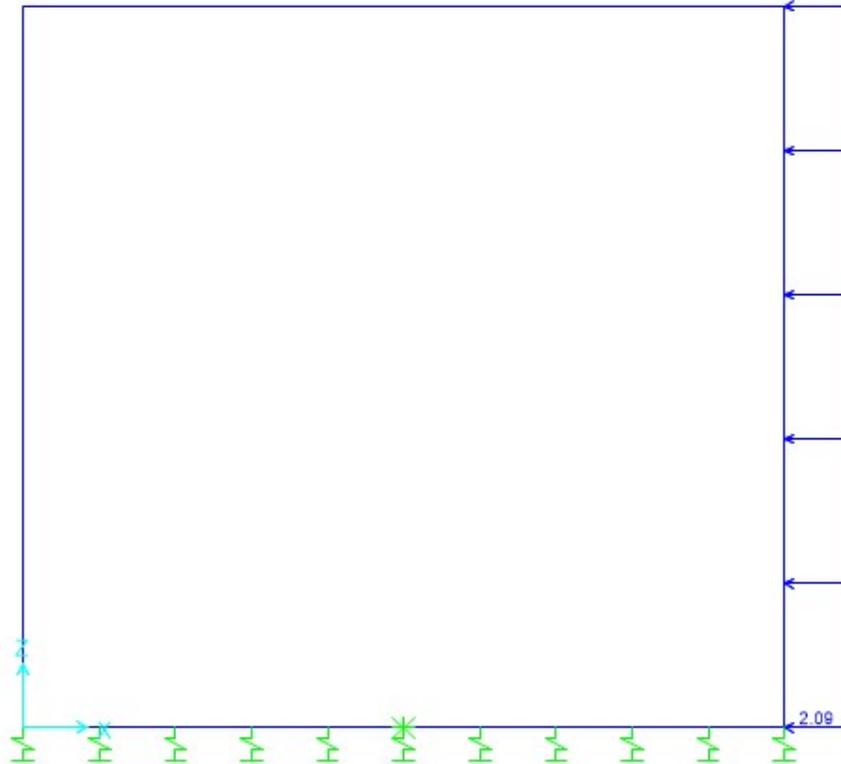
Tab. 39 –Modello - SPQSXSXW:spinta del terreno statica sulla parete sinistra per il sovraccarico accidentale SW

Analysis Model - Joint Loads (SPQSXSW) (GLOBAL CSys)



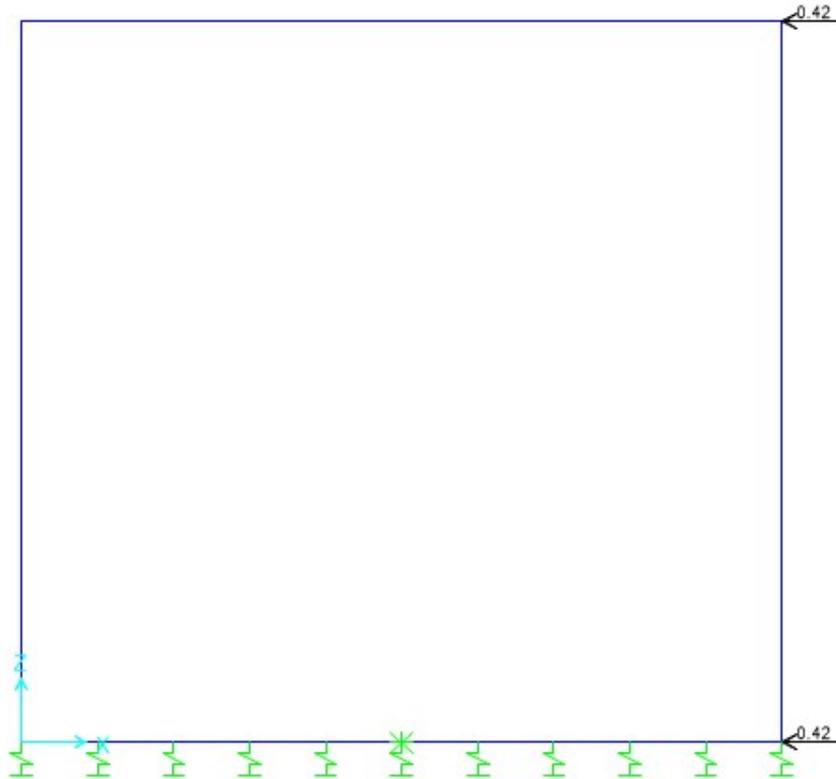
Tab. 40 –Modello - SPQSXSW:spinta del terreno statica sulla parete sinistra per il sovraccarico accidentale SW

Analysis Model - Frame Span Loads (SPQDXSW) (GLOBAL CSys)



Tab. 41 -Modello - SPQDXSW:spinta del terreno statica sulla parete destra per il sovraccarico accidentale SW

Analysis Model - Joint Loads (SPQDXSW) (GLOBAL CSys)

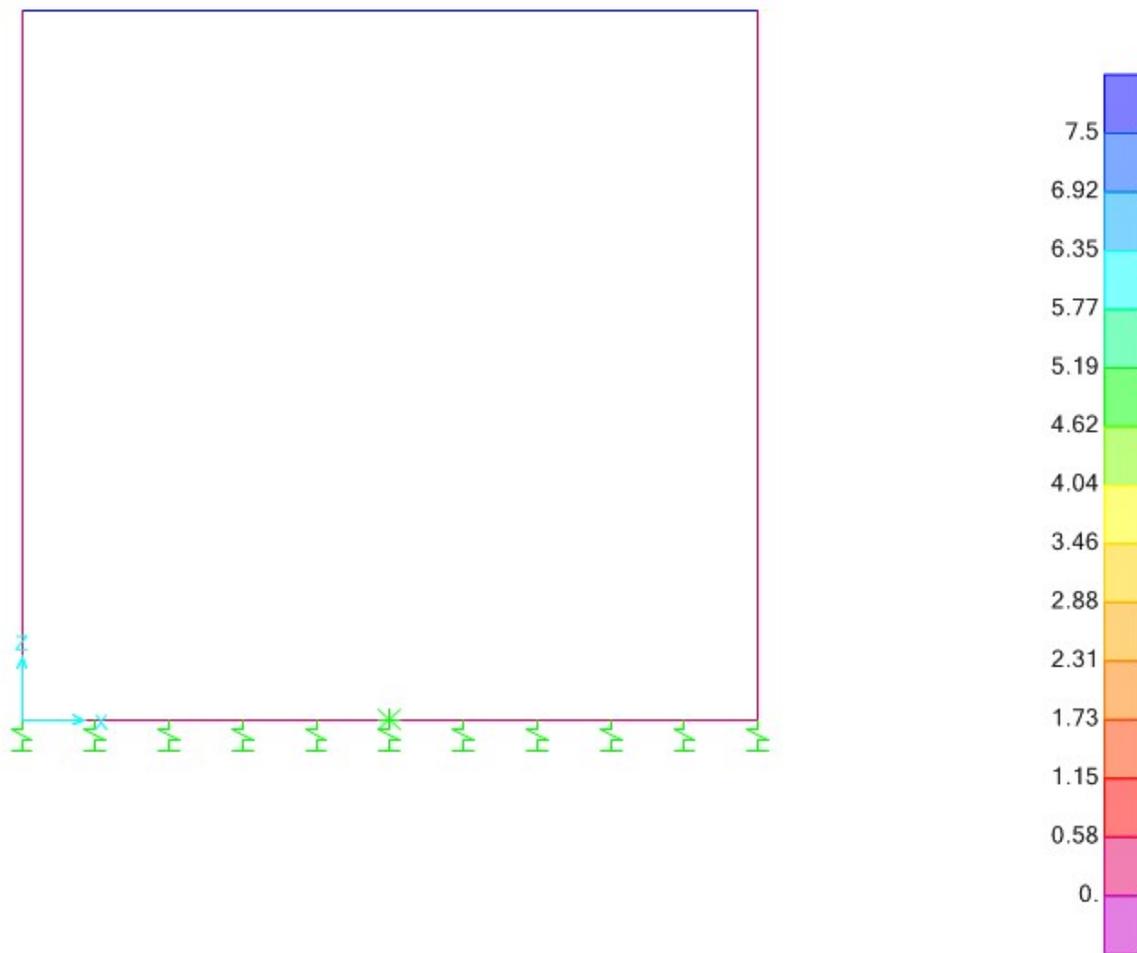


Tab. 42 -Modello - SPQDXSW:spinta del terreno statica sulla parete destra per il sovraccarico accidentale SW

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	57 di 161

Analysis Model - Frame Temperatures (TERM) ▾ X

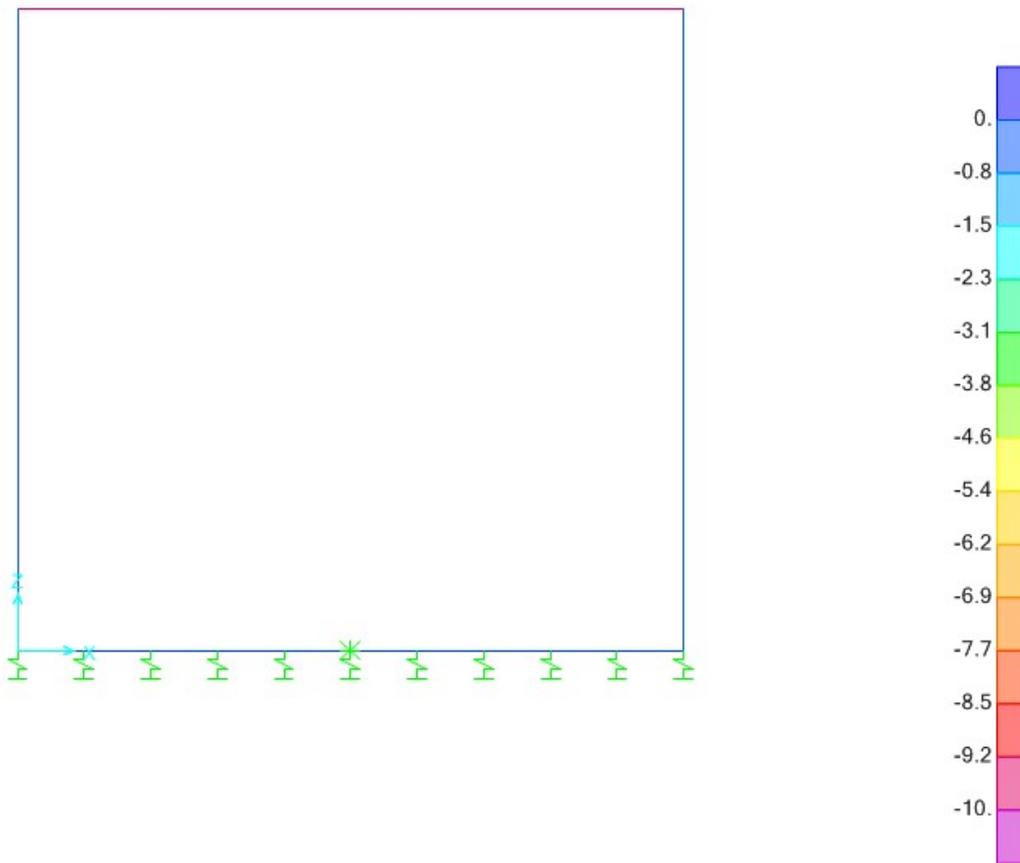


Tab. 43 -Modello - TERM : azione termica

RELAZIONE DI CALCOLO

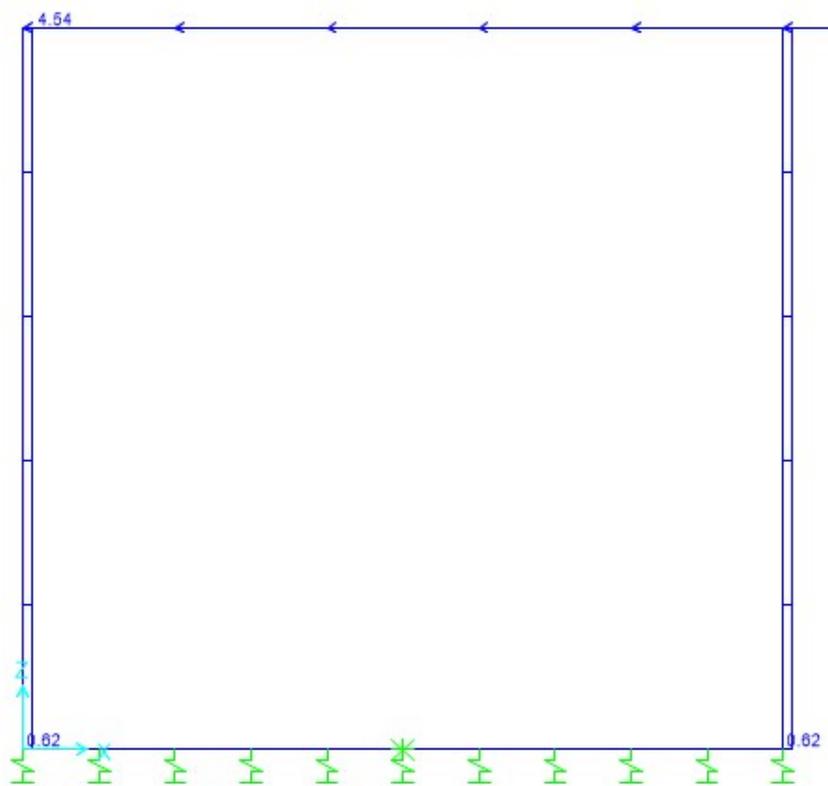
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	58 di 161

Analysis Model - Frame Temperatures (RITIRO) ▼ X



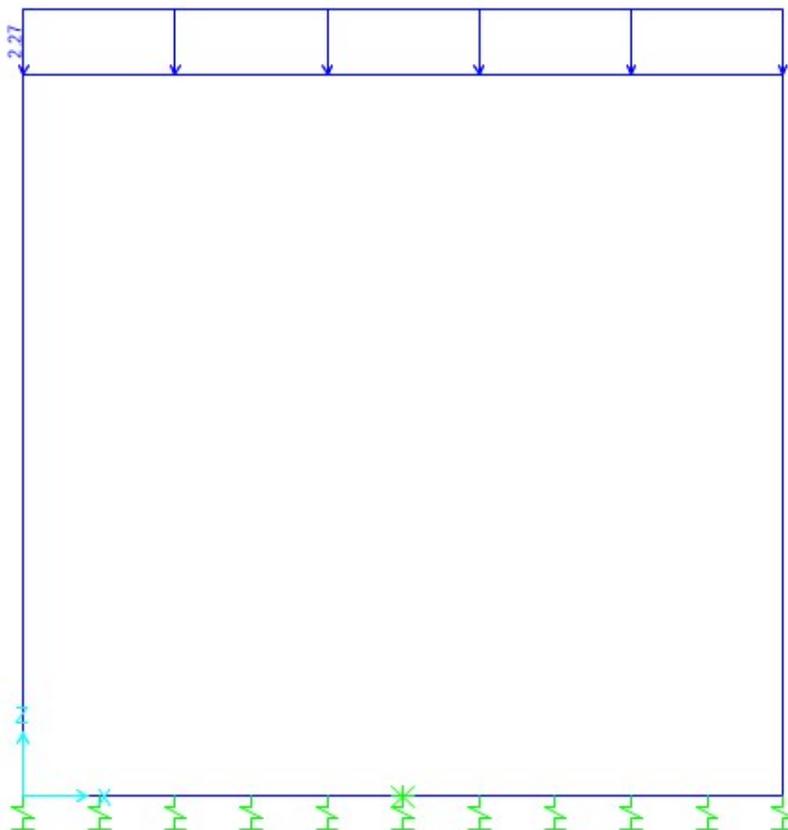
Tab. 44 –Modello - RITIRO: azione da ritiro

Analysis Model - Frame Span Loads (SISMAH) (GLOBAL CSys)



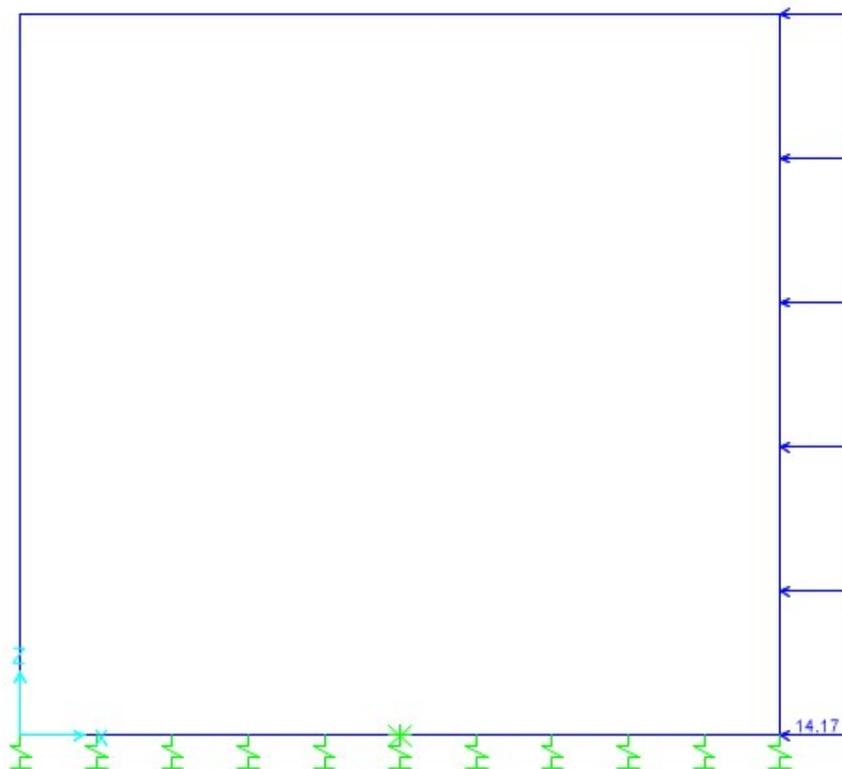
Tab. 45 -Modello - SISMAH: azione sismica sulla struttura dello scatolare

Analysis Model - Frame Span Loads (SISMAV) (GLOBAL CSys)



Tab. 46 –Modello - SISMAV: azione sismica verticale sulla struttura dello scatolare

Analysis Model - Frame Span Loads (SPSDX) (GLOBAL CSys)



Tab. 47 -Modello - SPSPDX: sovraspinta sismica del terreno

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0003 004</td> <td>A</td> <td>62 di 161</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	62 di 161
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	62 di 161								

8. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Per prima cosa si valuta il soddisfacimento delle verifiche considerando elementi strutturali senza armature trasversali resistenti a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018). Qualora tale verifica non risultasse soddisfatta si procede con il calcolo del taglio resistente considerando il caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	63 di 161

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza}$$

di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \text{sen} \alpha$$

, valore di progetto dello sforzo di taglio che può

essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

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

con d in mm;

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

;

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$$

;

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

;

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0003 004</td> <td>A</td> <td>64 di 161</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	64 di 161
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	64 di 161								

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione ;
- stato limite di deformazione.

Le verifiche si eseguono considerando le combinazioni per come riportato nel Manuale 2 di Progettazione di RFI. Per la verifica sullo stato tensionale si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 2.5.1.8.3.2.1 del Manuale 2 di Progettazione di RFI.

Per la verifica sullo stato fessurativo si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del Manuale 2 di Progettazione di RFI. Nel caso in esame considerando condizioni ambientali aggressive.

Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando:

$$\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 48 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 49 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento w_1 per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

$$w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

In particolare si effettuano le seguenti verifiche:

VERIFICA A FESSURAZIONE	VALORI LIMITE DELLE APERTURE		
	CLASSE ESPOSIZIONE	CONDIZIONI AMBIENTALI	RARA
SOLETTA INFERIORE	XA1	AGGRESSIVE	w_1
SOLETTA SUPERIORE	XA1	AGGRESSIVE	w_1
PIEDRITTI	XA1	AGGRESSIVE	w_1

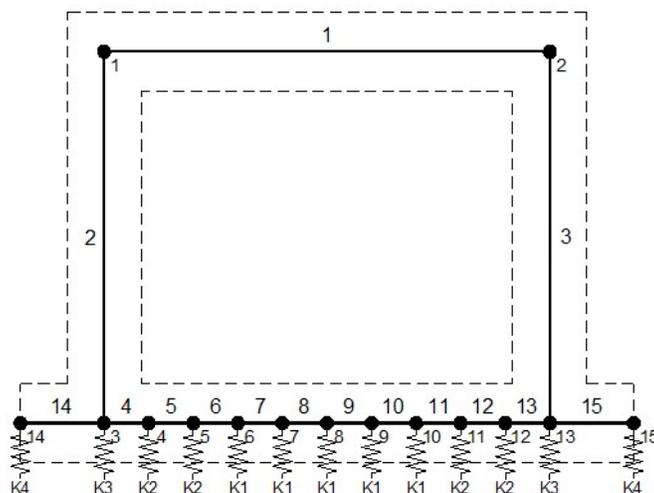
9. ANALISI E VERIFICHE

9.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo adottato è quello di un telaio con elementi frame a cui sono state assegnate le sezioni in base alla geometria e alle caratteristiche dei materiali.

Si è analizzata una lunghezza unitaria di 1 m dello scatolare a cui sono stati assegnati le sezioni ed i carichi corrispondenti.

Di seguito si riportano i dati geometrici, le caratteristiche dei materiali e del terreno e le rigidzze delle molle applicate in corrispondenza dei nodi in cui è stato diviso l'elemento frame corrispondente alla fondazione.



Tab. 50 – Schematizzazione del modello scatolare

Per simulare il comportamento del terreno di fondazione sono state inserite molle alla Winkler.

La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate, l'interazione terreno- struttura. In particolare nella modellazione su ciascun frame in cui è stata discretizzata la soletta di fondazione sono state inserite molle verticali k_w in corrispondenza dei nodi.

Le molle verticali sono state inserite assegnando alle stesse valori di rigidezza variabili, con valori crescenti dalla mezzeria della fondazione verso i piedritti. Per la rigidezza delle molle, nell' opera in esame si considera un modulo di reazione verticale k_w pari a 6013.8 kN/m^3 .

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	67 di 161

Il coefficiente di sottofondo alla Winkler è stato determinato con la seguente relazione (Bowles, 1960):

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

con:

E: modulo elastico del terreno (variabile con la profondità)

ν : coefficiente di Poisson

B: larghezza della fondazione

c_t : fattore di forma

Fattore di forma per la stima del coefficiente di Winkler		
Fondazione Rigida	c_t	c_t
Rettangolare con $L/B < 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
Rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$

L = lunghezza della fondazione

Per lo scatolare in esame si ha:

COSTANTE DI WINKLER SCATOLARE		
L =	15.50 m	
B =	2.50 m	
E =	25000 kN/m ²	modulo elastico del terreno
ν =	0.3	coefficiente di Poisson
c_t =	1.827	fattore di forma
$k_w = E/(1-\nu^2) \times B \times c_t =$	6013.8 kN/m ³	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	68 di 161

9.1.1 Modello di calcolo e dati di input

Geometria

Spessore soletta superiore	Ss	0.40	m
Spessore soletta di fondazione	Sf	0.40	m
Spessore piedritti	Sp	0.50	m
Altezza netta	Hint	1.50	m
Larghezza netta	Lint	1.50	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	Lr	0.00	m

Rigidezze molle verticali

Interasse molle	i	$(0.50/2 + 1.50 + 0.50/2) / 10 =$	0.20	m
Molle centrali	K1	$6014 \cdot 0.20 =$	1,203	kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 6014 \cdot 0.20 =$	1,804	kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 6014 \cdot (0.20/2 + 0.50/2) =$	4,210	kN/m
Molle risvolto	K4	-	0	kN/m

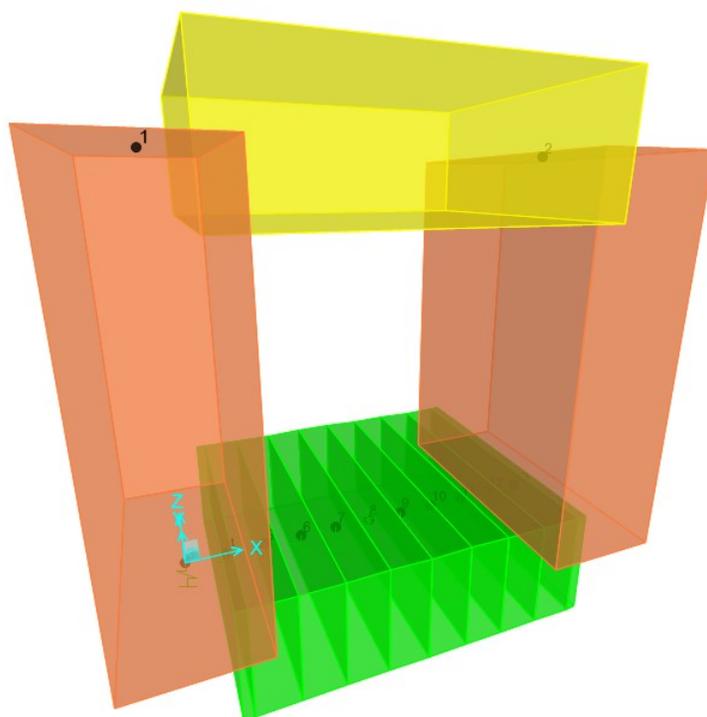
Caratteristiche materiali e terreno

Calcestruzzo armato - Peso specifico	Y		25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo			C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R _{ck}		37	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f _{ck}	$0.83 \cdot 37 =$	30.7	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E		33000	N/mm ²
Ballast - Peso specifico	Y _b		18	kN/m ³
Terreno del rilevato - Peso specifico	Y		20	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	φ		34.5	°
Terreno di riempimento laterale - Peso specifico	Y		18.5	kN/m ³
Terreno di riempimento laterale - Angolo di attrito	φ		28	°
Terreno di fondazione	Kw		6014	kN/m ³
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			aggressive	

Ricoprimento

Spessore ballast+armamento	Hb	0.77	m
Spessore medio traversina+binario	Ht	0.40	m
Spessore ballast sotto la traversina		0.37	m
Spessore del rinterro	Hr	2.16	m

Di seguito si riportano le immagini del modello SAP dello scatolare in esame con le indicazioni delle sezioni di verifica:

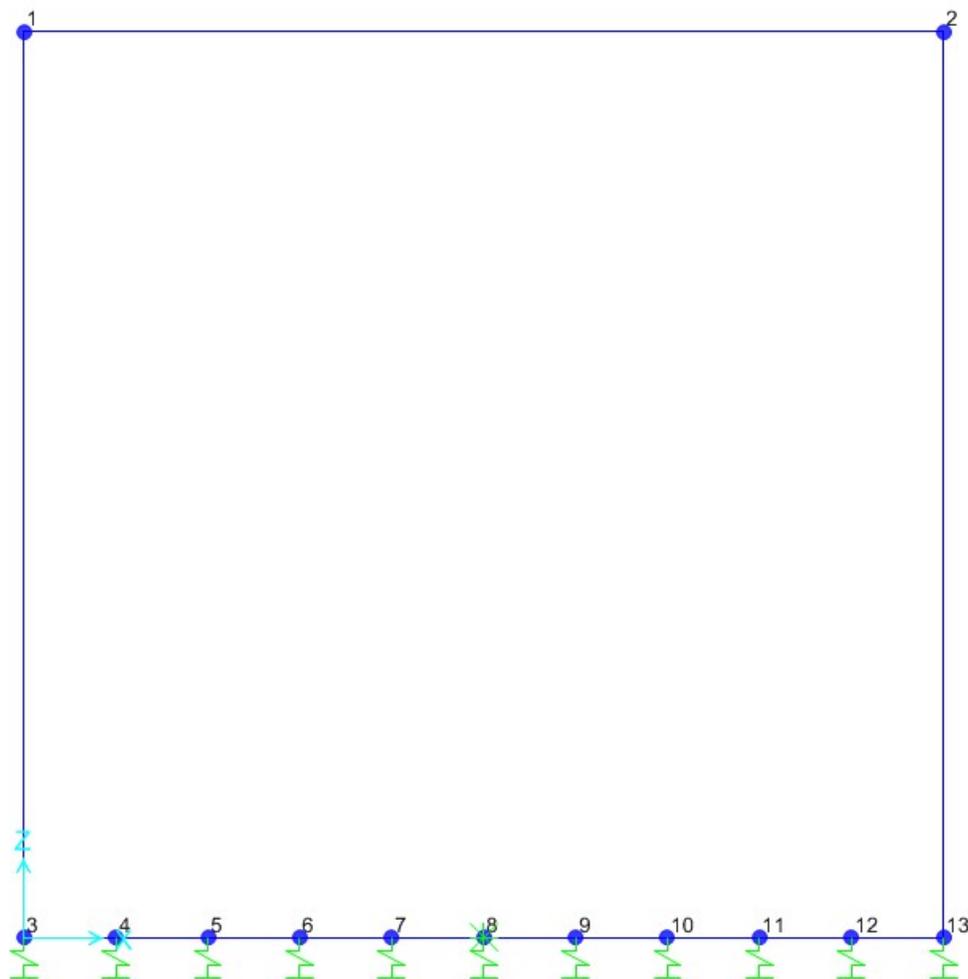


Tab. 51 – Modello scatolare - vista estrusa

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	70 di 161

X-Z Plane @ Y=0

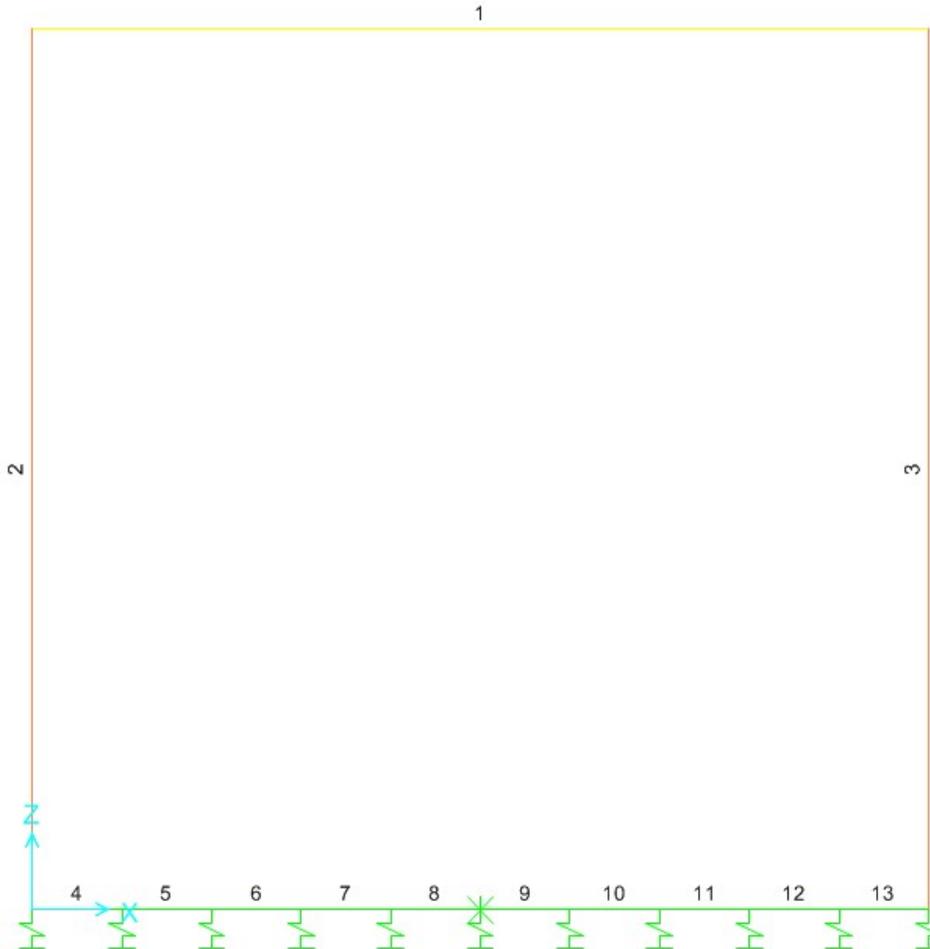


Tab. 52 – Modello scatolare - numerazione nodi e vincoli assegnati

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	71 di 161

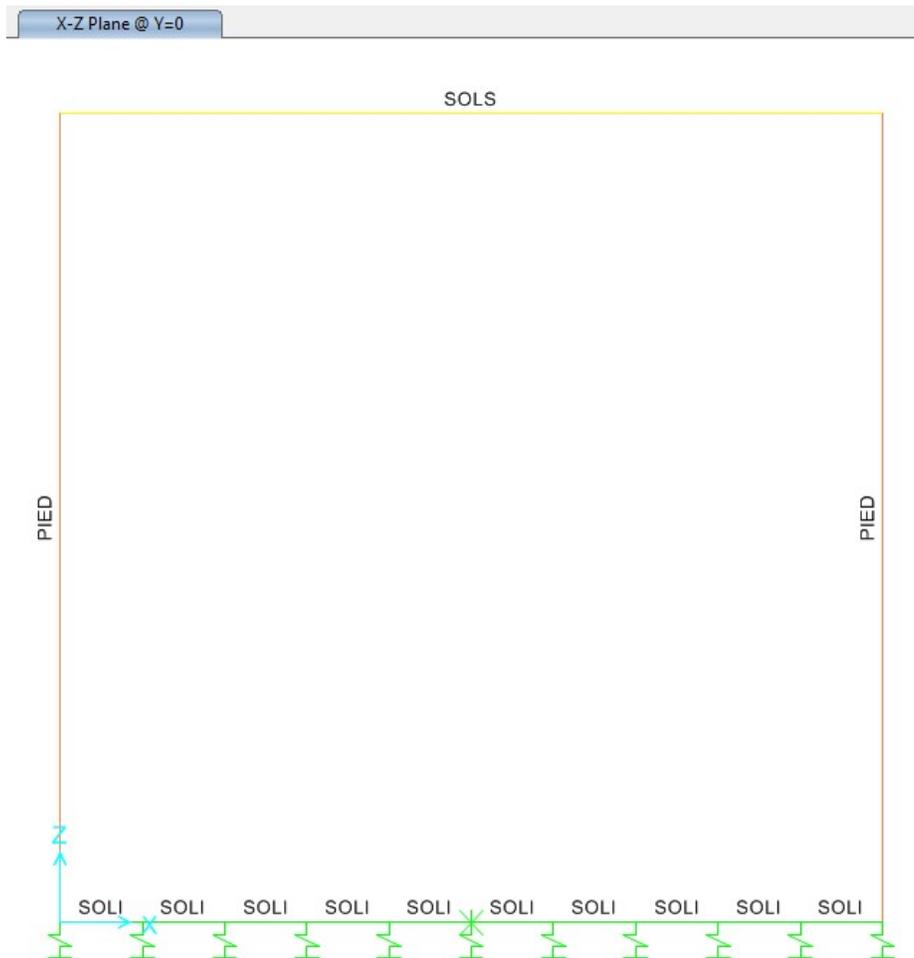
X-Z Plane @ Y=0



Tab. 53 – Modello scatolare - numerazione frames

RELAZIONE DI CALCOLO

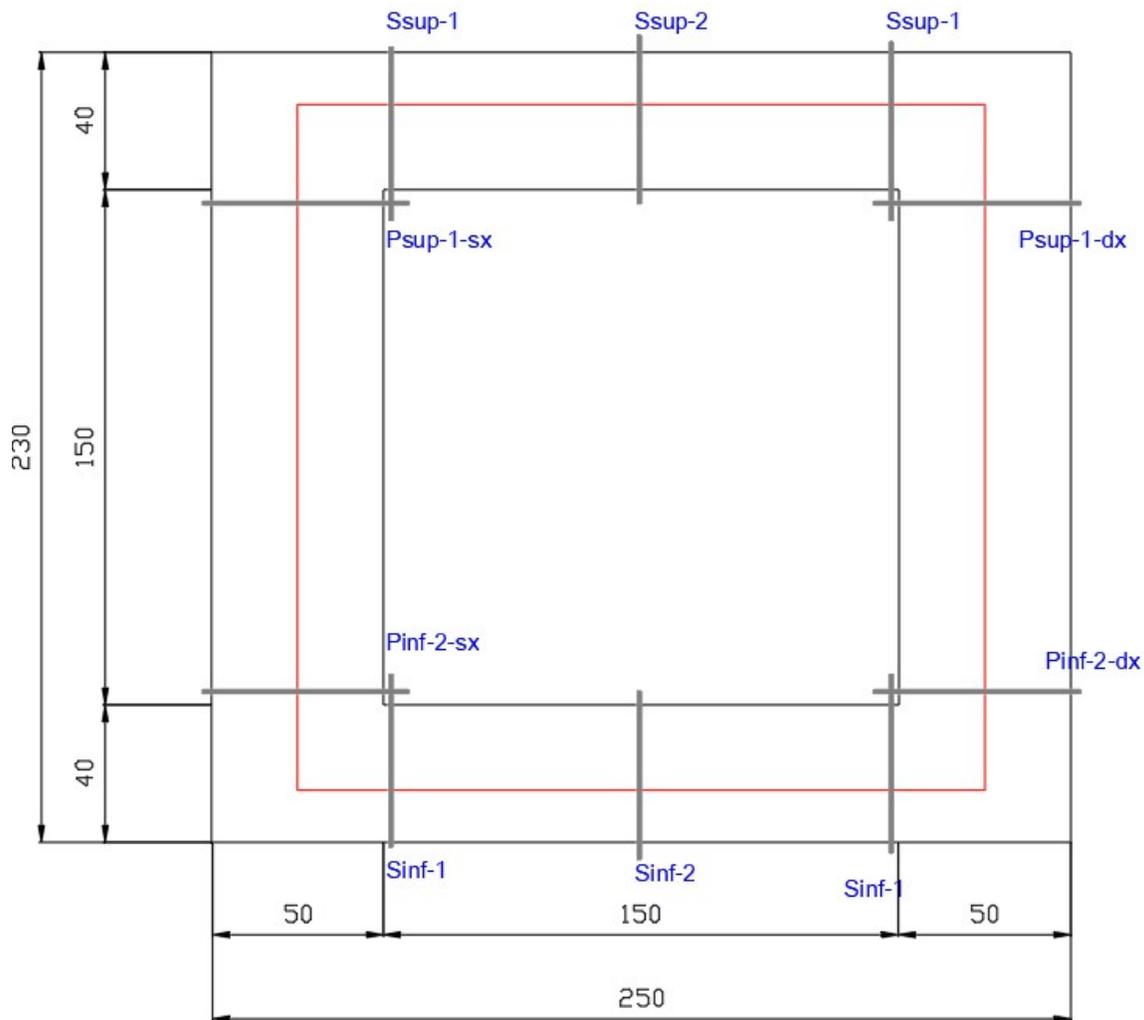
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	72 di 161



Tab. 54 – Modello scatolare - sezioni assegnate

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	73 di 161



Tab. 55 – Modello Tombino scatolare - sezioni di verifica

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	74 di 161

Carichi permanenti (Condizione *PERM*)

Soletta superiore				
Peso ballast	P_s	$0.77 \cdot 18 =$		13.86 kN/m ²
Peso del rinterro	P_r	$2.16 \cdot 20 =$		43.20 kN/m ²
Totale		$(P_r+P_s)*r$		71.33 kN/m²

Risvolti soletta inferiore				
Peso ballast	P_s	-		0.00 kN/m ²
Peso del rinterro	P_r	-		0.00 kN/m ²
Totale				0.00 kN/m²

Carichi accidentali sulla copertura LM71 (Condizioni *ACC-M71* e *ACC-T71*)

Coefficiente dinamico				
Lunghezza caratteristica per coeff. din.	L_Φ	$= 1.3 \cdot 1/3 \cdot (1.70 + 2.00 + 1.70)$		2.34 m
Coefficiente dinamico	Φ_3	$= 1.35$ se $L_{int} \leq 8$ m e $H_{int} \leq 5$ m		1.35
Qvk				
Coefficiente di adattamento	α			1.10
Larghezza traversa	L_t			2.40 m
Impronta di carico y	L_{d1}	$2.40 + 2 \times (0.37/4 + 2.16 \times \tan(35^\circ) + 0.40/2) =$		5.95 m
Impronta di carico x	L_{d2}	$0.8 + 1.6 + 1.6 + 1.6 + 0.8 =$		6.40 m
Carico Qvk (totale)				1000 kN
Carico Qvk (ripartito)		$1.1 \cdot 1.35 \cdot 1000 / (5.95 \cdot 6.40) =$		38.97 kN/m²
qvk				
Carico qvk				80 kN/m
Carico qvk (ripartito)		$1.1 \cdot 1.35 \cdot 80 / 5.95 =$		19.95 kN/m²

Carichi accidentali sulla copertura SW/2 (Condizioni *ACC-MSW* e *ACC-TSW*)

Coefficiente di adattamento	α			1.00
Carico qvk				150 kN/m
Carico qvk (ripartito)		$1 \cdot 1.35 \cdot 150 / 5.95 =$		34.01 kN/m²

Avviamento e frenatura (Condizione *AVV*)

Q1ak (= $\alpha \cdot 33 / L_{d1}$)		$\alpha \cdot 33 / 5.95 =$		6.10 kN/m²
--------------------------------------	--	----------------------------	--	------------------------------

Azione termica (Condizione *TERM*)

Variatione termica uniforme	ΔT_U			15 °
Variatione termica a farfalla	ΔT_F			5 °
Variatione termica uniforme di calcolo	ΔT_{U^*}	$15 / 2 =$		7.50 °
Variatione termica a farfalla di calcolo	ΔT_{F^*}	$5 / 2 =$		2.50 °

Ritiro (Condizione *RITIRO*)

Ritiro applicato alla sol. Superiore	ΔT_R			-10 °
--------------------------------------	--------------	--	--	-------

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	75 di 161

Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)

K01	$1 - \text{sen}(34.5^\circ) =$	0.434	
K02	$1 - \text{sen}(28^\circ) =$	0.531	
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1 $0.434 \cdot 58.60 =$	25.41	kN/m ²
Spinta in asse sol. sup.	p2 $0.434 \cdot (58.60 + 20 \cdot 0.40/2) =$	27.14	kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3 $0.531 \cdot [58.60 + 20 \cdot (0.40 + 1.50 + 0.40/2)] =$	51.70	kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4 $0.531 \cdot [58.60 + 20 \cdot (0.40 + 1.50 + 0.40)] =$	53.66	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1 $(25.41 + 27.14)/2 \cdot 0.40/2 =$	5.26	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2 $(51.70 + 53.66)/2 \cdot 0.40/2 =$	10.54	kN/m

Spinta del carico accidentale LM71 (Condizioni *SPACCSX* e *SPACCDX*)

Spinta dovuta al q1	p $0.531 \cdot 1.1 \cdot 1000 / (5.95 \cdot 6.40) =$	15.31	kN/m²
---------------------	--	--------------	-------------------------

Spinta del carico accidentale SW/2 (Condizioni *SPACCSX* e *SPACCDX*)

Spinta dovuta al q1	p $0.531 \cdot 1 \cdot 150 / (5.95 \cdot 6.40) =$	2.09	kN/m²
---------------------	---	-------------	-------------------------

Sisma orizzontale (Condizione *SISMAH*)

Stato limite	Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V _N	75	anni
Classe d'uso		II	
Coefficiente C _U	C _U	1	
Periodo di riferimento	V _R	75	anni
Accelerazione orizzontale	a _g /g	0.041	
Amplificazione spettrale	F ₀	2.634	

Categoria sottosuolo	A, B, C, D, E	B	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S _s	1.200	
Coeff. Amplificazione topografica	S _t	1	
Coefficiente S	S = S _s · S _t	1.200	
accelerazione orizzontale max	a _{max} /g = a _g /g · S	0.049	
Fattore di struttura	q	1.00	
Coeff. sismico orizzontale	k _h = a _{max} /g	0.049	
Coeff. sismico verticale	k _v = ±0.5 · k _h	0.025	

Carico accidentale totale gravante sulla cop.	$1.1 \cdot 1000 / (5.95 \cdot 6.40) \cdot 2.50 + 1.1 \cdot 80 / 5.95 \cdot 2.50 =$	109.1	kN/m
---	--	-------	------

Forza orizz. sulla sol. di cop.	FH _s $0.049 \cdot (0.40 \cdot 25 + 71.33 + 0.2 \cdot 109.1 / 2.00) / 1.00 =$	4.54	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	FH _p $0.049 \cdot (0.50 \cdot 25) / 1.00 =$	0.62	kN/m²

Sisma verticale (Condizione *SISMAV*)

Forza vert. sulla sol. di cop.	FV _s $0.025 \cdot (0.40 \cdot 25 + 71.33 + 0.2 \cdot 109.1 / 2.00) / 1.00 =$	2.27	kN/m²
--------------------------------	---	-------------	-------------------------

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

Risultante della spinta sismica	ΔS _E = (a _{max} /g) · γ · (Hint + S _s + S _f + H _b + H _r) ² = 0.049 · 20 · 5	26.9	kN/m
Pressione risultante	Δp _E = ΔS _E / H = 26.9 / 1.90	14.17	kN/m²

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NMOY 00 D 11 CL RI0003 004 A 76 di 161

Combinazioni:

N		PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPQSX71	SPQDX71	TERM	RITIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX	ACC-SW	SPQXSXW	SPQDXSW	
01	CARICHI MOBILI - GRUPPO 1	01S1-11M	1.35	1.50	1.45	0	0.725	1.00	1.00	0	0	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
02		02S1-11F	1.35	1.50	0	1.45	0.725	1.00	1.00	0	0	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
03		03S1-12M	1.35	1.50	1.45	0	0.725	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
04		04S1-12T	1.35	1.50	0	1.45	0.725	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
05		05S1-13M	1.35	1.50	1.45	0	0.725	1.00	1.35	0	1.45	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
06		06S1-13T	1.35	1.50	0	1.45	0.725	1.00	1.35	0	1.45	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
07		07S1-14-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
08		08S1-15-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
09		09S1-16S	1.35	1.5	0	0	0.725	1.00	1.00	0.00	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	1.45	0	0
10		10S1-17S	1.35	1.5	0	0	0.725	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45
11		11S1-18S	1.35	1.5	0	0	0.725	1.00	1.35	0.00	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	1.45	0	1.45
12		12S1-19S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0	1.45	1.45
13		13S1-20S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.00	1.35	0.00	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0	0	1.45
14		14S1-21M	1.35	1.50	1.45	0	0.725	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
15		15S1-21T	1.35	1.50	0	1.45	0.725	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
16		16S1-22M	1.35	1.50	1.45	0	0.725	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
17		17S1-22T	1.35	1.50	0	1.45	0.725	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
18		18S1-23M	1.35	1.50	1.45	0	0.725	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
19		19S1-23T	1.35	1.50	0	1.45	0.725	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
20		20S1-24-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
21		21S1-25-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	0
22		22S1-26S	1.35	1.5	0	0	0.725	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.2	0	0	0	1.45	0	0
23		23S1-27S	1.35	1.5	0	0	0.725	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.2	0	0	0	1.45	1.45	1.45
24		24S1-28S	1.35	1.5	0	0	0.725	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.2	0	0	0	1.45	0	1.45
25		25S1-29S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.2	0	0	0	0	1.45	1.45
26		26S1-30S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.2	0	0	0	0	0	1.45
27	CARICHI MOBILI - GRUPPO 1	27S1T11M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
28		28S1T11T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
29		29S1T12M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
30		30S1T12T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
31		31S1T13M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
32		32S1T13T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
33		33S1T14-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
34		34S1T15-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
35		35S1T16S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	1.2	0	0	0	1.16	0	0
36		36S1T17S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.35	1.35	0	0	1.5	1.2	0	0	0	1.16	1.16	1.16
37		37S1T18S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.35	0	0	1.5	1.2	0	0	0	1.16	0	1.16
38		38S1T19S	1.35	1.5	0	0	0	1.35	1.35	0	0	1.5	1.2	0	0	0	0.00	1.16	1.16
39		39S1T20S	1.35	1.5	0	0	0	1.00	1.35	0	0	1.5	1.2	0	0	0	0.00	0	1.16
40		40S1T21M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
41		41S1T21T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
42		42S1T22M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
43		43S1T22T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
44		44S1T23M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
45		45S1T23T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
46		46S1T24-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
47		47S1T25-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00
48		48S1T26S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	1.16	0	0
49		49S1T27S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.35	1.35	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	1.16	1.16	1.16
50		50S1T28S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.35	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	1.16	0	1.16
51		51S1T29S	1.35	1.5	0	0	0	1.35	1.35	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	0	1.16	1.16
52		52S1T30S	1.35	1.5	0	0	0	1.00	1.35	0	0	-1.5	1.2	0	0	0	0	0	1.16

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NMOY 00 D 11 CL RI0003 004 A 78 di 161

123	CARICHI MOBILI : GRUPPO 1	SLE RARA (ZIONE PRINCIPALE: CARICHI MOBILI)	123R1-11M	1	1	1	0	0.5	0.6	0.6	0	0	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	
124			124R1-11T	1	1	0	1	0.5	0.6	0.6	0	0	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
125			125R1-12M	1	1	1	0	0.5	1	1	1	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
126			126R1-12T	1	1	0	1	0.5	1	1	1	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
127			127R1-13M	1	1	1	0	0.5	0.6	1	0	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
128			128R1-13T	1	1	0	1	0.5	0.6	1	0	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
129			129R1-14S	1	1	0	0	0.5	0.6	0.6	0	0	0.6	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
130			130R1-15S	1	1	0	0	0.5	1	1	0	0	0.6	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1
131			131R1-16S	1	1	0	0	0.5	0.6	1	0	0	0.6	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1
132			132R1-21M	1	1	1	0	0.5	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
133			133R1-21T	1	1	0	1	0.5	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
134			134R1-22M	1	1	1	0	0.5	1	1	1	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
135			135R1-22T	1	1	0	1	0.5	1	1	1	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
136			136R1-23M	1	1	1	0	0.5	0.6	1	0	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
137	137R1-23T	1	1	0	1	0.5	0.6	1	0	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
138	138R1-24S	1	1	0	0	0.5	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0		
139	139R1-25S	1	1	0	0	0.5	1	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1		
140	140R1-26S	1	1	0	0	0.5	0.6	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1		
141	CARICHI MOBILI : GRUPPO 2	SLE RARA (AZIONE PRINCIPALE: AZIONE TERMICA)	141R1T11M	1	1	0.8	0	0.4	0.6	0.6	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	
142			142R1T11T	1	1	0	0.8	0.4	0.6	0.6	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
143			143R1T12M	1	1	0.8	0	0.4	1	1	0.8	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
144			144R1T12T	1	1	0	0.8	0.4	1	1	0.8	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
145			145R1T13M	1	1	0.8	0	0.4	0.6	1	0	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
146			146R1T13T	1	1	0	0.8	0.4	0.6	1	0	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
147			147R1T14S	1	1	0	0	0.4	0.6	0.6	0	0	1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0
148			148R1T15S	1	1	0	0	0.4	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
149			149R1T16S	1	1	0	0	0.4	0.6	1	0	0	1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0.8	0.8
150			150R1T21M	1	1	0.8	0	0.4	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
151			151R1T21T	1	1	0	0.8	0.4	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
152			152R1T22M	1	1	0.8	0	0.4	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
153			153R1T22T	1	1	0	0.8	0.4	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
154			154R1T23M	1	1	0.8	0	0.4	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
155	155R1T23T	1	1	0	0.8	0.4	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
156	156R1T24S	1	1	0	0	0.4	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0		
157	157R1T25S	1	1	0	0	0.4	1	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8		
158	158R1T26S	1	1	0	0	0.4	0.6	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0.8	0.8		

159	CARICHI MOBILI : GRUPPO 3	SLE RARA (ZIONE PRINCIPALE: CARICHI MOBILI)	159R3-11M	1	1	1	0	1	0.6	0.6	0	0	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	
160			160R3-11T	1	1	0	1	1	0.6	0.6	0	0	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
161			161R3-12M	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
162			162R3-12T	1	1	0	1	1	1	1	1	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
163			163R3-13M	1	1	1	0	1	0.6	1	0	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
164			164R3-13T	1	1	0	1	1	0.6	1	0	1	0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
165			165R3-14S	1	1	0	0	1	0.6	0.6	0	0	0.6	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
166			166R3-15S	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0.6	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1
167			167R3-16S	1	1	0	0	1	0.6	1	0	0	0.6	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1
168			168R3-21M	1	1	1	0	1	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
169			169R3-21T	1	1	0	1	1	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
170			170R3-22M	1	1	1	0	1	1	1	1	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
171			171R3-22T	1	1	0	1	1	1	1	1	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
172			172R3-23M	1	1	1	0	1	0.6	1	0	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
173	173R3-23T	1	1	0	1	1	0.6	1	0	1	-0.6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
174	174R3-24S	1	1	0	0	1	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0		
175	175R3-25S	1	1	0	0	1	1	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1		
176	176R3-26S	1	1	0	0	1	0.6	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1		
177	CARICHI MOBILI : GRUPPO 4	SLE RARA (AZIONE PRINCIPALE: AZIONE TERMICA)	177R1T11M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	
178			178R1T11T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
179			179R1T12M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
180			180R1T12T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
181			181R1T13M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
182			182R1T13T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
183			183R1T14S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0
184			184R1T15S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
185			185R1T16S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0.8	0.8
186			186R1T21M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
187			187R1T21T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
188			188R1T22M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
189			189R1T22T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
190			190R1T23M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
191	191R1T23T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
192	192R1T24S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0		
193	193R1T25S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8		
194	194R1T26S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0	0	0.8	0.8		

9.2 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati delle analisi svolte sia in forma grafica che tabellare, dove le sollecitazioni massime mostrate sia in termini di sforzo normale che taglio e momento flettente corrispondono ai valori in corrispondenza dei nodi tra gli elementi del modello di calcolo, ovvero i punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi. Nelle verifiche le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi si considerano secondo il seguente criterio:

sforzo normale: valori in corrispondenza dei punti posti ad $s/4$ del punto di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);

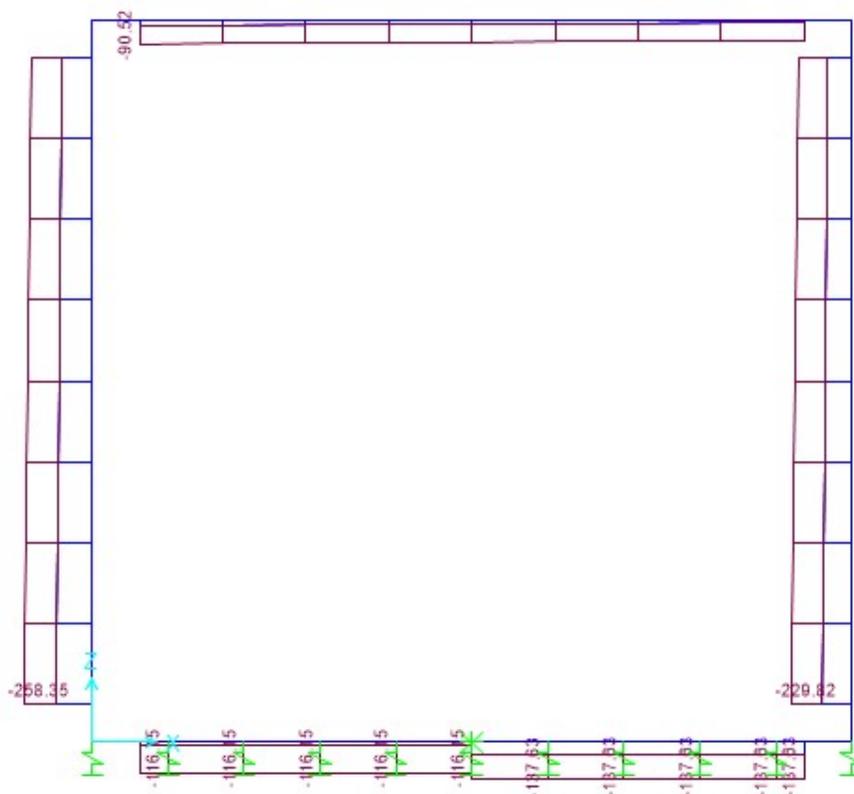
taglio: valori in corrispondenza del filo interno degli elementi;

momento flettente: valori in corrispondenza dei punti posti ad $s/4$ dei punti di intersezione tra gli assi geometrici degli elementi (nodi);

dove s è lo spessore dell'elemento strutturale considerato.

Nelle immagini che seguono si riportano gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi dei risultati:

Axial Force Diagram (INVLSU - Max/Min)

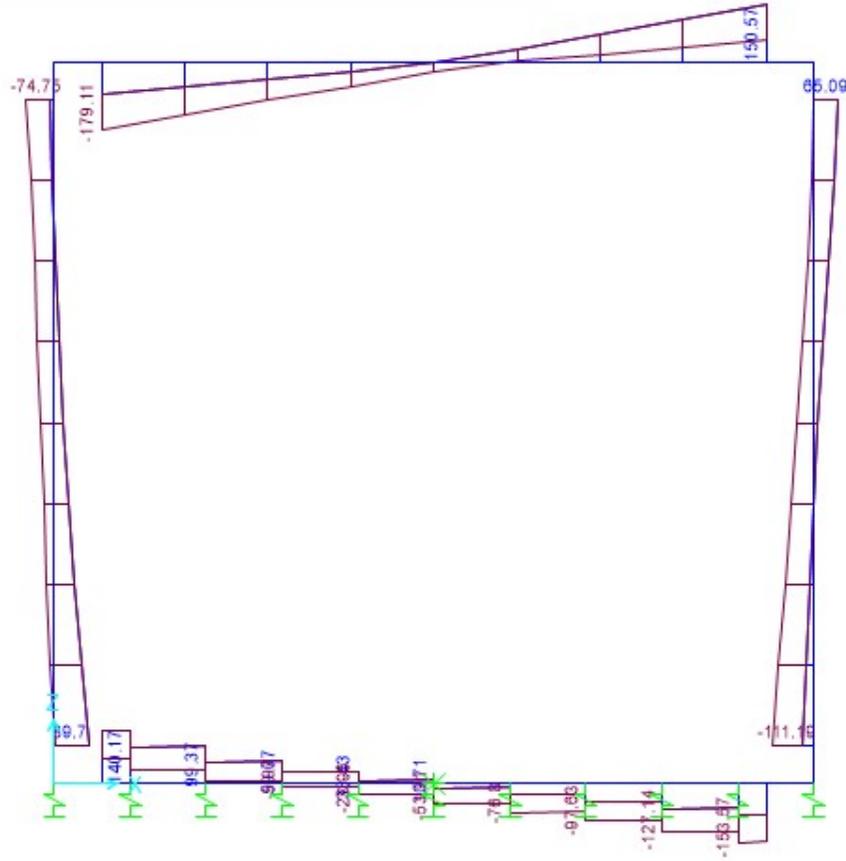


Tab. 56 – Modello scatolare – Inviluppo SLU sforzo normale

RELAZIONE DI CALCOLO

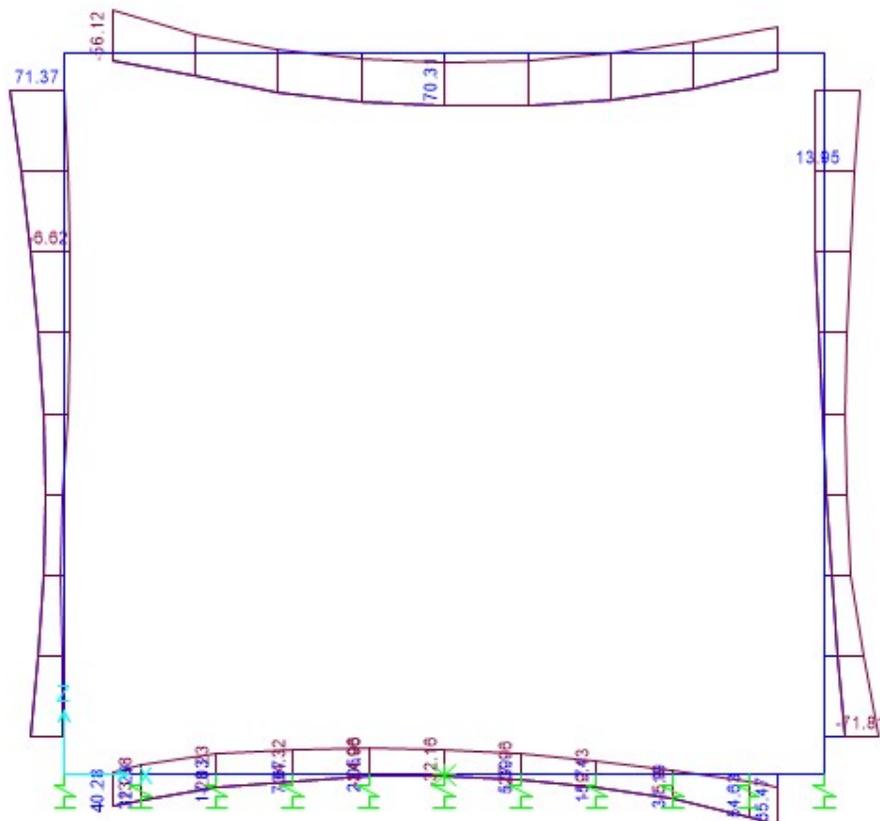
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	81 di 161

Shear Force 2-2 Diagram (INVLSU - Max/Min)



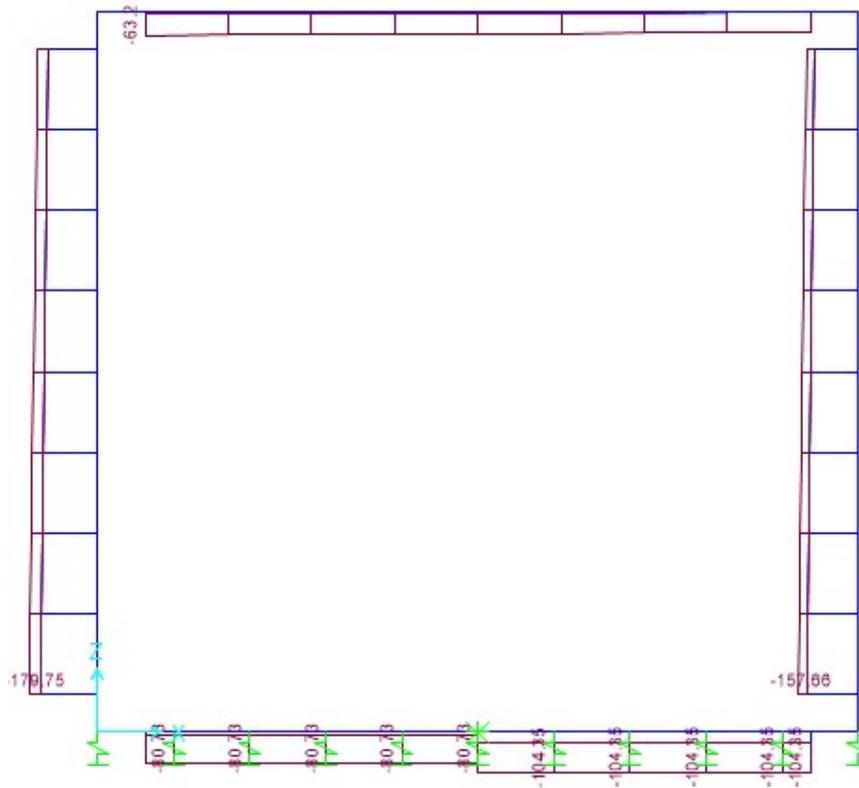
Tab. 57 – Modello scatolare - Involuppo SLU sforzo di taglio

Moment 3-3 Diagram (INVLSU - Max/Min)



Tab. 58 – Modello scatolare - Inviluppo SLU momento flettente

Axial Force Diagram (INVCA - Max/Min)

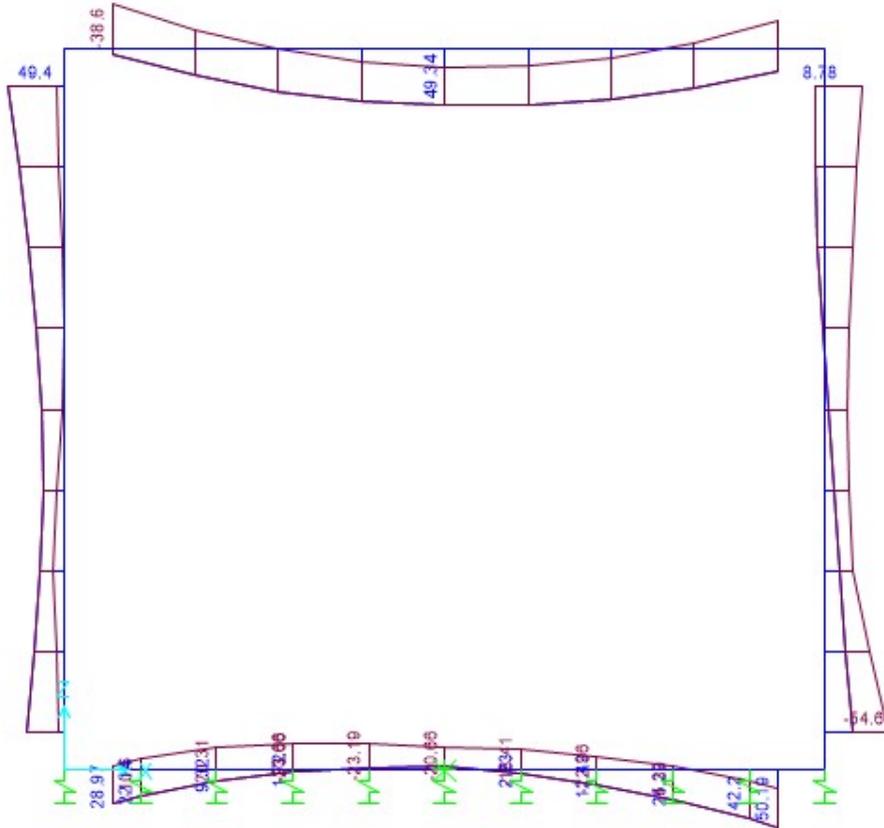


Tab. 59 – Modello scatolare – Involuppo SLE RARA sforzo normale

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	84 di 161

Moment 3-3 Diagram (INVCA - Max/Min)

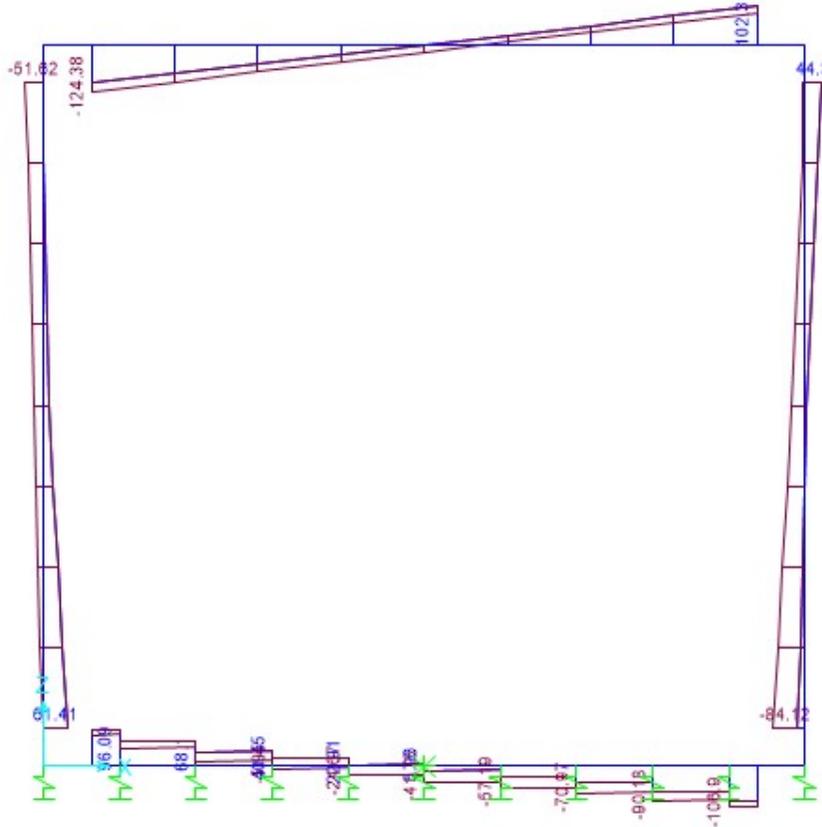


Tab. 60 – Modello scatolare - Inviluppo SLE RARA momento flettente

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	85 di 161

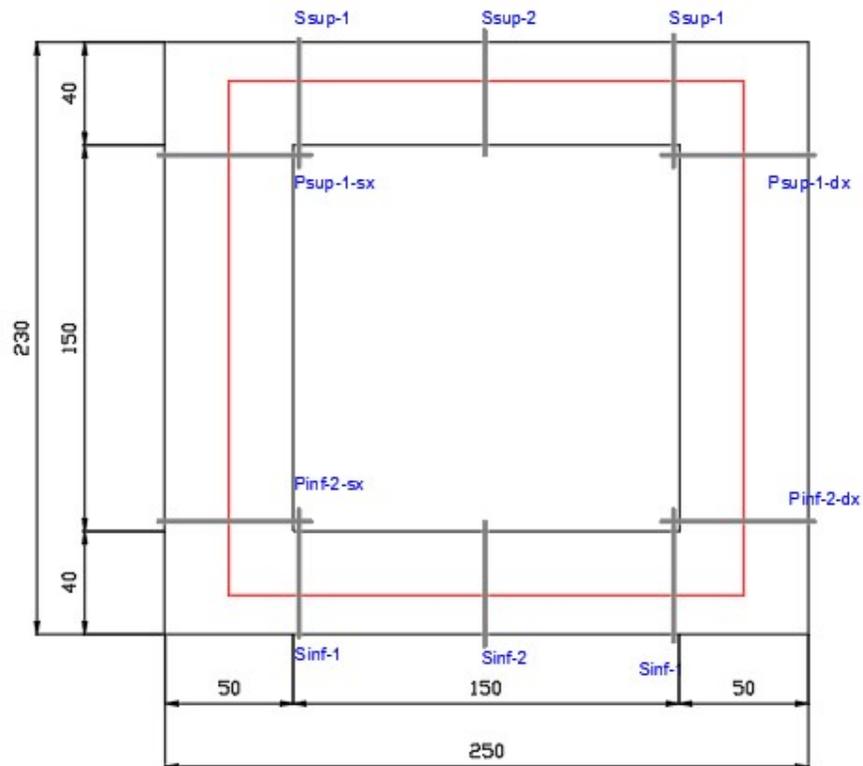
Shear Force 2-2 Diagram (INVCA - Max/Min)



Tab. 61 – Modello scatolare – Involuppo SLE RARA sforzo di taglio

9.3 Verifiche strutturali

Le verifiche riportate nei paragrafi successivi sono effettuate considerando il valore assoluto delle sollecitazioni. Per le sezioni di estremità dei piedritti e delle solette si riportano le verifiche delle sezioni più sollecitate; in particolare per le solette inferiore e superiore si riportano le verifiche in assenza di sforzo normale. Nell'immagine che segue si mostra la sezione trasversale del tombino con le sezioni oggetto di verifica:



Tab. 62 – Tombino scatolare - sezioni di verifica

Per ciascuna tipologia di elemento (solette e piedritti) si riporta uno schema grafico con l'indicazione della sezione oggetto di verifica.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	RI0003 004	A	87 di 161

9.3.1 Piedritti

Armatura a flessione:

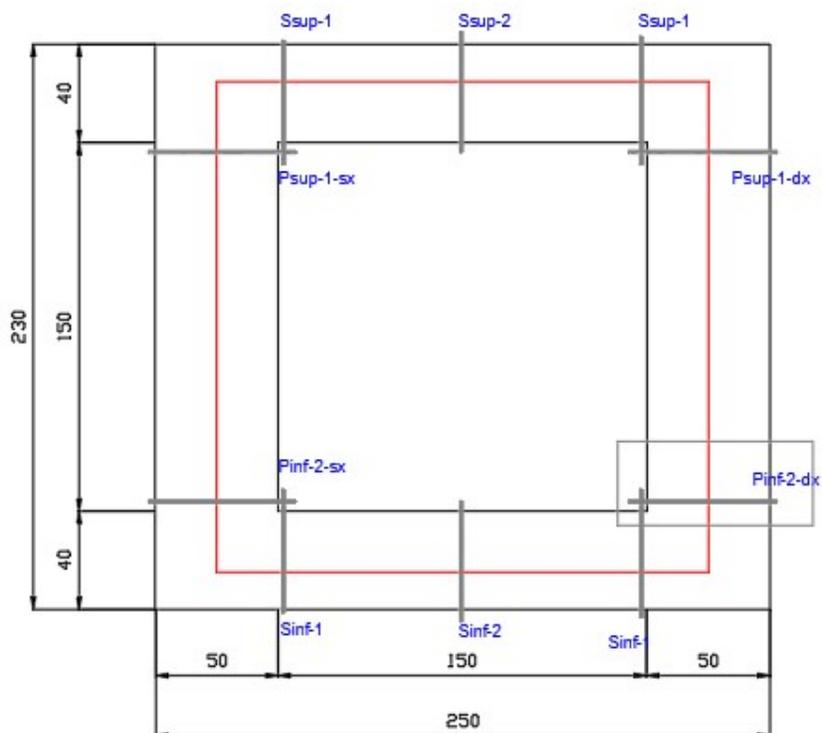
- Sommità Psup-1: Armatura tesa $\phi 14/20$ cm
Armatura compressa $\phi 14/20$ cm
- Spiccato Pinf-2: Armatura tesa $\phi 14/20$ cm
Armatura compressa $\phi 14/20$ cm

Armatura a taglio: Spille $\phi 10/40 \times 40$ cm

Armatura longitudinale: $\phi 14/20$ cm

• **Verifica a pressoflessione**

Spiccato Pinf-2



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	88 di 161

Acciaio

Tensione car. di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Tensione car. di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	=	391	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	200000	N/mm ²
	ε_{yd}	=	0.00196	

Calcestruzzo

Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{cc}	17.4 N/mm ²

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	h	=	50	cm
Base della sezione	b	=	100	cm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Armatura a taglio	ϕ	=	10	mm
Armatura di ripartizione	ϕ	=	14	mm
Copriferro	c'	=	7.1	cm
Altezza utile della sezione	d	=	42.9	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	89 di 161

Caratteristiche di sollecitazione

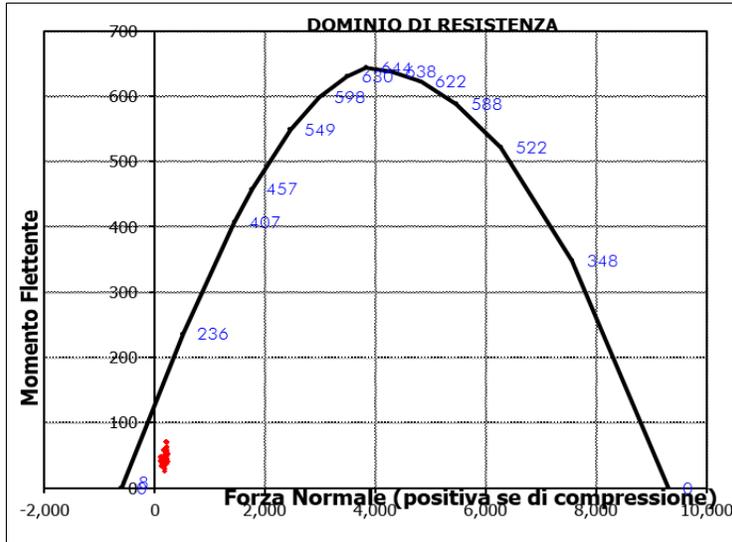
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	229.82	41.16
02S1-11T	229.82	41.16
03S1-12M	229.82	41.57
04S1-12T	229.82	41.57
05S1-13M	214.18	59.24
06S1-13T	214.18	59.24
07S1-14-	177.61	29.72
08S1-15-	161.97	47.39
09S1-16S	222.63	40.11
10S1-17S	222.63	40.25
11S1-18S	215.90	48.01
12S1-19S	177.61	29.44
13S1-20S	170.88	37.20
14S1-21M	229.82	51.93
15S1-21T	229.82	51.93
16S1-22M	229.82	52.34
17S1-22T	229.82	52.34
18S1-23M	214.18	70.02
19S1-23T	214.18	70.02
20S1-24-	177.61	40.50
21S1-25-	161.97	58.17
22S1-26S	222.63	50.89
23S1-27S	222.63	51.03
24S1-28S	215.90	58.79
25S1-29S	177.61	40.22
26S1-30S	170.88	47.98
27S1 T11M	215.94	38.12
28S1 T11T	215.94	38.12
29S1 T12M	215.94	38.47
30S1 T12T	215.94	38.47
31S1 T13M	202.36	53.85
32S1 T13T	202.36	53.85
33S1 T14-	177.61	26.06
34S1 T15-	164.03	41.44
35S1 T16S	210.19	37.29
36S1 T17S	210.19	37.42
37S1 T18S	203.74	44.86
38S1 T19S	177.61	25.84
39S1 T20S	171.17	33.29
40S1 T21M	215.94	56.09
41S1 T21T	215.94	56.09
42S1 T22M	215.94	56.43
43S1 T22T	215.94	56.43

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
44S1 T23M	202.36	71.81
45S1 T23T	202.36	71.81
46S1 T24-	177.61	44.02
47S1 T25-	164.03	59.40
48S1 T26S	210.19	55.25
49S1 T27S	210.19	55.38
50S1 T28S	203.74	62.83
51S1 T29S	177.61	43.80
52S1 T30S	171.17	51.25
53S3-11M	225.52	44.82
54S3-11T	225.52	44.82
55S3-12M	225.52	45.23
56S3-12T	225.52	45.23
57S3-13M	209.88	62.91
58S3-13T	209.88	62.91
59S3-14S	218.33	43.78
60S3-15S	218.33	43.91
61S3-16S	211.61	51.67
62S3-21M	225.52	55.60
63S3-21T	225.52	55.60
64S3-22M	225.52	55.94
65S3-22T	225.52	55.94
66S3-23M	211.95	71.32
67S3-23T	211.95	71.32
68S3-24S	218.33	54.55
69S3-25S	218.33	54.68
70S3-26S	211.89	62.13
71SSS1--	112.55	42.74
72SSS2--	111.19	42.54
73SSS3--	121.20	35.50
74SSS4--	116.66	34.84
75SSS5--	112.55	48.72
76SSS6--	111.19	48.53
77SSS7--	121.20	41.49
78SSS8--	116.66	40.83
79SSS9S	112.79	41.19
80SSS10S	111.43	40.99
81SSS11S	121.44	33.95
82SSS12S	116.90	33.29
83SSS13S	112.79	47.18
84SSS14S	111.43	46.98
85SSS15S	121.44	39.94
86SSS16S	116.90	39.28

RELAZIONE DI CALCOLO

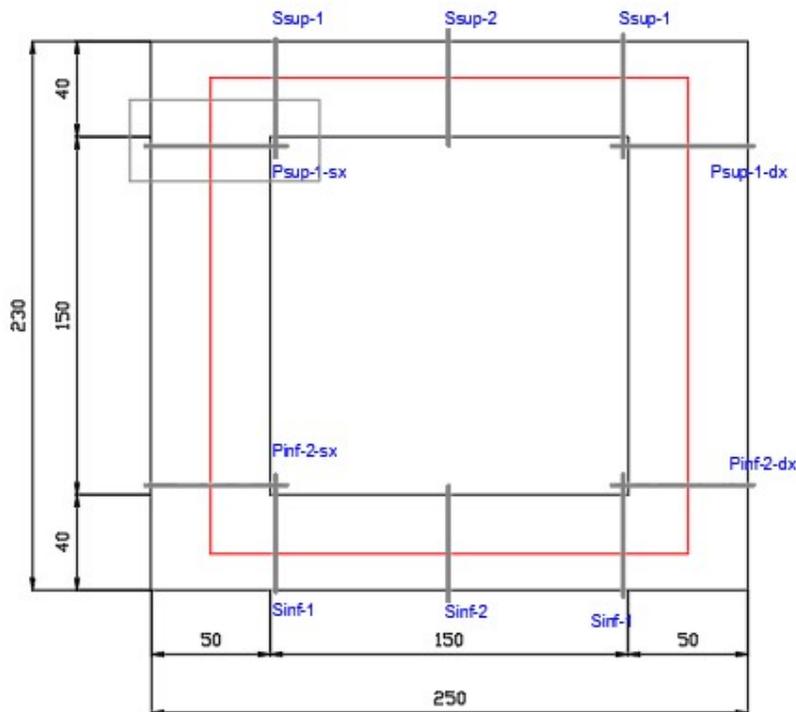
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	90 di 161



Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]
(Nmax)	01S1-11M	229.82	41.16
(Nmin)	72SS52-	111.19	42.54
(Mmax)	44S1 T23M	202.36	71.81
(Mmin)	38S1 T19S	177.61	25.84

DOMINIO DI RESISTENZA		
PUNTO	NRd [kN]	MRd [kNm]
1	-602	0
2	-556	8
3	513	236
4	1441	407
5	1762	457
6	2459	549
7	2986	598
8	3484	630
9	3831	644
10	4283	638
11	4818	622
12	5466	588
13	6274	522
14	7563	348
15	9304	0

Sommità P_{sup}-1



Acciaio

Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$	N/mm ²
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$	N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s = 200000$	N/mm ²
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$	

Calcestruzzo

Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{cc}	17.4 N/mm ²

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	$h = 50$	cm
Base della sezione	$b = 100$	cm
Copriferro netto	$c = 40$	mm
Armatura a taglio	$\phi = 10$	mm
Armatura di ripartizione	$\phi = 14$	mm
Copriferro	$c' = 7.1$	cm
Altezza utile della sezione	$d = 42.9$	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	92 di 161

Caratteristiche di sollecitazione

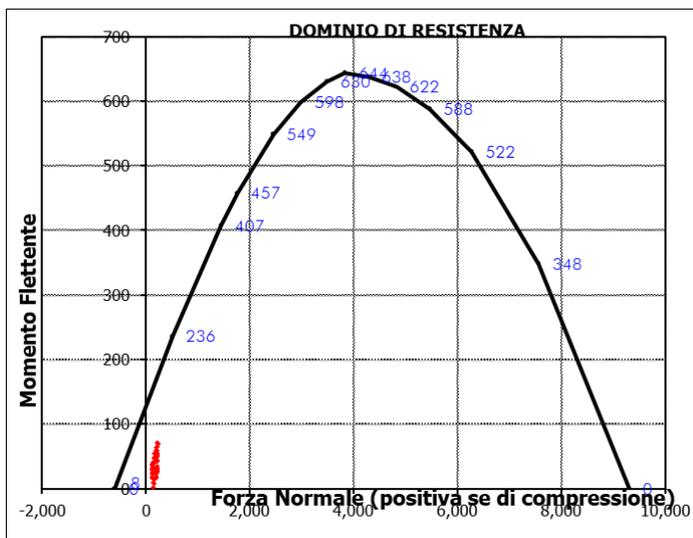
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	209.73	50.26
02S1-11T	209.73	50.26
03S1-12M	209.73	50.88
04S1-12T	209.73	50.88
05S1-13M	225.37	65.82
06S1-13T	225.37	65.82
07S1-14-	148.92	33.35
08S1-15-	164.57	48.29
09S1-16S	202.53	48.52
10S1-17S	202.53	48.87
11S1-18S	209.26	55.26
12S1-19S	148.92	33.07
13S1-20S	155.65	39.47
14S1-21M	209.73	26.23
15S1-21T	209.73	26.23
16S1-22M	209.73	26.85
17S1-22T	209.73	26.85
18S1-23M	225.37	41.79
19S1-23T	225.37	41.79
20S1-24-	148.92	9.32
21S1-25-	164.57	24.26
22S1-26S	202.53	24.49
23S1-27S	202.53	24.84
24S1-28S	209.26	31.23
25S1-29S	148.92	9.04
26S1-30S	155.65	15.44
27S1T11M	201.00	57.85
28S1T11T	201.00	57.85
29S1T12M	201.00	58.40
30S1T12T	201.00	58.40
31S1T13M	214.58	71.37
32S1T13T	214.58	71.37
33S1T14-	148.92	41.29
34S1T15-	162.50	54.26
35S1T16S	195.25	56.46
36S1T17S	195.25	56.79
37S1T18S	201.69	62.92
38S1T19S	148.92	41.08
39S1T20S	155.37	47.20
40S1T21M	201.00	17.80
41S1T21T	201.00	17.80
42S1T22M	201.00	18.35
43S1T22T	201.00	18.35

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	209.73	50.26
44S1T23M	214.58	31.31
45S1T23T	214.58	31.31
46S1T24-	148.92	1.24
47S1T25-	162.50	14.20
48S1T26S	195.25	16.40
49S1T27S	195.25	16.74
50S1T28S	201.69	22.87
51S1T29S	148.92	1.02
52S1T30S	155.37	7.15
53S3-11M	214.02	54.12
54S3-11T	214.02	54.12
55S3-12M	214.02	54.73
56S3-12T	214.02	54.73
57S3-13M	229.67	69.68
58S3-13T	229.67	69.68
59S3-14S	206.83	52.38
60S3-15S	206.83	52.72
61S3-16S	213.56	59.12
62S3-21M	214.02	30.08
63S3-21T	214.02	30.08
64S3-22M	214.02	30.64
65S3-22T	214.02	30.64
66S3-23M	227.60	43.60
67S3-23T	227.60	43.60
68S3-24S	206.83	28.34
69S3-25S	206.83	28.68
70S3-26S	213.27	34.81
71SSS1--	126.46	38.44
72SSS2--	125.10	38.11
73SSS3--	120.99	32.04
74SSS4--	116.45	30.94
75SSS5--	126.46	25.09
76SSS6--	125.10	24.76
77SSS7--	120.99	18.69
78SSS8--	116.45	17.59
79SSS9S	124.24	36.98
80SSS10S	122.88	36.65
81SSS11S	118.77	30.58
82SSS12S	114.23	29.48
83SSS13S	124.24	23.63
84SSS14S	122.88	23.30
85SSS15S	118.77	17.23
86SSS16S	114.23	16.13

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	93 di 161



Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	57S3-13M	229.67	69.68
(Nmin)	82SS12S	114.23	29.48
(Mmax)	31S1T13M	214.58	71.37
(Mmin)	51S1T29S	148.92	1.02

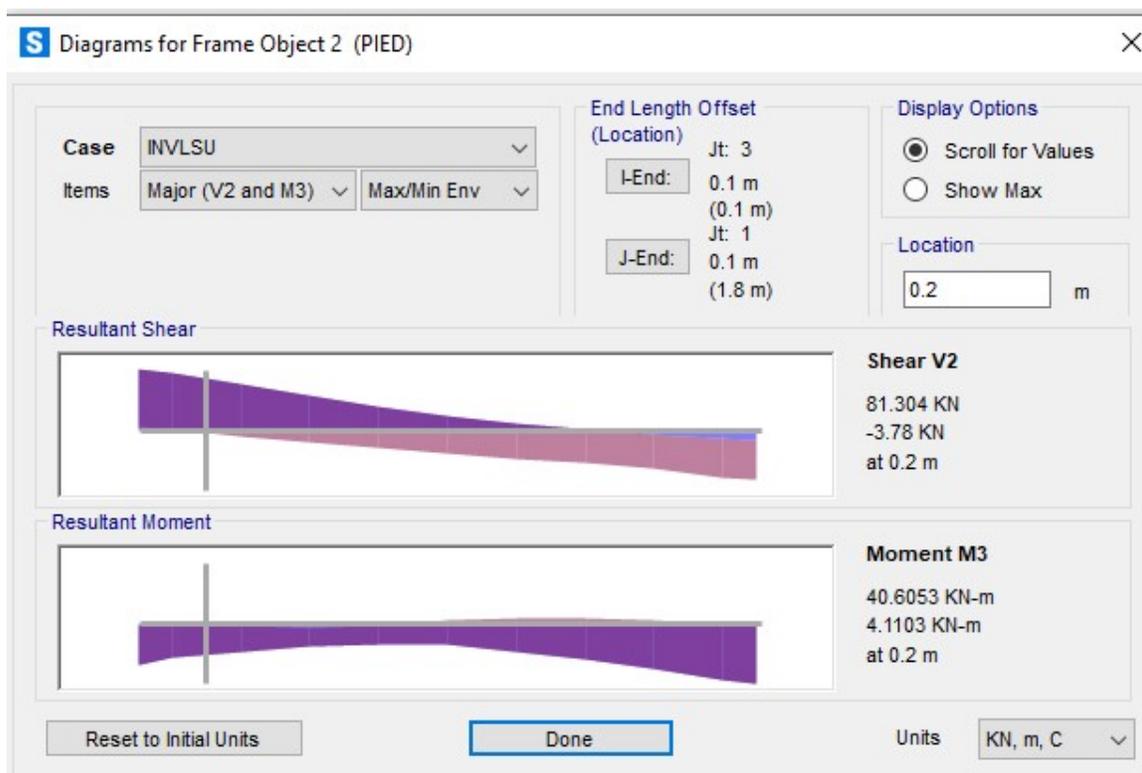
DOMINIO DI RESISTENZA

PUNTO	NRd [kN]	MRd [kNm]
-------	----------	-----------

1	-602	0
2	-556	8
3	513	236
4	1441	407
5	1762	457
6	2459	549
7	2986	598
8	3484	630
9	3831	644
10	4283	638
11	4818	622
12	5466	588
13	6274	522
14	7563	348
15	9304	0

- **Verifica a taglio**

Si riportano i valori delle sollecitazioni taglianti in corrispondenza del filo interno degli elementi in esame:



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	95 di 161

S Diagrams for Frame Object 3 (PIED)



Case INVLSU

Items Major (V2 and M3) Max/Min Env

End Length Offset (Location)

I-End: 0.1 m (0.1 m)
Jt: 13

J-End: 0.1 m (1.8 m)
Jt: 2

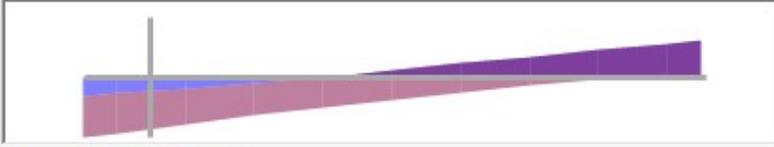
Display Options

Scroll for Values
 Show Max

Location

0.2 m

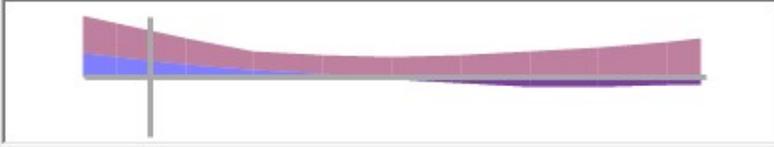
Resultant Shear



Shear V2

-27.369 KN
-102.791 KN
at 0.2 m

Resultant Moment



Moment M3

-21.2872 KN-m
-61.9322 KN-m
at 0.2 m

Reset to Initial Units

Done

Units KN, m, C

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	96 di 161

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R _{ck}	37	N/mm ²
f _{ck}	30.7	N/mm ²
γ _c	1.5	
α _{cc}	0.85	
f _{cd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f _{tk}	540	N/mm ²
f _{yk}	450	N/mm ²
γ _s	1.15	
f _{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V _{Ed}	kN	81.30	102.79
N _{Ed}	kN	0	0

Piedritto sx Piedritto dx

Armatura a taglio

Diametro	mm	10	10
Numero barre		2.5	2.5
A _{sw}	cm ²	1.96	1.96
Passo s	cm	40	40
Angolo α	°	90	90

Armatura longitudinale

n ₁		5	5
Ø ₁	mm	14	14
n ₂		-	-
Ø ₂	mm	-	-
Asl	cm ²	7.70	7.70

Sezione

b _w	cm	100	100
H	cm	50	50
c	cm	7.1	7.1
d	cm	42.9	42.9
k	N/mm ²	1.68	1.68
v _{min}	N/mm ²	0.42	0.42
ρ		0.0018	0.0018
σ _{cp}	N/mm ²	0.00	0.00
α _c		1.00	1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V _{Rd}	kN	182	182
-----------------	----	------------	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8	21.8
V _{Rsd}	kN	185	185
V _{Rcd}	kN	1158	1158
V _{Rd}	kN	185	185

coefficiente di sicurezza C.S.

2.28 1.80

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	97 di 161

• Verifica a fessurazione e delle tensioni

Spiccato Pinf-2

Sollecitazioni

Momento flettente	M	54.64	kN m	RARA
Sforzo normale	N	141.50	kN	172R3-23M

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	$\sigma_{s,lim}$	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,lim}$	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = \mathbf{7.1}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	2.8	N/mm ²	< $\sigma_{c,lim}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	88.8	N/mm ²	< $\sigma_{s,lim}$

Eccentricità	e (M)	38.6	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	13.6	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	13.8	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	5216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1115651.6	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	190713.692	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	98 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{cr})	M_{fess}^*	104	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctd})	M_{fess}	143	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	101.3	cm	
	$u (M_{fess})$	76.3	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.8		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	374.7	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	10.3	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_c	0.4		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	13.25	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1324.95	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{c,eff}$	0.0058	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0008252	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tension	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr. di armatura	ϕ_{ec}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	545.694119	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	320.996541	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.26	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_l=0.2$ mm			
	w_d	-	-	
	w_{max}	= 0.2	-	
	w_k	<	w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	99 di 161

Sollecitazioni

Momento flettente	M	28.02	kN m	QUASI PERMANENTE
Sforzo normale	N	121.66	kN	

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	$\sigma_{s,amm}$	12.3	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,amm}$	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = 7.1$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = 7.8$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = 7.1$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = 7.1$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	1.3	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	21.1	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	23.0	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	-2.0	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	20.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	5216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1115651.6	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id^*}	358166.156	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	100 di 161

Sommità Psup-1

Sollecitazioni

Momento flettente	M	49.40	kN m	RARA
Sforzo normale	N	148.10	kN	109R1T13M

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	σ_{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = \mathbf{7.1}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	2.5	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	68.9	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	33.4	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	8.4	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	15.0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	5216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1115651.6	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id^*}	210014.905	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	101 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{cr})	M_{fess}	105	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{cm})	M_{fess}	144	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	97.2	cm	
	$u (M_{fess})$	72.2	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.9		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	372.3	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	10.3	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4		
Altezza efficace	h_{eff}	13.22	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{C,eff}$	1322.45	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0058	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.00081497	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tension	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	544.922646	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	320.542733	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.26	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_s	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_1=0.2$ mm			
	$w_d=$	-	-	
	$w_{max} =$	0.2	-	
	$w_k <$		w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	102 di 161

Sollecitazioni

Momento flettente	M	19.17	kN m	QUASI PERMANENTE
Sforzo normale	N	100.41	kN	

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	σ_{adm}	12.3	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{adm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = \mathbf{7.1}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	0.8	N/mm ²	< $\sigma_{c,adm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	8.7	N/mm ²	< $\sigma_{s,adm}$

Eccentricità	e (M)	19.1	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	-5.9	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	24.9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	5216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1115651.6	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	589033.836	cm ⁴	

9.3.2 Soletta superiore

Armatura a flessione:

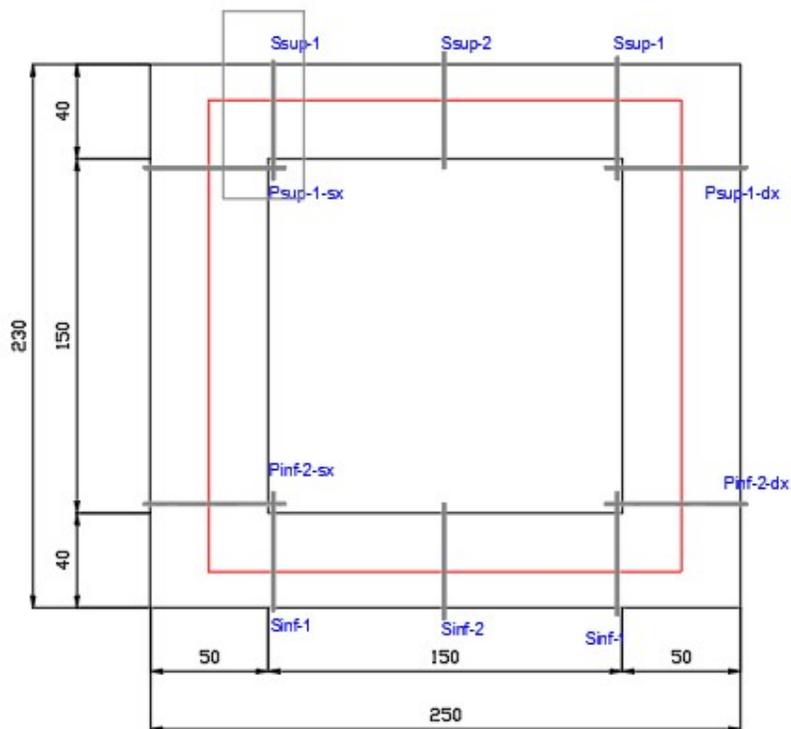
- Appoggio Ssup-1: Armatura tesa $\phi 14/20$ cm
Armatura compressa $\phi 14/20$ cm
- Campata Ssup-2: Armatura tesa $\phi 14/20$ cm
Armatura compressa $\phi 14/20$ cm

Armatura a taglio: Spille $\phi 10/20 \times 40$ cm

Armatura longitudinale: $\phi 14/20$ cm

- **Verifica a flessione**

Appoggio Ssup-1



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	104 di 161

Acciaio

Tensione car. di rottura	f_{dk}	=	540	N/mm ²
Tensione car. di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	=	391	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	205000	N/mm ²
	ϵ_{yd}	=	0.00191	

Calcestruzzo

Tipo	C30/37			
R_{ck}	37	N/mm ²		
f_{dk}	30.71	N/mm ²		
γ_c	1.5			
f_{cd}	20.5	N/mm ²		
f_{ct}	17.4	N/mm ²		

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	h	=	40	cm
Base della sezione	b	=	100	cm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Armatura a taglio	ϕ	=	10	mm
Armatura di ripartizione	ϕ	=	14	mm
Copriferro	c'	=	7.1	cm
Altezza utile della sezione	d	=	32.9	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	105 di 161

Caratteristiche di sollecitazione

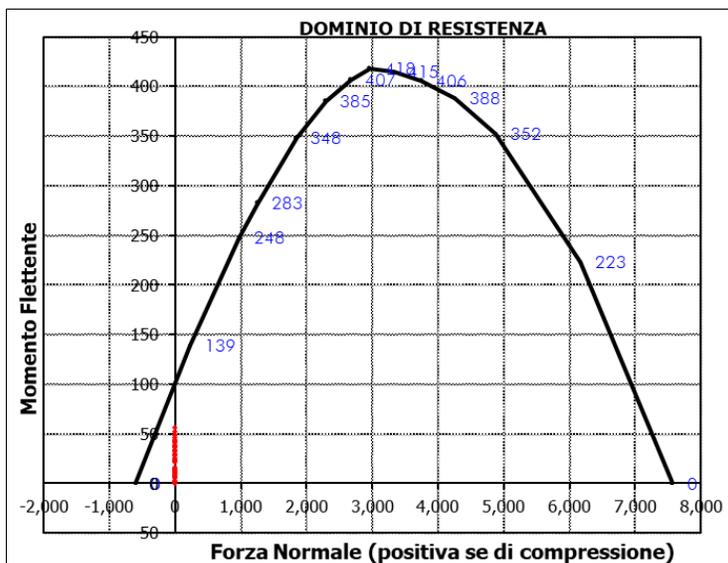
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0.00	33.13
02S1-11T	0.00	33.13
03S1-12M	0.00	36.87
04S1-12T	0.00	36.87
05S1-13M	0.00	48.69
06S1-13T	0.00	48.69
07S1-14-	0.00	25.73
08S1-15-	0.00	37.55
09S1-16S	0.00	32.19
10S1-17S	0.00	33.93
11S1-18S	0.00	38.95
12S1-19S	0.00	23.73
13S1-20S	0.00	28.75
14S1-21M	0.00	7.05
15S1-21T	0.00	7.05
16S1-22M	0.00	10.79
17S1-22T	0.00	10.79
18S1-23M	0.00	22.61
19S1-23T	0.00	22.61
20S1-24-	0.00	0.35
21S1-25-	0.00	11.47
22S1-26S	0.00	6.11
23S1-27S	0.00	7.85
24S1-28S	0.00	12.87
25S1-29S	0.00	2.35
26S1-30S	0.00	2.67
27S1T11M	0.00	42.60
28S1T11T	0.00	42.60
29S1T12M	0.00	45.88
30S1T12T	0.00	45.88
31S1T13M	0.00	56.12
32S1T13T	0.00	56.12
33S1T14-	0.00	33.96
34S1T15-	0.00	44.20
35S1T16S	0.00	41.85
36S1T17S	0.00	43.53
37S1T18S	0.00	48.33
38S1T19S	0.00	32.36
39S1T20S	0.00	37.16
40S1T21M	0.00	0.86
41S1T21T	0.00	0.86
42S1T22M	0.00	2.42
43S1T22T	0.00	2.42

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
44S1T23M	0.00	12.66
45S1T23T	0.00	12.66
46S1T24-	0.00	9.50
47S1T25-	0.00	0.74
48S1T26S	0.00	1.61
49S1T27S	0.00	0.07
50S1T28S	0.00	4.86
51S1T29S	0.00	11.10
52S1T30S	0.00	6.30
53S3-11M	0.00	36.89
54S3-11T	0.00	36.89
55S3-12M	0.00	40.63
56S3-12T	0.00	40.63
57S3-13M	0.00	52.45
58S3-13T	0.00	52.45
59S3-14S	0.00	35.95
60S3-15S	0.00	37.69
61S3-16S	0.00	42.71
62S3-21M	0.00	10.81
63S3-21T	0.00	10.81
64S3-22M	0.00	14.09
65S3-22T	0.00	14.09
66S3-23M	0.00	24.33
67S3-23T	0.00	24.33
68S3-24S	0.00	9.87
69S3-25S	0.00	11.55
70S3-26S	0.00	16.35
71SSS1--	0.00	29.59
72SSS2--	0.00	29.41
73SSS3--	0.00	23.10
74SSS4--	0.00	22.51
75SSS5--	0.00	15.10
76SSS6--	0.00	14.92
77SSS7--	0.00	8.61
78SSS8--	0.00	8.02
79SSS9S	0.00	28.24
80SSS10S	0.00	28.07
81SSS11S	0.00	21.76
82SSS12S	0.00	21.17
83SSS13S	0.00	13.76
84SSS14S	0.00	13.58
85SSS15S	0.00	7.27
86SSS16S	0.00	6.68

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	106 di 161



Caratteristiche di sollecitazione

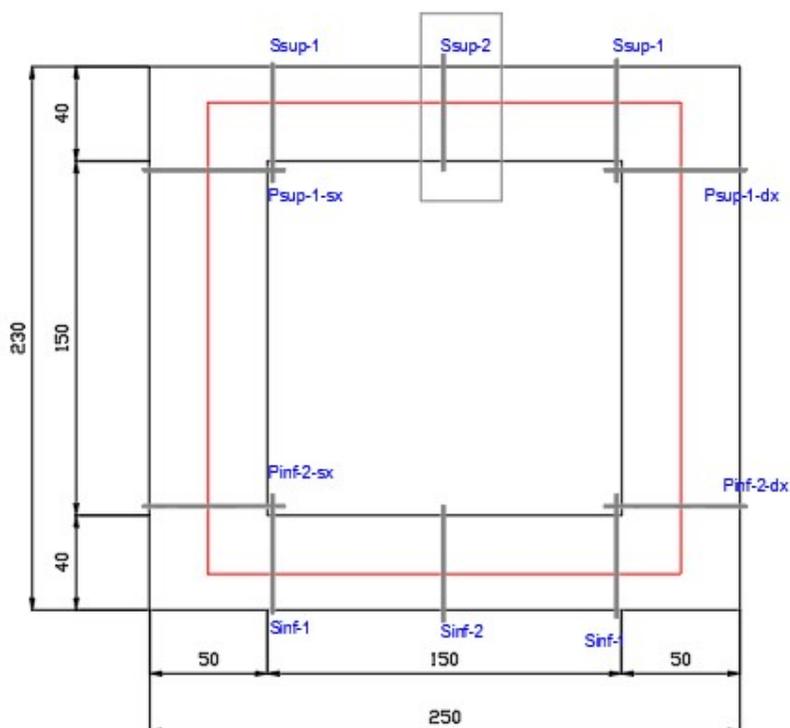
	Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]
(Nmax)	01S1-11M	0.00	33.13
(Nmin)	01S1-11M	0.00	33.13
(Mmax)	31S1T13M	0.00	56.12
(Mmin)	49S1T27S	0.00	0.07

DOMINIO DI RESISTENZA		
PUNTO	NRd [kN]	MRd [kNm]
1	-602	0
2	-602	0
3	229	139
4	978	248
5	1253	283
6	1848	348
7	2290	385
8	2672	407
9	2964	418
10	3326	415
11	3750	406
12	4257	388
13	4881	352
14	6171	223
15	7563	0

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	107 di 161

Campata Ssup-2



Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm^2
f_{ck}	30.71 N/mm^2
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm^2
f_{cc}	17.4 N/mm^2

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 40 \text{ cm}$
Base della sezione	$b = 100 \text{ cm}$
Copriferro netto	$c = 40 \text{ mm}$
Armatura a taglio	$\phi = 10 \text{ mm}$
Armatura di ripartizione	$\phi = 14 \text{ mm}$
Copriferro	$c' = 7.1 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione	$d = 32.9 \text{ cm}$

Armatura tesa		
N° ferri	Diametro	Area
5	14	7.70 cm^2
		0.00 cm^2
		0.00 cm^2
		7.70 cm^2

Armatura compressa		
N° ferri	Diametro	Area
5	14	7.70 cm^2
		0.00 cm^2
		0.00 cm^2
		7.70 cm^2

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	108 di 161

Caratteristiche di sollecitazione

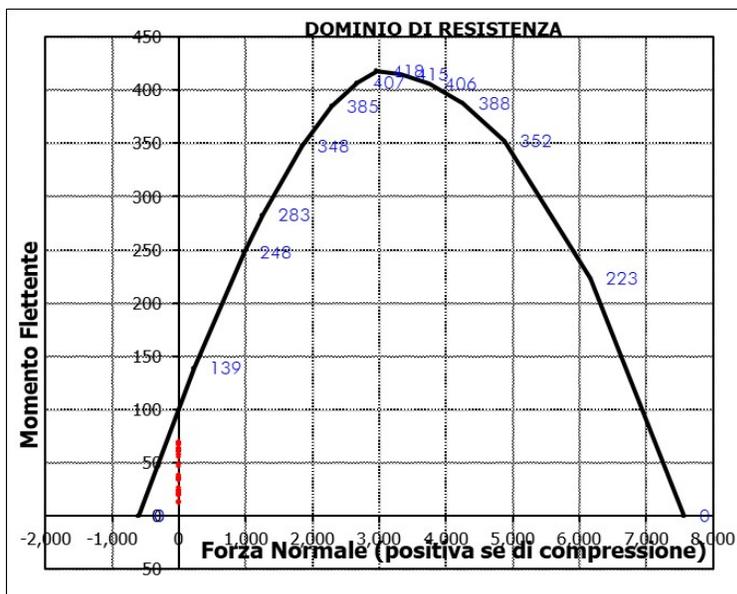
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0.00	38.39
02S1-11T	0.00	38.39
03S1-12M	0.00	34.64
04S1-12T	0.00	34.64
05S1-13M	0.00	36.51
06S1-13T	0.00	36.51
07S1-14-	0.00	20.39
08S1-15-	0.00	22.26
09S1-16S	0.00	36.57
10S1-17S	0.00	34.83
11S1-18S	0.00	35.70
12S1-19S	0.00	22.39
13S1-20S	0.00	23.26
14S1-21M	0.00	64.46
15S1-21T	0.00	64.46
16S1-22M	0.00	60.72
17S1-22T	0.00	60.72
18S1-23M	0.00	62.59
19S1-23T	0.00	62.59
20S1-24-	0.00	46.47
21S1-25-	0.00	48.34
22S1-26S	0.00	62.65
23S1-27S	0.00	60.91
24S1-28S	0.00	61.78
25S1-29S	0.00	48.47
26S1-30S	0.00	49.34
27S1T11M	0.00	26.84
28S1T11T	0.00	26.84
29S1T12M	0.00	23.56
30S1T12T	0.00	23.56
31S1T13M	0.00	25.20
32S1T13T	0.00	25.20
33S1T14-	0.00	12.16
34S1T15-	0.00	13.80
35S1T16S	0.00	25.39
36S1T17S	0.00	23.71
37S1T18S	0.00	24.55
38S1T19S	0.00	13.76
39S1T20S	0.00	14.60
40S1T21M	0.00	70.31
41S1T21T	0.00	70.31
42S1T22M	0.00	67.03
43S1T22T	0.00	67.03

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
44S1T23M	0.00	68.67
45S1T23T	0.00	68.67
46S1T24-	0.00	55.63
47S1T25-	0.00	57.27
48S1T26S	0.00	68.86
49S1T27S	0.00	67.18
50S1T28S	0.00	68.02
51S1T29S	0.00	57.23
52S1T30S	0.00	58.07
53S3-11M	0.00	38.39
54S3-11T	0.00	38.39
55S3-12M	0.00	34.64
56S3-12T	0.00	34.64
57S3-13M	0.00	36.51
58S3-13T	0.00	36.51
59S3-14S	0.00	36.57
60S3-15S	0.00	34.83
61S3-16S	0.00	35.70
62S3-21M	0.00	64.46
63S3-21T	0.00	64.46
64S3-22M	0.00	61.19
65S3-22T	0.00	61.19
66S3-23M	0.00	62.83
67S3-23T	0.00	62.83
68S3-24S	0.00	62.65
69S3-25S	0.00	60.97
70S3-26S	0.00	61.81
71SSS1--	0.00	20.17
72SSS2--	0.00	19.83
73SSS3--	0.00	21.09
74SSS4--	0.00	19.95
75SSS5--	0.00	34.66
76SSS6--	0.00	34.32
77SSS7--	0.00	35.58
78SSS8--	0.00	34.43
79SSS9S	0.00	20.06
80SSS10S	0.00	19.72
81SSS11S	0.00	20.98
82SSS12S	0.00	19.83
83SSS13S	0.00	34.55
84SSS14S	0.00	34.21
85SSS15S	0.00	35.47
86SSS16S	0.00	34.32

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	109 di 161



Caratteristiche di sollecitazione

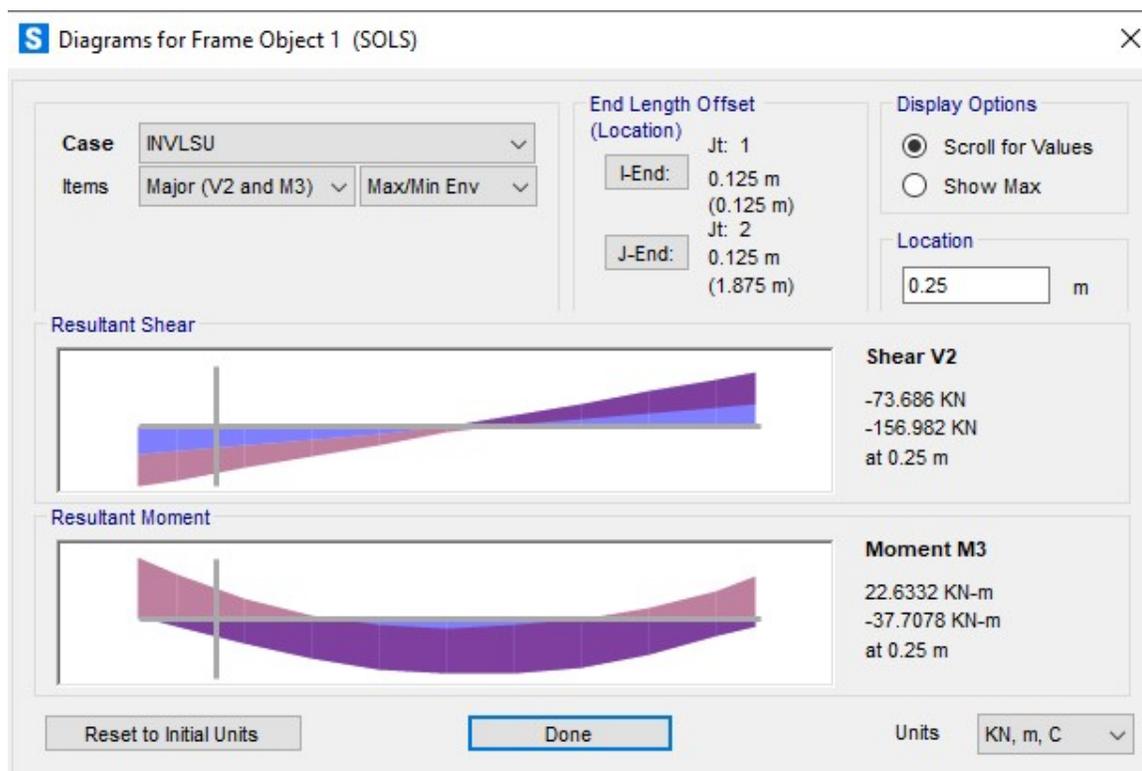
	Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]
(Nmax)	01S1-11M	0.00	38.39
(Nmin)	01S1-11M	0.00	38.39
(Mmax)	40S1 T21M	0.00	70.31
(Mmin)	33S1 T14-	0.00	12.16

DOMINIO DI RESISTENZA

PUNTO	NRd [kN]	MRd [kNm]
1	-602	0
2	-602	0
3	229	139
4	978	248
5	1253	283
6	1848	348
7	2290	385
8	2672	407
9	2964	418
10	3326	415
11	3750	406
12	4257	388
13	4881	352
14	6171	223
15	7563	0

- **Verifica a taglio**

Si riportano i valori delle sollecitazioni taglianti in corrispondenza del filo interno dell'elemento in esame:



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	111 di 161

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R _{ck}	37	N/mm ²
f _{ck}	30.7	N/mm ²
γ _c	1.5	
α _{cc}	0.85	
f _{cd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f _{tk}	540	N/mm ²
f _{yk}	450	N/mm ²
γ _s	1.15	
f _{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V _{Ed}	kN	156.98
N _{Ed}	kN	0

Soletta sup

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		5
A _{sw}	cm ²	3.93
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n ₁		5
Ø ₁	mm	14
n ₂		-
Ø ₂	mm	-
Asl	cm ²	7.70

Sezione

b _w	cm	100
H	cm	40
c	cm	7.1
d	cm	32.9
k	N/mm ²	1.78
v _{min}	N/mm ²	0.46
ρ		0.0023
σ _{cp}	N/mm ²	0.00
α _c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V _{Rd}	kN	152
-----------------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V _{Rsd}	kN	284
V _{Rcd}	kN	888
V _{Rd}	kN	284

coefficiente di sicurezza C.S. **1.81**

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	112 di 161

• Verifica a fessurazione e delle tensioni

Appoggio Ssup-1- N≠0

Sollecitazioni	SOLETTA SUPERIORE APPOGGIO (SLE)		
Momento flettente	M	38.60 kN m	RARA
Sforzo normale	N	47.92 kN	109R1T13M

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	σ_{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $C_{s1} = 7.1$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{s2} = 7.8$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{t2} = 7.8$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $C_{t1} = 7.1$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	3.2	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	133.2	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	80.6	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	60.6	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	8.8	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.5772	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id^*}	90137.4204	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	113 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{cr})	M_{fess}^*	62	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{sm})	M_{fsm}	87	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	182.3	cm	
	$u (M_{fess})$	162.3	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.4		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	342.1	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	8.1	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4		
Altezza efficace	h_{cef}	10.64	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_c	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1063.70	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0072	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ε_{sm}	0.000839737	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr. ed. armatura	ϕ_{ec}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	464.9117939	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	273.4775258	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_{m}	0.23	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_l=0.2$ mm			
	w_d	=	-	
	w_{max}	=	0.2	
	w_k	<	w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	114 di 161

Sollecitazioni

Momento flettente	M	11.38	kN m	QUASI PERMANENTE
Sforzo normale	N	21.38	kN	

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	12.3	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14	$c_{s1} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{t2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ²	5 Ø 14	$c_{t1} = \mathbf{7.1}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	0.9	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	34.5	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	53.2	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	33.2	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.6	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.5772	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	92743.8271	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	115 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	$M_{f_{ess}}$ *	60	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	$M_{f_{ess}}$	86	kN m	
Eccentricità per $M=M_{f_{ess}}$	$e (M_{f_{ess}})$	400.2	cm	
	$u (M_{f_{ess}})$	380.2	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{f_{ess}}$	σ_{cr}	7.3		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{f_{ess}}$	σ_{sr}	352.4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{f_{ess}}$	$y (M_{f_{ess}})$	7.8	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_c	0.4		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10.73	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{S,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{C,eff}$	1073.22	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0072	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.000882862	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	467.8558472	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	275.2093219	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.24	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_1=0.2$ mm			
	$w_d=$	-	-	
	$w_{max} =$	0.2	-	
	$w_k <$		w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	116 di 161

Campata Ssup-2 - N≠0

Sollecitazioni

Momento flettente	M	49.34	kN m	RARA
Sforzo normale	N	6.10	kN	114R1T21M

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.06	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $C_{s1} = \nearrow$ 7.1 cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{s2} = \nearrow$ 7.8 cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{t2} = \nearrow$ 7.1 cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $C_{t1} = \nearrow$ 7.1 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.2	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	207.5	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	809.1	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	789.1	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	7.7	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.577	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	88573.8379	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	117 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{clk})	M_{fess}^*	59	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{clm})	M_{fess}	85	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	1385.8	cm	
	$u (M_{fess})$	1365.8	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.2		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	358.4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	7.6	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_c	0.4		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10.79	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1078.67	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0071	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.00090798	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensor	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barre di armatura	ϕ_{eq}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	469.540085	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	276.20005	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.25	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_1=0.2$ mm			
	w_d	-	-	
	w_{max}	= 0.2	-	
	w_k	<	w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	118 di 161

Sollecitazioni

Momento flettente	M	34.24	kN m	QUASI PERMANENTE
Sforzo normale	N	10.00	kN	

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	12.3	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.06	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = \mathbf{7.1}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	2.9	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	140.0	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	342.3	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	322.3	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	7.8	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.5772	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	88633.06378	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	119 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	60	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	85	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	847.6	cm	
	$u (M_{fess})$	827.6	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.2		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	356.8	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	7.7	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10.77	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{S,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{C,eff}$	1077.28	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0071	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.000901546	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr edi armatura	ϕ_{eq}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	469.110466	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	275.9473329	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.25	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_1=0.2$ mm			
	$w_d=$	-	-	
	$w_{max} =$	0.2	-	
	$w_k <$		w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	RI0003 004	A	120 di 161

9.3.3 Soletta inferiore

Armatura a flessione:

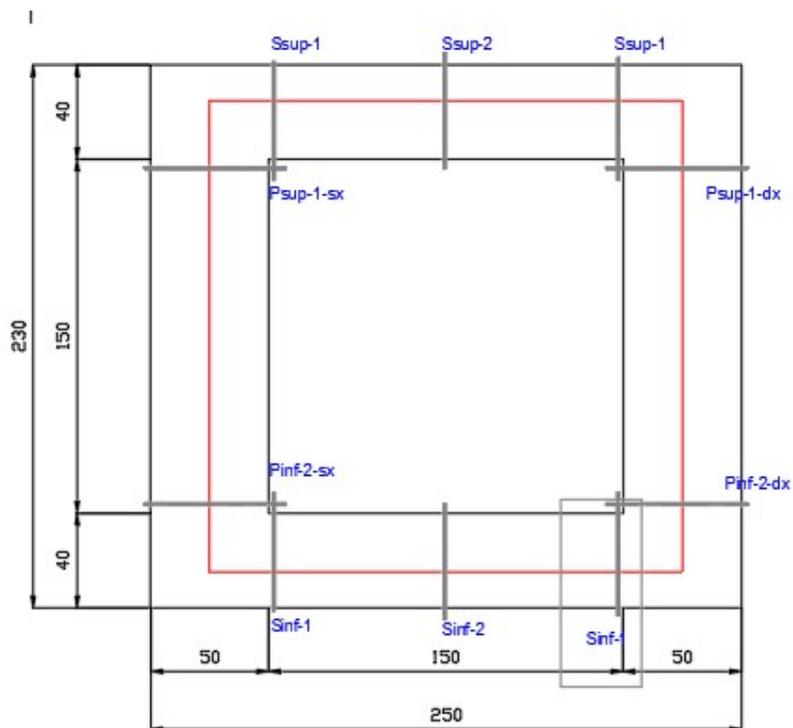
- Appoggio Sinf-1: Armatura tesa $\phi 14/20$ cm
Armatura compressa $\phi 14/20$ cm
- Campata Sinf-2: Armatura tesa $\phi 14/20$ cm
Armatura compressa $\phi 14/20$ cm

Armatura a taglio: Spille $\phi 10/40 \times 40$ cm

Armatura longitudinale: $\phi 14/20$ cm

- **Verifica a flessione**

Appoggio Sinf-1



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	121 di 161

Acciaio

Tensione car. di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Tensione car. di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	=	391	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	200000	N/mm ²
	ϵ_{yd}	=	0.00196	

Calcestruzzo

Tipo	C30/37			
R_{ck}	37	N/mm ²		
f_{ck}	30.71	N/mm ²		
γ_c	1.5			
f_{cd}	20.5	N/mm ²		
f_{cc}	17.4	N/mm ²		

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	h	=	40	cm
Base della sezione	b	=	100	cm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Armatura a taglio	ϕ	=	10	mm
Armatura di ripartizione	ϕ	=	14	mm
Copriferro	c'	=	7.1	cm
Altezza utile della sezione	d	=	32.9	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area	
5	14	7.70	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		7.70	cm²

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	122 di 161

Caratteristiche di sollecitazione

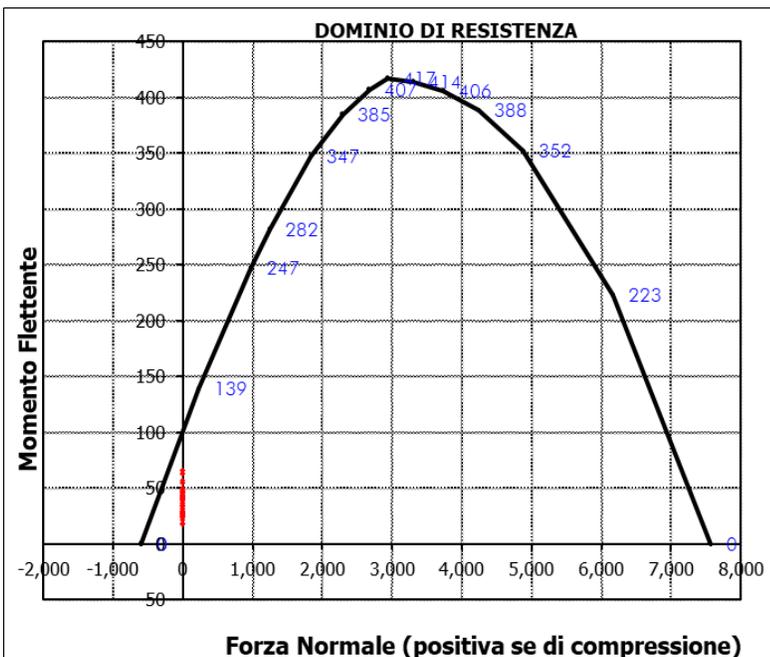
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0.00	27.37
02S1-11T	0.00	27.37
03S1-12M	0.00	31.14
04S1-12T	0.00	31.14
05S1-13M	0.00	49.59
06S1-13T	0.00	49.59
07S1-14-	0.00	23.65
08S1-15-	0.00	42.11
09S1-16S	0.00	26.92
10S1-17S	0.00	28.68
11S1-18S	0.00	36.77
12S1-19S	0.00	21.65
13S1-20S	0.00	29.74
14S1-21M	0.00	40.19
15S1-21T	0.00	40.19
16S1-22M	0.00	43.95
17S1-22T	0.00	43.95
18S1-23M	0.00	62.41
19S1-23T	0.00	62.41
20S1-24-	0.00	36.47
21S1-25-	0.00	54.93
22S1-26S	0.00	39.74
23S1-27S	0.00	41.50
24S1-28S	0.00	49.59
25S1-29S	0.00	34.47
26S1-30S	0.00	42.56
27S1T11M	0.00	24.75
28S1T11T	0.00	24.75
29S1T12M	0.00	28.05
30S1T12T	0.00	28.05
31S1T13M	0.00	44.11
32S1T13T	0.00	44.11
33S1T14-	0.00	18.92
34S1T15-	0.00	34.97
35S1T16S	0.00	24.39
36S1T17S	0.00	26.09
37S1T18S	0.00	33.85
38S1T19S	0.00	17.32
39S1T20S	0.00	25.08
40S1T21M	0.00	46.11
41S1T21T	0.00	46.11
42S1T22M	0.00	49.41
43S1T22T	0.00	49.41

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
44S1T23M	0.00	65.47
45S1T23T	0.00	65.47
46S1T24-	0.00	40.28
47S1T25-	0.00	56.33
48S1T26S	0.00	45.75
49S1T27S	0.00	47.45
50S1T28S	0.00	55.21
51S1T29S	0.00	38.68
52S1T30S	0.00	46.44
53S3-11M	0.00	31.31
54S3-11T	0.00	31.31
55S3-12M	0.00	35.07
56S3-12T	0.00	35.07
57S3-13M	0.00	53.53
58S3-13T	0.00	53.53
59S3-14S	0.00	30.85
60S3-15S	0.00	32.62
61S3-16S	0.00	40.71
62S3-21M	0.00	44.12
63S3-21T	0.00	44.12
64S3-22M	0.00	47.43
65S3-22T	0.00	47.43
66S3-23M	0.00	63.48
67S3-23T	0.00	63.48
68S3-24S	0.00	43.67
69S3-25S	0.00	45.37
70S3-26S	0.00	53.13
71SSS1--	0.00	39.66
72SSS2--	0.00	39.57
73SSS3--	0.00	30.97
74SSS4--	0.00	30.69
75SSS5--	0.00	46.78
76SSS6--	0.00	46.69
77SSS7--	0.00	38.09
78SSS8--	0.00	37.81
79SSS9S	0.00	37.89
80SSS10S	0.00	37.80
81SSS11S	0.00	29.20
82SSS12S	0.00	28.92
83SSS13S	0.00	45.01
84SSS14S	0.00	44.92
85SSS15S	0.00	36.32
86SSS16S	0.00	36.04

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	123 di 161



Caratteristiche di sollecitazione

	Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]
(Nmax)	01S1-11M	0.00	27.37
(Nmin)	01S1-11M	0.00	27.37
(Mmax)	44S1T23M	0.00	65.47
(Mmin)	38S1T19S	0.00	17.32

DOMINIO DI RESISTENZA

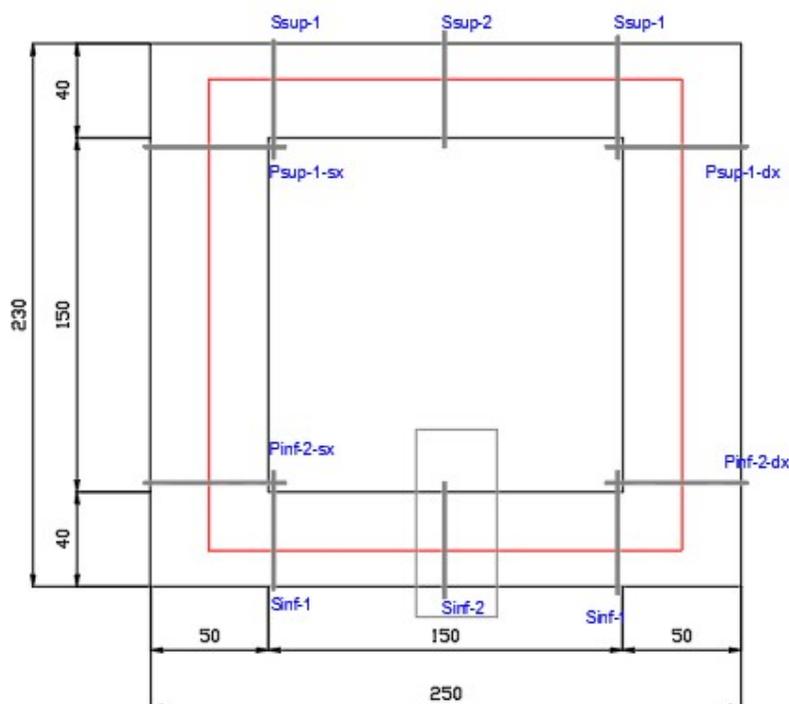
PUNTO NRd [kN] MRd [kNm]

PUNTO	NRd [kN]	MRd [kNm]
1	-602	0
2	-602	0
3	231	139
4	976	247
5	1250	282
6	1841	347
7	2290	385
8	2672	407
9	2938	417
10	3303	414
11	3730	406
12	4245	388
13	4881	352
14	6171	223
15	7563	0

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	124 di 161

Campata Sinf-2



Acciaio

Tensione car. di rottura	$f_{dk} = 540$	N/mm ²
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$	N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s = 200000$	N/mm ²
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$	

Calcestruzzo

Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{cc}	17.4 N/mm ²

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	$h = 40$	cm
Base della sezione	$b = 100$	cm
Copriferro netto	$c = 40$	mm
Armatura a taglio	$\phi = 10$	mm
Armatura di ripartizione	$\phi = 14$	mm
Copriferro	$c' = 7.1$	cm
Altezza utile della sezione	$d = 32.9$	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area
5	14	7.70 cm ²
		0.00 cm ²
		0.00 cm ²
		7.70 cm²

Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area
5	14	7.70 cm ²
		0.00 cm ²
		0.00 cm ²
		7.70 cm²

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	125 di 161

Caratteristiche di sollecitazione

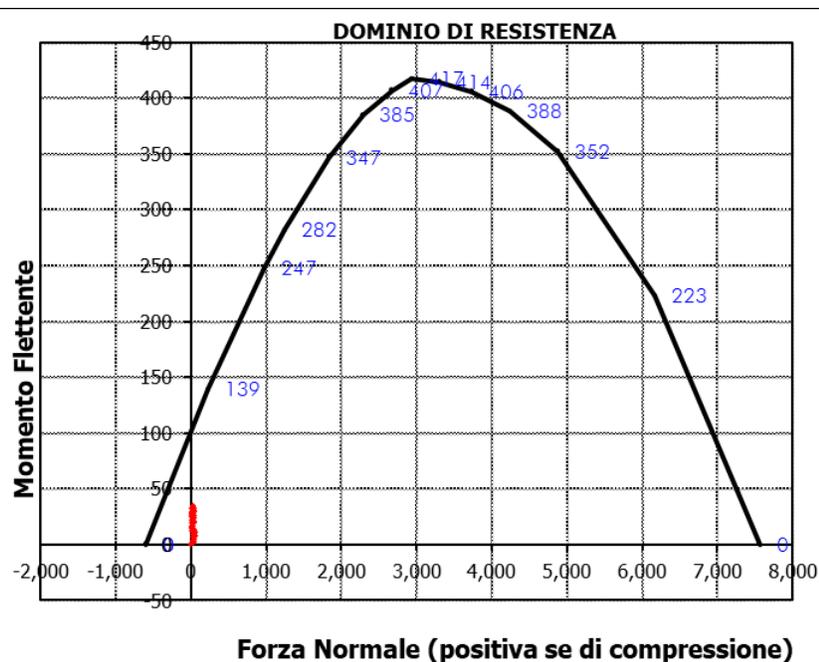
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0.00	28.49
02S1-11T	0.00	28.49
03S1-12M	0.00	24.74
04S1-12T	0.00	24.74
05S1-13M	0.00	32.34
06S1-13T	0.00	32.34
07S1-14-	0.00	14.53
08S1-15-	0.00	22.14
09S1-16S	0.00	27.34
10S1-17S	0.00	25.58
11S1-18S	0.00	28.98
12S1-19S	0.00	16.52
13S1-20S	0.00	19.93
14S1-21M	0.00	15.71
15S1-21T	0.00	15.71
16S1-22M	0.00	11.96
17S1-22T	0.00	11.96
18S1-23M	0.00	19.56
19S1-23T	0.00	19.56
20S1-24-	0.00	1.75
21S1-25-	0.00	9.36
22S1-26S	0.00	14.56
23S1-27S	0.00	12.80
24S1-28S	0.00	16.20
25S1-29S	0.00	3.74
26S1-30S	0.00	7.15
27S1T11M	0.00	31.63
28S1T11T	0.00	31.63
29S1T12M	0.00	28.33
30S1T12T	0.00	28.33
31S1T13M	0.00	34.96
32S1T13T	0.00	34.96
33S1T14-	0.00	19.25
34S1T15-	0.00	25.88
35S1T16S	0.00	30.70
36S1T17S	0.00	29.00
37S1T18S	0.00	32.27
38S1T19S	0.00	20.85
39S1T20S	0.00	24.12
40S1T21M	0.00	10.32
41S1T21T	0.00	10.32
42S1T22M	0.00	7.03
43S1T22T	0.00	7.03

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
44S1T23M	0.00	13.66
45S1T23T	0.00	13.66
46S1T24-	0.00	2.05
47S1T25-	0.00	4.58
48S1T26S	0.00	9.40
49S1T27S	0.00	7.70
50S1T28S	0.00	10.97
51S1T29S	0.00	0.45
52S1T30S	0.00	2.82
53S3-11M	0.00	29.64
54S3-11T	0.00	29.64
55S3-12M	0.00	25.88
56S3-12T	0.00	25.88
57S3-13M	0.00	33.49
58S3-13T	0.00	33.49
59S3-14S	0.00	28.48
60S3-15S	0.00	26.72
61S3-16S	0.00	30.12
62S3-21M	0.00	16.86
63S3-21T	0.00	16.86
64S3-22M	0.00	13.56
65S3-22T	0.00	13.56
66S3-23M	0.00	20.19
67S3-23T	0.00	20.19
68S3-24S	0.00	15.70
69S3-25S	0.00	14.00
70S3-26S	0.00	17.27
71SSS1--	0.00	16.30
72SSS2--	0.00	16.08
73SSS3--	0.00	14.72
74SSS4--	0.00	13.99
75SSS5--	0.00	9.20
76SSS6--	0.00	8.98
77SSS7--	0.00	7.62
78SSS8--	0.00	6.89
79SSS9S	0.00	15.84
80SSS10S	0.00	15.62
81SSS11S	0.00	14.26
82SSS12S	0.00	13.53
83SSS13S	0.00	8.74
84SSS14S	0.00	8.52
85SSS15S	0.00	7.16
86SSS16S	0.00	6.43

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	126 di 161



Caratteristiche di sollecitazione

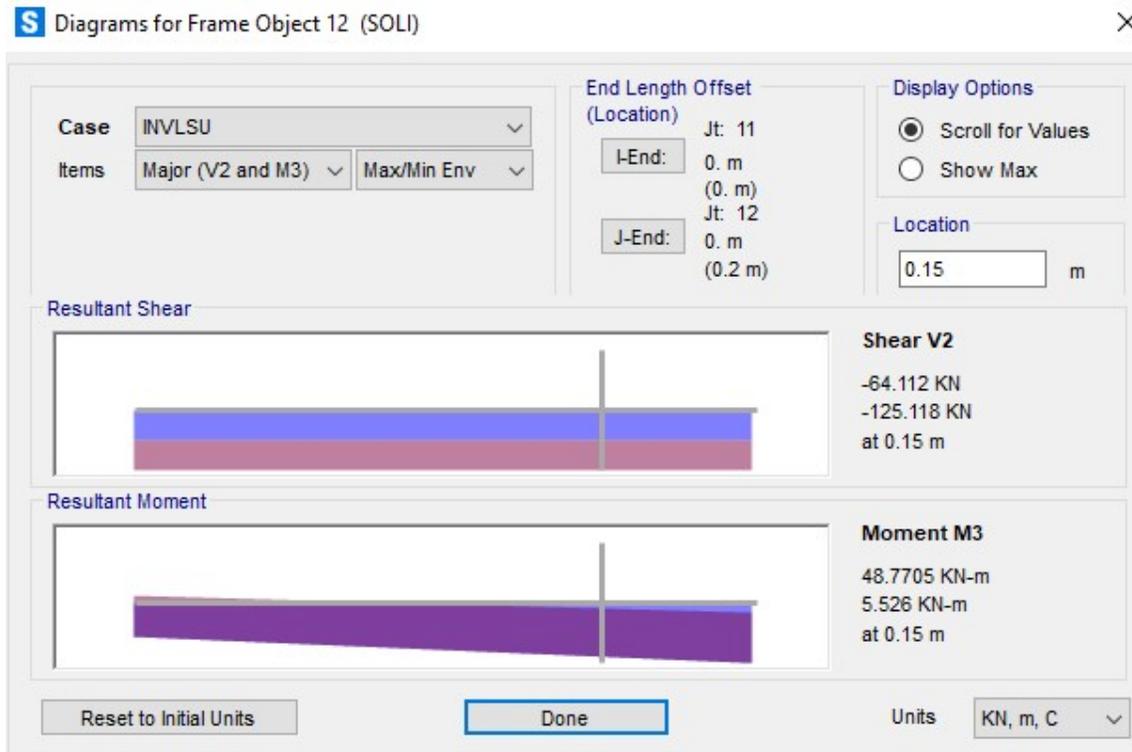
	Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]
(Nmax)	01S1-11M	0.00	28.49
(Nmin)	01S1-11M	0.00	28.49
(Mmax)	31S1T13M	0.00	34.96
(Mmin)	51S1T29S	0.00	0.45

DOMINIO DI RESISTENZA

PUNTO	NRd [kN]	MRd [kNm]
1	-602	0
2	-602	0
3	231	139
4	976	247
5	1250	282
6	1841	347
7	2290	385
8	2672	407
9	2938	417
10	3303	414
11	3730	406
12	4245	388
13	4881	352
14	6171	223
15	7563	0

- **Verifica a taglio**

Si riportano i valori delle sollecitazioni taglianti in corrispondenza del filo interno dell' elemento in esame:



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	128 di 161

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R _{ck}	37	N/mm ²
f _{ck}	30.7	N/mm ²
γ _c	1.5	
α _{cc}	0.85	
f _{ctd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f _{yk}	540	N/mm ²
f _{yk}	450	N/mm ²
γ _s	1.15	
f _{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V _{Ed}	kN	125.18
N _{Ed}	kN	0

Soletta inf

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
A _{sw}	cm ²	1.96
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n ₁		5
Ø ₁	mm	14
n ₂		-
Ø ₂	mm	-
Asl	cm ²	7.70

Sezione

b _w	cm	100
H	cm	40
c	cm	7.1
d	cm	32.9
k	N/mm ²	1.78
v _{min}	N/mm ²	0.46
ρ		0.0023
σ _{cp}	N/mm ²	0.00
α _c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V _{Rd}	kN	152
-----------------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V _{Rsd}	kN	142
V _{Rcd}	kN	888
V _{Rd}	kN	142

coefficiente di sicurezza C.S. **1.14**

Elementi senza armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	129 di 161

• Verifica a fessurazione e delle tensioni

Appoggio Sinf-1- N≠0

Sollecitazioni

Momento flettente	M	50.19	kN m	RARA
Sforzo normale	N	104.35	kN	172R3-23M

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	$\sigma_{c,amm}$	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,amm}$	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = \mathbf{7.1}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	4.1	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	145.8	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	48.1	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	28.1	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.8	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.577	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id^*}	93947.0465	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	130 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{cr})	M_{fess}^*	66	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{cr})	M_{fess}	91	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	87.4	cm	
	$u (M_{fess})$	67.4	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.7		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	320.6	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	8.7	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_c	0.4		
Altezza efficace	$h_{e,eff}$	10.43	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{C,eff}$	1043.15	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{s,eff}$	0.0074	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.00076997	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tension	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	458.558687	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	269.740404	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.21	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_c	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_1=0.2$ mm			
	w_d	-	-	
	w_{max}	=	0.2	
	w_k	<	w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	131 di 161

Sollecitazioni

Momento flettente	M	22.69	kN m	QUASI PERMANENTE
Sforzo normale	N	44.42	kN	

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{adm}	12.3	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{adm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = 7.1$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = 7.8$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = 7.1$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = 7.1$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.9	N/mm ²	< $\sigma_{c,adm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	67.7	N/mm ²	< $\sigma_{s,adm}$

Eccentricità	e (M)	51.1	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	31.1	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.7	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.577	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id^*}	93191.4608	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	132 di 161

Campata Sinf-2- N≠0

Sollecitazioni

Momento flettente	M	23.66	kN m	RARA
Sforzo normale	N	5.89	kN	109R1T13M

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	σ_{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = \mathbf{7.1}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = \mathbf{7.1}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	2.0	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	97.5	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	401.7	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	381.7	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	7.8	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.577	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	88613.0126	cm ⁴	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	133 di 161

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fctk}	59	kN m	La sezione non è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fctm}	85	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fctm}$	$e (M_{fctm})$	1434.5	cm	
	$u (M_{fctm})$	1414.5	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fctm}$	σ_{cr}	7.2		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fctm}$	σ_{sr}	358.4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fctm}$	$y (M_{fctm})$	7.6	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico k_t		0.4		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10.79	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	7.70	cm ²	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1078.74	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0071	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.00093193	-	
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio K_1		0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tension K_2		0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	14.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	469.562962	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	276.213507	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.26	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	-	mm	
Tipo di armatura	Poco sensibile			
Condizioni ambientali	Aggressive			
Stato limite	Rara			
Valore limite di apertura delle fessure	$w_l=0.2$ mm			
	w_d	-	-	
	w_{max}	= 0.2	-	
	w_k	<	w_{max}	verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	134 di 161

Sollecitazioni

Momento flettente	M	10.49	kN m	QUASI PERMANENTE
Sforzo normale	N	33.04	kN	

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	σ_{amm}	12.3	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2.1	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{s1} = 7.1$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = 7.8$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{t2} = 7.1$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	7.70	cm ²	5 Ø 14 $c_{t1} = 7.1$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	0.8	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	23.5	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	31.8	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	11.8	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	11.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4216	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	571758.5772	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{iN}	105013.0988	cm ⁴	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

10. VERIFICHE GEOTECNICHE

10.1.1 Verifica di capacità portante verticale

La verifica geotecnica presa a riferimento per lo studio dello scatolare in esame è la verifica al carico limite della fondazione.

L'approccio di verifica adottato per la verifica geotecnica è l'approccio A1+M1+R3. I coefficienti parziali per le azioni e per i materiali sono riportati nelle tabelle che seguono:

Tabella 10-1. Coefficienti parziali dei parametri geotecnici

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1.0	1.0

Per le verifiche geotecniche in condizioni statiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza:

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le verifiche geotecniche in condizioni sismiche si adottano i coefficienti di sicurezza come indicato nei paragrafi corrispondenti.

Nel dettaglio la verifica al carico limite di fondazione è una verifica a rottura del terreno di fondazione. Tale verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto tra il carico limite in fondazione Q_u e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta superiore al fattore di sicurezza definito dalle NTC 18.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

La verifica di capacità portante verticale si esegue in accordo con le espressioni di Brinch-Hansen del 1970, prendendo a riferimento una condizione di terreno incoerente.

• **Metodo di calcolo della capacità portante verticale**

Per la valutazione della capacità portante verticale della fondazione superficiale si ricorre all'utilizzo delle formule di Terzaghi. Secondo tale approccio di calcolo il carico limite è definito come:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_y \gamma_2 \frac{B}{2}$$

dove:

- D è la profondità di terreno compreso fra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno;
- γ_1 è il peso dell'unità di volume del terreno compreso fra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno;
- c è la coesione del terreno sottostante il piano di posa;
- γ_2 è il peso dell'unità di volume del terreno sottostante il piano di posa interessato dal meccanismo di rottura (in presenza di falda tale peso viene valutato opportunamente);
- γ_1 sono coefficienti di carico limite i cui valori sono valutati in funzione dell'angolo di attrito del terreno sottostante il piano di posa.

I coefficienti di capacità portante N_c , N_q , N_y sono espressi come:

$$N_c = (N_q - 1) ctg \varphi$$

$$N_q = \frac{1 + \text{sen} \varphi}{1 - \text{sen} \varphi} e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

$$N_y = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi$$

Tale formulazione del carico limite è valida solo nelle ipotesi di stato di deformazione piana, rottura generale, carichi verticali e centrati, piano di posa e piano di campagna orizzontali e terreno omogeneo. Nelle applicazioni queste limitazioni sono rimosse moltiplicando i tre termini a secondo membro per adatti coefficienti correttivi, ottenuti per via analitica o semi empirica. Diversi coefficienti possono essere

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0003 004	REV. A

usati contemporaneamente per tener conto di più di un fattore. Di seguito sono riportate le espressioni più accreditate di tali coefficienti. Tali espressioni si riferiscono al caso di sottosuolo omogeneo.

Fattore di forma: nel passare dalla condizione ideale di una striscia indefinita di carico (problema piano) ad una fondazione reale avente dimensioni (B trasversale e L longitudinale) in pianta confrontabili (problema tridimensionale), la capacità portante è influenzata dagli effetti di bordo, di cui si tiene conto con i fattori di forma.

Forma della fondazione	$s_c (> 1)$	$s_q (> 1)$	$s_\gamma (< 1)$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \varphi'$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \varphi'$	0,6

Fattori di inclinazione del carico: nel caso di carico inclinato con componente orizzontale H e componente verticale V, si introducono i fattori di inclinazione del carico (in relazione al rapporto H/V la rottura può avvenire anche per slittamento) che tengono conto della riduzione della resistenza a rottura del terreno di fondazione.

Terreno	$i_c (< 1)$	$i_q (< 1)$	$i_\gamma (< 1)$
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condizioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \theta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \theta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	θ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

Fattori di profondità: si utilizzano per mettere in conto anche la resistenza al taglio del terreno sopra il piano di fondazione, ovvero per considerare la superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna.

Valore di ϕ	$d_c (> 1)$	$d_q (> 1)$	$d_\gamma (= 1)$
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	1	1
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 0,4 \cdot \arctan \left(\frac{D}{B'} \right)$	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$	$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{D}{B'} \right)$
	$d_q = \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$		

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	138 di 161

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione: se i carichi permanenti sono sensibilmente inclinati si può realizzare il piano di posa della fondazione con un'inclinazione ε . La capacità portante nella direzione ortogonale al piano di posa deve essere valutata utilizzando i fattori di inclinazione del piano di posa

$$\frac{b_c (< 1)}{b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi}} \quad \frac{b_q (< 1)}{(1 - \varepsilon \cdot \tan \varphi)^2} \quad \frac{b_y (< 1)}{(1 - \varepsilon \cdot \tan \varphi)^2}$$

Fattori di inclinazione del terreno: se il piano campagna è inclinato di un angolo ω rispetto all'orizzontale

$$\frac{g_c (< 1)}{g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}} \quad \frac{g_q (< 1)}{(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega} \quad \frac{g_y (< 1)}{\cos \omega}$$

Fattori di inerzia: in presenza di verifica in condizioni sismiche si considerano ulteriori fattori riduttivi pari a:

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_h$$

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$$

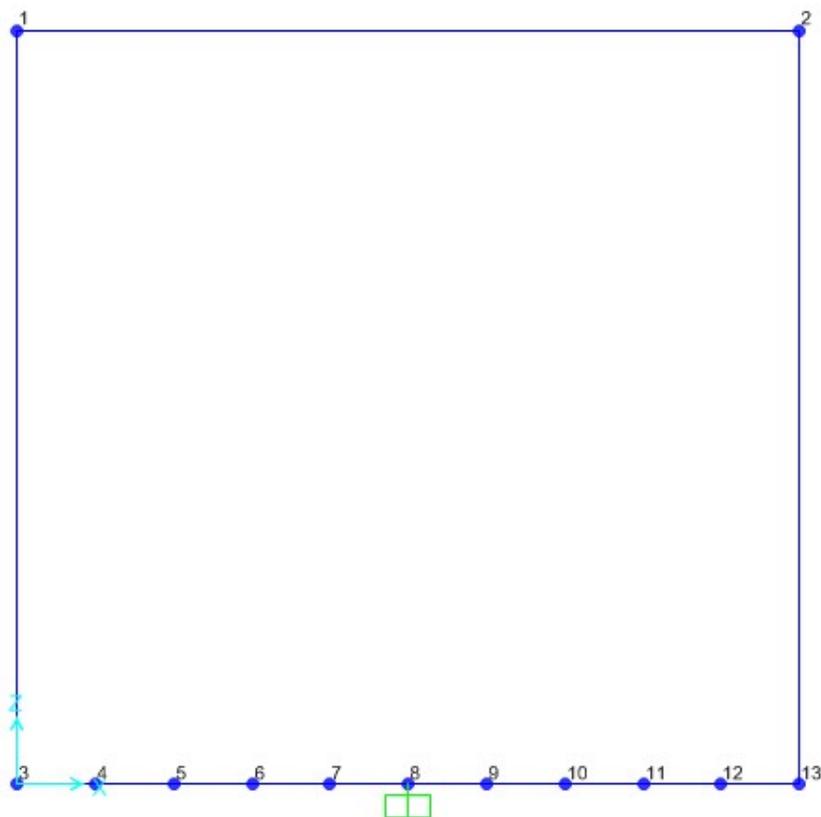
$$z_y = z_q$$

L'eccentricità del carico riduce la capacità portante di una fondazione superficiale. Nel caso di carico eccentrico si assume che l'area resistente a rottura sia quella per la quale il carico risulta centrato. Ad esempio per una fondazione a base rettangolare, se la risultante dei carichi trasmessi ha eccentricità e_E nella direzione del lato minore B ed eccentricità e_L nella direzione del lato maggiore L, per il calcolo della capacità portante si assume una fondazione rettangolare equivalente di dimensioni $B^* \times L^*$, dove: $B^* = B - 2e_E$; $L^* = L - 2e_L$.

Per quanto riguarda il calcolo delle sollecitazioni da applicare sulla platea di fondazione, si prende il modello strutturale dello scatolare e si vincola questo con un incastro in corrispondenza del baricentro della struttura di fondazione.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	139 di 161



Tab. 63 – Modello di calcolo per lo studio della struttura di fondazione

Dallo sviluppo dell'analisi si definiscono le reazioni vincolari verticali, orizzontali e di momento rispetto l'asse baricentrico della struttura di fondazione. Per la verifica geotecnica del sistema di fondazione, si riportano tali reazioni vincolari all'intradosso della fondazione, tenendo in conto per le reazioni di momento, della coppia di trasporto data dal prodotto tra la reazione vincolare orizzontale e metà spessore della soletta inferiore.

Nella tabella che segue si riportano le reazioni vincolari massime e minime verticali, le reazioni massime orizzontali e le reazioni massime di momento. Queste si determinano sia per le combinazioni statiche allo SLU, sia per le combinazioni sismiche allo SLV. Le combinazioni adottate sono le stesse prese a riferimento per le verifiche strutturali (Approccio A1+M1+R3).

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	01S1-11M	8.85	0.00	498.61	0.00	18.57	0.00
Comb. Nmin	07S1-14-	0.00	0.00	385.59	0.00	0.00	0.00
Comb. Mx,max	01S1-11M	8.85	0.00	498.61	0.00	18.57	0.00
Comb. My,max	57S3-13M	100.49	0.00	498.61	0.00	128.02	0.00
Comb. Fx,max	57S3-13M	100.49	0.00	498.61	0.00	128.02	0.00
Comb. Fy,max	01S1-11M	8.85	0.00	498.61	0.00	18.57	0.00

Tab. 64 – Combinazioni di verifica generali

Per la verifica della capacità portante verticale del sistema di fondazione si individuano le condizioni limite di verifica: massima reazione verticale e massimo momento. Mentre, per l'opera in oggetto, essendo completamente incassata nel terreno, si ritiene che la verifica a scorrimento si automaticamente soddisfatta, in quanto le eventuali azioni spingenti su un lato dello scatolare sono compensate dalle corrispondenti spinte passive sul lato opposto dello stesso. Nella tabella che segue si riportano in forma riassuntiva le reazioni vincolari prese a riferimento per lo studio della struttura di fondazione in condizioni statiche:

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	01S1-11M	8.85	0.00	498.61	0.00	18.57	0.00
Comb. Nmin	07S1-14-	0.00	0.00	385.59	0.00	0.00	0.00
Comb. Mx,max	01S1-11M	8.85	0.00	498.61	0.00	18.57	0.00
Comb. My,max	57S3-13M	100.49	0.00	498.61	0.00	128.02	0.00

Tab. 65 – Combinazioni di verifica

Nelle pagine a seguire si riportano la verifiche di capacità portante per entrambe le condizioni di carico.

Si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le proprietà del terreno e le resistenze.

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

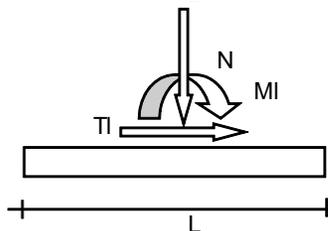
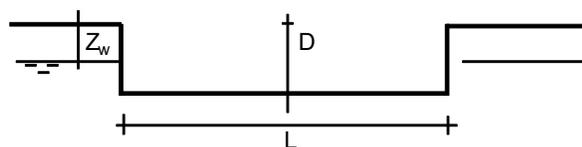
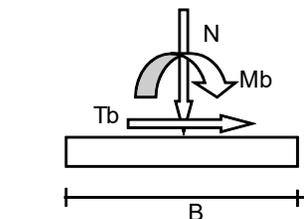
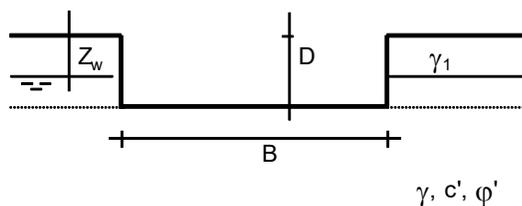
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	142 di 161

Mymax

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 15.50 (m)
D = 5.28 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	498.61	
Mb [kNm]	128.02	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	100.49	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	100.49	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5.28$ (m)

$e_a = 0.26$ (m)
 $e_c = 0.00$ (m)

$B^* = 1.99$ (m)
 $L^* = 15.50$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 105.60$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00$ (kN/mc)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	143 di 161

Nc, Nq, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 31.30$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 44.09$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 44.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L^2 \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.09$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^2$$

$$s_q = 1.09$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot B^2 / L^2$$

$$s_{\gamma} = 0.95$$

i₀, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.89 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00 \quad (^{\circ})$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.11 \quad m = 1.89 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme
e m=(m₀sin²θ+m₁cos²θ) in tutti gli altri

$$i_0 = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

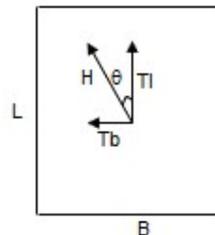
$$i_0 = 0.65$$

$$i_c = i_0 - (1 - i_0) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.64$$

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

$$i_{\gamma} = 0.52$$





LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.
TRATTA TORINO - MILANO.
NODO DI NOVARA 1[^] FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	145 di 161

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3306.76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 16.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1437.72 \geq q = 16.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

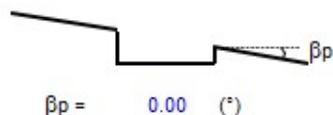
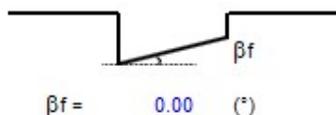
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	146 di 161

Nmax

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 15.50 (m)
D = 5.28 (m)



AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	498.61	
Mb [kNm]	18.57	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	8.85	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	8.85	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)

Profondità della falda

Zw = 5.28 (m)

$e_a = 0.04$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.43$ (m)
 $L^* = 15.50$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 105.60 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00$ (kN/mc)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	147 di 161

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 31.30$$

$$Nc = (Nq - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Nc = 44.09$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 44.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^2 Nq / (L^2 Nc)$$

$$s_c = 1.11$$

$$s_q = 1 + B^2 \tan \varphi' / L^2$$

$$s_q = 1.11$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 B^2 / L^2$$

$$s_\gamma = 0.94$$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.86 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_q = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.14 \quad m = 1.86 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme
e m=(m_bsin²θ+m_qcos²θ) in tutti gli altri

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

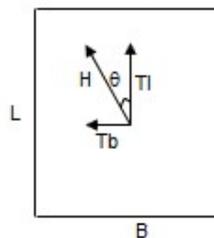
$$i_b = 0.97$$

$$i_q = i_b - (1 - i_b)/(Nq - 1)$$

$$i_q = 0.97$$

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

$$i_\gamma = 0.95$$



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	148 di 161

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

per $D/B^* \leq 1$; $d_o = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \text{sen}\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_o = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \text{sen}\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_o = 1.29$$

$$d_c = d_o - (1 - d_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.30$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_o = (1 - \beta_\gamma \tan\phi')^2 \quad \beta_\gamma + \beta_p = 0.00 \quad \beta_\gamma + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_o = 1.00$$

$$b_c = b_o - (1 - b_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_o$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_o = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_\gamma + \beta_p = 0.00 \quad \beta_\gamma + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_o = 1.00$$

$$g_c = g_o - (1 - g_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_o$$

$$g_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	149 di 161

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 5063.18 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 13.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2201.38 \geq q = 13.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Nella tabella che segue si riportano in forma riassuntiva le reazioni vincolari prese a riferimento per lo studio della struttura di fondazione in condizioni sismiche:

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	73SSS3--	54.83	0.00	285.94	0.00	60.68	0.00
Comb. Nmin	82SSS12S	48.75	0.00	274.88	0.00	53.69	0.00
Comb. Mx,max	71SSS1--	81.68	0.00	282.76	0.00	97.60	0.00
Comb. My,max	71SSS1--	81.68	0.00	282.76	0.00	97.60	0.00
Comb. Fx,max	71SSS1--	81.68	0.00	282.76	0.00	97.60	0.00
Comb. Fy,max	71SSS1--	81.68	0.00	282.76	0.00	97.60	0.00

Tab. 66 – Combinazioni di verifica sismiche

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	73SSS3--	54.83	0.00	285.94	0.00	60.68	0.00
Comb. Fx,max	71SSS1--	81.68	0.00	282.76	0.00	97.60	0.00

Tab. 67 – Combinazioni di verifica sismiche

Nelle pagine a seguire si riportano la verifiche di capacità portante per entrambe le condizioni di carico.

Si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le proprietà del terreno e le resistenze.

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

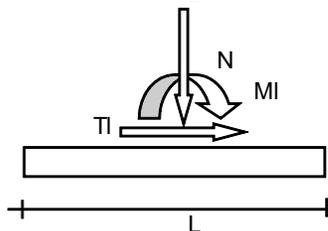
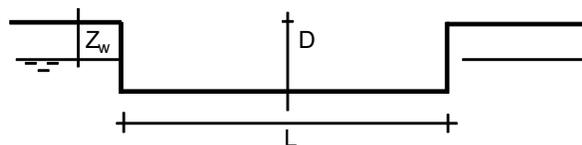
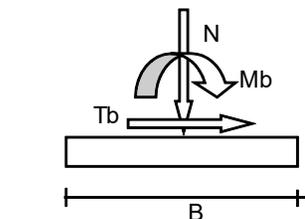
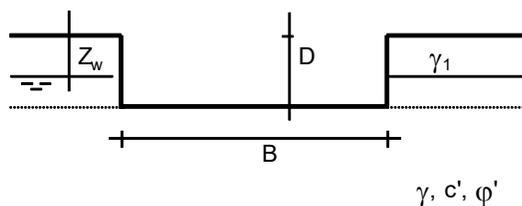
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

RELAZIONE DI CALCOLO

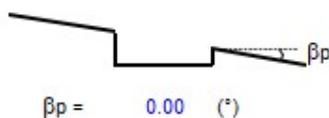
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	151 di 161

Nmax

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 15.50 (m)
D = 5.28 (m)

$\beta_f = 0.00$ (°)



AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	285.94	
Mb [kNm]	60.68	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	54.83	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	54.83	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)
kh = 0.21

Profondità della falda

Zw = 7.26 (m)

$e_B = 0.21$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.08$ (m)
 $L^* = 15.50$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 105.60 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 17.92$ (kN/mc)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	152 di 161

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 31.30$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 44.09$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 44.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.10$$

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

$$s_q = 1.09$$

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

$$s_\gamma = 0.95$$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_\gamma = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme
e m=(m_bsin²θ+m_γcos²θ) in tutti gli altri)

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

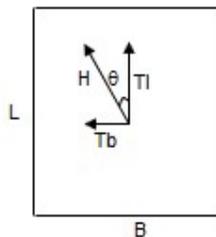
$$i_b = 0.67$$

$$i_c = i_b - (1 - i_b) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.66$$

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

$$i_\gamma = 0.54$$



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	153 di 161

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

per $D/B^* \leq 1$; $d_o = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_o = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_o = 1.31$$

$$d_c = d_o - (1 - d_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_o = (1 - \beta_r \tan\phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_o = 1.00$$

$$b_c = b_o - (1 - b_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_o$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_o = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_o = 1.00$$

$$g_c = g_o - (1 - g_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_o$$

$$g_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	154 di 161

z_D, z_Q, z_T : fattori di correzioni sismiche secondo PAOLUCCI & PECKER

$$z_Q = (1 - kh/\tan\beta_p)^{0.25}$$

$$z_Q = 0.88$$

$$z_c = (1 - 0.32k_v)$$

$$z_c = 0.93$$

$$z_T = z_Q$$

$$z_T = 0.88$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3158.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 8.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1373.27 \geq q = 8.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	155 di 161

Mymax

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 15.50 (m)
D = 5.28 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	282.76	
Mb [kNm]	97.60	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	81.68	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	81.68	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 34.50$ (°)
kh = 0.21

Profondità della falda

Zw = 7.26 (m)

$e_B = 0.35$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.81$ (m)
 $L^* = 15.50$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 105.60 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 17.92$ (kN/mc)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	156 di 161

Nc, Nq, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 31.30$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 44.09$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 44.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L^2 \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.08$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^2$$

$$s_q = 1.08$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot B^2 / L^2$$

$$s_{\gamma} = 0.95$$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.90 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.10 \quad m = 1.90 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme
e m=(m_b·sin²θ+m_l·cos²θ) in tutti gli altri

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

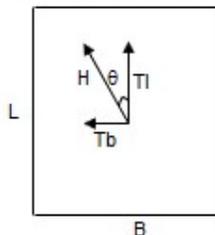
$$i_b = 0.52$$

$$i_c = i_b - (1 - i_b) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.51$$

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

$$i_{\gamma} = 0.37$$



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	157 di 161

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

per $D/B^* \leq 1$; $d_o = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \text{sen}\phi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_o = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \text{sen}\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_o = 1.32$$

$$d_c = d_o - (1 - d_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.33$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_o = (1 - \beta_r \tan\phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_o = 1.00$$

$$b_c = b_o - (1 - b_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_o$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_o = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_o = 1.00$$

$$g_c = g_o - (1 - g_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_o$$

$$g_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	158 di 161

z₀, z_q, z_γ : fattori di correzioni sismiche secondo PAOLUCCI & PECKER

$$z_q = (1 - kh/\tan\beta_p)^{0,25}$$

$$z_q = 0.88$$

$$z_c = (1 - 0,32k_n)$$

$$z_c = 0.93$$

$$z_\gamma = z_q$$

$$z_\gamma = 0.88$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2726.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 10.08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1185.54 \geq q = 10.08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

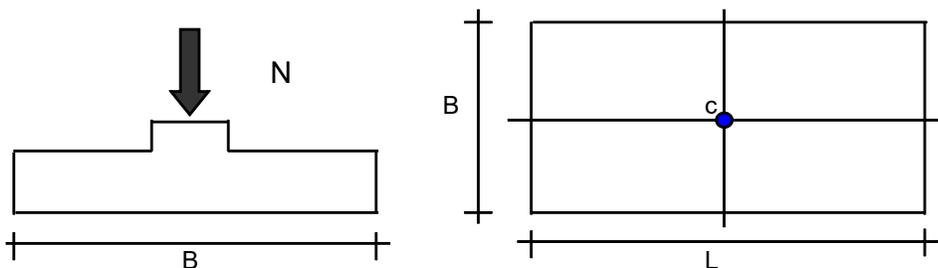
10.1.2 Verifica dei cedimenti

STRATO E (E=20000-30000 kN/m ²)			
z (profondità fondazione)	E	z (profondità strato cedimento)	E medio
m	kN/m ²	m	kN/m ²
4.00	25000	1.00	25000
4.00	25000	1.00	25000
STRATO D (E=8000-10000 kN/m ²)			
z (profondità)	E	E medio	
m	kN/m ²	kN/m ²	
6.0	9000	9000	
7.0	9000		
STRATO B (E=35000-60000 kN/m ²)			
z (profondità)	E	E medio	
m	kN/m ²	kN/m ²	
8.0	47500	47500	
18.0	47500		

Si riporta la verifica dei cedimenti della fondazione in corrispondenza del massimo sforzo normale agente.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0003 004	A	160 di 161

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2)$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B =	2.50	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	15.50	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	344	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	8.87	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	3	(-)	(numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	STRATO E	1.00	0.0	1.0	1.0	25000	0.30	0.02
2	STRATO D	1.00	1.0	2.0	1.0	9000	0.30	0.05
3	STRATO B	10.00	2.0	12.0	1.0	47500	0.30	0.17
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 0.25 \text{ (cm)}$$

11. INCIDENZA

I valori delle incidenze di armatura lenta sono indicati nella seguente tabella:

Piedritti	50 kg/mc
Soletta superiore	60 kg/mc
Soletta inferiore	60 kg/mc

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 $\phi 14/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.

12. CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto e alla verifica del tombino ferroviario alla progressiva 66+909.320

Le verifiche strutturali e geotecniche rispettano le indicazioni delle Normative tecniche di riferimento.