

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO (LOTTO 4b)

IR04 -MANUFATTO SCATOLARE NV02

IR04 – Manufatto scatolare NV02

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3V 40 D 29 CL IR0400 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	A.Della Rocca	Febbraio 2020	P. Di Nucci	Febbraio 2020	F.Sparacino	Febbraio 2020	F. Arduini Febbraio 2020
								ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. F. Arduini Ordine Esp. Ingegneri della Provincia di Roma 11/12/2020

File: RS3V40D29CLIR0400001A

n. Elab.: 312_10

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
4	MATERIALI.....	8
4.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONE.....	8
4.2	CALCESTRUZZO ELEVAZIONE	9
4.3	ACCIAIO B450C	10
4.4	VERIFICA S.L.E.	10
4.4.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	10
4.4.1	<i>Stato limite di fessurazione</i>	10
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
5.1	TERRENO DI FONDAZIONE	12
5.2	PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO DI FONDAZIONE.....	13
5.3	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	13
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	14
6.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	14
6.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	14
6.3	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	15
7	SOFTWARE DI CALCOLO	17
7.1	GENERALITÀ	17
7.1.1	<i>Grado di affidabilità del codice</i>	17

7.1.2	Valutazione della correttezza del modello.....	17
7.1.3	Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli.....	17
7.2	UNITÀ DI MISURA	17
8	SCATOLARE	19
8.1	GEOMETRIA.....	19
8.2	MODELLO DI CALCOLO.....	20
8.2.1	Valutazione della rigidezza delle molle.....	21
8.3	ANALISI DEI CARICHI.....	21
8.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati.....	21
8.3.2	Spinte terreno.....	22
8.3.3	Spinta in presenza di falda.....	23
8.3.4	Traffico veicolare.....	23
8.3.5	Frenatura.....	25
8.3.6	Variazione termica.....	25
8.3.7	Ritiro differenziale della soletta di copertura.....	26
8.3.8	Azione sismica.....	27
8.3.9	Vento.....	28
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
9	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	34
10	VERIFICHE.....	38
10.1	VERIFICA AGLI SLU: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO.....	38
10.1.1	Verifica a pressoflessione.....	38

10.1.2	Verifica a taglio.....	39
10.2	VERIFICA AGLI SLE: LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E FESSURAZIONE	41
10.2.1	Verifica di fessurazione	41
10.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio	41
10.3	RISULTATI VERIFICA.....	42
11	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	44
11.1	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	49
12	INCIDENZA ARMATURE.....	52

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.)

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera sulla viabilità NV02.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 7.3$ m ed un'altezza netta H_{int} variabile tra 7 m e 9 m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.9$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.9$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s = 0.9$ m.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

Si riporta uno stralcio planimetrico (figura 1) ed altimetrico (figura 2) dell'opera in esame:

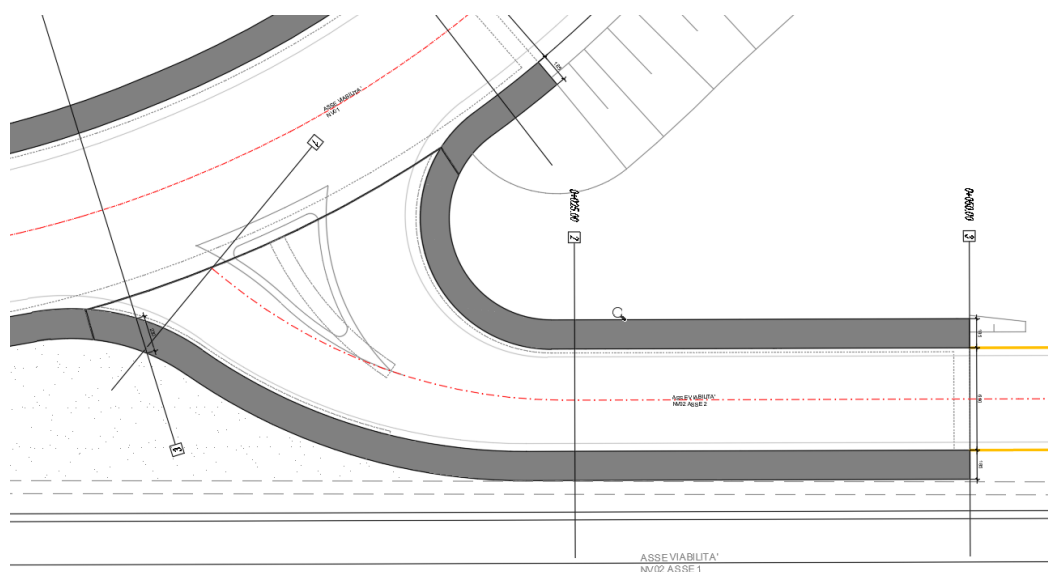


Figura 1 – Stralcio planimetrico

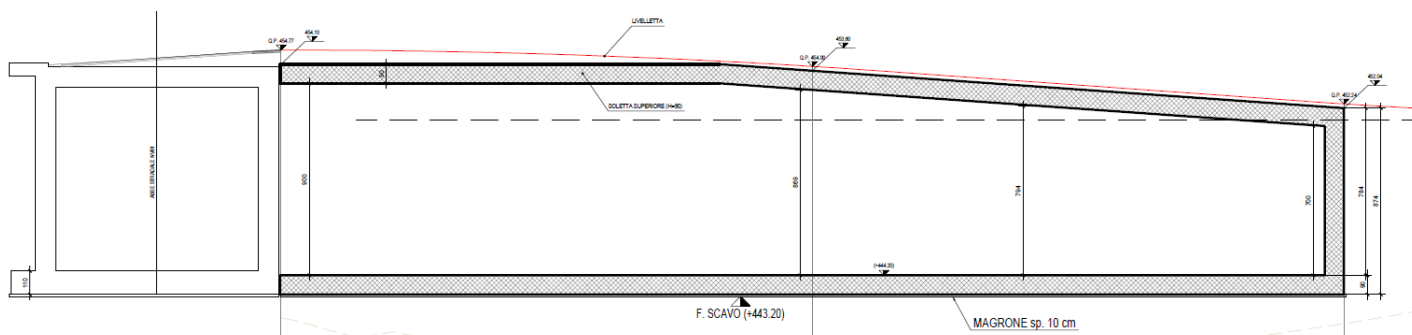


Figura 2 – Stralcio altimetrico

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere oggetto di verifica consistono in strutture scatolare in c.a. gettate in opera costituiti aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

WBS	FONDAZIONE					PIEDRITTI		SOLETTA SUP.			
	s_f [m]	b_{sx} [m]	b_{int} [m]	b_{dx} [m]	B_{tot} [m]	h_{int} [m]	s_p [m]	s_s [m]	L_{sx} [m]	L_{int} [m]	L_{dx} [m]
IR04	0.90	1.10	7.3	0	10.20	7 - 9	0.90	0.90	1.10	7.3	0

Nell'immagine seguente si riportano le sezioni trasversale delle opere in oggetto (figura 3). Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

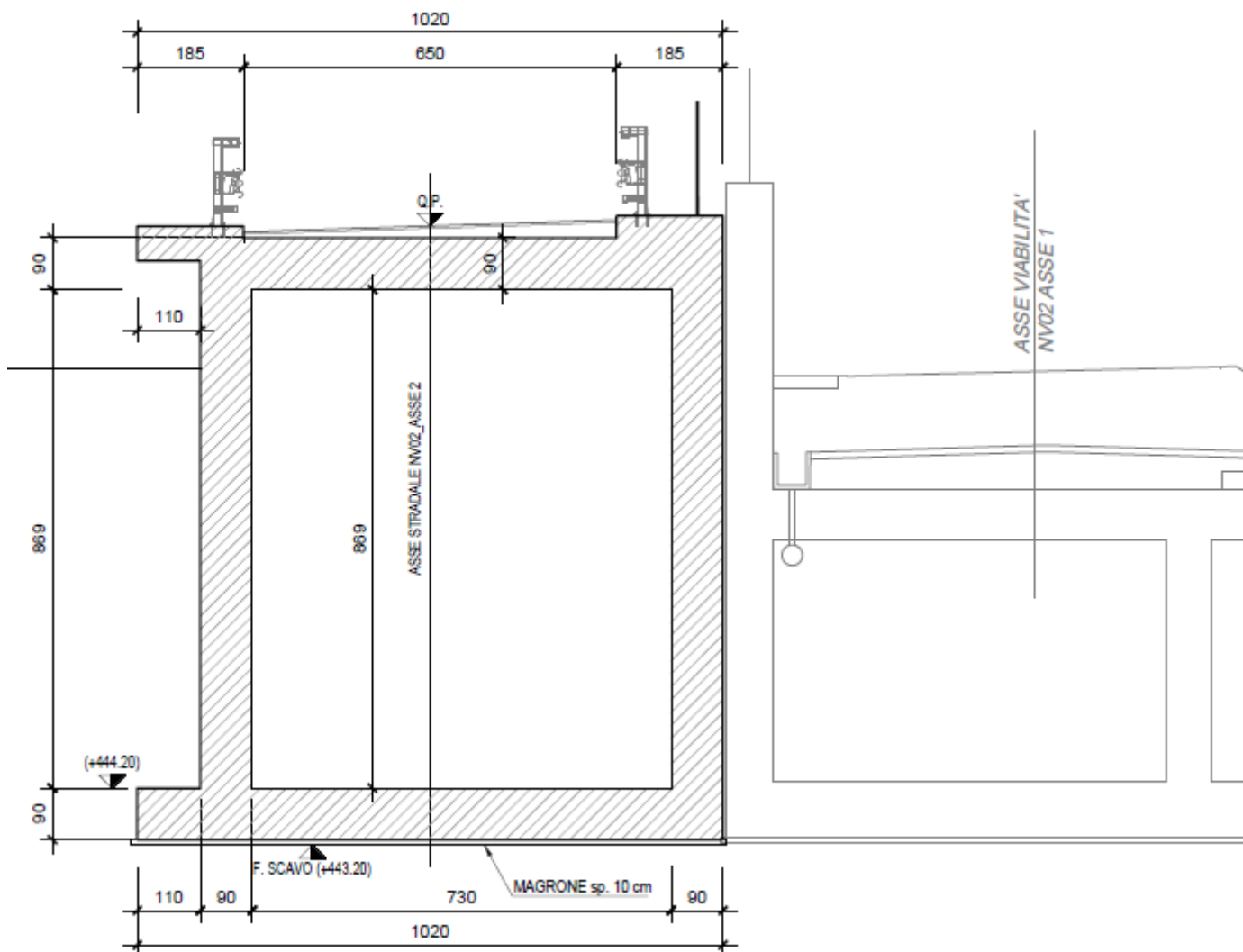


Figura 3 – Sezione trasversale IR04 (sez. di altezza massima)

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B del 2018 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 B del 2018 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –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° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo fondazione

Classe di resistenza:

C25/30

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm^2
Classe di esposizione		XC2	

Copriferro

70mm

4.2 Calcestruzzo elevazione

Classe di resistenza:

C32/40

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm^2
Classe di esposizione		XC4	

Copriferro

70mm

4.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
in cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

4.4 Verifica S.L.E.

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

4.4.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

4.4.1 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

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

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

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

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

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l’apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

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

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

5.1 Terreno di fondazione

Nel seguito si sintetizzano le caratteristiche geotecniche di progetto per le varie unità geotecniche, in accordo a quanto definito nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda per i dettagli.

Da 0.0 a 14.5 m Unità cap – c: Cappellaccio limoso sabbioso costituente la parte alterata della formazione di base

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 70 \text{ kPa } z < 9.5\text{m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c_u = 120 \text{ kPa } z > 9.5\text{m}$	
$V_s = 150 \div 350 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 100 \div 120 \text{ MPa } z < 9.5\text{m}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E_o = 250 \text{ MPa } z > 9.5\text{m}$	
Calfa = 0.0015	
$k = 6.0\text{E}^{-06} \div 7.0\text{E}^{-07} (1.0\text{E}^{-07}) \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

da 14.5 m a 50.0 m: Unità TRV– Formazione di Terravecchia: argilla da debolmente marnosa a marnosa

$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 400 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$c_u = 200 \text{ kPa per } z < 25\text{m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c_u = 300 \div 350 \text{ kPa } z > 25\text{m}$	
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa per } z < 25\text{m}$	Modulo di deformazione elastico iniziale
$E_o = 800 \div 1200 \text{ MPa per } z > 25\text{m}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E'_{op} = E_o/10 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo per analisi cedimenti rilevati
Calfa = 0.0015	
$k = 2.0\text{E}^{-08} \div 2.0\text{E}^{-06} (4.0\text{E}^{-08}) \text{ m/s}$	permeabilità(valore medio)

5.2 Parametri geotecnici terreno di fondazione

Come specificato nella relazione geotecnica, è previsto un intervento di consolidamento del rilevato ferroviario su cui poggia l'opera in esame costituito da Colonne di consolidamento CFA in c.a. Ø800mm di lunghezza 18.0 m, disposti a maglia quadrata 3.0 m x 3.0 m, con armatura minima (8 Ø20, staffe Ø10 / 10 cm).

Pertanto dal punto di vista delle verifiche geotecniche, in fase di analisi si adottano le seguenti caratteristiche meccaniche del terreno interagente con l'opera:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\varphi' = 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 10 \text{ kPa}$ coesione drenata

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

5.3 Interazione terreno-struttura

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 40000 kN/m³; per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

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

6.1 Vita nominale e classe d'uso

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

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

6.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo C

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

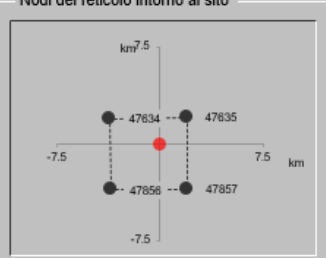
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri


Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione



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".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.048	2.484	0.298
SLD	113	0.058	2.538	0.335
SLV	1068	0.133	2.622	0.538
SLC	2193	0.178	2.627	0.569

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera, longitudine = 14.474 e latitudine = 37.562, che costituisce il punto dell'area indagata con azione sismica più gravosa.

6.3 Analisi di risposta sismica locale

La caratterizzazione sismica del sito è stata approfondita mediante un'analisi di risposta sismica locale che ha condotto alla definizione dello spettro normalizzato di progetto, ottenuto a seguito di un processo di regolarizzazione dello spettro di risposta, risultato di simulazioni numeriche eseguite con il software Plaxis (2018.01), da cui:

ag,max [g]	0.178	
Fo [--]	5.647	
η [--]	1	
T_B [s]	0.131	
T_C [s]	0.393	
T_D [s]	2.134	
ag [g]	0.1336	da normativa

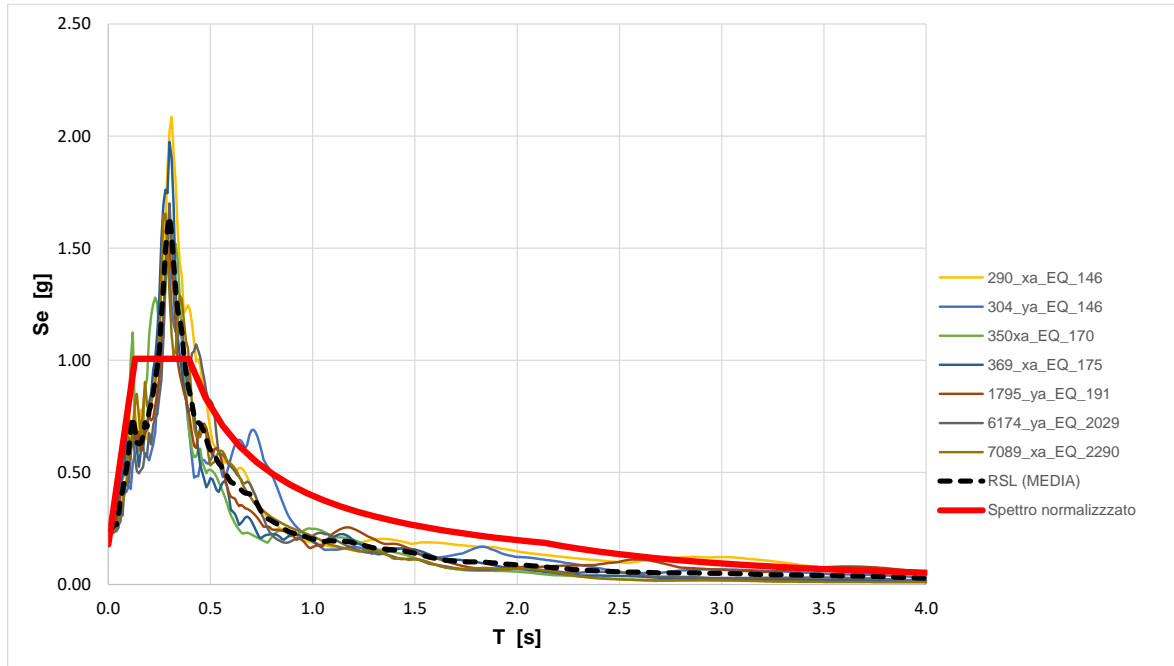


Figura 4 – Spettro normalizzato

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sull'analisi di risposta sismica locale.

7 SOFTWARE DI CALCOLO

7.1 Generalità

Data la conformazione geometrica, è stato realizzato un modello FEM 3D, con il programma di calcolo Midas Civil 2019 v2.2. Il software permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "PRESFLE+ v.5.14" – Autore Concrete srl.

7.1.1 *Grado di affidabilità del codice*

L'affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

7.1.2 *Valutazione della correttezza del modello*

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

7.1.3 *Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli*

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Midas Civil sono inoltre presenti una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

7.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti

RELAZIONE DI CALCOLO

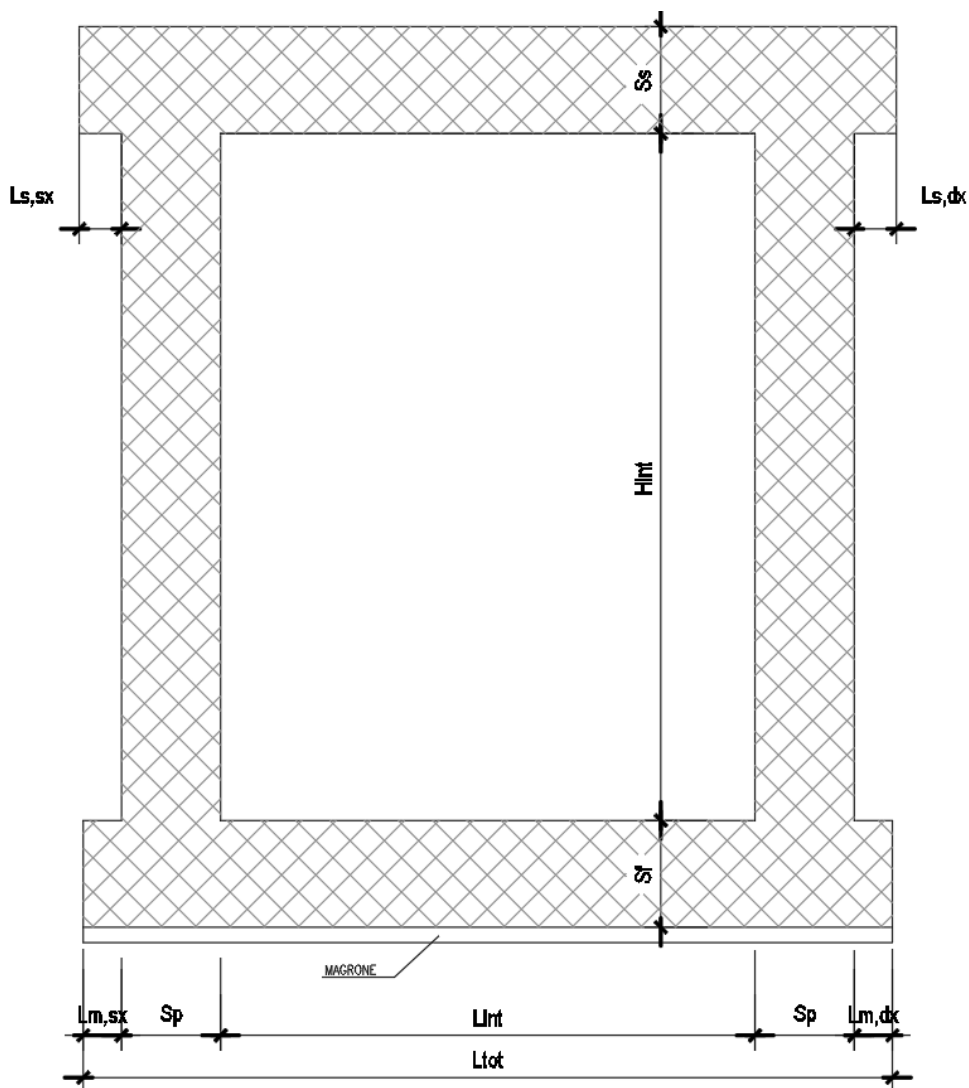
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	18 di 52

- si assume l'uguaglianza $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

8 SCATOLARE

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m con riferimento alla sezione di altezza totale pari a 8.69m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

8.1 Geometria



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	20 di 52

DATI GEOMETRICI

Grandezza	Simbolo	Valore	u.m.
Larghezza utile scatolare	L_{int}	7.30	m
Spessore Soletta superiore	S_s	0.90	m
Lunghezza sbalzo sup. sx	$L_{s,sx}$	1.10	m
Lunghezza sbalzo sup. dx	$L_{s,dx}$	0.00	m
Spessore Piedritti	S_p	0.90	m
Spessore Fondazione	S_f	0.90	m
Mensola fondazione sx	$L_{m,sx}$	1.10	m
Mensola fondazione dx	$L_{m,dx}$	0.00	m
altezza libera scatolare	H_{int}	8.69	m
Altezza totale scatolare	H_{tot}	10.49	m
Larghezza totale fondazione	L_{tot}	10.20	m

8.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

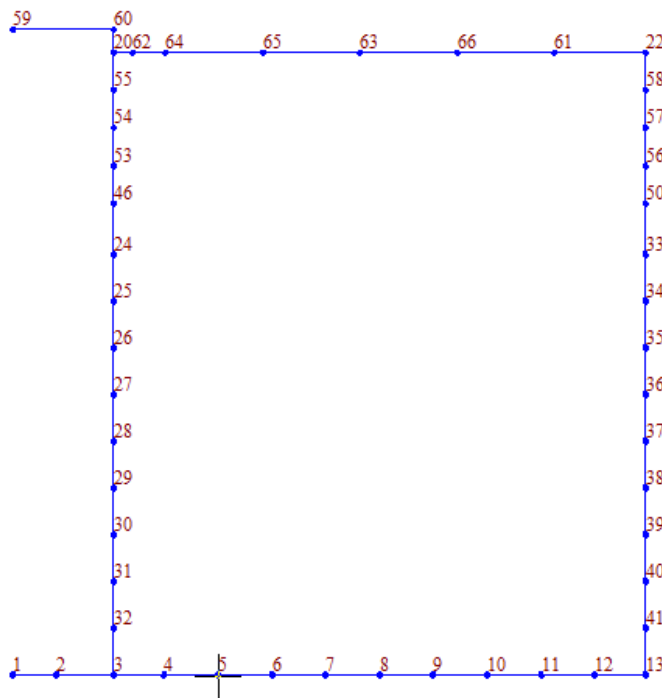
Il modello considerato per l'analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo con numerazione dei nodi.

Base

11



Numerazione nodi

8.2.1 Valutazione della rigidezza delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a $k = 40000 \text{ kN/m}^3$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

$$\text{Interasse molle} \quad i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = 0.82 \quad [\text{m}]$$

$$\text{Molle centrali} \quad k_1 = k * i = 32800 \quad [\text{kN/m}]$$

$$\text{Molle intermedie} \quad k_2 = 1.5 * k * i = 49200 \quad [\text{kN/m}]$$

$$\text{Molle laterali} \quad k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2) = 68800 \quad [\text{kN/m}]$$

8.3 Analisi dei carichi

8.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

G1-Peso proprio elementi strutturali

Il peso proprio delle solette e dei piedritti, viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

G2-Peso permanenti portati soletta superiore :

spessore pavimentazione	h_p	0,05	m
spessore terreno di ricoprimento	h_r	0,20	m

Peso specifico	γ	18,0	kN/m ³
Peso permanente su solettone sup.	Q_{perm}	4,5	kN/m ²
Peso singolo gard rail	q	0,8	kN/m

8.3.2 Spinte terreno

Sui piedritti, per un'altezza pari a 7.3 m per il piedritto di destra e 0 m per il piedritto in sinistra, sono applicate le spinte esercitate dal terreno di rilevato ferroviario valutate in fase statica in condizioni di spinta a riposo (k_0) ed in condizioni sismiche adottando la teoria di wood:

Dati terreno

Materiale	Argilla espansa
γ	13.00
ϕ	35.00

Spinte - FASE STATICA

Piedritto DX

$k_0 =$	0.426	
$S_{fond} =$	0.90	
$h_{Media} =$	7.3	m
$P_{sup,sx} =$	0.00	kN/m ²
$P_{inf,sx} =$	42.96	kN/m ²

Piedritto SX

$k_0 =$	0.426	
$S_{fond} =$	0.90	
$h_{Media} =$	0	m
$P_{sup,dx} =$	0.00	kN/m ²
$P_{inf,dx} =$	2.49	kN/m ²

Incremento Spinte - FASE SISMICA (WOOD)

$k_h =$	0.178
---------	-------

Piedritto DX

$\Delta P_{E,dx} =$	17.93	kN/m ²	Distribuzione rettangolare
---------------------	-------	-------------------	----------------------------

Piedritto SX

$\Delta P_{E,sx} =$	1.04	kN/m ²	Distribuzione rettangolare
---------------------	------	-------------------	----------------------------

8.3.3 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

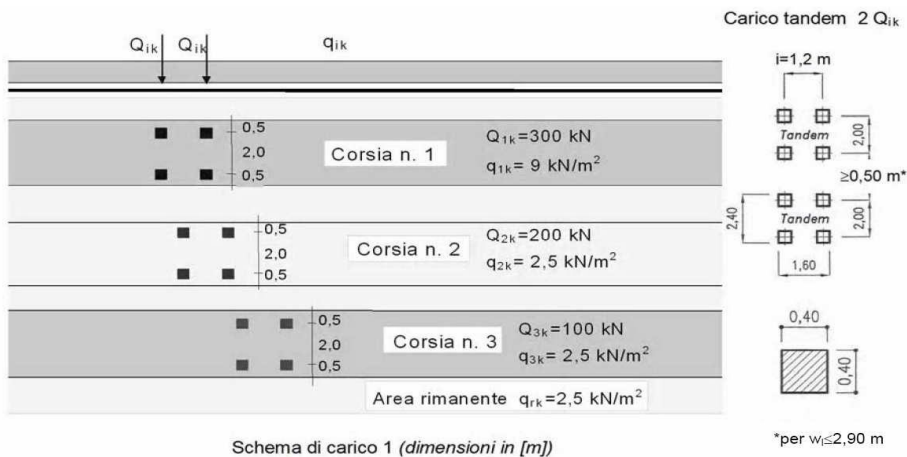
dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

$$u = \gamma_w \cdot z$$

L'opera non risulta interessata dalla falda.

8.3.4 Traffico veicolare

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
corsia n°1	300	9
corsia n°2	200	2,5
corsia n°3	100	2,5
Altre corsie	0	2,5

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	24 di 52

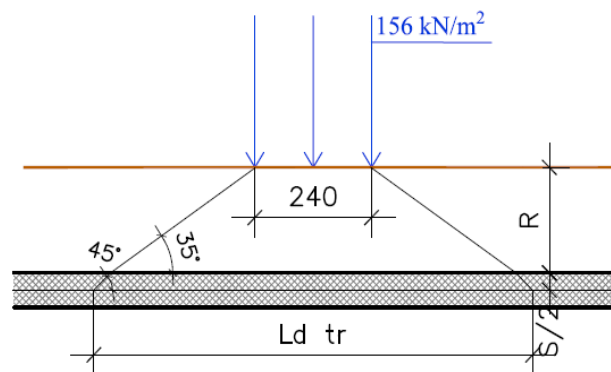
Larghezza carreggiata: $L_{carreggiata}$ [m]	10,30
numero corsie convenzionali : n°	3
Larghezza zona rimanente carreggiata: L_r [m]	1,3

da cui:

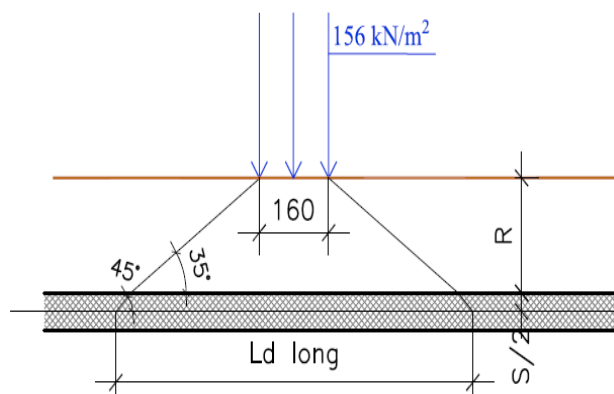
Posizione	Q [kN]	q [kN/m ²]
corsia n°1	600	9
corsia n°2	400	2,5
corsia n°3	200	2,5
Altre corsie	0	2,5

Il carico è schematizzato da due assi da 150 kN disposti ad interasse di 1.20m, la cui diffusione viene schematizzata alla stregua delle seguenti figure:

DIFFUSIONE TRASVERSALE CARICHI STRADALI Q1
(Longitudinale all'opera)



DIFFUSIONE LONGITUDINALE CARICHI STRADALI Q1
(Trasversale all'opera)



Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico.

Si considera una larghezza di diffusione trasversale massima pari alla larghezza della corsia di carico di 3.00 m pertanto:

$$q_{1k} = \frac{600}{L_L \times L_{T1}}$$

CALCOLO LARGHEZZA DIFFUSIONE

Altezza dello strato di terreno di ricoprimento : Hr	0.20	m
Spessore Trasverso : Ss	0.90	m
l_{trav} [m]	3.00	m
l_{long} [m]	1.6	m
$L_{\text{trav,diff}}$ [m]	4.18	m
$L_{\text{long,diff}}$ [m]	2.78	m
A_{diff} [m ²]	11.62	m

Posizione	Q_{diff} [kN/m ²]	q [kN/m ²]	Tot	
corsia n°1	51.63	9.00	60.63	
corsia n°2	34.42	2.50	36.92	
corsia n°3	0.00	0.00	0.00	
Altre corsie	0.00	2.50	2.50	
	86.05	14.00	100.05	kN/m²

Al fine di massimizzare gli effetti, sono stati considerati schemi di carico aventi:

- valore massimo del carico stradale in corrispondenza dell'asse strade;
- valore massimo del carico stradale in corrispondenza del ciglio stradale.

8.3.5 Frenatura

L'azione di frenatura/avviamento viene trascurata perché agente nella direzione longitudinale dell'opera.

8.3.6 Variazione termica

Si considera una variazione termica costante di +/-15°C e un gradiente di +/-5°C, agente sugli elementi fuori terra.

8.3.7 Ritiro differenziale della soletta di copertura

Si considera una variazione termica uniforme equivalente sulla soletta superiore come da calcolo seguente. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e DM 17-01-2018

RITIRO			
RH	70	%	Umidità relativa in percentuale
Ac	9180000	mm ²	Area sez. trasversale
u	20400	mm	Perimetro sezione a contatto atmosfera
h ₀	900.00	mm	Dimensione fittizia
k _h	0.70		
f _{ck}	33.2	MPa	Resistenza caratteristica compressione
ε _{c0}	-0.34	‰	
ε _{cd,∞}	-0.237	‰	
t(giorni)	7	giorni	età del cls nel momento considerato (scasseramento)
t _s (giorni)	27375	giorni	età del cls rispetto al quale si inizia a valutare il ritiro
β _{ds} (t-t _s)	1.041		
ε _{cd} (t)	-0.247	‰	Deformazione per ritiro da essiccamento
ε _{ca,∞}	-0.058	‰	Deformazione per ritiro autogeno
ε _{cs}	-0.30	‰	Deformazione totale per ritiro
Δt _{ritiro} =	9.92		$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) \cdot E_{cm} \cdot \alpha}$

Dove $\varphi(t,t_0)$ è valutata nel modo seguente:

VISCOSITA'			
$t_s =$	7	giorni	età del cls all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	7	giorni	età del cls al momento dell'applicazione del carico
$t =$	27375	giorni	età del cls
f_{ck}	33.2	MPa	Resistenza caratteristica compressione
f_{cm}	41.2	MPa	Resistenza media a compressione
RH	70	%	Umidità relativa in percentuale
A_c	9180000	mm ²	Area sez. trasversale
u	20400	mm	Perimetro sezione a contatto atmosfera
h_0	900.00	mm	Dimensione fittizia
α_1	0.892		
α_2	0.968		
α_3	0.922		
φ_{Rh}	1.268		
$\beta(f_{cm})$	2.617		
$\beta(t_0)$	0.635		
φ_0	2.11		Coeff. Nominale di viscosità
β_H	1382.54		
$\beta_c(t,t_0)$	0.99		
$\varphi(t,t_0)$	2.08		

8.3.8 Azione sismica

Per la valutazione dell'azione sismica è stata utilizzata un'analisi pseudostatica, consistente nella definizione di una forza orizzontale costante nello spazio e nel tempo:

$$F_h = k_h W \quad \text{con} \quad k_h = \beta_s a_{max}$$

dove:

- k_h indica il coefficiente sismico in direzione orizzontale;
- β_s indica il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, pari ad 1 nel caso in esame;
- $a_{max} = 0.178$ g indica l'accelerazione massima attesa al sito, valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale (par. 6.3).

8.3.9 Vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione ;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Nel caso in esame la località di riferimento ricade nel comune di Sciara (PA) in zona IV della tabella 3.3.I delle NTC ed è sito ad una distanza dalla costa <10 km pertanto si ha:

Calcolo della pressione cinetica di riferimento (NTC 18)

ZONA	4		
$V_{b,o} =$	28,00	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 18
$a_o =$	500	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 18
$k_s =$	0,36	1/s	Tabella 3.3.1 NTC 18
a_s (m) =	200	m	Altitudine slm sito di riferimento
v_b	28,00	m/s	Velocità di riferimento (par.3.3.1 NTC18)
$\rho =$	1,25	kg/m ³	Densità aria
$T_r =$	50	anni	Periodo di ritorno
α_R	1,001	-	Circolare 617-2019 (par 3.3.2)
v_b (TR) =	28,02	m/s	Circolare 617-2019 (par 3.3.2)
$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 =$	490,7	N/m ²	Pressione cinetica di riferimento
$q_b =$	0,491	kN/m ²	Pressione cinetica di riferimento

Calcolo Coefficiente dinamico (par. 3.3.4 NTC 08)

$c_d =$ **1,00** - Coefficiente dinamico

Calcolo Coefficiente di Topografia CIRCOLARE DM 1996 paragrafo C.7.5

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	29 di 52

Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	1,00	$C_t = 1 + b_g$
Costruzioni sul livello superiore di un dislivello	1,00	$C_t = 1 + b_g \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
Costruzioni su di un pendio	1,00	$C_t = C_t = 1 + b_g \cdot (h/H)$
P.O. piano orizzontale	1,00	

CASO IN ESAME :

(a)

Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina

$c_t =$	1,00	Coefficiente Topografico
$H =$	1,00	altezza massima rilevato
$z =$	10,0	altezza superficie di
	0	impatto
$D [m] =$	0	
$X [m] =$	0	
$h [m] =$	0,0	
$z/H =$	10,0	
	0	
$b =$	0,00	
$H/D =$	10,0	
$\gamma =$	1,0	

Calcolo Coefficiente di Esposizione

Classe rugosità	C	tab. 3.3.III NTC 18
Cat. Esp.	II <10 km	tab. 3.3.III NTC 18
$k_r =$	0,19 -	tab. 3.3.III NTC 18
$z_0 =$	0,05 m	tab. 3.3.III NTC 18
$z_{min} =$	4,00 m	tab. 3.3.III NTC 18
$h_1 =$	10,0 m	Altezza max
	0 m	
$H =$	1,00 m	Altezza massima rilevato
$h_2 =$	4,00 m	altezza ingombro mezzi (da piano stradale)
$z =$	15,0 m	Altezza suolo del punto considerato
$c_e =$	2,62 -	Coefficiente di esposizione

Calcolo Coefficiente di Forma (Circolare 21-01-2019)

$c_p =$	0,80	-	Coefficiente di forma pareti verticali
$c_p =$	-0,4	-	Coefficiente di forma soletta superiore
$c_{pi} =$	0,2		

In definitiva:

PARETI

$q_b =$	0,491	kN/m ²
$c_p =$	1,00	Coefficiente di forma
$c_e =$	2,6	Coefficiente di esposizione
$c_d =$	1,0	Coefficiente dinamico

$$p_v \text{ [kN/m}^2\text{]} = \mathbf{1,28}$$

SOLETTA SUP.

$q_b =$	0,491	kN/m ²
$c_p =$	-0,600	Coefficiente di forma
$c_e =$	2,616	Coefficiente di esposizione
$c_d =$	1,000	Coefficiente dinamico

$$p_v \text{ [kN/m}^2\text{]} = \mathbf{-0,77}$$

8.1 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ³⁾	1,00 ⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} γ_{e3} γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		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.

²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (punto 3.2.4 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Traffico Centrato	TRM
Carico Traffico Laterale	TRV
Vento	VEN
Ritiro	RIT
Variazione termica	ΔT
Vento ponte scarico	V_SC
Azione sismica orizzontale	E_H
Azione sismica verticale	E_V

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione $\gamma \cdot \psi$. Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

Tabella 3 - Combinazioni di carico

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	VEN	V_SC	E_H	E_V
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-						
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50				0.90			
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	0.90		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35			0.90			
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.50	1.20	1.50	1.50	1.35			0.90			
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	-		-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-				
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-				
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	0.90		-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	0.90			

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	33 di 52

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	VEN	V_SC	E _H	E _V
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	0.90			
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.01	1.50			
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.01	-	1.50			
n° 15 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	0.90		-	-
n° 16 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	0.90		-	-
n° 17 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	0.90		-	-
n° 18 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	-	-	-	-	1.5	-	-
n° 1 SLU – SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 2 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	-		1.00	-0.30
n° 3 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 4 SLU – SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	-		1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.25	-	-		-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20				1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	-		-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.75	-	0.5		-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	0.6		-	-

(Nota: le variazioni termiche sono considerate con entrambe i segni; nella tabella precedente si sono riportate solo le combinazioni principali)

9 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano i risultati in termini di involucro delle sollecitazioni nei diversi elementi costituenti l'opera ottenuti rispettivamente per:

- Le combinazioni di verifica agli SLU-SLV (Env_SLU-SLV).
- Le combinazioni di verifica allo SLE (Env_SLE).

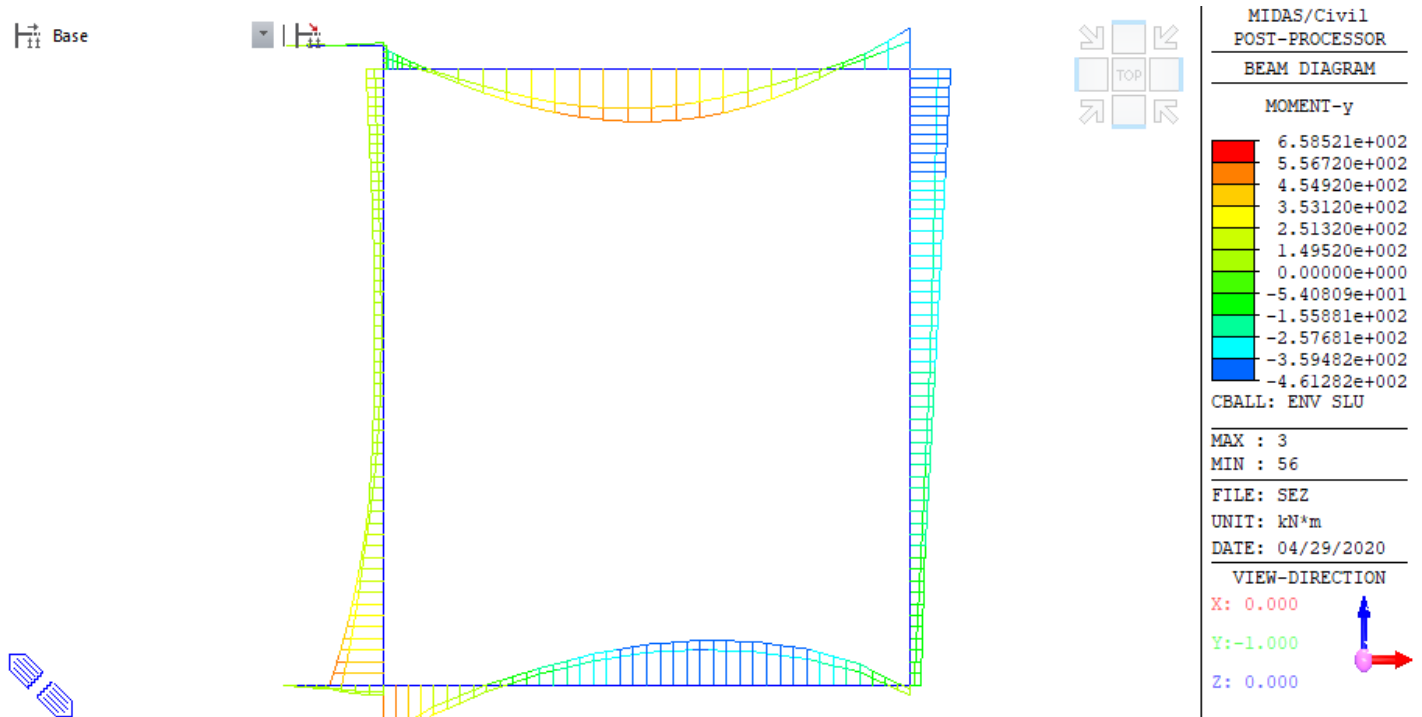


Figura 5 - Involuppo momenti flettenti SLU

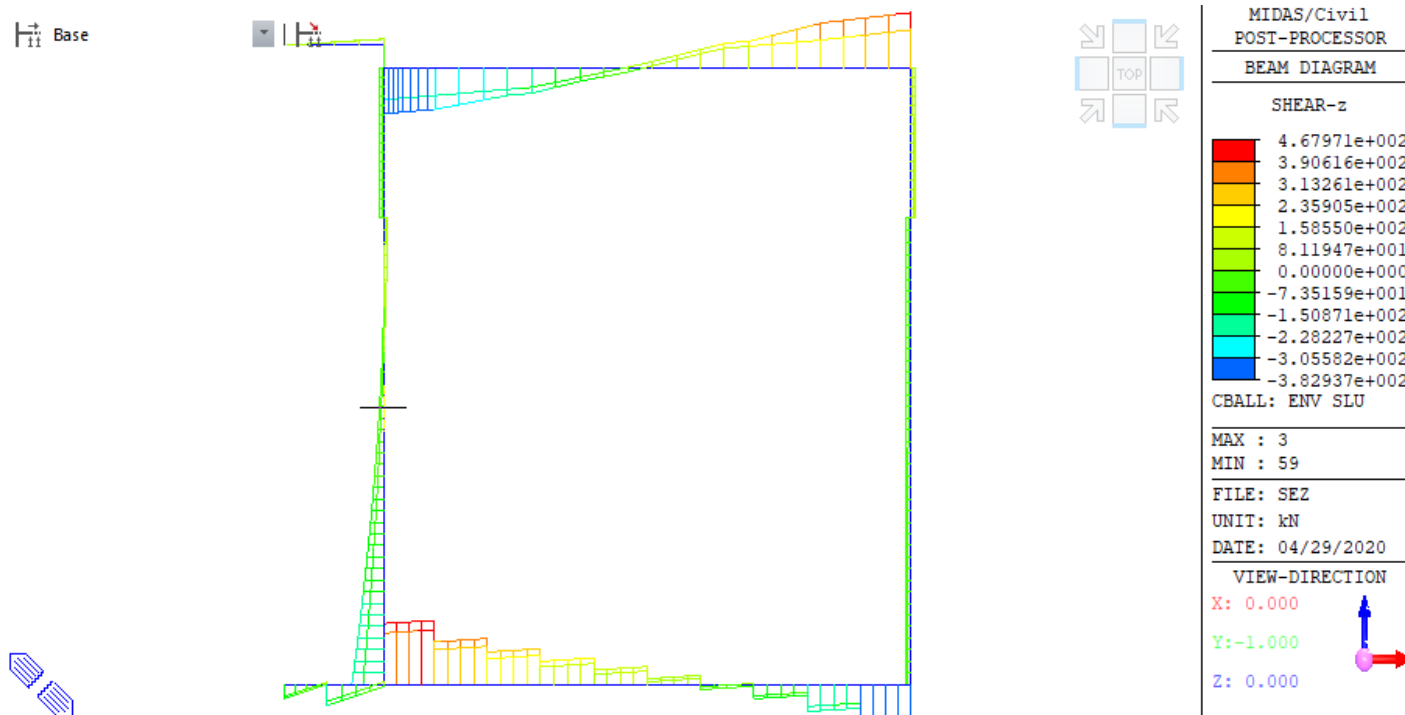


Figura 6– Involuppo sforzi taglienti SLU

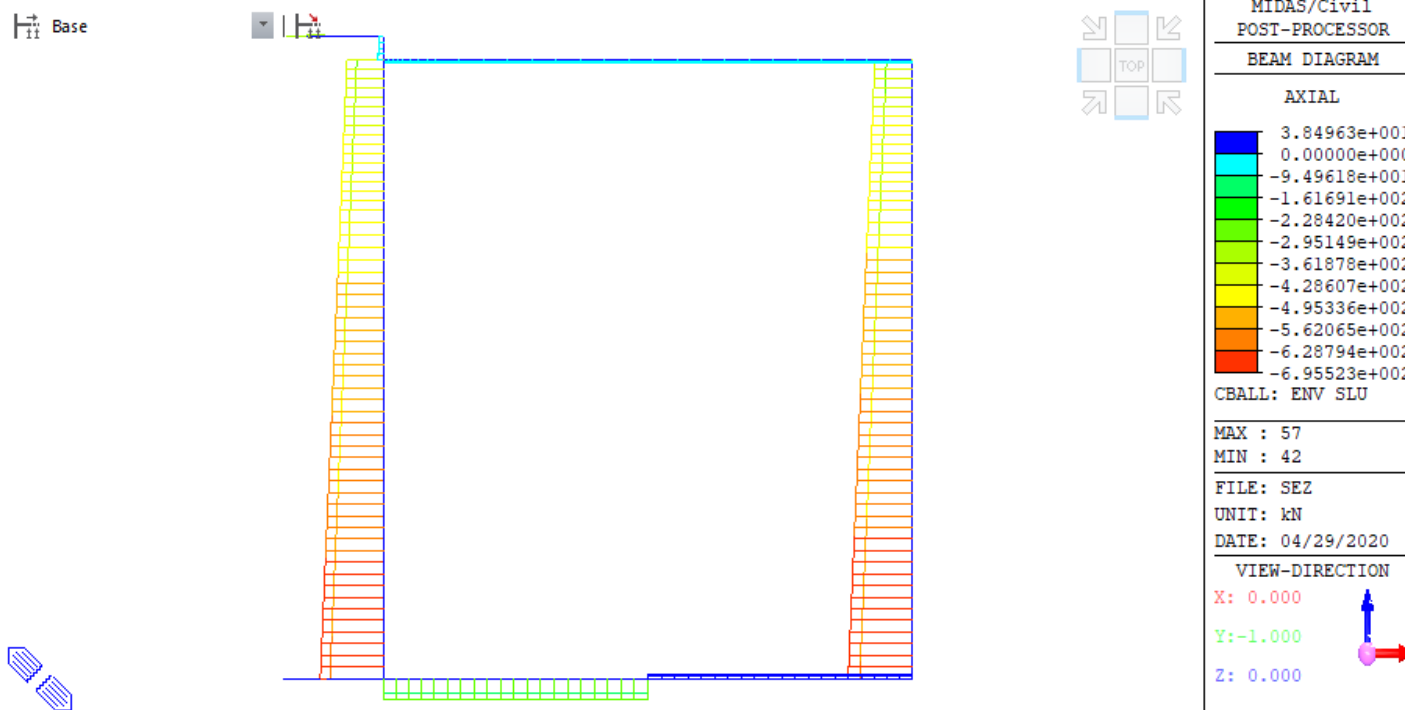


Figura 7– Involuppo azioni assiali SLU

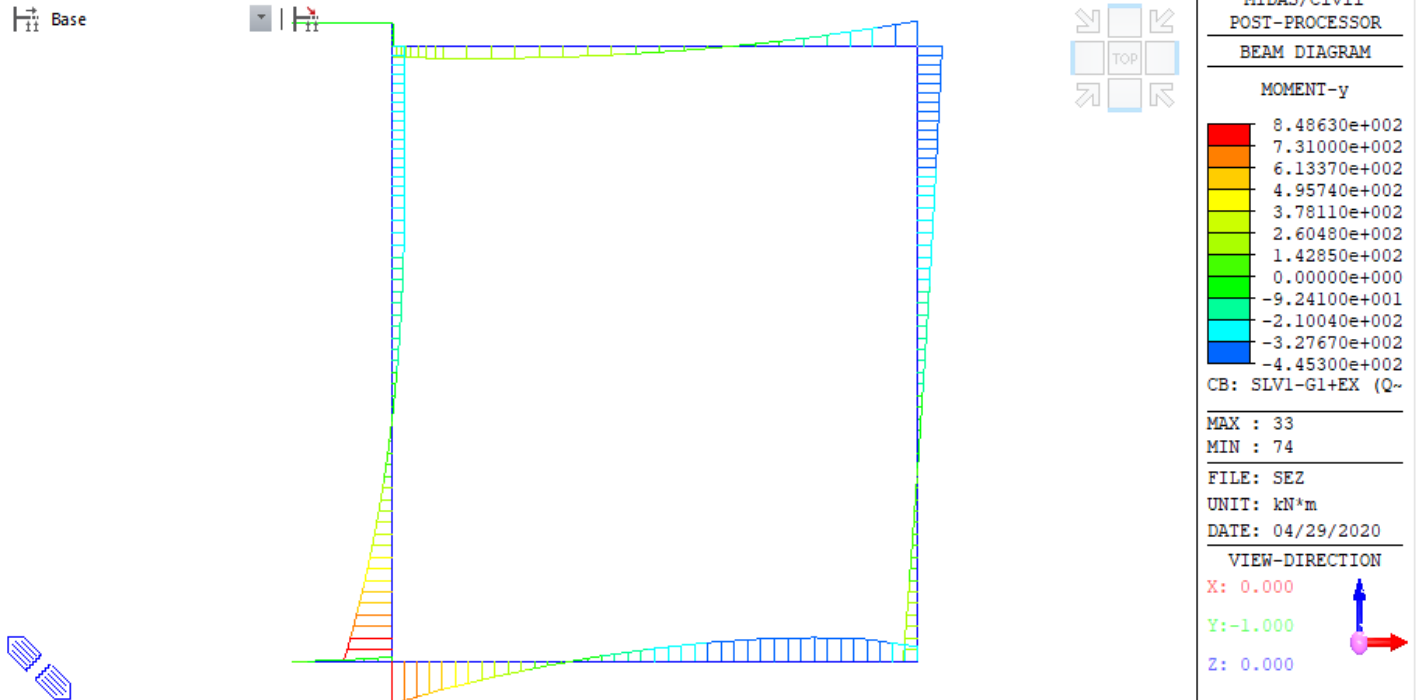


Figura 8 – Involuppo momenti flettenti SLV

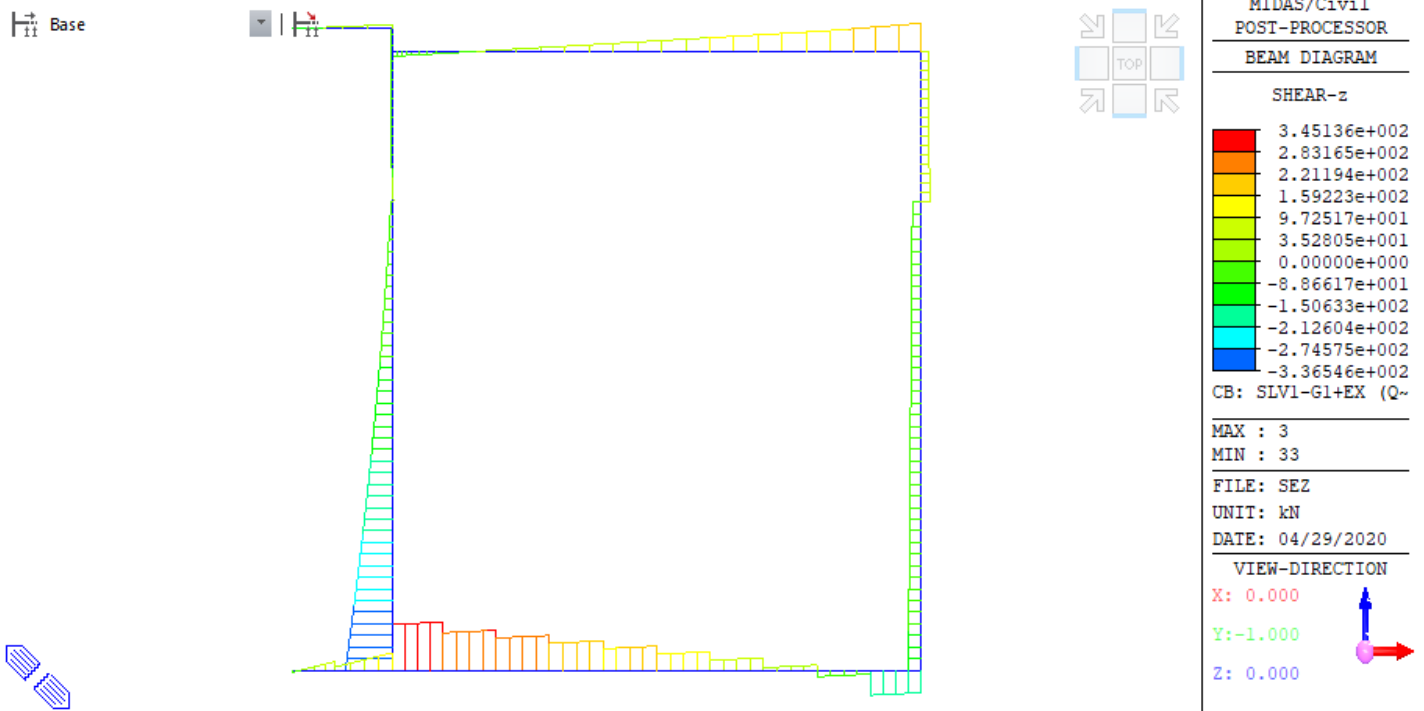
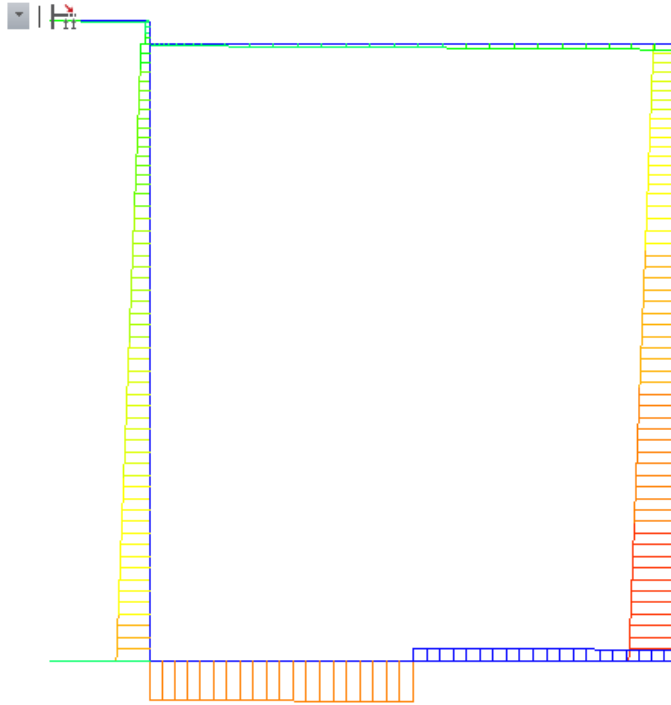


Figura 9 – Involuppo sforzi taglianti SLV

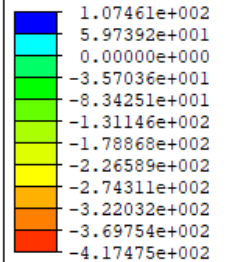
Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

AXIAL



MAX : 18

MIN : 42

FILE: SEZ

UNIT: kN

DATE: 04/29/2020

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

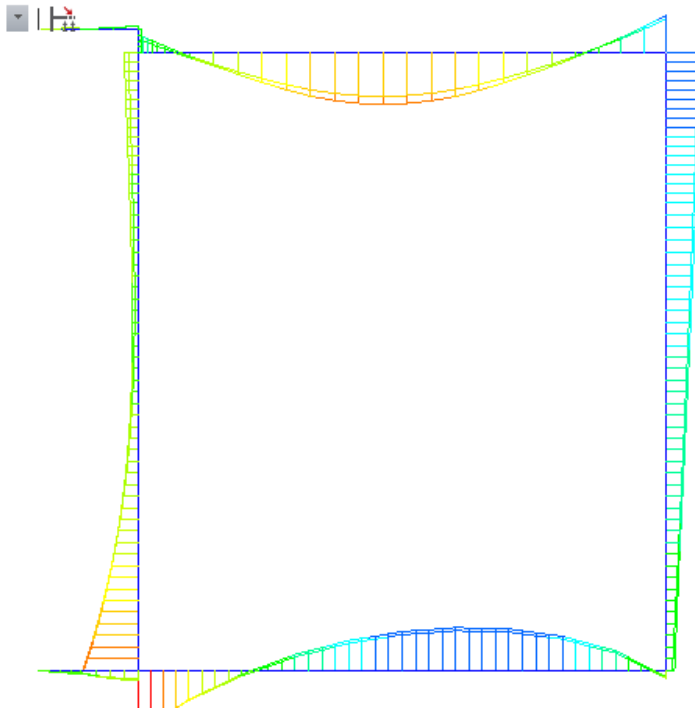
Y: -1.000

Z: 0.000



Figura 10 – Involuppo azioni assiali SLV

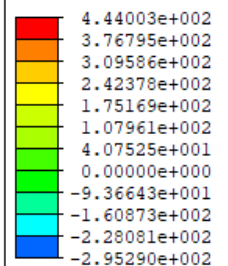
Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



MAX : 3

MIN : 56

FILE: SEZ

UNIT: kN*m

DATE: 04/29/2020

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: -1.000

Z: 0.000



Figura 11 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

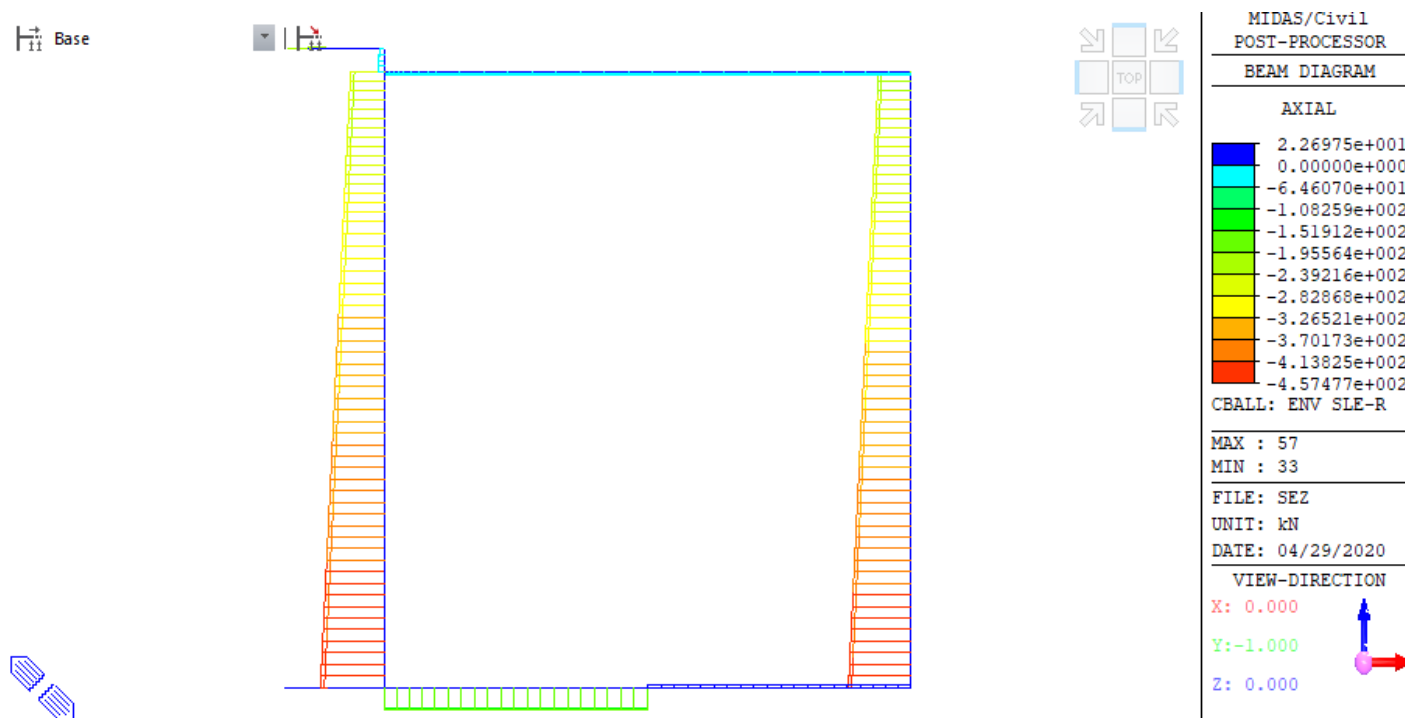


Figura 12 – Involuppo azioni assiali SLE rara

10 VERIFICHE

Nelle pagine che seguono si riportano le verifiche strutturali previste dalla Normativa di riferimento allo SLU e allo SLE.

10.1 Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (CS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

10.1.1 Verifica a pressoflessione

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente elastico finito con $\epsilon_{cu}=1,0\%$.

10.1.2 Verifica a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

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

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$, 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:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{s1} 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
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$

- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

10.2 Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione

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

Il controllo delle tensioni nei materiali viene effettuato supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare.

10.2.1 Verifica di fessurazione

In accordo con quanto riportato al paragrafo 4, si adotta il limite $w_1 = 0.2$ mm per tutti gli elementi strutturali analizzati nella presente relazione.

10.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con la normativa ferroviaria, che pone limiti tensionali più severi rispetto a quanto prescritto dal D.M., la massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

10.3 Risultati verifica

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento.

SOLLECITAZIONI MAX SLU-SLV				VERIFICA A METRO LINEARE								
sez.	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	h [m]	c [cm]	Af _{sup}	Af _{inf}	FS _M	V _{Ret} (KN)	Af,taglio	V _{Rd} (KN)	FS _V
Soletta mezz.	546.1	-14.8	180	0.90	6	5Φ20	10Φ20	1.77	347.0	-	347.02	1.93
Soletta estr.	445	-14.8	404.2	0.90	6	5Φ20	5Φ20	1.14	307.5	spilliΦ8/20x40cm (per 2,5 metri)	464.68	1.15
Sbalzo superiore sx/dx	36.7	0	47.2	0.60	6	5Φ16	5Φ16	5.81	222.2	-	222.17	4.71
Piedritti	849	-87.5	336	0.90	6	10Φ20	10Φ20	1.14	347.0	-	347.02	1.03
Fondazione mezz.	461.3	0	218	0.90	6	10Φ20	5Φ20	2.13	315.3	-	315.32	1.45
Fondazione estr.	767.6	0	468	0.90	6	10Φ20	10Φ20	1.28	315.3	spilliΦ8/20x40cm (per 2,5 metri)	929.37	1.99
Mensole Fondazione sx/dx	111	0	156.5	0.90	6	5Φ20	5Φ20	4.53	266.3	-	266.27	1.70

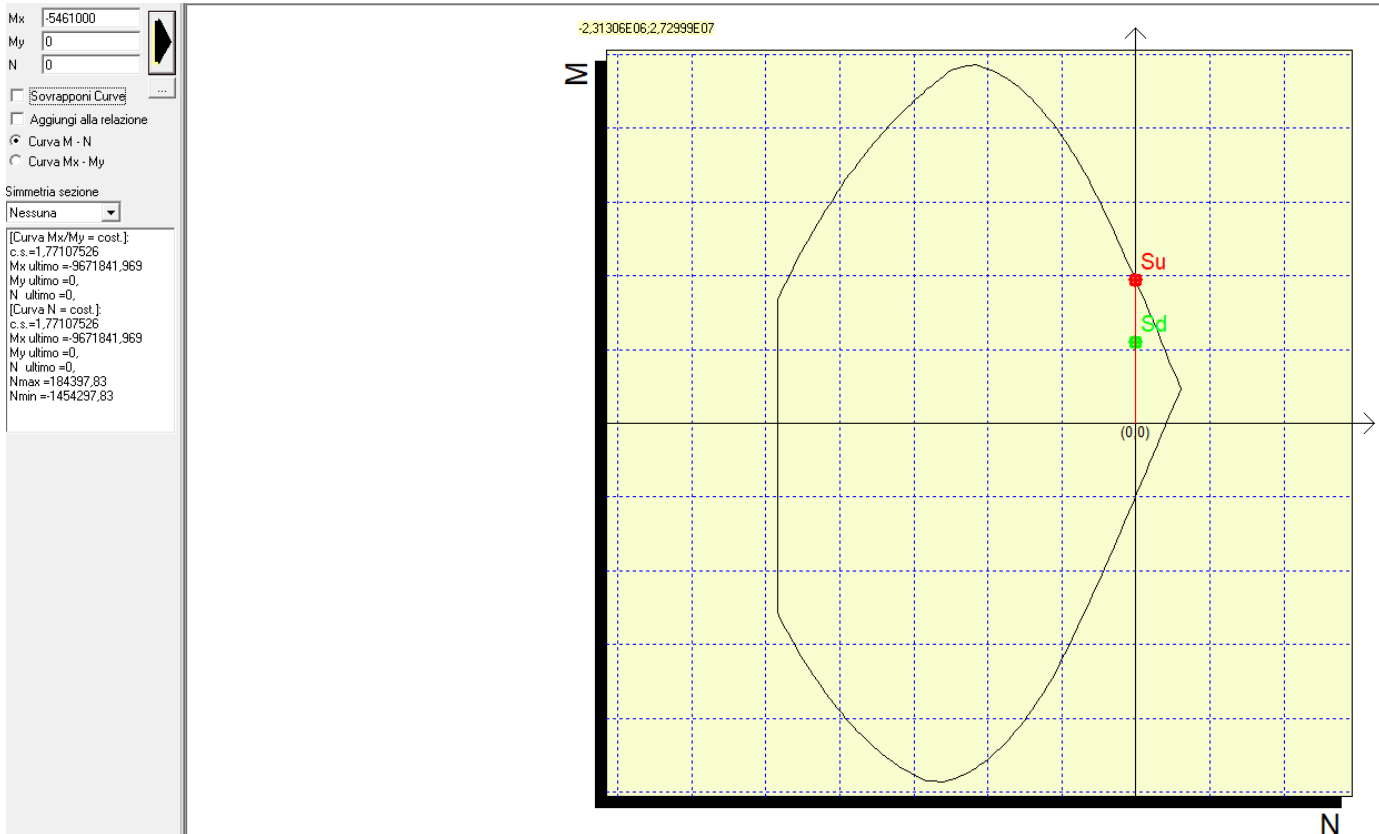


Figura 13 – Dominio M-N – Pressoflessione piedritto H=0.9m (Unità di misura: M in daNcm/m; N in daN/m)

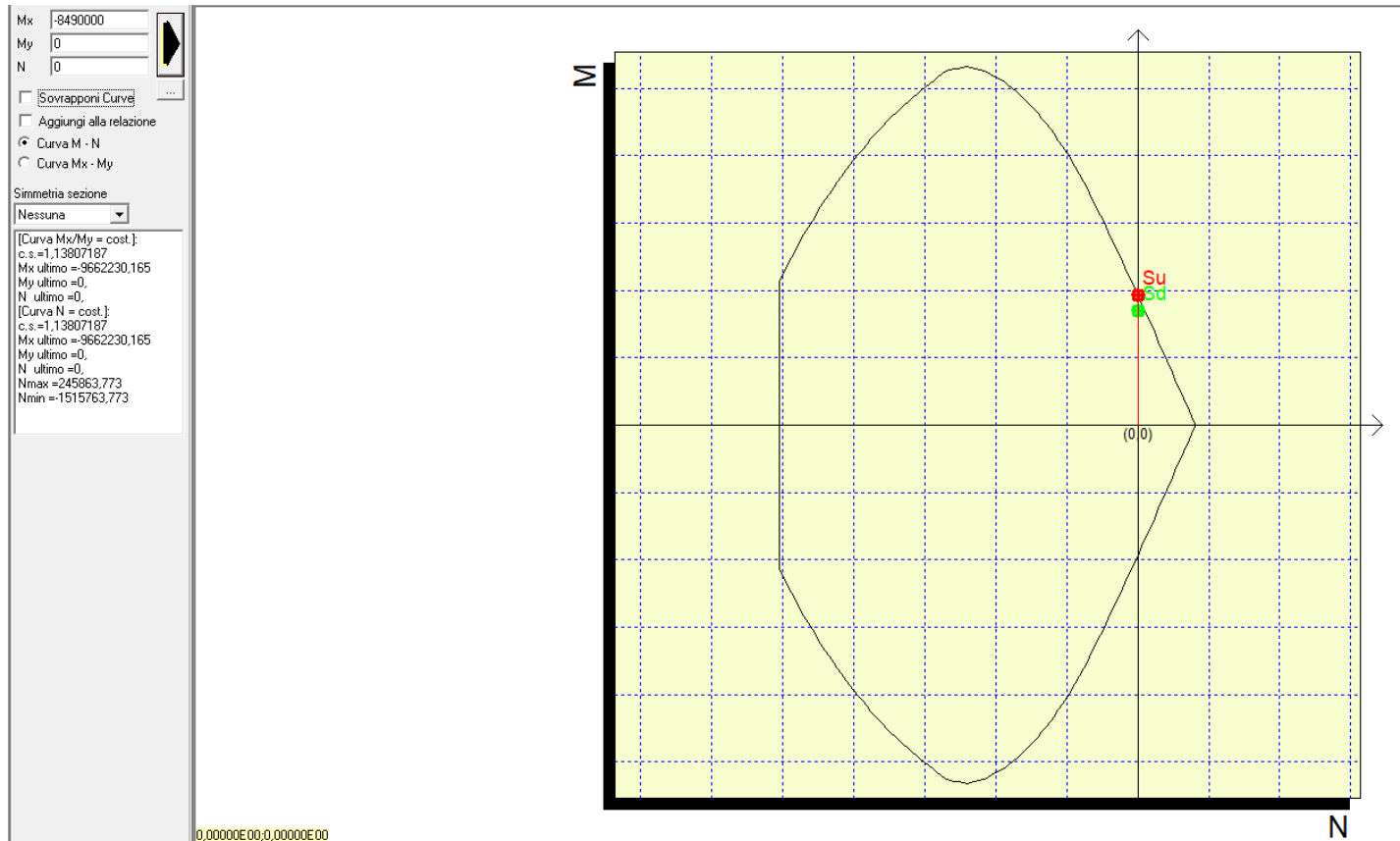


Figura 14 – Dominio M-N – Pressoflessione soletta H=0.9 m (Unità di misura: M in daNcm/m; N in daN/m)

SOLLECITAZIONI MAX SLE			VERIFICA A METRO LINEARE						
sez.	M [kNm]	N [kN]	h [m]	c [cm]	Af _{sup}	Af _{inf}	σ _{C,max} [MPa]	σ _{s,max} [MPa]	w [mm]
Soletta mezz.	377	-14.8	0.9	6	5Φ20	10Φ20	-3.89	158.7	0.1
Soletta estr.	252	-14.8	0.9	6	5Φ20	5Φ20	-3.42	202.7	0.18
Sbalzo superiore sx/dx	26.5	0	0.6	6	5Φ16	5Φ16	-1	53.4	0
Piedritti	382.1	-87.5	0.9	6	10Φ20	10Φ20	-3.6	160.1	0.1
Fondazione mezz.	295.3	0	0.9	6	10Φ20	5Φ20	-3.05	124.3	0.075
Fondazione estr.	444	0	0.9	6	10Φ20	10Φ20	-4.25	186.1	0.11
Mensole Fondazione sx/dx	69.4	0	0.9	6	5Φ20	5Φ20	-2.99	107	0

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state condotte con riferimento alla combinazione più gravosa.

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 ($e_B = Mb/N$)

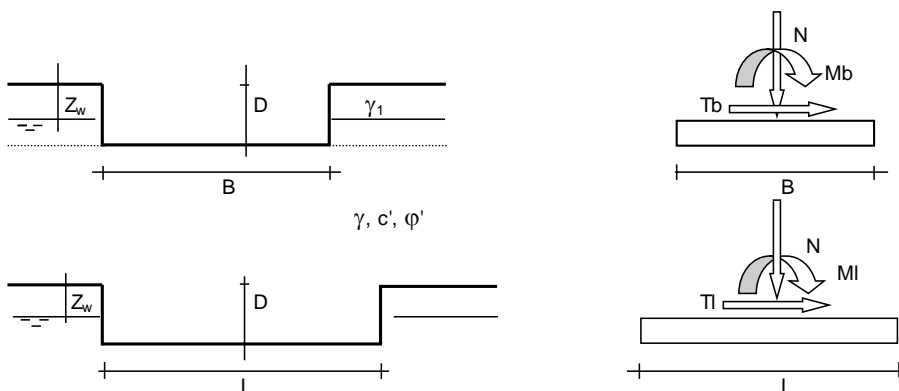
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

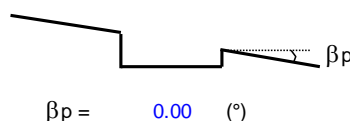
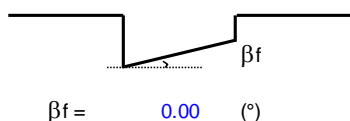
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		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	●	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.00	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10.20 (m)
L = 100.00 (m)
D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1876.08		1876.08
Mb [kNm]	1327.78		1327.78
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	466.64		466.64
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	466.64	0.00	466.64

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 30.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 10.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 30.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 3.00$ (m)

$e_B = 0.71$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 8.78$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 30.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 11.47$ (kN/mc)

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 18.40$

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

$N_c = 30.14$

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

$N_\gamma = 22.40$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	46 di 52

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

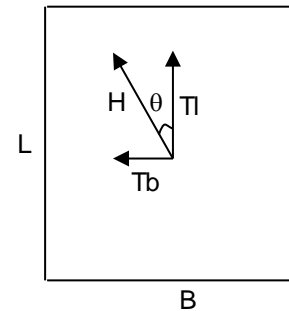
$$i_q = 0.57$$

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

$$i_c = 0.54$$

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

$$i_\gamma = 0.43$$



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

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

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

$$d_q = 1.28$$

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

$$d_c = 1.30$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	47 di 52

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 670.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 213.57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 558.44 \geq q = 213.57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	48 di 52

Verifica a scorrimento

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1876.08		1876.08
Mb [kNm]	1327.78		1327.78
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	466.64		466.64
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	466.64	0.00	466.64

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

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

$$\varphi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

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

$$\varphi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.71 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 8.78 \quad (\text{m})$$

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

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 466.64 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 1083.15 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 984.68 \geq H_d = 466.64 \quad (\text{kN})$$

Verifica a ribaltamento

VERIFICA RIBALTAMENTO ALLO SLV

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	M	Tipo	γ_G	$M_{A1-M1-R3}$	Minstab	Mstab
G1	0.00	0	1027.80	-5596.33	Fav	1	-5596.3	0.0	-5596.3
G2	0.00	0	46.45	-243.70	Fav	1	-243.7	0.0	-243.7
Spsx	-168.68	0	0.00	451.61	Sfav	1	451.6	451.6	0.0
Qtraffico	0.00	0	189.39	-900.93	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Qtraffico laterale	0.00	0	302.90	-1349.61	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Qf	0.00	0	7.38	-40.06	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Vento	-9.61	0	0.00	61.76	Sfav	0	0.0	0.0	0.0
Spsx-wood	-141.22	0	0.00	568.09	Sfav	1	568.1	568.1	0.0
Ex (q=1)	-156.74	0	0.00	786.05	Sfav	1	786.0	786.0	0.0

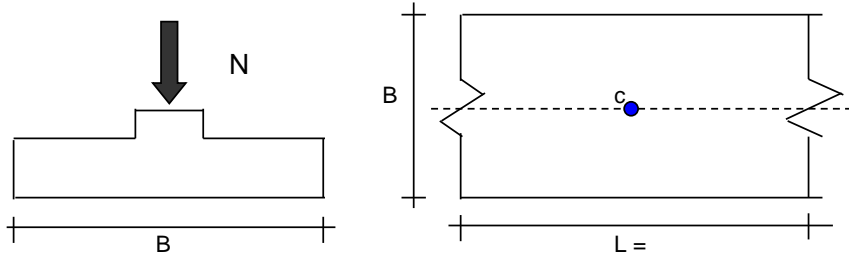
1805.7 -5840.0 **3.23** > 1

11.1 Valutazione dei cedimenti

La pressione agente per la combinazione rara risulta pari a circa 119.80 kPa. Il cedimento risultante è pari a 2.18 cm.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{ot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 04 00 001	A	50 di 52

Il cedimento istantaneo è stato calcolato considerando la pressione agente in fondazione dovuta al peso proprio della struttura G1, da cui, considerando la stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici:

DATI DI INPUT:

B = 10.20 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 1029.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 100.88 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Rilevato	3.00	0.0	3.0	1.0	30000	0.50	0.25
2	Cap-c	9.50	3.0	12.5	1.5	1400000	0.50	0.03
3	Cap-c1	5.00	12.5	17.5	1.5	1400000	0.50	0.01
4	TRVb z<25m	10.50	17.5	28.0	1.0	90000	0.50	0.25
5	TRVb z>25m	25.00	28.0	53.0	1.0	160000	0.50	0.49
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 1.02 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale è stato calcolato considerando la pressione agente in fondazione dovuta alla combinazione RARA da cui, considerando la stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici:

DATI DI INPUT:

B = 10.20 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 1222.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 119.80 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

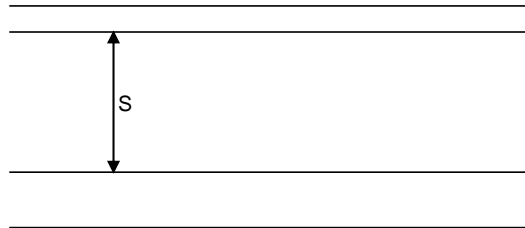
Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Rilevato	3.00	0.0	3.0	1.0	30000	0.30	0.76
2	Cap-c	9.50	3.0	12.5	1.5	1400000	0.30	0.04
3	Cap-c1	5.00	12.5	17.5	1.5	1400000	0.30	0.02
4	TRVb z<25m	10.50	17.5	28.0	1.0	50000	0.30	0.65
5	TRVb z>25m	25.00	28.0	53.0	1.0	160000	0.30	0.70
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 2.18 \text{ (cm)}$$

Pertanto il cedimento di consolidazione, dato dalla differenza dei due, è pari a 1,16 .

DECORSO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE

LAVORO:



Formulazione Teorica (Lancellotta; 1987)

$$U_m = (4Tv/\pi)^{0.5} / ((1 + (4Tv/\pi)^{2.8})^{0.179})$$

$$Tv = ((\pi/4)(U_m)^2 / (1 - (U_m)^{5.6}))^{0.357}$$

$$Tv = cv^*t/h^2$$

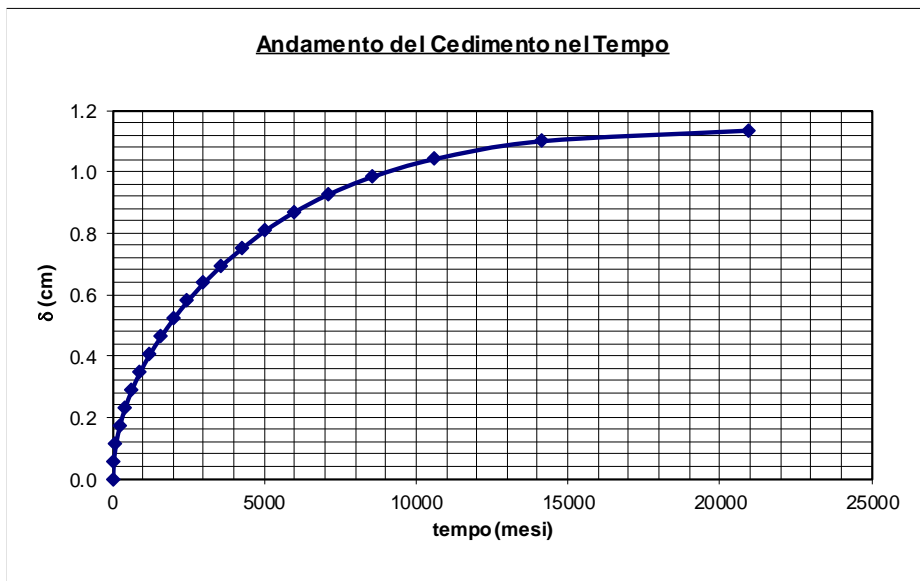
$$U_m = \delta_t / \delta_{tmax}$$

DATI DI INPUT:

$\delta_{tmax} = 1.16$ (cm) (Cedimento massimo)

$h = 36.00$ (m) (Massimo Percorso di Drenaggio)

$cv = 4.00.E-08$ (m²/sec) (Coeff. di Consolidazione)



$t = 900$ (mesi)	$U_m = 30.3$ (%)	$\delta_t = 0.35$ (cm)
$\delta_t = 1.2$ (cm)	$U_m = 100.0$ (%)	$t = 130369.38$ (mesi)
$U_m = 95$ (%)	$t = 14540.76$ (mesi)	$\delta_t = 1.10$ (cm)

Dall'analisi del decorso del cedimento di consolidazione nel tempo, emerge un tempo di circa 14541 mesi necessari per il raggiungimento di un grado di consolidazione medio del 95%, corrispondente ad un cedimento di 1.10 cm.

12 INCIDENZA ARMATURE

OPERA - NV01	incidenza
	[kg/mc]
soletta	100
mensola	100
pedritto	100
fondazione	110

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 30% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 20% per sovrapposizioni/legature).