

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE – ANDORA

OPERE CIVILI

IN39 – Sistemazione idraulica Rio Toco

Relazione di calcolo muri a U

SCALA:

-

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

I V 0 I 0 0 D 2 6 C L I N 4 2 0 0 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	C. Soave 	Febbraio 2022	M. Severi 	Febbraio 2022	G. Fadda 	Febbraio 2022	A. Perego Febbraio 2022

File: IV0100D26CLIN4200003A.docx

n. Elab.

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
4.1	CALCESTRUZZO	10
	4.1.1 Magrone di fondazione C12/15	10
	4.1.2 Struttura in c.a. C32/40.....	10
4.2	ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C	10
5	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	11
6	CODICE DI CALCOLO	13
7	MODELLO CALCOLO SEZIONE A.....	14
7.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	14
7.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA.....	17
7.3	ANALISI DEI CARICHI	18
	7.3.1 Peso proprio	18
	7.3.2 Spinta del terreno	18
	7.3.3 Sovraccarichi di Esercizio.....	20
	7.3.4 Azioni Termiche	21
	7.3.5 Ritiro	21
7.4	AZIONI SISMICHE.....	21
	7.4.1 Pericolosità sismica	22
	7.4.2 Sovrappinta sismica del terreno	25
8	MODELLO CALCOLO SEZIONE B.....	27

8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	27
8.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA.....	30
8.3	ANALISI DEI CARICHI	32
8.3.1	Peso proprio	32
8.3.2	Spinta del terreno	32
8.3.3	Sovraccarichi di Esercizio.....	34
8.3.4	Azioni Termiche	35
8.3.5	Ritiro	35
8.4	AZIONI SISMICHE.....	35
8.4.1	Pericolosità sismica	36
8.4.2	Sovrappinta sismica del terreno	39
9	COMBINAZIONI DI CARICO	41
10	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	45
10.1	VERIFICHE ALLO SLU	46
10.1.1	Pressoflessione	46
10.1.2	Taglio.....	47
10.2	VERIFICHE AGLI SLE.....	48
10.2.1	Verifiche alle tensioni.....	48
10.2.2	Verifiche a fessurazione	48
11	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE - SEZIONE A.....	50
11.1	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	50
11.2	RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	56
11.3	ARMATURE DI PROGETTO.....	57
11.4	VERIFICHE.....	57
11.4.1	Verifiche a pressoflessione e taglio	57
11.4.2	Verifiche geotecniche: verifica a carico limite.....	77
12	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE - SEZIONE B.....	82

12.1	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	82
12.2	RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	88
12.3	ARMATURE DI PROGETTO	89
12.4	VERIFICHE	89
	12.4.1 Verifiche a pressoflessione e taglio	89
	12.4.2 Verifiche geotecniche: verifica a carico limite	104
13	RIEPILOGO ARMATURE E CALCOLO DELLE INCIDENZE	109
13.1	SEZIONE A	109
13.2	SEZIONE B	109

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la verifica della sezione trasversale dei muri a U per la sistemazione idraulica del Rio Toco nel comune di Albenga (SV). L'opera, denominata IN42, è realizzata nell'ambito dell'adeguamento della viabilità interferente con il raddoppio della linea Genova - Ventimiglia nella tratta Finale Ligure - Andora.

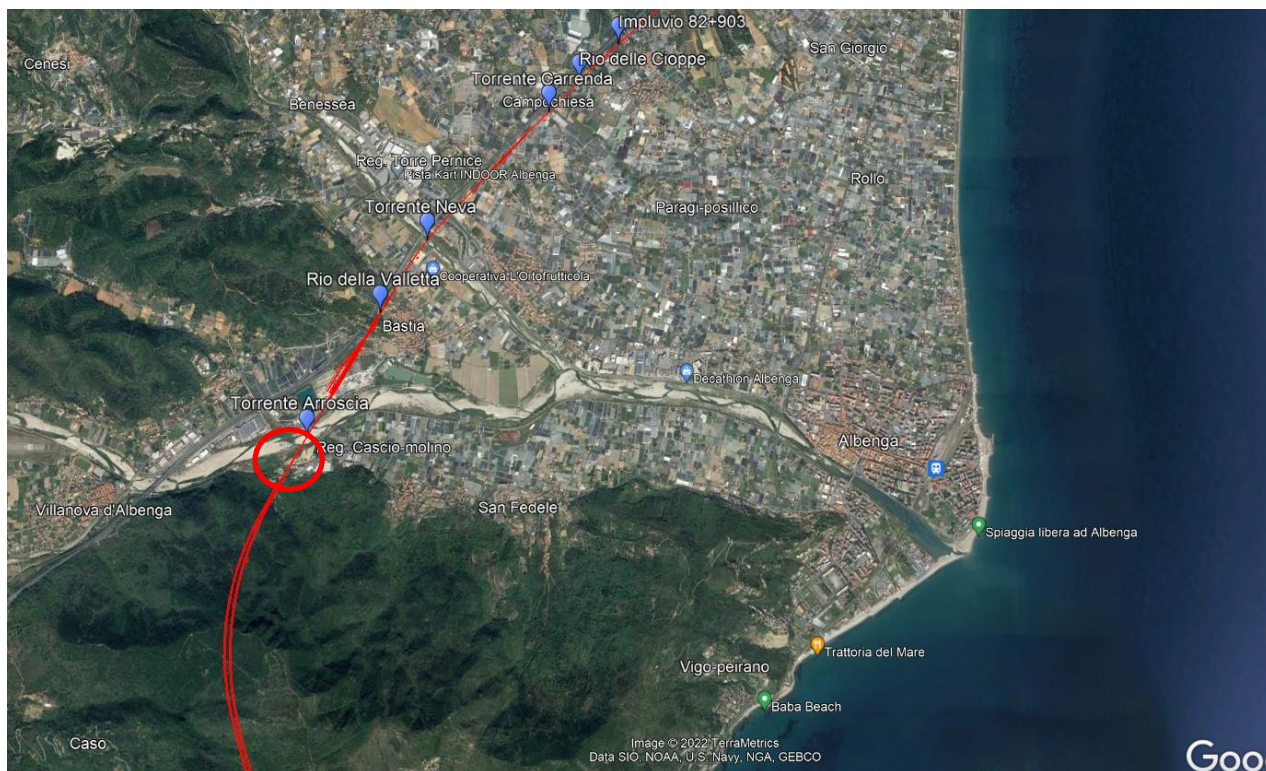


Figura 1: Inquadramento dell'area di intervento

2 DESCRIZIONE DELL' OPERA

L'intervento di sistemazione idraulica prevede la realizzazione di due scatolari di sottoattraversamento della sede ferroviaria e stradale e di alcuni tratti con sezione aperta (muri a U). Nello specifico si individuano due sezioni di calcolo: nei conci con altezza maggiore (fino a 9.2m) si considera la sezione di calcolo "A"; mentre nei conci con altezza fino a 6.5m si considera la sezione di calcolo "B".

Caratteristiche geometriche Sezione A

$S_{INF} = 1.3m$	spessore del solettone di fondazione
$S_1 = S_2 = 1.3m \div 0.8m$	spessore dei piedritti
$L_e = 6.6m$	larghezza totale del manufatto
$L_i = 4.0m$	larghezza netta
$H_e = 10.5m$	altezza massima totale del manufatto
$H_i = 9.2m$	altezza massima netta dei muri

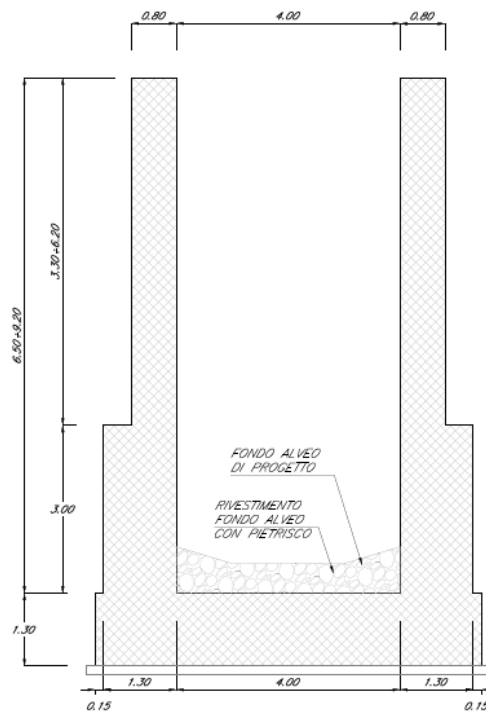


Figura 2 – Sezioni trasversale tipo A

Caratteristiche geometriche Sezione B

$S_{INF} = 0.8\text{m}$	spessore del solettone di fondazione
$S_1 = S_2 = 0.8\text{m}$	spessore dei piedritti
$L_e = 5.6\text{m}$	larghezza totale del manufatto
$L_i = 4.0\text{m}$	larghezza netta
$H_e = 7.3\text{m}$	altezza massima totale del manufatto
$H_i = 6.5\text{m}$	altezza massima netta dei muri

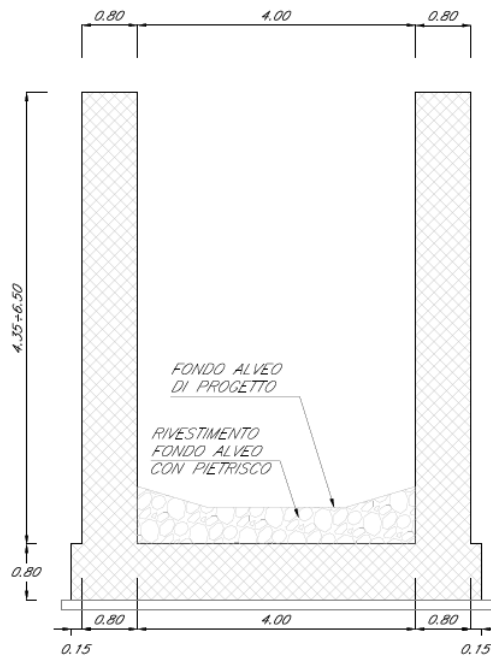


Figura 3 – Sezioni trasversale tipo B

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. del 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018);
- Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- EN 1991-2:2003/AC:2010 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti”.
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”.
- EN 1992-2 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”.
- EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali”.
- UNI EN 1998-1:2013 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 – “Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 E.
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – “Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 E.
- RFI DTC SI SP IFS 001 E – “Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili”.
- UIC CODE 777-2R “Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone”
- Norme STI
- 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; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l’accessibilità

del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;

- Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- 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.
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 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 stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Magrone di fondazione C12/15

Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	15 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	12 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	20 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	27085 MPa

4.1.2 Struttura in c.a. C32/40

Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	40 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	32 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	35220 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C =$	1.5
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	3.51 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2.46 MPa
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.64 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	4.21 MPa
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctfm} =$	2.95 MPa
Classe di esposizione:	XC4	

4.2 ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C

Peso Specifico	$\gamma =$	78.5 kN/m ³
Modulo Elastico	$E =$	206000 MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450 MPa
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540 MPa
Coefficiente di sicurezza allo SLU	$\gamma_S =$	1,15
Resistenza di calcolo allo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391,3 MPa

5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In accordo con le analisi geognostiche effettuate nell'area oggetto di intervento, di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto utilizzati per i terreni interessati:

Unità	Descrizione	Prof.	γ	ϕ'	c'	c_u	E
-	-	m pc	kN/mc	°	kPa	kPa	MPa
1	Terreno vegetale	0-1	19	24	0	-	5
2	Sabbia con ghiaia debolmente limosa	1-10	20	34	0	-	35

Si assume che lo strato di terreno di riporto, a seguito degli scavi necessari alla realizzazione del manufatto, venga completamente asportato e sostituito con materiale di caratteristiche più idonee all'utilizzo. Si fa quindi riferimento all'unità **2** come unità geotecnica di riferimento sia per il terreno di rinfiacco che per il terreno di fondazione.

La falda può ritenersi non interferente con l'opera in esame.

Ai fini della definizione della categoria sismica del sottosuolo, nei pressi dell'opera è stata eseguita, a cura della società Socotec, una prova MASW, dalla quale è stata estrapolata una velocità $V_{s,30} = 496\text{m/s}$. Il terreno di fondazione rientra quindi in categoria stratigrafica B.

Prova	$V_s(\text{eq})$	Suolo
MASW 6	463	B

Nel software di calcolo, per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfiacco, vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione. Il terreno di base è stato modellato come un mezzo elastico omogeneo a cui si è assegnata un'apposita costante di sottofondo.

In base ai dati geotecnici riportati, si calcola il modulo di reazione verticale del terreno tramite la formulazione di Vesic:

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[3]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

Essendo:

E = modulo elastico del terreno

ν = coefficiente di poisson del terreno

b = larghezza della fondazione

$(EJ)_{\text{fond}}$ = modulo elastico e momento di inerzia della fondazione

Sezione A

E_terr	35	MPa
ν	0.25	-
h_fond	1.3	m
b_fond	1	m
Jfond	0.183083	m ⁴
fck	32	MPa
E_fond	33345.76	MPa
K	15783.68	kN/m ³

Si assume un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_w = 16000 \text{ kN/m}^3$.

Sezione B

E_terr	35	MPa
ν	0.25	-
h_fond	0.8	m
b_fond	1	m
Jfond	0.042667	m ⁴
fck	32	MPa
E_fond	33345.76	MPa
K	17820.57	kN/m ³

Si assume un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_w = 18000 \text{ kN/m}^3$.

In base a tali valori ricavano le rigidezze delle singole molle nei modelli di calcolo.

6 CODICE DI CALCOLO

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti monodimensionali tipo “*beam*” tramite il programma di calcolo Midas Civil.

Le analisi condotte all'interno del modello agli elementi finiti sono volte a determinare lo stato di sollecitazione del manufatto durante tutta la sua esistenza.

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi Celsius °
- angoli: gradi sessadecimali.

7 MODELLO CALCOLO SEZIONE A

7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo identifica, cautelativamente, la sezione caratteristica in corrispondenza della progressiva 20.2m del profilo idraulico la cui altezza netta è di 9.0m. L'altezza massima del concio, nella sezione iniziale, risulta di circa 9.2m. Tuttavia, in tale sezione, i muri laterali risultano vincolati dal muro di chiusura del concio, ad esso ortogonale ed alto circa 3.5m. È quindi plausibile che l'effetto di vincolo dovuto al muro in questione riduca sensibilmente la flessione sulla parte iniziale del concio.

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Larghezza totale	L_{tot}	6.60	m
Larghezza utile	L_{int}	4.00	m
Larghezza di calcolo	L	5.30	m
Spessore parte inferiore piedritti	$S_{p,1}$	1.30	m
Altezza parte inferiore piedritti	$H_{p,1}$	3.00	m
Spessore parte superiore piedritti	$S_{p,2}$	0.80	m
Altezza parte superiore piedritti	$H_{p,2}$	6.00	m
Spessore fondazione	S_f	1.30	m
Altezza totale	H_{tot}	10.30	m
Altezza libera	H_{int}	9.00	m
Altezza di calcolo	H	9.65	m

Le analisi per il calcolo delle sollecitazioni agenti sono state condotte su una porzione di struttura di lunghezza unitaria.

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

Nella modellazione vengono impiegati elementi finiti di tipo trave a 6 GL, che ovviamente nell'analisi 2D condotta (telaio piano) si riducono a 3. Ai suddetti elementi sono assegnate le caratteristiche inerziali della struttura reale derivanti dalle proprietà dei materiali e dalla geometria della sezione.

La geometria del modello ricalca la linea baricentrica degli elementi costituenti l'opera (modello in asse), pertanto alle intersezioni delle aste viene applicato un offset rigido che tiene conto delle dimensioni effettive delle sezioni degli elementi.

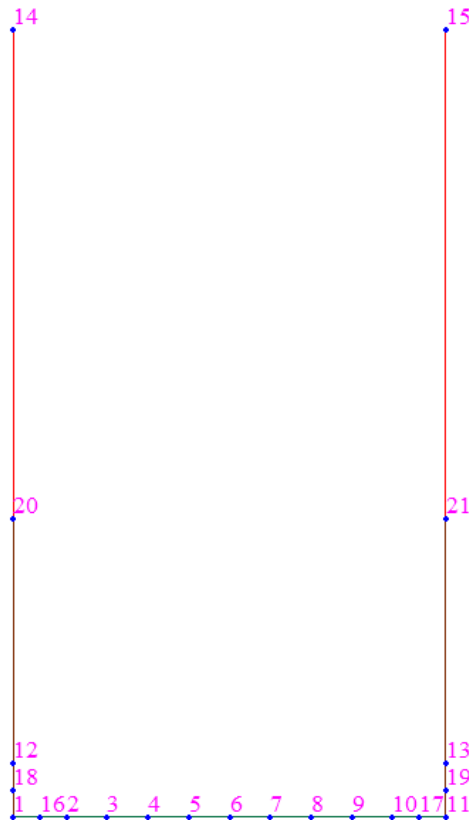


Figura 4: Numerazione dei nodi nel modello strutturale

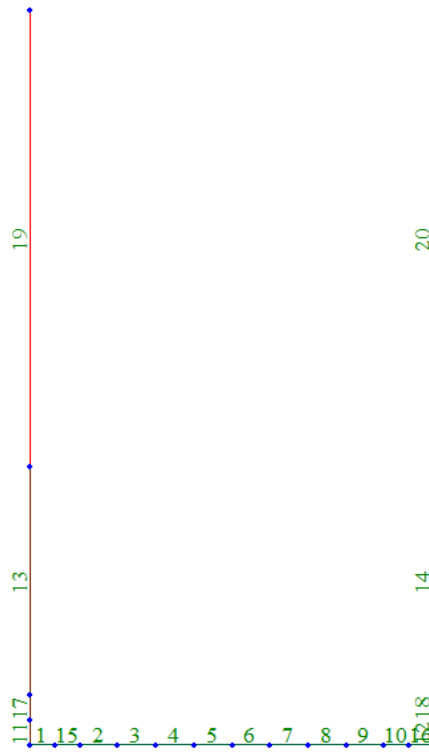


Figura 5: Numerazione dei frame nel modello strutturale

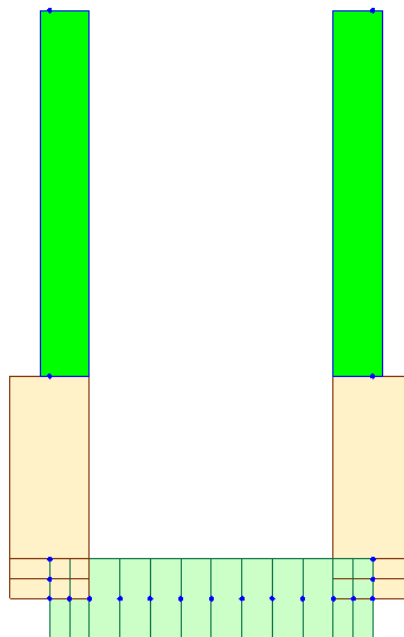


Figura 6: Vista del modello strutturale con spessore degli elementi

7.2 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA

Si assume un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_s = 16000 \text{ kN/m}^3$, in base al quale ricavano i valori delle singole molle.

La soletta inferiore viene suddivisa in 10 segmenti di pari lunghezza, ossia 11 nodi (numerazione da 1 a 11) ai quali sono assegnate le seguenti molle verticali. Considerata la profondità unitaria del modello ($B=1,0\text{m}$), si ha:

Molla centrale

$$K_6 = K_s \cdot (S_p/2 + L_{\text{int}} + S_p/2)/10 = 8480 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_1 = K_{11} = 2 \cdot K_s \cdot [(S_p/2 + L_{\text{int}} + S_p/2) / 10 / 2 + (S_p/2)] = 29280 \text{ kN/m}$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 2÷10 (eccetto nodo 6) come da letteratura si assumono:

$$K_{2-10} = 1.5 \cdot K_6 = 12720 \text{ kN/m}$$

7.3 ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento delle strutture viene effettuato sulla base delle azioni elementari riportate nei successivi paragrafi.

7.3.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto in conto direttamente dai software di calcolo di riferimento una volta definite le geometrie ed il materiale ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$).

7.3.2 Spinta del terreno

Il manufatto si colloca all'interno di una gola le cui sponde degradano verso la sommità dei muri con pendenze medie di circa 45° . Ai fini del calcolo, si assume un'altezza media del terreno a tergo dei muri di circa 3m. Si considera, pertanto, una spinta trapezoidale a tergo dei piedritti.

Assumendo angolo di attrito $\varphi = 34^\circ$ ed un peso di volume $\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' = 0.441$$

Perciò le spinte del terreno sulla parete verticale sono le seguenti:

Cond. STR			
$p_1 =$	26.5	kN/m	Pressione sommità muri
$p_2 =$	111.6	kN/m	Pressione in asse soletta inferiore
$p_3 =$	117.3	kN/m	Pressione intradosso soletta inferiore

La parte di spinta del terreno esercitata su metà spessore della soletta inferiore è applicata come carico concentrato nei nodi di base del piedritto.

Carico concentrato sui nodi 1 e 11			
Nodi inf.	$1/2 * (p_2 + p_3) * S_f/2$	74.4	kN
			Spinta semispessore soletta inferiore

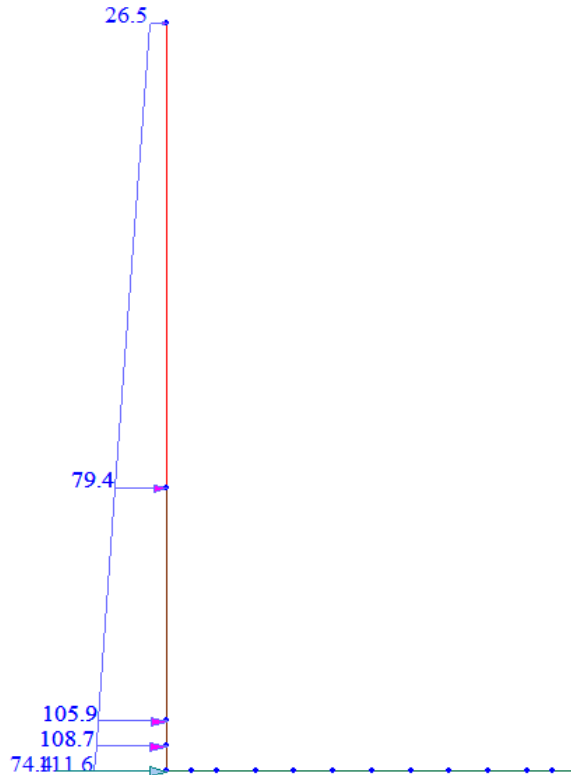


Figura 7: Spinte del terreno

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.

Nel caso in esame, la falda non risulta interagente per cui tale azione non è stata considerata.

7.3.3 Sovraccarichi di Esercizio

Si prevede un carico variabile d'esercizio sul rilevato a tergo dei muri $q=10\text{kN/m}^2$ al fine di considerare la presenza di eventuali mezzi di manutenzione.

Ciò si traduce in una pressione sui piedritti:

$$p = k_0 \cdot q = 4.4\text{kN/m}^2$$

La parte di spinta del terreno esercitata su metà spessore della soletta inferiore è applicata come carico concentrato nei nodi di base del piedritto.

Carico concentrato sui nodi 1 e 11

Nodi inf.	$p \cdot S_t/2$	2.9	kN	Sovraccarico semispessore soletta inferiore
-----------	-----------------	-----	----	---

Il carico è applicato alternativamente a uno solo o ad entrambi i piedritti.

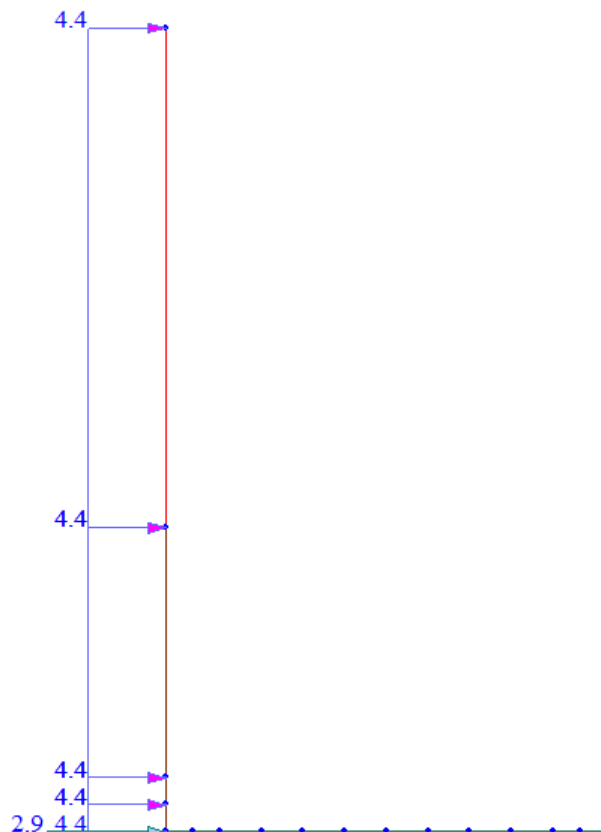


Figura 8: Sovraccarico su un lato del manufatto

7.3.4 Azioni Termiche

Dato lo schema isostatico della struttura si trascura l'effetto delle azioni termiche ai fini del calcolo delle sollecitazioni.

7.3.5 Ritiro

Dato lo schema isostatico della struttura si trascura l'effetto del ritiro ai fini del calcolo delle sollecitazioni.

7.4 AZIONI SISMICHE

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$F_h = k_h \cdot W ; \quad \text{forza sismica orizzontale}$$

$$F_v = k_v \cdot W ; \quad \text{forza sismica verticale}$$

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} ; \quad \text{coeff. sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h ; \quad \text{coeff. sismico verticale}$$

Dove:

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

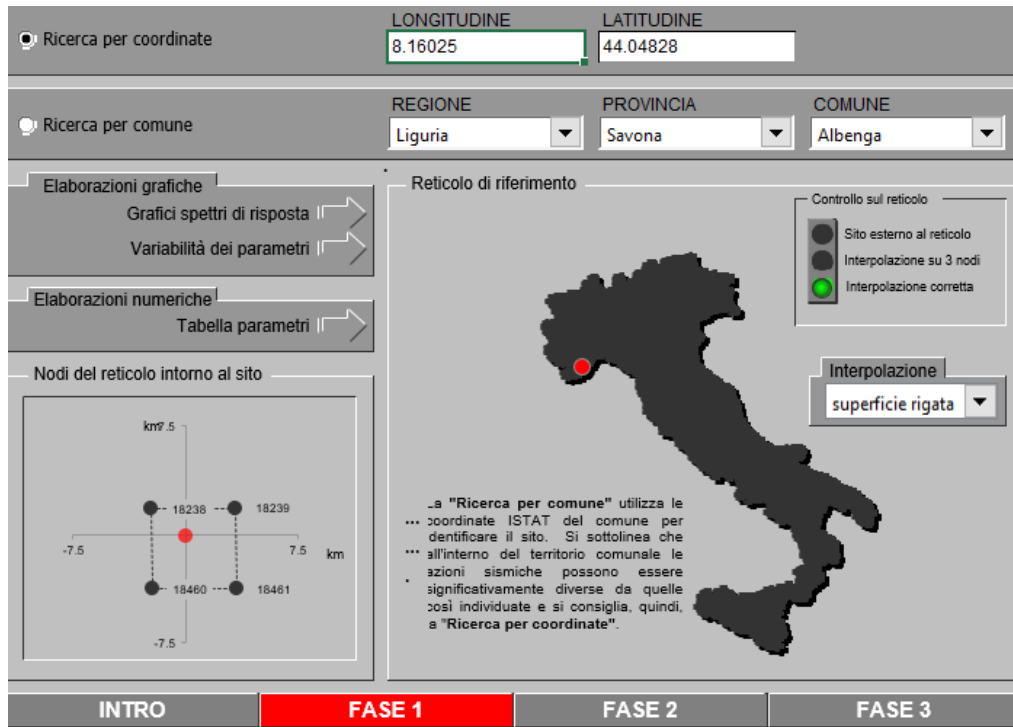
S_s = coeff. amplificazione stratigrafica

S_T = coeff. di amplificazione topografica

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

7.4.1 Pericolosità sismica

Per la caratterizzazione sismica del sito si è utilizzata la zonazione di cui al DM 17/01/2018, introducendo le coordinate geografiche di latitudine e longitudine proprie del sito di costruzione.



LONGITUDINE: 8.16025 LATITUDINE: 44.04828

REGIONE: Liguria PROVINCIA: Savona COMUNE: Albenga

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: superficie rigata

...a "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, a "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

L'azione sismica è stata individuata in accordo con le normative vigenti sulla base dei seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera $V_N = 75$ anni
- Classe d'uso dell'opera III $C_U = 1.5$

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 - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

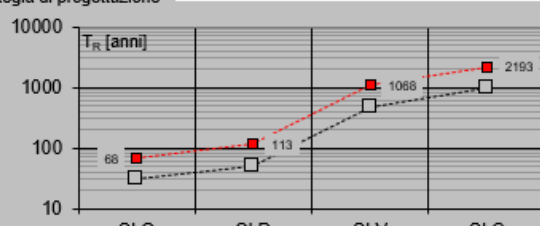
Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

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

L'azione sismica di progetto viene calcolata con riferimento allo SLV, per il quale si calcola un periodo di ritorno dell'azione sismica di progetto pari a 712 anni. In funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica, sono definiti i parametri di base dell'azione sismica:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

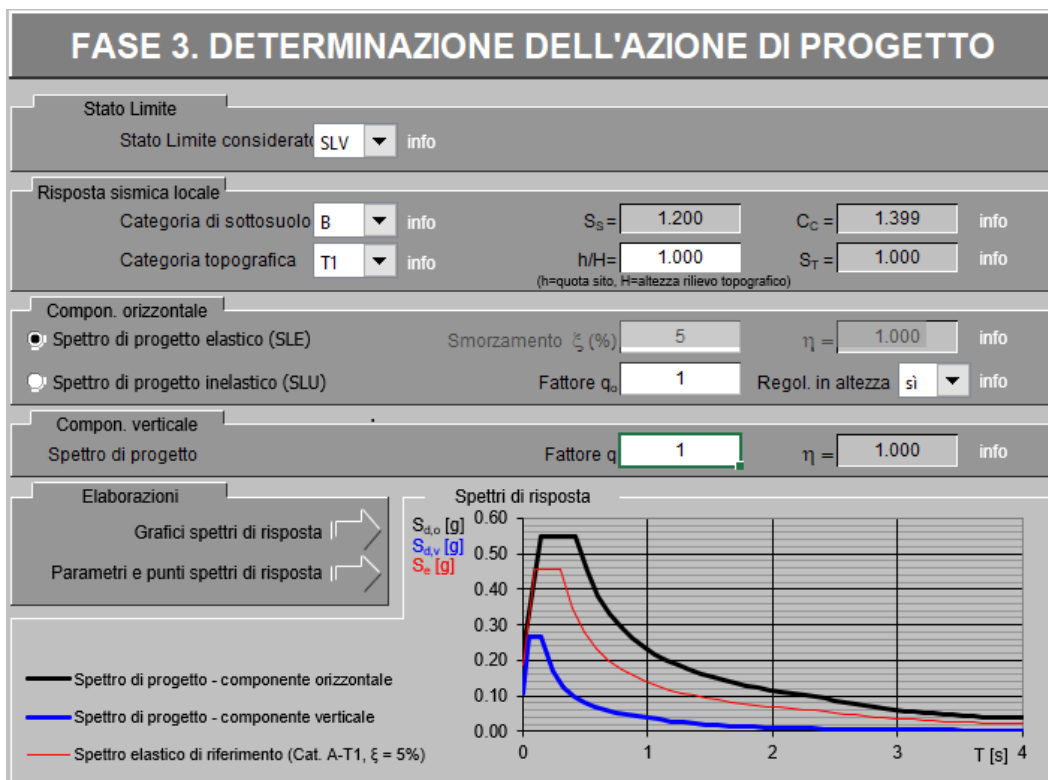
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.042	2.573	0.225
SLD	113	0.058	2.560	0.244
SLV	1068	0.186	2.462	0.300
SLC	2193	0.247	2.485	0.316

In funzione della categoria del sottosuolo e della categoria topografica, si valutano le azioni sismiche di base per il sito in esame. In particolare, sono definite:

- Categoria di sottosuolo B
- Categoria topografica T1

Da cui si evincono i seguenti valori del c'oefficiente stratigrafico e topografico

- Coefficiente stratigrafico $S_S = 1.200$
- Coefficiente topografico $S_T = 1.000$



Come anzidetto, il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

dove :

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

g = accelerazione di gravità;

Coefficienti sismici agli SLV

$S=S_s \times S_T$	=	1.20	
a_{max}	=	0.223	g
β_m	=	1.00	Struttura che non subisce spostamenti
K_h	=	0.223	coeff. sismico orizzontale
K_v	=	0.112	coeff. sismico verticale

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j}=0,2$ così come definito in Tabella 5.2.V del MdP RFI 2021.

G_1 =massa associata al peso proprio;

G_2 =massa associata al carico permanente;

Q_k =carico ferroviario.

7.4.2 Sovrappinta sismica del terreno

In base alla teoria di Wood la risultante dell'incremento di spinta sismico su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

La risultante viene applicata ad un'altezza pari ad H/2 e considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

Pertanto, allo SLV, l'incremento di spinta del terrapieno sulla parete risulta:

$$q_E = \gamma_t \cdot H_t \cdot k_h = 45.9 \text{ kN/m}^2$$

Con:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$H_t = 10.3 \text{ m} \quad \text{altezza totale della struttura}$$

Inoltre, viene aggiunta, come carico concentrati nel nodo 1, la seguente forza derivante dalla parte di spinta agente su metà spessore della soletta:

Nodi inf (SISX) sul nodo 1		
$q_E \cdot S_i / 2$	29.9	kN

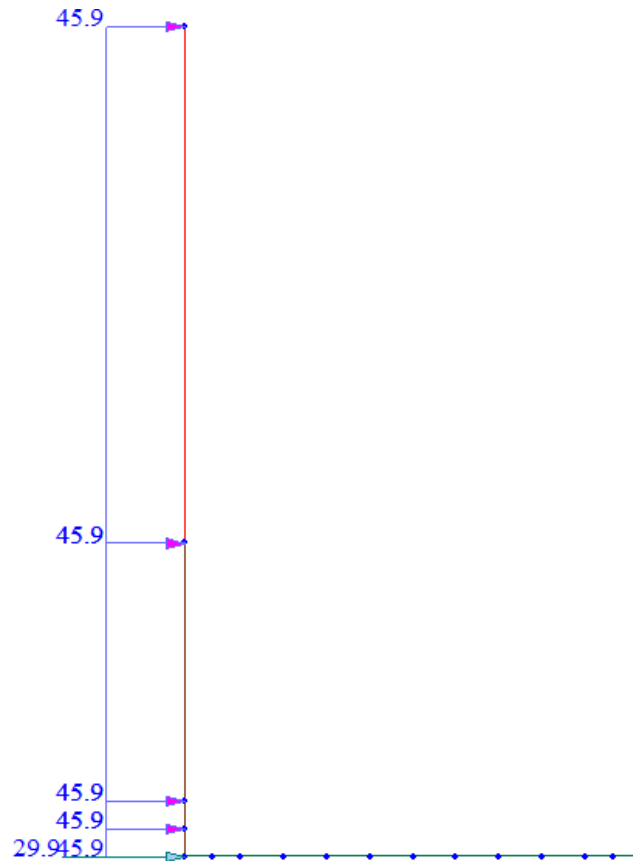


Figura 9: Sovraspinta sismica del terreno

8 MODELLO CALCOLO SEZIONE B

8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Larghezza totale	L_{tot}	5.60	m
Larghezza utile	L_{int}	4.00	m
Larghezza di calcolo	L	4.80	m
Spessore piedritti	S_p	0.80	m
Spessore fondazione	S_f	0.80	m
Altezza totale	H_{tot}	7.30	m
Altezza libera	H_{int}	6.50	m
Altezza di calcolo	H	6.90	m

Le analisi per il calcolo delle sollecitazioni agenti sono state condotte su una porzione di struttura di lunghezza unitaria.

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

Nella modellazione vengono impiegati elementi finiti di tipo trave a 6 GL, che ovviamente nell'analisi 2D condotta (telaio piano) si riducono a 3. Ai suddetti elementi sono assegnate le caratteristiche inerziali della struttura reale derivanti dalle proprietà dei materiali e dalla geometria della sezione.

La geometria del modello ricalca la linea baricentrica degli elementi costituenti l'opera (modello in asse), pertanto alle intersezioni delle aste viene applicato un offset rigido che tiene conto delle dimensioni effettive delle sezioni degli elementi.

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	IN 4200 003	A	28 di 109

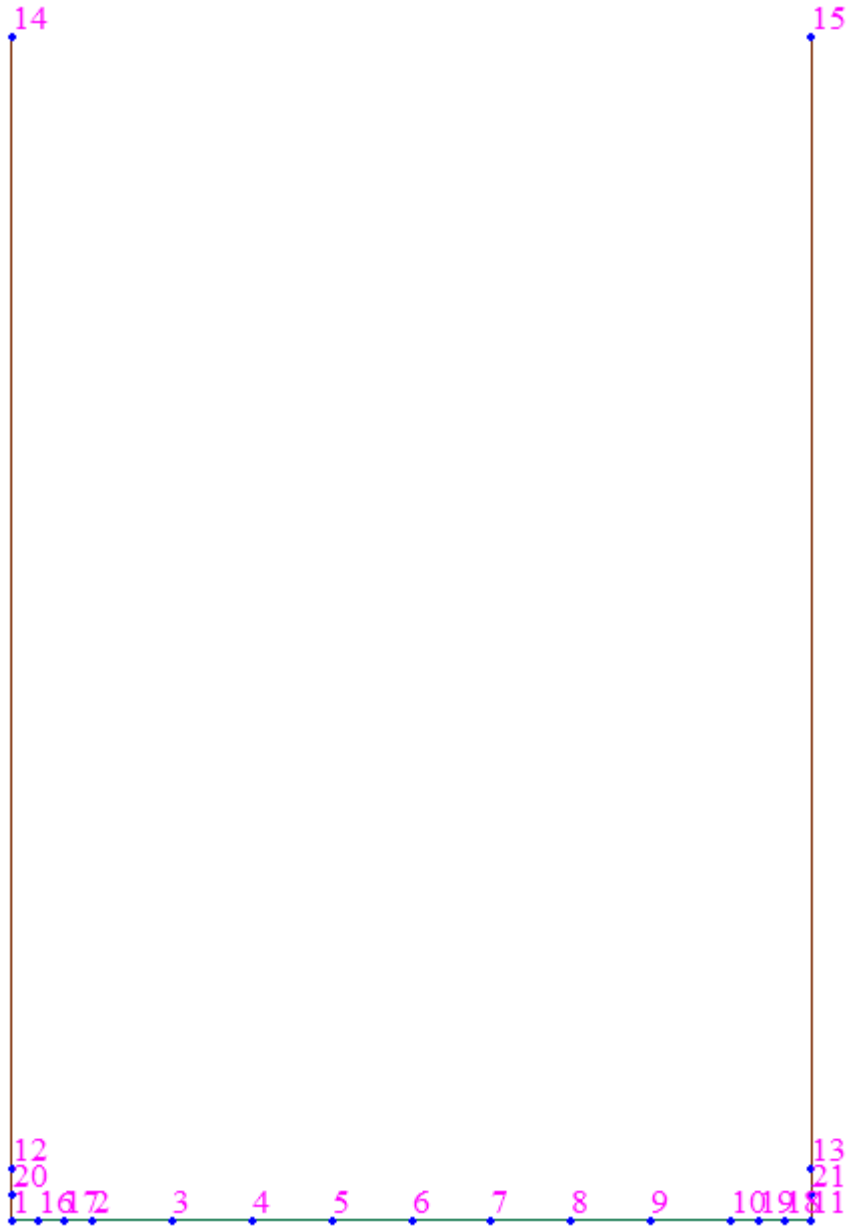


Figura 10: Numerazione dei nodi nel modello strutturale

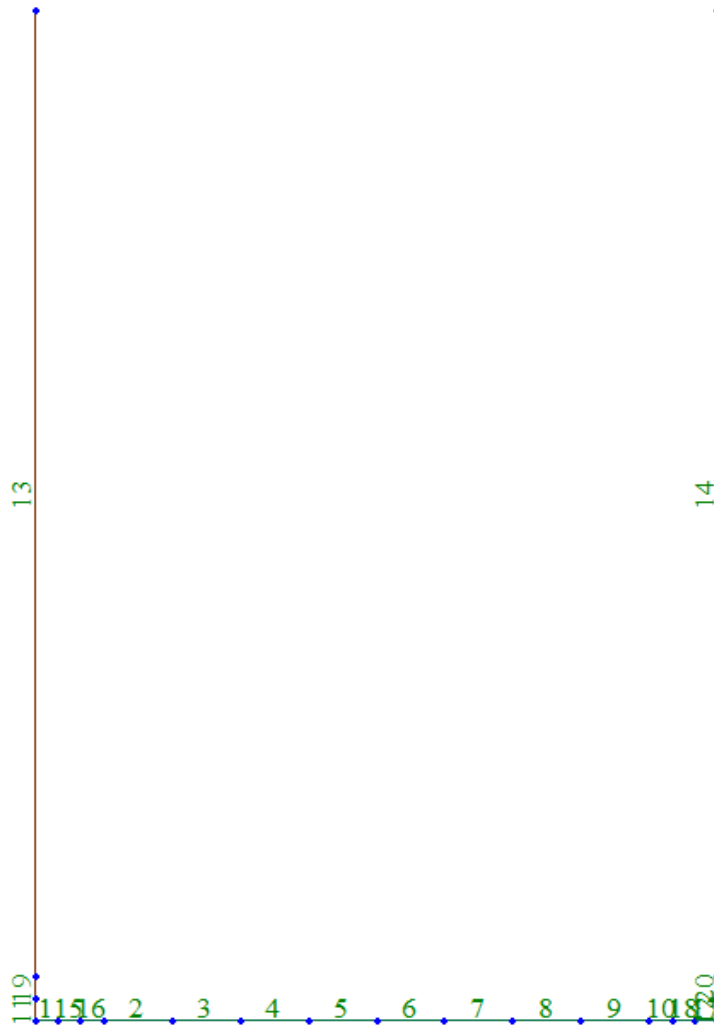


Figura 11: Numerazione dei frame nel modello strutturale

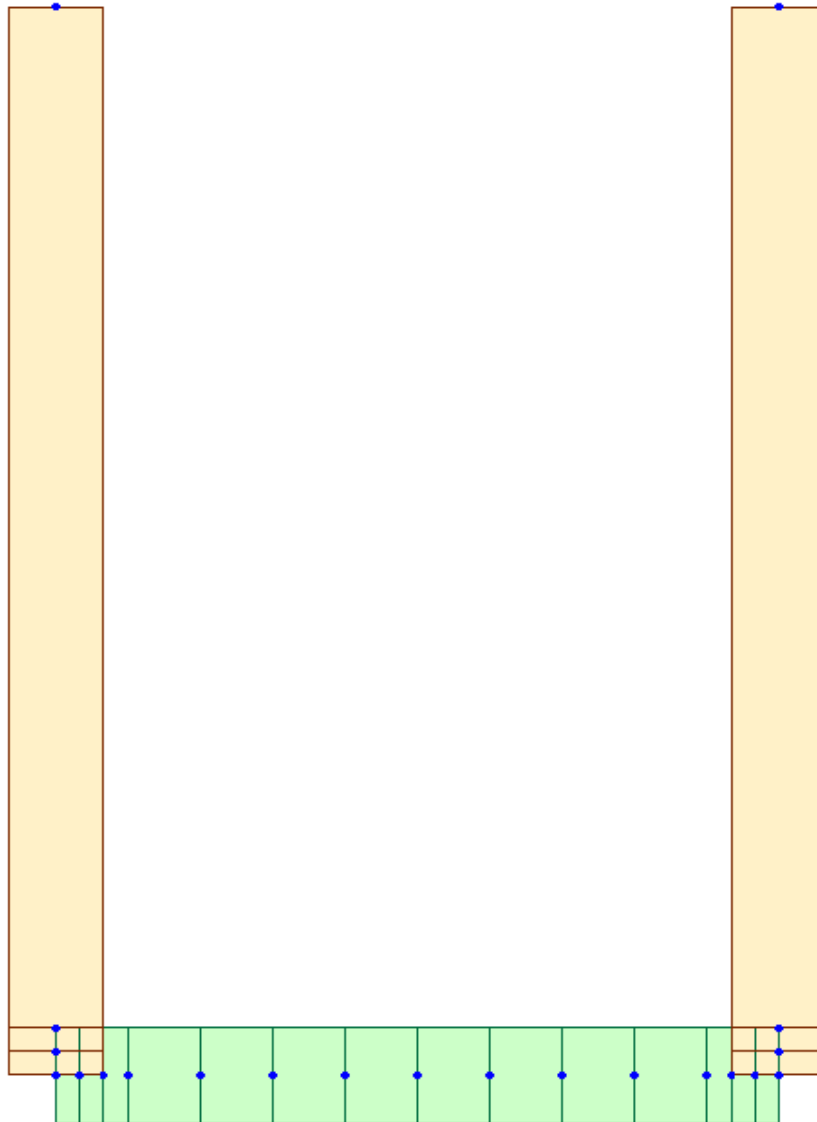


Figura 12: Vista del modello strutturale con spessore degli elementi

8.2 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA

Si assume un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_s = 18000 \text{ kN/m}^3$, in base al quale ricavano i valori delle singole molle.

La soletta inferiore viene suddivisa in 10 segmenti di pari lunghezza, ossia 11 nodi (numerazione da 1 a 11) ai quali sono assegnate le seguenti molle verticali. Considerata la profondità unitaria del modello ($B=1,0\text{m}$), si ha:

Molla centrale

$$K_6 = K_s \cdot (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = 8640 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_1 = K_{11} = 2 \cdot K_s \cdot [(S_p/2 + L_{int} + S_p/2) / 10/2 + (S_p/2)] = 23040 \text{ kN/m}$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 2÷10 (eccetto nodo 6) come da letteratura si assumono:

$$K_{2÷10} = 1.5 \cdot K_6 = 12960 \text{ kN/m}$$

8.3 ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento delle strutture viene effettuato sulla base delle azioni elementari riportate nei successivi paragrafi.

8.3.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto in conto direttamente dai software di calcolo di riferimento una volta definite le geometrie ed il materiale ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$).

8.3.2 Spinta del terreno

Il manufatto si colloca all'interno di una gola le cui sponde degradano verso la sommità dei muri con pendenze medie di circa 45° . Ai fini del calcolo, si assume un'altezza media del terreno a tergo dei muri di circa 3m. Si considera, pertanto, una spinta trapezoidale a tergo dei piedritti.

Assumendo angolo di attrito $\varphi = 34^\circ$ ed un peso di volume $\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' = 0.441$$

Perciò le spinte del terreno sulla parete verticale sono le seguenti:

Cond. STR			
$p_1 =$	26.5	kN/m	Pressione sommità muri
$p_2 =$	83.8	kN/m	Pressione in asse soletta inferiore
$p_3 =$	90.8	kN/m	Pressione intradosso soletta inferiore

La parte di spinta del terreno esercitata su metà spessore della soletta inferiore è applicata come carico concentrato nei nodi di base del piedritto.

Carico concentrato sui nodi 1 e 11			
Nodi inf.	$1/2 * (p_2 + p_3) * S_f/2$	35.0	kN
			Spinta semispessore soletta inferiore

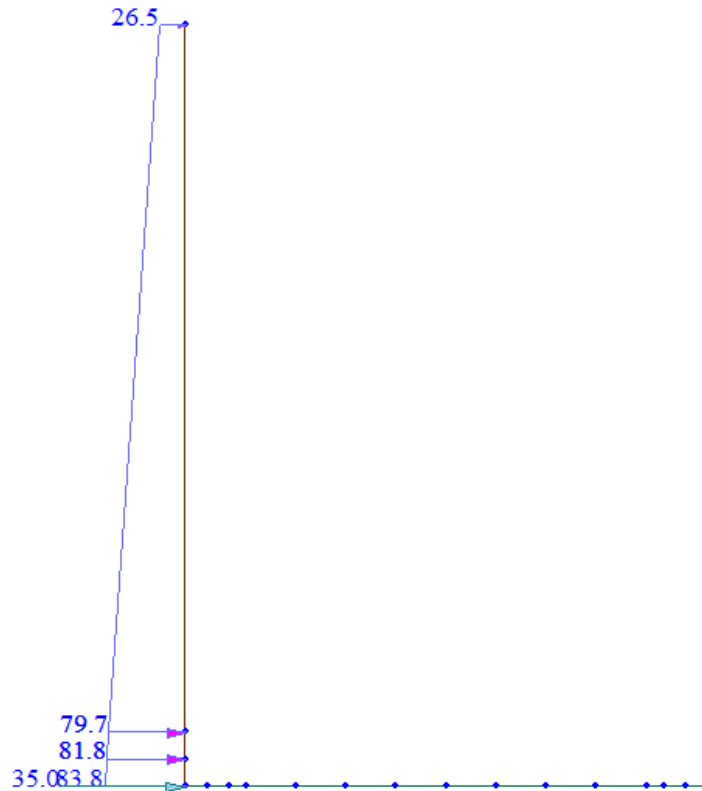


Figura 13: Spinte del terreno

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.

Nel caso in esame, la falda non risulta interagente per cui tale azione non è stata considerata.

8.3.3 Sovraccarichi di Esercizio

Si prevede un carico variabile d'esercizio sul rilevato a tergo dei muri $q=10\text{kN/m}^2$ al fine di considerare la presenza di eventuali mezzi di manutenzione.

Ciò si traduce in una pressione sui piedritti:

$$p = k_0 \cdot q = 4.4\text{kN/m}^2$$

La parte di spinta del terreno esercitata su metà spessore della soletta inferiore è applicata come carico concentrato nei nodi di base del piedritto.

Carico concentrato sui nodi 1 e 11				
Nodi inf.	$p \cdot S_t/2$	1.8	kN	Sovraccarico semispessore soletta inferiore

Il carico è applicato alternativamente a uno solo o ad entrambi i piedritti.

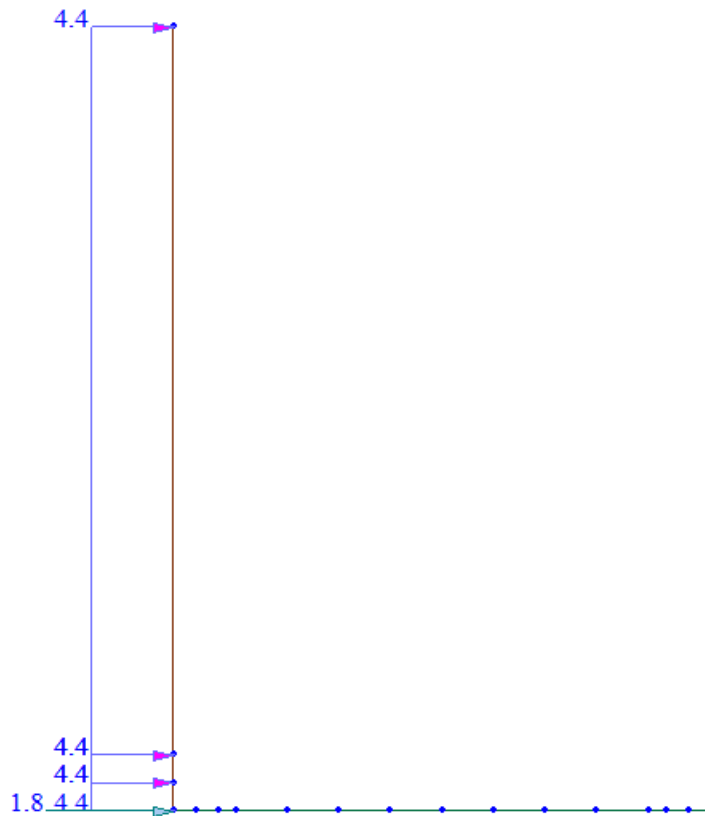


Figura 14: Sovraccarico su un lato del manufatto

8.3.4 Azioni Termiche

Dato lo schema isostatico della struttura si trascura l'effetto delle azioni termiche ai fini del calcolo delle sollecitazioni.

8.3.5 Ritiro

Dato lo schema isostatico della struttura si trascura l'effetto del ritiro ai fini del calcolo delle sollecitazioni.

8.4 AZIONI SISMICHE

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$F_h = k_h \cdot W ; \quad \text{forza sismica orizzontale}$$

$$F_v = k_v \cdot W ; \quad \text{forza sismica verticale}$$

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} ; \quad \text{coeff. sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h ; \quad \text{coeff. sismico verticale}$$

Dove:

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

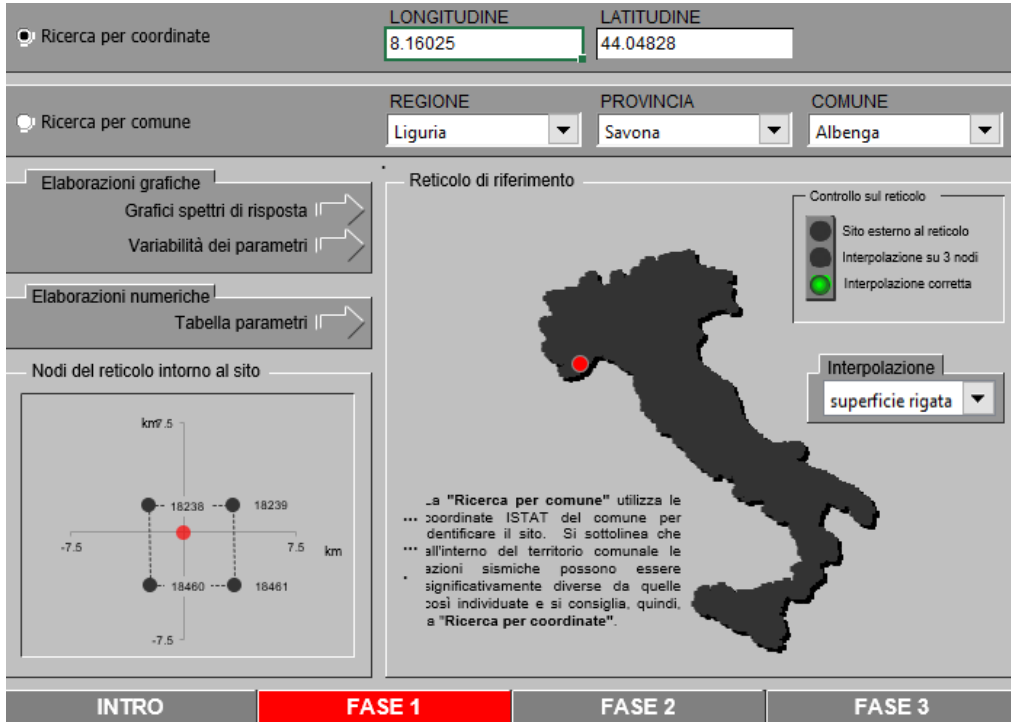
S_s = coeff. amplificazione stratigrafica

S_T = coeff. di amplificazione topografica

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

8.4.1 Pericolosità sismica

Per la caratterizzazione sismica del sito si è utilizzata la zonazione di cui al DM 17/01/2018, introducendo le coordinate geografiche di latitudine e longitudine proprie del sito di costruzione.



LONGITUDINE: 8.16025 LATITUDINE: 44.04828

REGIONE: Liguria PROVINCIA: Savona COMUNE: Albenga

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

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

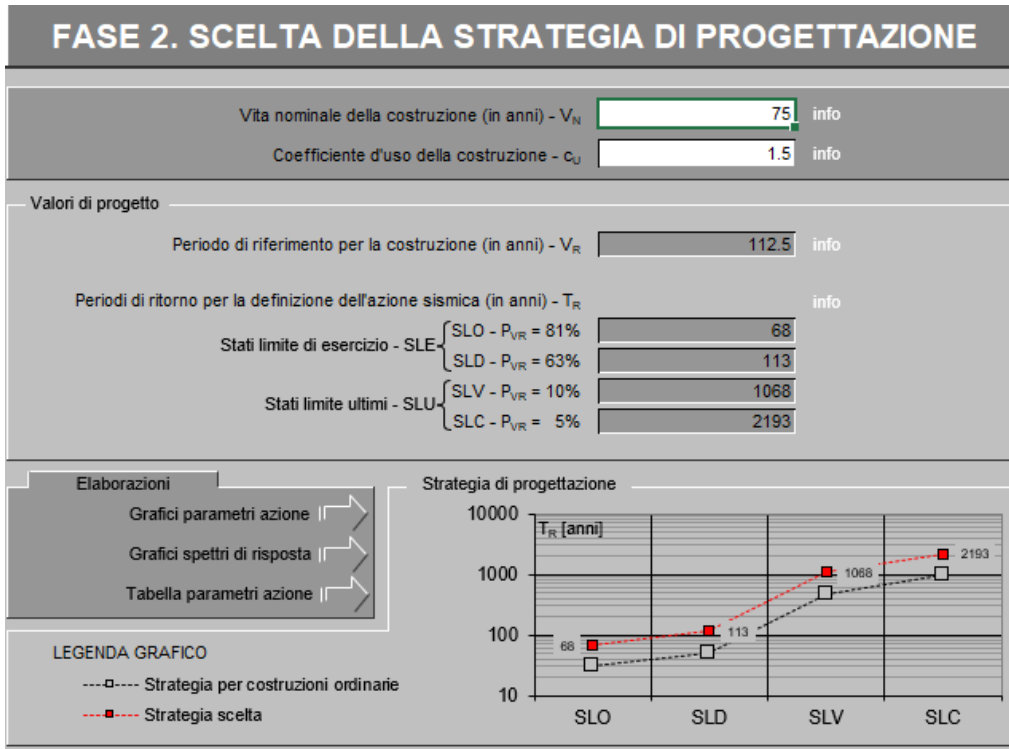
Interpolazione: superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

...a "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, a "Ricerca per coordinate".

L'azione sismica è stata individuata in accordo con le normative vigenti sulla base dei seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera $V_N = 75$ anni
- Classe d'uso dell'opera III $C_U = 1.5$



L'azione sismica di progetto viene calcolata con riferimento allo SLV, per il quale si calcola un periodo di ritorno dell'azione sismica di progetto pari a 712 anni. In funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica, sono definiti i parametri di base dell'azione sismica:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

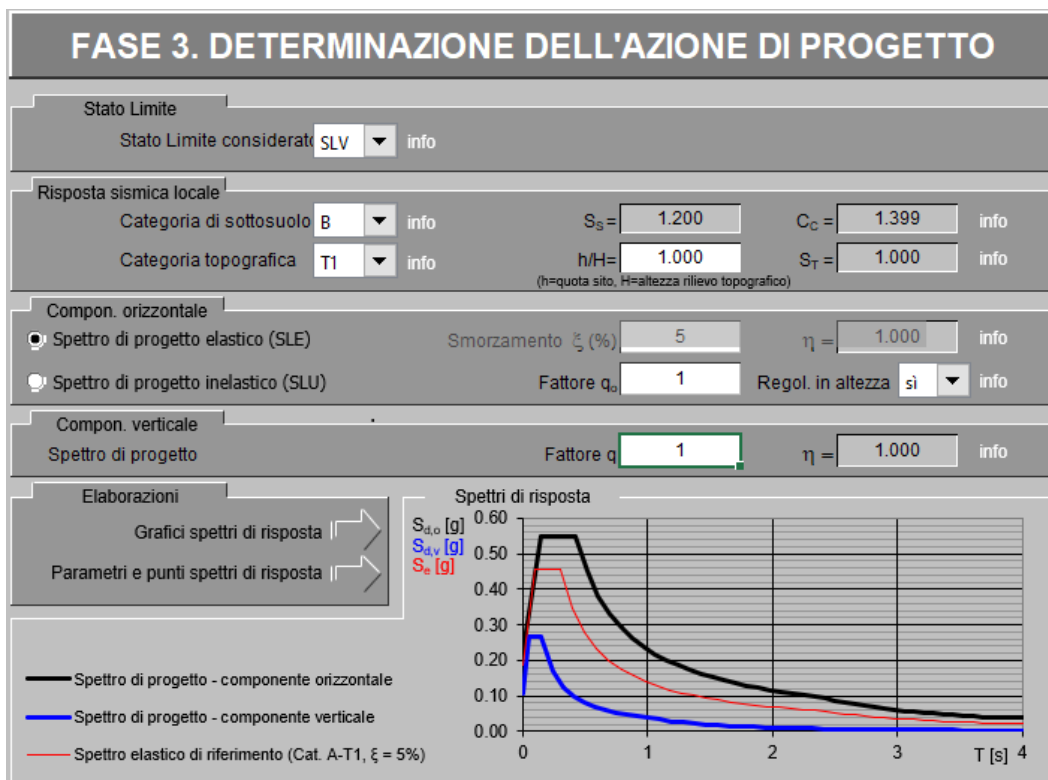
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.042	2.573	0.225
SLD	113	0.058	2.560	0.244
SLV	1068	0.186	2.462	0.300
SLC	2193	0.247	2.485	0.316

In funzione della categoria del sottosuolo e della categoria topografica, si valutano le azioni sismiche di base per il sito in esame. In particolare, sono definite:

- Categoria di sottosuolo B
- Categoria topografica T1

Da cui si evincono i seguenti valori del c'oefficiente stratigrafico e topografico

- Coefficiente stratigrafico $S_S = 1.200$
- Coefficiente topografico $S_T = 1.000$



Come anzidetto, il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

dove :

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

g = accelerazione di gravità;

Coefficienti sismici agli SLV

$S=S_s \times S_T$	=	1.20	
a_{max}	=	0.223	g
β_m	=	1.00	Struttura che non subisce spostamenti
K_h	=	0.223	coeff. sismico orizzontale
K_v	=	0.112	coeff. sismico verticale

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j}=0,2$ così come definito in Tabella 5.2.V del MdP RFI 2021.

G_1 =massa associata al peso proprio;

G_2 =massa associata al carico permanente;

Q_k =carico ferroviario.

8.4.2 Sovrappinta sismica del terreno

In base alla teoria di Wood la risultante dell'incremento di spinta sismico su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

La risultante viene applicata ad un'altezza pari ad H/2 e considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

Pertanto, allo SLV, l'incremento di spinta del terrapieno sulla parete risulta:

$$q_E = \gamma_t \cdot H_t \cdot k_h = 32.6 \text{ kN/m}^2$$

Con:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$H_t = 7.3 \text{ m} \quad \text{altezza totale della struttura}$$

Inoltre, viene aggiunta, come carico concentrati nel nodo 1, la seguente forza derivante dalla parte di spinta agente su metà spessore della soletta:

Nodi inf (SISX) sul nodo 1		
$q_E \cdot S_i / 2$	13.0	kN

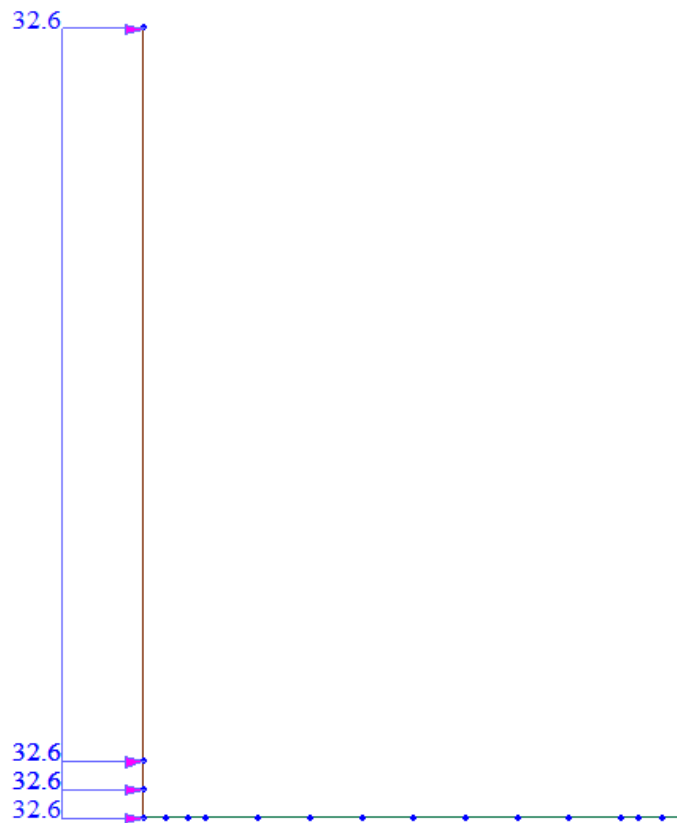


Figura 15: Sovrappinta sismica del terreno

9 COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right];$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, $\gamma_{M,i}$ e $\gamma_{F,j}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ con $\gamma_E = \gamma_F$:

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right];$$

La verifica della relazione $R_d \geq E_d$ è stata effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali (cfr tabelle sotto), rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Tabella 1 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 2 – Coefficienti parziali per le resistenze

Nel caso specifico le verifiche tipo geotecniche (GEO), di equilibrio di corpo rigido (EQU) e strutturali (STR) sono state condotte sulla base dell'Approccio 2, che prevede la combinazione dei seguenti coefficienti:

A1+M1+R3

Per le verifiche agli stati limite si considerano le combinazioni di carico previste nel DM del 17/01/2018 al punto 2.5.3 (“Combinazioni delle azioni”) che descrivono le combinazioni in generale.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE) impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

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

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le condizioni elementari e le combinazioni di carico sono elencate per esteso nelle tabelle seguenti.

COMB			G1	Sterre SX	Sterre DX	Qacc SX	Qacc DX	ST-Ex	Ex	Ez
SLU 1	Active	Add	1.3	1.3	1	1.5	0	0	0	0
SLU 2	Active	Add	1.3	1.3	1	1.5	1.5	0	0	0
SLU 3	Active	Add	1.3	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0
SLU 4	Active	Add	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0
SLU 5	Active	Add	1	1.3	1	1.5	0	0	0	0
SLU 6	Active	Add	1	1.3	1	1.5	1.5	0	0	0
SLU 7	Active	Add	1	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0
SLU 8	Active	Add	1	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0
SLV 1	Active	Add	1	1	1	0	0	1	1	0.3
SLV 2	Active	Add	1	1	1	0	0	1	1	-0.3
SLV 3	Active	Add	1	1	1	0	0	0.3	1	1
SLV 4	Active	Add	1	1	1	0	0	0.3	1	-1
SLE R1	Active	Add	1	1	1	1	0	0	0	0
SLE R2	Active	Add	1	1	1	1	1	0	0	0
SLE R3	Active	Add	1	1	1	1	0	0	0	0
SLE R4	Active	Add	1	1	1	1	1	0	0	0
SLE QP	Active	Add	1	1	1	0	0	0	0	0

10 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 17.01.18.

Le sezioni verificate sono le seguenti:

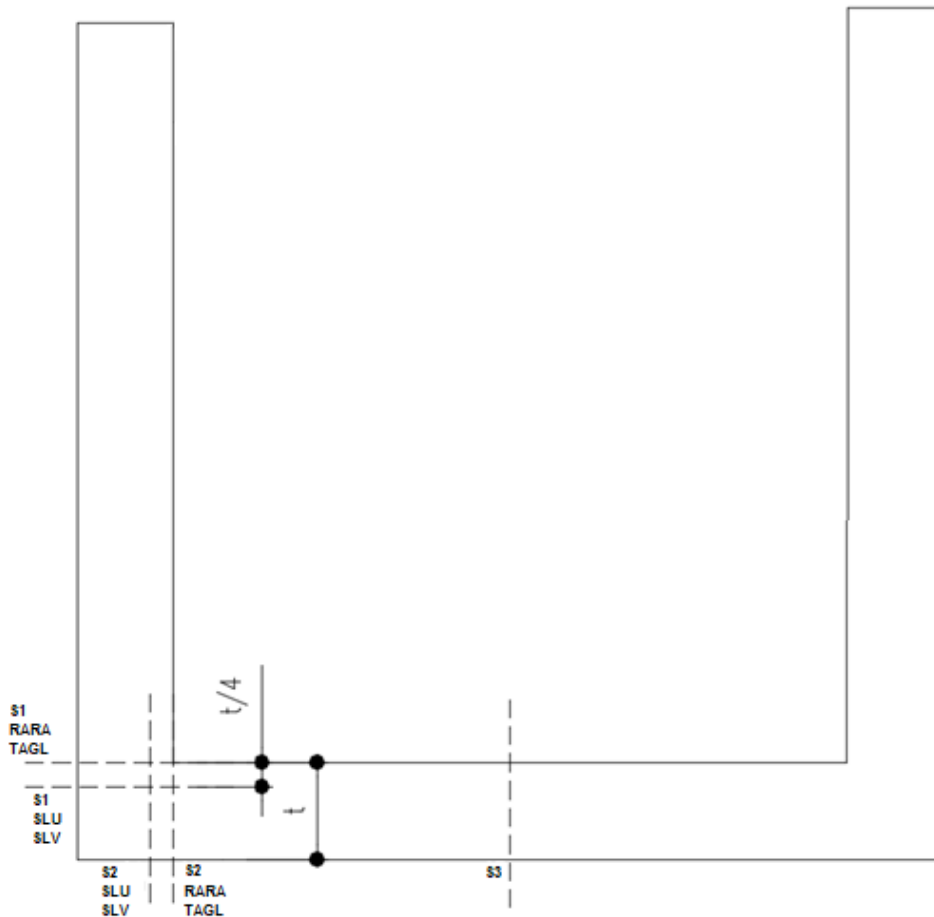


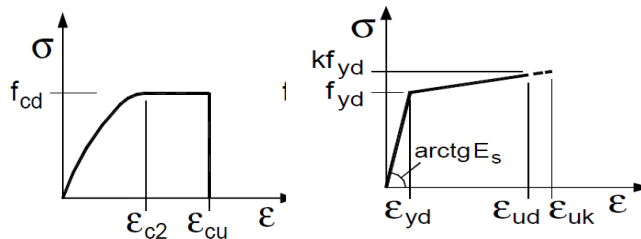
Figura 16: Sezioni di verifica

Per il modello A si aggiunge una sezione di verifica in corrispondenza della rastremazione dei piedritti (sezione S0).

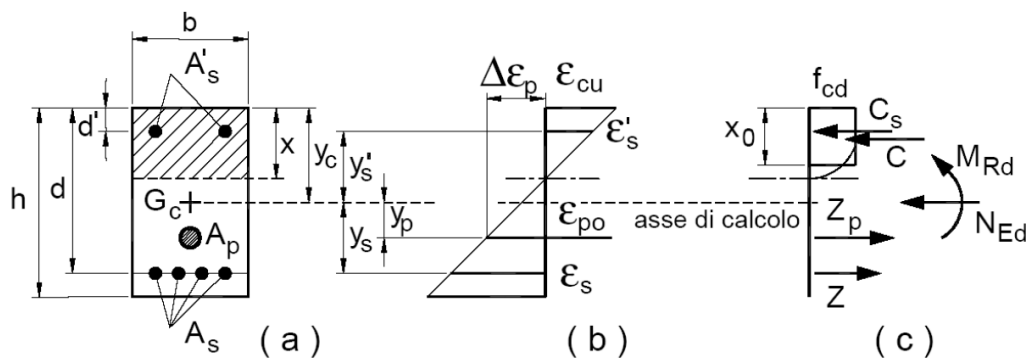
10.1 VERIFICHE ALLO SLU

10.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

10.1.2 Taglio

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio V_{Ed} è pari ai massimi valori del taglio sollecitante derivante dall'analisi per i vari elementi strutturali. Per tutti gli elementi strutturali il massimo taglio si riscontra in corrispondenza della sezione di attacco tra l'elemento stesso e quello ad esso ortogonale.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5 f_{cd}$;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;

- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

10.2 VERIFICHE AGLI SLE

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

10.2.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel MdP RFI.

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 $0,75 f_{yk}$

10.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel MdPRFI.

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate dal DM 17.1.), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

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

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite $w_1=0.20 \text{ mm}$ sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

11 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE - SEZIONE A

11.1 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi effettuata mediante l'ausilio del programma di calcolo in termini di inviluppo delle sollecitazioni.

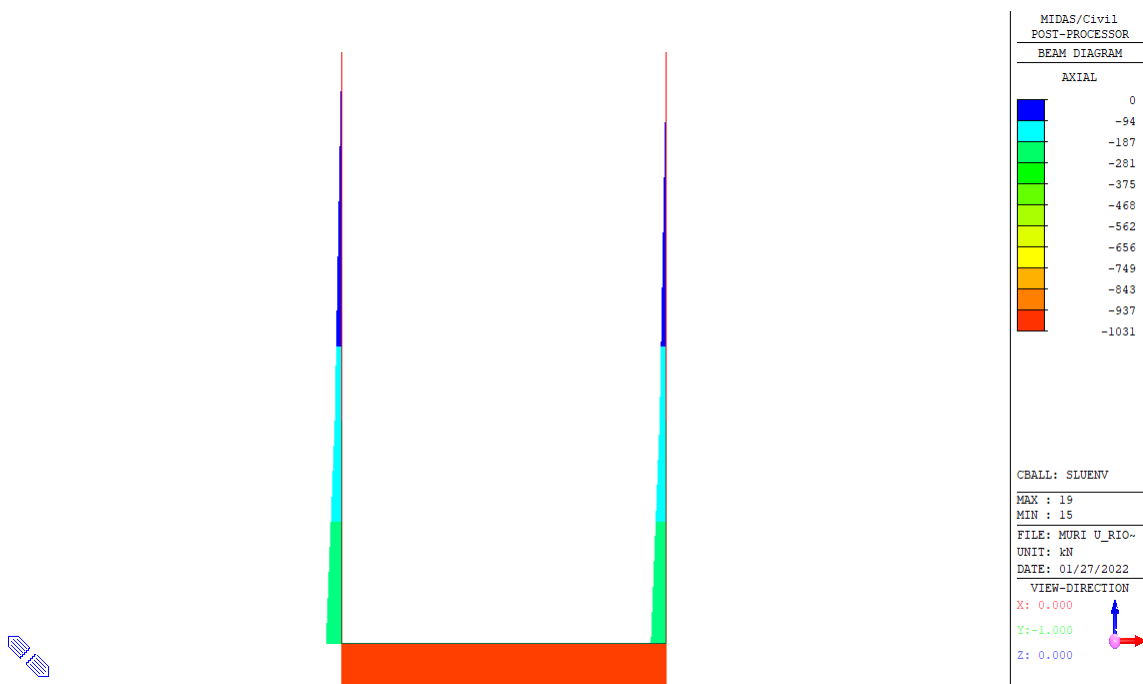


Figura 17 – Inviluppo Sforzo Normale SLU

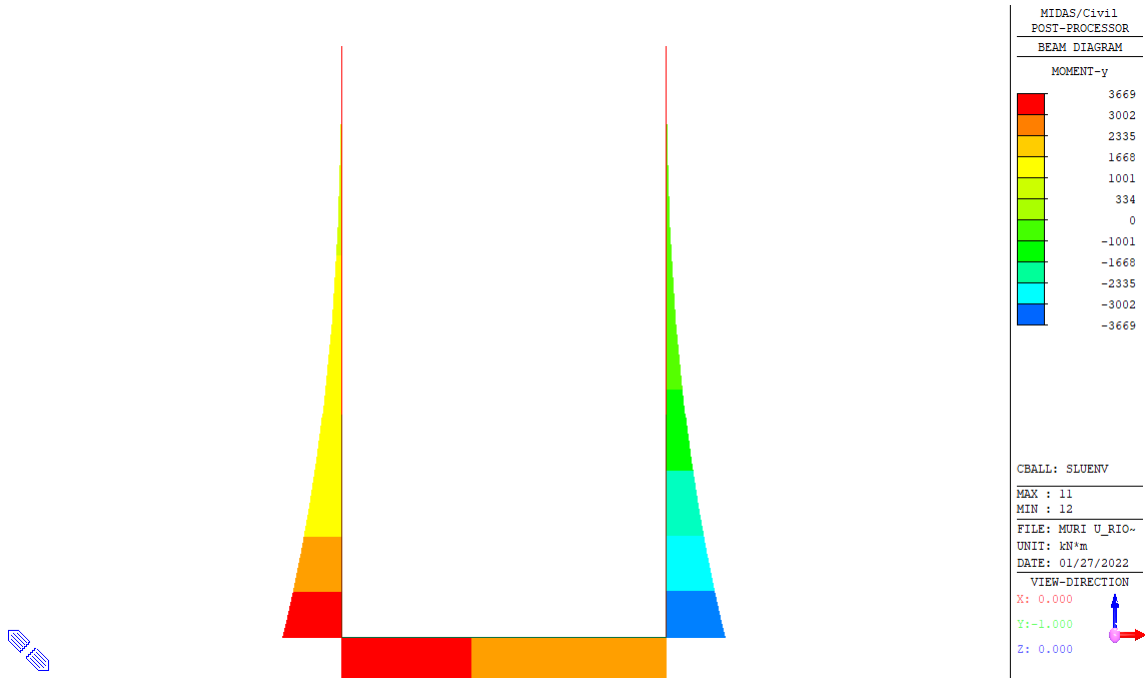


Figura 18 – Involuppo Momento Flettente SLU

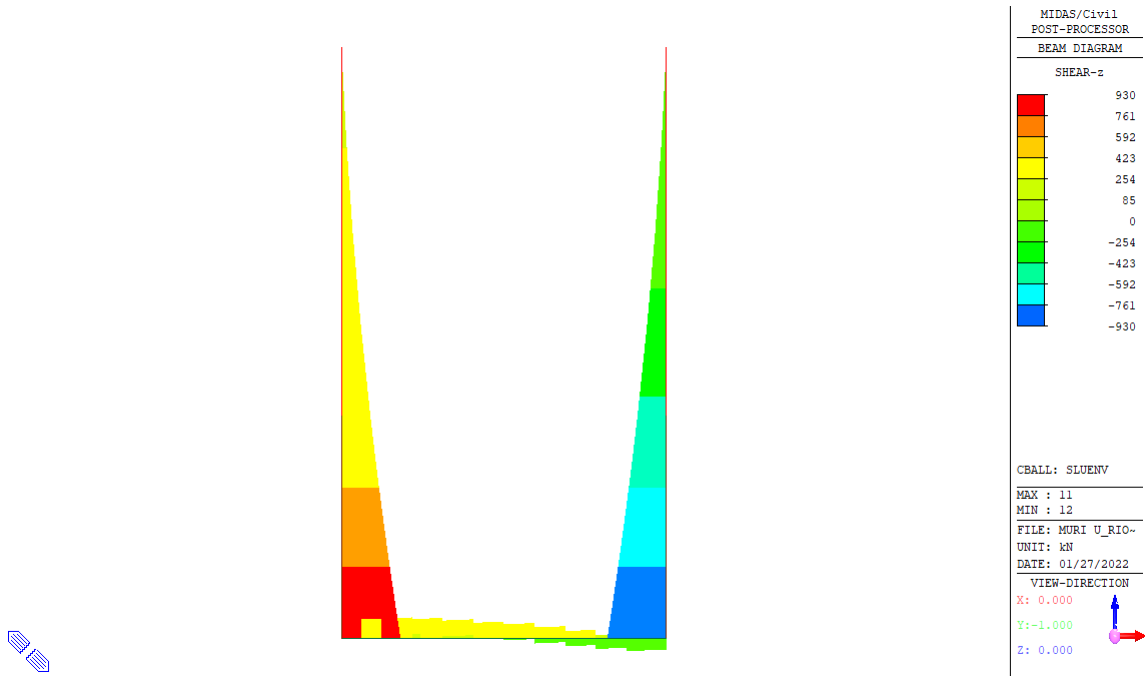


Figura 19 – Involuppo Taglio SLU

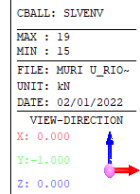
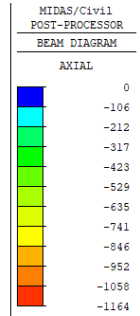
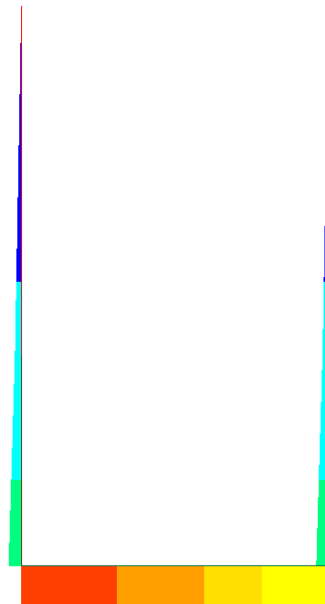


Figura 20 – Involuppo Sforzo Normale SLV

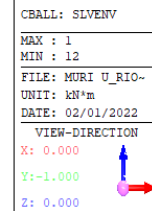
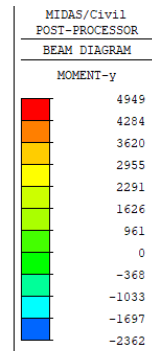
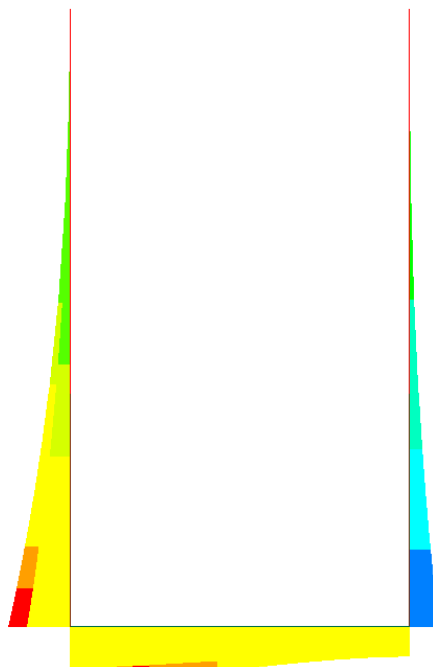


Figura 21 – Involuppo Momento Flettente SLV

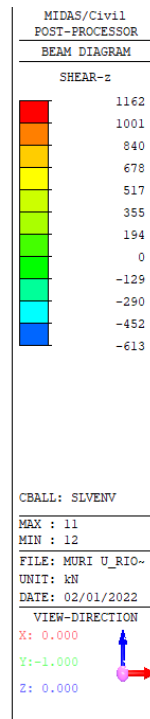
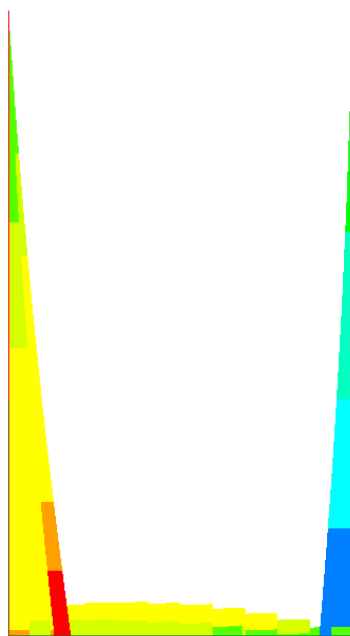


Figura 22 – Involuppo Taglio SLV

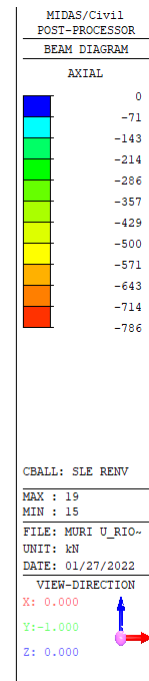
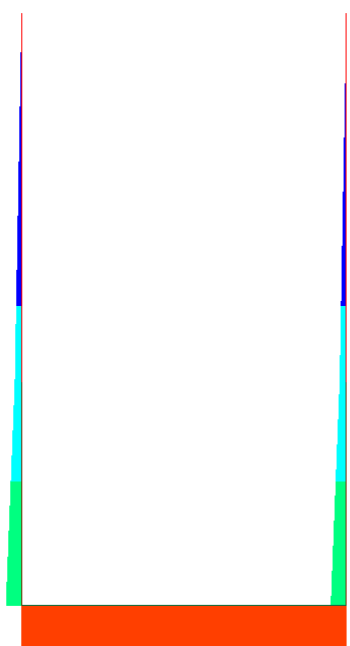


Figura 23 – Involuppo Sforzo Normale SLE-R

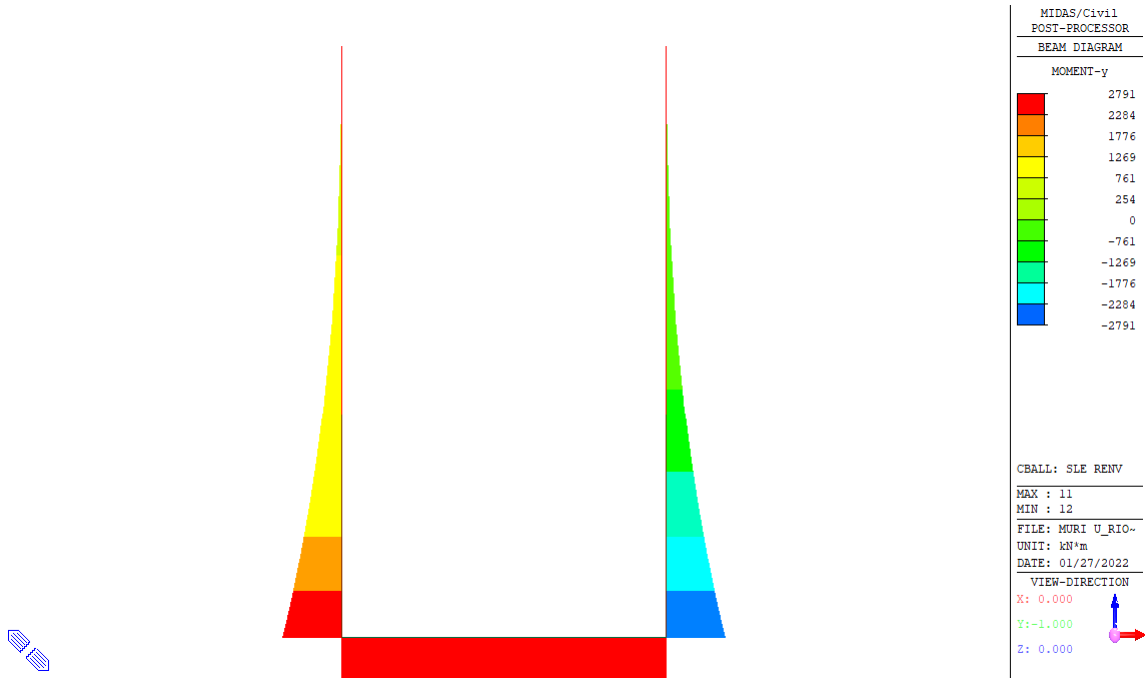


Figura 24 – Involuppo Momento Flettente SLE-R

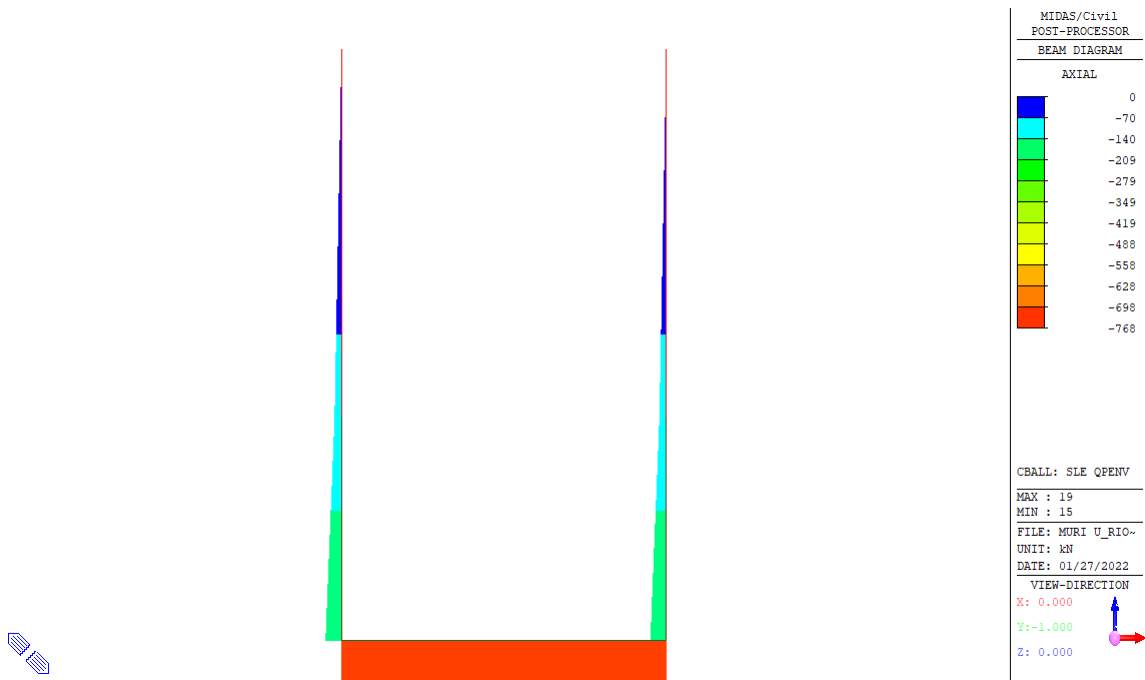


Figura 25 – Involuppo Sforzo Normale SLE-QP

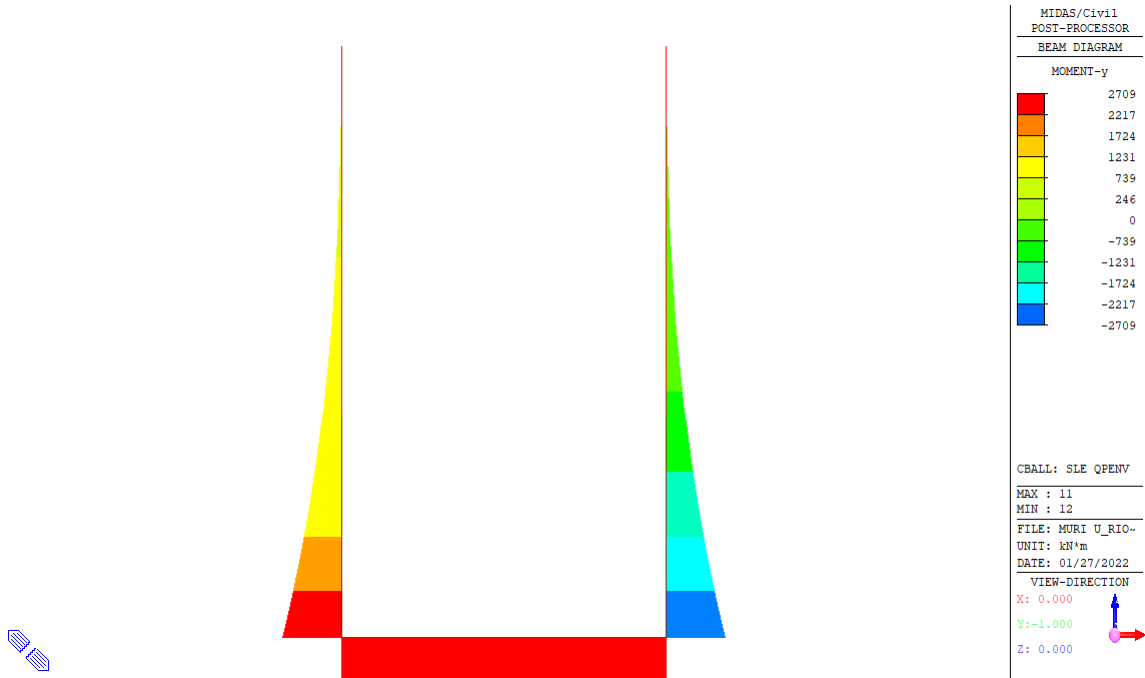


Figura 26 – Involuppo Momento Flettente SLE-QP

11.2 RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

S0	N	M	V	S1	N	M	V
	(kN)	(kNm)	(kN)		(kN)	(kNm)	(kN)
SLU	-90	1152	453	SLU	-198	3375	834
	-90	1152	-453		-198	3375	-834
SLV	-107	1701	620	SLV	-203	4580	1057
	-107	714	-291		-203	2168	-547
SLE R	-90	874		SLE R	-188	2354	
	-90	874			-188	2354	
SLE QP	-90	794		SLE QP	-188	2176	
S2	N	M	V	S3	N	M	V
	(kN)	(kNm)	(kN)		(kN)	(kNm)	(kN)
SLU	-980	3614	329	SLU	-892	3429	274
	-791	3614	-194				
SLV	-888	4788	516	SLV	-818	3400	627
	-735	2416	165				
SLE R	-778	2701		SLE R	-764	2575	
	-748	2701					
SLE QP	-740	2497		SLE QP	-740	2373	

11.3 ARMATURE DI PROGETTO

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo in questione:

Elemento	Armatura a flessione	Armatura a taglio
PIEDRITTI $S_p = 0.80m$	1Ø26/10 + 1Ø24/20 lato terreno (2 strati) 1Ø24/20 lato interno	spilli 3Ø12/20
PIEDRITTI $S_p = 1.30m$	1Ø30/10 + 1Ø26/10 lato terreno (2 strati) 1Ø24/20 lato interno	spilli 3Ø12/20
FONDAZIONE	1Ø30/10 + 1Ø26/10 lato terreno (2 strati) 1Ø24/20 lato interno	spilli 3Ø12/20

11.4 VERIFICHE

11.4.1 Verifiche a pressoflessione e taglio

Il software RC-sec esegue le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e di esercizio secondo i criteri esposti al §10. Ai fini delle verifiche si è fatto riferimento ad un copriferro netto di 45mm. Si riportano di seguito i tabulati di calcolo per tutte le sezioni indicate al §10, considerando, ove necessario, entrambi i lati dello scatolare.

11.4.1.1 Sezione S0

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	

Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	26
2	-43.2	73.2	24
3	43.2	73.2	24
4	43.2	6.8	26
5	-43.2	11.4	24
6	43.2	11.4	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	24
3	5	6	3	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
------------------	-------



ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA IVREA AOSTA
PROGETTO DEFINITIVO

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 59 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa Barra Barra Barra Barra
1 1 2 3 4

N° Legature: 1

Diam. Legature: 8

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat. Barra 1 Barra 2
1 16 11

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
16	0.0	73.2
11	4.8	6.8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	90.00	1152.00	0.00	453.00	0.00
2	107.00	1701.00	0.00	620.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	90.00	874.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	90.00	874.00 (482.06)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV01	00	D 26 CL	IN 4200 003	A	60 di 109

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	90.00	794.00 (482.75)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione non verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.1 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	90.00	1152.00	0.00	89.96	1820.98	0.00	1.58	75.7(16.0)
2	S	107.00	1701.00	0.00	107.09	1825.36	0.00	1.07	75.7(16.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00121	0.383	50.0	80.0	0.00092	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00122	0.384	50.0	80.0	0.00092	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 61 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000043293	-0.002250889	0.383	0.918
2	0.000000000	0.000043363	-0.002251372	0.384	0.920

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Diam. Legature: 8 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	
1	N	453.00	2148.20	890.85	73.2	100.0	2.500	1.006	7.0	13.8(2.5)	1)2)
2	N	620.00	2150.61	890.85	73.2	100.0	2.500	1.007	9.6	13.8(2.5)	1)2)

- 1) Verifica di resistenza a Taglio non soddisfatta e/o passo staffe superiore al valore massimo di normativa.
2) Area_Staffe + Legature < Area Staffe minima di normativa

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.31	-50.0	80.0	-184.5	-33.6	6.8	1700	75.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00107	0.00000	0.500	25.4	55	0.00066 (0.00055)	284	0.187 (990.00)	482.06	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.31	-50.0	80.0	-184.5	-33.6	6.8	1700	75.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00107	0.00000	0.500	25.4	55	0.00066 (0.00055)	284	0.187 (0.40)	482.06	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.56	-50.0	80.0	-167.2	-33.6	6.8	1700	75.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00097	0.00000	0.500	25.4	55	0.00066 (0.00050)	284	0.187 (0.30)	482.75	0.00

11.4.1.2 Sezione S1

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 63 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	30
2	-43.2	123.2	24
3	43.2	123.2	24
4	43.2	6.8	30
5	-43.2	11.5	26
6	43.2	11.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	30
2	2	3	3	24
3	5	6	8	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

N° Legature: 1

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 64 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

Diam. Legature: 12

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat. Barra 1 Barra 2
1 16 10

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
16	0.0	123.2
10	-4.8	6.8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	198.00	3375.00	0.00	834.00	0.00
2	203.00	4580.00	0.00	1057.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	188.00	2354.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	188.00	2354.00 (1319.68)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO IN 4200 003 REV. A FOGLIO 65 di 109

N°Comb.	N	Mx	My
1	188.00	2176.00 (1321.61)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	1.9 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	198.00	3375.00	0.00	198.26	5059.39	0.00	1.50	123.8(26.0)
2	S	203.00	4580.00	0.00	202.74	5061.19	0.00	1.10	123.8(26.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00124	0.388	-50.0	130.0	0.00107	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00124	0.389	-50.0	130.0	0.00107	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000025964	-0.002133053	0.388	0.925
2	0.000000000	0.000025970	-0.002133099	0.389	0.926

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Diam. Legature: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	834.00	3623.16	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.008	7.7	17.0(5.7)
2	S	1057.00	3623.89	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.008	9.7	17.0(5.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.27	-50.0	130.0	-178.2	-33.6	6.8	2200	123.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 67 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

1 S -0.00097 0.00000 0.500 28.1 53 0.00067 (0.00053) 265 0.178 (990.00) 1319.68 0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb Ver Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff. As eff.

1 S 8.27 -50.0 130.0 -178.2 -33.6 6.8 2200 123.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb. Ver e1 e2 k2 Ø Cf e sm - e cm sr max wk Mx fess My fess

1 S -0.00097 0.00000 0.500 28.1 53 0.00067 (0.00053) 265 0.178 (0.40) 1319.68 0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb Ver Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff. As eff.

1 S 7.65 -50.0 130.0 -164.3 -43.2 6.8 2200 123.8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb. Ver e1 e2 k2 Ø Cf e sm - e cm sr max wk Mx fess My fess

1 S -0.00090 0.00000 0.500 28.1 53 0.00067 (0.00049) 265 0.179 (0.30) 1321.61 0.00

11.4.1.3 Sezione S2

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	



ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA IVREA AOSTA
PROGETTO DEFINITIVO

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 68 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	30
2	-43.2	123.2	24
3	43.2	123.2	24
4	43.2	6.8	30
5	-43.2	11.5	26
6	43.2	11.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	30
2	2	3	3	24
3	5	6	8	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4
1	1	2	3	4

N° Legature: 1
 Diam. Legature: 12

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	16	10

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
16	0.0	123.2

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 69 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

10 -4.8 6.8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	980.00	3614.00	0.00	329.00	0.00
2	791.00	3614.00	0.00	194.00	0.00
3	888.00	4788.00	0.00	516.00	0.00
4	735.00	2416.00	0.00	165.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	778.00	2701.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	778.00	2701.00 (1384.08)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	740.00	2497.00 (1386.78)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 70 di 109
------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 1.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	980.00	3614.00	0.00	980.21	5365.06	0.00	1.48	123.8(26.0)
2	S	791.00	3614.00	0.00	791.13	5292.67	0.00	1.46	123.8(26.0)
3	S	888.00	4788.00	0.00	888.27	5329.99	0.00	1.11	123.8(26.0)
4	S	735.00	2416.00	0.00	734.80	5270.93	0.00	2.16	123.8(26.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00139	0.416	-50.0	130.0	0.00121	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00135	0.409	-50.0	130.0	0.00117	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8
3	0.00137	0.412	-50.0	130.0	0.00119	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8
4	0.00134	0.407	-50.0	130.0	0.00116	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000027172	-0.002141270	0.416	0.959
2	0.000000000	0.000026878	-0.002139270	0.409	0.951
3	0.000000000	0.000027029	-0.002140297	0.412	0.956
4	0.000000000	0.000026791	-0.002138677	0.407	0.949

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 71 di 109
------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Diam. Legature: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	329.00	3738.16	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.040	3.0	17.0(5.7)
2	S	194.00	3710.36	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.032	1.8	17.0(5.7)
3	S	516.00	3724.63	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.036	4.8	17.0(5.7)
4	S	165.00	3702.13	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.030	1.5	17.0(5.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.93	-50.0	130.0	-186.1	-24.0	6.8	2200	123.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 72 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00102	0.00000	0.500	28.1	53	0.00071 (0.00056)	265	0.188 (990.00)	1384.08	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.93	-50.0	130.0	-186.1	-24.0	6.8	2200	123.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00102	0.00000	0.500	28.1	53	0.00071 (0.00056)	265	0.188 (0.40)	1384.08	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.20	-50.0	130.0	-171.4	-33.6	6.8	2200	123.8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00094	0.00000	0.500	28.1	53	0.00071 (0.00051)	265	0.188 (0.30)	1386.78	0.00

11.4.1.4 Sezione S3

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	IN 4200 003	A	73 di 109

Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-43.2	6.8	30
2	-43.2	123.2	24
3	43.2	123.2	24
4	43.2	6.8	30
5	-43.2	11.5	26
6	43.2	11.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N° Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N° Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	4	8	30
2	2	3	3	24
3	5	6	8	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N° Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

N° Legature: 1
Diam. Legature: 12

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N° Legat.	Barra 1	Barra 2
1	16	11

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N° Barra	X [cm]	Y [cm]
----------	--------	--------

16	0.0	123.2
11	4.8	6.8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	892.00	3429.00	0.00	274.00	0.00
2	818.00	3400.00	0.00	627.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	764.00	2575.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	764.00	2575.00 (1386.89)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	740.00	2373.00 (1391.84)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IV01 00 D 26 CL IN 4200 003 A 75 di 109

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 1.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	892.00	3429.00	0.00	892.07	5331.44	0.00	1.54	123.8(26.0)
2	S	818.00	3400.00	0.00	818.00	5303.01	0.00	1.55	123.8(26.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00137	0.413	-50.0	130.0	0.00119	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00136	0.410	-50.0	130.0	0.00118	43.2	123.2	-0.00196	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000027035	-0.002140337	0.413	0.956
2	0.000000000	0.000026920	-0.002139554	0.410	0.953

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
 Diam. Legature: 12 mm
 Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 76 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezi. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna. I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	274.00	3725.22	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.036	2.5	17.0(5.7)
2	S	627.00	3714.33	1840.12	123.2	100.0	2.500	1.033	5.8	17.0(5.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.48	50.0	130.0	-176.7	-43.2	6.8	2200	123.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00097	0.00000	0.500	28.1	53	0.00066 (0.00053)	265	0.176 (990.00)	1386.89	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1 S 9.48 50.0 130.0 -176.7 -43.2 6.8 2200 123.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00097	0.00000	0.500	28.1	53	0.00066 (0.00053)	265	0.176 (0.40)	1386.89	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.77	-50.0	130.0	-161.7	-24.0	6.8	2200	123.8

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00089	0.00000	0.500	28.1	53	0.00066 (0.00049)	265	0.175 (0.30)	1391.84	0.00

11.4.2 Verifiche geotecniche: verifica a carico limite

Il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico che gli viene trasmesso dalle strutture sovrastanti senza che si verifichi rottura e senza che i cedimenti della struttura siano eccessivi.

La verifica a carico limite è eseguita in automatico dal software di calcolo attraverso l'utilizzo di una formula trinomia. Come è noto, in letteratura esistono diverse formule che si differenziano tra loro per l'introduzione di fattori correttivi per tener conto della profondità della fondazione, dell'eccentricità ed inclinazione del carico, ecc.

Nel caso in esame, si sono utilizzate le espressioni dei coefficienti proposti da Brinch-Hansen (1970). Si riportano qui di seguito i risultati ottenuti per la combinazione di carico 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 ($e_B = Mb/N$)

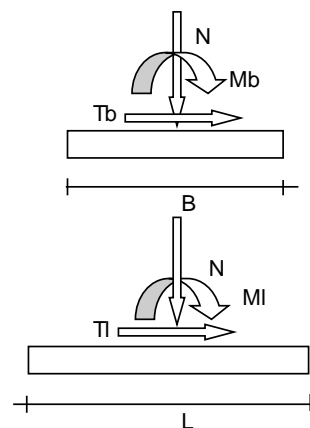
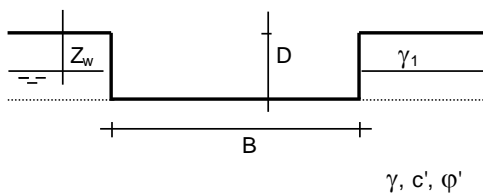
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

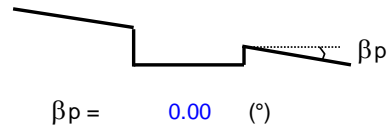
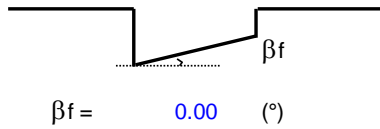
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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	1.00	1.00	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6.90 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.30 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	844.35		844.35
Mb [kNm]	1093.90		1093.90
MI [kNm]			0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 32.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 32.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 10.00 \text{ (m)}$

$e_B = 1.30 \text{ (m)}$
 $e_L = 0.00 \text{ (m)}$

$B^* = 4.31 \text{ (m)}$
 $L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 203.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00 \text{ (kN/mc)}$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 23.18$

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

$N_c = 35.49$

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

$N_\gamma = 30.21$

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

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

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

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

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

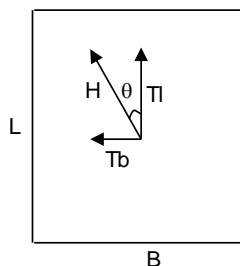
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

$$d_q = 1.41$$

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

$$d_c = 1.43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 6771.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 195.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 6771.16 \geq q = 195.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

12 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE - SEZIONE B

12.1 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi effettuata mediante l'ausilio del programma di calcolo in termini di inviluppo delle sollecitazioni.

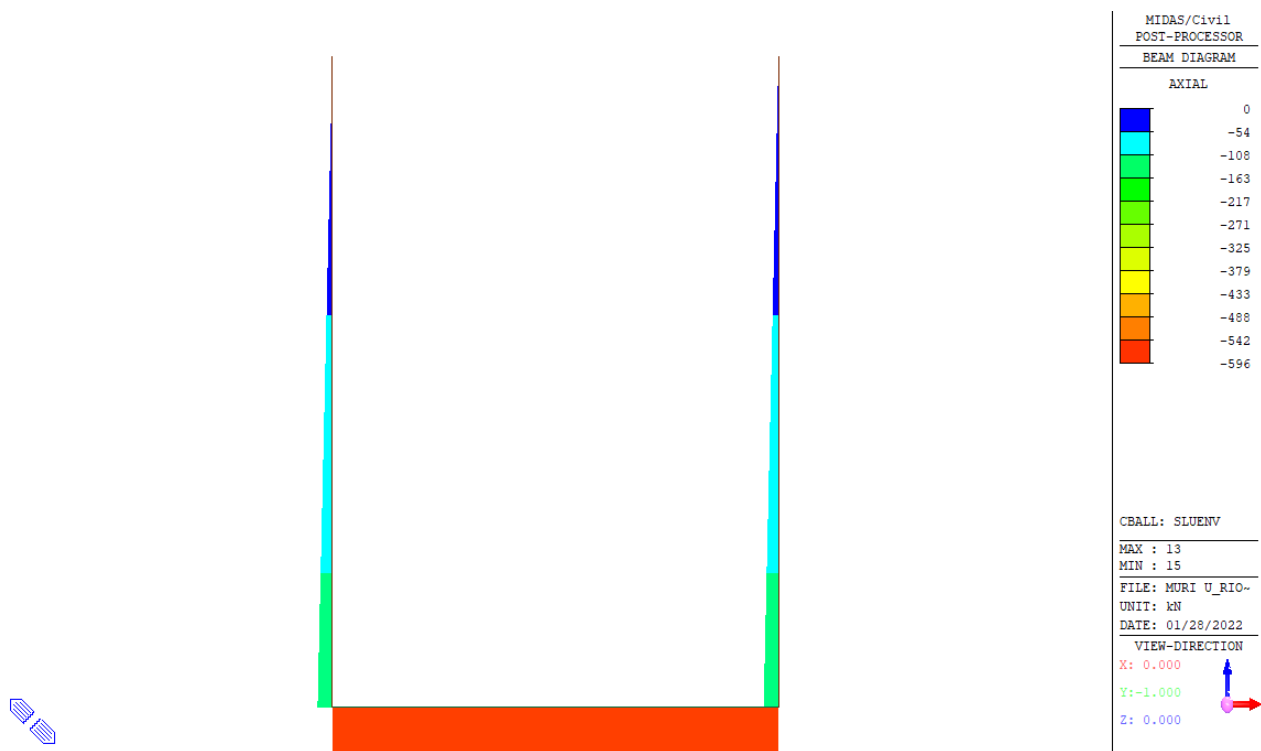


Figura 27 – Inviluppo Sforzo Normale SLU

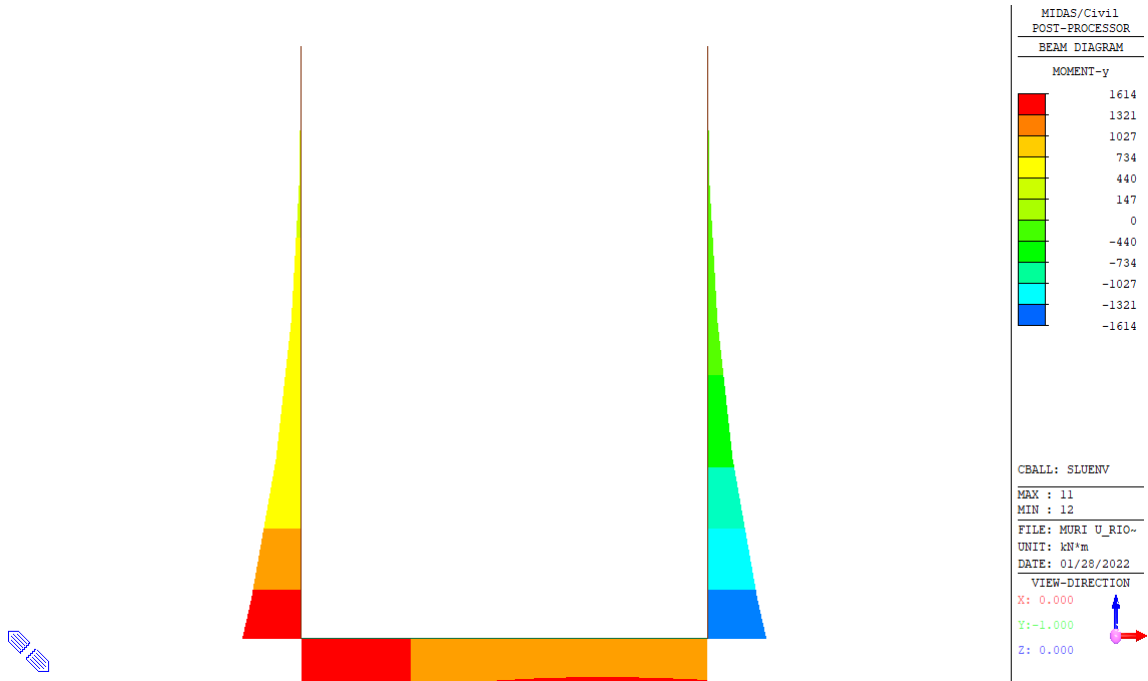


Figura 28 – Involuppo Momento Flettente SLU

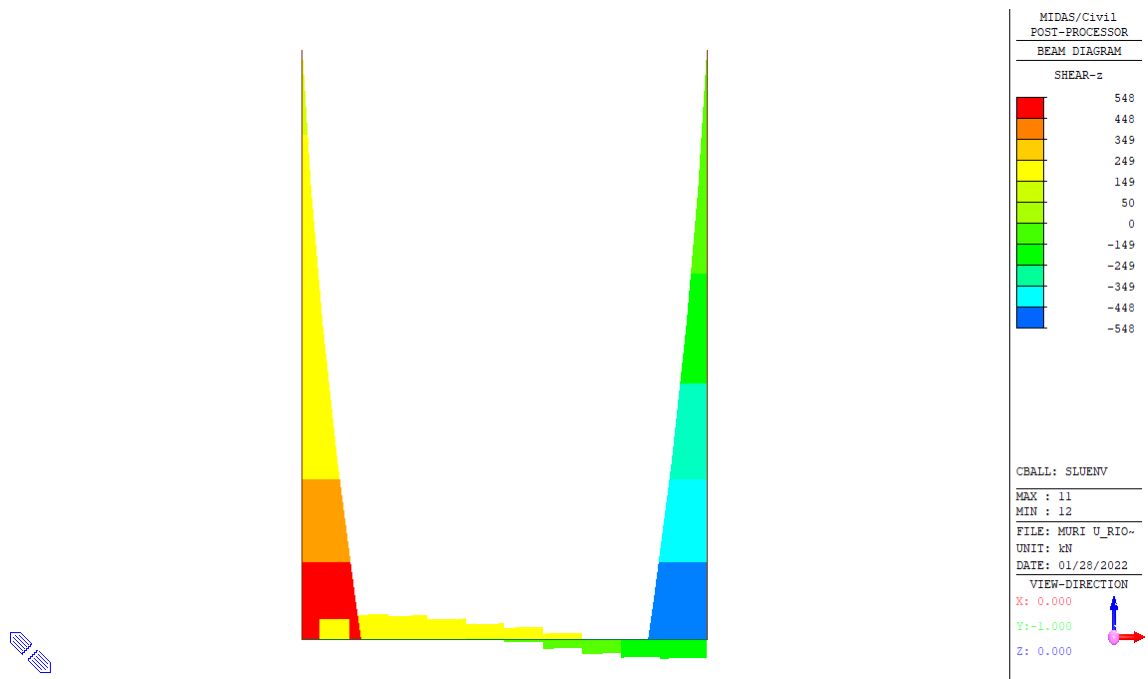


Figura 29 – Involuppo Taglio SLU

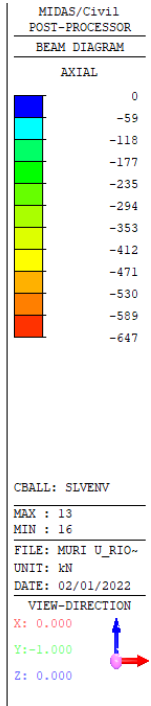
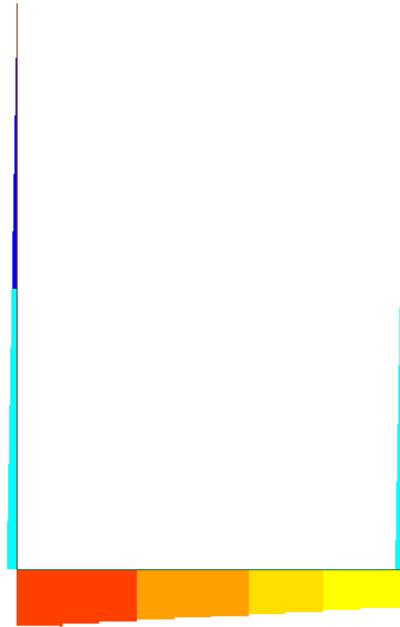


Figura 30 – Involuppo Sforzo Normale SLV

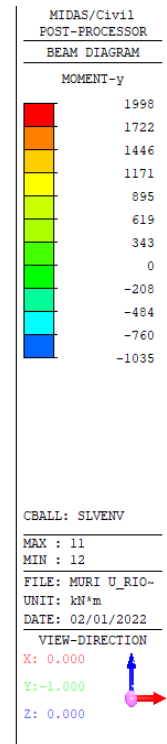
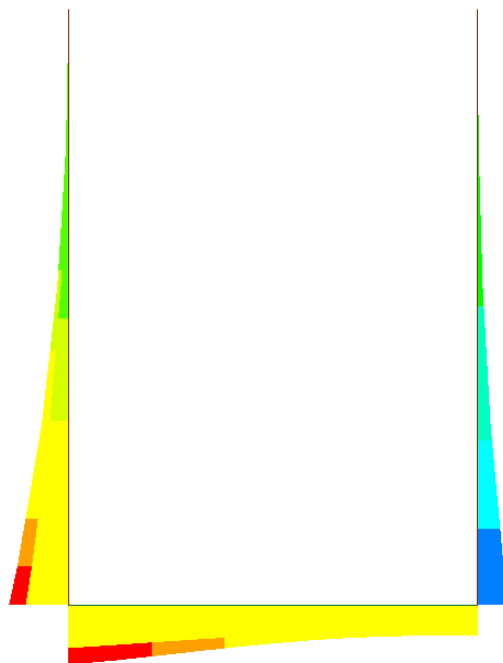


Figura 31 – Involuppo Momento Flettente SLV

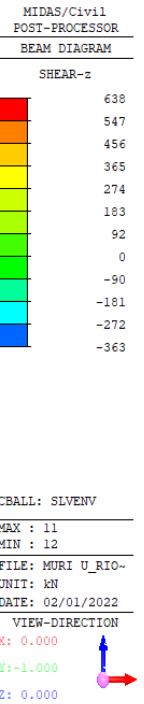
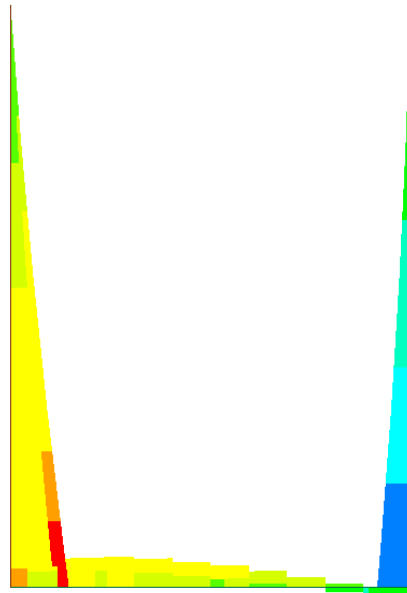


Figura 32 – Involuppo Taglio SLV

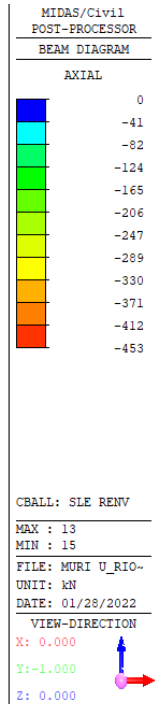
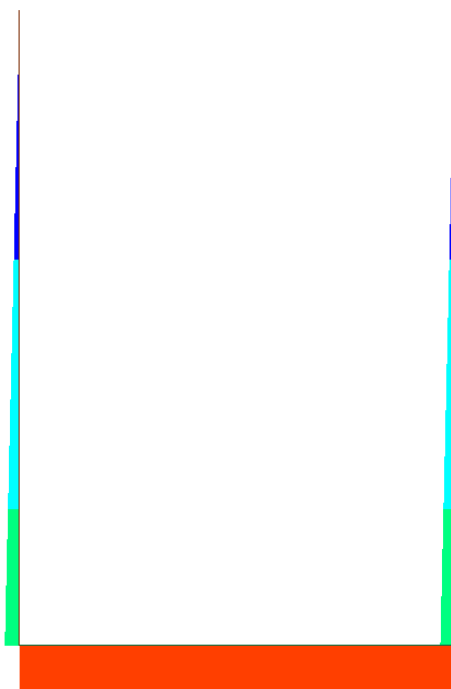


Figura 33 – Involuppo Sforzo Normale SLE-R

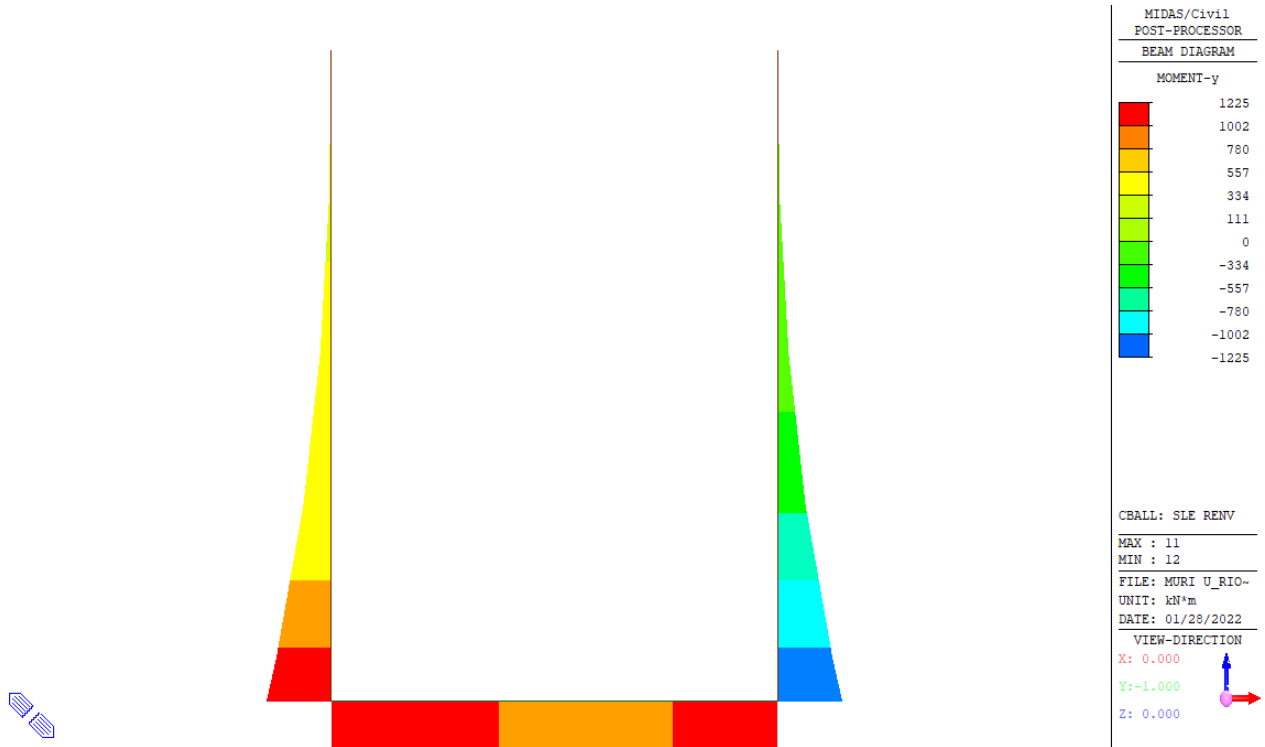


Figura 34 – Involuppo Momento Flettente SLE-R

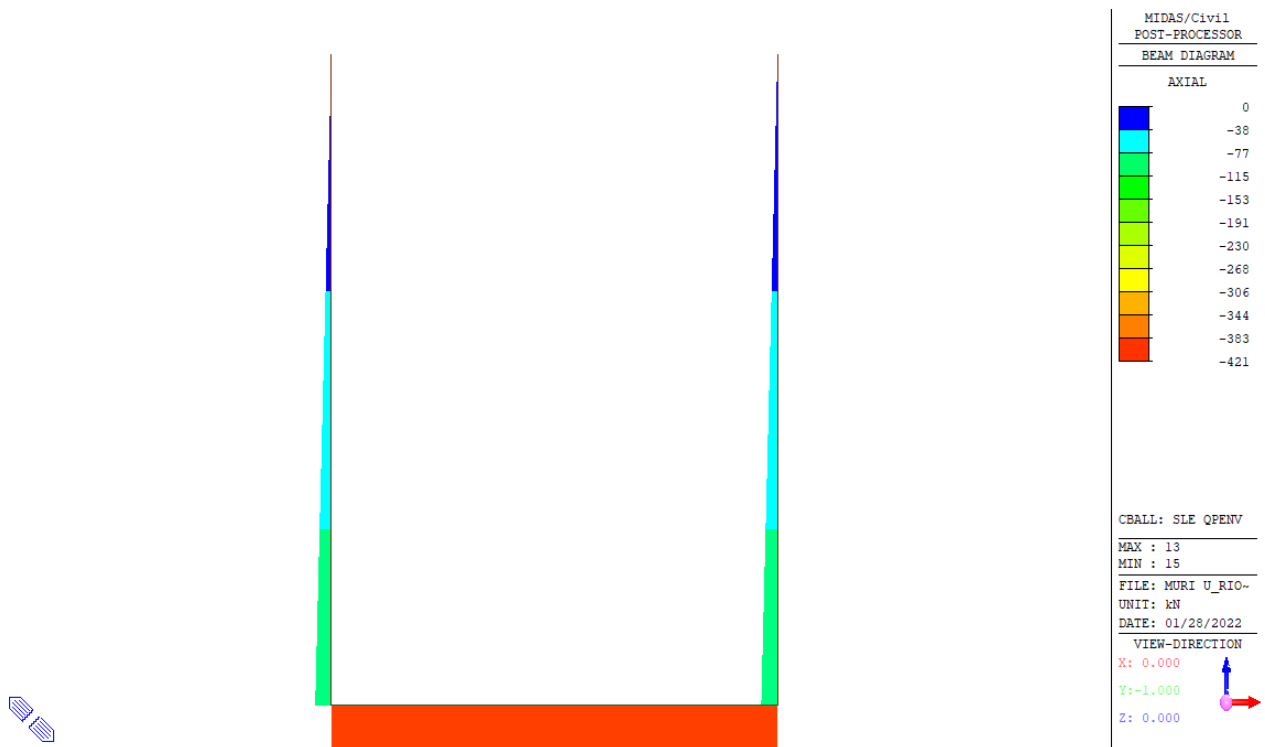


Figura 35 – Involuppo Sforzo Normale SLE-QP

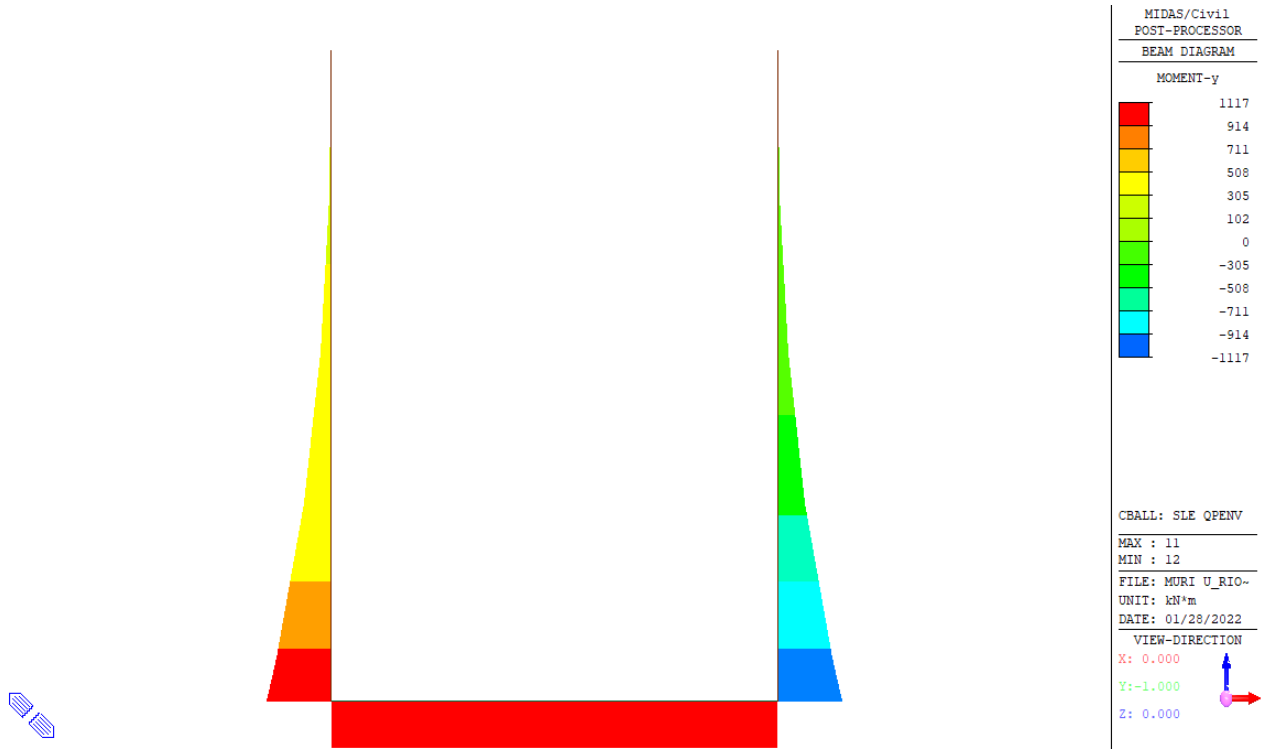


Figura 36 – Involuppo Momento Flettente SLE-QP

12.2 RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

S1	N	M	V	S3	N	M	V
	(kN)	(kNm)	(kN)		(kN)	(kNm)	(kN)
SLU	-101	1481	492	SLU	-513	1371	154
	-101	1481	-492		SLV	-470	1315
SLV	-90	1902	596	SLE R		-438	1020
	-90	1007	-341		SLE QP	-420	922
SLE R	-98	1027					
	-98	1027					
SLE QP	-98	934					
S2	N	M	V				
	(kN)	(kNm)	(kN)				
SLU	-573	1585	217				
	-444	1585	-171				
SLV	-502	2009	275				
	-417	1084	-82				
SLE R	-449	1200					
	-425	1174					
SLE QP	-421	1068					

12.3 ARMATURE DI PROGETTO

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo in questione:

Elemento	Armatura a flessione	Armatura a taglio
PIEDRITTI	1Ø26/10 + 1Ø20/10 lato terreno (2 strati) 1Ø26/20 lato interno	spilli 3Ø12/20
FONDAZIONE	1Ø26/10 + 1Ø20/10 lato inferiore (2 strati) 1Ø26/20 lato superiore	spilli 3Ø12/20

12.4 VERIFICHE

12.4.1 Verifiche a pressoflessione e taglio

Il software RC-sec esegue le verifiche strutturali allo stato limite ultimo e di esercizio secondo i criteri esposti al §10. Ai fini delle verifiche si è fatto riferimento ad un copriferro netto di 45mm. Si riportano di seguito i tabulati di calcolo per tutte le sezioni indicate al §10, considerando, ove necessario, entrambi i lati dello scatolare.

12.4.1.1 Sezione S1

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 90 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	26
2	-43.2	73.2	26
3	43.2	73.2	26
4	43.2	6.8	26
5	-43.2	11.4	20
6	43.2	11.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26
3	5	6	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 91 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

N° Legature: 1
Diam. Legature: 12

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat. Barra 1 Barra 2
1 16 11

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
16	0.0	73.2
11	4.8	6.8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	101.00	1481.00	0.00	492.00	0.00
2	90.00	1902.00	0.00	596.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	1027.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	1027.00 (497.22)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 92 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	934.00 (497.87)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.3 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	101.00	1481.00	0.00	101.12	1996.09	0.00	1.35	84.5(16.0)
2	S	90.00	1902.00	0.00	89.72	1993.24	0.00	1.05	84.5(16.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00129	0.397	50.0	80.0	0.00098	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00128	0.396	50.0	80.0	0.00098	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000044295	-0.002257709	0.397	0.936

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 93 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

2 0.000000000 0.000044249 -0.002257395 0.396 0.935

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Diam. Legature: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	492.00	2149.76	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.007	7.6	17.0(5.7)
2	S	596.00	2148.20	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.006	9.2	17.0(5.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.34	-50.0	80.0	-198.0	-43.2	6.8	1650	84.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00115	0.00000	0.500	23.4	55	0.00075 (0.00059)	265	0.199 (990.00)	497.22	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.34	-50.0	80.0	-198.0	-43.2	6.8	1650	84.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00115	0.00000	0.500	23.4	55	0.00075 (0.00059)	265	0.199 (0.40)	497.22	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.50	-50.0	80.0	-179.6	-14.4	6.8	1650	84.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00104	0.00000	0.500	23.4	55	0.00074 (0.00054)	265	0.196 (0.30)	497.87	0.00

12.4.1.2 Sezione S2

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	IN 4200 003	A	95 di 109

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	26
2	-43.2	73.2	26
3	43.2	73.2	26
4	43.2	6.8	26
5	-43.2	11.4	20
6	43.2	11.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26
3	5	6	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 96 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

N° Legature: 1
Diam. Legature: 12

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat. Barra 1 Barra 2
1 16 11

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
16	0.0	73.2
11	4.8	6.8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	573.00	1585.00	0.00	217.00	0.00
2	444.00	1585.00	0.00	171.00	0.00
3	502.00	2009.00	0.00	275.00	0.00
4	417.00	2009.00	0.00	82.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	449.00	1200.00	0.00
2	425.00	1174.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	449.00	1200.00 (517.10)	0.00 (0.00)
2	425.00	1174.00 (516.20)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 97 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	421.00	1068.00 (518.59)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	573.00	1585.00	0.00	572.80	2111.35	0.00	1.33	84.5(16.0)
2	S	444.00	1585.00	0.00	444.12	2080.42	0.00	1.31	84.5(16.0)
3	S	502.00	2009.00	0.00	502.13	2094.41	0.00	1.04	84.5(16.0)
4	S	417.00	2009.00	0.00	416.93	2073.86	0.00	1.03	84.5(16.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00143	0.422	50.0	80.0	0.00111	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00139	0.415	50.0	80.0	0.00108	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8
3	0.00141	0.418	50.0	80.0	0.00109	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8
4	0.00138	0.414	50.0	80.0	0.00107	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco
Relazione di calcolo muri a U

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 98 di 109
------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	---------------------

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000046219	-0.002270788	0.422	0.967
2	0.000000000	0.000045691	-0.002267198	0.415	0.959
3	0.000000000	0.000045928	-0.002268813	0.418	0.963
4	0.000000000	0.000045580	-0.002266447	0.414	0.957

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Diam. Legature: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta-
sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	217.00	2216.78	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.038	3.4	17.0(5.7)
2	S	171.00	2198.46	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.030	2.7	17.0(5.7)
3	S	275.00	2206.70	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.033	4.3	17.0(5.7)
4	S	82.00	2194.63	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.028	1.3	17.0(5.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	11.30	-50.0	80.0	-214.1	-33.6	6.8	1600	84.5
2	S	11.04	-50.0	80.0	-210.2	-24.0	6.8	1600	84.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1 Esito della verifica
Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00125	0.00000	0.500	23.4	55	0.00084 (0.00064)	262	0.220 (990.00)	517.10	0.00
2	S	-0.00123	0.00000	0.500	23.4	55	0.00082 (0.00063)	262	0.215 (990.00)	516.20	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	11.30	-50.0	80.0	-214.1	-33.6	6.8	1600	84.5
2	S	11.04	-50.0	80.0	-210.2	-24.0	6.8	1600	84.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00125	0.00000	0.500	23.4	55	0.00084 (0.00064)	262	0.220 (0.40)	517.10	0.00
2	S	-0.00123	0.00000	0.500	23.4	55	0.00082 (0.00063)	262	0.215 (0.40)	516.20	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.08	-50.0	80.0	-189.5	-33.6	6.8	1600	84.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00111	0.00000	0.500	23.4	55	0.00079 (0.00057)	262	0.208 (0.30)	518.59	0.00

12.4.1.3 Sezione S3

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 100 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	----------------------

Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	26
2	-43.2	73.2	26
3	43.2	73.2	26
4	43.2	6.8	26
5	-43.2	11.4	20
6	43.2	11.4	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26
3	5	6	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm

Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N°Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	1	2	3	4

N° Legature: 1

Diam. Legature: 12

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	16	11

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
16	0.0	73.2
11	4.8	6.8

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	513.00	1371.00	0.00	217.00	0.00
2	470.00	1315.00	0.00	296.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	438.00	1020.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 102 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	----------------------

1 438.00 1020.00 (521.23) 0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	420.00	922.00 (523.21)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	513.00	1371.00	0.00	512.95	2097.02	0.00	1.52	84.5(16.0)
2	S	470.00	1315.00	0.00	469.97	2086.66	0.00	1.58	84.5(16.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00141	0.419	50.0	80.0	0.00110	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00140	0.416	50.0	80.0	0.00108	43.2	73.2	-0.00196	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 103 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	----------------------

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000045973	-0.002269116	0.419	0.963
2	0.000000000	0.000045796	-0.002267916	0.416	0.960

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Diam. Legature: 12 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	217.00	2208.26	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.034	3.4	17.0(5.7)
2	S	296.00	2202.15	1093.32	73.2	100.0	2.500	1.031	4.6	17.0(5.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.67	-50.0	80.0	-179.1	-33.6	6.8	1600	84.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Toco Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 4200 003	REV. A	FOGLIO 104 di 109
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	----------------------

k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00105	0.00000	0.500	23.4	55	0.00066 (0.00054)	262	0.174 (990.00)	521.23	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.67	-50.0	80.0	-179.1	-33.6	6.8	1600	84.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00105	0.00000	0.500	23.4	55	0.00066 (0.00054)	262	0.174 (0.40)	521.23	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.76	-50.0	80.0	-160.7	-14.4	6.8	1550	84.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00094	0.00000	0.500	23.4	55	0.00065 (0.00048)	260	0.170 (0.30)	523.21	0.00

12.4.2 Verifiche geotecniche: verifica a carico limite

Il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico che gli viene trasmesso dalle strutture sovrastanti senza che si verifichi rottura e senza che i cedimenti della struttura siano eccessivi.

La verifica a carico limite è eseguita in automatico dal software di calcolo attraverso l'utilizzo di una formula trinomia. Come è noto, in letteratura esistono diverse formule che si differenziano tra loro per l'introduzione di fattori correttivi per tener conto della profondità della fondazione, dell'eccentricità ed inclinazione del carico, ecc.

Nel caso in esame, si sono utilizzate le espressioni dei coefficienti proposti da Brinch-Hansen (1970). Si riportano qui di seguito i risultati ottenuti per la combinazione di carico 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 ($e_B = Mb/N$)

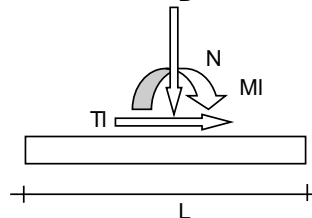
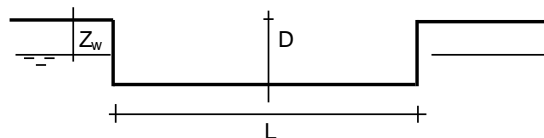
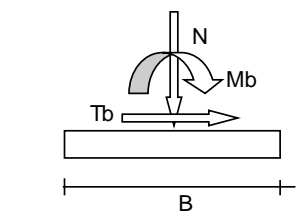
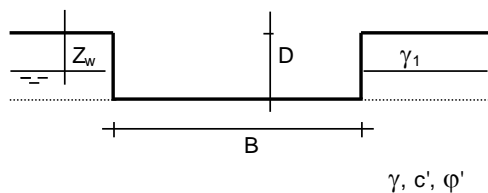
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

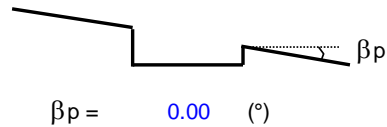
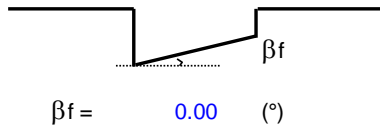
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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	1.00	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 7.30 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	282.00		282.00
Mb [kNm]	494.88		494.88
MI [kNm]			0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 32.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$
 $\varphi' = 32.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 10.00 \text{ (m)}$

$e_B = 1.75 \text{ (m)}$
 $e_L = 0.00 \text{ (m)}$

$B^* = 2.29 \text{ (m)}$
 $L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 146.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 14.66 \text{ (kN/mc)}$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 23.18$

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

$N_c = 35.49$

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

$N_\gamma = 30.21$

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

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

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

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

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

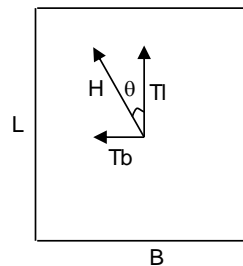
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

$$d_q = 1.40$$

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

$$d_c = 1.41$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4945.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 123.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 4945.87 \geq q = 123.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

13 RIEPILOGO ARMATURE E CALCOLO DELLE INCIDENZE

13.1 SEZIONE A

Elemento	Armatura principale	Armatura secondaria	Armatura a taglio	Incidenza
Piedritti sp. 80cm	1Ø26/10 + 1Ø24/20 lato terreno 1Ø24/20 lato interno	1+1Ø20/20cm	Ø12/20x20	160kg/m ³
Piedritti sp. 130cm	1Ø26/10 + 1Ø26/20 lato terreno 1Ø26/20 lato interno	1+1Ø20/20cm	Ø12/20x20	140kg/m ³
Soletta inferiore	1Ø26/10 + 1Ø26/20 lato inferiore 1Ø26/20 lato superiore	1+1Ø20/20cm	Ø12/20x20	140kg/m ³

13.2 SEZIONE B

Elemento	Armatura principale	Armatura secondaria	Armatura a taglio	Incidenza
Piedritti	1Ø26/10 + 1Ø20/10 lato terreno 1Ø26/20 lato interno	1+1Ø20/20cm	Ø12/20x20	180kg/m ³
Soletta inferiore	1Ø26/10 + 1Ø20/10 lato inferiore 1Ø26/20 lato superiore	1+1Ø20/20cm	Ø12/20x20	180kg/m ³