

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE – ANDORA

OPERE CIVILI

IN25 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro


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 2 5 0 0 0 0 3 A

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

File: IV0100D26CLIN2500003A.docx

n. Elab.

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
4.1	CALCESTRUZZO	8
	4.1.1 Magrone di fondazione C12/15	8
	4.1.2 Struttura in c.a. C32/40.....	8
4.2	ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C	8
5	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	9
6	CODICE DI CALCOLO	11
7	MODELLO CALCOLO	12
7.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	12
7.2	MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA.....	14
7.3	ANALISI DEI CARICHI	15
	7.3.1 Peso proprio	15
	7.3.2 Spinta del terreno	15
7.4	SPINTE DEL TERRENO E DELL'ACQUA	15
	7.4.1 Sovraccarichi di Esercizio.....	18
	7.4.2 Azioni Termiche	18
	7.4.3 Ritiro	19
7.5	AZIONI SISMICHE.....	19
	7.5.1 Pericolosità sismica	19
	7.5.2 Sovrappinta sismica del terreno	23

8	COMBINAZIONI DI CARICO	26
9	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	30
9.1	VERIFICHE ALLO SLU	31
9.1.1	Pressoflessione	31
9.1.2	Taglio.....	32
9.2	VERIFICHE AGLI SLE.....	33
9.2.1	Verifiche alle tensioni.....	33
9.2.2	Verifiche a fessurazione	33
10	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	35
10.1	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	35
10.2	RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	41
10.3	ARMATURE DI PROGETTO.....	42
10.4	VERIFICHE.....	42
10.4.1	Verifiche a pressoflessione e taglio	42
10.4.2	Verifiche geotecniche: verifica a carico limite.....	60
10.4.3	Verifiche di equilibrio (EQU): verifica a galleggiamento	65
11	RIEPILOGO ARMATURE E CALCOLO DELLE INCIDENZE	66

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la verifica della sezione trasversale dei muri a U per la sistemazione idraulica del Rio Castellaro presso il comune di Borghetto Santo Spirito (SV). L'opera, denominata IN25, è realizzata nell'ambito dell'adeguamento della viabilità interferente con il raddoppio della linea Genova - Ventimiglia nella tratta Finale Ligure - Andora.

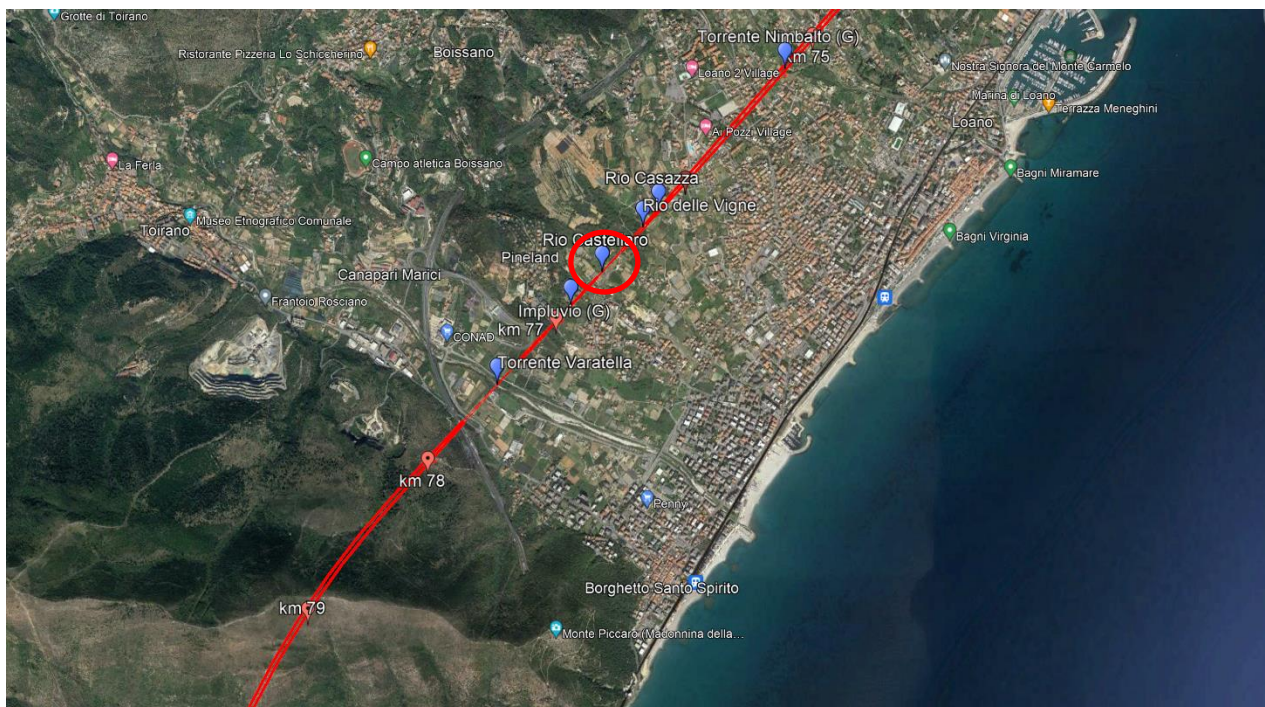


Figura 1: Inquadramento dell'area di intervento

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'intervento di sistemazione idraulica prevede la realizzazione di due scatolari di sottoattraversamento della sede ferroviaria e stradale e un tratto con sezione aperta (muri a U). Nello specifico si individua una sezione di calcolo, con le seguenti caratteristiche:

$S_{INF} = 1.5m$	spessore del solettone di fondazione
$S_1 = S_2 = 1.0m$	spessore dei piedritti
$L_e = 10.0m$	larghezza totale del manufatto
$L_i = 8.0m$	larghezza netta
$H_e = 9.5m$	altezza massima totale del manufatto
$H_i = 8.0m$	altezza massima netta dei muri

Figura 2 – Sezione trasversale

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 stabiliti 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	$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	4.21 MPa
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{cfm} =$	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. m pc	γ kN/mc	ϕ' °	c' kPa	cu kPa	E MPa
-	-						
2	Sabbia limosa ghiaiosa con rari ciottoli	0-3	19,5	34	0	-	35
3	Limo ghiaioso	3-6	19	28	0	40	8
2	Sabbia limosa ghiaiosa con rari ciottoli	6-10	19,5	34	0	-	35

Dai dati di progetto, risulta che l'estradosso dello scatolare si trova a quota piano campagna.

Dalle indagini geotecniche è stata desunta una quota di falda posta circa a profondità minima di 4.5 metri da p.c. e, pertanto, risulta parzialmente interferente con l'opera.

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 $V_{S,30} = 427\text{m/s}$. Il terreno di fondazione rientra quindi in categoria stratigrafica B.

Prova	$V_s(\text{eq})$	Suolo
MASW 17	427	B

Nel software di calcolo, per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfiamento, 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:

$$K = \frac{0.6SE}{1-\nu^2} \sqrt{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

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

E_terr	35	MPa
v	0.25	-
h_fond	1.5	m
b_fond	1	m
Jfond	0.28125	m ⁴
fck	32	MPa
E_fond	33345.76	MPa
K	15229	kN/m ³

Si assume un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_w = 15000 \text{ kN/m}^3$. In base a tale valore ricavano le rigidezze delle singole molle nel modello 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

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}	10.0	m
Larghezza utile	L_{int}	8.00	m
Larghezza di calcolo	L	9.00	m
Spessore parte inferiore piedritti	$S_{p,1}$	1.30	m
Altezza parte inferiore piedritti	$H_{p,1}$	4.00	m
Spessore parte superiore piedritti	$S_{p,2}$	0.60	m
Altezza parte inferiore piedritti	$H_{p,2}$	4.00	M
Spessore fondazione	S_f	1.50	m
Altezza totale	H_{tot}	9.50	m
Altezza libera	H_{int}	8.00	m
Altezza di calcolo	H	8.75	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.

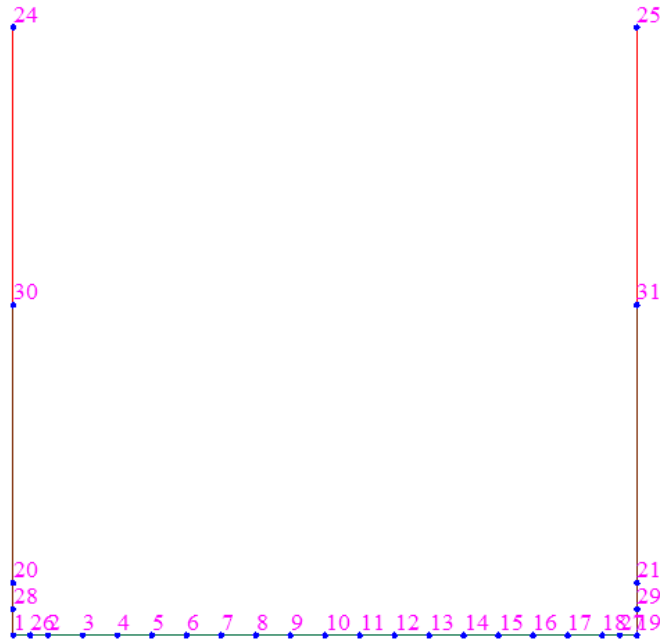


Figura 3: Numerazione dei nodi nel modello strutturale

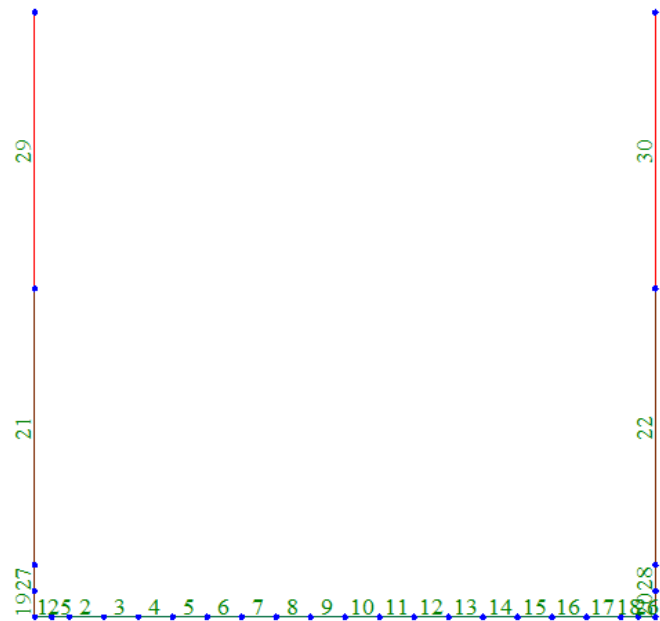


Figura 4: Numerazione dei frame nel modello strutturale

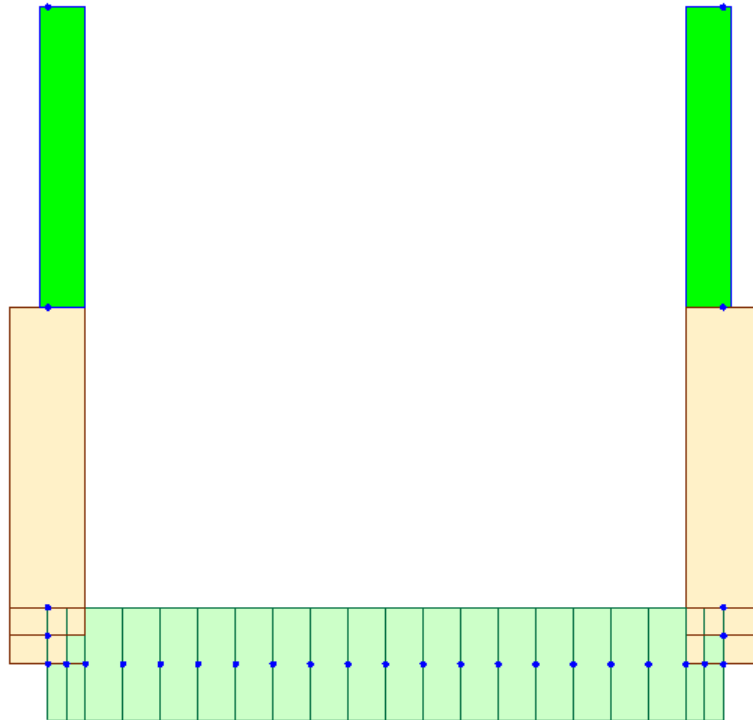


Figura 5: Vista del modello strutturale con spessore degli elementi

7.2 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA

Si assume un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_s = 15000 \text{ kN/m}^3$, in base al quale ricavano i valori delle singole molle.

La soletta inferiore viene suddivisa in 18 segmenti di pari lunghezza, ossia 19 nodi (numerazione da 1 a 19) ai quali sono assegnate le seguenti molle verticali. Considerata la profondità unitaria del modello ($B=1,0\text{m}$), si ha:

Molla centrale

$$K_{10} = K_s \cdot (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/18 = 8333\text{kN/m}$$

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

$$K_1 = K_{19} = 2 \cdot K_s \cdot [(S_p/2 + L_{int} + S_p/2) / 18/2 + (S_p/2)] = 23333\text{kN/m}$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 2÷18 (eccetto nodo 10) come da letteratura si assumono:

$$K_{2-18} = 1.5 \cdot K_{10} = 12500\text{kN/m}$$

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 ($\gamma_{clis} = 25 \text{ kN/m}^3$).

7.3.2 Spinta del terreno

7.4 SPINTE DEL TERRENO E DELL'ACQUA

Nel caso in esame a monte della parete è presente la falda a partire da 4.5m dal piano di campagna. Come descritto in precedenza, l'estradosso dell'opera si trova in corrispondenza del p.c., quindi la falda si considera a quota -4.5m dall'estradosso della struttura.

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:

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

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno e $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ 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.

Le caratteristiche assunte per il terreno, ponendo $z=0$ al piano campagna, sono le seguenti.

	Z	γ [kN/m ³]	Falda	φ' [°]	$K_0 = 1 - \sin\varphi$
Ug2	0 ÷ -3	19.5	No	34	0.44
Ug3	-3 ÷ -4.5	19	No	28	0.53
	-4.5 ÷ -5.0	9	Sì	28	0.53
Ug2	-5.0 ÷ -9.5	9.5	Sì	34	0.44

Le spinte del terreno sulla parete verticale sono le seguenti:

Cond. STR

$p_{z=0} =$	0.0	kN/m	Pressione in sommità al piedritto
$p_{z=-3m} =$	25.7	kN/m	Pressione alla profondità dell'Ug 3
$p_{z=-4.5m} =$	46.1	kN/m	Pressione in corrispondenza della falda
$p_{z=-5m} =$	48.5	kN/m	Pressione alla profondità dell'Ug 2
$p_{z=-8.75m} =$	55.9	kN/m	Pressione in asse soletta inferiore
$P_{z=-9.5m} =$	58.0	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 estremità.

Carico concentrato sui nodi 1 e 19

Nodi inf.	$1/2 * (p_{z=-8.75m} + p_{z=-9.5m}) * S_i/2$	42.7	kN	Spinta semispessore soletta inferiore
-----------	--	------	----	---------------------------------------

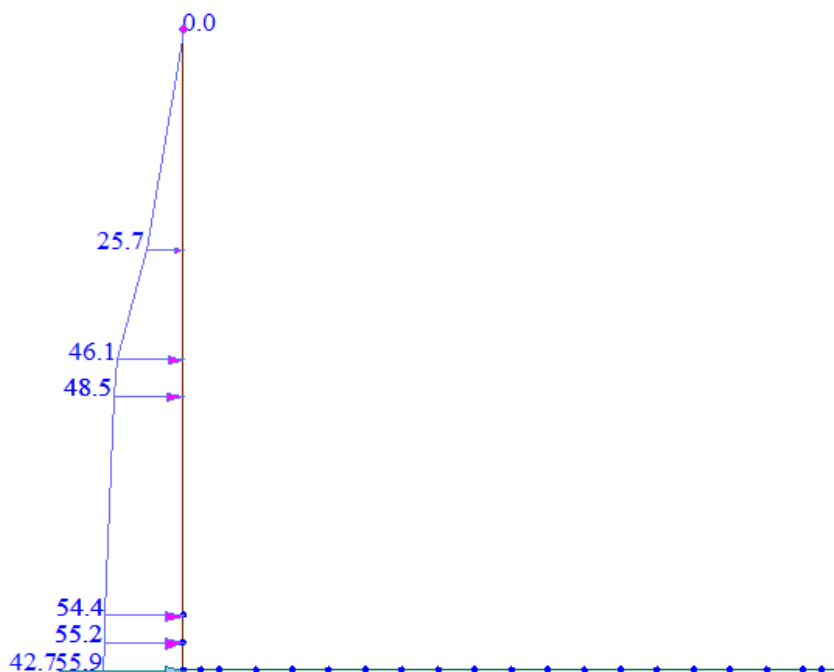


Figura 6: Spinte del terreno

Le spinte dell'acqua (quota falda -4.5m da p.c.) sulle pareti verticali e sul fondo sono le seguenti:

Cond. SAq			
$p_{z=0} =$	0.0	kN/m	Pressione in sommità al piedritto
$p_{z=-4.5m} =$	0.0	kN/m	Pressione in corrispondenza della falda
$p_{z=-8.75m} =$	42.5	kN/m	Pressione in asse soletta inferiore
$P_{z=-9.5m} =$	50.0	kN/m	Pressione intradosso soletta inferiore

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

Carico concentrato sui nodi 1 e 19				
Nodi inf.	$1/2 * (p_{z=-8.75} + p_{z=-9.5}) * S_f/2$	34.7	kN	Spinta semispessore soletta inferiore
	$p_{z=-9.5} * S_f/2$	25.0	kN	Sottospinta semispessore piedritto

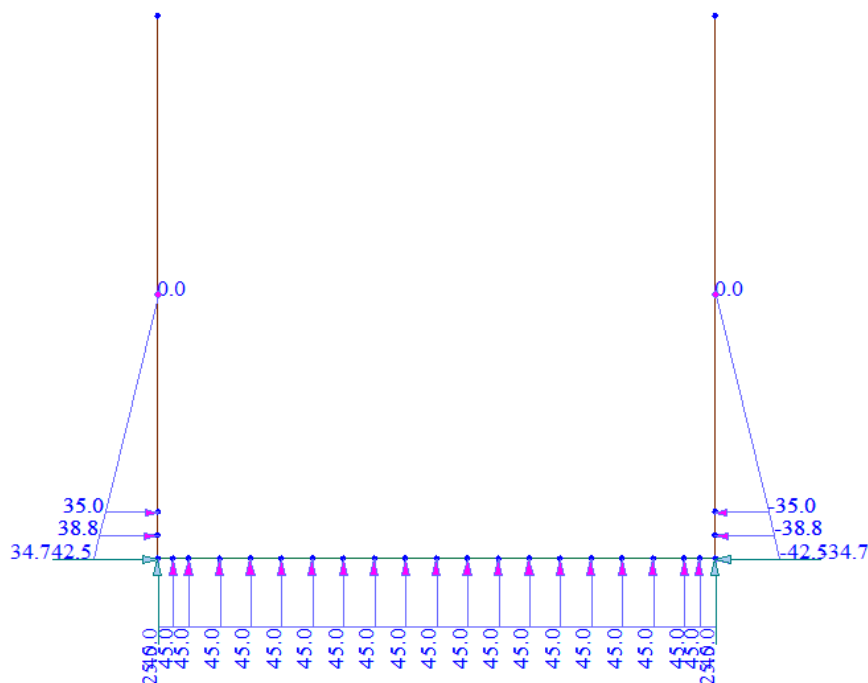


Figura 7: Spinta idrostatica

7.4.1 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:

$$p_{Ug2} = k_0 \cdot q = 4.4\text{kN/m}^2$$

$$p_{Ug3} = k_0 \cdot q = 5.3\text{kN/m}^2$$

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 19				
Nodi inf.	$p \cdot S_i/2$	3.3	kN	Sovraccarico semispessore soletta inferiore

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

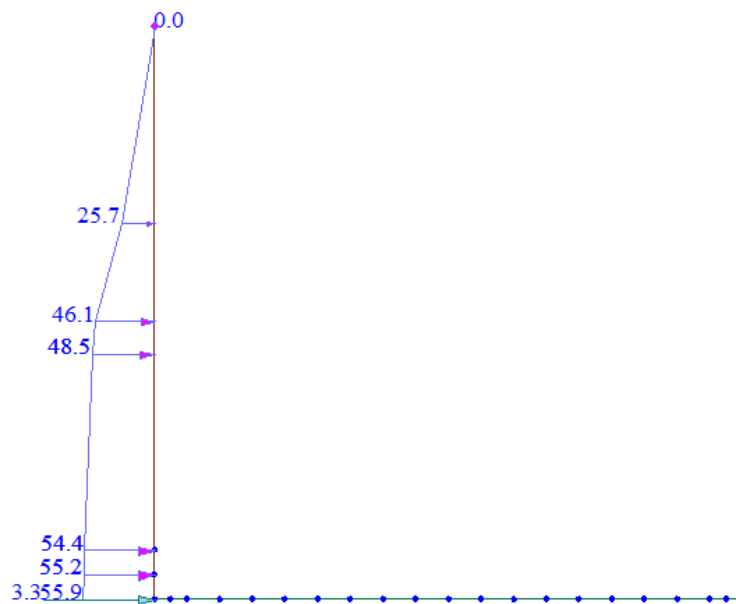


Figura 8: Sovraccarico su un lato del manufatto

7.4.2 Azioni Termiche

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

7.4.3 Ritiro

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

7.5 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).

7.5.1 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.

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

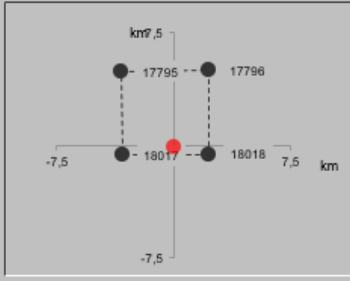
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito




Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione



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

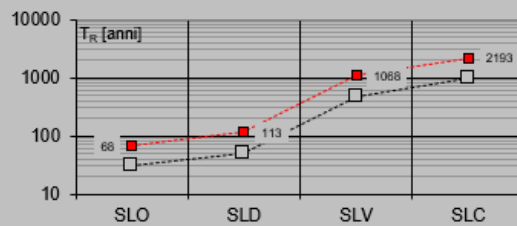
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

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;

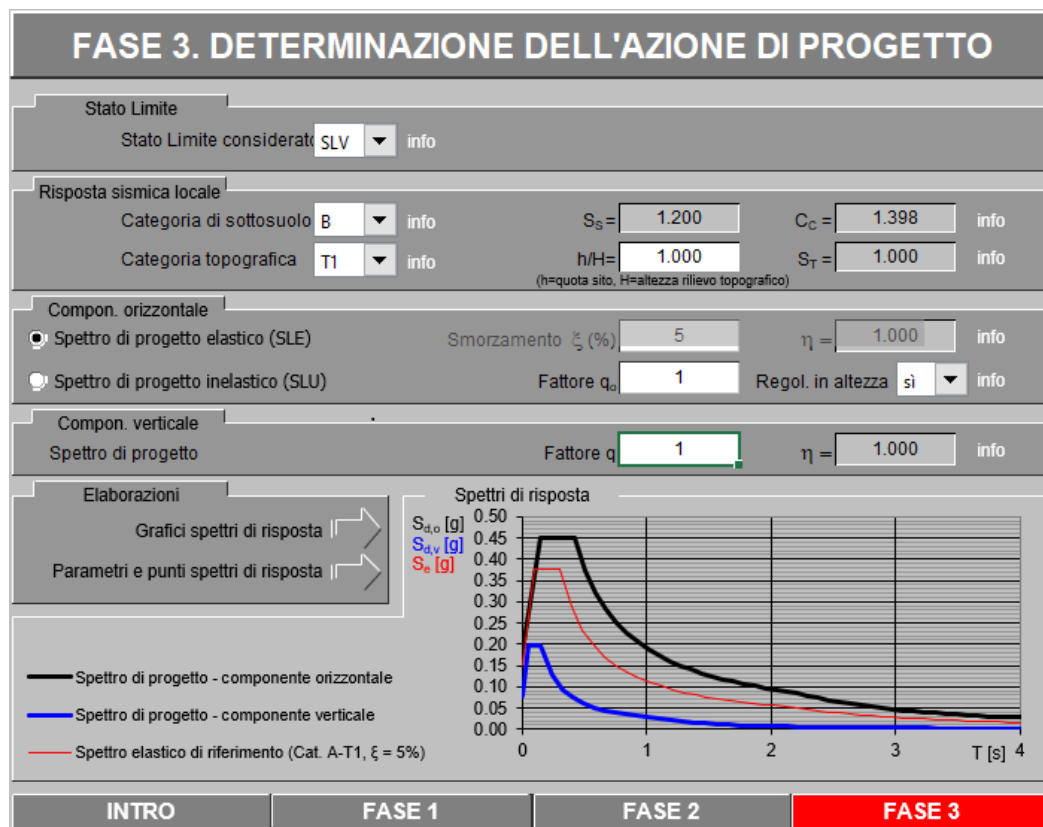
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.037	2.542	0.212
SLD	113	0.050	2.525	0.243
SLV	1068	0.152	2.472	0.301
SLC	2193	0.203	2.495	0.315

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 coefficiente stratigrafico e topografico

- Coefficiente stratigrafico $S_S = 1.20$
- Coefficiente topografico $S_T = 1.00$



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}	=	0.152	g
β_m	=	1.00	Struttura che non subisce spostamenti
K_h	=	0.182	coeff. sismico orizzontale
K_v	=	0.091	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.

7.5.2 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:

$$q_E = (\gamma_a + \gamma'_t) \cdot H_t \cdot k_h = 33.7 \text{ kN/m}^2$$

Con:

$$\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$$

$$\gamma'_t = 9.5\text{kN/m}^3$$

$$H_t = 9.5\text{m} \text{ altezza totale della struttura}$$

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		
$q_E * S_i / 2$	25.3	kN

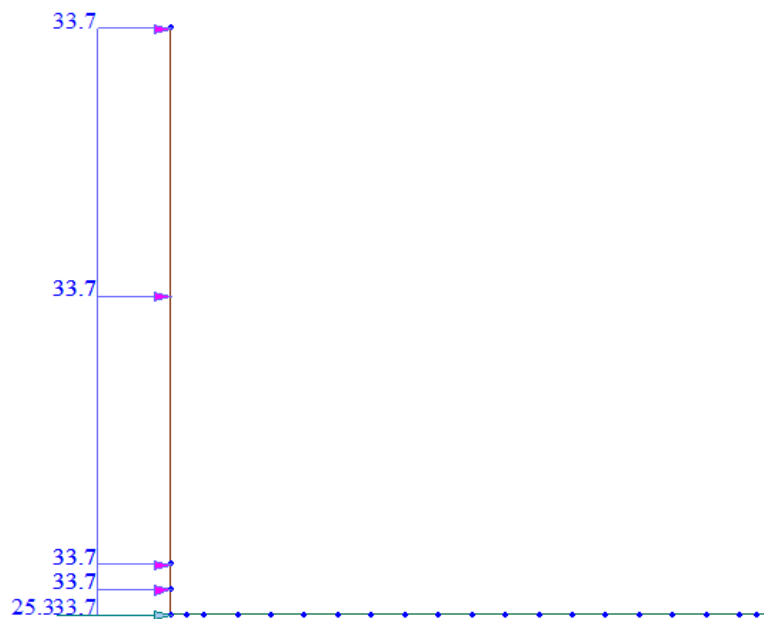


Figura 9: Sovrappinta sismica del terreno



ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA IVREA AOSTA
PROGETTO DEFINITIVO

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

COMMESSA
IV01

LOTTO
00

CODIFICA
D 26 CL

DOCUMENTO
IN 2500 003

REV.
A

FOGLIO
25 di 66

8 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.

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 28 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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_G

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	Sacqua	Sterre SX	Sterre DX	Qacc SX	Qacc DX	ST-Ex	Ex	Ez
SLU 1	1.3	1.3	1.3	1	1.5	0	0	0	0
SLU 2	1.3	1.3	1.3	1	1.5	1.5	0	0	0
SLU 3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0
SLU 4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0
SLU 5	1	1	1.3	1	1.5	0	0	0	0
SLU 6	1	1	1.3	1	1.5	1.5	0	0	0
SLU 7	1	1	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0
SLU 8	1	1	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0
SLU 9	1	1.3	1.3	1	1.5	0	0	0	0
SLU 10	1	1.3	1.3	1	1.5	1.5	0	0	0
SLU 11	1	1.3	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0
SLU 12	1	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	0	0
SLV 1	1	1	1	1	0	0	1	1	0.3
SLV 2	1	1	1	1	0	0	1	1	-0.3
SLV 3	1	1	1	1	0	0	0.3	1	1
SLV 4	1	1	1	1	0	0	0.3	1	-1
SLE R1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
SLE R2	1	1	1	1	1	1	0	0	0
SLE R3	1	1	1	1	1	0	0	0	0
SLE R4	1	1	1	1	1	1	0	0	0
SLE QP	1	1	1	1	0	0	0	0	0

9 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:

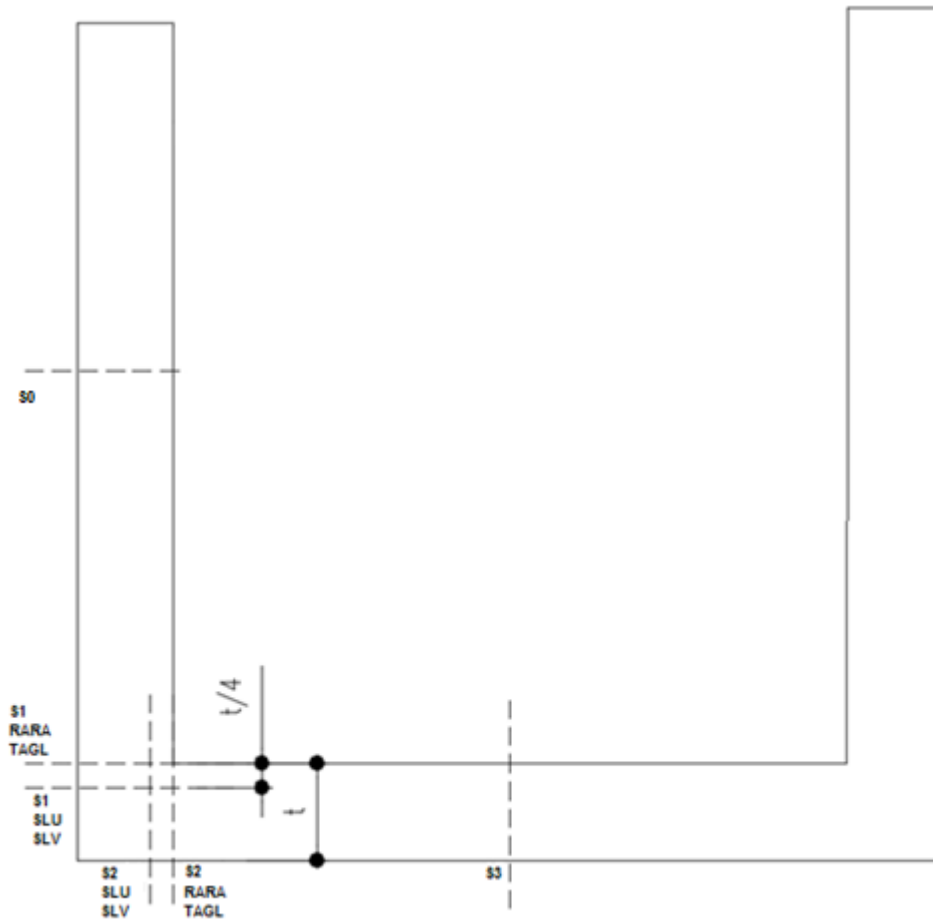


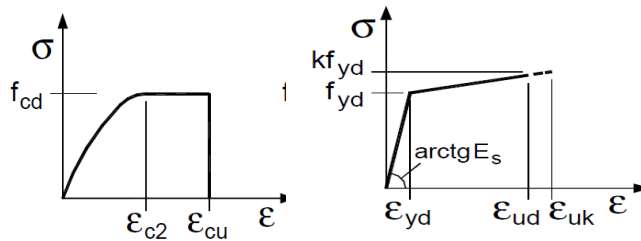
Figura 10: Sezioni di verifica

La sezione di verifica S0 è posta in corrispondenza della rastremazione dei piedritti.

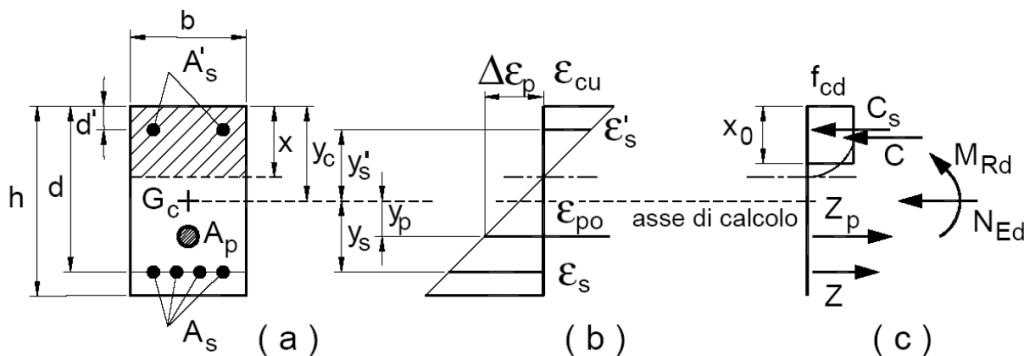
9.1 VERIFICHE ALLO SLU

9.1.1 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.

9.1.2 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;

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 33 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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

9.2 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.

9.2.1 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 $0,75 f_{yk}$

9.2.2 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.

10 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

10.1 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.

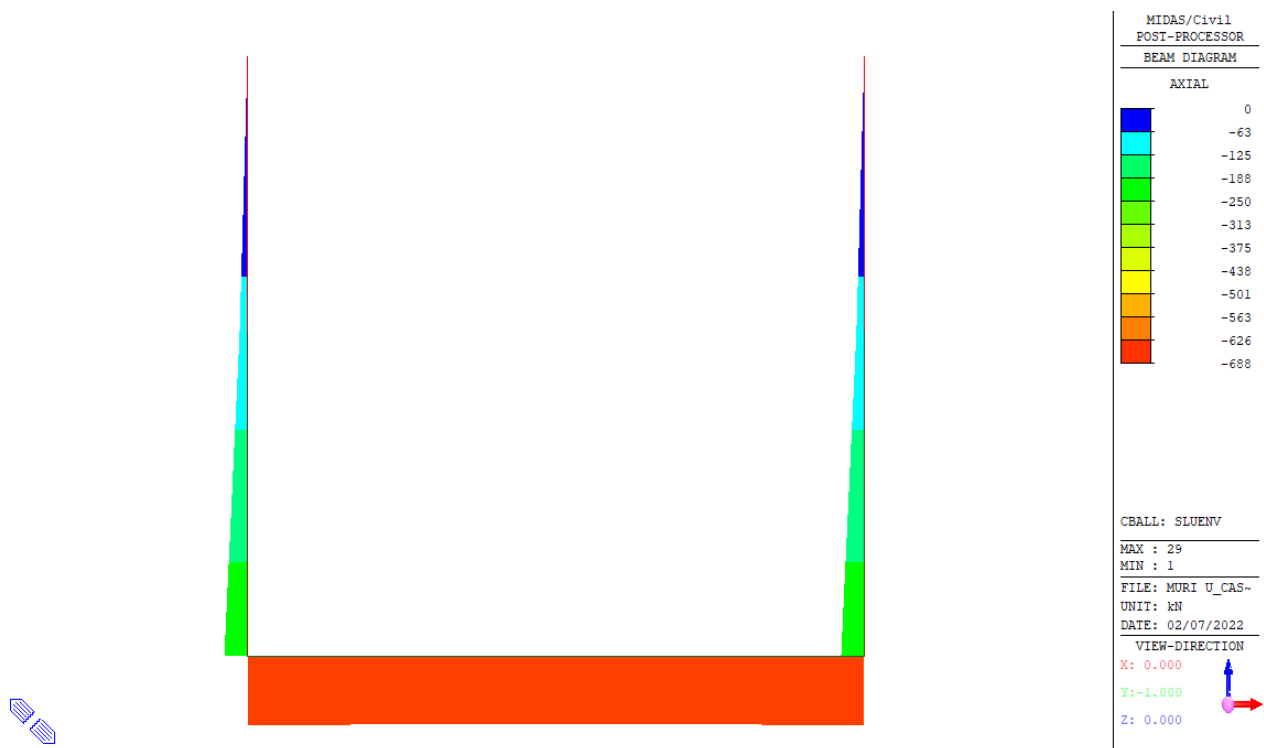


Figura 11 – Inviluppo Sforzo Normale SLU

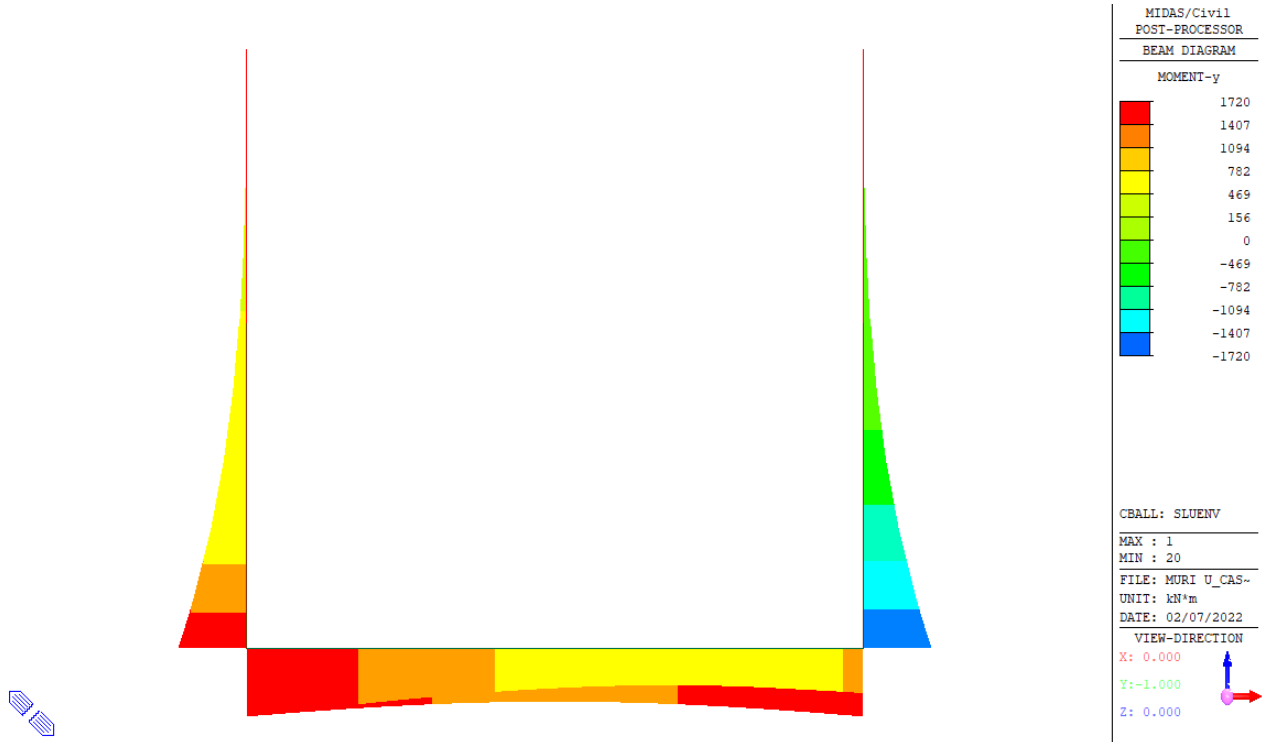


Figura 12 – Involuppo Momento Flettente SLU

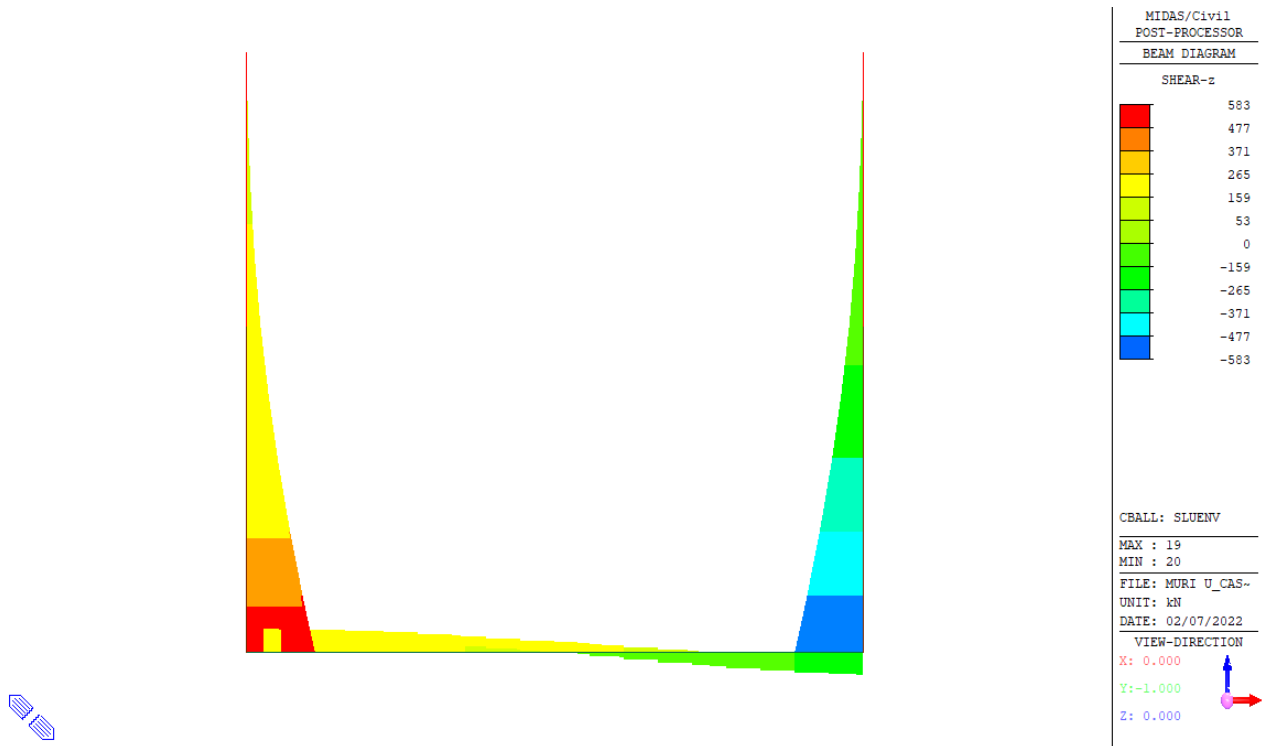


Figura 13 – Involuppo Taglio SLU

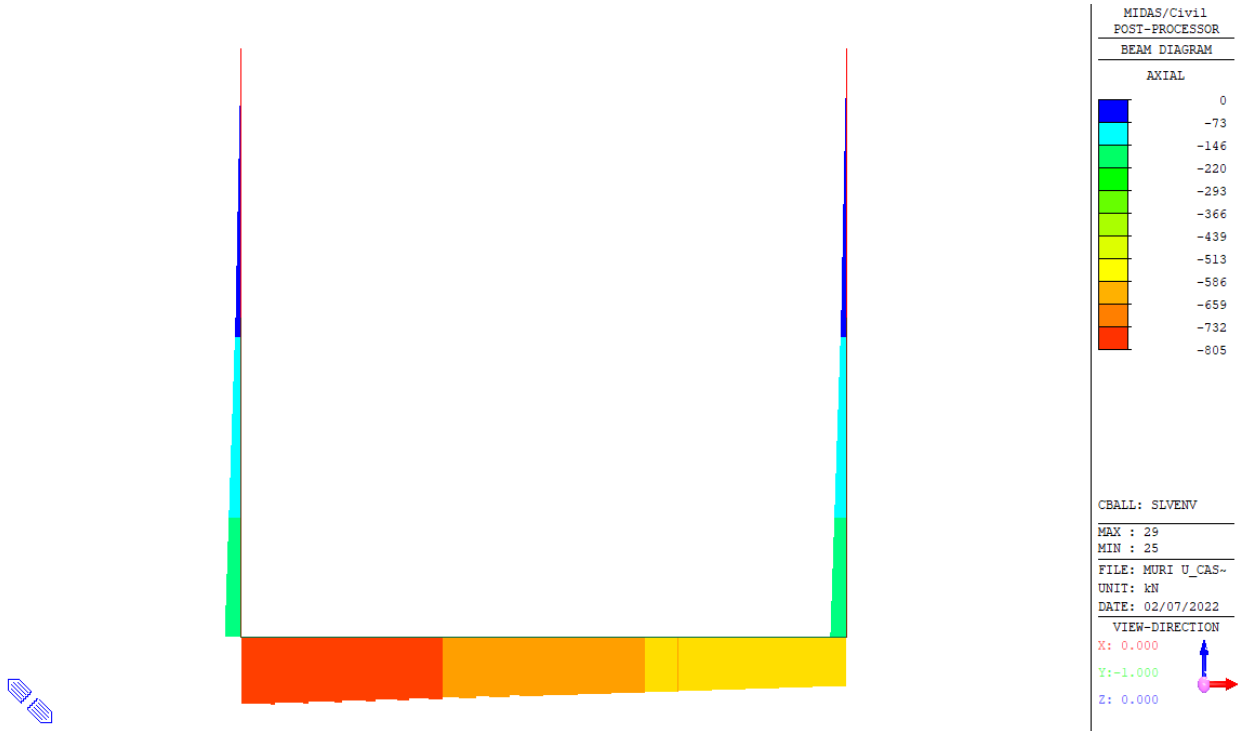


Figura 14 – Involuppo Sforzo Normale SLV

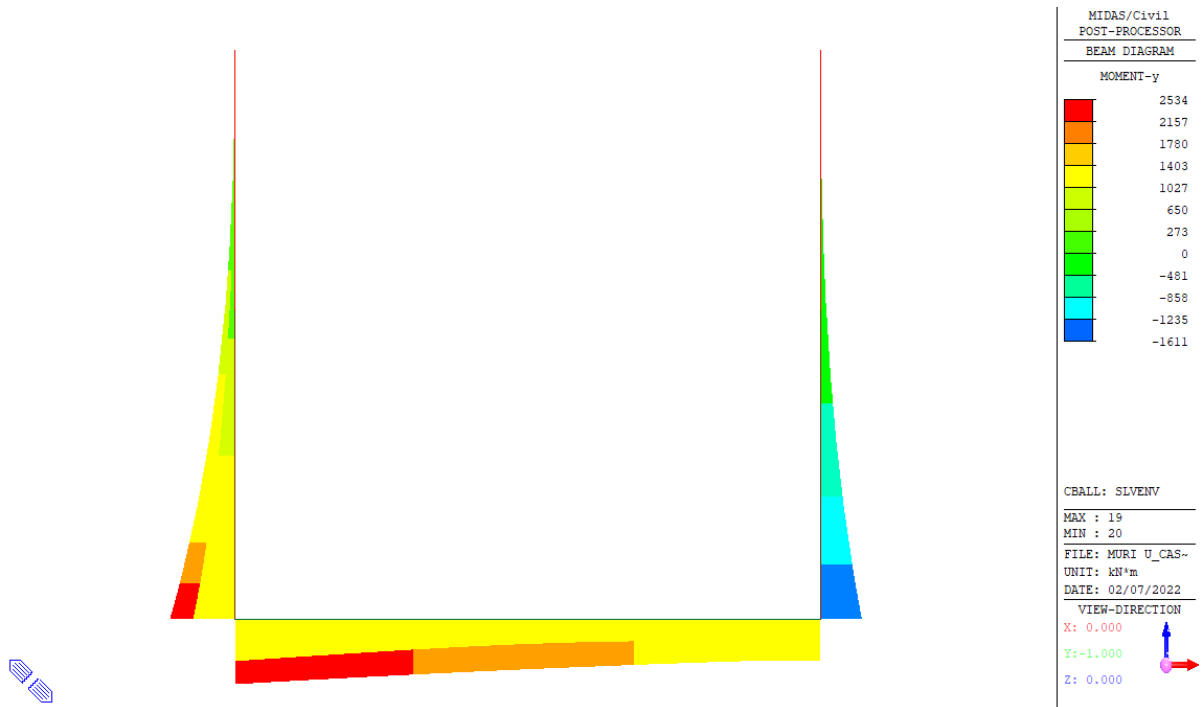


Figura 15 – Involuppo Momento Flettente SLV

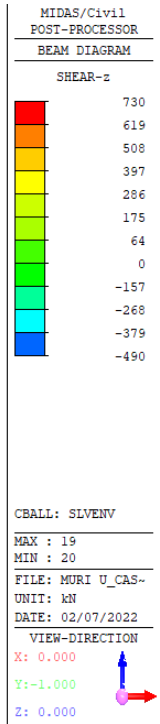
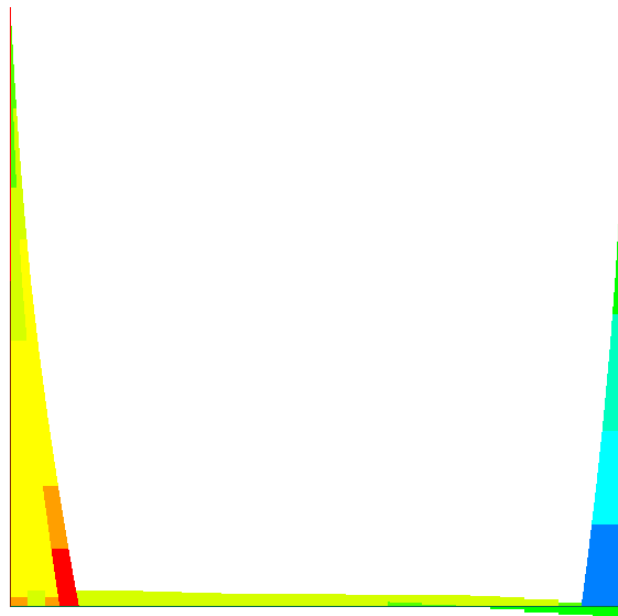


Figura 16 – Involuppo Taglio SLV

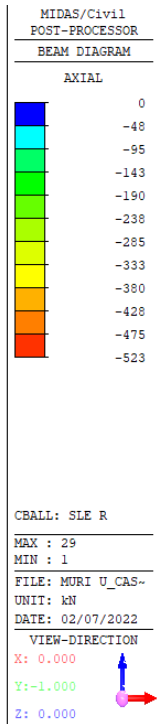
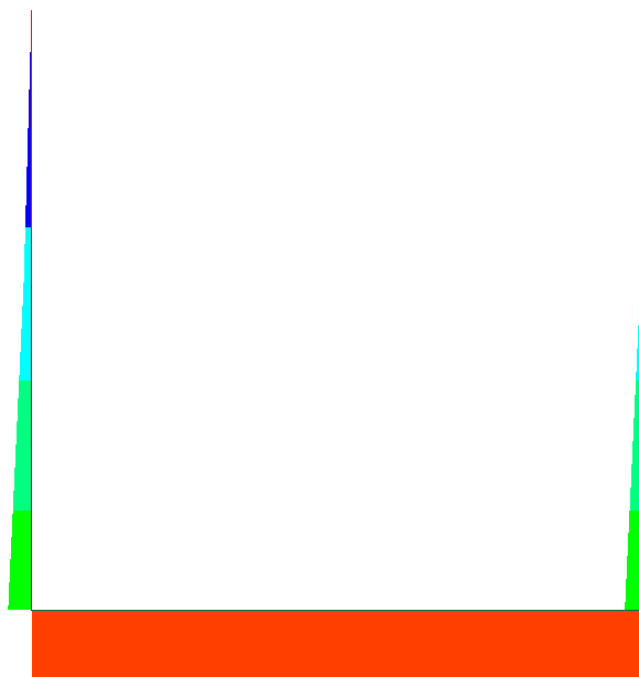


Figura 17 – Involuppo Sforzo Normale SLE-R

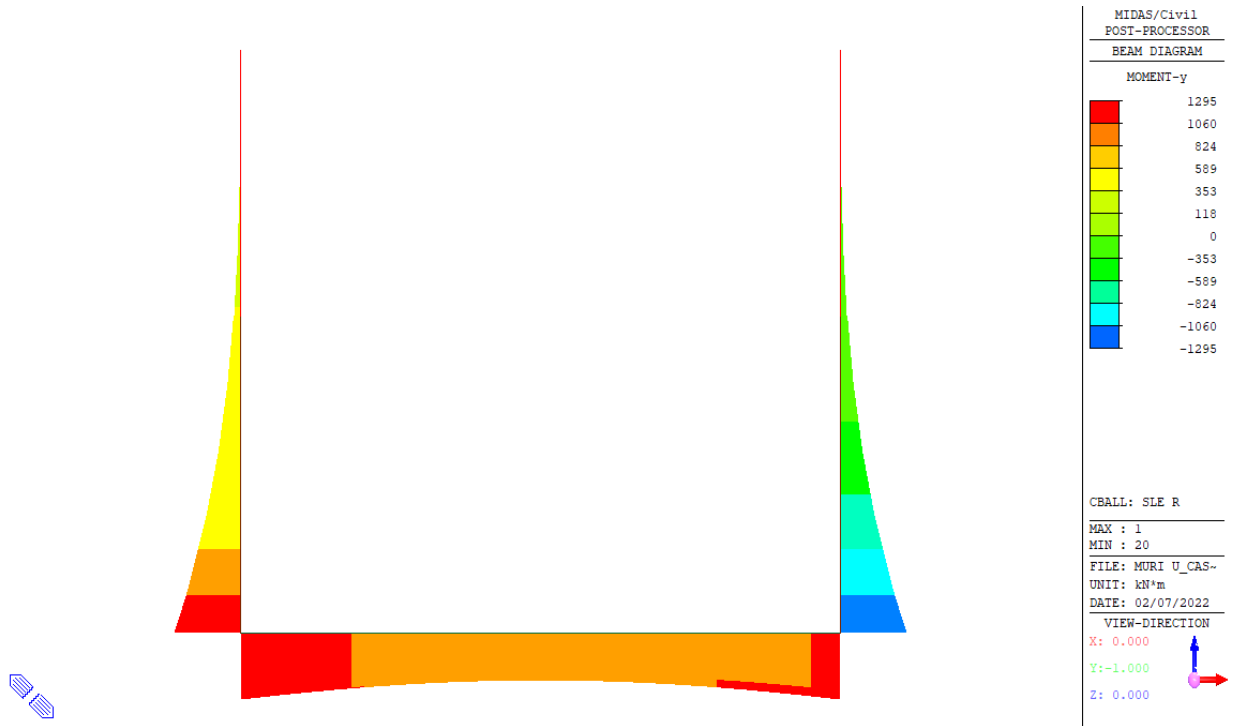


Figura 18 – Involuppo Momento Flettente SLE-R

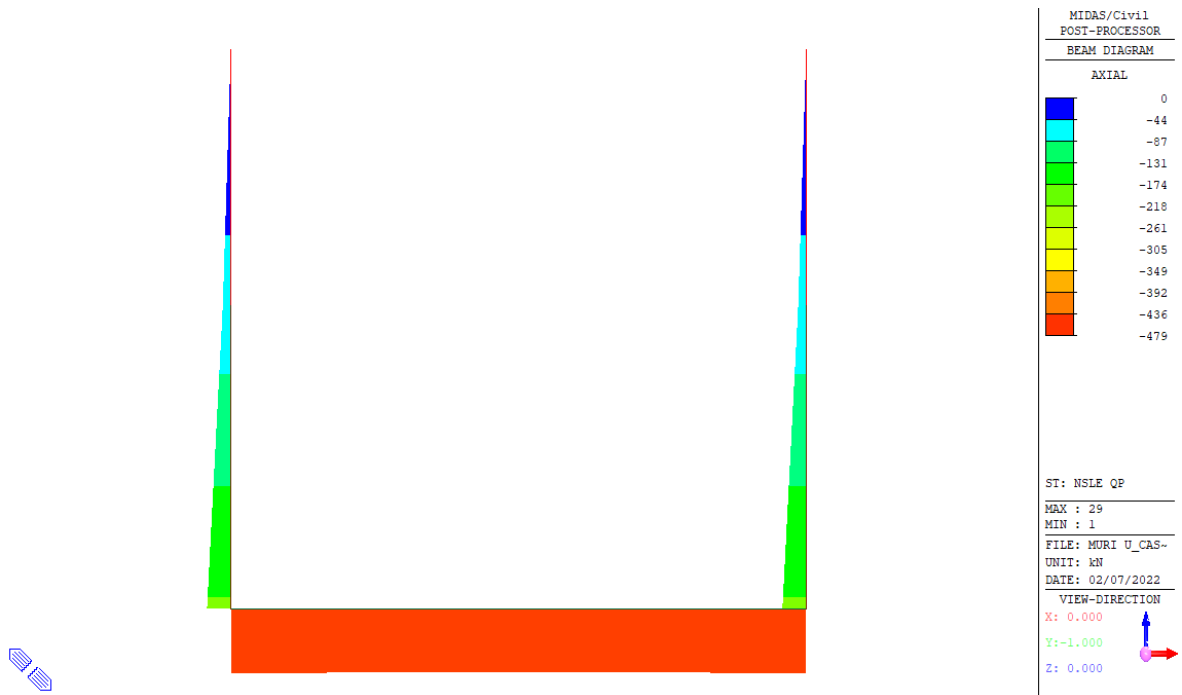


Figura 19 – Involuppo Sforzo Normale SLE-QP

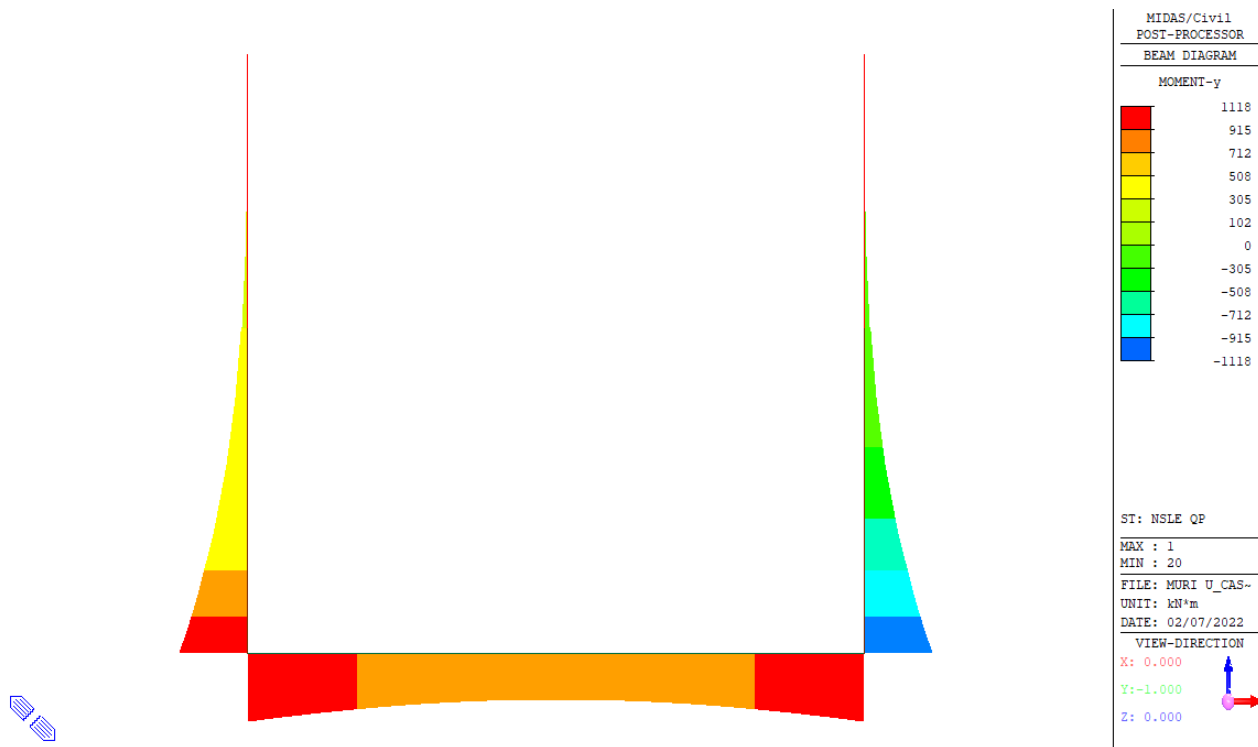


Figura 20 – Involuppo Momento Flettente SLE-QP

10.2 RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

S0	N	M	V	S1	N	M	V
	(kN)	(kNm)	(kN)		(kN)	(kNm)	(kN)
SLU	-60	173	120	SLU	-169	1510	487
	-60	173	-120		-169	1510	-487
SLV	-55	384	217	SLV	-154	2270	630
	-55	218	-131		-154	1435	-418
SLE R	-60	128		SLE R	-160	992	
	-60	128			-160	992	
SLE QP	-60	92		SLE QP	-160	844	
S2	N	M	V	S3	N	M	V
	(kN)	(kNm)	(kN)		(kN)	(kNm)	(kN)
SLU	-603	1467	167	SLU	-565	1341	85
	-500	1680	-185				
SLV	-560	2253	157	SLV	-528	1950	129
	-475	1607	-119				
SLE R	-510	1001		SLE R	-500	924	
	-484	1223					
SLE QP	-479	1048		SLE QP	-479	759	

10.3 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 $S_p = 0.60m$	1+1Ø24/20	-
PIEDRITTI $S_p = 1.00m$	1Ø26/10 + 1Ø26/20 lato terreno (2 strati) 1Ø24/20 lato interno	spilli 3Ø12/20
FONDAZIONE	1Ø26/10 lato terreno 1Ø24/20 lato interno	-

Nella parte superiore dei piedritti e nella soletta inferiore, pur non essendo necessaria armatura specifica a taglio ai fini delle verifiche strutturali, si prevede comunque la disposizione di spilli 3Ø12/40cm.

10.4 VERIFICHE

10.4.1 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 §9. 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 §9, considerando, ove necessario, entrambi i lati dello scatolare.

10.4.1.1 Sezione S0

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 43 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	53.2	24
3	43.2	53.2	24
4	43.2	6.8	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	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 44 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	60.00	173.00	0.00	120.00	0.00
2	55.00	384.00	0.00	217.00	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	60.00	128.00	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	60.00	128.00 (235.68)	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

N°Comb.	N	Mx	My
1	60.00	92.00 (240.71)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.2 cm

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

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 45 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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 (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	60.00	173.00	0.00	60.14	440.78	0.00	2.55	22.6(10.7)
2	S	55.00	384.00	0.00	55.19	439.65	0.00	1.14	22.6(10.7)

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	0.00069	0.259	-50.0	60.0	0.00035	-43.2	53.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00068	0.259	-50.0	60.0	0.00035	-43.2	53.2	-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	0.000049663	-0.002294211	0.259	0.764
2	0.000000000	0.000049623	-0.002293933	0.259	0.764

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	120.00	256.87	53.2	100.0	0.0043	0.10
2	S	217.00	256.20	53.2	100.0	0.0043	0.09

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 46 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	3.01	-50.0	60.0	-105.3	0.0	6.8	1450	22.6

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00062	0.00000	0.500	24.0	56	0.00032 (0.00032)	452	0.143 (990.00)	235.68	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	3.01	-50.0	60.0	-105.3	0.0	6.8	1450	22.6

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	-0.00062	0.00000	0.500	24.0	56	0.00032 (0.00032)	452	0.143 (0.40)	235.68	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	2.17	-50.0	60.0	-72.2	-43.2	6.8	1450	22.6

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	-0.00043	0.00000	0.500	24.0	56	0.00022 (0.00022)	452	0.098 (0.30)	240.71	0.00

10.4.1.2 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
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	100.0
3	50.0	100.0
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	93.2	26
3	43.2	93.2	26
4	43.2	6.8	26
5	-43.2	11.4	26
6	43.2	11.4	26

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 48 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	3	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: 8

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	93.2
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	169.00	1510.00	0.00	630.00	0.00
2	154.00	2270.00	0.00	418.00	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
---------	---	----	----

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 49 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

1 160.00 992.00 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	160.00	992.00 (747.85)	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	160.00	884.00 (750.50)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.0 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	169.00	1510.00	0.00	169.28	2519.62	0.00	1.67	79.6(20.0)
2	S	154.00	2270.00	0.00	154.25	2514.59	0.00	1.11	79.6(20.0)

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.)



ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA IVREA AOSTA
PROGETTO DEFINITIVO

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 50 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	0.00108	0.355	50.0	100.0	0.00086	43.2	93.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00107	0.354	50.0	100.0	0.00085	43.2	93.2	-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	0.000032557	-0.002177884	0.355	0.884
2	0.000000000	0.000032518	-0.002177620	0.354	0.883

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 / 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	S	630.00	2743.31	1134.26	93.2	100.0	2.500	1.009	7.7	13.8(2.5)
2	S	418.00	2741.14	1134.26	93.2	100.0	2.500	1.008	5.1	13.8(2.5)

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	6.21	-50.0	100.0	-148.9	-14.4	6.8	2100	79.6

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 51 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{ eff}}$ [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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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	-0.00083	0.00000	0.500	26.0	55	0.00045 (0.00045)	304	0.136 (990.00)	747.85	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	6.21	-50.0	100.0	-148.9	-14.4	6.8	2100	79.6

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	-0.00083	0.00000	0.500	26.0	55	0.00045 (0.00045)	304	0.136 (0.40)	747.85	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	5.55	-50.0	100.0	-131.7	-14.4	6.8	2100	79.6

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	-0.00074	0.00000	0.500	26.0	55	0.00046 (0.00040)	304	0.139 (0.30)	750.50	0.00

10.4.1.3 Sezione S2

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 52 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	150.0
3	50.0	150.0
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	143.2	24
3	43.2	143.2	24
4	43.2	6.8	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	26
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 53 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	603.00	1467.00	0.00	167.00	0.00
2	500.00	1680.00	0.00	185.00	0.00
3	560.00	2253.00	0.00	157.00	0.00
4	475.00	1607.00	0.00	119.00	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	510.00	1001.00	0.00
2	484.00	1223.00	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	510.00	1001.00 (1634.20)	0.00 (0.00)
2	484.00	1223.00 (1579.52)	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	479.00	1048.00 (1608.53)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate



ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA IVREA AOSTA
PROGETTO DEFINITIVO

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 54 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 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 (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	603.00	1467.00	0.00	602.73	3081.93	0.00	2.09	53.1(26.9)
2	S	500.00	1680.00	0.00	500.00	3024.31	0.00	1.79	53.1(26.9)
3	S	560.00	2253.00	0.00	559.82	3057.91	0.00	1.35	53.1(26.9)
4	S	475.00	1607.00	0.00	475.06	3010.26	0.00	1.87	53.1(26.9)

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	0.00074	0.275	-50.0	150.0	0.00061	-43.2	143.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00072	0.270	-50.0	150.0	0.00060	-43.2	143.2	-0.00196	-43.2	6.8
3	0.00073	0.273	-50.0	150.0	0.00061	-43.2	143.2	-0.00196	-43.2	6.8
4	0.00072	0.269	-50.0	150.0	0.00059	-43.2	143.2	-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	0.000018839	-0.002084606	0.275	0.783
2	0.000000000	0.000018710	-0.002083726	0.270	0.777
3	0.000000000	0.000018785	-0.002084239	0.273	0.781
4	0.000000000	0.000018678	-0.002083511	0.269	0.776

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

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

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 55 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	167.00	631.39	143.2	100.0	0.0037	0.40
2	S	185.00	616.64	143.2	100.0	0.0037	0.33
3	S	157.00	625.24	143.2	100.0	0.0037	0.37
4	S	119.00	613.06	143.2	100.0	0.0037	0.32

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	3.75	-50.0	150.0	-103.3	4.8	6.8	1700	53.1
2	S	4.53	-50.0	150.0	-136.8	-43.2	6.8	1700	53.1

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
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	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	-0.00055	0.00000	0.500	26.0	55	0.00031 (0.00031)	329 0.102 (990.00)		1634.20	0.00
2	S	-0.00073	0.00000	0.500	26.0	55	0.00041 (0.00041)	329 0.135 (990.00)		1579.52	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	3.75	-50.0	150.0	-103.3	4.8	6.8	1700	53.1
2	S	4.53	-50.0	150.0	-136.8	-43.2	6.8	1700	53.1

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

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 56 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00055	0.00000	0.500	26.0	55	0.00031 (0.00031)	329	0.102 (0.40)	1634.20	0.00
2	S	-0.00073	0.00000	0.500	26.0	55	0.00041 (0.00041)	329	0.135 (0.40)	1579.52	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	3.91	-50.0	150.0	-112.3	-43.2	6.8	1700	53.1

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	-0.00060	0.00000	0.500	26.0	55	0.00034 (0.00034)	329	0.111 (0.30)	1608.53	0.00

10.4.1.4 Sezione S3

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 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 β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 57 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
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	143.2	24
3	43.2	143.2	24
4	43.2	6.8	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	26
2	2	3	3	24

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	565.00	1341.00	0.00	85.00	0.00
2	528.00	1950.00	0.00	129.00	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	500.00	924.00	0.00

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

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 58 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	500.00	924.00 (1650.09)	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	479.00	759.00 (1697.02)	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: 7.0 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 (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	565.00	1341.00	0.00	565.18	3060.91	0.00	2.27	53.1(26.9)
2	S	528.00	1950.00	0.00	528.00	3040.06	0.00	1.56	53.1(26.9)

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.)

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 59 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00073	0.273	-50.0	150.0	0.00061	-43.2	143.2	-0.00196	-43.2	6.8
2	0.00073	0.271	-50.0	150.0	0.00060	-43.2	143.2	-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	0.000018792	-0.002084285	0.273	0.781
2	0.000000000	0.000018745	-0.002083966	0.271	0.779

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d Altezza utile sezione [cm]
bw Larghezza minima sezione [cm]
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	85.00	625.95	143.2	100.0	0.0037	0.38
2	S	129.00	620.65	143.2	100.0	0.0037	0.35

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	3.48	-50.0	150.0	-93.2	-14.4	6.8	1700	53.1

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; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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]

IN42 – Sistemazione idraulica Rio Castellaro Relazione di calcolo muri a U	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN 2500 003	REV. A	FOGLIO 60 di 66
---	------------------	-------------	---------------------	--------------------------	-----------	--------------------

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	-0.00050	0.00000	0.500	26.0	55	0.00028 (0.00028)	329	0.092 (990.00)	1650.09	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	3.48	-50.0	150.0	-93.2	-14.4	6.8	1700	53.1

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	-0.00050	0.00000	0.500	26.0	55	0.00028 (0.00028)	329	0.092 (0.40)	1650.09	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	2.88	50.0	150.0	-71.6	-43.2	6.8	1700	53.1

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	-0.00039	0.00000	0.500	26.0	55	0.00021 (0.00021)	329	0.071 (0.30)	1697.02	0.00

10.4.2 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 ($e_B = Mb/N$)

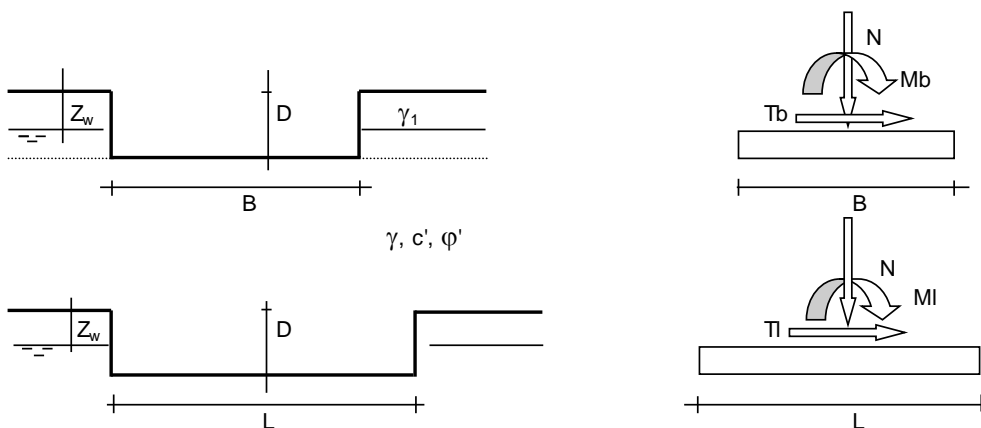
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

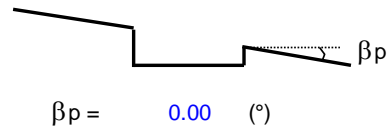
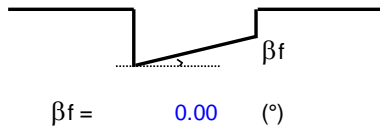
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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 = 10.30 (m)
L = 100.00 (m)
D = 9.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	221.03		221.03
Mb [kNm]	921.91		921.91
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

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

$e_B = 4.17 \text{ (m)}$
 $e_L = 0.00 \text{ (m)}$

$B^* = 1.96 \text{ (m)}$
 $L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 180.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.97 \text{ (kN/mc)}$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 23.18$

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

$N_c = 35.49$

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

$N_\gamma = 30.21$

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)

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

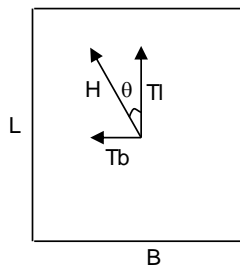
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

$$d_q = 1.40$$

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

$$d_c = 1.42$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 6019.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 112.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 6019.78 \geq q = 112.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

10.4.3 Verifiche di equilibrio (EQU): verifica a galleggiamento

Come descritto nella parte introduttiva, la struttura interagisce con la falda, pertanto, è necessario verificare che la sottospinta idrostatica dell'acqua non superi il peso della struttura. Si fa riferimento ai coefficienti riportati nella tabella 6.2.I delle NTC2018 (EQU), per cui i carichi permanenti favorevoli (peso della struttura) sono moltiplicati per $\gamma_{G1,fav} = 0.9$, mentre i carichi sfavorevoli (sottospinta dell'acqua) sono moltiplicati per $\gamma_{G1,sfav} = 1.1$.

Cautelativamente si trascura il peso del rivestimento interno dei muri a U.

Si calcolano le forze stabilizzanti per un metro lineare di struttura:

$$P_{stab} = \gamma_{cls} \cdot [2 \cdot S_{p,1} \cdot H_{p,1} + 2 \cdot S_{p,2} \cdot H_{p,2} + S_f \cdot (L_{tot} + 0.3m)] =$$

$$= 25 \cdot [2 \cdot 0.6 \cdot 4 + 2 \cdot 1.0 \cdot 4 + 1.5 \cdot (10 + 0.3)] = 706 \text{ kN}$$

La spinta instabilizzante risulta:

$$S_w = h_w \cdot \gamma_w \cdot (L_{tot} + 0.3m) = 5.0 \cdot 10 \cdot (10 + 0.3) = 515 \text{ kN}$$

Verifica:

$$FS = \gamma_{G1,fav} \cdot P_{stab} / \gamma_{G1,sfav} \cdot S_w = 1.12 > 1.0$$

La verifica è soddisfatta.

11 RIEPILOGO ARMATURE E CALCOLO DELLE INCIDENZE

Elemento	Armatura principale	Armatura secondaria	Armatura a taglio	Incidenza
Piedritti sp. 60cm	1+1Ø24/20	1+1Ø20/20cm	Ø12/40x20	100kg/m ³
Piedritti sp. 100cm	1Ø26/10 + 1Ø26/20 lato terreno 1Ø24/20 lato interno	1+1Ø20/20cm	Ø12/20x20	140kg/m ³
Soletta inferiore	1Ø26/10 lato inferiore 1Ø24/20 lato superiore	1+1Ø20/20cm	Ø12/40x20	80kg/m ³