COMMITTENTE:



**DIREZIONE LAVORI:** 



APPALTATORE: MANDATARIA: MANDANTI:



MANDANTI:

PROGETTAZIONE: MANDATARIA:







PROGETTO ESECUTIVO DI VARIANTE

TIPO ELABORATO:
■ DI DETTAGLIO
□ DI MODIFICA TECNICA

### DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA RADDOPPIO DELLA TRATTA BICOCCA – CATENANUOVA

IN – INTERFERENZE VIARIE E IDRAULICHE

IN30 – Interferenza pk 28+368,75

Relazione di calcolo canale

APPALTATORE	PROGETTAZIONE	
DIRETTORE TECNICO	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE	
Ing. G. PARISI	Ing.G. TANZI	

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

R S 3 9 1 0 V Z Z C L I N 3 0 0 0 0 5 B -

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
Α	Emissione a seguito Ods n. 1607	F. Ricci	06/2023	C. Beltrami	06/2023	G.Tanzi	06/2023	Ing. G. Tanzi
A	Emissione a seguito Ous n. 1607		00/2023		06/2023		06/2023	
В	Emissione a seguito di	F. Ricci	08/2023	C. Beltrami	08/2023	G.Tanzi	08/2023	Ing. G. Tanzi
В	RdV 0000000433	tdV 0000000433		00/2023				
								agosto 2023
File: R	File: RS39-10-V-ZZ-CL-IN3000-005_B.docx						n. Elab.:	



PROGETTO ESECUTIVO DI VARIANTE

Relazione di calcolo canale

 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 2 di 31

### **INDICE**

1	ı	PREMESSA	3
2	ı	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	ı	MATERIALI UTILIZZATI	5
	3.1	Calcestruzzo	5
	3.2	Acciaio	5
	3.3	Durabilità	5
	3.4	Inquadramento geotecnico	7
	3	3.4.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto	8
	;	3.4.2 Interazione terreno-struttura	8
	;	3.4.3 Classificazione sismica	9
4	(	CANALE RETTANGOLARE	10
	4.1	Geometria	10
	4.2	Analisi dei carichi	11
	4	4.2.1 Peso proprio della struttura	11
	4	4.2.2 Spinta del terreno	11
	4	4.2.3 Carico accidentale	12
	4	4.2.4 Azioni sismiche	12
	4.3	COMBINAZIONI DI CARICO	15
	4.4	MODELLO DI CALCOLO	17
	4.5	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	19
	4.6	VERIFICHE SLU	23
	4	4.6.1 Verifica a pressoflessione.	24
	4	4.6.2 Verifiche a taglio	27
	4.7	VERIFICHE SLE	29
	4	4.7.1 Verifiche a fessurazione	29
	4	4.7.2 Analisi tensionale	30
	4.8	Verifica armatura minima	31

 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 3 di 31

### 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda la Progettazione Esecutiva di manufatti relativi al superamento della viabilità interferita dalla realizzazione del nuovo collegamento ferroviario veloce tra Palermo e Catania. Tale collegamento riguarda il raddoppio della linea tra la stazione di Catania Bicocca (inclusa) e quella di Catenanuova (inclusa), con un'estensione pari a 38,290 km, da realizzare in affiancamento all'esistente semplice binario e, in alcuni tratti, costruendo un nuovo doppio binario. Tale intervento consentirà il miglioramento del servizio tra Enna e Catania sia con un incremento delle frequenze dei servizi sia con una riduzione dei tempi di percorrenza tra i due capoluoghi di provincia. Lungo il tracciato sono presenti corsi d'acqua principali superati in viadotto e/o ponti e corsi d'acqua secondari in corrispondenza dei quali è prevista la realizzazione di opere di attraversamento costituite da tombini circolari e/o scatolari, con modalità realizzativa a spinta, in opera in fase unica o in due fasi.

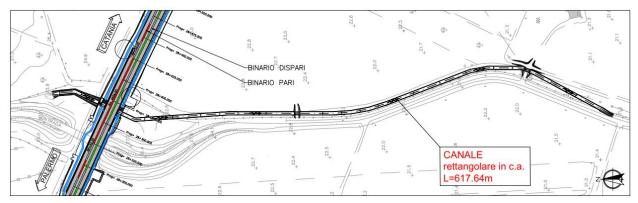


Figura 1 - Inquadramento canale IN30

La revisione B della presente relazione è conseguente al rapporto di verifica RS39-RV-0000000433. In particolare, sono stati recepiti i commenti di dettaglio da seguito riportati:

• D.13 – Sono stati aggiunte le caratteristiche del terreno di fondazione nella sezione 3.4.

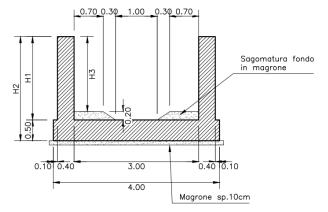
 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 4 di 31

### 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche di caneli del manufatto **IN30**, posizionato alla progressiva di progetto km **28+368,75**.

Il canale realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera, di dimensioni interne nette tra 3,00x 1.65 e 3,00x2.00m. La fondazione ha uno spessore di 0,50 m, mentre i due piedritti hanno uno spessore di 0,40 m; è previsto un getto di calcestruzzo magro come sottofondazione, avente uno spessore di 10 cm.



TRATTO	CONCI N°	H1	H2	НЗ
1 e 4	1-2 e 21-23	1.65	2.15	1.45
2	3-9	1.80	2.30	1.60
3	10-20	2.00	2.50	1.80

Figura 2 - Sezione trasversale

 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 5 di 31

### 3 MATERIALI UTILIZZATI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati per il calcolo dell'opera.

### 3.1 Calcestruzzo

### Calcestruzzo per tombini a struttura scatolare e circolare – C30/37

Classe di resistenza		C30/37	
Classe di esposizione		XA1	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$\mathbf{R}_{\mathbf{ck}}$	37	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$\mathbf{f}_{\mathbf{ck}}$	30.71	$N/mm^2$
Resistenza media a compressione	$\mathbf{f}_{\mathrm{cm}}$	38.71	$N/mm^2$
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$\mathbf{f}_{\mathbf{cd}}$	17.40	$N/mm^2$
Resistenza media a trazione	$\mathbf{f}_{\mathrm{ctm}}$	2.94	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$\mathbf{f}_{\mathrm{ctk,95\%}}$	3.82	$N/mm^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$\mathbf{f}_{\mathrm{cfm}}$	3.53	$N/mm^2$
Resistenza a trazione di progetto	$\mathbf{f}_{\mathrm{ctd}}$	1.37	$N/mm^2$
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$\mathbf{f}_{\mathrm{bk}}$	4.63	$N/mm^2$
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	$\mathbf{f}_{\mathrm{bd}}$	3.09	$N/mm^2$
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$\mathbf{E}_{\mathbf{cm}}$	33019	$N/mm^2$

### 3.2 Acciaio

### Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450 C

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	$\mathbf{f}_{tk}$	540	$N/mm^2$
Tensione caratteristica di snervamento	$\mathbf{f}_{yk}$	450	$N/mm^2$
Resistenza di progetto	$\mathbf{f}_{yd}$	391.3	$N/mm^2$
Sovra-resistenza	$\mathbf{f}_{tk}$ / $\mathbf{f}_{yk}$	≥1.15	-
Modulo di elasticità	$\mathbf{E}_{\mathbf{s}}$	210000	$N/mm^2$

### 3.3 Durabilità

### 3.3.1.1 Ambiente di riferimento

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella



PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAGINA RS39 1.0.V.ZZ CL IN.30.00.005 B 6 di 31

### seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	Tutte le sollecitazioni ecluse le successive
Aggressive	Ambiente aggressivo per cause naturali, caratterizzato da elevata umidità, scarso o nullo soleggiamento.
Molto aggressive	Ambiente molto aggressivo per cause antropiche, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi, ambiente marino.

Nel caso in esame, le condizioni sono aggressive.

### 3.3.1.2 Copriferro di progetto

Secondo quanto previsto da FF. SS – Specifica *RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario" –* i valori minimi di copriferro ( $c_{min}$ ) previsti da tale norma sono:

_	Solettoni di fondazione, fondazioni armate	$\mathbf{c}_{\mathbf{min}}$	40	mm
_	Cunette, canalette e cordoli	$c_{min}$	40	mm
_	Solette (getto in opera)	$c_{\min}$	35	mm

### 3.3.1.3 Valori limiti delle tensioni

Secondo quanto previsto da FF. SS – Specifica *RFI DTC INC PO SP IFS 001 A – "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario" –* i valori limite delle tensioni sono:

### Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

- Per combinazioni di carico caratteristica (rara): 0,55 fck;

### Tensioni di trazione nell'acciaio

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

### 3.3.1.4 Limiti fessurativi

Allo stato limite di apertura delle fessure, i limiti fessurativi vengono prescritti nel paragrafo 1.8.3.2.4,



PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAGINA RS39 1.0.V.ZZ CL IN.30.00.005 B 7 di 31

della specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A, che rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 delle NTC 2008.

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

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di	Condizioni	Combinazione di	Armatura			
esigenze	ambientali	azioni	Sensibile		Poco sensibil	е
			Stato limite	Wd	Stato limite	Wd
а	Ordinarie	frequente	ap. fessure	<u>≤</u> W2	ap. fessure	<u>≤</u> W3
		quasi permanente	ap. fessure	<u>≤</u> W₁	ap.fessure	<u>≤</u> W2
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤W1	ap.fessure	≤W2
		quasi permanente	decompressione	-	ap.fessure	<u>≤</u> W1
С	Molto aggressive	frequente	formaz. fessure	١	ap. fessure	<u>≤</u> W1
		quasi permanente	decompressione	-	ap.fessure	<u>≤</u> W1

In particolare, il valore limite di apertura della fessura calcolato, per la combinazione di azioni prescelta, al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \le w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone di non ispezionabili di tutte le strutture
- $\delta_f \le w_2$  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

### **3.4** Inquadramento geotecnico

 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 8 di 31

### 3.4.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte dalle schede geotecniche e sono riportate di seguito.

 $\gamma = 19.5 \text{kN/m}^3$   $\phi' = 25 ^\circ$  c' = 5 kPaE = 100 MPa peso di volume naturale peso di volume naturale coesione drenata modulo in compressione vei

modulo in compressione vergine;

La falda non influenza il regime delle spinte presenti sulla struttura.

### 3.4.2 <u>Interazione terreno-struttura</u>

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - v^2) / E$$

dove:

s = cedimento elastico totale;

B = lato minore della fondazione;

L = lato maggiore della fondazione;

 $c_t$  = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960:

 $ct = 0.853 + 0.534 \ln (L/B)$  rettangolare con L/B\leq 10

ct = 2 + 0.0089 (L / B) rettangolare con L / B>10

q = pressione media agente sul terreno;

 $\sigma v0$  = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;

v = coefficiente di Poisson del terreno;

E = modulo elastico medio del terreno sottostante il tombino (media su una altezza pari a 2 B).

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$kw = E / [(1-v^2) \cdot B \cdot ct]$$



 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 9 di 31

Per l'opera in esame, il modulo elastico operativo è posto pari a 1/3 E<sub>o</sub>, e risulta pari a:

E = 24 MPa,

dal quale risulta, secondo le formulazioni sopra riportate, un valore della costante di sottofondo pari a:

L	E	В	Ct	v	Kw
[m]	[MPa]	[m]	[-]	[-]	$[kN/m^3]$
10	24.0	3.0	1.510	0.3	5821

### 3.4.3 <u>Classificazione sismica</u>

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo alle Nuove Norme Tecniche.

La categoria di suolo di fondazione viene definita sulla base della conoscenza di  $c_{u,30}$ . In particolare, nel caso in esame si considera una categoria di suolo di tipo C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina)."

### 4 CANALE RETTANGOLARE

### 4.1 Geometria

Nella presente si analizza a vantaggio di sicurezza la sezione più alta, cioè una sezione con larghezza utile pari a 3,00m ed altezza 2.00,

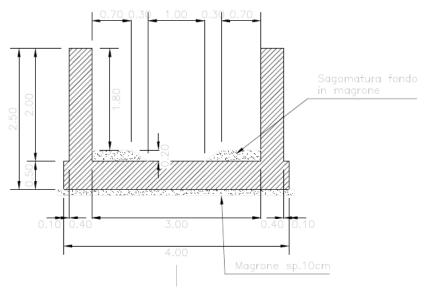


Figura 3 - Sezione trasversale -

Le caratteristiche geometriche dello scatolare aperto sono riportate nella figura seguente:

Larghezza utile	Lint	3,00
Altezza utile	h <sub>int</sub>	2,00
Spessore muro laterale	$S_p$	0,40 m
Spessore soletta di fondazione	$S_{i}$	0,50 m
Larghezza striscia di calcolo – b 1.00 m		

 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 11 di 31

### 4.2 Analisi dei carichi

I pesi dei materiali da costruzione e del terreno ai lati dello scatolare sono indicati nella seguente tabella.

	$\gamma [kN/m^3]$	φ [°]
Calcestruzzo	25.00	-
Terreno ai lati dello scatolare	19.00	25

### 4.2.1 Peso proprio della struttura

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ .

### 4.2.2 Spinta del terreno

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin \Phi'$ , per cui si ottiene il valore  $K_0 = 0,577$ .

La spinta delle terre è valutata secondo la teoria di Rankine ovvero:

### contributo peso proprio terreno:

azione risultante:  $\Delta S_{P.P} = \frac{1}{2} \times k \times \gamma \times H^2$  quota risultante:  $z_{\Delta S} = H / 3$ 

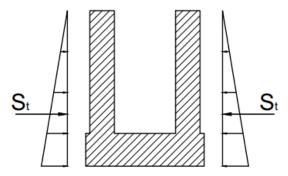


Figura 4 - Schema per il calcolo delle spinte

Si riporta di seguito l'andamento della spinta del terreno inserita nel modello di calcolo:

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAGINA
RS39 1.0.V.ZZ CL IN.30.00.005 B 12 di 31

### 4.2.3 Carico accidentale

Si assume un comportamento di tipo "rigido" del manufatto calcolando pertanto le spinte in condizioni di "riposo" ( $k = k_0$ ). Inoltre, si considera un carico variabile su terrapieno pari a q = 20kN/m e, si assume angolo di attrito muro-terreno nullo.

contributo sovraccarico rilevato (variabile):

azione risultante:  $\Delta S_q = k \ x \ q^*_k$  quota risultante:  $z_{\Delta S} = H \ / \ 2$ 

 $S = 20* K_0 = 11.55 \text{ kN/m}^2$ 

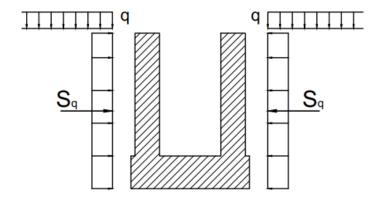


Figura 5 - Schema per il calcolo delle spinte

Tale carico è introdotto nel modello come carico uniformemente distribuito sui piedritti, la cui risultante è a quota H/2.

### 4.2.4 Azioni sismiche

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui 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:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$ 

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$ 

I coefficienti sismici orizzontale (kh) e verticale (kv) vengono valutati mediante le seguenti espressioni, in



 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 13 di 31

accordo con quanto esposto come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08, assumendo il coefficiente  $\beta_m$  unitario, essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

I parametri sismici nel caso in esame sono:

SLATO	T <sub>R</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>C</sub> *
LIMITE	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	68	0.080	2.493	0.281
SLD	113	0.103	2.502	0.290
SLV	1068	0.322	2.358	0.466
SLC	2193	0.461	2.353	0.526

Tabella 2 Parametri azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1,244 \cdot 1 \cdot 0,322g = 0,401g$$

dove:

S<sub>s</sub>=1,245 Coefficiente di amplificazione stratigrafica

S<sub>T</sub>=1,00 Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$k_h = a_{ma x}/g = 0,401$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = 0.20$$

### 4.2.4.1 Spinta sismica terreno

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 14.01.08), sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

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

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo. Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.



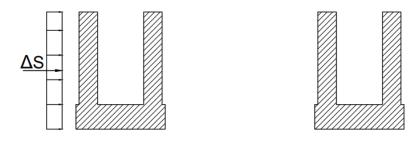


Figura 6 - Schema per il calcolo della spinta sismica del terreno (sisma da SX e sisma da DX)

ΔS

Nel modello di calcolo, si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H = 17.14 \text{ kN/m}^2$$

con H pari all'altezza dal piano di progetto alla fondazione del tombino aperto.

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAGINA
RS39 1.0.V.ZZ CL IN.30.00.005 B 15 di 31

### 4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### Combinazione fondamentale

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

Tabella 3 - Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)							
SLU1 SL							
Peso proprio	1	1.35					
Spinta statica terreno da sinistra	1.35	1.35					
Spinta statica terreno da destra	1.35	1.35					
Spinta accidentale terreno da sinistra	1.5	1.5					
Spinta accidentale terreno da destra	1.5	1.5					

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \text{ x } E_Y \pm 0.30 \text{ x } E_Z$$
 oppure  $E = \pm 0.30 \text{ x } E_Y \pm 1.00 \text{ x } E_Z$ 

avendo indicato con E<sub>Y</sub> e E<sub>Z</sub> rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Tabella 4 - Combinazioni di carico sismiche

Combinazioni di Car	ombinazioni di Carico Sismiche						
	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4			
Peso proprio	1	1	1	1			
Spinta statica terreno da sinistra	1	1	1	1			
Spinta statica terreno da destra	1	1	1	1			
Spinta accidentale terreno da sinistra							
Spinta accidentale terreno da destra							
Sismica SLV (orizzontale da sinistra)	1		0.3				
Sismica SLV (orizzontale da destra)		1		0.3			
Sovraspinta sismica Sx	1		0.3				
Sovraspinta sismica Dx		1		0.3			
Sismica SLV (verticale)	0.3	0.3	1	1			



 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 16 di 31

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative ed utilizzate per le verifiche a fessurazione.

### Combinazione rara

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

Tabella 5-Combinazioni di carico SLE - rara

Combinazioni di carico SLE	
	SLE
Peso proprio	1
Spinta statica terreno da sinistra	1
Spinta statica terreno da destra	1
Spinta accidentale terreno da sinistra	1
Spinta accidentale terreno da destra	1

 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 17 di 31

### 4.4 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è stata schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il MidasGen 2018, v. 2.1, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggido, 463-824, Korea).

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Muri laterali = Sezione 100 x 40 cm

Soletta di fondazione = Sezione 100 x 50 cm

La modellazione dei piedritti è stata effettuata mediante un insieme di aste; la discretizzazione adottata ha consentito un calcolo più preciso delle caratteristiche delle sollecitazioni indotte dai carichi di forma trapezia (o triangolare) rappresentati dalle spinte del terreno.

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo. la costante di sottofondo è pari a:  $k_w = 5821 \text{ kN/m}^3$ .

L	E	В	$\mathbf{c}_{\mathbf{t}}$	v	Kw	
[m]	[MPa]	[m]	[-]	[-]	$[kN/m^3]$	
10.3	24	3.00	1.510	0.3	5821	

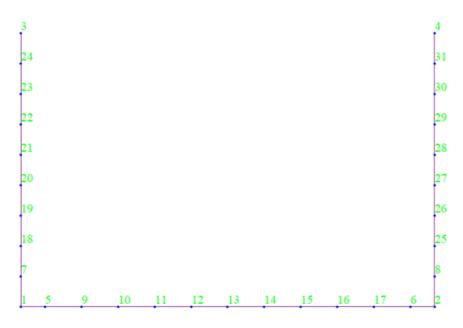
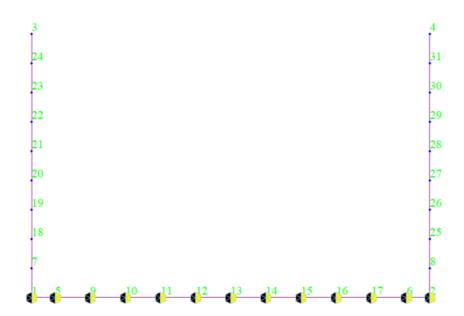


Figura 7 – Modello ad elementi finiti del canale



DOCUMENTO

IN.30.00.005

REV

PAGINA

18 di 31

Figura 8 Vincoli applicati al modello a elementi finiti del canale (point spring)

Al fine di rimuovere la labilità strutturale, vengono disposte in corrispondenza di tutti i nodi della soletta inferiore delle molle orizzontali di rigidezza pari a 1/3 della rigidezza verticale delle molle corrispondenti.

Il modello di calcolo è sviluppato considerando la linea d'asse degli elementi strutturali, per cui le dimensioni geometriche risultano:

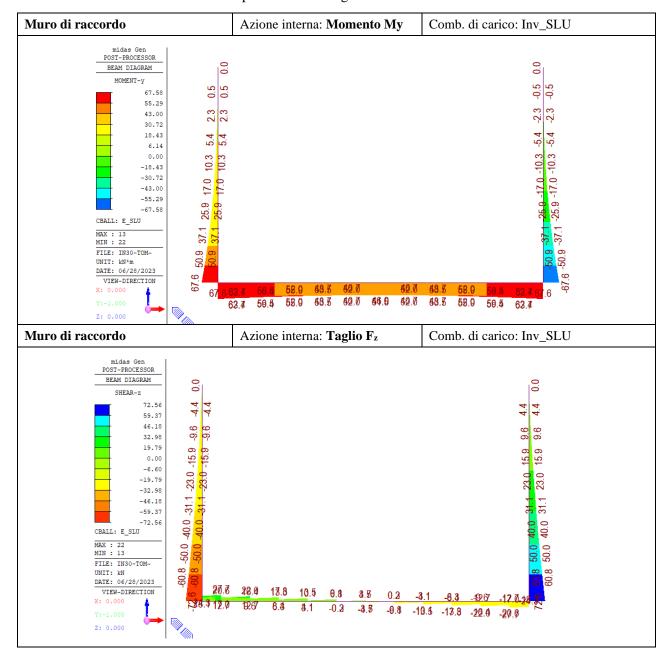
	b <sub>int</sub>	b <sub>modello</sub>	h <sub>int</sub>	h <sub>modello</sub>	
	[m]	[m]	[m]	[m]	
Canale IN30	3.00	3.40	2.00	2.25	



### 4.5 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano i diagrammi di inviluppo delle caratteristiche delle sollecitazioni di Flessione, Taglio, ottenuti rispettivamente per:

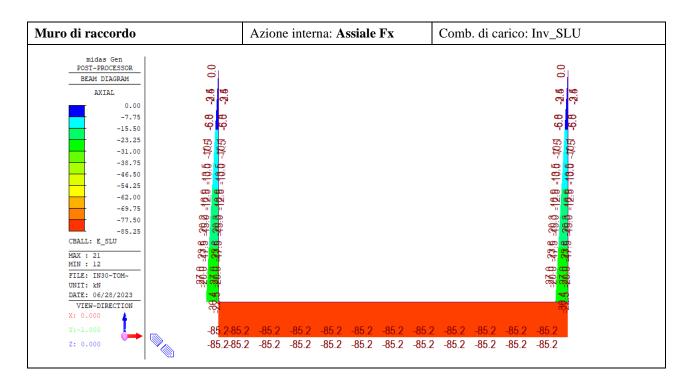
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLU (Inv\_SLU)
- le combinazioni delle azioni in presenza si sisma, co(Inv\_SLV)
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE

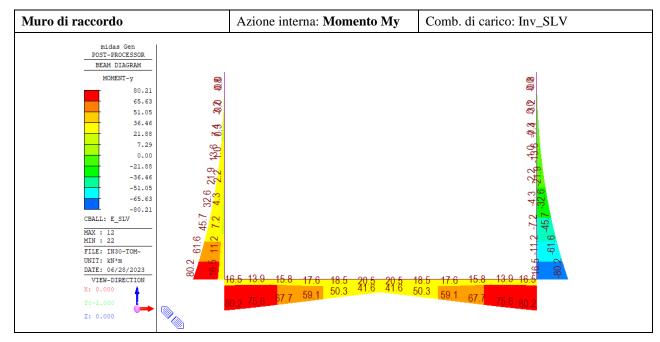




 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 20 di 31

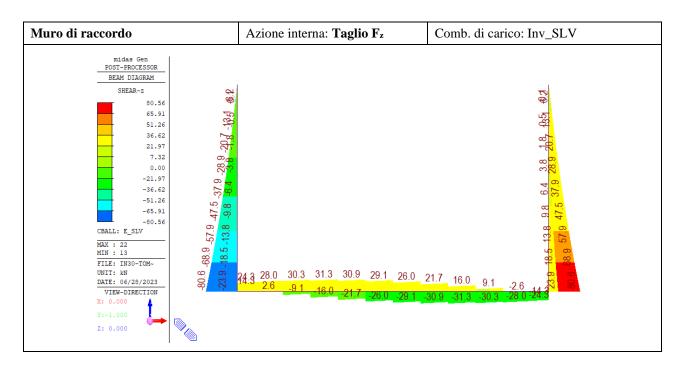


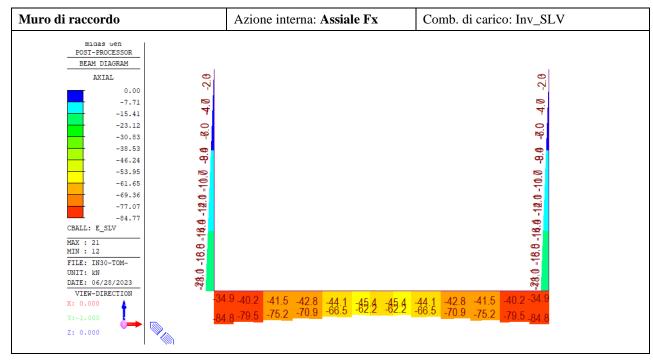




 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 21 di 31

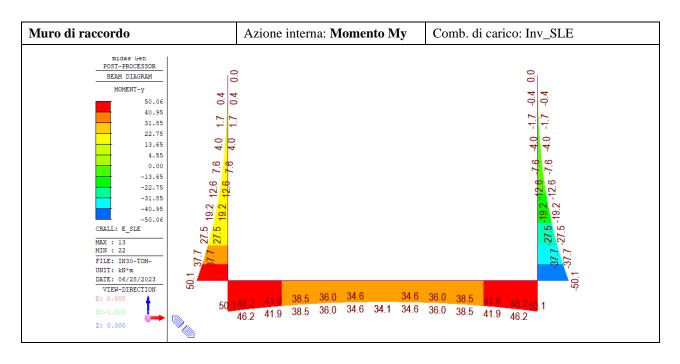


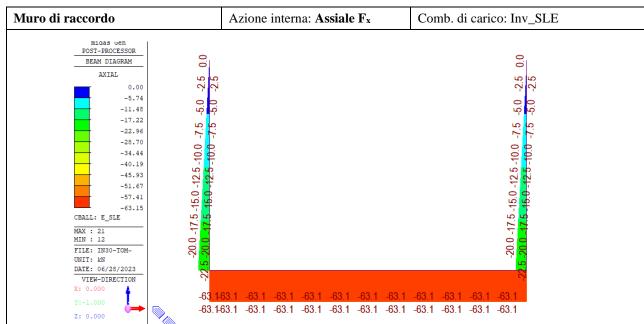




 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 22 di 31





 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 23 di 31

### 4.6 VERIFICHE SLU

Sulla base dei digrammi delle azioni interne riportati nei paragrafi precedenti, si effettua la verifica flessionale e a taglio allo stato limite ultimo della fondazione e dei muri laterali.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica ed indicate in figura.

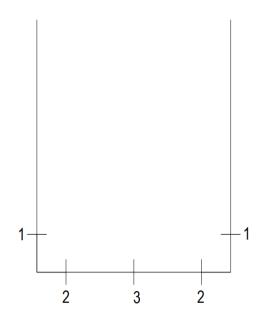


Figura 9 - Sezioni di verifica

Il modello è sviluppato considerando la linea d'asse degli elementi strutturali, si considerano le sollecitazioni agenti a filo interno degli elementi.

Tabella 6 - Sollecitazioni di verifica SLU

Sezione	M <sub>max</sub>	Ncorrisp	T <sub>max</sub>
	[kNm]	[kN]	[kN]
1	80.20	28.10	68.90
2	80.20	34.90	28.10
3	52.00	85.20	29.10

### 4.6.1 Verifica a pressoflessione.

Le verifiche a pressoflessione sono state effettuate con l'ausilio del software VcaSLU distribuito dalla Gelfi s.r.l.. Il copriferro netto di calcolo è assunto pari a 4 cm.

REV

PAGINA

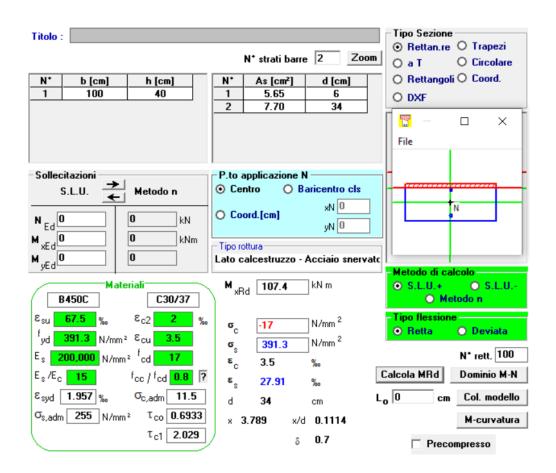
24 di 31

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 7 - Verifiche di resistenza a pressoflessione

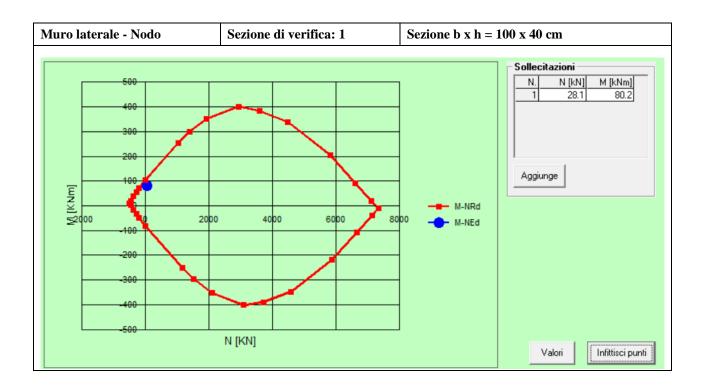
Sezione	M <sub>max</sub>	N <sub>corrisp</sub>	b	h	$\mathbf{A}_{ ext{s,sup}}$	$\mathbf{A}_{ ext{s,inf}}$	$ m M_r$	c.s
	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[kNm]	[-]
1	80.2	28.1	100	40	1Ф14/20	1Ф12/20	107.4	1.34
2	80.2	34.9	100	50	1Ф12/20	1Ф14/20	137.6	1.72
3	52	62.2	100	50	1Ф12/20	1Ф14/20	137.6	2.61

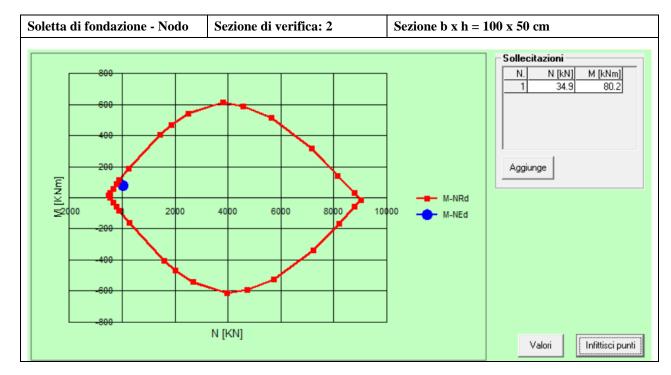




 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 25 di 31

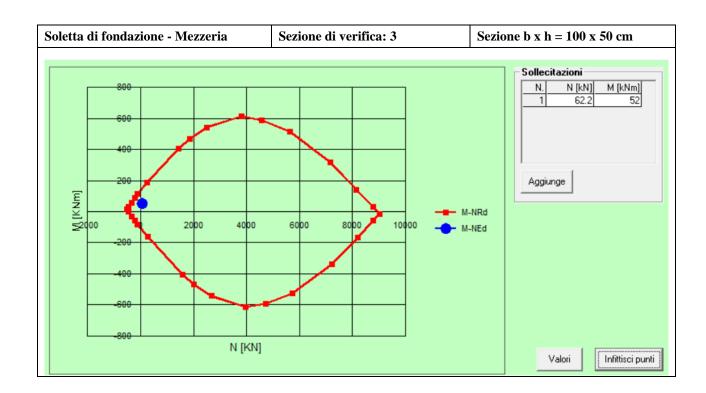






 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 26 di 31



PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAGINA RS39 1.0.V.ZZ CL IN.30.00.005 B 27 di 31

### 4.6.2 <u>Verifiche a taglio</u>

La resistenza a taglio V<sub>Rd</sub> della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{\left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \ge v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

Relazione di calcolo canale

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

• 
$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \le 2$$
;

• 
$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w * d)$$

- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- b<sub>w</sub>= 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$ 

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_{w} \cdot \alpha_{c} \cdot f_{cd}' \cdot \frac{\left(ctg\alpha + ctg\theta\right)}{\left(1 + ctg^{2}\theta\right)}$$

I risultati ottenuti dalle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate per la struttura in esame sono riepilogati nelle seguenti tabelle.



PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAGINA RS39 1.0.V.ZZ CL IN.30.00.005 B 28 di 31

Tabella 8 - Verifiche di resistenza a taglio

Sezione	[-]	1	2	3	
Sezione	[b x h]	1.00x0.40m	1.00x0.50m	1.00x0.50m	
γс	[-]	1.50	1.50	1.50	
Rck	[N/mm <sup>2</sup> ]	37	37	37	
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31	31	31	
$b_{\rm w}$	[mm]	1000	1000	1000	
d	[mm]	341	441	441	
σ <sub>cp</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	
ф1	[mm]	14	14	14	
ф2	[mm]	0	0	0	
n1	[-]	5	5	5	
n2	[-]	0	0	0	
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	'769	'769	'769	
ρL	[-]	0.002	0.002	0.002	
k	[-]	1.77	1.67	1.67	
$V_{Rd}$	[kN]	138	155	155	
$V_{Rd,min}$	[kN]	155	185	185	
$V_{Rd,eff}$	[kN]	155	185	185	
$V_{\mathrm{Sd}}$	[kN]	68.90	28.10	29.10	
c.s.	[-]	2.25	6.59	6.36	

La verifica a taglio delle sezioni in c.a. senza armatura a taglio risulta soddisfatta. Al fine di rispettare i limiti di normativa nelle pareti laterali (ossia 9 spilli/mq), si predispongono legature  $\Phi 10/20x40$ .



PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. PAGINA RS39 1.0.V.ZZ CL IN.30.00.005 B 29 di 31

### 4.7 VERIFICHE SLE

### 4.7.1 <u>Verifiche a fessurazione</u>

Per le verifiche di fessurazione, come indicato nel paragrafo 4.3.3 della relazione di calcolo del canale, documento RS3A-10-C-ZZ-CL-IN4200-004, il valore limite di apertura della fessura, per la combinazione di azioni prescelta, calcolato al livello considerato è pari ai seguenti valori nominali:

### - $w_1 \leq 0.2$ mm;

Inizialmente si verifica la formazione delle fessure, come riportato nella seguente tabella.

Combinazione	[-]	SLE	SLE	SLE	
Opera	[-]	IN30	IN30	IN30	
Elemento	[-]	Piedritti	Fondazione	Losa	
Sezione	[-]	1	2	3	
Sollecitazione	[-]	Flessione	Flessione	Flessione	
b	[mm]	1000	1000	1000	base della sezione
h	[mm]	400	500	500	altezza della sezione
A	$[mm^2]$	4.000E+05	5.000E+05	5.000E+05	Sezione resistente (solo CLS)
W	$[mm^3]$	2.667E+07	4.167E+07	4.167E+07	Modulo resistente (solo CLS)
$f_{ck}$	[MPa]	30.0	30.0	30.0	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctm}$	[MPa]	2.90	2.90	2.90	Resistenza media a trazione
$\sigma_{ct,amm}$	[MPa]	2.90	2.90	2.90	Resistenza ammisible a trazione*
N	[kN]	22.50	63.10	63.10	Azione assiale concomitante
$M_{max}$	[kN-m]	50.10	50.10	34.10	Momento massimo sollecitante
$\mathbf{M}_{\mathrm{ff}}$	[kN-m]	78.74	125.94	125.94	Momento di formazione fessure
	Fessurato	No	No	No	Check

<sup>\*</sup> trazione=f<sub>ctm</sub>/1.2 flessione 1.20f<sub>ctm</sub>/1.20

Nella seguente tabella sono riportati i risultati delle verifiche a fessurazione per la combinazione rara.

Tabella 9 - Verifiche a fessurazione

Verifiche a fessurazione SLE									
Sezione Mmax Ncorrisp b h As,sup As,inf wd wi v							wd <wi< td=""></wi<>		
	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[verifica]
1	50.1	22.5	100	40	1Ф14/20	1Ф12/20	ı	0.2	OK
2	50.1	63.1	100	50	1Ф12/20	1Ф14/20	-	0.2	OK
3	34.1	63.1	100	50	1Φ12/20	1Ф14/20	-	0.2	OK

 PROGETTO
 LOTTO
 CODIFICA
 DOCUMENTO
 REV.
 PAGINA

 RS39
 1.0.V.ZZ
 CL
 IN.30.00.005
 B
 30 di 31

L'ampiezza delle fessure è sempre al di sotto dei limiti indicati dalla normativa, pertanto le verifiche sono soddisfatte.

### 4.7.2 Analisi tensionale

La massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_{c,max}$  < 0,55 f<sub>ck</sub> (combinazione caratteristica rara)
- $\sigma_{c,max} < 16,50 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max}$  < 0,40 f<sub>ck</sub> (combinazione quasi permanente)
- $\sigma_{c,max} < 12,00 \text{ MPa}$

Per l'acciaio, la tensione massima  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

 $-\sigma_{\rm s} < 0.75 \, {\rm f_{yk}} = 337.5 \, {\rm MPa}$ 

Nella seguente tabella sono riportate le tensioni in esercizio relativa alla combinazione rara.

Analisi tensionale SLE **Sezione**  $\mathbf{M}_{\text{max}}$ b h Check Ncorrisp  $A_{s,inf}$  $\mathbf{A}_{s,sup}$  $\sigma_{\!s}$  $\sigma_{s'}$ [kNm] [-] [kN] [cm] [cm] [-] [MPa] [MPa] 1 50.1 22.5 100 40  $1\Phi 14/20$  $1\Phi 12/20$ 192.9 -4.013 Ok 2 50.1 100 50 -2.63163.1 1Ф12/20  $1\Phi 14/20$ 118.7 Ok 3 34.1 63.1 100 50 68.5 -1.765 Ok  $1\Phi 12/20$  $1\Phi 14/20$ 

Tabella 10-Analisi tensionale

### Dove:

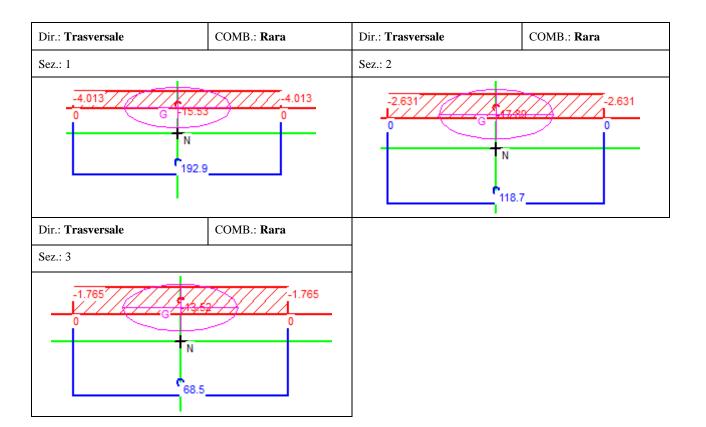
- $\sigma_{c,max}$  massima tensione nel calcestruzzo compresso;
- σ<sub>s</sub> tensione in corrispondenza dell'armatura tesa;
- $\sigma_{s'}$  tensione in corrispondenza dell'armatura compressa.

Sono state considerate negative le tensioni in zona compressa e positive le tensioni relative all'armatura tesa.

Le tensioni in esercizio sono sempre inferiori dei limiti sopra indicati; pertanto, le verifiche allo stato tensionale risultano soddisfatte.

(\*) risultando nella combinazione rara  $\sigma_{\sigma c, max}$  inferiore a 0.40  $f_{ck}$  (12.00 MN/m<sup>2</sup>) la verifica si intende implicitamente soddisfatta anche per le altre condizioni





REV.

В

PAGINA

31 di 31

### 4.8 Verifica armatura minima

La seguente tabella riassume la verifica dell'armatura minima nelle sezioni del canale.

							AV			AH	
	В	H	d	Avmin	Ahmin/		A			A	
Sez.	[mm]	[mm]	[mm]	[mm2]	cara	Armature	[mm2]	Check	Armature	[mm2]	Check
1	1000	400	340	578	262	1Ф14/20	769.69	✓	1Ф14/20	769.69	✓
2	1000	500	440	748	325	$1\Phi 14/20$	769.69	$\checkmark$	$1\Phi 14/20$	769.69	$\checkmark$
3	1000	500	440	748	325	$1\Phi 14/20$	769.69	$\checkmark$	$1\Phi 14/20$	769.69	✓