



DIGA DI SESSERA

ADEGUAMENTO DELLA SICUREZZA IDRAULICA

PROGETTO ESECUTIVO Rev. 1

RELAZIONE DI CALCOLO



INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	1
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	3
3.1.	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI (PILE)	3
3.2.	NUOVE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	5
3.3.	STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA	6
3.3.1	GRIGLIATI.....	6
3.3.2	STRUTTURE PORTANTI DELLE PASSERELLE E PARAPETTI.....	6
3.3.3	BULLONI	7
4.	PILE DELLA PASSERELLA A CORONAMENTO	8
4.1.	PREMESSE	8
4.2.	ANALISI DEI CARICHI.....	8
4.3.	COMBINAZIONI DI CARICO E AZIONI SOLLECITANTI.....	10
4.4.	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE PILE ESISTENTI	11
5.	STRUTTURE METALLICHE DELLA PASSERELLA A CORONAMENTO.....	14
5.1.	PREMESSE	14
5.2.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DELLA PASSERELLA ESISTENTE	14
5.3.	CARATTERISTICHE DEI PROFILATI METALLICI UTILIZZATI PER LA NUOVA PASSERELLA.....	15
5.4.	ANALISI DEI CARICHI.....	16
5.5.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
5.6.	MODELLO DI CALCOLO	18
5.7.	RISULTATI DEL CALCOLO	19
5.8.	VERIFICHE DELLE TRAVI CORRENTI.....	22
5.9.	VERIFICHE DEI TRAVERSI.....	23
5.10.	VERIFICHE DEI CONTROVENTI.....	25
5.11.	VERIFICHE STRUTTURALI DEL GRIGLIATO	27
5.12.	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PARAPETTO	28
6.	MURETTO DI CHIUSURA ACCESSO SPONDA DESTRA	31

6.1. PREMESSE	31
6.2. CARICHI AGENTI ED AZIONI SOLLECITANTI	31
6.3. VERIFICHE STRUTTURALI	32
6.4. CALCOLO DEGLI INGHISAGGI NEL CALCESTRUZZO ESISTENTE	32

1. INTRODUZIONE

La presente relazione illustra le verifiche statiche delle opere previste per l'adeguamento della sicurezza idraulica della diga di Sessera.

In progetto è previsto il sovrizzo del piano di coronamento, con conseguente innalzamento delle pile di appoggio della passerella pedonale sopra lo sfioratore.

E' prevista la demolizione di cinque delle nove pile esistenti ed il sovrizzo delle quattro rimanenti; nel seguito verranno illustrate le verifiche strutturali delle pile esistenti mantenute e delle nuove strutture in c.a. progettate per sovrizzare l'appoggio dell'impalcato (§ 4.).

Verranno verificate le strutture metalliche della nuova passerella a coronamento (§ 5.).

Verrà infine condotta la verifica del muretto in progetto in sponda destra per l'accesso allo scarico di superficie supplementare di alleggerimento.

Trattandosi di un intervento su una diga esistente, per le strutture in esame si assume una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso IV (§ 6.).

Il carico mobile considerato per la progettazione della nuova passerella è quello che le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) indicano per un ponte di 3^a categoria (passerella pedonale) costituito dalla "folla compatta", cioè un carico distribuito comprensivo degli effetti dinamici di 5 kN/m².

Siccome l'attuale passerella metallica a coronamento è in grado di portare un sovraccarico verticale di circa 10 kN/m² (al successivo § 5.2 si riporta il calcolo giustificativo), verranno nel seguito anche condotte le verifiche in condizioni eccezionali con il carico distribuito di 10 kN/m².

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- D. M. Min. Il. TT. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni (nel seguito, “NTC”);
- Circ. Min. Il. TT. 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (nel seguito, “Circolare NTC”).

Si fa inoltre riferimento alle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) di cui al D.M. 26.06.2014.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI (PILE)

Nel mese di dicembre 2014 è stata condotta una campagna di indagine, propedeutica alla presente progettazione definitiva, con lo scopo di caratterizzare il calcestruzzo costituente le pile di sostegno della passerella in corpo diga e di definire la geometria dell'armatura in esse presente.

Il rapporto conclusivo delle indagini, a firma degli Ingg. Pier Paolo e Christian Rossi, è riportato in allegato alla relazione di calcolo del progetto definitivo. Di seguito si riassumono i principali risultati ottenuti.

Il giorno 10 dicembre 2014 sono stati eseguiti quattro carotaggi, dei quali due sulla seconda pila e due sulla quarta pila, cioè su due delle pile da mantenere e sovralzare. Sui provini prelevati sono state eseguite prove di compressione monoassiale con campioni cilindrici aventi rapporto $D/H \approx 1$ mediante prova di carico eseguita da laboratorio ufficiale; sono inoltre state eseguite misure ultrasoniche. In Tabella 1 si riportano i risultati delle prove.

Campione	D [mm]	H [mm]	Resistenza [N/mm ²]	Massa vol. [kg/m ³]	V sonica [m/s]
C1	94	95	41,2	2339	3582,9
C2	94	96	40,3	2333	3936,8
C3	94	95	37,0	2351	3771,9
C4	94	96	41,7	2345	3788,5

Tabella 1 – Risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati dalle pile

I valori delle masse volumetriche (maggiori di 2300 kg/m³) e delle velocità ultrasoniche (3500÷4000 m/s) ricavate dalle prove confermano la qualità del calcestruzzo ed il suo buono stato di conservazione.

Sono inoltre stati condotti saggi esplorativi per il rilievo dei particolari costruttivi delle strutture in c.a., con determinazione della quantità e della disposizione delle armature tramite pacometro e rilievo a vista mediante saggi esplorativi con rimozione del copriferro. I risultati di questa indagine dimostrano che lungo lo sviluppo delle pile sono presenti almeno 5 ferri verticali Ø 16 per lato.

Sulle carote estratte è inoltre stato eseguito il test alla fenoftaleina (prova di carbonatazione): in Tabella 2 si riporta la profondità di carbonatazione trovata.

Campione	Profondità carbonatazione [mm]
C1	25
C2	20÷25
C3	20÷25
C4	15÷20

Tabella 2 – Risultati delle prove di carbonatazione

Le profondità di carbonatazione ricavate si ritengono tranquillizzanti, sia considerando gli abituali valori del copriferro adottato per opere di questo tipo, sia sulla base dei saggi esplorativi sopra richiamati (in un solo caso il copriferro delle barre verticali è sceso a 25 mm).

Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza

Ai fini della scelta dei valori caratteristici di resistenza dei materiali, si fa riferimento alle indicazioni del § C8A.1.B.3 della *Circolare NTC*.

La geometria delle pile in esame è nota in base al rilievo topografico specificamente eseguito per il presente progetto. I dettagli costruttivi e le proprietà meccaniche del calcestruzzo sono ricavati da un attento rilievo visivo e dalle indagini sopra descritte. Pertanto, si assume il livello di conoscenza LC2 (Conoscenza adeguata), e conseguentemente un Fattore di Confidenza pari a 1,20.

Calcestruzzo

Il valore medio della resistenza cubica a compressione ricavata dalle prove di laboratorio è 40,0 N/mm². Pertanto, le caratteristiche del calcestruzzo in esame che verranno utilizzate nelle verifiche sono:

- Resistenza media cubica a compressione	R_m	=	40,0	N/mm ²
- Valore medio della resistenza cilindrica	f_{cm}	=	33,2	N/mm ²
- Valore medio della resistenza cilindrica diviso il fattore di confidenza	$f_{cm}/1,20$	=	27,7	N/mm ²
- Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	=	2,75	N/mm ²
- Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	=	1,93	N/mm ²
- Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	=	3,30	N/mm ²
- Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ_c	=	1,5	
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0,85	
- Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	=	15,7	N/mm ²
- Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	=	1,29	N/mm ²

Acciaio di armatura

In assenza di indagini specifiche, si assume che nell'opera sia stato utilizzato l'acciaio con le caratteristiche peggiori ammesse all'epoca della costruzione, e cioè il tipo Aq 42 che presenta tensione di rottura pari a 420 N/mm² e di snervamento di 230 N/mm².

Nella tabella seguente vengono riportati i valori di riferimento per l'analisi:

- Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	230	N/mm ²
- Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	420	N/mm ²
- Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s	=	1,15	
- Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	200	N/mm ²

3.2. NUOVE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Calcestruzzo

Per la realizzazione delle pile, del sovrizzo del coronamento e per i calcestruzzi armati in genere, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C (28/35), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a compressione (cubica)	R_{ck}	=	35 MPa
- Resistenza a compressione (cilindrica)	f_{ck}	=	28 MPa
- Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	=	$0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,8$ MPa
- Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	=	2,76 MPa
- Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm}$	=	1,93 MPa
- Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,29 MPa
- Tensione ammissibile a compressione (comb. rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck}$	=	16,80 MPa
- Tensione ammissibile a compressione (comb. quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck}$	=	12,60 MPa

Acciaio di armatura

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

- Limite di snervamento	f_y	\geq	450 MPa
- Limite di rottura	f_t	\geq	540 MPa
- Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	\geq	7,5%
- Rapporto f_t/f_y			$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
- Rapporto f_y misurato/ f_{ynom}			$\leq 1,25$
- Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	\geq	450 MPa
- Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	\geq	540 MPa
- Fattore di sicurezza acciaio	γ_s	=	1,15
- Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	=	391,30 MPa
- Tensione ammissibile in condizione di esercizio (comb. rara)	$\sigma_s = 0,80 * f_{yk}$	=	360 MPa

Durabilità della struttura

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004. Per le opere della presente relazione si adotta la classe di esposizione XF2 (ambiente con moderata saturazione d'acqua con presenza di agente disgelante).

Nella tabella 4.1.IV delle NTC sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura: le opere in progetto vengono classificate in condizioni ambientali aggressive con armatura poco sensibile.

Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale (c_{nom}) è somma di due contributi, il copriferro minimo (c_{min}) e la tolleranza di posizionamento (h). Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, è assunta pari a 5 mm. Considerate le Classi di esposizione ambientale sopra indicate, sulla base della tabella C4.1.IV della Circolare NTC, si adotta il copriferro minimo di 35 mm per tutte le nuove strutture armate.

3.3. STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

3.3.1 GRIGLIATI

I grigliati sono in acciaio S235JR conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche, utilizzate in sede di progettazione e verifica, sono riportate in Tabella 3.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	235	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	360	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	=	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,3	
Peso di volume	γ	=	7.850	kg/m ³
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	=	1,05	

Tabella 3 – Acciaio per i grigliati di nuova installazione

3.3.2 STRUTTURE PORTANTI DELLE PASSERELLE E PARAPETTI

Per la realizzazione della struttura portante delle passerelle e per i parapetti (travi IPE e HE, profilati cavi, piastre, ecc.) si utilizza l'acciaio S355JR, conforme alle norme UNI EN

10025, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 4.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	=	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,3	
Peso di volume	γ	=	7.850	kg/m ³
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	=	1,05	

Tabella 4 – Acciaio per carpenterie metalliche di nuova installazione

3.3.3 BULLONI

Per le unioni bullonate verranno utilizzati bulloni ad alta resistenza, classe 8.8 (Tabella 5).

Tensione di snervamento	f_{yb}	=	649	N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	=	800	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni	γ_{M2}	=	1,25	

Tabella 5 – Caratteristiche bulloni classe 8.8

4. PILE DELLA PASSERELLA A CORONAMENTO

4.1. PREMESSE

Le pile che vengono mantenute, su cui poggia la nuova passerella a coronamento, sono divise in due metà da un giunto strutturale, che costituisce la prosecuzione dei giunti verticali tra i conci della diga. La verifica viene eseguita quindi su metà pila considerata indipendente, a favore di sicurezza e per semplicità di calcolo. Su ciascuna delle mezze pile esaminate poggiano i tre profilati della passerella.

La sezione di verifica, con indicato il sistema di riferimento convenzionale che verrà utilizzato nel seguito, è riportata in Figura 1.

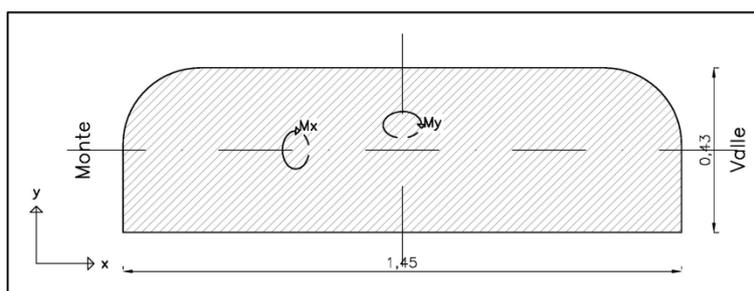


Figura 1 – Sezione di verifica e sistema di riferimento adottato

Nel seguito vengono verificate la sezione di base della pila esistente (assunta, a favore di sicurezza, a quota 923,75 m s.m.) e la nuova pila (q. 926,70 m s.m.).

4.2. ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti e accidentali

Il peso proprio delle parti in calcestruzzo è calcolato assumendo un peso di volume di 25 kN/m³ (sia per le strutture esistenti, sia per quelle nuove).

In Tabella 6 si riportano i pesi delle differenti parti della pila e la quota del loro baricentro.

	N	Quota baricentro
	<i>kN</i>	<i>m s.m.</i>
Pila esistente (*)	43,50	925,20
Nuova pila	22,50	927,40
Impalcato	19,50	928,26

(*) per la sezione di verifica a q. 923,75 m s.m.

Tabella 6

I pesi propri della pila e dell'impalcato, così come il carico trasmesso dal sovraccarico, sono centrati rispetto al baricentro della pila; pertanto, questi carichi non generano momenti flettenti sulle sezioni di verifica.

Carichi sismici

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni

a_g e dalle relative forme spettrali previste dalle NTC e sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento, definite in funzione della classe strutturale (IV nel caso in esame) e della vita utile (50 anni nel caso in esame).

E' conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in funzione della località dove è ubicata l'opera.

L'accelerazione al sito a_g è espressa con un coefficiente moltiplicativo di g ; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

Con questi dati considerando inoltre:

- vita nominale: $V_N = 50$ anni (dighe esistenti di importanza strategica);
- classe d'uso IV;
- coefficiente d'uso: $C_U = 2$;
- periodo di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_U = 100$;
- categoria topografica $T1 = 1,00$;
- categoria del suolo A (ammassi rocciosi affioranti);
- fattore di struttura per componente orizzontale $q = 1,5$ (CD "B" par. 7.9.2.1 delle NTC);
- fattore di struttura per componente verticale $q = 1,0$ (par. 7.3.1 delle NTC);

risultano i valori riportati in Tabella 7:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,025	2,596	0,196
SLD	101	0,030	2,631	0,218
SLV	949	0,056	2,784	0,302
SLC	1950	0,066	2,877	0,316

Tabella 7

Le verifiche allo SLU vengono eseguite con i criteri delle NTC riferiti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), i cui spettri di risposta di progetto (orizzontale e verticale) sono riportati in Figura 2.

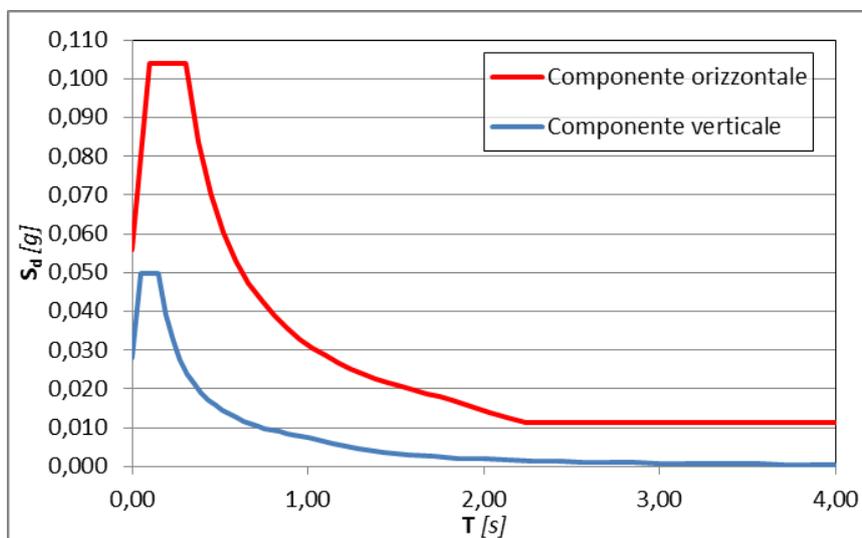


Figura 2 – Spettri di progetto allo SLV

4.3. COMBINAZIONI DI CARICO E AZIONI SOLLECITANTI

Come detto, i pesi propri della pila e dell'impalcato, così come il carico trasmesso dal sovraccarico, sono centrati rispetto al baricentro della pila. Pertanto, l'unica combinazione significativa per le verifiche è quella sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

ove G_1 e G_2 sono i carichi permanenti strutturali e non strutturali, E sono le azioni dovute al sisma, Q_{k1} è il valore caratteristico del sovraccarico e $\psi_{21}=0$.

Le sollecitazioni sismiche sono valutate mediante un'analisi statica lineare assumendo come direzione principale la direzione y e combinando gli effetti secondo l'espressione:

$$1,0 \times E_y + 0,3 \times E_x \pm 0,3 \times E_z$$

Infatti, da un'analisi preliminare le combinazioni di carico con sisma con direzione principale x e z risultano trascurabili rispetto alla combinazione di carico esaminata.

Il ponte fa parte di una struttura, la diga, con periodi propri che ricadono con ogni probabilità nel tratto orizzontale dello spettro di risposta riportato in Figura 2. Pertanto, a favore di sicurezza, si assume per le due componenti orizzontali $S_d(g) = 0,104$ e per la componente verticale $S_d(g) = 0,050$.

In Tabella 8 si riportano i valori delle sollecitazioni.

	N kN	0,3 x Ex kN	Ey kN	0,3 x Ez kN	Mx kNm	My kNm
Pila esistente	43,50	1,36	4,52	0,65	6,56	1,97
Nuova pila	22,50	0,70	2,34	0,34	8,54	2,56
Impalcato	19,50	0,61	2,03	0,29	9,15	2,74

Tabella 8

4.4. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE PILE ESISTENTI

Verifica della pila esistente alla base

Le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$N_{d1} = (43,50+22,50+19,50)+(0,65+0,34+0,29) = 86,78 \text{ kN (sussultorio verso il basso)}$$

$$N_{d2} = (43,50+22,50+19,50)-(0,65+0,34+0,29) = 84,22 \text{ kN (sussultorio verso l'alto)}$$

$$M_{xd} = 6,56+8,54+9,15 = 24,25 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 1,97+2,56+2,74 = 7,27 \text{ kNm}$$

La sezione di verifica è quella alla base della pila esistente, pertanto armata con 5 Ø 16 per ciascun lato. Le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio di armatura sono quelle riportate al precedente § 3.1.

I valori sopra indicati ricadono ampiamente nel dominio N-M_x-M_y (vds. Figura 3) e pertanto la verifica a pressoflessione alla base della pila esistente è soddisfatta.

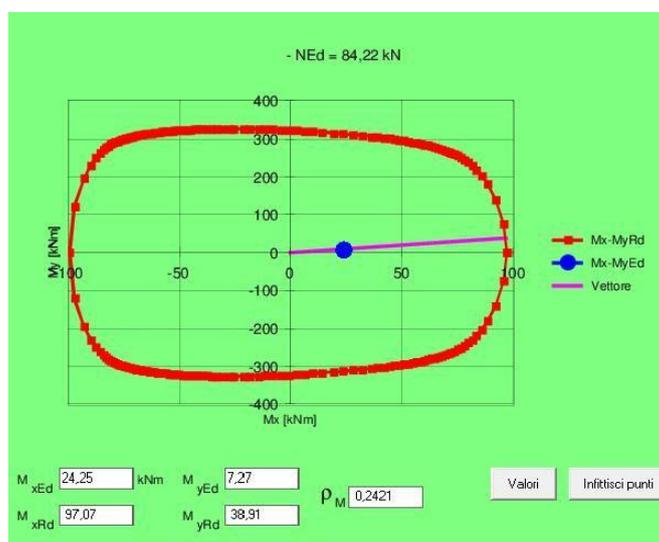


Figura 3 – Dominio N-M_x-M_y alla base della pila esistente

Verifica all'incastro tra la pila esistente e la nuova pila

Le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$N_{d1} = (22,50+19,50)+(0,34+0,29) = 42,63 \text{ kN (sussultorio verso il basso)}$$

$$N_{d2} = (22,50+19,50)-(0,34+0,29) = 41,37 \text{ kN (sussultorio verso l'alto)}$$

$$M_{xd} = 8,54+9,15 = 17,69 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 2,49+2,74 = 5,30 \text{ kNm}$$

La sezione di verifica è quella di incastro tra la pila esistente e la nuova pila. Si verifica

la sezione con i n. 7+7 ferri Ø 16 inghisati.

I valori sopra indicati ricadono ampiamente nel dominio N-M_x-M_y (vds. Figura 4) e pertanto la verifica a pressoflessione alla base della pila esistente è soddisfatta.

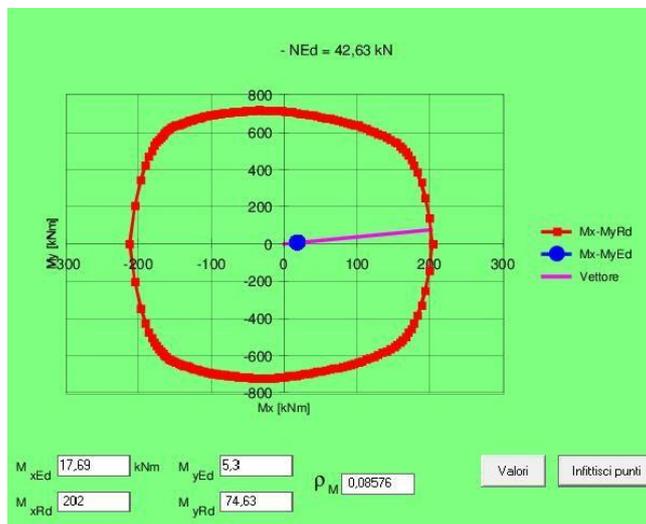


Figura 4 – Dominio N-M_x-M_y all'incastro tra pila esistente e la nuova pila

L'ancoraggio delle barre al calcestruzzo esistente avverrà attraverso un adesivo chimico. Il calcolo della lunghezza di ancoraggio viene pertanto eseguito in accordo con quanto indicato da un produttore dell'adesivo, in questo caso Hilti Italia S.p.A., con particolare riferimento al "Manuale di Tecnologia del Fissaggio". Il metodo adottato è in accordo con l'Eurocodice 2 e fa riferimento a prove e risultati su test sperimentali. Come prescritto nel Capitolato Tecnico, l'Appaltatore dovrà presentare il calcolo basato sul prodotto scelto.

La "Lunghezza base di ancoraggio" è definita come la lunghezza sopra la quale l'acciaio è completamente utilizzato. In altre parole, se la lunghezza di ancoraggio è maggiore della lunghezza base, il raggiungimento della resistenza di progetto a trazione nella barra di acciaio avviene prima del raggiungimento della trazione limite dei legami adesivo-acciaio e adesivo-calcestruzzo.

La lunghezza base è ottenuta come il valore massimo delle due lunghezze di ancoraggio ricavate imponendo che la resistenza a trazione nell'acciaio sia minore della resistenza del legame adesivo-acciaio e di quello adesivo-calcestruzzo:

$$l_b = \max \left\{ \phi^{3/2} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_b / (100 \cdot \gamma_s) ; \phi^2 \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c / (18 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot D \cdot \gamma_s) \right\}$$

dove:

- l_b è la lunghezza base di ancoraggio [mm];
- φ = 16 mm è il diametro della barra di armatura [mm];
- D = 20 mm è il diametro della perforazione [mm];
- f_{yk} e f_{ck} sono il valore caratteristico della tensione di snervamento della barra di acciaio e la resistenza caratteristica del provino cilindrico del calcestruzzo [N/mm²]; nel caso in esame f_{yk} = 450 N/mm² e f_{ck} = 27,7 N/mm²;

- $\gamma_s, \gamma_c, \gamma_b$ sono i coefficienti parziali di sicurezza delle barre di armatura (1,15), del calcestruzzo (1,5) e dell'adesivo utilizzato per l'iniezione della barra (1,5).

La lunghezza base di ancoraggio risulta quindi:

$$l_b = \max\{376\text{mm}; 355\text{mm}\} = 376 \text{ mm}$$

Quindi, siccome la lunghezza di ancoraggio prevista in progetto è di 40 cm, cioè sempre maggiore della lunghezza base di ancoraggio, la resistenza dei legami adesivo-acciaio e adesivo-calcestruzzo è sempre maggiore della resistenza limite a trazione dell'acciaio, e conseguentemente gli ancoraggi sono verificati.

5. STRUTTURE METALLICHE DELLA PASSERELLA A CORONAMENTO

5.1. PREMESSE

La nuova passerella a coronamento è costituita da un grigliato pedonale largo 1,5 m, fissato su tre profilati correnti HE 220 B, appoggiati sulle pile e con luce tra gli appoggi massima di 10,70 m. I profilati saranno controventati ed alla sommità delle pile sono previsti ritegni metallici con la funzione di contrastare eventuali movimenti orizzontali dell'impalcato in caso di evento sismico.

Il parapetto è costituito da montanti realizzati con profilati IPE 80 e da correnti tubolari per richiamare la tipologia di parapetti già presenti nelle vicinanze della diga; sarà dimensionato per il carico da Normativa (1,5 kN/m in corrispondenza del corrimano).

5.2. VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DELLA PASSERELLA ESISTENTE

La struttura dell'attuale passerella metallica a coronamento è costituita da due profilati IPE 200 correnti, sopra cui poggiano delle IPE 80 trasversali di sostegno della lamiera (Figura 5). La massima luce delle IPE 200 correnti è di circa 5,50 m; l'interasse medio delle IPE 80 è di 50 cm. La lamiera ha uno spessore di 5 mm ed una larghezza di 1,45 m.



Figura 5 – Passerella a coronamento esistente

Le principali caratteristiche delle IPE 200 sono:

- massa: $P = 22,4 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte): $J = 1.943 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte): $W_{el} = 194,3 \text{ cm}^3$

I pesi propri agenti al metro di passerella sono:

- IPE 200:	$22,4 \text{ Kg/m} \times 2 =$	44,8	kg/m
- IPE 80:	$6 \text{ Kg/m} \times 1,4 \text{ m} / 0,5 =$	16,8	kg/m
- Lamiera:	$39,25 \text{ Kg/m}^2 \times 1,45 \text{ m}$	56,91	kg/m
- Parapetti:	$15 \text{ Kg/m} \times 2$	30,0	kg/m
	Totale:	148,51	kg/m

Il peso proprio su ciascuna IPE 200 è quindi $148,5/2 = 0,74 \text{ kN/m}$.

Con un sovraccarico di 10 kN/m^2 , su ciascuna trave agisce il carico lineare

uniformemente distribuito di $10 \text{ kN/m}^2 \times 1,45 / 2 = 7,25 \text{ kN/m}$.

Il momento in mezzeria e lo sforzo conseguente sono:

$$M = 30,2 \text{ kNm}$$

$$\sigma = 15,54 \text{ kN/cm}^2 = 155,4 \text{ N/mm}^2.$$

La freccia risulta:

$$f = 2,92 \text{ cm, pari a } 1/188 \text{ della luce.}$$

I valori di sollecitazione e di deformazione sopra calcolati si ritengono accettabili e ragionevoli per i criteri di progettazione dell'epoca di realizzazione dell'opera. Pertanto, si evince che la passerella esistente è stata progettata e realizzata per sopportare un sovraccarico di 10 kN/m^2 .

5.3. CARATTERISTICHE DEI PROFILATI METALLICI UTILIZZATI PER LA NUOVA PASSERELLA

Grigliato elettrosaldato barre 30x3 maglia 34x38

- barre portanti (h x s):	30 x 3 mm
- interasse barre portanti:	A = 34 mm
- interasse barre trasversali:	B = 38 mm
- massa:	p = 27,5 kg/m ²
- momento di inerzia grigliato:	J = 19,85 cm ⁴ /m
- modulo resistente elastico:	W _{el} = 13,24 cm ³ /m
- area resistente al taglio:	A _v = 26,47 cm ²

Profilo HE 220 B (Travi principali)

- altezza del profilo:	h = 220 mm
- larghezza del profilo:	b = 220 mm
- spessore dell'anima:	t _w = 9,5 mm
- spessore delle ali:	t _f = 16 mm
- sezione trasversale:	A = 91,04 cm ²
- massa:	P = 71,5 kg/m
- momento di inerzia (asse forte):	J = 8.091 cm ⁴
- momento resistente elastico (asse forte):	W _{el} = 735,5 cm ³
- momento resistente plastico (asse forte):	W _{pl} = 827 cm ³
- area resistente al taglio:	A _v = 21,74 cm ²
- classe sezione a flessione:	1

Profilo HE 100 A (Traversi)

- altezza del profilo:	h = 96 mm
- larghezza del profilo:	b = 100 mm
- spessore dell'anima:	t _w = 5,0 mm
- spessore delle ali:	t _f = 8 mm
- sezione trasversale:	A = 21,24 cm ²

- massa:	$P = 16,7 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):	$J = 349,2 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte):	$W_{el} = 72,76 \text{ cm}^3$
- momento resistente plastico (asse forte):	$W_{pl} = 83,01 \text{ cm}^3$
- area resistente al taglio:	$A_v = 4,0 \text{ cm}^2$
- classe sezione a flessione:	1

Profilo composto da n. 2 L 60x60x6 accoppiati lungo il lato lungo (Controventi)

- altezza del profilo:	$h = 60 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:	$b = 60 \text{ mm}$ (di una L)
- spessore:	$t = 6 \text{ mm}$
- distanza dei profili:	$d = 8 \text{ mm}$

Caratteristiche del profilo composto:

- sezione trasversale:	$A = 13,82 \text{ cm}^2$
- massa:	$P = 10,84 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):	$J = 84,90 \text{ cm}^4$
- momento di inerzia (asse debole):	$J = 45,58 \text{ cm}^4$
- classe sezione a compressione:	4

Profilo IPE 80 (Montanti parapetto)

- altezza del profilo:	$h = 80 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:	$b = 46 \text{ mm}$
- spessore dell'anima:	$t_w = 3,8 \text{ mm}$
- spessore delle ali:	$t_f = 5,2 \text{ mm}$
- sezione trasversale:	$A = 7,64 \text{ cm}^2$
- massa:	$P = 6,0 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):	$J = 80,14 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte):	$W_{el} = 20,03 \text{ cm}^3$
- momento resistente plastico (asse forte):	$W_{pl} = 23,22 \text{ cm}^3$
- area resistente al taglio:	$A_v = 2,65 \text{ cm}^2$
- classe sezione a flessione:	1

5.4. ANALISI DEI CARICHI

Per il calcolo delle azioni sulla passerella si fa riferimento al § 5.1.3 delle NTC per quanto di pertinenza ai ponti stradali di 3ª Categoria, definiti al § 5.1.3.3.4 come "ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali)".

Nelle verifiche dell'impalcato della nuova passerella non vengono considerate le azioni sismiche in relazione all'entità del carico accidentale considerato, che risulta essere di gran lunga quello dimensionante.

Peso proprio

I valori caratteristici dei pesi propri del grigliato e dei profilati dell'impalcato sono indicati al precedente § 5.3.

Il peso dei parapetti è di 15 kg/m, esclusi i montanti.

Carico variabile verticale

Lo Schema di Carico 5 (NTC § 5.1.3.3.3) è costituito da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m².

Pertanto, il valore caratteristico del carico verticale uniformemente distribuito sull'area dei grigliati è di **5,00 kN/m²**.

Come detto, si eseguono le verifiche strutturali anche con carico variabile verticale uniformemente distribuito sull'area dei grigliati pari a $q_k = 10,00 \text{ kN/m}^2$.

Azioni sui parapetti

L'azione orizzontale sui parapetti (NTC § 5.1.3.10) è costituita da un carico uniformemente distribuito con valore caratteristico di **1,5 kN/m** all'altezza del corrimano, cioè a 1,1 m dal piano di calpestio della passerella (1,15 m dalla base).

Azione della neve

Con riferimento al § 3.4 delle NTC, il valore caratteristico minimo del carico della neve al suolo ($a_s = 930 \text{ m s.m.}$) è $q_{sk} = 3,66 \text{ kN/m}^2$. Assumendo una classe di topografia "Normale" (per cui $C_E=1,0$) ed un coefficiente termico $C_t=1$, il carico della neve al suolo è $q_s = 3,66 \text{ kN/m}^2$.

5.5. COMBINAZIONI DI CARICO

I coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio (v. § 2.5.3. e 5.1.3.12 NTC) sono riportati in Tabella 9 ed in Tabella 10.

Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	1,00 1,35
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,35 (*)
Carichi variabili da traffico (folla compatta)	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35
Carichi variabili (neve)	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50
(*) carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti			

Tabella 9

Azioni	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent)
Carichi variabili da traffico (folla compatta)	0,0	0,0	0,0
Carichi variabili (neve)	0,0	0,0	0,0

Tabella 10

Pertanto, le uniche due combinazioni di carico che verranno prese in esame per le verifiche strutturali della nuova passerella sono:

- agli SLU: $1,35 \times G_1 + 1,35 \times G_2 + 1,35 \times Q + 1,35 \times Q_p$

- agli SLE: $G_1 + G_2 + Q_1 + Q_2$

dove:

- G_1 e G_2 sono i carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Q è il sovraccarico uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è 5 kN/m^2 ;
- Q_p è l'azione orizzontale sui parapetti.

Nel seguito, le azioni dei carichi Q sono l'involuppo delle azioni derivanti dall'applicazione del carico sulle tre travi principali in tutte le diverse combinazioni possibili (applicando cioè il carico anche solamente ad una o a due delle travi).

5.6. MODELLO DI CALCOLO

Ai fini delle verifiche strutturali, si è approntato un modello ad elementi finiti per il calcolo delle sollecitazioni nei profilati costituenti l'impalcato.

Per le analisi si è utilizzato il software di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2017 v 1.1 della MIDAS Information Technology Co. Ltd, modellando i profilati portanti, i traversi ed i controventi attraverso elementi "beam".

L'impalcato preso in esame è quello corrispondente alla campata con luce più lunga. L'interasse tra gli appoggi delle travi principali è di 10,80 m.

In Figura 6 si riporta una immagine del modello di calcolo utilizzato.

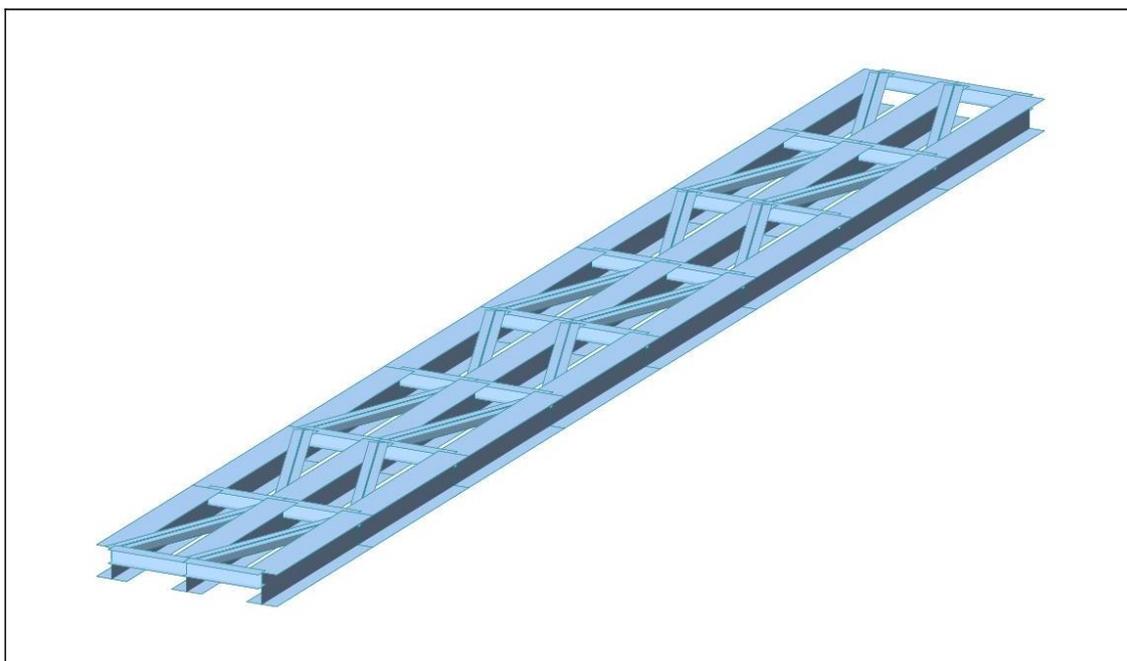


Figura 6 – Modello di calcolo dell'impalcato

Nel modello, il peso proprio degli elementi modellati è tenuto automaticamente in conto. Quello del grigliato è un carico uniformemente distribuito lungo le tre travi principali, ciascuna per la sua superficie di influenza. Quello dei parapetti è modellato come una forza verticale ed un momento agenti sui nodi in corrispondenza dei montanti (interasse di calcolo: 1,35 m):

forza verticale diretta verso il basso pari a: $0,15 \text{ kN/m} \times 1,35 \text{ m} + 0,1 \text{ kN} = 0,30 \text{ kN}$
momento flettente pari a: $0,25 \text{ kN} \times 0,25 \text{ m} = 0,075 \text{ kNm}$

Il sovraccarico accidentale è introdotto come carico lineare distribuito sulle tre travi principali, ciascuna per la sua superficie di influenza, e quindi:

per la trave centrale: $5,0 \text{ kN/m}^2 \times 0,550 \text{ m} = 2,75 \text{ kN/m}$
per ciascuna delle due travi esterne: $5,0 \text{ kN/m}^2 \times 0,475 \text{ m} = 2,375 \text{ kN/m}$

L'azione orizzontale sui parapetti è modellata attraverso un'azione assiale ed un momento:

forza orizzontale diretta verso l'esterno dell'impalcato: $1,5 \text{ kN/m} \times 1,35 \text{ m} = 2,03 \text{ kN}$
momento flettente pari a: $2,03 \text{ kN} \times 1,2 \text{ m} = 2,44 \text{ kNm}$

Per massimizzare gli effetti del carico orizzontale dei parapetti sull'impalcato, l'azione orizzontale sopra descritta è stata introdotta su un solo lato.

I vincoli sono costituiti da semplici appoggi nei nodi alle estremità delle travi principali.

5.7. RISULTATI DEL CALCOLO

Nel seguito (da Figura 7 a Figura 11) si riportano i diagrammi dell'involuppo agli SLU delle azioni sollecitanti più significative nelle travi principali (HE220B), nei traversi (HE100A) e nei controventi (2L 60x60x6 accostate).

In Figura 12 si riporta la deformata calcolata per la combinazione di carico allo SLE.

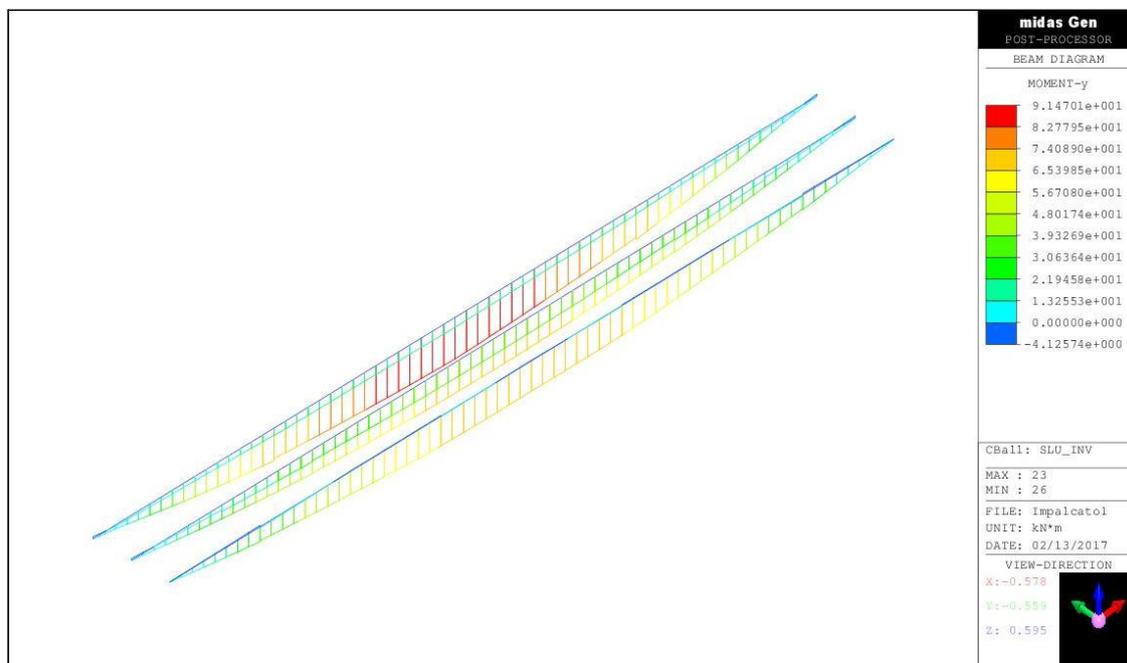


Figura 7 – Travi principali: momenti flettenti

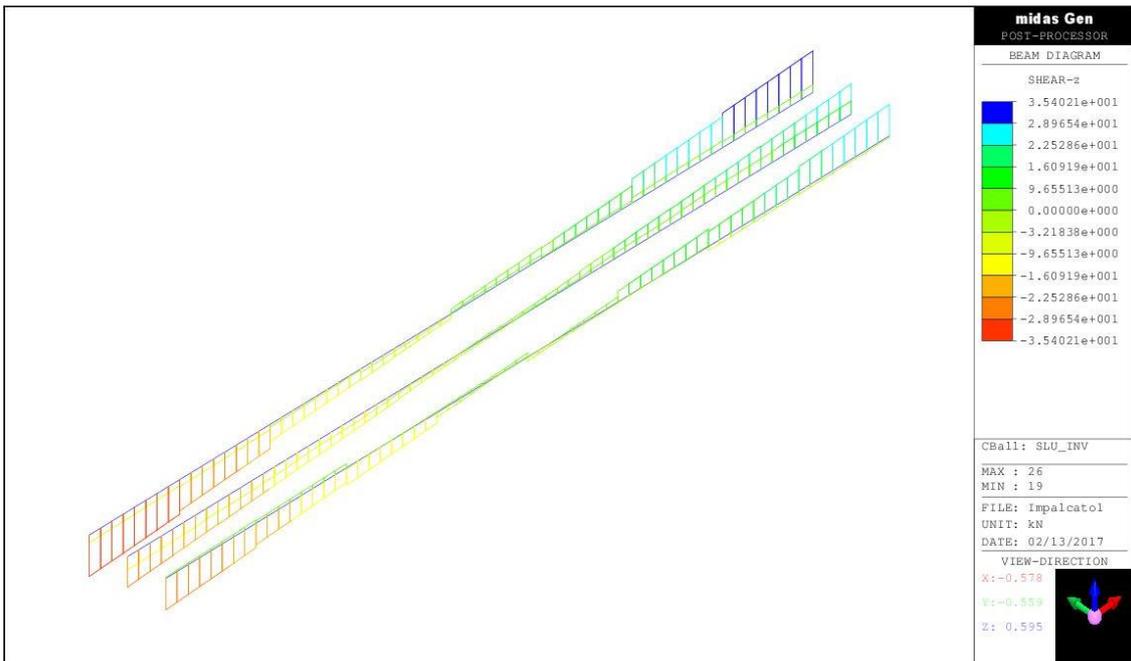


Figura 8 – Travi principali: taglio

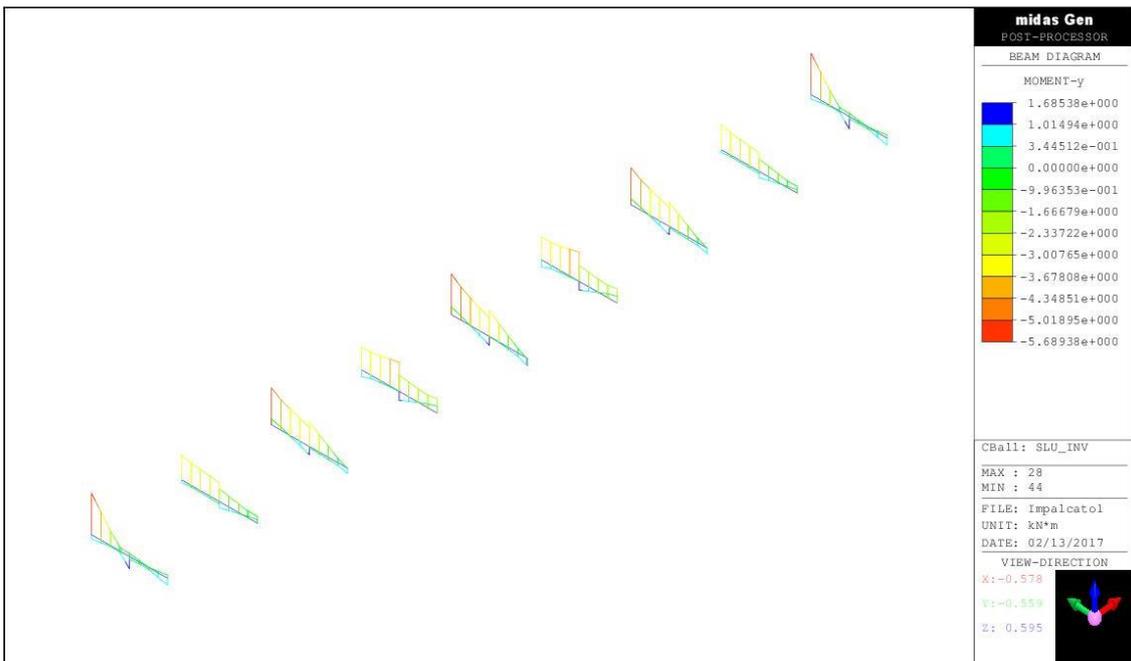


Figura 9 – Traversi: momenti flettenti

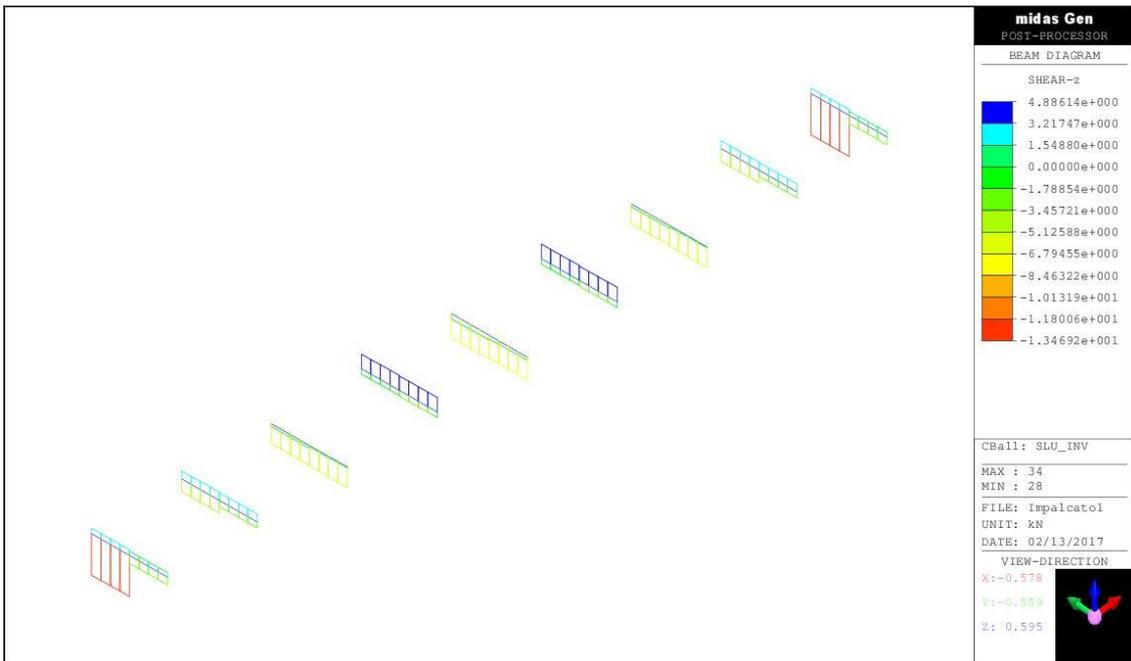


Figura 10 – Traversi: taglio

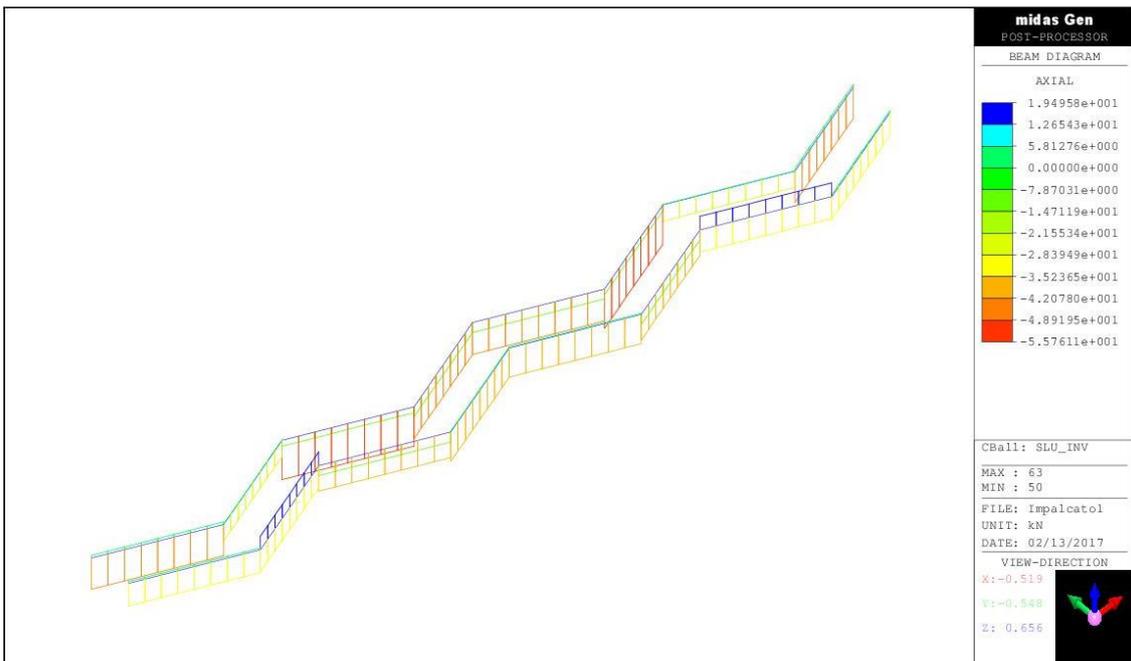


Figura 11 – Controventi: azione assiale

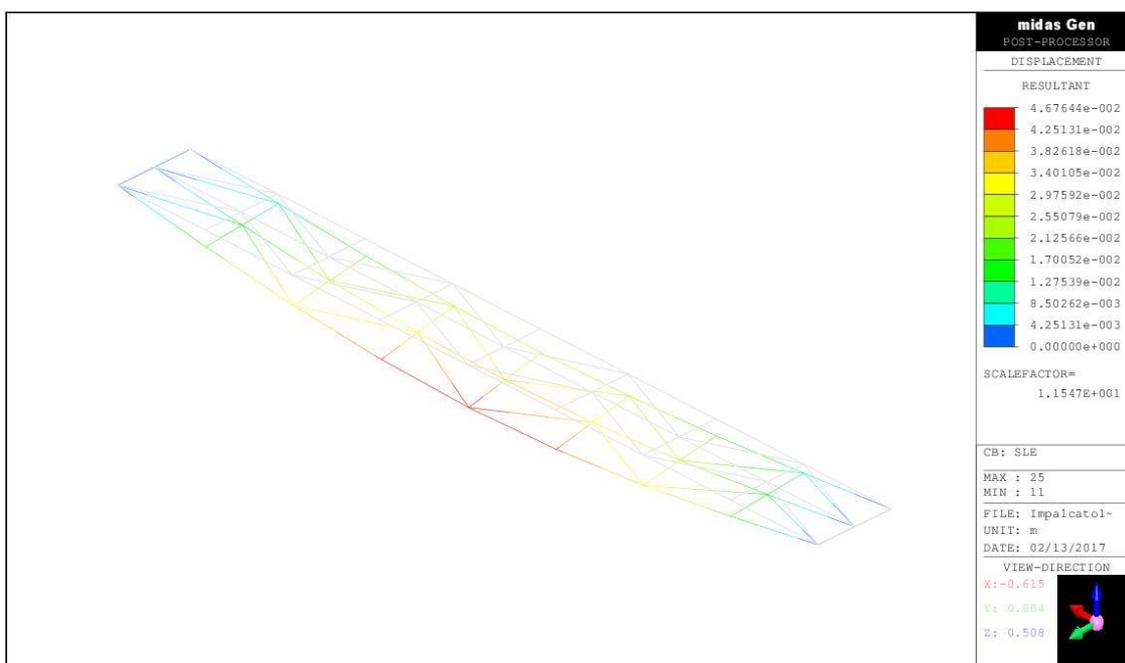


Figura 12 – Deformata allo SLE

5.8. VERIFICHE DELLE TRAVI CORRENTI

Verifiche di resistenza (Verifiche allo SLU)

Dal calcolo risulta:

Massimo momento flettente in mezzeria (SLU):	91,47 kNm
Taglio sugli appoggi (SLU):	35,40 kN

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave HE 220 B sono:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 827.000 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 279,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 2.174 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 424,4 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Siccome il momento flettente di calcolo è inferiore alla resistenza a flessione, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Verifiche di deformabilità (Verifiche allo SLE)

Dal calcolo risulta:

Freccia dovuta ai carichi variabili (SLE):	3,9 cm
Freccia totale (SLE):	5,5 cm

Il massimo spostamento verticale elastico dovuto ai carichi variabili (δ_2) è pari a circa 1/280 L; quello totale (δ_{max}) è pari a circa 1/200 L.

Gli spostamenti sono entro i limiti indicati al § 4.2.4.2.1 delle NTC; pertanto le verifiche di deformabilità sono soddisfatte.

Verifiche nel caso di sovraccarico eccezionale di 10 kN/m²

Si eseguono inoltre le verifiche di resistenza della struttura portante in condizioni eccezionali, con un sovraccarico uniformemente distribuito Q_E pari a 10 kN/m²:

$$G_1 + G_2 + Q_E + Q_p$$

Con il sovraccarico di 10 kN/m² distribuito su tutta la passerella si ha:

Momento flettente in mezzzeria (SLU):	107,8 kNm
Taglio sugli appoggi (SLU):	39,84 kN

Le verifiche di resistenza sono, anche in questo caso, ampiamente soddisfatte.

5.9. VERIFICHE DEI TRAVERSI

Verifiche di resistenza dei profilati

Dal calcolo risulta:

Massimo momento flettente (SLU):	5,69 kNm
Massimo taglio (SLU):	13,47 kN

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave HE 100 A sono:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 83.010 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 28,07 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 400 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 78,08 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Siccome il momento flettente di calcolo è inferiore alla resistenza a flessione, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Verifiche della unione bullonata

I traversi sono giuntati con una unione bullonata per attrito le cui caratteristiche dimensionali sono riportate in Figura 13.

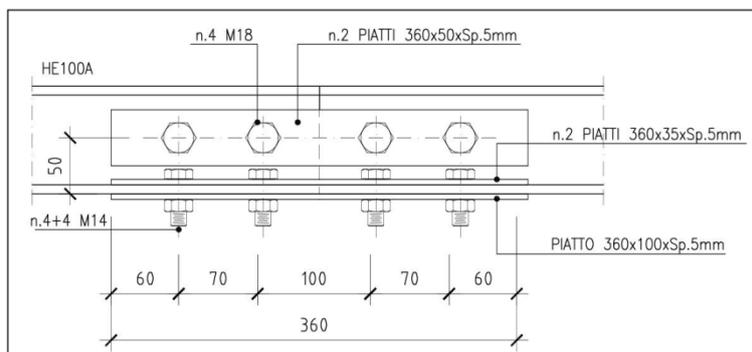


Figura 13 – Unione bullonata dei traversi HE100A

In corrispondenza dell'unione, dal calcolo risulta:

Massimo momento flettente (SLU):	3,80 kNm
Azione assiale (SLU):	14,8 kN (trazione)

In corrispondenza dell'unione il taglio risulta trascurabile.

Il momento flettente genera su ciascuna delle due unioni (dell'ala inferiore e dell'anima) la forza di trazione

$$3,80 \text{ kNm} / 50 \text{ mm} = 76,0 \text{ kN}$$

Pertanto, l'azione di scorrimento agente su ciascuna delle due unioni vale:

$$76,0 + 14,8 = 90,8 \text{ kN}$$

Si eseguono di seguito le verifiche delle unioni bullonate. Le formule utilizzate e la simbologia sono quelle del § 4.2.8.1.1 delle NTC.

1) Controlli dimensionali

unione dell'anima (bulloni M18):

Distanze e interassi [mm]		Limiti da Normativa	
		Minimo	Massimo
e ₁	60	22.8	60
e ₂	25	22.8	60
p ₁	70	41.8	70

unione dell'ala inferiore (M14):

Distanze e interassi [mm]		Limiti da Normativa	
		Minimo	Massimo
e ₁	60	18.0	60
e ₂	18	18.0	60
p ₁	70	33.0	70

2) Resistenza di progetto a scorrimento dell'unione

forza di serraggio dei bulloni:

$$M18: F_{p,C} = 0,7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 192 \text{ mm}^3 / 1,1 = 97,75 \text{ kN}$$

$$M14: F_{p,C} = 0,7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 115 \text{ mm}^3 / 1,1 = 58,55 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento di un singolo bullone:

$$M18: F_{s,Rd,b} = n \times \mu \times F_{p,C} / \gamma_{M3} = n \times 0,3 \times 97,75 / 1,25 = n \times 23,46 \text{ kN}$$

$$M14: F_{s,Rd,b} = n \times \mu \times F_{p,C} / \gamma_{M3} = n \times 0,3 \times 58,55 / 1,25 = n \times 14,05 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento dell'unione:

$$\text{unione anima: } 23,46 \times 2 \text{ superfici} \times 2 \text{ bulloni} = 93,84$$

$$\text{unione ala inferiore: } 14,05 \times 2 \text{ superfici} \times 4 \text{ bulloni} = 112,4 \text{ kN}$$

3) Resistenza di progetto a rifollamento

unione anima:

$$\alpha = 0,975$$

$$F_{b,Rd} = 71,41 \text{ kN per ciascun bullone}$$

$$F_{b,Rd} = 142,82 \text{ kN per l'unione (n. 2 bulloni)}$$

unione ala inferiore:

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 47,6 \text{ kN per ciascun bullone}$$

$$F_{b,Rd} = 190,4 \text{ kN per l'unione (n. 4 bulloni)}$$

4) Resistenza di progetto dei piatti di collegamento

unione anima:

$$A_{net} = (50-19) \times 5 = 155 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \times 155 \times 510 / 1,25 = 56,92 \text{ kN (per 1 piatto)}$$

$$N_{u,Rd} = n. 2 \text{ piatti} \times 56,92 = 113,8 \text{ kN (per l'unione)}$$

unione ala inferiore:

$$A_{net} = (35-15) \times 5 = 100 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \times 100 \times 510 / 1,25 = 36,72 \text{ kN (per 1 piatto)}$$

$$N_{u,Rd} = n. 4 \text{ piatti} \times 36,72 = 146,88 \text{ kN (per l'unione)}$$

In conclusione, i limiti dimensionali da Normativa sono rispettati e la resistenza di progetto dell'unione, corrispondente al minore tra i valori di resistenza di progetto sopra calcolati, è superiore alla azione sollecitante. Pertanto le verifiche dell'unione bullonata sono soddisfatte.

5.10. VERIFICHE DEI CONTROVENTI

Verifiche all'instabilità dei profilati

Il taglio ed i momenti nei traversi sono trascurabili. Dal calcolo risulta:

$$\text{Massima azione assiale di compressione nei controventi (SLU):} \quad -55,76 \text{ kNm}$$

$$\text{Massima azione assiale di trazione nei controventi (SLU):} \quad 19,5 \text{ kNm}$$

Con riferimento al § 4.2.3.1 delle NTC relativamente alla classificazione delle sezioni, per la sezione costituita dai due profilati L 60x60x6 accoppiati si ha:

$$\varepsilon = (235/355)^{0,5} = 0,814$$

$$(h/t) / \varepsilon = (60/6) / 0,814 = 12,29$$

$$(b+h)/(2t\varepsilon) = (60+60) / (2 \times 6 \times 0,814) = 12,29$$

quindi la sezione è in classe 4.

La lunghezza di libera inflessione dei traversi è sempre inferiore a 145 cm.

Con riferimento all'asse più sfavorevole della sezione composta, il raggio d'inerzia è pari a 2,766 cm e quindi la snellezza risulta:

$$\lambda = l_0 / i = 145 \text{ cm} / 2,766 \text{ cm} = 52,42$$

Il carico critico elastico è:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l_0 = \pi^2 \times 210 \text{ kN/mm}^2 \times 45,58 \text{ cm}^4 / 145^2 \text{ cm}^2 = 449,32 \text{ kN}$$

e la snellezza adimensionale è pari a:

$$\bar{\lambda} = (A_{eff} \times f_{yk} / N_{cr})^{0,5} = (13,82 \text{ cm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 449,32 \text{ kN})^{0,5} = 1,044$$

Con riferimento al § 4.2.4.1.3.1 delle NTC:

curva di instabilità: b

fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

$$\Phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,188$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}] = 1 / [1,188 + (1,188^2 - 1,044^2)^{0,5}] = 0,570$$

In definitiva, la resistenza all'instabilità dell'asta costituita dai due profili ad L accostati è:

$$N_{b,Rd} = \chi \times A_{eff} \times f_{yk} / \gamma_{M1} = 0,570 \times 13,82 \text{ cm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 266,33 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza calcolata maggiore dell'azione di progetto, la verifica dell'asta compressa è soddisfatta.

Verifiche della unione bullonata

Si verifica la bullonatura dei due profilati ad L soggetta ad una azione assiale di 55,76 kN. Le caratteristiche geometriche del giunto sono riportate in Figura 14.

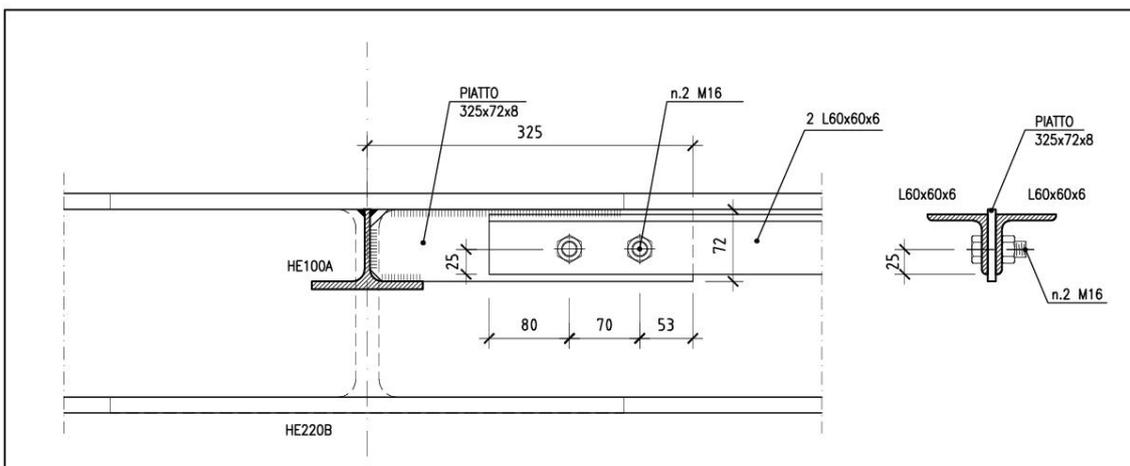


Figura 14 – Unione bullonata dei controventi

Le formule utilizzate e la simbologia sono quelle del § 4.2.8.1.1 delle NTC.

1) Controlli dimensionali

Distanze e interassi [mm]		Limiti da Normativa	
		Minimo	Massimo
e ₁	53	22.8	60
e ₂	25	22.8	60
p ₁	70	41.8	70

2) Resistenza di progetto a scorrimento dell'unione

forza di serraggio dei bulloni:

$$F_{p,C} = 0,7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 157 \text{ mm}^2 / 1,1 = 79,93 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento di un singolo bullone:

$$F_{s,Rd,b} = n \times \mu \times F_{p,C} / \gamma_{M3} = n \times 0,3 \times 79,93 / 1,25 = n \times 19,18 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento dell'unione:

$$19,18 \times 2 \text{ superfici} \times 2 \text{ bulloni} = 76,72$$

3) Resistenza di progetto a rifollamento

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 97,92 \text{ kN per ciascun bullone}$$

$$F_{b,Rd} = 195,84 \text{ kN per l'unione (n. 2 bulloni)}$$

4) Resistenza di progetto del piatto di collegamento

$$A_{net} = (72-18) \times 8 = 432 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \times 432 \times 510 / 1,25 = 158,63 \text{ kN}$$

In conclusione, i limiti dimensionali da Normativa sono rispettati e la resistenza di progetto dell'unione, corrispondente al minore tra i valori di resistenza di progetto sopra calcolati, è superiore alla azione sollecitante. Pertanto le verifiche dell'unione bullonata sono soddisfatte.

5.11. VERIFICHE STRUTTURALI DEL GRIGLIATO

I grigliati si appoggiano alle tre putrelle correnti, aventi interasse di 0,55 m; lo sbalzo massimo del grigliato rispetto all'asse della putrella più esterna è 20 cm; lo schema statico è riportato in Figura 15.

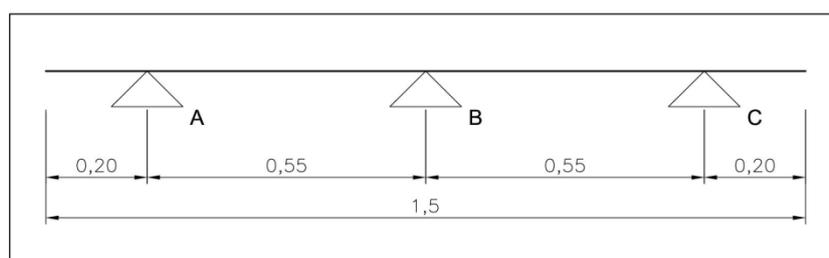


Figura 15 – Schema statico grigliato

Si considera una striscia di grigliato di profondità unitaria.

Per massimizzare il momento e la freccia in mezzeria, si considerano tutte le possibili combinazioni di posizione del sovraccarico di 5 kN/m² sui quattro tratti del grigliato.

Pertanto:

Sugli appoggi:

Momento flettente (SLU):

0,25 kNm

Taglio (SLU):

2,32 kN

In campata:		
Momento flettente (SLU):		0,21 kNm
Freccia (SLE):		0,11 mm
Alle estremità libere:		
Freccia (SLE):		0,14 mm

Verifiche di resistenza (Verifiche allo SLU)

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio per il grigliato sono:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 9.190 \text{ mm}^3 \times 235 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 2,06 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 2.206 \text{ mm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 285 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§ 4.2.4.1.2 NTC).

Siccome i valori di calcolo allo SLU del momento flettente e dell'azione tagliante sono inferiori alle rispettive resistenze di calcolo, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Verifiche di deformabilità (Verifiche allo SLE)

Gli spostamenti sono ampiamente accettabili, anche in relazione ai limiti indicati al § 4.2.4.2.1 delle NTC; pertanto le verifiche di deformabilità sono soddisfatte.

5.12. VERIFICHE STRUTTURALI DEL PARAPETTO

I parapetti sono formati da elementi tubolari correnti e da montanti costituiti da profilati IPE 80, bullonati alla base ai traversi.

L'interasse massimo dei montanti è variabile, in funzione della variabilità di lunghezza dei diversi impalcati, ma mai supera il valore di 1,50 m.

Il carico orizzontale è di 1,5 kN/m applicato all'altezza del corrimano (§ 5.1.3.10 NTC), cioè a 1,15 m dalla base. Pertanto alla base dei montanti agiscono un taglio ed un momento flettente di calcolo (allo SLU) pari a:

$$V_{Ed} = 1,5 \text{ kN/m} \times 1,5 \times 1,5 \text{ m} = 3,38 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3,38 \text{ kN} \times 1,15 \text{ m} = 3,89 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza dei profilati

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave IPE 80 sono:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 23.220 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 7,85 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 265 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 51,73 \text{ kN}$$

Siccome i valori di calcolo allo SLU del il momento flettente e dell'azione tagliante sono inferiori alle rispettive resistenze di calcolo, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

Verifiche della unione bullonata alla base

Si verifica la bullonatura alla base dei montanti. Le caratteristiche geometriche del giunto sono riportate in Figura 16. Le formule utilizzate e la simbologia sono quelle del

§ 4.2.8.1.1 delle NTC.

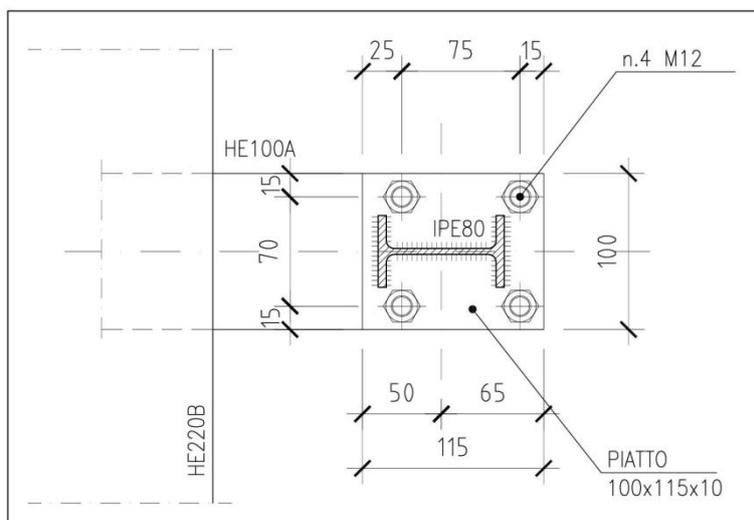


Figura 16 – Unione bullonata alla base dei montanti dei parapetti

In via semplificata e cautelativa, il bullone più sollecitato è soggetto ad un taglio ed una trazione pari a:

$$F_{v,Ed} = 3,38 \text{ kN} / 4 = 0,85 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = 3,89 \text{ kNm} / (75+25) \text{ mm} / 2 = 19,45 \text{ kN}$$

1) Controlli dimensionali

Distanze e interassi [mm]		Limiti da Normativa	
		Minimo	Massimo
e ₁	15	15,6	60
e ₂	15	15,6	60

Data il modestissimo scostamento dai limiti di normativa, i controlli dimensionali si ritengono comunque soddisfatti.

2) Resistenza di progetto a scorrimento dell'unione

forza di serraggio dei bulloni:

$$F_{p,C} = 0,7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 84 \text{ mm}^3 / 1,1 = 42,76 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento di un singolo bullone:

$$F_{s,Rd,b} = n \times \mu \times (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} = 1 \times 0,3 \times (42,76 - 19,45) / 1,25 = 5,59 \text{ kN}$$

3) Resistenza di progetto a rifollamento

(la verifica più gravosa è quella che riguarda l'ala del profilo HE100A, su cui è bullonata la piastra di base del montante, che ha uno spessore di 8 mm)

$$\alpha = 0,410$$

$$F_{b,Rd} = 28,15 \text{ kN per ciascun bullone}$$

4) Resistenza di progetto del piatto di collegamento

(anche per questa verifica si considera uno spessore di 8 mm)

$$A_{net} = (100 - 13 - 13) \times 8 = 592 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \times 592 \times 510 / 1,25 = 217 \text{ kN}$$

Quindi per un bullone:

$$N_{u,Rd} = 217 \text{ kN} / 2 = 108,69 \text{ kN}$$

In conclusione, i limiti dimensionali da Normativa sono rispettati e la resistenza di progetto dell'unione, corrispondente al minore tra i valori di resistenza di progetto sopra calcolati, è ampiamente superiore alla azione sollecitante. Pertanto le verifiche dell'unione bullonata sono soddisfatte.

6. MURETTO DI CHIUSURA ACCESSO SPONDA DESTRA

6.1. PREMESSE

Lo scarico di superficie supplementare di alleggerimento, situato in sponda destra, è attualmente raggiungibile dal coronamento della diga attraverso un percorso che corre su un terrapieno esistente e sopra al muro d'ala in sinistra allo scarico (v. Figura 17).



Figura 17 – Accesso allo scarico di superficie supplementare

L'accesso allo scarico avverrà ancora attraverso il percorso pedonale esistente. Per proteggere il passaggio verrà realizzato un nuovo muretto lato invaso in calcestruzzo armato di spessore 15 cm armato con $\varnothing 12$ ogni 20 cm, dal lato invaso.

Tale muretto si rende necessario in quanto la quota dell'invaso, durante la piena millenaria, risulta 15 cm maggiore rispetto al piano di calpestio dell'accesso (q. 927,00 m s.m.).

Di seguito si riporta la verifica del muretto di chiusura dell'accesso allo scarico di superficie supplementare.

6.2. CARICHI AGENTI ED AZIONI SOLLECITANTI

Si considera agente un sovraccarico accidentale orizzontale di 2 kN/m, diretto verso l'invaso, ad un'altezza di 1,20 m dal piano di calpestio (v. tab. 3.1. Il NTC 2008), che genera un momento flettente alla base di 2,4 kN/m.

Il carico dell'acqua sul muretto in condizioni di massimo invaso è trascurabile (15 cm di battente).

6.3. VERIFICHE STRUTTURALI

Il muretto, che ha uno spessore di 15 cm, è armato con una doppia maglia Ø12 20x20 cm.

Il momento resistente di una sezione di 1 m di sviluppo è:

$$M_R = 26,44 \text{ kNm}$$

che corrisponde al momento generato da un sovraccarico orizzontale lineare, applicato alla quota di testa del muretto, di 22,03 kN/m; il battente idrico necessario per generare M_R sarebbe maggiore della quota del ciglio superiore del muretto.

6.4. CALCOLO DEGLI INGHISAGGI NEL CALCESTRUZZO ESISTENTE

L'ancoraggio delle barre al calcestruzzo esistente avverrà attraverso un adesivo chimico. Il calcolo della lunghezza di ancoraggio viene pertanto eseguito con le stesse ipotesi descritte al precedente §4.4. in cui:

- $\phi = 12 \text{ mm}$ è il diametro della barra di armatura [mm];
- $D = 16 \text{ mm}$ è il diametro della perforazione [mm];
- $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ e $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;

La lunghezza base di ancoraggio risulta quindi:

$$l_b = \max\{244\text{mm}; 214\text{mm}\} = 244 \text{ mm}$$

Quindi, siccome la lunghezza di ancoraggio prevista in progetto è di 25 cm, cioè sempre maggiore della lunghezza base di ancoraggio, la resistenza dei legami adesivo-acciaio e adesivo-calcestruzzo è sempre maggiore della resistenza limite a trazione dell'acciaio e conseguentemente gli ancoraggi sono verificati.

Dott. Ing. Carlo Claudio MARCELLO

